

ՀԱՅԿԱԿԱՆ ՍՍՌ-ԳԻՏՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ԱԿԱԴԵՄԻԱՅԻ

ՏԵԴԵԿԱԳԻՐ ИЗВЕСТИЯ

АКАДЕМИИ НАУК АРМЯНСКОЙ ССР

ՏԵԽՆԻԿԱԿԱՆ ԳԻՏՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ՍԵՐԻԱ.
СЕРИЯ ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК

ԽՐԴԱԳՐԱԿԱՆ ԿՈՒՆԵՐԵՒ

Աղոնց Հ. Տ., Արբուշեակի Վ. Վ., Գառարյան Ա. Մ., Եղիազարյան Ի. Վ., Կասյան Մ. Վ., Կազարով Ա. Կ. (պատ. խմբագիր), Սիմոնով Մ. Զ., Տեր-Ստեփանյան Կ. Ի., Փինաջյան Վ. Վ. (պատ. խմբագիր անդակալ), Մանուսյան Ա. Ա. (պատ. քարտուղար):

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ:

Афонц Г. Т., Алексеевский В. В., Гаспарян А. М., Егиазаров И. В., Касьян М. В., Назаров А. К. (отв. редактор), Пинадусян В. В. (зам. отв. редактора), Симочов М. З., Тер-Степанян К. И., Манасян А. С. (ответ. секретарь).

ԸՆԿԵՐ Ն. Ս. ԽՐՈՒՇՉՈՎԸ ԲՅՈՒՐԱԿԱՆՈՒՄ

Մայիսի 8-ին Բյուրականի աստղադիտարանում հյուր եղավ ՍՄԿՊ Կենտրոնի Առաջին Բարտուղյուր, ՍՍՌ Մինիստրների Սովետի նախագահ Ն. Ս. Խրուշչովը: Մեծապատիվ հյուրին ողջկցում էին Հայաստանի Կոմպարտիայի Կենտկոմի առաջին Բարտուղյուր Յա. Ն. Չարոբյանը, Հայկական ՍՍՌ Մինիստրների Սովետի նախագահ Ա. Ե. Քոչինյանը, Հայկական ՍՍՌ Գերագույն Սովետի նախագահության նախագահ Շ. Մ. Ասուշանյանը, Սովետական Միության Մարշալ Ի. Ն. Յազովանը և այլ պաշտոնական անձինք: Բյուրականում ընկեր Խրուշչովը հանդիպում ունեցավ Հայաստանի գիտնականների մի մեծ խմբի հետ:

Փանկազին հյուրին դիմավորեցին Հայկական ՍՍՌ Գիտությունների ակադեմիայի պրեզիդենտ, ակադեմիկոս Վ. Հ. Համբարձումյանը, Ակադեմիայի նախագահության անդամները, Հայկական ՍՍՌ Գիտությունների ակադեմիայի պատվավոր անդամ, ակադեմիկոս Ն. Ի. Մուսխելիշվիլին:

Ակադեմիկոս Վ. Հ. Համբարձումյանը ընկեր Ն. Ս. Խրուշչովին պատմեց նախ աստրոֆիզիկոսների հետազոտությունների մասին, ցուցադրեց աստղային երկնքի գիտական մեծ արժեքներ կայացնող, Բյուրականում արված, բազմաթիվ լուսանկարներ՝ այդ թվում մեզանից հարյուր միլիոնավոր լուսային տարի հեռու գտնվող գալակտիկաներից մեկի ֆոտոթիթեղը: Ակադեմիկոս Վ. Հ. Համբարձումյանը ասում է, որ Աստղադիտարանում կատարվող գիտական հետազոտությունների զլխավոր նպատակն է ուսումնասիրել տիեզերքում տեղի ունեցող ֆիզիկական պրոցեսները, ավելի խորը բաժանեցյալ տիեզերքի գաղտնիքների մեջ:

Ընկեր Ն. Ս. Խրուշչովը այնուհետև ծանոթանում է Աստղադիտարանի գիտական սարճավորումներին: Նա կտրում է աշտարակներից մեկի մուտքը փակող կարմիր ժապավենը և առաջինը բարձրանում աշտարակ, որ տեղակայված է Շմիդտի սիստեմի մի նոր հեռադիտակ, որը իր մեծությամբ երկրորդն է աշխարհում:

Նիկիտա Սերգեևիչ Խրուշչովը ակադեմիկոս Վ. Հ. Համբարձումյանին և բացատրություն տվող գիտնականներին հարցրեց Լենինգրադի օպտիկական գործարանում ստեղծված այդ հեռադիտակի առավելությունների, նրա փորձարկումների ընթացքի մասին և շնորհավորեց գիտնականներին ու կառուցողներին հզոր դիտակայանի կառուցման և սարճավորումների տեղակայման աշխատանքների ավարտման կապակցությամբ:

Աստղադիտարանի նիստերի ղանկինում տեղի ունեցավ Ն. Ս. Խրուշչովի գործարար գրույցը սեպտորիկայի ականավոր գիտնականների հետ:

Հայկական ՍՍՌ Գիտությունների ակադեմիայի ակադեմիկոսներ Ս. Ս. Մկրտչյանը, Հ. Գ. Մազաբյանը, Ա. Լ. Մնջոյանը, Ս. Ն. Մերզբյանը, Ա. Ա. Իսախանյանը, Ա. Ի. Այրիսանյանը, Ակադեմիայի ըրրակից-անդամ Մ. Գ. Մանվելյանը, տեխնիկական գիտությունների դոկտոր Ա. Ե. Հակոբյանը հանգամանորեն խոսեցին Հայաստանում գիտության նվաճումների և զարգացման մեծ

նեռանկարներ, այն ներդրումների մասին, որ սեպուրբիկայի գիտնականները կատարում են յոթնամյա պլանով առաջ Լաշվաձ ժողովրդատնտեսական խնդիրների իրականացման ասպարեզում:

Կոմունիստական պարտիայի և Սովետական կառավարության ղեկավար Ն. Ս. Խրուշչովը մեծ հետաքրքրություն ցուցաբերեց Հայաստանի գիտնականների աշխատանքների նկատմամբ: Ես հանգամանորեն հարց ու փորձ արեց Հայաստանի քնդեբի հսկայական հարստությունների, նրանց արդյունաբերական նշանակության մասին, հետաքրքրեց նեֆելիմային սինեթանների օգտագործման խնդրով, առեֆից ստացվող արհեստական քելերով և այլ արժեքավոր նյութերով, հայկական բյուրեղազակու ստացումով, ֆիզիոլոգիաբերական ակտիվ նյութերի սինթեզի ասպարեզում նուրբ օրգանական էիմիայի ինտիմատում ձեռք բերված նվաճումներով, էլեկտրոնային արագագործ, հաշվիչ մեքենաների սանդղման և ժողովրդական տնտեսության մեջ նրանց օգտագործման հարցերով:

Ն. Ս. Խրուշչովին մատուցվեցին բազմաթիվ նվերներ, որոնք արտացոլում են Հայաստանի գիտնականների աշխատանքը, դրսևորում այն մեծ հեռանկարներ, որ սեպուրբիկայի գիտնականների աշխատանքը բացում է ժողովրդական տնտեսության առջև: Նվերների քվում հանձնվեց նաև Հայաստանի օգտակար հանածոների զեղեցիկ ձեռագրված մի հավաքածու:

Գիտնականների առջև փայտուն, բովանդակալից նառով հանդես եկավ Ն. Ս. Խրուշչովը: Ես գիտնականներին շնորհակալություն հայտնեց կարեւոր հարցումների համար, նշեց Հայաստանի գիտնականների կատարած աշխատանքների մեծ նշանակությունը, քնդգծեց այդ աշխատանքների ձեռք բերած համբավը: Միաժամանակ քնկեր Խրուշչովը ավելացրեց, որ, ինարկե, չպետ է գոռոգանալ ձեռք բերված նվաճումներով, չպետ է բավարարվել դրանով, այլ աներաձեշտ է առավել ուժեղացնել աշխատանքները նոր նվաճումների հասնելու համար:

Ընկեր Խրուշչովը մի շարք կարեւոր ցանկություններ հայտնեց կյանքի հետ գիտության, պրակտիկայի հետ տեսության կառի հետագա ամրապնդման մասին, գիտնականների ուշագրությունը բեռնեց գործնական կարեւորագույն խնդիրների լուծման վրա:

Հանգամանորեն խոսելով ՍՄԿՊ Կենտկոմի և ՍՍԽՄ Միինստրների Սովետի գիտության վերակառուցման մասին ընդունած որոշման նշանակության մասին՝ Ն. Ս. Խրուշչովն քնդգծեց, որ գիտական աշխատանքի վերակառուցումը՝ համապետական յուրջ և կարեւոր գործ է: Եթե մինչև այժմ կարելի էր համաձայնվել այն բանի հետ, որ մի կենտրոնից կարելի է ղեկավարել գիտության բոլոր նյութերի գործունեությունը, ապա այժմ դա ունալ չէ:

Այժմ ժամանակն է գիտական հիմնարկների մի մասը հանձնելու այլ կարգավերաբյուրեղների, որոնք շահագրգռված են զարգացնելու գիտության այս կամ այն նյութը: Այդ կհասցնի գիտության և տեխնիկայի ավելի նիշա ղեկավարմանը, նրանց կարեւոր և ակտուալ նյութերի ավելի արագ զարգացմանը:

Ես հույս ունեմ, առաջ Ն. Ս. Խրուշչովը, որ գիտահետազոտական աշխատանքների կուրդինացման Պետական կոմիտեի ստեղծումը կօժանդակի գիտության ամրապնդմանը մեր երկրում և հնարավորություն կտա այն պլանավորել ավելի սացիոնալ:

Գիտության և տեխնիկայի դերը ավելի է մեծանում ներկայումս, երբ սովետական երկիրը մտել է կոմունիստական հասարակարգի ծավալուն կառուցման ժամանակաշրջանը.— ասաց ընկեր Խրուշչովը: Ներկա պայմաններում հատուկ նշանակություն է ձեռք բերում ժողովրդատնտեսական մեծ նշանակություն ունեցող կարևորագույն գիտական պրոբլեմների գծով տարօր տեսական հետազոտությունների հետագա ուժեղացումը, արտադրությանը գիտության մոտեցումը, գիտության նվաճումների ներդրումը արտադրության մեջ:

Ընդգծելով, որ սովետական գիտությունը և տեխնիկան պետք է համաշխարհային գիտության մեջ միշտ գրավեն առաջավոր դիրքեր, ընկեր Խրուշչովը վստահություն հայտնեց, որ Հայաստանի գիտնականներն աշտունես ևս իրենց ուժերն ու գիտելիքները կնվիրաբերեն կոմունիստական շինարարության մեծ գործին, սովետական բազմազգ գիտության առաջավոր բնաանիքում իրենց յուրման կմուծեն գիտության զարգացման գործում:

Հայաստանի գիտնականները ընկեր Խրուշչովի նաոր լսեցին բացառիկ հետաբերությամբ: Նրանք ի դեմս ընկեր Ն. Ա. Խրուշչովի Սովետական Միության կոմունիստական պարտիային և Սովետական կառավարությանը շնորհակալություն հայտնեցին սովետական գիտության և նրա ազգային ջոկատների նկատմամբ ցուցաբերած բացառիկ հոգատարության համար, հավաստիացրին պարտիայի լենինյան կենտրոնական կոմիտեին, որ ոչ մի շանկ չեն խնայի իրենց առջև դրված խնդիրները պատվով կատարելու, կոմունիզմի էլյուրատեխնիկական բազայի ստեղծման գործում իրենց յուրման մուծելու ուղղությամբ:

Ընկեր Խրուշչովը Քյուրակահում Հայաստանի գիտնականների հետ անցկացրեց ավելի Դան երեք ժամ:

ИНЖЕНЕРНАЯ СЕЙСМОЛОГИЯ

Н. К. КАРАПЕТЯН

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРЕОБЛАДАЮЩИХ ПЕРИОДОВ И
СПЕКТРАЛЬНОГО СОСТАВА КОЛЕБАНИЙ ПОЧВЫ
НА ТЕРРИТОРИИ Г. ЕРЕВАНА

При изучении сейсмичности определенного района до настоящего времени учитывались некоторые факторы, как расположение эпицентров в пространстве и во времени, интенсивность очага, динамические параметры очагов землетрясений, геологическое строение района и т. д. Однако, изучению сейсмичности данного района может значительно способствовать также знание преобладающих периодов и спектрального состава колебаний почвы этого района. В связи с этим появляется необходимость получения спектральных характеристик землетрясений в данном районе, установления зависимости формы спектров от энергии землетрясений, эпицентрального расстояния и глубины залегания очага, грунтовых и геологических условий в местах расположения станций, а также от затухания сейсмических волн в данном районе. При достаточной изученности этих вопросов спектральный состав колебаний почвы может стать основной характеристикой сейсмичности того или иного района.

Определение преобладающих периодов и спектрального состава колебаний почвы для конкретного района необходимо проводить одновременно по данным взрывов, микросейсм и землетрясений.

Нами сделана попытка определить преобладающие периоды и спектральный состав колебаний почвы в районе гор. Еревана. С этой целью анализированы записи микросейсм, взрывов и сейсмограммы землетрясений. Анализ произведен по предложенной нами ранее методике определения спектрального состава колебаний почвы путем гармонического анализа (1). Согласно этой методике записи микросейсм, взрывов и землетрясений с помощью энднаскопа увеличиваются примерно в 10—12 раз. Затем проводится средняя линия таким образом, чтобы полностью была бы сохранена форма записи. Средняя линия делится на ряд участков вертикальными линиями, проходящими через характерные пики кривой. Каждый такой участок подвергается гармоническому анализу, определяются значения периодов и соответствующие им значения смещений. Для получения более длинных периодов производится последовательное укрупнение участков.

По полученным данным строится спектральная кривая и график частота случаев-период. Все анализированные нами записи произведены

сейсмографом ВЭГИК примерно с одним и тем же увеличением. Микросейсмы относятся к разным пунктам гор. Еревана с различными грунтовыми условиями. Они были получены Б. К. Карапетяном в процессе исследования колебаний зданий от микросейсм, при котором производилась также запись колебаний грунта (2). По максимальным значениям смещений для каждого периода построены спектральные кривые, представленные на рис. 1а—5а. На графиках по оси абсцисс отложены периоды, а по оси ординат — соответствующие этим периодам значения смещений, выраженные в долях мм. без учета увеличения прибора.

На рис. 1в—5в представлены графики частота случаев-период. Здесь по оси абсцисс отложены значения периодов, а по оси ординат — частота случаев. На графиках спектральных кривых и частота случаев-

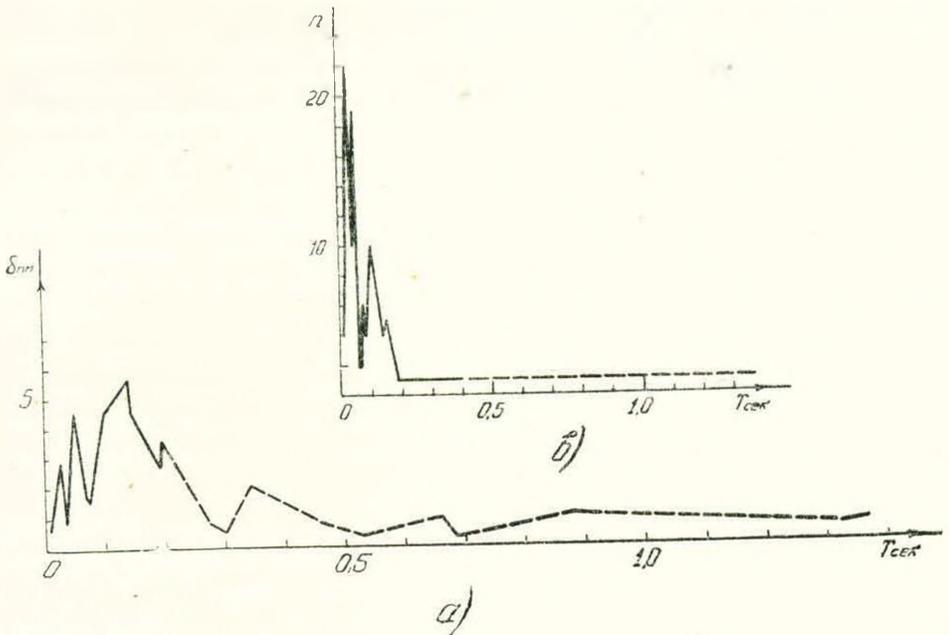


Рис. 1.

период, пунктирными линиями соединены точки, полученные по укрупненным участкам анализируемой кривой. Анализировано пять записей микросейсм. Первая микросейсма относится к Шаумянскому массиву (Э. К. М). Грунтом здесь является базальт. Спектральная кривая дана на рис. 1а, а график частота случаев-период на рис. 1в.

Вторая микросейсма записана в районе Чарбаха. Грунты здесь представлены цементированными галечниками. Спектральная кривая дана на рис. 2а, а график частота случаев — период на рис. 2в. Третья микросейсма относится к району Вардашена. Грунты здесь представлены коренными глинами. Спектральная кривая дана на рис. 3а, а график частота случаев-период на рис. 3в. Для суглинисто-супесчаных грунтов анализированы две микросейсмы. Одна записана в районе завода им. Кирова. Грунты здесь суглинисто-супесчаные водонасыщенные. Другая микросейс-

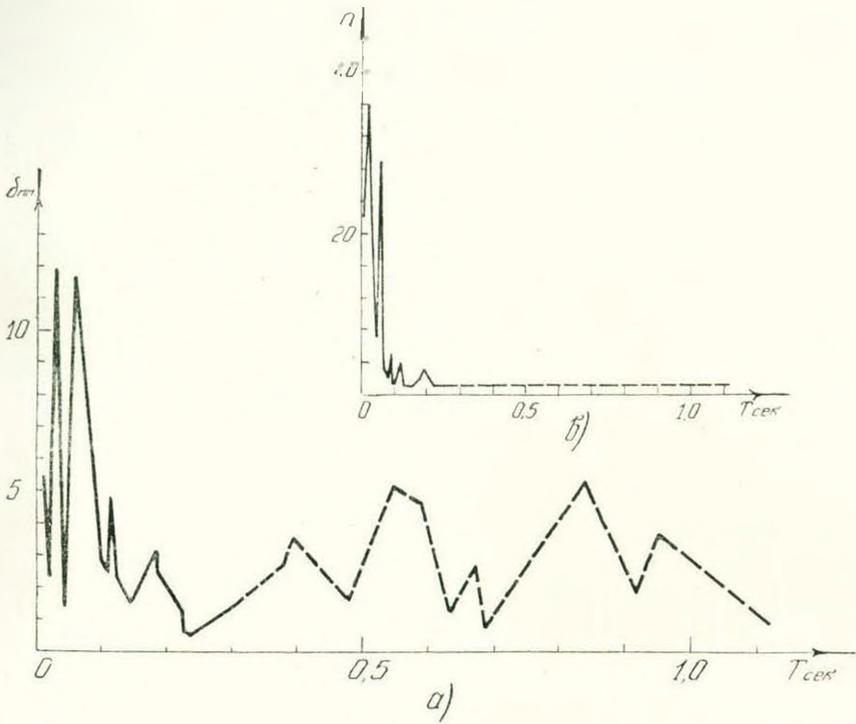


Рис. 2.

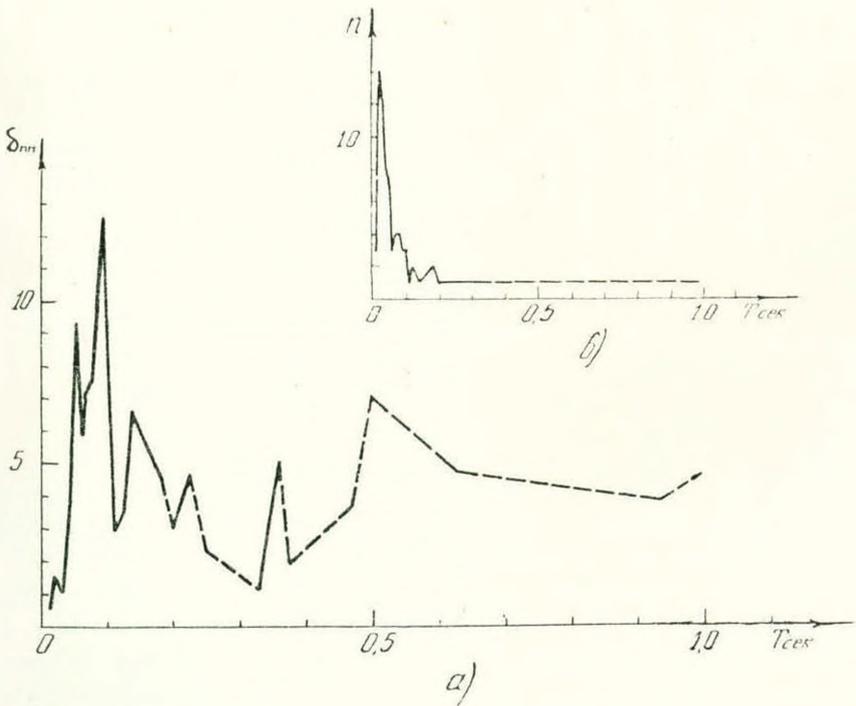


Рис. 3.

ма относится к району между вокзалом и заводом им. Кирова. Грунты здесь также суглинисто-супесчаные, но не водонасыщенные. Спектральные кривые для обоих случаев даны соответственно на рис. 5а и 4а, а графики частота случаев-период — на рис. 5в и 4в.

Из сравнения спектральных кривых микросейсм для разных грунтовых условий можно заключить следующее:

1. Наибольшее смещение почвы наблюдается в водонасыщенных суглинисто-супесчаных грунтах, наименьшее смещение почвы наблюдается в базальтах.

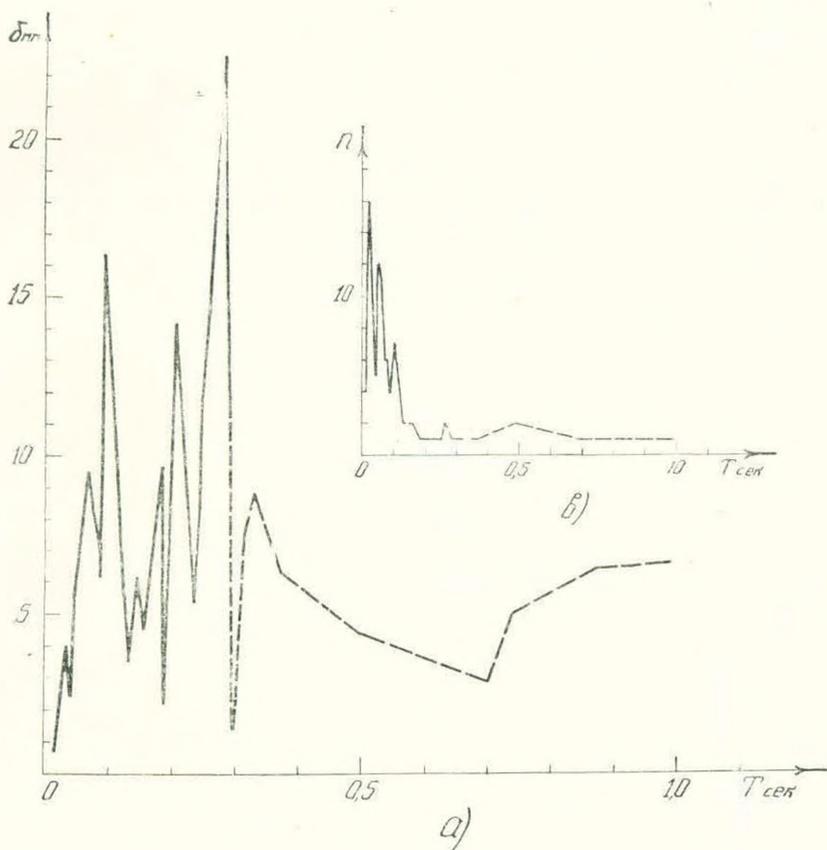


Рис. 4.

2. Для суглинисто-супесчаных грунтов пики смещений выражены очень резко, для коренных глин и галечников — менее резко, а для базальта спектральная кривая имеет довольно пологий характер.

3. Периоды, соответствующие максимальным смещениям, для различных грунтов также имеют разные значения. Для базальтов, галечников и коренных глин эти периоды доходят до 0,1—0,14 сек. Для суглинисто-супесчаных грунтов периоды соответствующие максимальным пикам смещений доходят в случае неводонасыщенных грунтов до 0,28 сек, а в случае водонасыщенных грунтов — 0,41 сек.

4. На спектральных кривых для различных грунтов наблюдается неодинаковое число максимальных пиков смещений, а именно с уменьшением жесткости грунта число пиков увеличивается. Так, в случае базальта пологая спектральная кривая имеет один максимальный пик, для галечников на спектральной кривой наблюдаются два близлежащих максимальных пика, для коренных глини имеются также два максимальных пика. На спектральной кривой для неводонасыщенных суглинисто-супесчаных грунтов имеются три максимальных пика при периодах 0,10; 0,20 и 0,28 сек, а для водонасыщенных суглинисто-супесчаных грунтов уже четыре максимальных пика смещений при периодах 0,29; 0,33; 0,41 и 0,73 сек. Резко выраженный пик при периоде 0,73 сек в последнем случае вызван, по-видимому, водонасыщенностью грунта. Необходимо отметить, что как в случае водонасыщенных, так и неводонасыщенных су-

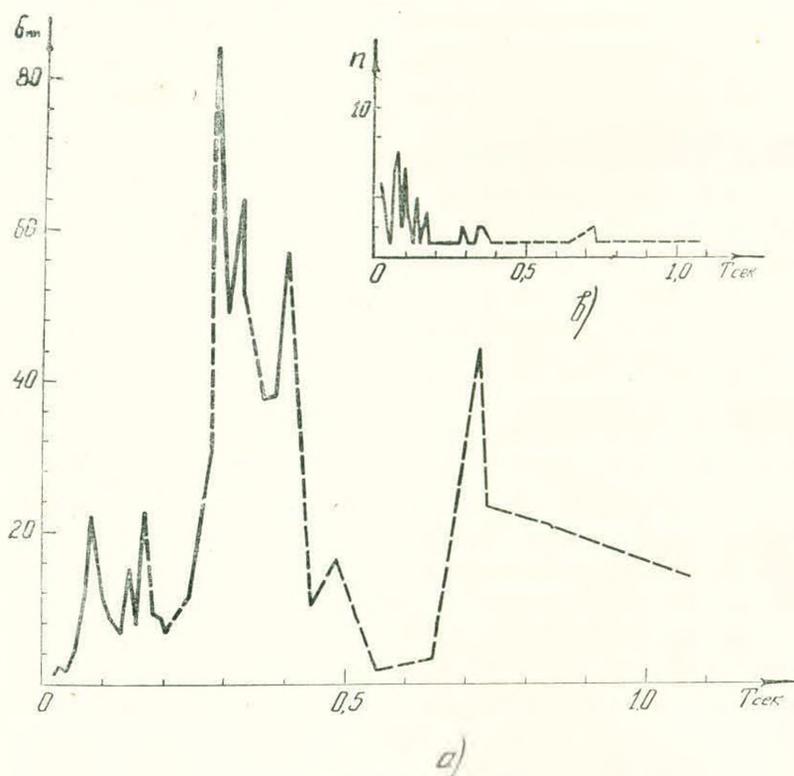


Рис. 5.

глинисто-супесчаных грунтов наибольшее смещение почвы наблюдается при периоде 0,28 и 0,29 сек. По всей вероятности, этот период присущ суглинисто-супесчаным грунтам.

5. Наименьшая «плотность» спектра в интервале 0—0,50 сек наблюдается у базальта, наибольшая — у суглинисто-супесчаных грунтов. В интервале 0,5—1,0 сек «плотность» спектра для всех грунтов одинаковая, за исключением галечников, где «плотность» спектра несколько большая.

Сравним графики частота случаев-период для микросейсм (рис.

1в—5в). Характер этих графиков для разных грунтов также различен. При этом для суглинисто-супесчаных грунтов графики более пологие, а для базальтов, галечников и коренных глин с более резко выраженными пиками. Интересно отметить, что и на этих графиках в случае суглинисто-супесчаных грунтов пики занимают больший диапазон периодов, чем в случае базальтов, галечников или коренных глин.

Нами подвергнуто анализу восемь записей взрывов в районе Шаумянского массива (Э. К. У). Семь из этих записей произведены ВЭГИК-ами, расположенными в шахтах на коренных базальтах. 1 и 2 шахты имеют глубину 5,9 м, 3 шахта — глубину 2,6 м и 4 шахта — глубину 3,3 м. Увеличение приборов во всех шахтах примерно одинаковое.

Взрыв при количестве заряда 15 кг произведен 20.XI—1958 г. на расстоянии 80 м к востоку от шахты 2. Анализированы записи этого взрыва, произведенные горизонтальными сейсмографами, расположенными в шахтах 4, 3 и 2. Для этого же взрыва анализированы записи вертикальных

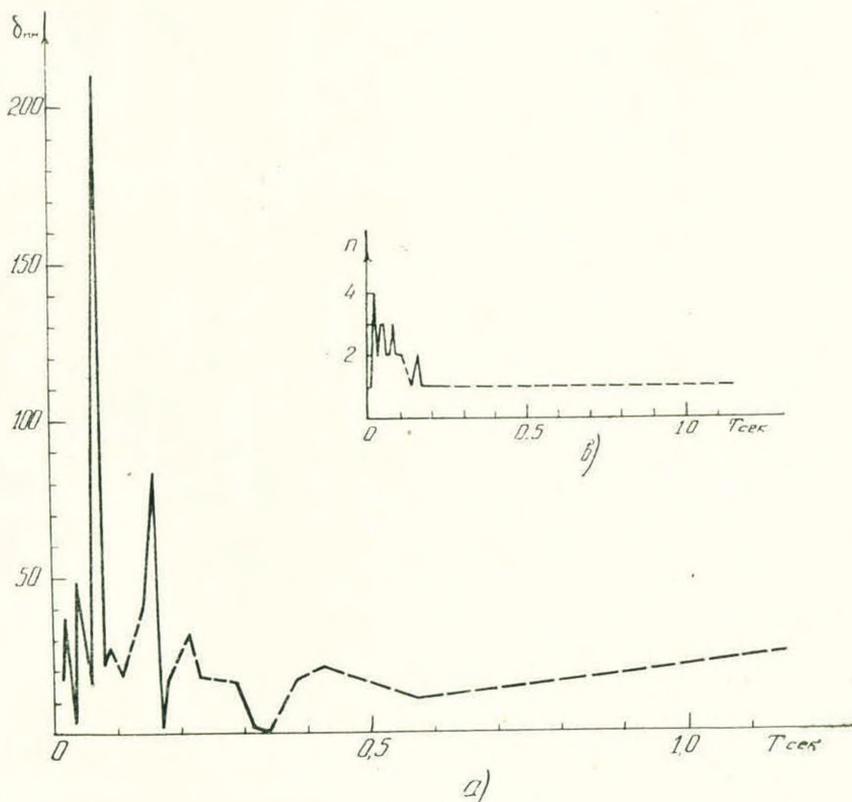


Рис. 6.

сейсмографов, расположенных в шахтах 1 и 2. По максимальным значениям смещений для каждого периода построены спектральные кривые. Форма спектральных кривых для всех 5-и рассмотренных записей одна и та же, а именно один резко выраженный максимальный пик смещений и после пика круто падающая кривая. На рис. 6а приведена спектральная

кривая, полученная по записи прибора шахты 1, а на рис. 6в — график частота случаев-период для этой же записи.

Нами подвергнуты анализу записи взрыва при количестве заряда 100кг, произведенного 22.XI—1958 г. к востоку от участка Э. К. У. Рассмотрены записи вертикальных сейсмографов шахт 1 и 2.

Спектральные кривые, полученные для записей сейсмографов обеих шахт имеют одинаковый характер. Эти спектральные кривые отличаются от аналогичных кривых записи взрыва с зарядом в 15 кг только тем, что в этом случае имеются уже три максимальных пика смещений примерно одинаковой интенсивности. Характер же кривых, а именно резкое падение до и после максимальных пиков, сохраняется таким же.

Восьмая запись слабого взрыва, исследованная нами, отличается тем, что прибор в этом случае был установлен не в шахте, а на поверхности, т. е. не на коренных базальтах, а на белоземе мощностью примерно 4 м, покрывающем базальты. На спектральной кривой, полученной для этой записи, наблюдается резко выраженный максимальный пик при периоде 0,09 сек.

При сравнении всех спектральных кривых, построенных для записей взрывов, можно заметить, что максимальные значения смещений соответствуют коротким периодам. Так, для взрывов с зарядом в 15 кг этот период не превосходит 0,1 сек. Для взрыва с зарядом в 100 кг диапазон периодов, соответствующих пикам смещений, несколько увеличивается (от 0,1 сек до 0,15—0,20 сек). Интересно отметить, что при анализе микросейсм в случае базальта для максимальных смещений получался примерно этот же период (0,14 сек).

Как было указано выше, характер спектральных кривых для записей сейсмографов всех шахт является одним и тем же, что возможно вызвано тем обстоятельством, что сейсмографы установлены на одном и том же грунте — базальте и в базальте же произведены взрывы.

При рассмотрении графиков частота случаев-период можно отметить их пологий характер с пиками, расположенными в области коротких периодов. Однако, на графике частота случаев-период для белозема пики занимают больший диапазон периодов (до 0,4 сек), чем в случае базальтов. Такая же закономерность наблюдалась при анализе микросейсм (рис. 1в—5в). По-видимому, пики занимают тем больший диапазон периодов, чем менее жестким является грунт.

Для участка Шаумянского массива были исследованы сейсмограммы двух близких землетрясений, записанных ВЭГИК-ами. Первое землетрясение произошло 21.X—1958 г., а второе—20.II—1959 г.

Построены спектральные кривые и графики частота случаев — период для обоих землетрясений. В качестве примера показана спектральная кривая (рис. 7а) и график частота случаев — период (рис. 7в) для землетрясения 20.II. 1959 г. При рассмотрении графиков частота случаев — период следует отметить их особо пологий характер, при этом для второго землетрясения незначительно преобладают периоды в 0,44 сек и 0,88 сек, а для первого землетрясения 0,88 сек. Максимальные смещения

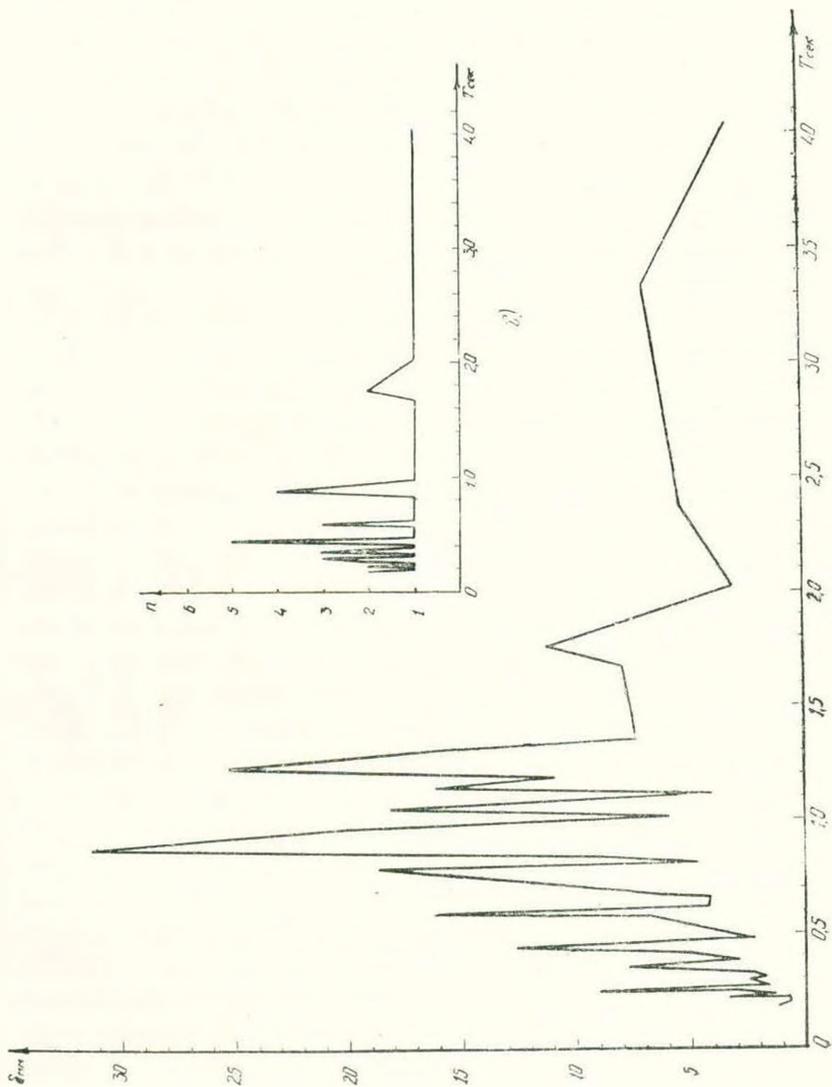


FIG. 7.
a)

в обоих случаях соответствуют периоду 0,88 сек. По всей вероятности этот период является действительно преобладающим.

Вследствие недостаточной развертки не удалось определить смещения, соответствующие очень коротким периодам (до 0,17 сек). Однако при рассмотрении спектральных кривых обоих землетрясений можно отметить, что область максимальных смещений в данном случае сдвинута в сторону средних и длинных периодов (0,4 сек и более).

Произведенный анализ записей микросейсм, взрывов и землетрясений для территории г. Еревана показывает, что преобладающие периоды и спектральный состав колебаний почвы для данного района сильно зависят от грунтовых условий. Так, при проведенном анализе записей, в случае суглинисто-супесчаных грунтов по данным микросейсм преобладающие периоды по максимальной амплитуде смещений получились порядка 0,3 сек, а в случае базальтов по данным взрывов и микросейсм — 0,10 — 0,15 сек. По данным сейсмограмм землетрясений удалось проследить также преобладание более длинных периодов (0,88 сек). Таким образом приходим к выводу, что определение преобладающих периодов и спектрального состава колебаний почвы необходимо проводить для всех разновидностей грунтов, имеющих в данном районе.

Одновременное изучение спектрального состава колебаний почвы путем анализа записей микросейсм, взрывов и землетрясений является, по всей вероятности, весьма эффективным и может быть рекомендовано для проведения на большом количестве сейсмограмм.

Институт стройматериалов и сооружений
Госстроя Армянской ССР

Поступило 25.III 1961

Ե. Կ. ԿԱՐԱՊԵՏՅԱՆ

ԵՐԵՎԱՆԻ ՔՈՂԱՔԻ ՏԵՐԻՏՈՐԻԱՅԻ ԲԵՆՁՈՂԻ ՏՆՏԱՆՍՄԱՆ ՍՊԵԿՏՐԱԿԱՆ ԿԱԶՄԻՆԵԿ ԳԵՐԱԿՇՈՂ ՊԱՐԲԵՐՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ԱՐՈՇՈՒՄԸ

Ա մ փ ո փ ո ս

Հոգվածում բերված են Երևան քաղաքի բնահողերի տատանման սպեկտրալ կազմի և գերակշռող պարբերությունների որոշման արդյունքները: Հետազոտությունը կատարված է նախօրոք առաջարկված մեթոդիկայի համաձայն 1: Անալիզի են ենթարկված 5 թիկրոսեյսմերի, 8 պայթյունների և 2 երկրաշարժների գրանցումները:

Թիկրոսեյսմերը գրանցված են տարբեր գրունտային պայմաններում: Նրանց համար ստացված սպեկտրալ կորերը պատկերված են 1ա—5ա գծապրերում, իսկ «ղեպքերի հաճախականություն-պարբերություն» գրաֆիկները՝ 1բ—5բ գծապրերում: Փորձ է արված որոշել բնահողի տատանման սպեկտրալ կազմի և գերակշռող պարբերությունների կախումը գրունտային պայմաններից:

Քուրը պայթյունները կատարված են բազալտներում և փերջիներին համար

էլ ստացված են այդ պայթյունների գրանցումը: Սպեկտրալ կորը որոշ պայթյունի համար բերված է գծ. 6ա, իսկ «գեպրերի հաճախականություն-պարբերություն» գրաֆիկը՝ գծ. 6բ: Բոլոր պայթյունների համար սպեկտրալ կորերի տեսքը նույնն է: Պետք է նշել, որ բազայառամ կատարված պայթյունների դեպքում գերակշռող պարբերության արժեքը ստացվում է հավասար բազայաների համար միկրոսեյսմերի գերակշռող պարբերության արժեքին:

Անալիզի է ենթարկված նաև երկու երկրաշարժների սեյսմոգրամները:

Քննչոյի տատանման սպեկտրալ կազմի որոշումը միկրոսեյսմերի, պայթյունների և երկրաշարժների գրանցումների միատեղ անալիզի համաձայն կարելի է համարել բավարար էֆեկտիվ և առաջարկել այն կիրառել մեծ քանակի սեյսմոգրամների ստումնասիրության ժամանակ:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. *Каранетян Н. К.* Методика определения спектрального состава колебаний почвы путем гармонического анализа, Сборник трудов Армянского института строительных материалов и сооружений № 2 (в печати).
2. *Каранетян Б. К.* Результаты экспериментального исследования колебаний характерных эластичных гор, Еревана, Известия АН АрмССР (серия технических наук) (в печати).

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА

Б. О. ГЕВОРКЯН

РАСЧЕТ ПАНЕЛЕЙ ПЕРЕКРЫТИЯ В ВИДЕ ПОЛОГИХ ОБОЛОЧЕК
 ДВОЙКОЙ КРИВИЗНЫ ПО МЕТОДУ ПРЕДЕЛЬНОГО
 РАВНОВЕСИЯ*

В статье приводится расчет по методу предельного равновесия железобетонных панелей перекрытия в виде тонкостенных пологих оболочек двойкой кривизны, свободно опертых по всему прямолинейному контуру под равномерно распределенной нагрузкой интенсивность q кг/м². По этому методу разрушающая нагрузка конструкции находится из условия предельного равновесия в момент непосредственно предшествующий разрушению.

Как известно, условие предельного равновесия можно записать либо в форме уравнений равновесия (статический метод), либо по принципу возможных перемещений, в форме уравнения равенства работ внешних и внутренних сил на заданном перемещении (кинематический метод).

Составление уравнений равновесия пространственных конструкций в стадии разрушения связано с известными трудностями, поэтому пользуемся кинематическим методом, согласно которому уравнение равенства работ внешних и внутренних сил на заданных перемещениях записывается на основании схемы разрушения конструкции, рис. 1, полученной из опыта [1, 2].

В связи с изложенным, имеем:

$$A_{(q)} = A_i, \quad (1)$$

где $A_{(q)}$ — работа внешних сил на заданном перемещении;

A_i — работа внутренних сил.

Если работу внешних сил при $q = 1$ кг/м² обозначим $A_{(1)}$, то на основании (1) получим:

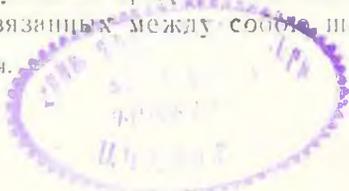
$$A_{(q)} = q A_{(1)} = A_i$$

откуда

$$q = \frac{A_i}{A_{(1)}}. \quad (2)$$

Для определения работы внешних и внутренних сил считаем, что оболочка в момент разрушения представляет собой механизм в виде отдельных пластинок, связанных между собой шарнирами текучести.

* В порядке обсуждения.



При разрушении оболочки перемещения ее неизвестны. Если в центре оболочки получает вертикальное перемещение равное δ_1 , то предельное перемещение средней пластинки составит лишь δ_1^A , а перемещения остальных пластинок представляют собой функцию от δ_1^A как для системы с одной степенью свободы.

Согласно рис. 1 работу внешних сил (от собственного веса и полезной нагрузки) на заданном перемещении δ_1^A , можно записать в следующем виде:

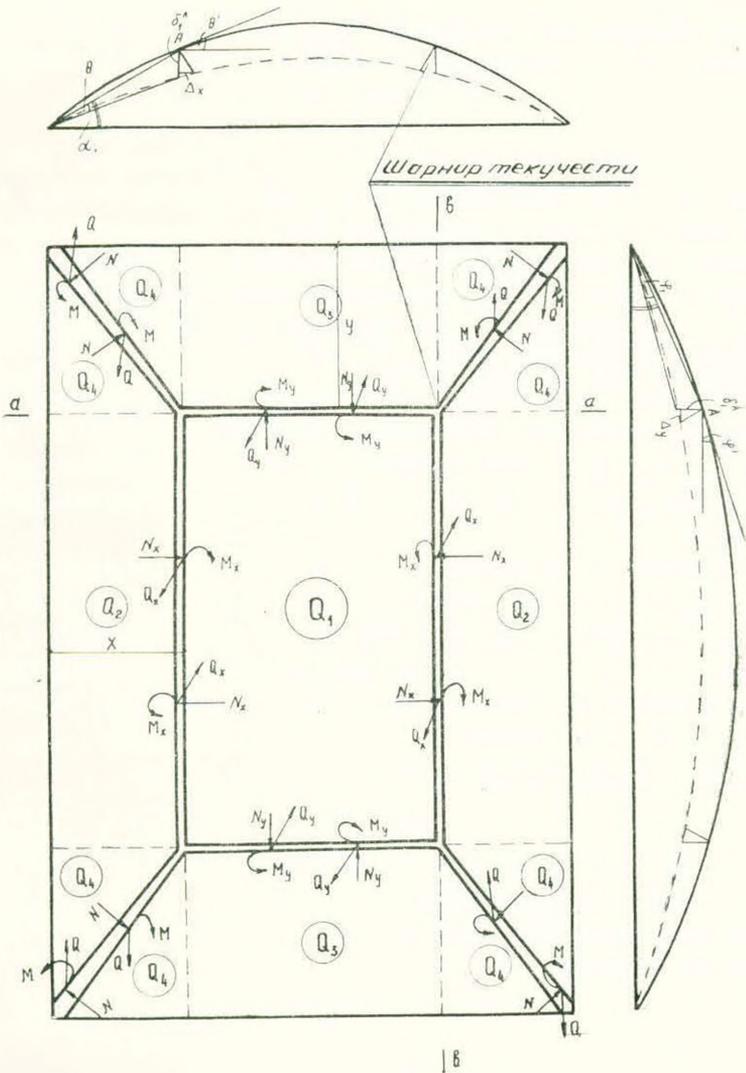


Рис. 1.

$$A_{(x)} = Q_1 \delta_1^A + 2Q_2 \frac{\delta_1^A}{2} + 2Q_3 \frac{\delta_1^A}{2} + 4Q_4 \frac{\delta_1^A}{3} =$$

$$\delta_1^A \left(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \frac{4}{3} Q_4 \right), \quad (3)$$

где $Q_1; Q_2; Q_3; Q_4$ - нагрузки приходящиеся на пластинки;

$\delta_1^A; \frac{\delta_1^A}{2}; \frac{\delta_1^A}{3}$ - перемещение соответствующих пластинок.

В любом сечении пластических шарниров оболочки действуют три критических усилия M, N и Q .

Поэтому работа внутренних сил при предельном состоянии оболочки, без учета работы внутренних упругих сил, будет:

$$A_i = 2 \sum [(M_x I_1 \theta - M_y I_2 \varphi) + (N_x I_1 \cos \theta' \Delta_x^A + N_y I_2 \cos \varphi' \Delta_y^A) - (Q_x I_1 \cos \theta' \delta_1^A - Q_y I_2 \cos \varphi' \delta_1^A) + (F_{ax} \varepsilon_{ax} \Delta_x^A + F_{ay} \varepsilon_{ay} \Delta_y^A)], \quad (4)$$

где первый член правой части уравнения выражает сумму работ от момента в пластических шарнирах, второй член—работа горизонтальных составляющих сжимающих сил, третий член—работа поперечных сил, четвертый член—работа производимая арматурой контурных блоков.

При этом:

$I_1; I_2$ — пролеты,

$\theta; \varphi'$ — углы перелома трещины по $a-a$ и $b-b$;

$\theta'; \varphi'$ — углы между касательной и горизонталью к оси оболочки в точке A ;

$\Delta_x^A; \Delta_y^A$ — горизонтальные перемещения точки A по X и Y ;

$F_{ax}; F_{ay}$ — сечения арматуры в ребрах по x и y ;

$\varepsilon_{ax}; \varepsilon_{ay}$ — напряжения в арматуре контурных блоков по x и y .

Значение внутренних критических усилий оболочки в пластических шарнирах при одинарном армировании в опасном сечении определяется из следующих допущений:

а) в стадии разрушения оболочка работает на внецентренное сжатие, а контурное ребро — на осевое растяжение [3].

б) после появления трещины в оболочке деформация посредине между трещинами как в растянутой, так и в сжатой зоне по высоте сечения изменяется по линейному закону [4].

в) в стадии разрушения нижняя растянутая арматура доходит до предела текучести и бетон в сжатой зоне достигает предела прочности [6, 7].

В силу этих допущений значение внутренних критических усилий будет:

$$M = Nc = F_a R_a^u Z, \quad (5)$$

где $Z = h_0 - \frac{x_c}{2}; \quad x_c = \frac{R_a^u h_0}{E_c^u \varepsilon_{ap} + R_a^u};$

$$N = F_a R_a^u - F_a \varepsilon_{\tau}; \quad (6)$$

$$Q = N \cos \theta' \sin \theta'.$$

В формулах влияние гибкости оболочки учитывается согласно СНиТУ 123—57.

Экспериментальные работы [5, 7] показывают, что благодаря пространственной жесткости рассматриваемых конструкций предельная их деформация не влияет на изменение геометрических величин, входящих в уравнение работ, поэтому углы θ_1 , φ_1 , θ_1' , φ_1' и горизонтальные перемещения Δ_x^A , Δ_y^A определяются путем использования геометрии заданной поверхности.

Если уравнение поверхности оболочки дано в виде:

$$Z = \frac{16f_0 x (l_2 - x) y (l_1 - y)}{l_1^2 l_2^2} \quad (8)$$

то в любой точке оболочки величина вертикального перемещения определяется разностью ординат этой поверхности до и после деформации оболочки. Очевидно, вертикальное перемещение точки А (рис. 1) при перемещении в центре оболочки равном δ_1^A будет:

$$\delta_1^A \frac{16 \delta_1 x (l_2 - x) y (l_1 - y)}{l_1^2 l_2^2} \quad (9)$$

Углы перелома трещины по $a-a$ и $b-b$ будут:

$$tg \theta_1 = \frac{\delta_1^A}{x}; \quad tg \varphi_1 = \frac{\delta_1^A}{y} \quad (10)$$

$$\sin \theta_1' = \frac{l_2 - 2x}{2R_2}; \quad \sin \varphi_1' = \frac{l_1 - 2y}{2R_1} \quad (11)$$

где
$$R_1 = \frac{l_1^2 - 4f^2}{8f}; \quad R_2 = \frac{l_2^2 - 4f^2}{8f} \quad (12)$$

Горизонтальные перемещения трещины по $a-a$ и $b-b$ будет:

$$\begin{aligned} \Delta_x^A &= \delta_1^A tg \alpha_1 \\ \Delta_y^A &= \delta_1^A tg \alpha_2 \end{aligned} \quad (13)$$

где
$$tg \alpha_1 = \frac{f^A}{x}; \quad tg \alpha_2 = \frac{f^A}{y} \quad (14)$$

Имея значение внутренних критических усилий и соответствующих перемещений оболочки, работу внешних сил оболочки на заданном перемещении δ_1^A в развернутом виде можно записать так:

$$\begin{aligned} A_{(x,y)} &= (l_1 - 2y) (l_2 - 2x) \delta_1^A + 2 (l_1 - 2y) \frac{x \delta_1^A}{2} + \\ &+ 2 (l_2 - 2x) \frac{y \delta_1^A}{2} + \frac{8xy \delta_1^A}{2 \cdot 3} = \\ &= \delta_1^A \left[(l_1 - 2y) (l_2 - x) + y \left(l_2 - \frac{2x}{3} \right) \right] \end{aligned} \quad (15)$$

Работа внутренних сил в развернутом виде, при

$$Q_1 = N_1 \cos \theta_1' \sin \theta_1';$$

$$Q_y = N_y \cos \varphi' \sin \varphi';$$

$$F_{ax} \tau_{ax} = 2 \cdot 1,15 N_y l_1 = 2,3 N_y l_1;$$

$$F_{ax} \tau_{ay} = 2 \cdot 1,2 N_y l_2 = 2,4 N_y l_2;$$

будет: $A_i = 2 M_x l_1 b + 4,6 N_x l_1 \cos \theta' \Delta_v^A - 2 N_x l_1 \cos^2 \theta' \sin \theta' \delta_1^A +$
 $+ 2 M_y l_2 z + 4,8 N_y l_2 \cos \varphi' \sin \varphi' \Delta_v^A - 2 N_y l_2 \cos^2 \varphi' \sin \varphi' \delta_1^A.$ (15)

Разрушающая нагрузка оболочки выразится следующим уравнением:

$$q = \frac{\sum A_i}{\sum (q_0)} = \frac{2 M_x l_1 b + 4,6 N_x l_1 \cos \theta' \Delta_v^A - 2 N_x l_1 \cos^2 \theta' \sin \theta' \delta_1^A}{(l_1 - 2y) (l_2 - x) \delta_1^A + y \left(l_2 - \frac{2x}{3} \right) \delta_1^A} +$$

$$+ \frac{2 M_y l_2 z + 4,8 N_y \cos \varphi' \sin \varphi' \Delta_v^A - 2 N_y l_1 \cos^2 \varphi' \sin \varphi' \delta_1^A}{(l_1 - 2y) (l_2 - x) \delta_1^A + y \left(l_2 - \frac{2x}{3} \right) \delta_1^A}. \quad (17)$$

Из уравнения (17) ищем разрушающую нагрузку, при которой конструкция превращается в механизм с определенной схемой разрушения. Разрушающая нагрузка является наименьшей из всех кинематически возможных величин временной нагрузки [5]. Поэтому форма разрушения оболочки должна отвечать минимуму критического значения внешних сил и максимуму внутренних сил. В уравнении (17) разрушающая нагрузка представляет собой, как функция двух переменных X и Y , условие минимума внешних сил оболочки позволяет в каждом конкретном случае определить неизвестные и уточнить форму разрушения [рис. 1]. Значения X и Y определяются из совместного решения двух уравнений:

$$\frac{\partial q}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial q}{\partial y} = 0. \quad (18)$$

Решение уравнений (18) связано с большими трудностями.

Значительно проще уравнение (17) решить графоаналитическим методом. Из экспериментов (6, 7, 8) известно, что в обычно применяемых очертаниях панелей зона образования трещин находится в пределах $(0,2 - 0,25) l_2$ и $(0,15 - 0,20) l_1$ в которых отношение $\frac{y}{x}$ не превышает 1,0—1,3.

Задаваясь отношением $\frac{y}{x} = k$, уравнение с двумя переменными (17) превращаем в уравнение с одним переменным, из которого графически находим ординаты минимума функции.

Графическое решение задачи представлено на рис. 2, где ординаты минимума уравнения (17) найдены с помощью касательной к кривой, параллельной прямой $Y = KX$ в точке $M (a, b)$. Очевидно пересечение нормали к касательной с прямой $y = kx$ в точке $M (x, y)$

даст искоемые ординаты уравнения (17). Эти ординаты x и y можно найти также аналитическим путем, исходя из уравнения прямой, про-

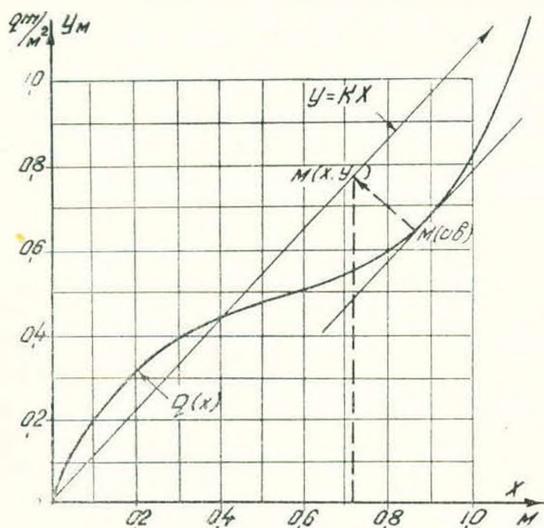


Рис. 2.

ходящей через заданную точку в данном направлении, на основании которой можно написать

$$y - b = k_1 (x - a);$$

$$y = kx,$$

где

$$k_1 = -\frac{1}{k}. \quad (19)$$

Решение этих уравнений позволяет найти искоемые ординаты минимума первоначальной функции:

$$x = \frac{a + bk}{1 + k^2}; \quad y = \frac{a + bk}{1 + k^2} k. \quad (20)$$

Представляя получаемые значения x и y в уравнение (17), находим разрушающую нагрузку для оболочки.

Ниже, в таблице 1, приводятся сопоставление некоторых результатов предложенного метода расчета с опытными данными.

Таблица 1

Эксперименты	Разрушающая нагрузка — q кг/м ²		Расхождение в процентах
	экспериментальная	теоретическая	
По работе [5]	770	690	-11%
По работе [7]	500	532	+6.5%

При правильном армировании этих панелей обычно теоретическая разрушающая нагрузка получается несколько большая, чем экспериментальная, как это видно из примера по работе [7]. Сравнительно большое расхождение результатов по работе [5] объясняется тем, что продольная и поперечная арматура контурных балок панели не была сварена между собой.

Институт стройматериалов и сооружений
Госстроя Армянской ССР

Поступило 3.1.1960

Բ. Ն. ԿԵՂԱՊԻՅԱՆ

ԿՐԿՆԱԿԻ ԿՈՐԻՒԹՅԱՆ ՏԱՓԱԿԱՎՈՒՆ ԹԱՂԱՆԹ-ՊԱՆԵԼՆԵՐԻ ՀԱՇՎԱՐԿԸ
ՍԱՀԱՆԱՅԻՆ ՀԱՎԱՍԱՐԱՆՈՒԹՅԱՆ ՄԵԹՈԴՈՎ

Ա մ ֆ ո լ ո լ լ

Հողվածում բերվում է բոլոր կողմերով հենվող երկաթ բետոնի կրկնակի կորուծված թաղանթ-պանելի հաշվարկը սահմանաչին հավասարակշռության կեննմատիկ մեթոդով, որի համաձայն թաղանթ-պանելի ներքին և արտաքին ուժերի կատարած աշխատանքների հավասարումը գրվում է չփորձից ստացված քաղքաղված ճաքերի սխեմայի հիման վրա (նկ. 1)

$$A_{(x,y)} = qA_{(x,y)} = Ai \tag{1}$$

$$q = \frac{Ai}{A_{(x,y)}} \tag{2}$$

որտեղ

Ai — ներքին ուժերի աշխատանքն է,

$A_{(x,y)}$ — մեկ միավոր արտաքին ուժի աշխատանքն է:

[2] հավասարումը իր մեջ պարունակում է երկու անհայտ x և y , լուծելով այն ըստ x և y -ի

$$\frac{\partial q}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \tag{3}$$

գտնում ենք այն մինիմալ ուժը, որի տակ թաղանթը քաղքաղվում է: [2] հավասարումը կարելի է լուծել զրաֆոսանալիտիկ մեթոդով (նկ. 2):

Հողվածի վերջում բերվում է հիշյալ մեթոդով ստացված տեսական քաղքաղվող ուժի և փորձից ստացված քաղքաղվող ուժի համեմատությունը մի քանի թաղանթ-պանելների համար:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Гвоздев А. А. Обоснование § 30 «Нормы проектирования железобетонных конструкций». Журн. «Строительная промышленность», № 3, 1939.
2. Բջանյան Ա. Բ. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов. Стройвоенмориздат, 1949.

3. *Штаерман Ю. Я.* Вспарушенные плиты, проектирование и возведение. Гостехиздат Грузинской ССР, Тбилиси, 1954.
4. *Бернштейн Н. С.* Расчет конструкций с односторонними связями. Стройиздат, 1947.
5. *Ярин В. П., Улицкий И. П.* Экспериментальное исследование железобетонных панелей в виде пологих оболочек двойной кривизны. Труды Академии Архитектуры Украинской ССР, выпуск VIII, Строительные конструкции, Киев, 1955.
6. *Геворкян Б. О.* Исследование крупнопанельных железобетонных вспарушенных перекрытий, опирающихся по углам. Научн. техн. отчет Института строительной техники Академии Архитектуры СССР, 1959.
7. *Геворкян Б. О.* Экспериментальное и теоретическое исследование панелей перекрытия в виде оболочек двойной кривизны. Научн. техн. отчет Института стройматериалов и сооружений АН АрмССР, 1956.

Г. Д. ТЕР-АКОПОВ

СУПЕРКАВИТИРУЮЩИЕ ГИДРОТУРБИНЫ

1. Введение

В настоящее время в мировом гидротурбостроении вполне определились следующие тенденции:

Увеличение мощности турбины в единице. Ведется подготовка к выпуску крупнейших в мире радиально-осевых гидротурбин мощностью более 200.000 квт для Братской ГЭС. Проектно проработаны гидротурбины в 300.000 квт. Для Красноярской ГЭС выбраны гидроагрегаты мощностью в 500.000 квт. Согласно решению временной комиссии по турбиноному оборудованию гидроэлектростанций при ГИТК Совета Министров СССР по вопросу «Пути снижения стоимости и повышения эффективности гидротурбин» поставлена задача о доведении мощности гидроагрегатов в единице от 600 : 1000 квт с разработкой эскизного проекта такого гидроагрегата в 1961—1962 гг.

Расширение пределов применения отдельных типов гидротурбин. За рубежом уже теперь работают поворотно-лопастные гидротурбины на напорах свыше 80 метров (гидростанция Нембия, Италия, напор 88 м) и радиально-осевые с напором свыше 400 м (гидростанция Фюнней-Мовуазен, Швейцария, напор 471 м — наибольший напор в мире для подобных турбин [1]). По этому же решению временной комиссии при ГИТК рекомендовано проектным организациям ориентироваться на применение поворотно-лопастных гидротурбин на гидростанциях с напором 70 : 80 метров, и на создание радиально-осевых турбин для напора до 450 метров.

Повышение КПД. Лучшие гидротурбины в настоящее время работают с КПД в оптимальном режиме до 93 : 94%. Максимальный КПД радиально-осевых турбин достигнут 94,4% — установка Шиншоу II в Канаде [1]. Совершенно естественно, что при создании таких мощных гидроагрегатов предостоят весьма ожесточенная борьба за каждую десятую долю процента повышения КПД, так как эффект от этого будет огромный. С другой стороны каждая из приведенных тенденций находится в прямом противоречии с мероприятиями по борьбе с кавитационными явлениями в гидротурбинах:

1. Повышение мощности — это повышение быстроходности гидротурбин, что увеличивает вероятность возникновения в них кавитационных явлений;

2. Расширение пределов применения гидротурбин также повышает вероятность возникновения кавитации;

3. Стремление повысить КПД заставит снизить потери в отсасывающей трубе, что, как известно, также повышает вероятность возникновения кавитации.

Короче говоря, можно сказать а priori, что создаваемые крупнейшие агрегаты с такими уникальными гидротурбинами непременно будут подвержены кавитационным явлениям со всеми сопутствующими отрицательными последствиями.

Возникает мысль — а может быть можно приоритетно к этим неизбежным кавитационным явлениям и по возможности использовать их?

Для ответа на поставленный вопрос необходимо предварительно остановиться на некоторых понятиях.

2. Суперкавитационный режим работы турбины

Если нарушение сплошности потока произойдет так, как показано на рис. 1, то в этом случае будет сжатие потоком воды и водяных паров, затем конденсация их, всегда сопровождаемая гидравлическими игольчатыми с местным повышением давления и разрушением металла, где кавитация кончается, т. е. в точке смыкания струй — точка «а».



Рис. 1.



Рис. 2.

По мере роста скорости потока кавитационные явления развиваются, линии потока воды отходят от стенки лопасти и замыкаются за пределами самой лопасти — рис. 2. Первый случай — обычная кавитация, второй — сверхкавитация для суперкавитации.

Совершенно очевидно, что эти обе стадии будут характеризоваться в части разъедания таким образом: в первом случае зона разъедания будет располагаться на спинке лопасти (точка «а»), во втором случае — разъеданий на лопасти не будет, но будет вынос факелов кавитационной эрозии на ближайший к рабочему колесу элемент отсасывающей трубы. Таким образом, суперкавитация характеризуется отрывным обтеканием и отсутствием эрозионных разъеданий на самих лопастях.

Суперкавитирующий или суперкавитационный режим работы гидротурбины является режимом, при котором кавитационные явления устойчиво достигают такой интенсивности, что почти вся тыльная сторона лопастей обтекается, так как поток рабочего канала отрывается от нее (рис. 3) и восстановление сплошности потока происходит за пределами

лопасти рабочего колеса [2]. Исходя из природы кавитационных явлений можно утверждать, что при подобном режиме работы разъедание лопастей рабочего колеса турбины не должно иметь места. При суперкавитационном режиме работы большая часть тыльной поверхности лопасти не об-

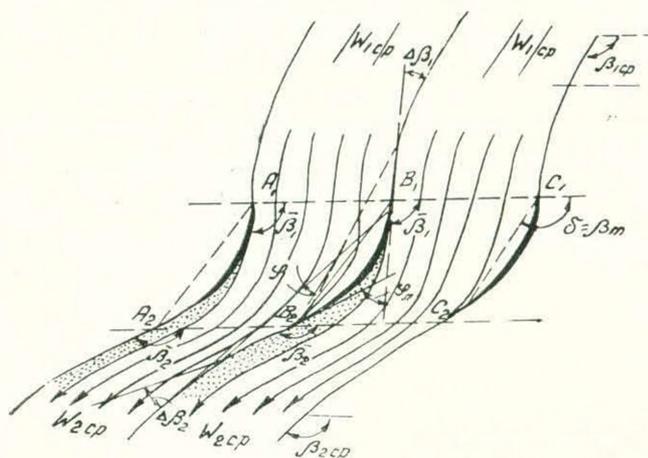


Рис. 3. Поток в канале рабочего колеса в суперкавитационном режиме работы.

текается водой, а омывается смесью паров воды и воздуха очень низкой упругости. Следовательно, разность давлений по обе стороны лопасти будет выше, а также подъемная сила, развиваемый момент вращения рабочего колеса и мощность гидротурбины при прочих равных условиях должны быть выше. При суперкавитационном режиме работы КПД гидротурбины должен быть выше, так как уменьшаются потери на трение потока между лопастями рабочего колеса в оптимальном случае примерно вдвое.

Для низконапорных установок повышение КПД будет меньшим из-за малого количества лопастей рабочего колеса. Для высоконапорных установок, наоборот, заметное влияние окажут на рост КПД меньшие потери на трение потока воды в рабочих каналах колеса.

Восстановление сплошности потока турбины будет происходить за пределами лопасти, поэтому зона расположения разъединений должна быть там, где кавитация кончается, т. е. на начальном элементе отсасывающей трубы. Здесь необходимо отметить, что чем дальше от лопасти происходит восстановление сплошности, т. е. чем «дальнее кавитационный прыжок», тем в меньшей степени будет подвергаться эрозии первый элемент отсасывающей трубы, так как толща слоя воды вращающегося потока будет до известной степени предохранять трубу от разъединений. Кроме того, эту область отсасывающей трубы легче защитить от разъединений применением специальных защитных облицовок из износоустойчивых сортов стали.

Для работы гидротурбины в суперкавитационном режиме, конечно, должны быть по возможности соблюдены условия безударного входа и

нормального выхода, однако, невидимому, будет необходимо пересмотреть гидравлику обычного режима; требуют нового анализа углы α_1 , β_1 , γ_2 , γ_2 угол атаки, а также выбор наиболее подходящего расчетного режима для вновь проектируемых турбин.

Исследовательские работы по применению суперкавитирующих гребных винтов ведутся и у нас в Советском Союзе и за рубежом. Уже сейчас в технической зарубежной литературе встречаются некоторые сведения о применении сверхкавитирующих винтов в судостроении.

Так, например, в американском журнале «Авиэшен Уик» от 8.IX—1958 г. есть сообщение, что научно-исследовательское управление военно-морского флота США провело исследовательскую работу по разработке нового сверхкавитационного гидропланирующего профиля винтов, что обеспечивает возможность резкого повышения характеристик гидросамолетов, подводных лодок, подводных управляемых снарядов и подводных кораблей. Появление винтов с лопастями такого профиля означает значительное увеличение скоростей всех перечисленных кораблей.

Математическая теория Маршалла Тулуна позволила гидродинамикам задавать геометрическую форму сверхкавитационных профилей винтов, которые обеспечат большие скорости. Характерной особенностью сверхкавитационных профилей является то, что они имеют большую тупую заднюю кромку, занимающую около 10% длины хорды. Фирмы «Эдфлот компани» и «Груман эйркрафт корпорейшен» работают над изучением возможности создания соответствующих конструкций.

Интересно упомянуть, о том, что в 1940 г. по поручению академика Позднеева ВИГМ-ом была проделана большая работа по подбору профилей лопастей для суперкавитирующих винтов [3], причем наиболее отвечающие назначению получились профили *кловобразные* (результат напоминает американский) и эллиптически дуговые.

Интересно отметить, что на суперкавитационном режиме работали первый период после пуска в ход турбины I-й очереди Канакерской гидроэлектростанции в 1937 году. К такому выводу можно прийти на основании следующего.

Через $3\frac{1}{2}$ —4 месяца после пуска в ход агрегата № 4 КанакерГЭС-а, было произведено контрольное вскрытие турбины, которое показало полное отсутствие следов эрозийных разрушений от кавитации на выходных кромках рабочего колеса. В то же время было отмечено, что на первом элементе отсасывающей трубы (переходный патрубок) имеются следы износа кавитационных факелов (рис. 4 и рис. 5) [4 и 7]. С целью смягчения резкости кавитационных явлений тогда было решено, основываясь на заграничном и Союзном опыте, произвести дозированный выпуск воздуха под рабочее колесо турбины. Для этой цели было спроектировано и изготовлено специальное опытное устройство для выпуска воздуха. Опытный выпуск воздуха снизил резкость кавитационных явлений, поэтому было осуществлено устройство для постоянного выпуска воздуха под рабочее колесо турбины. Через $3\frac{1}{2}$ —4 месяца работы турбины с подведенным воздухом бы-

ло произведено повторное контрольное вскрытие турбины и было зафиксировано:

1. Появление эрозионных разрушений кавитационного происхождения на выходных кромках лопастей рабочего колеса;

2. Отсутствие дополнительных следов от выноса кавитационных факелов на первом элементе отсасывающей трубы (на переходном патрубке).

На рис. 4 представлен разрез турбины, на котором отмечено расположение зон эрозии от кавитации. Цифрой I отмечены зафиксированные следы выноса кавитационных факелов при первом контрольном вскрытии турбины. Цифрой II отмечено расположение зон эрозии от кавитации на выходных кромках лопастей рабочего колеса, обнаруженных при втором контрольном вскрытии турбины.

На рис. 5 представлена нижняя часть переходного патрубка отсасывающей трубы турбины № 4 со следами кавитационной эрозии после четырехмесячной работы в начальный период до впуска воздуха по рабочему колесо. Явно выражена кавитационная эрозия в отсасывающей трубе.

На рис. 6 представлена характерная кавитационная эрозия рабочего колеса турбин I-ой очереди КанакерГЭС-а, которая систематически наблюдалась после впуска воздуха под рабочее колесо в течение многих лет.

Таким образом, выпуск воздуха под рабочее колесо турбины сократил длину кавитационного прыжка и перенес зону эрозионных разрушений из переходного патрубка отсасывающей трубы (I) на выходные кромки лопастей рабочего колеса (II). Кстати, необходимо отметить, что интенсивность кавитационных явлений на турбинах I-й очереди КанакерГЭС-а, а также кавитационной эрозии по признанию специалистов оказалась непревзойденной по Советскому Союзу [5].

В свете современного понимания следует отметить, что: *суперкавитационный режим работы турбин первой очереди КанакерГЭС имел место до впуска под рабочее колесо.*

Действительно, есть целый ряд обстоятельств, косвенно подтверждающих этот вывод:

1. Как было упомянуто выше, рабочие колеса турбин I-ой очереди из-за резкости кавитационных явлений подлежали замене, согласно решению экспертизы. Для этой цели был спроектирован и испытан целый ряд новых модельных колес. Конкурирующими оказались колеса Т-13, Т-14 и Т-15.

На рис. 7 представлен разрез рабочего колеса и сравнительная длина лопастей этих колес. Незначительная длина лопастей старого рабочего колеса Т-7а по сравнению с рабочими колесами Т-13, Т-14 и Т-15 обуславливает большую удельную нагрузку колеса Т-7а, тем более при 18 лопастях, тогда как новые колеса имели по 19 лопастей.

2. Лопасти колес Т-13 и Т-15 имеют более плавное очертание в то время, как лопасти колеса Т-7а имеют гораздо большую кривизну и явно выраженные «скулы», т. е. вероятность возникновения и развития интен-

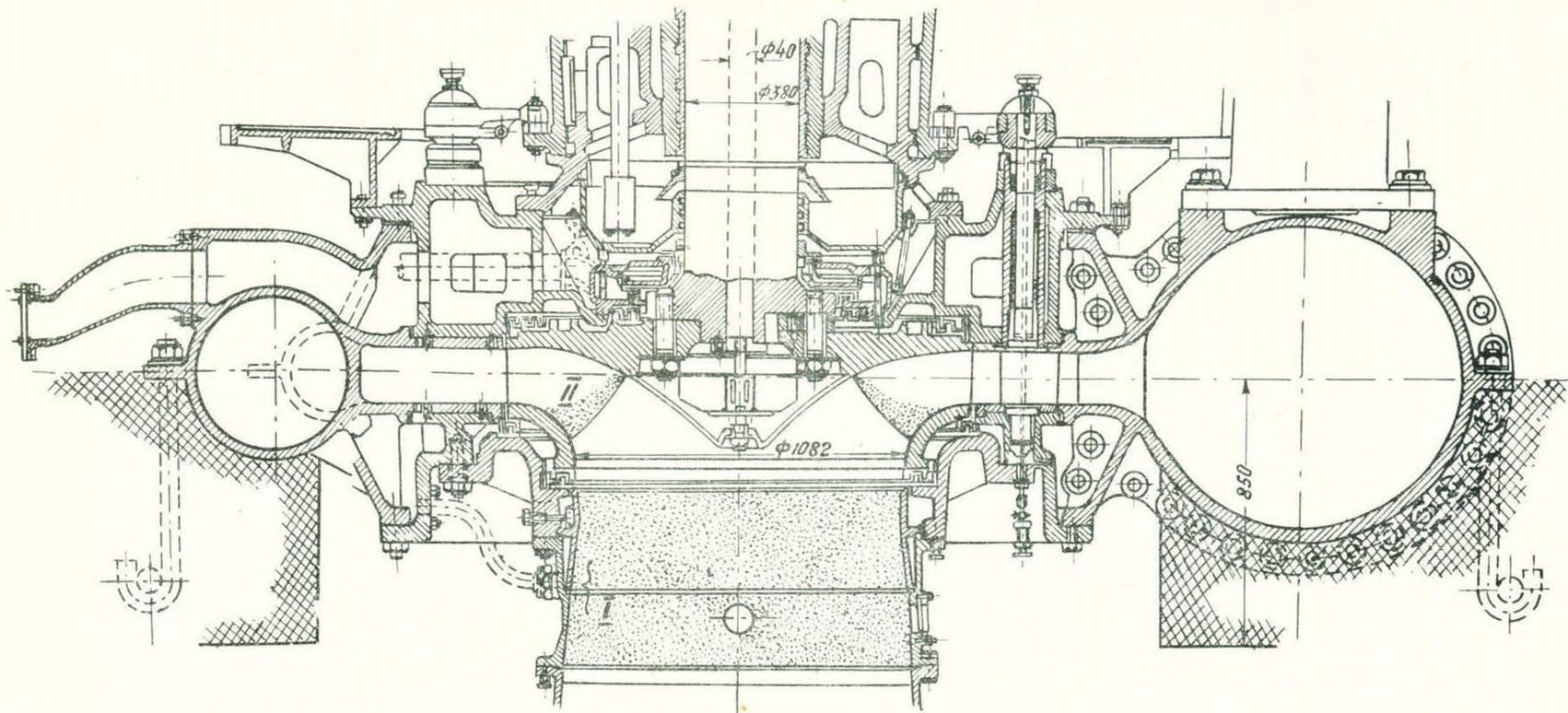


Рис. 4. Зоны расположения кавитационной эрозии на выходных кромках тыльных поверхностей лопастей рабочего колеса турбины КанакерГЭС-а после впуска воздуха и на первом элементе отсасывающей трубы до впуска воздуха.

сивных кавитационных явлений на рабочем колесе Т-7а была гораздо большая, чем на рабочих колесах Т-13 и Т-15.

Лучшая по данным испытаний ВИГМа в кавитационном отношении работа новых колес была достигнута вышеперечисленными обстоятель-

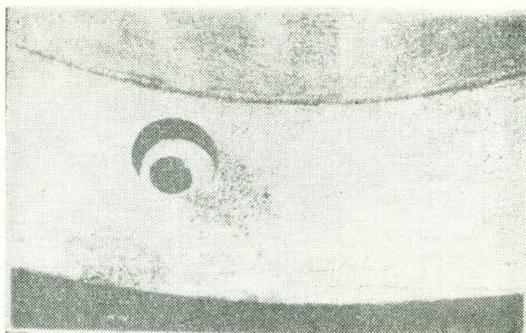


Рис. 5 Следы кавитационной эрозии на первом элементе отсасывающей трубы № 4 Камакер-ГЭС-а после 3½ месячной работы без выпуска воздуха под рабочее колесо 1937 г. Суперкавита- тания.



Рис. 6. Характерная кавитационная эрозия рабочего колеса турбины КамакерГЭС-а после выпуска воздуха под рабочие колеса.

ствами и соответствующим снижением КПД. Другим примером также длинного кавитационного прыжка, т. е. режима, когда восстановление сплошности водного потока происходит за пределами лопастей рабочего колеса, иначе говоря, суперкавитационного, могут послужить приводимые снимки другой гидроэлектростанции ЕрГЭС-1.

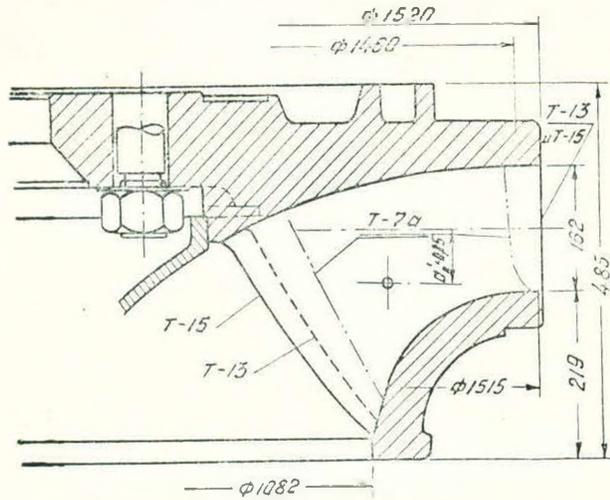


Рис. 7. Длина лопасти рабочих колес турбины Капакерт ЭС-а типов Т-7а, Т-13, Т-15 и Т-7а.



Рис. 8. Рабочее колесо турбины № 1 ЕрвЭС-а. Лопасти после работы в течение 15000 ч. совершенно не тронуты кавитационной эрозией. На ободе следы абразивного износа от наносов и эрозии от кавитации. Суперкавитация.

К этому выводу можно прийти на основании следующих данных.

На рис. 8 видно совершенно отчетливо, что лопасти рабочего колеса не имеют никаких следов кавитационной эрозии, хотя турбина работала продолжительное время. На венце рабочего колеса имеются следы как механического (абразивного) износа от наносов, так и износа кавитационного.

На рис. 9 представлены части отсасывающей трубы (первого элемента — турбина горизонтальная) той-же турбины, где разъединенные кавитацией места заварены, т. е. кавитационный прыжок выходил за пределы лопастей рабочего колеса и сплошность потока восстанавливалась в области отсасывающей трубы, где расположилась зона кавитационной эрозии.



Рис. 9. Турбина № 1 ЕрГЭС-а. Разъединенные места на примыкающем элементе отсасывающей трубы заварены. Суперкавитация.

В Америке на гидростанции «Big Creek» № 3 на гидротурбинах фирмы «Wellman Seaver and Morgan Co» также по тем или иным причинам был суперкавитационный режим, так как несмотря на то, что кавитационные явления выражались весьма ярко (шум, треск и вибрация) при вскрытии турбины лопасти рабочего колеса были совершенно свободны от кавитационной эрозии [6].

З а к л ю ч е н и е

Суперкавитационный режим работы гидротурбины может быть достигнут увеличением положительной высоты отсасывания. Для этой цели необходимо для каждой установки устройство для регулирования отметки нижнего бьефа турбины.

Сначала, например, для высоконапорных турбин, открытием направляющего аппарата производится пуск и нагрузочный режим гидроагрегата, а затем увеличением положительной высоты отсасывания, т. е. понижением

нием уровня нижнего бьефа, устанавливается суперкавитационный режим. Устройство для регулирования уровня нижнего бьефа не представляет какой-либо трудности.

Следует иметь в виду, что при суперкавитационном режиме работы турбины создаются благоприятные условия гидравлического удара от обратной волны при сбросе нагрузки. Поэтому, клапаны срыва вакуума должны в данном случае работать безукоризненно.

Для того, чтобы получить максимальный эффект от суперкавитационного режима необходимо провести большую исследовательскую работу по подбору профиля лопасти рабочего колеса, по пересмотру некоторых на сегодня незыблемых положений гидравлики гидротурбин.

Аналогичное положение было с гребными винтами. Еще в 1908—1909 году Тейлор, наблюдая развитие кавитационных явлений на тыльной и лицевой сторонах лопастей винтов посредством стробоскопа, установил, что катастрофическое падение упорного давления включительно до нулевого значения имеет место при одновременном развитии как тыльной, так и лицевой кавитации.

Экспериментальные диаграммы моделей кавитирующих винтов Мэмфорда (1925), Смиса (1937) говорят о том, что могут быть случаи, когда при увеличении числа оборотов после резкого падения давления упорное давление на длительном диапазоне изменения числа оборотов остается постоянным, либо обнаруживает тенденцию к вторичному возрастанию. Этому случаю всегда отвечает сильное развитие тыльной кавитации при полном отсутствии лицевой кавитации.

Иначе говоря, было обнаружено, что при некоторой конструкции винтов при развитой кавитации можно получить вторичный рост упорного давления после его первоначального падения.

Опыты академика Поздюнина в 1940 году также подтверждают возможность существования режима развитой кавитации, отвечающей при некоторой конструкции винта вторичному росту упорного давления [3].

Многие вопросы суперкавитационного режима, сейчас же неясные, могут быть разрешены при проведении комплексных модельных и натуральных испытаний. Для этого необходима организация исследовательской работы на любой модельной установке, придав ей некоторые специфические свойства: прозрачную отсасывающую трубу, возможность стробоскопических наблюдений и т. д.

По получении предварительных результатов на модельной установке исследования следует перенести также и на натурные установки.

Автору настоящих строк предстает, что потенциальные возможности для проведения всего комплекса вопросов данной работы имеются в Армянской Академии наук.

Գ. Գ. ՏԵՐ-ԱՆՈՊՈՎ

ՍՈՒՊԵՐԿԱՎԻՏԱՑՆՈՎ ՀԻԳՐՈՏՈՒՐԲԻՆՆԵՐ

Ա մ փ ո փ ու մ

Հիդրոտուրբինաշինության ժամանակակից տեղեկեցներից հատկապես միավորի մեջ հզորության ավելացումը մինչև 1000 000 կվտ, ճեղման ուղղությամբ օգտագործման սահմանների ընդլայնումը (պտտատակա-թիակավորները մինչև 80 մ ավելի, շտապվա-տանցքայինը մինչև 470 մետր) և, վերջապես, ՍԳԳ-ի բարձրացումը (լավագույն հիդրոտուրբինները ունեն մինչև 94 տոկոսի հասնող ՕԳԳ), հիդրոտուրբիններում կավիտացիոն երևույթը դարձնում են անխուսափելի այնքանով, որ նշված տեղեկեցներից չուրաքանչյուր կավիտացիայի հետ գտնվում է ուղղակի հակասություն մեջ: Այստեղից միտք է հղանում այս անխուսափելի երևույթը օգտագործել սուպերկավիտացիոն կամ դերկավիտացիոն հիդրոտուրբինների ստեղծման միջոցով:

Սուպերկավիտացիոն սեծիմը կարող ենք անվանել հիդրոտուրբինների աշխատանքի այն սեծիմը, որի ժամանակ կավիտացիայի ինտենսիվությունը հասնում է մի աստիճանի, երբ անիվի աշխատանքային կանալում հոսքը համադրյա ամբողջությամբ անջատվում է թիակի թիկունքային մակերևույթից, սրը ալյուրի սով ողողվում է ջրի դուրըշու և օդի խառնուրդով:

Շիթի միացումը և հոսքի ամբողջության վերականգնումը այս դեպքում կարող է ընթանալ թիակի սահմաններից դուրս: Աշխատանքի նման սեծիմը կուղեկցվի անմիջականորեն թիակների վրա կավիտացիոն էսողիայի բացակայությամբ և այդ էսողիայի առաջացումը ներծծող խողովակի սահմաններում, որտեղ կերամաշման զեմ պաշարը նշանակալիորեն դյուրին է: Աշխատանքի այդ սեծիմը պետք է ուղեկցվի ՍԳԳ-ի բարձրացմամբ ի հաշիվ շփման վրա ծախսվող կորուստի փոքրացման:

Աշխատանքի սուպերկավիտացիոն սեծիմին կաշիլի է հասնել ներքին բյեֆի հորիզոնի իջեցմամբ՝ այսինքն, ներծծման զրական բարձրության մեծացմամբ:

Հողվածում բերված է հիդրոտուրբինների բնական զործող կայանքների սուպերկավիտացիոն սեծիմով աշխատանքի մի քանի օրինակներ:

Եզրակացության մեջ նշվում է այն հետաքրքրական հետազոտական աշխատանքի պոստնցիալ հնարավորության մասին, որը կարելի է տանել Հայկական ՍՍԽ Գիտությունների ակադեմիայի էներգետիկայի ինստիտուտում:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Золотарев Т. Л. Основные проблемы зарубежной гидроэнергетики, 1998.
2. Поздюнин В. Л. Суперкавитирующие винты. Известия ОНН АН СССР, № 1—2, 1944.
3. Поздюнин В. Л. Основы теории устройства и действия суперкавитирующих гребных винтов. Известия ОНН АН СССР, № 10—11, 1945.
4. Экспертиза по турбинам КанакерГЭС ст. инженера ТО Главэнергостроя инженера Л. А. Артемова и руководителя группы гидротурбины ВНГМа инженера В. С. Квятковского, 1937.

5. Экспертиза по проекту модернизации турбин КанакерГЭС-а начальника отдела комплектации Спецуправления № 2 треста Спирьстрой инженера М. А. Барковского. 1942.
6. Письмо о гидростанции в Америке „Big Creek“ начальника Спецгидромонтажа Министерства строительства электростанций инженера Барковского М. А. 1960.

Тер-Акопов Г. Д. Кавитационные явления на высоконапорных турбинах Канакер-ГЭС-а. АН Армянской ССР. Водно-энергетический институт, 1954.

Г. Д. ТЕР-АКОПОВ

Н е к р о л о г

Георгий Данилович Тер-Акопов родился 16 декабря 1899 г. в г. Баку. В 1917 г. оканчивает бакинскую вторую мужскую гимназию, а в марте следующего года принимает участие в боях против муссавитов за победу Советской власти в г. Баку. С 1921—1932 гг. Г. Д. Тер-Акопов работал на предприятиях Азнефти и одновременно учился в Азербайджанском политехническом институте, который окончил в 1930 г.

Переехав в Армению, Г. Д. Тер-Акопов в 1932—1934 гг. занимал руководящие должности в Дзорагэсе, Канакергэсе и Кироваканской районной подстанции. В 1943—1957 гг. работал главным инженером Арменэнерго, в 1957—1961 гг.—главным инженером и заместителем начальника энергетического управления Совнархоза Армянской ССР.

Г. Д. Тер-Акоповым была проведена большая работа по созданию Армянской Энергосистемы и подготовки кадров энергетиков. Под его непосредственным руководством была осуществлена автоматизация всех гидростанций и телемеханизация всей системы в целом.

Свою многогранную общественную и производственную деятельность Г. Д. Тер-Акопов успешно совмещал с плодотворной научной и педагогической деятельностью, преподавая в Ереванском политехническом институте. Его перу принадлежит ряд научных работ.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

А. А. АРАКЕЛЯН

К ТЕОРИИ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА*

Структуру бетона можно представить как раствор армированный заполнителем в виде каменных столбиков (I схема рис. 1) или виде горизонтальных каменных плит (II схема рис. 1).

Условная структура бетона по I схеме имеется в работе Н. П. Улицкого [1], а по II схеме — в работе Г. Д. Цискрели [2]. Н. П. Улицкий для перехода от условной структуры бетона к действительной вводит „структурный“ коэффициент, который определяется опытным путем, а Г. Д. Цискрели, рассматривая действительную структуру бетона по II схеме, рассчитывает модуль упругости бетона в зависимости от модулей упругости раствора и породы крупного заполнителя.

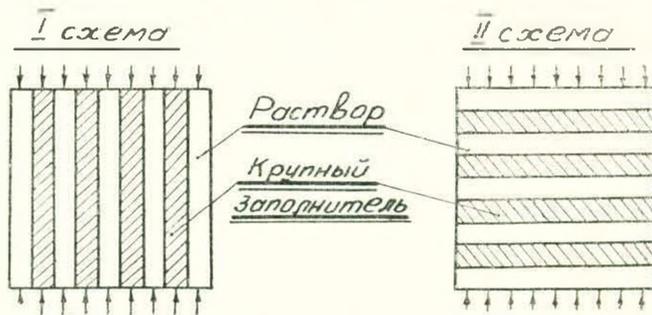


Рис. 1. Принятые условные схемы для структуры бетона.

Автор полагает, что действительная структура бетона в отношении условных структур по I и II схемам, будет занимать промежуточное положение.

Допустив, что заполнитель и раствор соединены между собою в монолит, обеспечивающий совместную работу раствора и крупного заполнителя в бетоне до момента его разрушения, можно написать следующие формулы для первой условной структуры бетона (I схема) при поперечном сечении бетонной призмы $F_0 = 1$.

* В данной статье рассматривается случай действия на бетон кратковременной нагрузки. Вопрос длительного действия нагрузки является темой специального рассмотрения.

Напряжение в бетоне (σ_0^I)

$$\sigma_0^I = \sigma_1 F_1 + \sigma_2 F_2 = \sigma_1 (F_1 + \mu F_2) \quad (1)$$

$$\mu = \frac{E_2}{E_1} = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$$

Деформация бетона (r_0^I)

$$r_0^I = r_1^I = r_2^I$$

Модуль упругости бетона (E_0^I)

$$E_0^I = \frac{\sigma_0^I}{r_0^I} = \frac{\sigma_1 F_1 + \sigma_2 F_2}{r_0^I} = \frac{\sigma_1}{r_0^I} (F_1 + \mu F_2) = E_1 F_1 + \mu E_1 F_2$$

$$E_0^I F_0^I = E_1 F_1 + E_2 F_2, \quad (2)$$

где σ_1 и F_1 — напряжение и площадь сечения более хрупкого компонента бетона;

σ_2 и F_2 — напряжение и площадь сечения более упругого компонента бетона;

μ — коэффициент, учитывающий степень участия более упругого компонента в бетоне при данном напряженном состоянии. Этот коэффициент равен отношению модулей упругости компонентов при данном напряжении;

r_1^I и r_2^I — относительные деформации компонентов бетона.

В случае, когда бетон доходит до предела прочности на сжатие (R_0^I), будем иметь

$$R_0^I = R_1 F_1 + \mu R_2 F_2, \quad (3)$$

а предельная сжимаемость бетона ($\varepsilon_0^{\text{max}}$) будет:

$$\varepsilon_0^{\text{max}} = \varepsilon_1^{\text{max}} \cdot \varepsilon_1^{\text{max}} < \varepsilon_2^{\text{max}},$$

где R_1 и F_1 — предел прочности на сжатие и площадь сечения более хрупкого компонента бетона;

R_2 и F_2 — предел прочности на сжатие и площадь сечения более упругого компонента бетона;

μ — коэффициент, учитывающий степень участия более упругого компонента в общей работе бетона в момент его разрушения. Он определяется как отношение величин деформации компонентов при предельной сжимаемости бетона;

$\varepsilon_1^{\text{max}}$ и $\varepsilon_2^{\text{max}}$ — предельные сжимаемости компонентов бетона.

По схеме II при сечении $F_0 = 1$ будем иметь:

Напряжение в бетоне (σ_0)

$$\sigma_0 = \sigma_1 = \sigma_2. \quad (4)$$

Деформация бетона (r_0^I) при высоте рассматриваемого элемента $h=1$ и высоте горизонтально расположенных компонентов в рассматриваемом элементе h_1 и h_2 ($h=h_1+h_2$), получим:

$$r_0^* = r_1 h_1 + r_2 h_2.$$

Модуль упругости (E_0^*) будет:

$$E_0^* = \frac{\varepsilon_0^*}{r_0^*} = \frac{1}{\frac{r_1 h_1}{\varepsilon_1} + \frac{r_2 h_2}{\varepsilon_2}} = \frac{1}{\frac{h_1}{E_1} + \frac{h_2}{E_2}}.$$

Учитывая, что $h_1+h_2=h=1$ и $F_1+F_2=F_0=1$, взамен h_1 и h_2 можно принять площади компонентов в единице объема бетона $h_1=F_1$ и $h_2=F_2$. В рассматриваемом случае:

$$E_0^* = \frac{E_1 E_2}{E_2 F_1 + E_1 F_2}. \quad (5)$$

Когда напряжение бетона достигает предела прочности на сжатие (R_0^*), будем иметь:

$$\begin{aligned} R_0^* &= KR_1 \quad \text{при} \quad KR_1 < R_2 \quad K > 1 \\ R_0^* &= R_2 \quad \text{при} \quad R_2 < KR_1 \quad | \end{aligned} \quad (6)$$

а предельная сжимаемость бетона ($\varepsilon_0^{\text{MAX}}$)

$$\varepsilon_0^{\text{MAX}} = h_1 r_1^{\text{MAX}} + h_2 r_2^{\text{MAX}} \quad (\varepsilon_1^{\text{MAX}} < \varepsilon_2^{\text{MAX}}),$$

где K — коэффициент увеличения прочности на сжатие низкопрочного компонента (раствора или заполнителя) обжатого между слоями более прочного компонента. Величина коэффициента зависит от отношения его высоты (h) к ширине (a) и всегда больше единицы.

Прочность на сжатие раствора и заполнителя (R_1 и R_2) устанавливается нами на кубках с размерами ребер по 7 см. Между тем, в условной структуре бетона по II схеме высота раствора и заполнителя принята в 4 раза меньше, то-есть 1,8—2 см (рис. 2).

Известно, что с уменьшением высоты и ширины испытуемого образца, его сопротивляемость на сжатие увеличивается. На основании проведенных нами опытов на цилиндрических образцах диаметром 7 см из различных пористых камней (ереванский и артекский туфы и литовская пемза) и литературных данных [3], составлена таблица 1, для коэффициента увеличения прочности материала (K) в зависимости от величины отношения его высоты (h) к поперечному размеру (a).

Для условной схемы II будем иметь $\frac{h}{a} \approx 0,25$, поэтому коэффициент k можно принять равным 1,34. В целях уточнения действительной величины k по схеме II были изготовлены специальные куби-

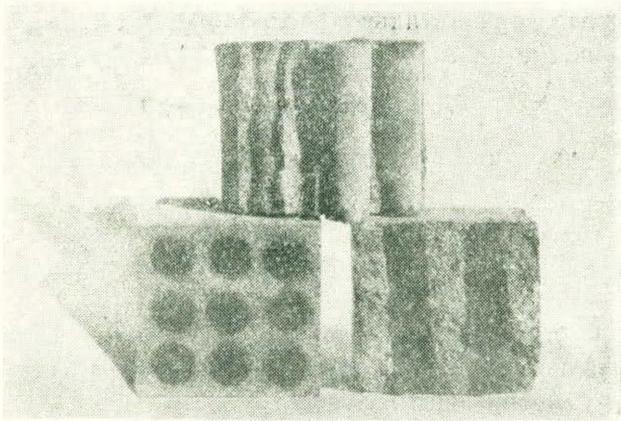


Рис. 2. Бетонные образцы, изготовленные по I и II схемам.

Таблица 1

Коэффициент прочности K при сжатии образца в зависимости от h/a

Наименование материала	$\frac{h}{a}$	1	0,5	0,25
	Цилиндры из литойной пемзы с $d = 7$ см	1	—	—
То же из туфа	1	—	1,21	1,36
По опытам Шюля призмы из цементного раствора сечением 7 × 7 см [5]	1	—	1,23	—
Среднее	1	—	1,22	1,34

ки с размерами ребер по 10 см (рис. 2) и испытаны на сжатие в возрасте 180 дней. Результаты этих исследований приведены в табл. 2.

Таблица 2

Предел прочности бетона на сжатие условной структуры по схеме II

Горизонтальные плиты из	Фактическая прочность на сжатие в кг/см^2			Коэффициент прочности $K = \frac{R_0}{R_{\min}}$
	породы	раствора	бетона R_0	
Базальта	1280	570	678	$678 : 570 = 1,18$
"	1280	435	635	$635 : 435 = 1,45$
Туфы	183	593	247	$247 : 183 = 1,34$
"	183	345	226	$226 : 183 = 1,24$
"	152	304	210	$210 : 152 = 1,38$
"	180	304	225	$225 : 180 = 1,25$

Из приведенных данных табл. 2 можно заключить, что значения коэффициента $K=1,30-1,34$ вполне приемлемы для наших целей.

Какое положение будет занимать действительная структура бетона в отношении двух условных структур по схемам I или II установить аналитически трудно, и без затруднений можно определить опытным путем. С этой целью были изготовлены бетонные кубики с размерами ребер 10 см и, соответственно им, кубики из бетона условной структуры по схемам I и II (рис. 2). В качестве крупного заполнителя был взят щебень из ереванского туфа, фельзитовый туф и базальт. Для раствора был применен туфовый и кварцевый пески. Портландцемент был применен с активностью в 310 кг см³ и 480 кг см³.

Кубики по схеме I были изготовлены в специальных металлических формах, в которых симметрично устанавливались 9 цилиндриков диаметром 2,5 см и высотой 10 см с общей площадью около 45 см². Затем вибрированием укладывался цементный раствор. Цилиндрики изготавливались из породы заполнителя (рис. 2, кубик слева). Кубики по схеме II изготавливались в обычных металлических формах размерами 10×10×10 см. С этой целью в форму симметрично устанавливались две каменные плиты размерами 9,8×9,8×2,5 см, а затем форма заполнялась раствором с помощью вибрации (рис. 2, кубик справа).

С целью установления влияния наличия пустотности на прочность одновременно были изготовлены кубики со сквозными пустотами цилиндрической формы диаметром 2,6 см по схеме I без цилиндриков. Были также изготовлены кубики с размерами ребер 7 см из раствора, применяемого в опытах, и кубики с размерами сторон 10 см из бетона на щебне использованного в опытах.

Бетон проектировался с таким расчетом, чтобы объем раствора составлял 55% и щебня 45%, т. е. соответствовал объемам компонентов в образцах по схемам I и II. Все образцы установленное время хранились во влажных опилках, после чего, испытывались на сжатие в прецизионном 100-тонном прессе „Рейли“. В целях устранения влияния касательных сил на прочность бетона щебень, каменные цилиндрики и плиты перед изготовлением бетона предварительно насыщались водой.

Результаты испытаний приводятся в табл. 3. С целью уменьшения влияния сил трения при испытании образцов 1—4 их опорные грани смазывались парафином.

Из приведенных в табл. 3 данных можно заключить следующее:

Прочность бетона обычной структуры на легких заполнителях примерно равна полусумме прочностей бетона соответствующих схемам I и II. Прочность бетонов на щебне можно выразить формулой:

$$R_s \approx 0,5 (R_0^I + R_0^{II}). \quad (7)$$

Прочность бетона на фельзитовом и базальтовом щебнях получается значительно меньше, чем по формуле (7). Это обстоятельство следует объяснить тем, что щебни из базальта, тем более из фельзита, имеют низкую и недостаточную силу сцепления с раствором [4].

Таблица 3

Результаты испытания на сжатие бетонов на щебне и по схемам I и II

Наименование породы	Возраст бетонных образцов в днях	Предел прочности на сжатие бетонов в кг/см ²			R_b	$R_b = R_b^I - R_b^{II}$	Предел прочности на сжатие кубов из раствора $7 \times 7 \times 7$ см кг/см ²	Предел прочности по ролям в кг/см ²	Расход цемента на 1 см ³ бетона	Песок
		по схеме I R_b^I	по схеме II R_b^{II}	на щебне R_b						
Ереванский черный туф	38	112	119	119	0,515	143	282	290	гуповый	
Фельзит	38	117	147	109	0,313	143	905	290	.	
Ереванский коричн. туф	38	102	143	127	0,52	143	248	295	.	
Ереванский черный туф	105	123	143	137	0,515	264	138	295	.	
То же	180	290	310	285	0,478	416	230	294	.	
То же коричневый	180	227	138	182	0,50	537	103	288	.	
Базальт	70	485	790	342	0,268	432	1280	295	кварцев.	
Кубики из раствора размерами 10 × 10 × 10 см						137	—	—	гуповый	
Кубики из раствора размерами 10 × 10 × 10 см со сквозными девятью цилиндрическими пустотами						131	—	—	.	

что является необходимым условием для совместной работы раствора и заполнителя в бетоне условной структуры по схеме I. Надежное сцепление между крупным заполнителем и раствором имеет место лишь только при легких бетонах. Наличие пустотности в кубах почти не влияет на прочность самого материала, т. е. потери устойчивости стей от сквозных пустот не наблюдается.

Проверим достоверность формул (3) и (6) для расчета прочности бетонов условных структур по схемам I и II. Для этой цели использовать результаты испытаний образцов №№ 1, 3 и 4 (табл. 3) нельзя, так как опорные грани образцов при испытании их на сжатие были покрыты парафином. Между тем при определении предела прочности раствора и камня парафиновая смазка опорных граней образцов не производилась. По опытам Гелера [3] смазка опорных граней образцов снижает их прочность при сжатии (при отношении высоты и ширины образца равной единице) до 50%.

В целях проверки формул (3) и (6) экспериментальными данными, можно использовать только данные полученные для образцов №№ 5 и 6 (табл. 3), испытанных без смазки их опорных граней парафином. В бетонах 5 и 6 (табл. 3) были приняты щебень, цилиндрики и плитки из туфа прочностью 230 кг/см² и 103 кг/см² и растворы на туфовом песке прочностью, соответственно, 416 кг/см² и 537 кг/см².

Коэффициент для прочности бетона по I схеме устанавливается, исходя из деформации камня и раствора. Деформация туфовых камней определяется формулой [5].

$$\varepsilon_3 = \frac{\tau_3}{E} = \frac{\sigma}{30000 + 200R} \quad (8)$$

Предельная сжимаемость (ε_3^{\max}) получится, когда $\tau_3 = R_3$ при:

$$R_4 = 230 \quad \varepsilon_3^{\max} = 300 \cdot 10^{-5}$$

$$R_3 = 103 \quad \varepsilon_3^{\max} = 205 \cdot 10^{-5}$$

Деформация цементных растворов на туфовом песке определяется формулой:

$$\varepsilon_p^* = 0,062 (R_p + 178) \ln \left(1 - \frac{\tau_p}{1,37 R_p} \right) \times 10^{-4} \quad (9)$$

Когда $\tau_p = R_p$, получится предельная сжимаемость раствора:

$$\varepsilon_p^{\max} = 0,8 (R_p + 178) \times 10^{-5} \quad (9a)$$

$$\text{при } R_p = 416 \text{ кг/см}^2 \quad \varepsilon_p^{\max} = 475 \times 10^{-5}$$

$$\text{при } R_p = 537 \text{ кг/см}^2 \quad \varepsilon_p^{\max} = 570 \times 10^{-5}$$

Из полученных величин для предельной сжимаемости компонентов бетона вытекает, что раствор является более упругим материалом и частично будет участвовать в работе бетона.

Коэффициент формулы (3), учитывающий степень участия раствора в бетоне при его сжатии, устанавливается из условия получения одинаковых величин деформации раствора и камня при разрушении бетона.

В момент разрушения бетона каменный заполнитель, как сравнительно хрупкий материал, будет достигать своей предельной сжимаемости, а раствор подвергнется деформации равной предельной сжимаемости камня, поэтому:

$$\varepsilon^{\max} = \varepsilon_p = 0,062 (R_p + 178) \ln \left(1 - \frac{\tau_p}{1,37 R_p} \right) \times 10^{-4}$$

Решив это уравнение относительно

$$p = \frac{\tau_p}{R_p}, \text{ получим:}$$

$$p = \frac{\tau_p}{R_p} = 1,37 \left(1 - \sqrt[1,37]{\frac{\varepsilon^{\max}}{k_p}} \right),$$

где $k_p = 0,62 (R_p + 178) \times 10^{-5}$;

Для бетона 5 (табл. 2) имеем:

$$R_3 = 230 \text{ кг/см}^2 \quad R_p = 416 \text{ кг/см}^2 \quad \varepsilon_3^{\max} = 303 \times 10^{-5}$$

* Формула получена на основании обширных экспериментальных данных.

$$F_3=0,45 \quad F_p=0,55 \quad k_p=367 \cdot 10^{-5}$$

$$\mu = 1,37 \left(1 - I^{\frac{303}{367}}\right) = 0,77.$$

И по формуле (3) получим $R_3^I = 0,45 \times 230 - 0,77 \times 416 \times 0,55 = 280 \text{ кг/см}^2$, а по опыту $R_3^I = 290 \text{ кг/см}^2$.

Для бетона состава 6 (табл. 3) имеем:

$$R_3 = 103 \text{ кг/см}^2 \quad R_p = 537 \text{ кг/см}^2 \quad \varepsilon_1^{\text{MAX}} = 205 \times 10^{-5}$$

$$F_3 = 0,45 \quad F_p = 0,55 \quad K_p = 413 \cdot 10^{-5}$$

$$\mu^* = 1,37 \left(1 - I^{\frac{205}{413}}\right) = 0,51.$$

По формуле (3) получим $R_3^I = 103 \times 0,45 - 0,51 \times 537 \times 0,55 = 198 \text{ кг/см}^2$ взамен опытного 227 кг/см^2 , что дает расхождение в $13\frac{1}{2}\%$.

Рассчитаем прочность бетона условной структуры по схеме II формулой (6).

Для состава 5 имеем:

$$\left. \begin{array}{l} R_p = 416 \text{ кг/см}^2 \\ R_3 = 230 \text{ "} \end{array} \right\} \text{получается } R_p > 1,34 R_3 \text{ поэтому } R_0^{II} = k R_3 =$$

$= 1,34 \times 230 = 308 \text{ кг/см}^2$, что совпадает с величиной, полученной опытом (310 кг/см^2).

Для состава 6 имеем:

$$\left. \begin{array}{l} R_p = 537 \text{ кг/см}^2 \\ R_3 = 105 \text{ "} \end{array} \right\} \text{получается } R_p > k R_3 \text{ поэтому } R_0^{II} = k R_3 = 1,34 \times$$

$\times 105 = 141 \text{ кг/см}^2$, что дает расхождение от опыта (138) $2\frac{1}{2}\%$.

Таким образом, точность полученных нами формул (3), (6) и (7) для расчета прочности бетона по его условным структурам (схемы I и II) вполне приемлема для наших практических целей.

В целях проверки формулы (7) на базе обширных опытов, нами были использованы опытные данные Института по туфобетону [6, 7]. Были систематизированы опытные параметры туфобетона, которые необходимы для расчета прочности по формуле (7). По полученным опытным параметрам был составлен график зависимостей прочности туфобетона (R_0) от R_3^I и от R_3^{II} по формуле (7) (рис. 3).

На основании существующих опытных данных по бетону на Ашлейской пемзе [8], литонидной пемзе [9], Арктиском туфе, керамзите и кварцевом песке [10, 11] были подсчитаны прочности бетонов по

* В тех случаях, когда раствор будет сравнительно хрупким, то камень будет частично участвовать в работе бетона, и коэффициент μ для формулы (3) получим из условия

$$\varepsilon_1^{\text{MAX}} = \varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{30000 - 200R_3} ; \mu = \frac{\sigma_1}{R_3} = \frac{\varepsilon_1^{\text{MAX}}}{R_3} = \frac{\varepsilon_3^{\text{MAX}}}{\varepsilon_3} .$$

формуле (7) и составлен график зависимости их от прочностей, полученных опытом.

Эта зависимость дана на рис. 4.

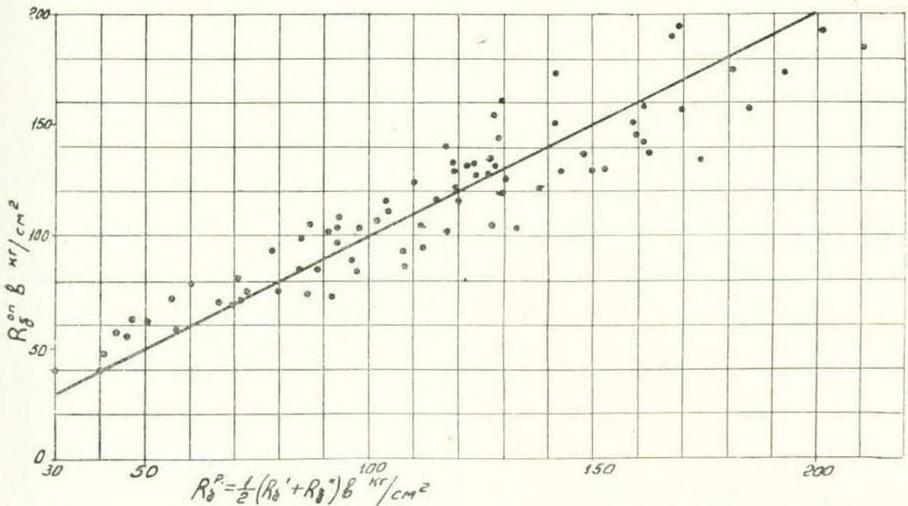


Рис. 3. Зависимость прочности туфобетона, полученной опытом ($R_0^{оп}$) от расчетной по формуле автора.

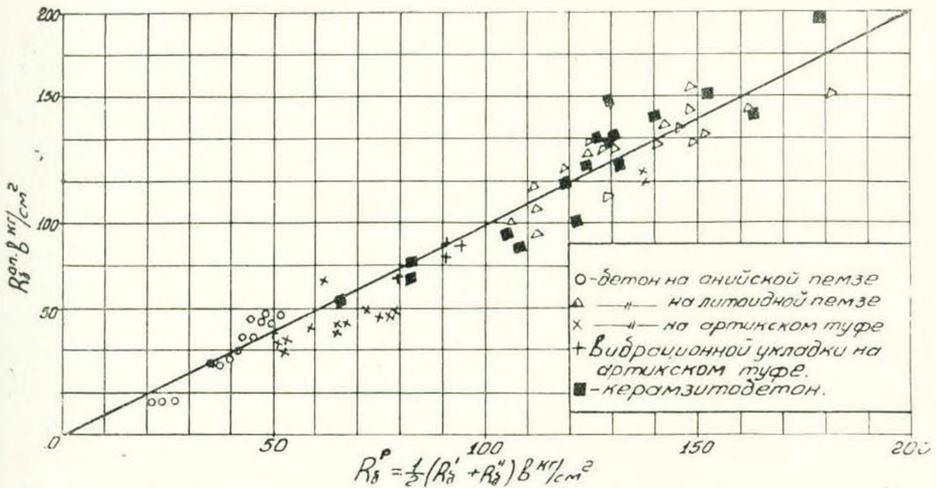


Рис. 4. Зависимость прочности бетона, полученной опытом ($R_0^{оп}$) от расчетной по формуле автора.

Из рис. 3 и 4 наглядно видно, что принятые нами условные структуры бетона, и, полученная нами расчетная формула (7) является справедливой для всяких видов легких бетонов, при которых обеспечивается надежная сила сцепления между раствором и крупным заполнителем.

Интересно установить по формуле (7) интенсивность нарастания прочностей легких бетонов в зависимости от прочности раствора. Для

этой цели была вычислена прочность туфобетона при прочности раствора $R_p = 50, 100, 150, 200, 300$ и $400, 500, 600$ и 700 кг/см^2 и $R_d = 70; 130$ и 260 кг/см^2 .

Для облегчения расчета принято $F_p = F_d = 0,5$.

Результаты вычисления прочности туфобетона в зависимости от прочности раствора отражены в виде графика на рис. 5.

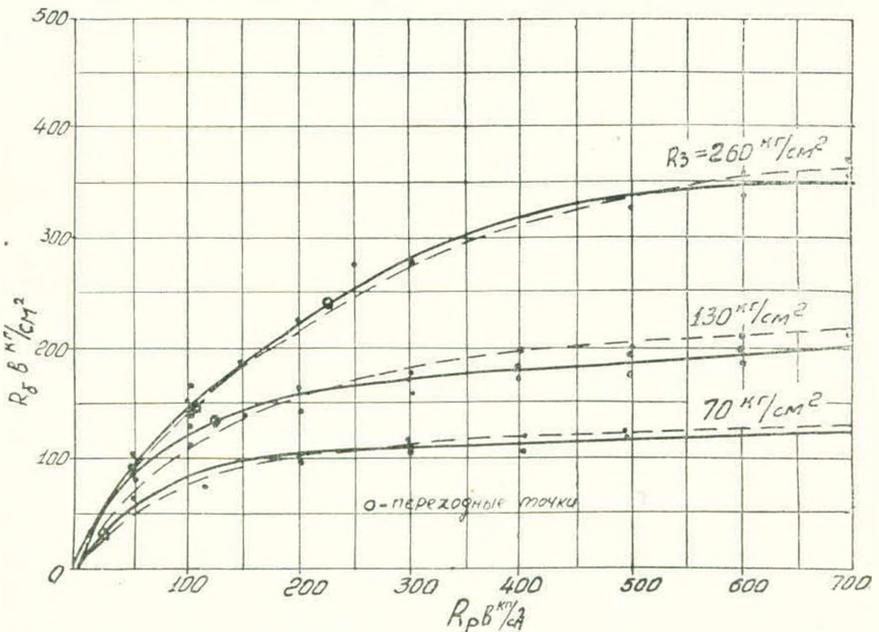


Рис. 5. Интенсивность возрастания прочности туфобетона, рассчитанной по формулам (7) и (10) от прочности раствора.

На нем пунктирной линией показана интенсивность изменения прочности туфобетона, вычисленная по формуле (при $F_p = F_d = 0,5$):

$$R_{гв} = \frac{A_0 \cdot \sqrt{F_p} \cdot R_p}{B_0 \cdot \sqrt{F_d} \cdot R_d} \cdot R_0 \quad (10)$$

Вывод формулы (10) приведен в работе [12] (для туфобетона $A_0 = 1,09$, $B_0 = 1,33$).

На основании данных рис. 5 можно сделать следующие важные выводы:

1. Полученные нами две формулы (7 и 10) для расчета прочности легких бетонов дают практически вполне сходные результаты.

Из полученных формул, для практического применения следует оказать предпочтение формуле (10), которая сравнительно проста для применения и является применимой и для обычных бетонов.

Формула (7) несколько сложна и применима лишь для легких бетонов. Для применения формулы (10) требуется знание коэффи-

циентов A_0 и B_0 , а для формулы (7) — коэффициенты μ_s и μ_p определяемые на основании деформативных свойств компонентов бетонов.

2. Из рис. 5 наглядно видно, что с повышением прочности раствора, увеличивается прочность бетона с чувствительной интенсивностью до определенной точки (переходная точка), после чего наблюдается заметное снижение этой интенсивности.

Это положение соответствует тому, что до переходной точки, т. е. в первой фазе, сжимаемость раствора и заполнителя сопровождают друг друга, а во 2-й фазе (после переходной точки) имеется отставание сжимаемости заполнителя от сжимаемости раствора.

Переходная точка соответствует тому положению, когда сжимаемость раствора достигает предельной величины, т. е. выравнивается с предельной сжимаемостью заполнителя ($\varepsilon_p^{\max} = \varepsilon_s^{\max}$).

Существование фаз для интенсивного нарастания прочности в зависимости от изменения прочности раствора была установлена А. И. Вагановым [11] для керамзитобетона, с той лишь разницей, что интенсивность нарастания прочности бетона во второй фазе по нашим данным заметно смягчается, но не затухает.

В работе Ю. Е. Корниловича и М. Г. Вержбицкой [10] подтверждается также существование определенного нарастания прочности керамзитобетона и во второй фазе в зависимости от увеличения прочности раствора.

3. Вполне понятно, что экономный расход вяжущих материалов в бетонах будет в пределах первой фазы, и для предельной точки I фазы должны иметь: $\varepsilon_s^{\max} = \varepsilon_p^{\max}$ при этом коэффициент податливости μ в формуле (7) будет = 1.

Исходя из условия $\varepsilon_s = \varepsilon_p$ для туфобетона при значениях $R_s = 100-300 \text{ кг/см}^2$, соотношение R_s и R_0 получается в пределах единицы.

Примерно такое же соотношение для переходной точки мы имели для туфобетона при анализе формул (10). [12]. Это логично, так как кривые нарастания прочности бетонов в зависимости от прочности растворов по двум полученным различной методикой формулам (7) и (10) совпадают (рис. 5).

Соотношения R_s и R_0 для переходных точек по формулам (7) и (10) получаются одинаковые и для легких бетонов на керамзите, литой и анижской пемзах, на арктиском туфе и т. д.

По формулам (10) для переходных точек кривых нарастания прочности бетонов имеем [12]:

$$\frac{R_s}{R_0} = \frac{1}{A_0}$$

а по формуле (7)

$$\frac{R_s}{R_0} = \frac{R_s}{\frac{1}{2} [0,5 (R_s + R_p) + R'']},$$

где R_p — есть прочность раствора с предельной сжимаемостью равной предельной сжимаемости заполнителя ($\varepsilon_p = \varepsilon_a$);

R'' — прочность бетона, определяемая по данным R_3 и R_p формулой (6).

Из вышеприведенных уравнений получаем значение коэффициента

$$A_0 = \frac{R_3 + R_p - 2R''}{4R_3} \quad (11)$$

Таким образом, коэффициент A_0 формулы (10), показывающий величину соотношения прочности бетона и крупного заполнителя, можно получить из условия $\varepsilon_p = \varepsilon_a$ по формуле (11). Это означает, что коэффициент A_0 формулы (10) учитывает деформативные свойства компонентов бетона.

Для полной характеристики легких бетонов следует считать необходимым проведение подробного исследования деформативных свойств легких бетонов и его компонентов (заполнителя, раствора).

На основе экспериментов было доказано, что предел прочности бетона (R_0) равен полусумме пределов прочности бетонов условных структур по схемам I и II (рис. 1, формула 7).

Надо полагать, что аналогичная зависимость будет иметь место и в отношении модулей упругости бетонов. Поэтому на основании формул (2) и (5) можно написать выражение для модуля упругости бетона действительной структуры в следующем виде:

$$E_0 = \frac{1}{2} \left[E_1 F_1 + E_2 F_2 + \frac{E_1 E_2}{E_2 F_1 + E_1 F_2} \right] \quad (12)$$

Для проверки формулы (12) было допущено, в целях облегчения задачи, что напряжение в бетоне действительной структуры равно полусумме напряжений бетонов условных структур по схемам I и II. Проверка формулы (12) дала результаты совпадающие с опытными данными. В целях анализа формулы (12) примем $E_1 = E_p$ (раствор) и $E_2 = E_3$ (заполнитель). Обозначим $\frac{E_2}{E_p} = \alpha$, $F_3 = 1 - F_p$.

И после соответствующего преобразования формулы (12) получим:

$$\frac{E_0}{E_p} = \frac{1}{2} \left[F_p + \alpha (1 - F_p) + \frac{\alpha}{1 + F_p (\alpha - 1)} \right] \quad (13)$$

На основании формулы (13) построены графики зависимости $\frac{E_0}{E_p}$ от α при различных значениях F_p .

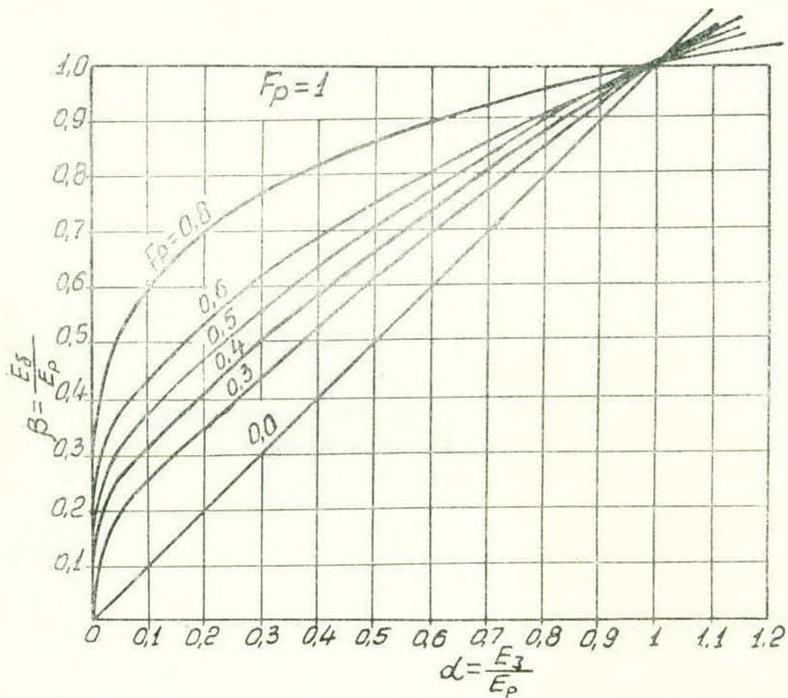


Рис. 6. Зависимость модуля деформации бетона от модулей деформации его компонентов.

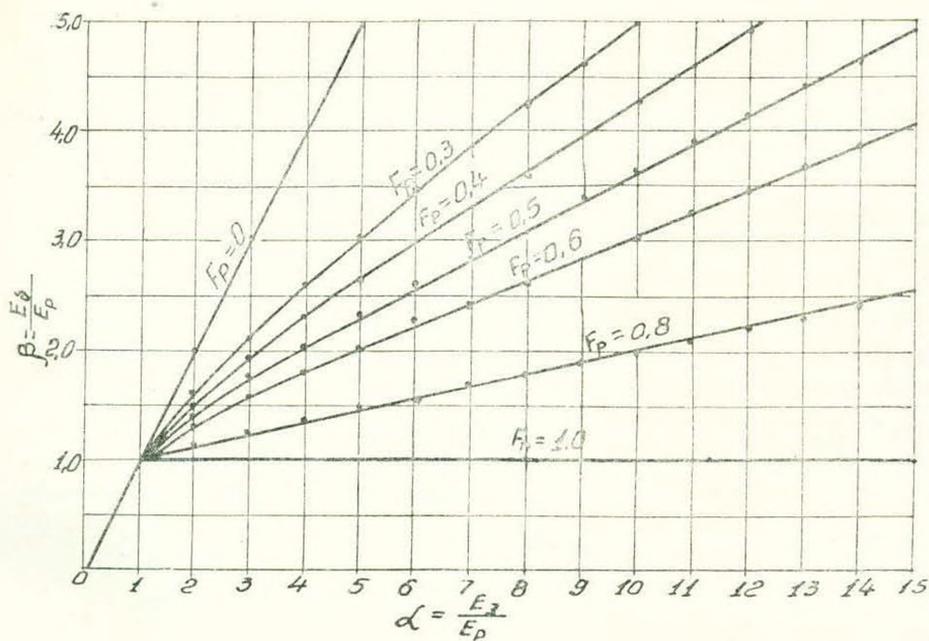


Рис. 7. Зависимость модуля деформации бетона от модулей деформации его компонентов.

Следует отметить, что полученные нами рис. 6 и 7 подобны рис. 22 и 23, приведенным в работе Цискрели Г. Д. [2]. Однако по существу имеется принципиальная разница между полученной нами формулой (12) и формулой (22) Г. Д. Цискрели [2].

Наша формула дает результаты более близкие к опытам, чем формула Цискрели.

На основании рис. 6 и 7 можно сделать следующие выводы:

1. При $\alpha > 1$, то-есть когда модуль упругости заполнителя больше модуля упругости раствора, модуль упругости бетона уменьшается с увеличением количества раствора в бетоне. При случае $\alpha < 1$ имеем обратное положение.

2. При $\alpha > 1$ изменение модуля упругости бетона при изменении количества раствора в бетоне более чувствительно. При $\alpha > 1$ получается $E_a > E_b > E_p$, а при $\alpha < 1$ $E_a < E_b < E_p$.

На основании составленных графиков 6 и 7 можно подобрать модуль упругости бетона, исходя из модуля упругости его компонентов (заполнителя и раствора) и от содержания раствора в бетоне.

Институт стройматериалов и сооружений
Госстрой Армянской ССР

Поступило 2.XII 1960

Հ. Խ. ԱՌԱՔԵԼՅԱՆ

ԲԵՏՈՆԻ ԱՄՐՈՒԹՅԱՆ ՏԵՄՈՒԹՅԱՆ ՇՈՒՂՋՐ

Ա. Ժ. Փ. Ռ. Փ. Ռ. Ը. Ժ.

Հողիտժում բերվում են Հայկական ՍՍՏ Շինանյութերի և կոստրուկտիվների ինստիտուտում կատարված էքսպերիմենտալ աշխատանքների արդյունքները՝ բետոնի ամրությունը նրա բաղադրիչ մասերի (խճի և շաղախի) ամրության օգնությամբ որոշելու ուղղությամբ:

Բետոնի ստրուկտուրան բաժանվում է երկու պայմանական ստրուկտուրաների (տե՛ս նկ. 1 և 2), պայմանական ստրուկտուրաների տեսական անալիզի ու էքսպերիմենտալ փորձերի հիման վրա ստացված է բանաձև (7) որով բետոնի ամրությունը կարելի է հաշվել երկու պայմանական ստրուկտուրա անկող բետոնների ամրության միջոցով:

(7) Բանաձևի միջոցով հաշված թեթև բետոնների ամրությունը միանգամայն բավարար համընկում անի փորձից ստացված տվյալների հետ:

Բացի այդ բետոնի համար ընդունված պայմանական երկու ստրուկտուրաների օգնությամբ ստացված են բանաձևեր (12) և (13), որոնցով կարելի է հաշվել բետոնի առաձգականության մոդուլը, եթե հայտնի են նրա բաղադրիչ մասերի (խճի և շաղախի) առաձգականության մոդուլները:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Улицкий Н. П. Аналитическое выражение закона ползучести бетона. „Труды IV Всесоюзной конференции по бетону и железобетонным конструкциям“, ч. II, М.-Л., 1949.
2. Цискредли Г. Д. Сопротивление растяжению неармированных и армированных бетонов. М., 1954.
3. Столяров Я. В. Введение в теорию железобетона, М.—Л., 1911.
4. Степанян В. А. Нормальное сцепление раствора с камнем. Ереван, 1950.
5. Седракия Л. Г. Изучение некоторых прочностных и деформативных свойств естественных камней. Отчет АИСМ-а, Ереван, 1952.
6. Худавердян В. М. Применение туфобетона в строительстве. Диссертация, Ереван, 1947.
7. Худавердян В. М. Экспериментальная разработка метода проектирования составов туфобетона. Отчет АИСМ-а, Ереван, 1950.
8. Асоян Р. С. Теплые бетоны с применением пемзы и туфовой мелочи. Сб. научно-исследовательских трудов НИС-а, упол. НКТП при СНК Армении, № 1, 1934.
9. Аракелян А. А. Основные свойства гидротехнического бетона на литондной пемзе. Сб. Гидротехнический бетон на литондной пемзе, Ереван, 1959.
10. Корнилович Ю. Е., Вержбицкая М. Г. Керамзитобетон—прогрессивный строительный материал. Киев, 1955.
11. Ваганов А. И. Исследование свойств керамзитобетона, Л.—М., 1960.
12. Аракелян А. А. Расчет прочности бетона как капиллярно-пористого материала. „Известия АН АрмССР“ (серия тех. наук), т. XIII, № 2, 1960.

ՇԻՆՍԱՆՑՈՒԹՅՐ

2. 2. ՀԱԿՈՑՈՒՆ

ԴՐԱՎՈՏԱԿԱՆ ԼՅՈՒՆՆԵՐԻ ԱՄՐՈՒԹՅԱՆ ՈՐՈՇՄԱՆ ԵՂԱՆԱԿՆԵՐԻ
ԷՔՍՊԵՐԻՄԵՆՏԱԿԱՆ ԱՏՈՒԳՈՒՄԸ

Նոր շինանյութերի, բեռանի և երկաթաբեռանի համամիտ թեմական և Հայաստանի շինանյութերի ու կառուցվածքների գիտահետազոտական ինստիտուտները մշակել են «Անօրգանական ծակաակեն լցիչներ թեթև բեռանների համար» պետական ստանդարտի նախագիծ: Նախագիծում նշված են լցիչները բեռանում փորձարկելու և գլանում սեղմելու միջոցով նրանց ամրությունը որոշելու երկու եղանակ:

Հայաստանի շինանյութերի և կառուցվածքների ինստիտուտում կատարված աչա աշխատանքի նպատակն է եղել պարզել, թե որքանով է լցիչը գլանում սեղմելու եղանակն արտադրում լցիչի ամրությունը բեռանի մեջ: Աշխատանքը կատարված է Հայկական ՍՍՌ հիմնական բնական լցիչների վրա:

Ինչպես հայտնի է, լցիչի ամրության անմիջական որոշումը խորանարկածե կամ գլանածե նմուշների միջոցով պիտանի է միայն մեծ կտորներով կամ հոծ ձևով հանդես եկող նյութերի համար: Սակայն ոչ բոլոր նյութերից է, որ կարելի է պատրաստել ամբողջ գանգվածը բնութագրող խորանարկներ կամ գլաններ: Իսկ բեռանում փորձարկելը պահանջում է շատ ժամանակ և հատուկ սարքավորում, որը և գծվարացնում է նրա ամենօրյա կիրառումն արտադրանքի որակը ստուգելու համար: Պետական ստանդարտի նախագծի տառադրված գլանում սեղմման եղանակը պարզ է, չի պահանջում շատ ժամանակ և հատուկ սարքավորում: Անհրաժեշտ է միայն 15 ա ճիշտով մամլիչ, որը համարյա բոլոր լարարատորիաններում կա, և ստանդարտ գլան՝ պլաստանով: Համեմատության համար մեք փորձերում պատրաստվել են բեռաններ պետական ստանդարտի նախագծի պահանջներով, ինչպես նաև որոշվել է աչա լցիչների ամրությունը գլանում սեղմելու եղանակով: Ստորև, 1 և 2 աղյուսակներում բերված են երանյութերի բնութագրերը: Աղյուսակ 3-ում արված են լցիչները բեռանի մեջ փորձարկելու արդյունքները, իսկ 4-ում՝ նույն լցիչների գլանում սեղմելու արդյունքները: Աչա սպլաշների հիման վրա կառուցված են բեռանների և լցիչների ասանձին հասկոթվածների միջև գոյություն ունեցող կախումն արտահայտող գրաֆիկներ: Հարմարություն համար գրաֆիկների վրա բնորոշված են սարքեր տեսակի լցիչների կրճատ նշանակումներ: Կ—կարմրաշենի հրաբխային խարամ, Պ—անխական տիպի պեմզաշենի և անխպեմզայի պեմզաներ, Եր—երեանյան տիպի տուֆ, Ասլ—ավանի հրաբխային խարամ, Աբթ—արթիկյան տիպի տուֆ, Լիթ—լիթոֆային պեմզա, Պեղ—փքեցրած պեղիտ:

Դի. 1-ում արտահայտված է բեռանի ամրության և հաշվային չոր ծավալային կշռի միջև եղած կապը: Գծագրից երևում է, որ տարբեր լցիչներից

Աղյուսակ 1

Արտադրանքի քանակագրություն

Ա.Ն.Պ.Գ.	Լցիչի տեսակը	Նյութերի ան- սահմանափակ ներքի քանակը	Մագնային		Կշիռը, կգ/մ ³	Կապարի ծա- րատվածությունը	Սնունդի արժեքը	Սնունդի արժեքը	Սնունդի արժեքը	Սնունդի արժեքը
			Սնունդի արժեքը	Սնունդի արժեքը						
1	Կարմրաշենի հրա- բխային խարամ	2,60	423	—	615	784	70	40	46	51
	Անխական տիպի Ա- նիդրոգայի պեմպա	2,50	590	696	770	1050	58	35	44	32
	Երևանյան տիպի առաջ	2,55	736	910	995	1360	47	18	46	71
	Լիթոնիդային պեմպա Ավանի հրաբխային խարամ	2,36	825	963	1185	1530	35	8	46	145
	Երևանյան տիպի	2,70	851	1028	1145	1580	41	12	46	98
	Արթիկյան տիպի	2,56	920	—	1060	1770	31	15	48	167

Աղյուսակ 2

Արտադրանքի քանակագրություն համախառն

Ա.Ն.Պ.Գ.	Մագնային արժեքը	Լրիվ մնացորդները մագների վրա, %										
		Սնունդ					Աղյուսակ					
		40	30	20	15	10	5	2,5	1,2	0,6	0,3	0,15
1	Կարմրաշենի հրաբխային խարամ	0	4,0	13,6	25,6	76,6	100	19,7	51,7	72,5	81,7	90,4
2	Անխական տիպի Անի- դրոգայի պեմպա	0	4,6	15,6	34,6	86,6	100	20,0	35,0	47,5	52,2	61,7
3	Երևանյան տիպի առաջ	0	31,0	76,0	64,5	77,3	100	12,0	42,4	59,2	72,1	88,4
4	Լիթոնիդային պեմպա Ավանի հրաբխային խա- րամ	0	10,4	41,2	57,9	79,9	100	22,0	36,5	51,8	64,8	83,0
5	Արթիկյան տիպի	0	44,5	66,5	75,5	84,5	100	13,0	35,7	53,7	65,4	76,3
6	Լիթոնիդային պեմպա	0	4,7	38,9	71,3	92,4	100	5,0	21,0	38,5	52,0	71,0

Աղյուսակ 3

Լցիչները բեռների մեջ փորձարկելու արդյունքները

Ա.Ն.Պ.Գ.	Լցիչի տեսակը	Ցեմենտի մագնային արժեքը	Քարի մագնային արժեքը	Նյութերի ան- սահմանափակ ներքի քանակը	Սնունդի արժեքը	Սնունդի արժեքը	Սնունդի արժեքը	Սնունդի արժեքը	Սնունդի արժեքը	R _{բեռ.}	
										R _բ	R _բ %բեռ.
1	Կարմրաշենի հրա- բխային խարամ	262	312	1360	—	1100	—	69,0	—	0,19	0,017
2	Անխական տիպի Անիդրոգայի պեմպա	251	347	1530	—	1240	—	96,0	—	0,27	0,022
3	Երևանյան տիպի առաջ	254	413	1740	—	1400	—	81,0	—	0,23	0,016
4	Լիթոնիդային պեմպա Ավանի հրաբխային խարամ	253	223	1770	—	1590	—	155,0	—	0,43	0,027
5	Արթիկյան տիպի	249	295	1890	—	1650	—	118,0	—	0,32	0,018
6	Արթիկյան տիպի	244	293	1900	—	1660	—	125,0	—	0,35	0,021

Աղյուսակ 4

Լցիչի խոշորում բաժնի միավոր	Ֆորակրկանների և նյութային ծախսերի ծավալային կշիռները, կգ/մ ³	Ոճի գլանուժ սեղմման ամբուսթյունը կախված պատանանք գլանի մեջ խորասուզվելու շափից, կգ/մ ³				
		10 մմ	20 մմ	30 մմ	40 մմ	50 մմ
1	2	3	4	5	6	7

Ավանի հրարխային խարամ

5—10	820	6.6	14.9	25.0	36.6	57.1
10—20	810	4.7	12.0	20.6	30.7	45.8
20—40	746	9.3	18.9	33.6	46.7	68.3
Քանոս րդ-1	805	7.0	15.5	29.5	45.3	69.1
Քանոս րդ-11	810	6.7	15.4	23.6	41.8	68.2

Երևանյան տիպի սուֆ

5—10	705	2.7	6.8	12.8	21.9	39.9
10—20	695	3.0	7.3	11.6	19.5	36.4
20—40	685	2.2	6.1	9.3	14.5	21.3
Քանոս րդ-1	775	3.1	8.4	16.4	28.8	57.3
Քանոս րդ-11	765	3.3	7.1	16.7	32.7	56.8

Արթիկյան տիպի սուֆ

5—10	850	4.0	9.8	18.3	30.5	51.4
10—20	811	5.7	11.2	20.6	32.2	58.0
20—40	816	3.0	7.7	12.2	24.0	34.1
Քանոս րդ-1	880	4.2	9.6	18.2	32.6	61.0
Քանոս րդ-11	895	4.5	10.5	20.0	35.0	69.7

Լիխոիզային պեմզա

5—10	800	14.1	26.4	43.1	65.9	118.0
10—20	790	10.5	22.5	40.9	59.0	99.0
20—40	805	9.6	21.3	32.6	51.2	75.0
Քանոս րդ-1	840	10.5	20.8	36.8	65.0	128.1
Քանոս րդ-11	858	10.3	21.0	35.2	66.4	133.0

Անիական տիպի Պեմզաչենի պեմզա

5—10	295	1.8	4.9	8.6	13.5	20.7
10—20	275	1.4	4.3	7.6	11.5	17.7
20—40	265	2.4	4.8	7.3	10.7	14.6
Քանոս րդ-1	300	1.8	3.7	7.2	11.7	20.0
Քանոս րդ-11	315	1.8	5.3	8.1	13.9	23.7

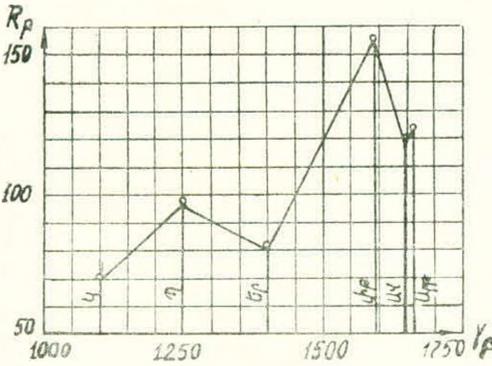
Կարմրաչենի հրարխային խարամ

5—10	440	2.1	5.5	9.4	13.9	19.9
10—20	401	2.4	6.0	8.1	11.7	16.2
20—40	400	1.7	4.0	6.6	9.6	13.4
Քանոս րդ-1	420	2.1	5.6	9.5	12.3	17.9
Քանոս րդ-11	402	2.1	5.5	9.3	12.0	17.0

Աղյուսակ 4
(Նարունակություն)

1	2	3	4	5	6	7
Արագածի հանքավայրի փրկեցրած պեղիտ						
5—10	295	1,0	2,3	3,6	5,8	8,3
10—20	260	0,6	1,6	2,3	4,1	6,4
20—40	225	0,6	2,1	3,2	5,0	7,3
խառնուրդ-1	280	0,7	1,8	3,3	5,5	8,3
խառնուրդ-11	290	0,8	2,2	4,1	6,3	9,5

պատրաստված բևտանների ծավալային կշռի և ամրություն միջև համաչափություն չկա: Կծ. 2-ում ցույց է տրված ծակոտիկն լցիչների ամրություն և նրանց ծավալային կշռանների միջև եղած կապը: Այդ կապը նույնպես անձամուշափ է: Հետևապես, թեթև բևտանների և ծակոտիկն լցիչների ծավալային կշռը չի բնորոշում նրանց ամրությունը:



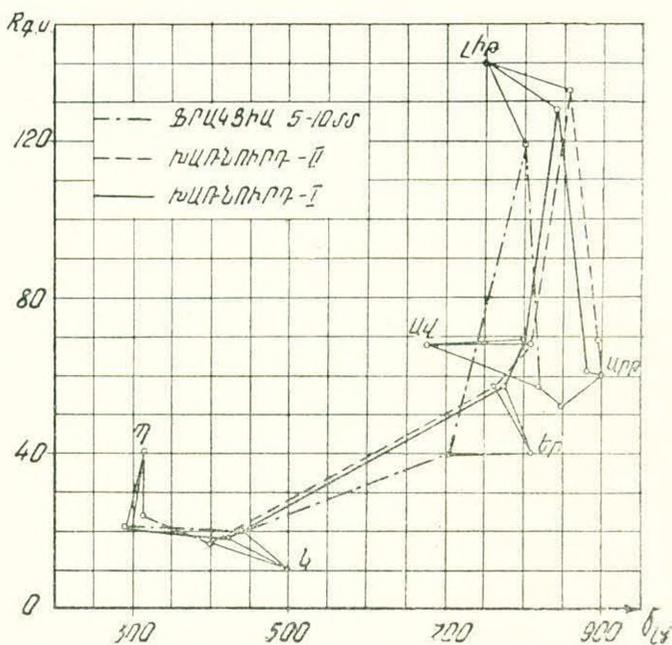
Կծ. 1. Տարբեր ծակոտիկն լցիչներից պատրաստված բևտանների ամրություն և նրանց հաշվային ծավալային (շոր) կշռաների միջև եղած կապը

ցին (տես դժ. 3), որ պուանսոնի 50 մմ-ից պակաս խորասուզման դեպքում լցիչների ամրություն հատկանիշները բավականաչափ ցայտուն չեն երևում, քանի որ խորասուզման փոքր խորություն դեպքում փորձարկվող լցիչի զանգվածը հիմնականում խառնում է և նրա միայն փոքր մասն է կենթարկվում քաղքարման: Խորասուզման 10, 20 և մասամբ 30 մմ չափերի դեպքում, երբ լցիչը հիմնականում խառնում է ֆրակցիանների և խառնուրդների ամրություն ցույցանիշները քիչ են տարբերվում իրարից: Խորասուզման չափի մեծացմանը զուգընթաց մեծանում է նաև նրանց միջև եղած տարբերությունը որովհետև այդ դեպքում արդեն փորձարկվող լցիչի զանգվածի մեծ մասն է կենթարկվում քաղքարման, ի հայտ բերելով ամեն մի ֆրակցիայի և խառ-

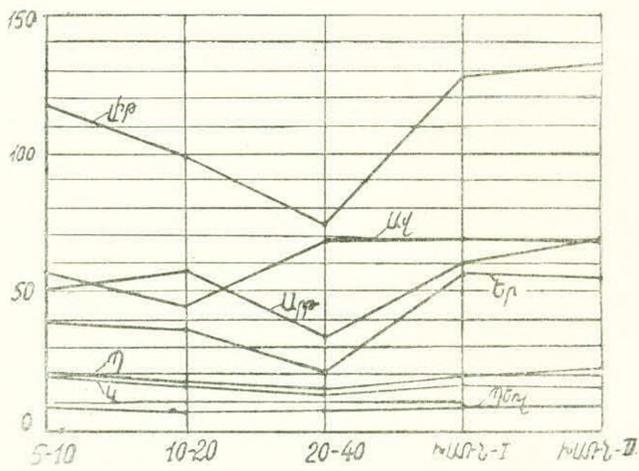
նում Առասկան ստանդարտի նախագծի, լցիչի ամրությունը զրանում սեղմելու միջոցով որոշելու համար, անհրաժեշտ է փորձարկել 5—10 մմ ֆրակցիան՝ պուանսոնի մինչև 50 մմ խորասուզվող զրանի մեջ: Փորձարկումները մեր կողմից անց են կացվել տարբեր ֆրակցիանների (5—10, 10—20, 20—40 մմ) և նրանց խառնուրդների* դրա, բացի այդ պահում սեղմման ամրությունը որոշվել է՝ կախված զրանի մեջ պուանսոնի խորասուզման չափից՝ 10, 20, 30, 40, 50 մմ: Փորձերը հաստատեցին

* խառնուրդները վերցվել են հետևյալ կազմերով՝ խառնուրդ-1 5—10 մմ ֆրակցիա 25%, 10—20 մմ ֆրակցիա 30%, 20—40 մմ ֆրակցիա 45%, խառնուրդ-11 5—10 մմ ֆրակցիա 25%, 10—20 մմ ֆրակցիա 25%, 20—40 մմ ֆրակցիա 50%:

նարդի ամրության ցուցանիշները: Այս ալյալները հաստատում են Պետական ստանդարտի նախադրում պահանջների խորատուզման չափը 50 մմ ընդունելու ճշտությունը:



Պժ. 2. Տարբեր լցիչների զլանում սեղմման ամրության և նրանց ծավալային կշիռների միջև կազմ կապը



Պժ. 3. Փորձարկված լցիչների ֆրակցիաների ու նրանց խառնուրդների ամրության զլանում սեղմման հզանակով) կարերը

Ինչպես վերևում նշվեց, ըստ Պետական ստանդարտի նախադրի, որպես ժակտակեն լցիչների զլանում սեղմման ամրություն ընդունվում է 5—10 մմ ֆրակցիայի ամրությունը, սակայն փորձերը ցույց են տալիս, որ խառնուրդ-

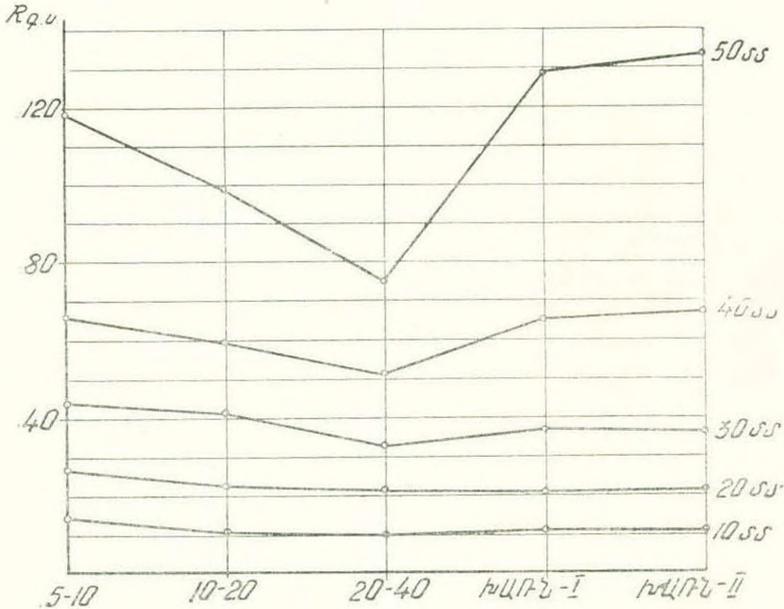
ներքի ամբուժյունն ավելի լավ է արտացոլում լցիչի ամբուժյունը բևտոնի մեջ: Աղյուսակ 5-ում համեմատված են 5—10 մմ ֆրակցիացիների և խառնուրդների բոլոր փորձարկվող նյութերի գլանում սեղմման ամբուժյունները: Աղյուսակից երևում է, որ 5—10 մմ ֆրակցիայի և խառնուրդների ամբուժյունների միջև գոյություն ունի որոշ տարբերություն, որը 295—440 կգ մ³ ծավալային կշիռ ունեցող լցիչների գեպքում, հասնում է մինչև 2,9 կգ/մ², ալյումինի մինչև 14,6⁰₁₀-ի, իսկ 765—895 կգ/մ³ ծավալային կշիռ ունեցող լցիչների գեպքում՝ մինչև 17 կգ/մ², ալյումինի մինչև 43,6⁰₁₀-ի: Առանձնառոտությամբ ցույց է տալիս, որ այդ տարբերության հիմնական պատճառը լցիչների անհամասեությունն է: Իրոք, մեր կողմից փորձարկվող 765—895 կգ/մ³ ծավալային կշիռ ունեցող լցիչները պակաս համասեու էին, քան 295—440 կգ/մ³ ծավալային կշիռ ունեցողները: Այսպես, արժիկյան ախպի աուֆի մեջ շատ կան ամուր ապարների ներխառնուկներ, որոնք ջարդվածից հետո մնացել են խճի մեջ: Ավանի հրաբխային խարամից ստացված լցիչի մեջ, խոշոր ֆրակցիան (20—40 մմ) ավելի ամուր է մյուս ֆրակցիաների հետ համեմատած (տես գծ. 4): Իսկ երևանյան ախպի աուֆից պատրաստված լցիչում շատ կալին տարբեր ամբուժյուն ունեցող մասնիկներ: Այդ երևում էր աուֆաբարի կտրոնները խճի վերածելու՝ ջարդելու ժամանակ: Բացի լցիչների անհամասեությունից անհրաժեշտ է հաշվի առնել և այն, որ լցիչները գլանում սեղմելու եղանակով փորձարկման ժամանակ, տարբեր ֆրակցիաներ, նույնիսկ համեմատաբար համասեու նյութերից, ունենին տարբեր ամբուժյուն (գծ. 3): Աստի այդ հանդամանքները հաշվի առնելու համար պետք է գլա-

Աղյուսակ 5

№	Լցիչի անանի	Լցիչի գլանում սեղմման ամբուժյունը կգ/մ ² -ով		Տարբերությունը 0 ₁₀ -ներով		
		5—10 մմ ֆրակցիա	Մասնաբոց-1	Մասնաբոց-11	5—10 մմ ֆրակցիայի և խառնուրդ-1-ի միջև	5—10 մմ ֆրակցիայի և խառնուրդ-11-ի միջև
1	Կարմրաշենի հրաբխային խարամ	19,9	17,9	17,0	-10,0	-14,6
2	Անիական ախպի պեմզա	20,7	20,0	23,7	-3,3	+14,5
3	Արագածի հանքավայրի փոքրած պեմզա	8,3	8,3	9,5	0,0	+14,5
4	Երևանյան ախպի աուֆ	39,9	57,3	56,8	+43,6	-41,0
5	Ավանի հրաբխային խարամ	57,1	69,1	68,2	+21,1	+18,0
6	Արժիկյան աուֆ	51,4	61,0	69,7	+18,2	+35,0
7	Լիժնիկյան պեմզա	118,0	128,1	133,0	+10,2	+12,7

նում սեղմման ենթարկել ֆրակցիաների խառնուրդը: Այսպիսով խառնուրդը փորձարկելիս (գլանում սեղմելիս) հաշվի են առնվում նյութերի անհամասեությունը և այն ֆրակցիաների տարբեր ամբուժյունները, որոնք մասնում են խառնուրդի կազմի մեջ: Բացի այդ, խառնուրդի կազմը համեմատաբար մտա-

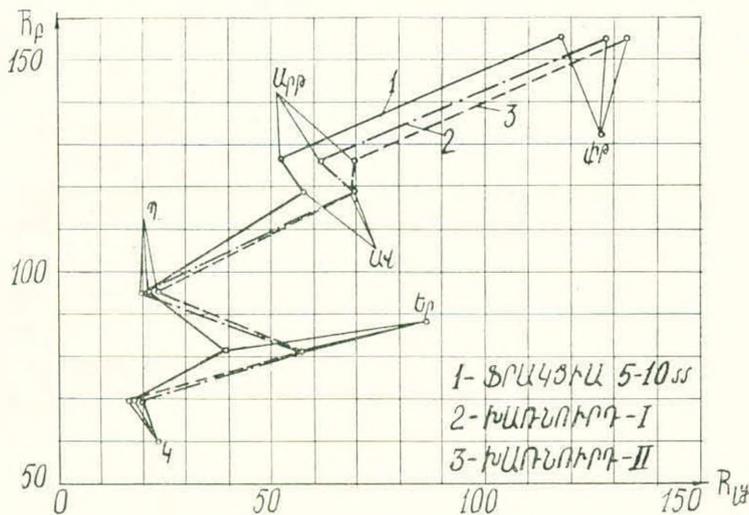
է բեռնում անեցած լցիչի կազմին: Մակրակեն լցիչի սրակը գնահատելու համար կարևոր է թեթև բեռների ամբուխյան և լցիչի ամբուխյան միջև կապի սահմանումը: Պետք է հաշվի առնել նաև, որ բեռնում փորձարկելիս տալիս է լցիչի ամբուխյան հատկությունների կամպլեքսային բնութագիր, որովհետև ալյ գեպում, բացի լցիչի սեփական ամբուխյունից, բեռների ամբուխյան վրա ազդեցություն են ունենում և մի շարք այլ գործոններ, ինչպես լցիչի հատիկների ձևը, նրանց շարկապումը ցեմենտաբարի հետ, լցիչի համեմատական զեֆորմախի հատկությունները և սրբիչները: Գծ. 5-ի վրա պատկերված է բեռների սեղմման ամբուխյան և լցիչի (ֆրակցիա 5-10 մմ) խտ-



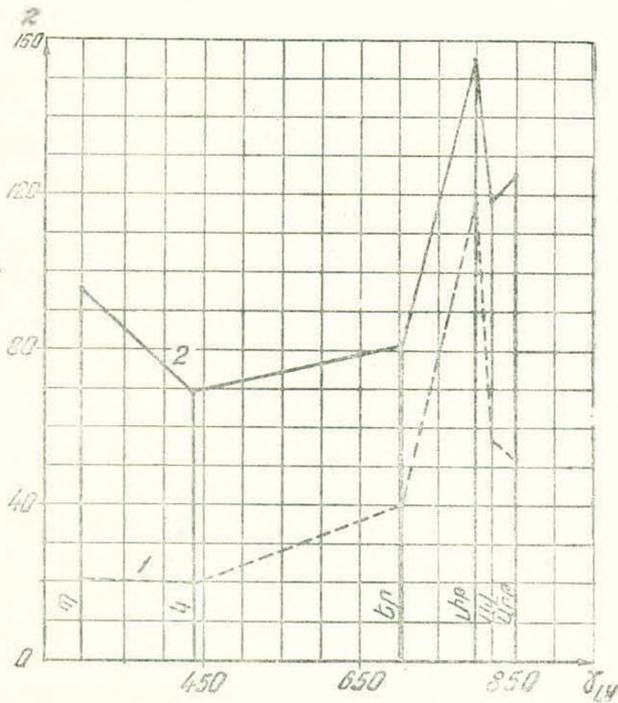
Գծ. 4. Լիթոիդային սեղմմանի գրանուտ սեղմման ամբուխյանը կախված պրանտների գրանի մեջ խորասուզման չափից:

նուրդ-1, խտանուրդ-11) գրանուտ սեղմման ամբուխյան միջև կապը: Գծագրից երևում է, որ լցիչի ամբուխյան աճի հետ աճում է և նրանով պատրաստված բեռների ամբուխյունը, սակայն ալյ անդի է ունենում սչ համաչափ, այլ դիպոսոգած: Օրինաչափ կապի բացահայտությունը բացատրվում է հավանորեն նրանով, որ լցիչի ամբուխյունը գրանուտ սեղմման միջոցով սրտչելիս հաշվի չեն առնվում վերը նշված ֆակտորները: Կոլուխյուն ունեցող կապը բացահայտելու նպատակով կատարված է գծ. 6-ը, որտեղ պատկերված են բեռների ամբուխյան և լցիչի ամբուխյան կորերը՝ կախված գրանուտ սեղմման ենթարկելից լցիչների (ֆրակցիա 5-10 մմ) ծավալային կշիռներից: Ինչպես գծագրից երևում է, բեռանների և լցիչների ամբուխյան կորերի միջև բնականոր ըմանություն կա: Ալյ նմանությունը տատիճանը պարզելու համար աղյուսակ 6-ում համեմատված են բեռանների սեղմման ամբուխյան և լցիչների բոլոր երկր ֆրակցիաների և խտանուրդների գրանուտ սեղմման ամբուխյան աղյուսակները: Եսին աղյուսակում տրված են նաև լցիչի գրանուտ

սեղման ամրությունից բևտանի ամրությունն անցնելու գործակիցներ (K): Աղյուսակից երևում է, որ K -ի արժեքները, կախված լցիչների ծավալային կշիռից, բավականապես են երկու խմբի: Առաջին խմբին են դասվում փոքր ծավալային կշիռ ունեցող լցիչներ (Կարմրաշենի հրաբխային խարամ, անխական



Պժ. 5. Բևտանների և լցիչների ամրության կապը



Պժ. 6. Բևտանների սեղման ամրություն և լցիչների զբանուժ սեղման ամրության կարերի համեմատությունը կախված զբանուժ սեղման ենթարկվող լցիչների ծավալային կշիռներից: 1- 5-10 մմ ֆրակցիոն լցիչների զբանուժ սեղման ամրությունը, 2- բևտանների սեղման ամրությունը

տիպի Պեմպաշենի պեմպա), իսկ երկրորդ խմբին՝ համեմատաբար մեծ ծավալային կշիռ ունեցող լցիչները (Ավանի հրաբխային խարամ, արթիկյան տիպի առֆ, երևանյան տիպի առֆ, լիթոիդային պեմպա): Ամեն մի խմբի համար անցման գործակիցները մոտ են իրենց արժեքներով: Այդ տկնառու կերպով երևում է 5—10 մմ ֆրակցիայի և խառնուրդների համար, հատկապես խառնուրդ-11-ի, սրի գեպքում էլ գործակիցները համեմատաբար քիչ են սարբերվում ամեն մի խմբում:

Եսլոր այս ցուցանիշներն հաստատում են թեթև բևաոնների և ծակուկեն լցիչների ամբողջան միջև գոյություն ունեցող արտադրի կապը: Գրանով իսկ հնարավորություն է ստեղծվում գլանում սեղմման եղանակն օգտագործել թեթև ծակուկեն լցիչների ամբողջանը արտադր համար: Անհրատեղա է միտան կիրառել նախօրոք սահմանված անցման գործակիցներ՝ լցիչների առանձին տեսակների կամ խմբերի համար:

Աղյուսակ 6

№, №, III/II	Լցիչի տեսակը	Լցիչի խառնուրդային մե	Լցիչի ծավալային կշիռը, կգ մ	Բևաոնի սեղմման ամբողջանը, կգ մ	Լցիչի գլանում սեղմման ամբողջանը, կգ մ	Անցման գործակից K
1	Կարմրաշենի հրաբխային խարամ	5—10	440	69	19,9	3,47
		խառնուրդ-1	420		17,9	3,86
2	Անխական տիպի Պեմպաշենի պեմպա	խառնուրդ-11	102	96	17,0	4,06
		5—10	295		20,7	4,63
3	Ավանի հրաբխային խարամ	խառնուրդ-1	300	118	20,0	4,79
		խառնուրդ-11	315		23,7	4,04
4	Արթիկյան առֆ	5—10	820	125	57,1	2,06
		խառնուրդ-1	805		69,1	1,71
5	Երևանյան տիպի առֆ	խառնուրդ-11	810	81	78,2	1,73
		5—10	850		51,4	2,44
6	Լիթոիդային պեմպա	խառնուրդ-1	880	155	61,0	2,05
		խառնուրդ-11	895		69,7	1,80
		5—10	705		39,9	2,03
		խառնուրդ-1	775		57,3	1,42
		խառնուրդ-11	765		56,8	1,43
		5—10	800		118,0	1,31
		խառնուրդ-1	840		128,1	1,21
		խառնուրդ-11	870		133,0	1,17

Ե Չ Բ Ա Կ Ա Յ Ո Ի Թ Յ Ո Ի Ն Ն Ե Բ

1. Մակրատկեն լցիչների ամբողջան հատկություններն այնպիսի լրիվ են արտահայտվում այն բևաոնի մեջ փորձարկելիս, և այդ գեպքում ի հայտ են գալիս ոչ միտան իր՝ լցիչի ամբողջանը նեղ խմատում, այլև նրա մյուս հատկությունները, որոնք ազդում են բևաոնի ամբողջան վրա: Գրանք են՝ լցիչի հատկիների և ցեմենտաբարի շտգկապման ուժը, հարաբերական զեֆորմացիան հատկությունները և այլն: Այդ պատճառով էլ սարբեր տեսակ լցիչները միմյանց հետ համեմատելու շարանիշ է հանդիսանում նրանց ամբողջանը բևաոնի մեջ:

Հաշվի առնելով լցիչների գլանում սեղմման եղանակով և նրանց բևաոնում ունեցած ամբողջան ցուցանիշների համեմատելիությունը առանձին լցիչների կամ լցիչների խմբի համար՝ կիրառելով բևաոնի ամբողջանը

անցնելու գործակիցներ, կարելի է հանձնարարել գլանում սեղմման եղանակն օգտագործելու արտադրանքի որակի ամենուրեք վերահսկման համար:

2. Օսկոտկեն թեթև լցիչների միջին 5—10 մմ ֆրակցիայի գլանում սեղմման արդյունքները լրիվ չեն արտացոլում խոշոր լցիչի ամրաթվունը, առավել եւ չեն արտացոլի ամբողջ լցիչի (խիճ+ ալպո) ամրութիւնը:

3. Երևելով ստացված արդյունքներից հանձնարարում ենք գլանում սեղմման եղանակն օգտագործելու վերցնել 5--10, 10—20, 20—40 մմ ֆրակցիաների խառնուրդ և ոչ թե միայն 5—10 մմ ֆրակցիա:

4. Ֆրակցիաների խառնուրդի համար (խառնուրդ-11) լցիչների գլանում սեղմման ամրութիւնից բևառնի ամրութիւնն անցնելու գործակիցների միջինը՝ Կարմրաշենի հրաբխալին խարամի և անիական ալպի Պեմգաշենի պեմգալի համար կարելի է բնդունել 4,4, իսկ Պնացած փորձարկիւոց նշութիւրի համար՝ 1,6:

5. Լցիչները բևառնի մեջ ստուգելու փորձից երևելով հանձնարարում ենք փորձարկման մեթոդիկայի մեջ մագնել հետեւյալ աղլոմները.

ա) Պիճը բևառնի մեջ փորձարկելիս շատ թեթև նշութիւրի դեպքում (ծափալալին կշիւր մինչև 450 կգ մ³) կիրառել ժանրոց՝ բևառնի շերտավորումից խուսափելու համար:

բ) Բևառնի կոնսիստենցիայի ցուցանիշն բնդունել 25—35 փալրի սահմաններում, ալսինքն 5 փալրի-ով մեծ նախագմալինից:

6. Գլանում սեղմման եղանակով փորձարկման ժամանակ լցիչը ոչ հափառարապիս է բալրարկում, ալց պատճառով նպատակահարմար է հետագալում կատարելագործել գլանում սեղմման եղանակն ալն հաշվով, որպիսզի սեղմոց ոււր համեմատարար հափառարապիս բաշխով ամբողջ գանդվածի վրա:

Հայաստանի Երևանյալթիւրի և կոտայգվածքների
ինստիտուտ

Ընդունված է 4 11 1961

Г. А. АКОПЯН

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ПРОВЕРКА СПОСОБОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОЧНОСТИ ПОРИСТЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЕЙ

Резюме

В статье, на основе экспериментальных данных, рекомендуется для целей классификации и сравнения легких заполнителей определить их прочность испытанием в бетоне, так как при этом характеризуются прочностные свойства заполнителя в комплексе.

Для повседневного контроля качества продукции целесообразно применить метод сдавливания в цилиндре с применением установленных переходных коэффициентов от прочности сдавливания к прочности в бетоне для отдельных видов или групп видов заполнителей.

К. А. МНДЖОЯН

К МЕТОДИКЕ ИЗУЧЕНИЯ АБРАЗИВНОГО ИЗНОСА

Под абразивным износом подразумевается такой процесс, при котором трущиеся поверхности соприкасаются друг с другом посредством находящихся между ними абразивных частиц, а разрушение является следствием микрорезания или макроцарапания материалов трущихся поверхностей абразивными частицами.

При абразивном износе коэффициент трения зависит от многочисленных факторов, участвующих в процессе трения. Величина коэффициента трения при этом определяется по известному соотношению Амонтона-Кулона, т. е. от деления сдвигающей силы F на нормальное давление N (рис. 1а).

Под действием нормального давления N зерно вдавливается в тело A на глубину h_A и в тело B на глубину h_B , величины которых зависят от соотношения твердостей зерен и материалов трущихся поверхностей. При определенной величине сдвигающей силы, называемой силой трения, происходит относительное скольжение тел A и B .

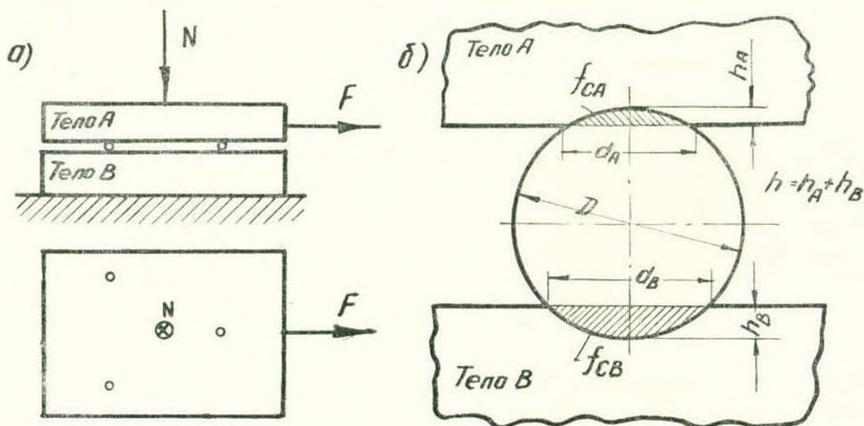


Рис. 1.

В этом случае возможны два варианта: зерно остается неподвижным по отношению к телу A и двигаясь вместе с ним срезает слой f_{CB} на теле B или наоборот—зерно остается неподвижным по отношению к телу B , и двигаясь вместе с ним срезает слой f_{CA} на теле A . Исходя из этого следует различать две величины коэффициента трения

при абразивном износе: тела A по зернам (ρ_A) и тела B по зернам (ρ_B).

Многочисленные экспериментальные данные показывают, что величины коэффициента трения, полученные от деления сдвигающей силы на нормальное давление, имеют весьма нестабильные значения. Именно по этой причине при изучении зависимостей коэффициента трения от различных факторов, исследователи приходят к диаметрально противоположным выводам. У одних исследователей коэффициент трения возрастает при увеличении нормального давления, у других — уменьшается, а у третьих — он вообще не зависит от величины нормального давления. Такие противоположные результаты, кроме идентичности условий экспериментирования в смысле степени загрязненности и чистоты обработки трущихся поверхностей, постоянства времени неподвижного контакта и т. д. можно объяснить непостоянством величины площади действительного контакта, которая зависит от факторов, практически неподдающихся учету.

В общем случае для двух соприкасающихся тел действительная площадь контакта складывается из мельчайших площадок, образованных от смятия (для пластичных тел) или хрупкого разрушения (для хрупких тел) наиболее выступающих гребенков, величина которых предопределяется чистотой механической обработки трущихся поверхностей. При абразивном износе действительная площадь контакта суммируется из площадок, образованных вследствие вдавливания зерен абразива в материалы трущихся поверхностей (рис. 1б).

Для определения коэффициента трения по предлагаемой методике предусматривается оперировать не абсолютными значениями нормального давления N и сдвигающей силы F , а их удельными величинами, что устраняет влияние действительной площади контакта. Таким образом коэффициенты трения по телу A (ρ_A) и по телу B (ρ_B) определяются следующими формулами:

$$\rho_A = \frac{F_{Ayt}}{N_{Ayt}} \text{ и } \rho_B = \frac{F_{Byt}}{N_{Byt}},$$

где $F_{Ayt} = \frac{F}{i \cdot f_{сд}}$ и $F_{Byt} = \frac{F}{i \cdot f_{св}}$ — удельные величины сдвигающей силы, отнесенные к площади среза соответственно на теле A и на теле B здесь i — количество зерен абразива участвующих в процессе),

$N_{Ayt} = \frac{N}{f \cdot d_A}$ и $N_{Byt} = \frac{N}{i \cdot f_{об}}$ — удельные величины нормального давления, отнесенные к площадям отпечатков зерен абразива на теле A (диаметр d_A) и на теле B (диаметр d_B).

При этом не принимаются во внимание упругие деформации абразивных зерен и предполагается, что твердость абразивных зерен несравненно выше твердости трущихся материалов, а размеры зерен соизмеримы с размерами неровностей трущихся поверхностей.

С целью упрощения расчетов для проведения экспериментов подбираются зерна шарообразной формы и между трущимися поверхностями устанавливаются всего три зерна, что дает возможность осуществить равномерное нагружение всех зерен нормальным давлением и точнее определить величину сдвигающей силы, приходящую на одно зерно.

При заданном нормальном давлении измеряется общая глубина вдавливания зерен абразива в материалы трущихся поверхностей и определяется величина срезающей силы.

Общая глубина вдавливания зерен ($h = h_A + h_B$) разделяется на составляющие h_A и h_B следующим образом.

При различных нормальных давлениях N определяются величины суммарных глубин внедрения зерен для двух одинаковых стеклянных абразивов — h_C : для стекла и тела A — h_{CA} или стекла и тела B — h_{CB} . Из этих данных для каждого N определяются:

$$h_A = h_{CA} - \frac{h_C}{2}, \quad h_B = h_{CB} - \frac{h_C}{2} \quad \text{и} \quad \frac{h_A}{h_B} = C \quad (C - \text{постоянная}).$$

Таким образом для каждого эксперимента величины h_A и h_B определяются из двух уравнений:

$$h = h_A + h_B \quad \text{и} \quad \frac{h_A}{h_B} = C.$$

Имея h_A и h_B , при заданном диаметре зерна D , легко определить величины площадок отпечатков (f_{OA} и f_{OB}) и срезов (f_{CA} и f_{CB}), которые дадут возможность вычислить удельные значения нормального давления и срезающей силы и получить коэффициенты трения μ_A и μ_B по вышеприведенным формулам.

Թ. Ա. ԿՈՏԻԿՅԱՆ

ԵՐԿՐԱԹՐԵՏՏՈՆՅԱՆ ԿԱՐՃ, ՍԻՄԵՏՐԻԿ ԱՄՐԱՆՆԵՐՈՎ ԿԱՆԿՆԱԿՆԵՐԻ
 ԱՐՏԱԿԵՆՏՐՈՆ ՍԵՂՄԱՆ ՀԱՇՎԱՐԿԻ ՄՈՏԱՎՈՐ ԵՂԱՆԱԿ,
 ԲՆՏՈՆԻ ՍՈՂՔԻ ՀԱՇՎԱԹՈՒՄՈՎ

Երկրաթրետոնյա էլեմենտների հաշվարկի հարցը, բևտոնի սողքի հաշվառման պարամետր, գործնական մեծ նշանակություն ունի:

Երկրաթրետոնյա սիմետրիկ ամրաններով ձուգելի և կենտրոնական սեղմված կանգնակների հաշվարկի մոտախոր եզրնակիր, բևտոնի սողքի հաշվառմամբ, առաջարկել է Ֆ. Գիլշինցերը [1]: Հետագայում հաշվարկի այդ եզրնակիր պարզացրել է Բ. Բ. Սելյեցկին [2]: Հողվածի նեղինակը նշված մեթոդը կիրառել է կարճ երկրաթրետոնյա կանգնակների հաշվարկի համար, սրունք սեղմված են e էքսցենտրիսիտետ անեցող P ուժով:

Մնացորդ լածման համար կատարվել են հետևյալ պարզեցնող ընդունելություններ:

1. Չոլի հատվածքը ուղղանկյուն է, առածրականության սահմաններում աշխատող սիմետրիկ ամրաններով:

2. Ամրանի առածրականության E_a մոդուլը և բևտոնի գեֆորմացիայի E_b մոդուլը մասնակի ընթացքում չեն փոփոխվում:

3. Չոլի հատվածքները աշխատում են լրիվ, ալտինքն՝ նրանց մեջ չեն ստաջանում ձուգելի և գեֆորմացիայի ընթացքում հատվածքները միմյանց հարթ:

4. Սեղման զեպքում բևտոնի սողքը ընթանում է նախապես սված օրենքով:

5. Չոլի ճկվածքի պտքի մեծությունը, կիրառվող P ուժի e -էքսցենտրիսիտետի համեմատությամբ արձամարձելի փոքր է:

Չոլի բևտոնախորման $t = 0$ մոմենտում բևտոնին փոխանցվում է առանցքային ուժ և ծաղ մոմենտ, սրունք մեծությունները ստացվում են սառի բերված բանաձևերից՝

$$P_{a0} = P \frac{D_b}{D_b + D_a},$$

$$M_{b0} = P \cdot e \frac{K_b}{K_b + K_a},$$

համապատասխանաբար ամրանին փոխանցվում են

$$P_{a0} = P \frac{D_a}{D_a + D_b},$$

Համաձայն (*)-ի ամբանի մեջ կամայական մոմենտում ազդող ուժը կլինի՝

$$P_{at} = P_{ao} + P_t = P_{ao} \left[1 + \frac{E_{\delta} \cdot F_{\delta}}{E_a \cdot F_a} \left(1 - e^{-\xi_2 t} \right) \right];$$

Արտահենարան սեղմված երկաթբետոնյա կանգնակների սոցքի խարակ-տերիստիկը կլինի՝

$$\frac{\sigma}{\xi_2} = \frac{E_{\delta} \cdot F_{\delta}}{E_a \cdot F_a} \left(1 - e^{-\xi_2 t} \right);$$

Ստորև մոտավոր եզանակով կատարված հաշվարկի արդյունքները համեմատված են Լ. Յա. Վիեների և Վ. Վ. Փինաջյանի [3] կատարված փորձերի արդյունքների հետ: Հաշվարքի արդյունքների բաղադրումը է բաղերիմենտալ ավելանքի հետ ցույց է առվում նրանց բավարար համընկնումը:

ժամանակը սրկրով	ը ուժի մեծությունը կգ-ով					Տեսական ստացված (*) բանա- ձևով
	Փորձնական եղանակով ստացված					
	2—ж	3 ж	9—ж	11—ж	12 ж	
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
50	3300	2280	4100	6700	3750	3884
100	5300	4500	6700	7100	5200	5255
150	6300	6050	7050	—	5850	5712

Աշխատանքը կատարված է Վ. Վ. Փինաջյանի գեկավարությամբ, սրին հեղինակը հաղանում է իր շնորհակալությունը:

Գ Ր Ա, Կ Ա, Ն, Ա Ի Թ Յ Ա Ի Ն

1. F. Dischinger, Elastische und Plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken, „Der Bauingenieur“, II, 5-6, 21-22, 31-32, 47-48, 1939.
2. И. И. Шимский, Расчет бетонных и железобетонных арочных и комбинированных конструкций с учетом длительных процессов. Гостехиздат Украины, Киев, 1950.
3. В. В. Пинкоженк и А. Я. Вилкер, Экспериментальное изучение влияния ползучести бетона на работу внецентренно-сжатых железобетонных коротких стоек. ДАН Армянской ССР, т. XXIX, в. 2., 1959.

Ի ՈՎ ԱՆ Գ Ա Կ ՈՒ Ի Յ ՈՒ Ն

Ընկեր Ն. Ա. Խրուշչովը Բյուրականում	էջ 3
--	---------

Ինժեներական սեյսմոլոգիա

Ն. Կ. Կարապետյան. Երևան շաղարի տերիտորիայի բնահողի սաստնման սպեկտրայ կազմի և դերակշիռը պարբերականներին սրոշումը	7
---	---

Շինարարական մեխանիկա

Ք. Հ. Գեորգյան. Կրկնակի կորույթյան տափակափուն թաղանթ-պանելների հաշվարկը սահմանային համասարակշիռության մեխոլոգով	17
---	----

Հիպոսելինիկա

Գ. Գ. Տեր-Ավետյով. Սուպերկոմպլեքսային հիպոստորրիներ	23
---	----

Շինանյութեր

Հ. Ա. Աստրեյլյան. Բետոնի ամրությունն ակուսիկային շուրջը	37
Հ. Հ. Հակոբյան. Ծակոտեղեն լիցիչների ամրությունն սրոշման եզանակների էքսպերիմենտայ ստուգումը	53

Գիսական նյութեր

Գ. Ա. Մեջոյան.	63
Ս. Ա. Կոտիկյան. Երկաթբետոնյա կարճ, սիմետրիկ ամրանների կանգնակների արտակենտրոն սեղման հաշվարկի մասամբ եզանակի բետոնի սողրի հաշվասումով	67

С О Д Е Р Ж А Н И Е

Товарищ Н. С. Хрущев в Бюракане	Стр. 3
---	-----------

Инженерная сейсмология

Н. К. Карапетян. Определение преобладающих периодов и спектрального состава колебаний почвы на территории г. Еревана	7
--	---

Строительная механика

В. О. Геворкян. Расчет панелей перекрытия в виде пологих оболочек двойкой кривизны по методу предельного равновесия	17
---	----

Гидротехника

Г. Д. Тер-Акопян. Суперкавитирующие гидротурбины	25
--	----

Стройматериалы

А. А. Аракелян. К теории прочности бетона	37
Г. А. Акопян. Экспериментальная проверка способов определения прочности пористых заполнителей	53

Научные заметки

Б. А. Мнацакян. К методике изучения абразивного износа	63
Р. А. Котикян. Приближенный метод расчета эксцентричножатых, симметрично-армированных железобетонных коротких стоек с учетом долзучести бетона	67



Сдано в производство 25/VII 1961 г. Подписано к печати 5/X 1961 г.
ВФ 00635, заказ 244, изд. 2014, тираж 500, 4,5 п. л.

Типография Издательства АН Армянской ССР, Ереван, ул. Барекамутян, 24