

1019  
38.77  
И-77

# ИСПЫТАНИЕ ДНЕПРОВСКОЙ ПЛОТИНЫ

ЧАСТЬ I

ОИТИ • 1937

~~12743~~ 32.17  
И88

НКИП

ГЛАВСТРОЙПРОМ

СССР

Центральный научно - исследовательский институт промышленных сооружений

ЦНИПС

# ИСПЫТАНИЕ ДНЕПРОВСКОЙ ПЛОТИНЫ

*Часть I*

*ПОСТАНОВКА ЭКСПЕРИМЕНТА*

Под ред. проф. Ю. А. НИЛЕНДЕР

Цена 15 р., пер. 1 р.  
Цена установлена заказчиком.

Ф 001579

Москва 19  Ленинград 37

ГЛАВНАЯ РЕДАКЦИЯ СТРОИТЕЛЬНОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

Валерий...  
БИБЛИОТЕКА  
И. М. ГОРЬКОГО

ИЗДАТЕЛЬСТВО

Книга представляет собой сборник статей, посвященный исследованию температуры и деформаций в бетонной кладке Днепровской плотины. Исследование, являющееся по своему масштабу единственным в мире, было поставлено Сектором испытания сооружений ЦНИПС под руководством проф. Ю. А. Нилендера и ведется с 1930 г.

Публикуемые статьи охватывают первую часть исследования и освещают теоретические обоснования, методику и постановку эксперимента, и лабораторные работы. Вторая часть, с изложением полученных результатов, составит содержание следующего сборника, подготовляемого для издания в 1937 г.

Книга представляет значительный интерес для инженерно-технического персонала, работающего в области гидротехники.

Ce livre est un recueil des articles sur l'étude des températures et des déformations dans la maçonnerie du béton du barrage de Dnièpr. L'investigation, unique au point de vue de son échelle avait été entreprise par la section pour essais des constructions à l'Institut Central pour Recherches sur le Bâtiment Industriel à Moscou sous la direction du Prof. J. A. Nielaender et est poursuivie à partir du 1930.

Les articles publiés dans ce recueil embrassent la première partie de l'investigation et illustrent les bases théoriques, les méthodes et le procédé des essais, ainsi que les travaux de laboratoire. La seconde partie contenant un exposé des résultats de l'investigation, fera le sujet du recueil suivant qui est en train d'être préparé pour être publié en 1937.

Ce livre présente un grand intérêt pour les ingénieurs et les techniciens travaillant dans le domaine de l'hydraulique.

The present volume is a symposium devoted to the investigation of temperatures and strains in the concrete of the Dniepr-Dam. The investigation, unique in its scope, was prepared by the Department for Tests of Structures of the Central Institute for Building Research, Moscow under the direction of prof. G. A. Nielaender and is being conducted since 1930.

The articles in this volume deal with Part I of investigation, and cover the theoretical bases and methods of tests and the field and laboratory work. Part II devoted to the results of investigation, will appear in the next volume, which is being prepared for publication in 1937.

This book is of interest for engineers working in the field of hydraulic engineering.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Предисловие . . . . .	7
<b>Проф. Ю. А. Ниландер. Цели и задачи исследований на Днепровской плотине</b>	
§ 1. Развитие теории расчета гравитационных плотин . . . . .	11
§ 2. Предыдущие исследования на плотинах и их результаты . . . . .	13
§ 3. Постановка исследований на Днепровской плотине . . . . .	14
<b>Инж. Г. Д. Яновский. Общее описание и опыт возведения Днепровской плотины</b>	
Введение . . . . .	19
Глава I. Проект	
§ 1. Выбор створа . . . . .	20
§ 2. Описание проекта плотины . . . . .	22
1. Очертание плотины в плане . . . . .	—
2. Профиль водосливной части плотины . . . . .	—
3. Бычки плотины . . . . .	23
4. Дренаж и смотровые галереи . . . . .	24
5. Температурные швы . . . . .	25
6. Материал . . . . .	26
7. Мосты по плотине . . . . .	28
8. Щиты . . . . .	—
9. Подъемные механизмы для обслуживания щитов плотины . . . . .	29
10. Мероприятия по борьбе с давлением льда на щиты плотины . . . . .	30
Глава II. Производство работ	
§ 3. Схема организации работ . . . . .	30
§ 4. Описание перемычек и метода их сооружения . . . . .	35
§ 5. Подготовка основания плотины . . . . .	37
§ 6. Бетонные работы . . . . .	39
<b>Инж. А. Н. Адамович. Механические свойства бетона в Днепровской плотине</b>	
Введение . . . . .	47
Глава I. Общая характеристика бетона, примененного в Днепровской плотине	
§ 1. Материалы . . . . .	49
§ 2. Дозировка составов бетона . . . . .	51
§ 3. Результаты испытаний контрольных образцов . . . . .	52
Глава II. Физико-механические свойства бетона в местах закладки приборов в плотину	
§ 4. Временное сопротивление сжатию, растяжению и водонепроницаемость бетона . . . . .	55
1. Временное сопротивление сжатию . . . . .	—
2. Временное сопротивление растяжению . . . . .	58

§ 5. Модуль упругости бетона при сжатии . . . . .	60
1. Способы определения $E_b$ . . . . .	62
2. Методика определения $E_b$ при испытании Днепровской плотины . . . . .	70
3. Результаты исследований . . . . .	82
4. Модуль упругости гранита при сжатии . . . . .	83
§ 6. Модуль упругости бетона при растяжении . . . . .	83
§ 7. Коэффициент Пуассона для бетона при сжатии . . . . .	84

**Инж. Л. М. Емельянов. Использование задач теории упругости и сопротивления материалов для определения напряжений в гравитационных плотинах**

Введение . . . . .	89
§ 1. Плоская задача теории упругости . . . . .	—
§ 2. Треугольный профиль . . . . .	92
§ 3. Трапециoidalный профиль . . . . .	97
§ 4. Напряжения в местах излома граней профиля . . . . .	101
§ 5. Способы сопротивления материалов . . . . .	103
§ 6. Способы Мора . . . . .	105
§ 7. Смешанные способы . . . . .	109
§ 8. Численный пример определения напряжений в теле гравитационной плотины . . . . .	114

**Проф. Г. Н. Маслов. Основные принципы статического расчета Днепровской плотины и его результаты**

Введение . . . . .	121
§ 1. Технические условия проектирования Днепровской плотины . . . . .	—
1. Расчетные нагрузки . . . . .	122
2. Определение действующих в плотине напряжений . . . . .	—
3. Допускаемые напряжения и устойчивость на скольжение . . . . .	—
§ 2. Расчетные схемы нагрузок . . . . .	—
§ 3. Построение кривых давлений и определение нормальных напряжений $\sigma_y$ в горизонтальных швах профиля плотины . . . . .	123
§ 4. Построение эпюр нормальных и скалывающих напряжений $\sigma_x$ и $\tau$ . . . . .	125
§ 5. Построение кривых равных максимальных сжимающих и эффективных срезающих напряжений . . . . .	130
§ 6. Определение наибольших напряжений на низовой грани . . . . .	131
§ 7. Поверочный расчет профиля плотины по методам теории упругости . . . . .	132
§ 8. Устойчивость плотины на скольжение . . . . .	134
§ 9. Бычки . . . . .	—

**Инж. С. Г. Тахтамышев. Постановка полевых испытаний на Днепровской плотине**

§ 1. Обоснования выбора опытного участка . . . . .	139
§ 2. Виды измерений и принципиальная схема расположения приборов . . . . .	140
§ 3. Основы конструктивного оформления схемы измерений . . . . .	142
§ 4. Проверка осуществления основных требований к приборам . . . . .	145
§ 5. Организация закладки и наблюдений . . . . .	153

**Инженер-физик И. П. Полевой. Электроизмерительная аппаратура, применявшаяся при исследованиях Днепровской плотины**

Глава I. Электроаппаратура струнного метода . . . . .	—
§ 1. Принципы измерения деформаций . . . . .	167
§ 2. Генератор акустической частоты . . . . .	168
§ 3. Усилитель . . . . .	174
Глава II. Электрооборудование центральной измерительной станции на Днепровской плотине . . . . .	—
§ 4. Установка 1930 г. . . . .	174
§ 5. Установка 1931 г. . . . .	177
§ 6. Установка 1933 г. . . . .	178

## Инж. С. Г. Тахтамышев. Лабораторные опыты по определению коэффициента температурного расширения бетона

§ 1. Цель исследования . . . . .	183
§ 2. Постановка исследования . . . . .	—
1. Исследуемые факторы . . . . .	—
2. Форма образца . . . . .	184
3. Техника эксперимента . . . . .	—
§ 3. Результаты испытаний и их оценка . . . . .	185

## Инж. С. Г. Тахтамышев. Лабораторные опыты по определению сопротивления молодого бетона появлению трещин

§ 1. Цель исследования . . . . .	193
§ 2. Постановка исследования . . . . .	194
1. Размеры и тип образцов . . . . .	—
2. Методы определения критических деформаций . . . . .	199
§ 3. Основные испытания и их результаты . . . . .	207
1. Изготовление образцов . . . . .	—
2. Измерения . . . . .	210
3. Результаты . . . . .	211

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Исключительные по своему масштабу исследования деформаций и температурного режима в теле Днепровской плотины ведутся сектором испытаний сооружений ЦПИПС с 1930 г. и по настоящее время. Публикуемые статьи авторов — участников этих испытаний — охватывают период с апреля 1930 г. по март 1932 г., посвященный главным образом выработке методики и аппаратуры, а также закладке приборов в бетонную кладку при возведении плотины. Теоретическое обоснование и краткое описание методов и приборов, примененных при испытании Днепровской плотины, даны в книге проф. Ю. А. Нилендера<sup>1</sup> и в его докладе Первому международному конгрессу по большим плотинам<sup>2</sup>. Ряд новых оригинальных методов (например определение начала и конца схватывания бетона), впервые примененных на плотине, себя полностью оправдал и их использование представляет значительный шаг вперед не только для полевых испытаний, но и для лабораторной практики. Вследствие этого Институт сооружений считает необходимым дать более полное описание постановки и проведения эксперимента на Днепровской плотине. Сборник дополнен статьей инж. Г. Д. Яновского, посвященной описанию проекта и условий возведения Днепровской плотины, а также статьей инж. А. П. Адамовича о физико-механических свойствах бетона. Настоящая книга, представляющая собою по содержанию законченный раздел, выходит в свет как часть I. «Постановка эксперимента» труда, посвященного исследованиям Днепровской плотины.

Наблюдения на Днепровской плотине, ведущиеся Институтом сооружений непрерывно с 1930 г., будут прекращены в 1937 г. Анализ полученного опытного материала составит содержание «Части II. Результаты исследований», которую предполагается подготовить к печати в 1937 г.

Исследования на Днепровской плотине выполнены под руководством проф. Ю. А. Нилендера коллективом сотрудников сектора испытаний в составе инженеров: С. Г. Тахтамышева (бригадир), Н. Н. Терешкевич, А. М. Емельянова, Л. М. Емельянова, Е. С. Сорокина и тт. А. Н. Радина, В. В. Шевцовой, И. П. Рыжова, механика К. Р. Паулуса, И. П. Рябова и И. П. Евгенова. Для проведения испытаний в механической лаборатории Днепростроя образцов бетона, отбиравшихся при закладке приборов в плотину, были привлечены инженеры Б. В. Олешкевич и А. Н. Адамович.

<sup>1</sup> Проф. Ю. А. Нилендер, Исследование деформаций и температурного режима в теле плотины Днепростроя. Москва, Госстройиздат 1933 г., а также журн. «Строительная промышленность» № 1 и 2 за 1933 г.

<sup>2</sup> Prof. G. A. Niländer, Investigation of Strains and Temperatures in the Concrete of Dnieprostroi dam, 1st Congrès des Grandes Barrages, Stockholm 1933. Report № 44, vol. 2, p. 351.

Основная идея и общая схема постановки исследований на Днепровской плотине принадлежат проф. Ю. А. Нилендеру, под руководством которого велись все работы. Непосредственное руководство закладкой приборов в тело плотины осуществлялось инж. С. Г. Тазтамышевым. Обработка результатов исследований велась под наблюдением инж. Н. Н. Терешкевич. Основные приборы — акустические телетензометры и телетермометры, впервые примененные в этом испытании, были специально спроектированы проф. Н. П. Давиденковым, инициатором применения акустического метода измерения деформаций в СССР, много и успешно поработавшим в этой области. Большая заслуга принадлежит инженеру-физику И. П. Полевому в усовершенствовании электроизмерительной аппаратуры. Это отражено в его статье, помещенной в настоящем сборнике.

В коллективной работе подчас бывает трудно разграничить роли каждого из участников. Идеи рождаются и, развиваясь в процессе осуществления, углубляются в результате совместной работы и обсуждения. Каждым из участников творческого коллектива, занятого испытаниями на Днепровской плотине, было внесено много ценного как в области усовершенствования аппаратуры, так и техники проведения эксперимента. Все усовершенствования приходилось вносить в напряженной полевой обстановке одновременно с подготовкой аппаратуры к закладке. Благодаря энтузиазму и дружной сплоченной работе всего коллектива удалось преодолеть встретившиеся на пути трудности.

Успешное проведение столь исключительно крупного исследования оказалось возможным лишь благодаря постоянной поддержке и вниманию, которое встречало начинание Института сооружений со стороны главного инженера Днепростроя акад. Б. Е. Веденеева, не раз изменявшего план бетоноирования плотины, чтобы дать достаточное количество времени для подготовки аппаратуры и тем обеспечить успех испытания. На страницах этой книги дирекция ЦНИПС приносит ему глубокую благодарность.

Настоящий сборник редактирован научным руководителем сектора испытаний проф. Ю. А. Нилендером и написан по заранее составленным и просмотренным им планам отдельных статей.

Дирекция ЦНИПС



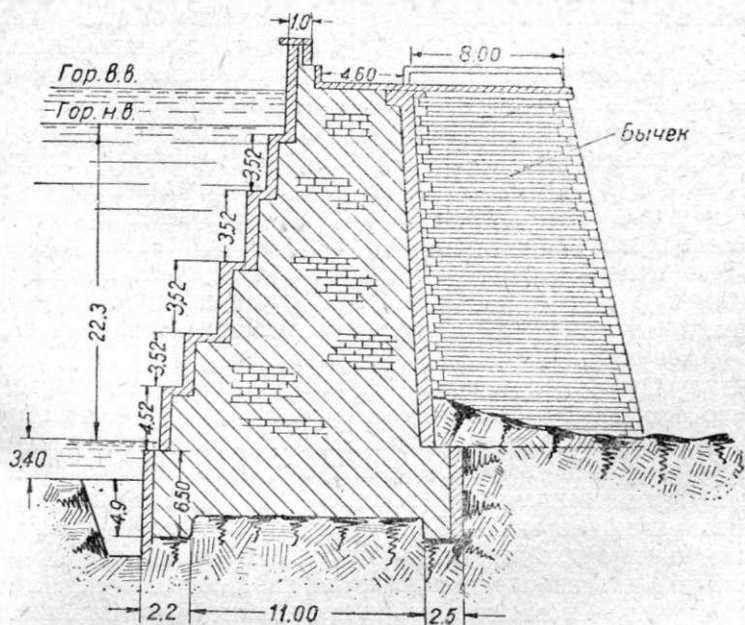
Проф. Ю. А. НИЛЕНДЕР

**ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ  
НА ДНЕСРОВСКОЙ ПЛОТИНЕ**

## § 1. Развитие теории расчета гравитационных плотин

В истории плотиностроения гравитационные плотины являются одними из первых по времени появления. Развитие теории их проектирования и расчета может быть разделено на несколько периодов.

В течение первого периода (до 1853 г.) форма и размеры сооружения назначались строителями по чутью, используя опыт возведения и эксплуатации уже существовавших плотин. Отчетливого представления об игре сил в сооружении



Фиг. 1. Поперечный разрез плотины Гробуа (1830 г.).

не было, так же как не существовало общепринятых способов расчета. Поэтому, хотя в течение этого периода было возведено немало крупных сооружений<sup>1</sup>, нередко плотинам придавался совершенно неудовлетворительный профиль с точки зрения современных воззрений (фиг. 1). Благополучное существование некоторых из сооружений этого периода объясняется либо чрезмерными запасами прочности, либо участием соседних элементов в работе основной конструкции.

<sup>1</sup> Например испанские плотины Almanaza и Alicante (1579—1594 гг.).

В 1853 г. французский инженер de Sazilly впервые отчетливо сформулировал те основные требования, которым должны удовлетворять профиль рационально спроектированной гравитационной плотины<sup>1</sup>:

1) напряжения по основанию плотины при невыгоднейшей комбинации нагрузок не должны выходить за пределы, предупреждающие развитие чрезмерных деформаций основания;

2) напряжения в кладке по любому из сечений не должны превосходить допускаемой величины для примененного материала;

3) профилю плотины должно быть придано такое очертание, чтобы по любому из сечений предупредить возможность сдвига или опрокидывания.

Déostge, развивая предложенные de Sazilly принципы, впервые применил построение кривой давления при густом и наполненном верхнем бьефе для плотины Gouffre d'Elfer. При помощи кривых давления им были определены величины краевых нормальных напряжений в горизонтальных сечениях по формуле неравномерного сжатия (закон трапеций).

В течение этого второго периода (1853—1895 гг.) были установлены и окончательно разработаны упрощенные способы расчета гравитационных плотин методами сопротивления материалов.

Современный (третий) период развития гравитационных плотин (начиная с 1895 г. и до наших дней) связан с внедрением бетона в гидротехническое строительство. Принципиальная возможность получения сплошных крупных массивов привела к тому, что при теоретическом анализе работы профили его стали рассматривать как сплошное монолитное тело. Именно к этому периоду относится широкое применение теории упругости к изучению напряженного состояния гравитационных плотин. Анализ и сравнительная оценка современных способов расчета даны в статье инж. Л. М. Емельянова, помещенной в данном сборнике<sup>2</sup>.

Широкое применение теории упругости для расчета массивных плотин нашло свое отражение и в нормах. Современные нормы большинства стран требуют, чтобы при проектировании гравитационных плотин расчет производился с использованием в той или иной мере имеющихся решений теории упругости. Таким образом следует признать, что по сравнению с другими видами инженерных сооружений, при расчете которых почти безраздельно пользуются методами сопротивления материалов, теория расчета массивных плотин находится на несравненно более высоком уровне.

Мы приходим однако к совершенно другому выводу, если будем оценивать результаты теоретических расчетов с точки зрения их соответствия работе сооружений в натуре. Следует отметить, что развитие теории расчета массивных плотин до сих пор шло абстрактно-теоретическим путем, главным образом по пути уточнения и усовершенствования математического анализа напряженного состояния профилей различного очертания. При этом предполагалось, что материал, из которого выполнен профиль, идеально упруг и однороден и все его физико-механические свойства вполне определены, если известна величина модуля Юнга, значения коэффициента Пуассона и цифры временных сопротивлений. Среди причин, вызывающих появление напряжений, аналогично стержневым конструкциям принимались во внимание лишь внешние нагрузки. Специфические свойства материала, оказывающие существенное влияние на напряженное состояние плотины (например пластические и усадочные деформации бетона), оставались без учета. Равным образом современные методы расчета гравитационных плотин, учитывая с величайшей скрупулезностью влияние внешних нагрузок, совершенно игнорируют факторы, несравненно более могущественные для массивов (например влияние неравномерности распределения температуры по профилю).

<sup>1</sup> Anales des Ponts et Chaussées, 1853.

<sup>2</sup> Инж. Л. М. Емельянов, Использование задач теории упругости и сопротивления материалов для определения напряжений в гравитационных плотинах.

Приведенных выше примеров достаточно для того, чтобы понять, почему, несмотря на применение методов теории упругости для расчета и высокие коэффициенты запаса (от 3—6), каких мы не имеем в других инженерных сооружениях, в подавляющем большинстве массивных плотин мы имеем трещины. При этом развитие трещин имеет столь массовый характер, что одной из основных тем, подлежащих обсуждению Первого международного конгресса по большим плотинам, был вопрос о причинах появления и мерах борьбы с трещинами.

Столь резкое расхождение между углубленной теорией расчета и действительной работой сооружения, естественно, ставит вопрос: верна ли расчетная схема? Нет ли еще дополнительных факторов, воздействие которых осталось без учета?

Некоторую помощь в разрешении поставленных вопросов могут оказать опыты над малыми образцами или моделями в лаборатории. Действительная проверка однако возможна лишь путем постановки длительных экспериментальных исследований на плотинах как во время их возведения, так и в нормальных эксплуатационных условиях.

## § 2. Предыдущие исследования на плотинах и их результаты

Тело гравитационной плотины представляет обычно каменный (бетонный) массив, размеры которого по каждому из направлений исчисляются десятками (а в отдельных сооружениях и сотнями) метров. Поэтому для изучения напряженного состояния сооружения в целом недостаточно ограничиться измерениями на парных поверхностях плотины. Необходимо располагать аппаратурой, которая позволяла бы вести наблюдения и внутри массива.

Отсутствие простых и надежных приборов, которые в полевых условиях позволяли бы производить достаточно точные измерения в самой кладке, в течение длительного времени не давало возможности поставить наблюдения на массивных плотинах. А между тем неудовлетворительность существовавшего положения с проектированием массивных плотин и необходимость постановки широких экспериментальных исследований на них были давно осознаны<sup>1</sup>.

Удачный опыт использования известных в электротехнике термометров сопротивления на плотине Waldecker (1914—1918 гг.)<sup>2</sup> начал обширную серию наблюдений за температурным режимом гравитационных плотин в ряде стран. Одно из наиболее полных исследований температурного режима, охватывающее период с 1929 по 1931 г., было осуществлено инж. F. Kontessini на плотине Gigliola<sup>3</sup>.

На основании результатов этих исследований следует считать, что в настоящее время достаточно выяснена качественная сторона явления — вопрос о характере распределения температуры в разные периоды существования плотины.

Гораздо более сложной и трудной задачей оказался вопрос об измерении напряжений в теле массива. Не говоря уже о том, что плотины, как правило, сооружаются из материалов (каменная кладка, бетон), упругие свойства которых непостоянны и изменяются в широких пределах (что затрудняет переход от измеренных деформаций к напряжениям), следует указать на ряд особых затруднений, которые возникают при попытке определения напряжений в сплошной среде. Дело в том, что сам прибор, введенный в кладку массива для регистрации возникающих в ней деформаций (напряжений), является чужеродным телом, нарушающим однородность среды и напряженное состояние в месте его закладки. Если деформация прибора будет больше деформации вытесненного им объема кладки при приложении того же усилия, то присутствие прибора будет создавать эффект,

<sup>1</sup> Первые исследования температурного режима массивных плотин производились в США (плотина Boonton, 1908).

<sup>2</sup> *Thürnu, Die Bewegung der Temperatur in der Sperrmauer der Waldecker Talsperre, Deutsche Wasserwirtschaft, April, 1924, S. 117.*

<sup>3</sup> *Energia Elettrica, February 1933, p. 85.*

аналогичный влиянию пустоты: силовые линии будут обходить место закладки, и прибор будет регистрировать уменьшенные напряжения (деформации) по сравнению с теми, которые имели бы место при отсутствии прибора. Обратное, если прибор будет более жесток, чем окружающая его среда, то силовые линии будут концентрироваться у места закладки и прибор будет регистрировать искусственно повышенные благодаря его присутствию деформации. Только в том случае, если бы удалось сконструировать такую аппаратуру, которая обладала бы по всем направлениям той же степенью податливости, что и вытесненный ею объем кладки, у места закладки приборов не возникало бы нарушения напряженного состояния тела и прибор мог бы регистрировать деформации без искажений. Телеметр M-e Collum Peters'a<sup>1</sup> явился первым прибором, который давал возможность определять деформации (напряжения) внутри бетонной кладки. Не останавливаясь на описании его конструкции, отметим, что частота его собственных продольных колебаний достигает 12 000 колебаний в минуту, что говорит о его чрезмерной жесткости<sup>2</sup>. Поэтому согласно изложенному выше (см. стр. 13) прибор должен регистрировать деформации бетона с искажением в сторону повышения.

К моменту постановки исследований на Днепровской плотине (1929 г.) телеметр M-e Collum Peters'a являлся единственным прибором для измерения деформаций (напряжений) внутри бетонной кладки и был использован для постановки ряда исследований в США. Чрезмерная жесткость прибора делала его непригодным для разрешения ряда задач, которые ставили перед собою исследования на Днепровской плотине (см. ниже § 3). Поэтому пришлось пойти по пути создания новой оригинальной аппаратуры.

Производившиеся ранее испытания на массивных бетонных плотинах могут быть разбиты на три основные группы. Подавляющее большинство исследований ставилось с целью контроля распределения температуры внутри массива; меньшее количество исследований имело целью определение деформаций (напряжений) в отдельных местах или сечениях профиля; и наконец совсем незначительное количество исследований ставило своей задачей параллельное измерение температуры и деформаций. При этом следует отметить, что количество приборов, закладываемых в плетину, было обычно настолько незначительно, что не давало возможности судить о напряженном состоянии профиля в целом.

Исключением являются широкие и глубоко поставленные W. Slater'ом исследования на небольшой опытной плотине Stevenson Creek-dam, где задача ставилась комплексно: параллельно с изучением напряженного состояния велись наблюдения за факторами, их вызывающими<sup>3</sup>. Плотина Stevenson Creek арочная, почему результаты проведенных на ней исследований могут быть только в весьма малой мере использованы для оценки работы гравитационных плотин.

### § 3. Постановка исследований на Днепровской плотине

Непосредственным поводом к постановке исследований на Днепровской плотине послужило появление в течение осени и зимы 1929 г. трещин в кладке бычков левого протока через несколько месяцев после укладки бетона. Трещины эти были двух родов: с одной стороны, это были мелкие, разветвленные трещины, начинавшиеся у вершин входящих углов блоков, которым первоначально придавалась форма в виде букв Г и Т. С другой стороны, имелись и более крупные вертикальные трещины, которые проходили по середине боковой поверхности бычков и терялись, не доходя до основания и верхней поверхности кладки. Если появление первой группы трещин было естественно и просто объяснялось нерациональной разрезкой кладки на блоки, то развитие вертикальных трещин тре-

<sup>1</sup> Technological Paper 247, National Bureau of Standards, 1922.

<sup>2</sup> Панкович, Техника измерения деформаций в судовых корпусах, Трансгичать, 1931 г., стр. 115.

<sup>3</sup> Proceedings American Society of Civil Engineers, May 1928.

бовало гораздо большего внимания. Эти трещины, не опасные по своему расположению для статической прочности бычков, вызывали сомнения главным образом с точки зрения возможности их повторения в водосливной части плотины, которая должна была заполнить промежутки между бычками и возводилась впоследствии.

Поскольку ни советские авторитеты, ни иностранные консультанты не давали удовлетворительного объяснения причин появления последней группы трещин, Институтом сооружений (ныне ЦНИПС) было предложено поставить специальные исследования на самой плотине. По мнению Института сооружений причину появления вертикальных трещин следовало искать во внутренних начальных напряжениях, развитие которых неизбежно при твердении бетона в любом массиве, по которые до сих пор из-за неизученности остаются при проектировании без учета. Предложение Института было принято Управлением государственного днепропетровского строительства, после чего ЦНИПС были развернуты соответствующие работы. Наблюдения, начатые еще в 1930 г., после закладки первых групп приборов непрерывно продолжают до настоящего времени.

Основной задачей исследований на Днепропетровской плотине было изучение работ бетонного массива в целом. В противоположность абстрактно-теоретическому подходу, который господствовал при развитии теории расчета гравитационных плотин (см. § 1), испытания на Днепропетровской плотине ставили своей целью изучение физических и механических особенностей бетона как материала, если они могли оказывать влияние на напряженное состояние массива. Поскольку до сих пор изучение физико-механических свойств бетона производилось главным образом на образцах малых размеров и возможность распространения получаемых таким образом результатов на массив для ряда факторов вызывала сомнения, необходима была постановка специальных дополнительных опытов как в лабораторной обстановке, так и на самой плотине.

Таким образом постепенно наметились контуры исследований на Днепропетровской плотине как единого комплекса, при котором одновременно изучаются причины (воздействия) и их влияние на напряженное состояние массива.

Среди обширного круга вопросов, намечавшихся к разрешению при наблюдениях на плотине, должны быть отмечены следующие основные задачи, которые нашли свое отражение и в методике постановки эксперимента<sup>1</sup>:

1) Расчетная схема профиля в целом. При расчете обычно исходят из плоско-напряженного состояния или плоской деформации мысленно выделенного участка плотины. Чтобы выявить степень искажений, вносимых деформациями вдоль оси  $z$  плотины, в выделенном для исследований правом полупролете № 18—19 Днепропетровской плотины в каждой из групп приборов, располагавшихся в срединной плоскости, устанавливался перпендикулярно ей тензодатчик № 4. Кроме того в обоих температурных швах, отделявших выбранный для наблюдений участок плотины от бычка и смежного полупролета, заложены были специальные приборы — щелемеры.

Распределение групп приборов по всему профилю позволяет также осветить вопрос о том, насколько соответствует действительности представление о работе бетонного массива как монолита.

2) Внутренние (начальные) напряжения остаются в настоящее время при проектировании плотин из-за недостаточной изученности совершенно без учета. Между тем в крупных массивах, какими являются плотины, они достигают весьма значительных величин и нередко являются причиной появления трещин. В частности при исследованиях на Днепропетровской плотине предполагалось осветить вопрос о начальных напряжениях, которые возникают вследствие неравномерного распределения температур от экзотермии бетона.

<sup>1</sup> См. в этом сборнике статью инж. С. Г. Тахтамышева, «Постановка полевых испытаний на Днепропетровской плотине».

Поскольку каждый из блоков, на которые делилась плотина при укладке бетона, представлял собой достаточно крупный массив (размеры  $4 \times 6,5 \times 14$  м), признано было желательным дополнить изучение начальных напряжений профиля постановкой дополнительной задачи о внутренних напряжениях отдельного блока.

Поскольку заложенные в бетонную кладку приборы в последующем не могут быть отсюда изъяты, представлялось целесообразным использовать их и для оценки внутренних напряжений, возникающих от неравномерного распределения температуры в нормальных эксплуатационных условиях. Отдельно предполагалось осветить вопрос о влиянии усушки и увлажнения сливной грани на развитие внутренних напряжений в массиве.

3) Объемные (усадочные) деформации бетона. Согласно общей теории усадочных явлений в бетоне, разработанной проф. Ю. А. Ниландером перед постановкой исследований на Днепровской плотине<sup>1</sup>, свободные объемные изменения, которые происходят в молодом бетоне после его затвердения, являются следствием:

а) «собственно усадки» — объемных изменений, вызванных образованием химически нового вещества — цементного камня;

б) температурных деформаций, развивающихся вследствие экзотермии при схватывании и последующего остывания;

в) напряженных деформаций, которые должны неизбежно возникать под действием капиллярных давлений на наружных поверхностях<sup>2</sup>.

Поскольку относительное влияние перечисленных выше в пп. «б» и «в» факторов зависит от формы и размеров тела, очевидно, непосредственный перенос на бетонный массив результатов лабораторных наблюдений за «усадкой» небольших образцов невозможен. Между тем вопрос о свободных объемных деформациях бетона, имеющихся в инженерном просторечии «усадкой», имеет большое значение при назначении расстояния между температурными швами и с точки зрения внутренних напряжений в плотинах. Поэтому на Днепровской плотине были применены специальные устройства — так называемые «копуса», которые позволяют следить за свободными деформациями бетона внутри массива<sup>3</sup>.

г) Гидростатическое противодавление. Для непосредственного определения гидростатического противодавления у основания и по ряду горизонтальных сечений профиля в пролетах № 15—16 и № 19—20 были заложены трубки. Концы всех трубок выведены в ниши, оставленные в верхней палатке на отметке 30, 50.

Таков основной круг вопросов, намечавшихся к разрешению при постановке исследований на Днепровской плотине. Сопоставление с существующими методами расчета с самого начала не ставилось как самодовлеющая задача, так как из изложенного в § 1 следует, что ее влияние внешних нагрузок определяет собою действительные запасы прочности и опасность появления трещин в массивных плотинах. Имелось лишь в виду на основании результатов наблюдений выбрать наиболее приемлемый и отвечающий действительности метод учета влияния внешних нагрузок.

Объем и значение поставленных задач наметили контуры грандиозных комплексных исследований на Днепровской плотине, которые по своим масштабам, длительности и систематичности наблюдений не имеют равных в мире.

<sup>1</sup> Подробный анализ физико-химических явлений, которые имеют при этом место, см. проф. Ю. А. Ниландер, Исследование деформаций и температурного режима в теле плотин Днепрострой, Госстройиздат, 1933 г., а также журн. «Строительная промышленность» № 1 и 2 за 1933 г.

<sup>2</sup> Freyssinet, Annales des Pontes et Chaussées, 1932, № 3, P. 408.

<sup>3</sup> См. в этом сборнике статью инж. С. Г. Тахтамьянса — Постановка полевых испытаний на Днепровской плотине.

Инж. Г. Д. ЯНОВСКИЙ

**ОБЩЕЕ ОПИСАНИЕ И ОПЫТ ВОЗВЕДЕНИЯ  
ДНЕПРОВСКОЙ ПЛОТИНЫ**

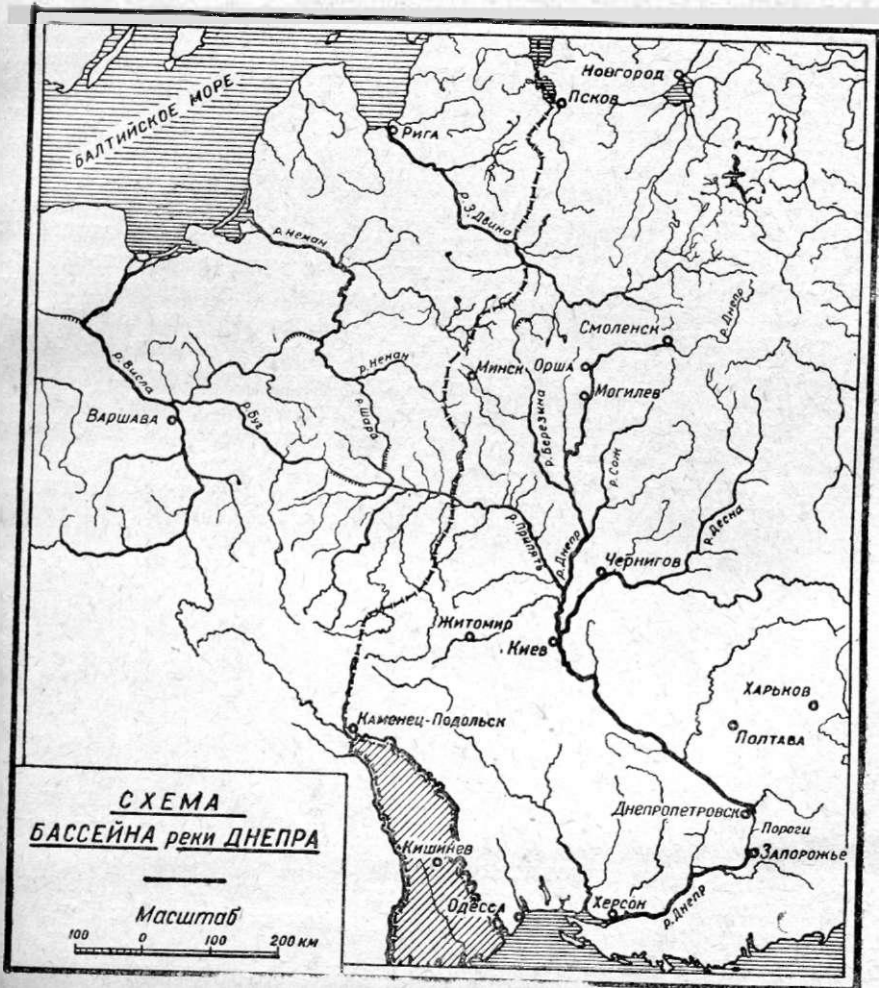
001579

Историко-техническая  
БИБЛИОТЕКА  
г. М. ГОРЬКОГО



## Введение

Река Днепр берет начало в Западной области на Валдайской возвышенности, находящейся на высоте 252,8 м над уровнем моря. Река течет с севера на юг, и, достигая Черного моря, образует у Херсона вместе с рекой Южный Буг обширный Днепровско-Бугский лиман (фиг. 1).



Фиг. 1. Карта бассейна Днепра.

Полная длина реки на этом протяжении составляет 2 250 км, а тяготеющий к ней бассейн равен 530 000 км<sup>2</sup>, охватывая почти всю юго-западную территорию европейской части СССР.

В значительной части русло реки проходит по равнинной местности, и лишь от истоков реки до г. Орши, где Днепр пересекает гряду известняков, он образует пороги. От Орши до Киева река имеет равнинный характер со средним уклоном дна 0,0001. У Киева Днепр подходит к гранитному отрогу Карпатских гор, который заставляет его изменить свое направление, и дальше Днепр протекает по равнине украинских степей. За Днепропетровском река встречает мощную гранитную гряду отрогов Карпатских гор, пересекая которую Днепр образовывал (ныне затопленные) широко известные Днепровские пороги.

Порожистая часть реки имеет протяжение 65 км. Первые пороги начинались у селения Старые Кайдаки (15 км ниже Днепропетровска), а последние пороги оканчивались у селения Кичкас (ныне полностью затопленного) в 15 км выше г. Запорожья. Продольный профиль реки на этом участке с указанием главных порогов показан на фиг. 2.

Дно реки в пределах порожистого участка скалистое, пересечено многочисленными гранитными обнажениями и усеяно нагромождениями обломков скалы; последние, преграждая русло реки, образовывали пороги и быстротoki (так называемые «заборы»).

Берега на этом участке скалисты и довольно высоки. Это обеспечило возможность подъема воды в реке. Общее падение реки на этом участке равно 30 м. За порогами Днепр продолжает течь по равнинной местности до самого моря, на всем этом участке он широко разливается весной, на большом расстоянии затопливая берега и образуя плавни.

Основное русло реки все судоходно за исключением порожистой части. Днепр совместно со своими притоками образует водный путь и с давних пор привлекал к себе внимание как водная магистраль исключительной важности. Несмотря на то, что Днепр через свои притоки был соединен искусственными водными системами с реками Балтийского моря (Западной Двиной, Неманом, Вислой), возможность практического использования сквозного пути «из Варяг в Греки» исключалась благодаря порогам в средней части реки. В течение 150 лет разрабатывались и рассматривались проекты устранения судоходных препятствий на порогах и только в наше время эта идея была осуществлена. Выполненный в период 1927—1932 гг. комплекс гидротехнических сооружений, известный под названием Днепрострой, обеспечивает не только сквозное судоходство по Днепру, но одновременно разрешает также и весьма крупную энергетическую проблему.

## Глава 1

### Проект

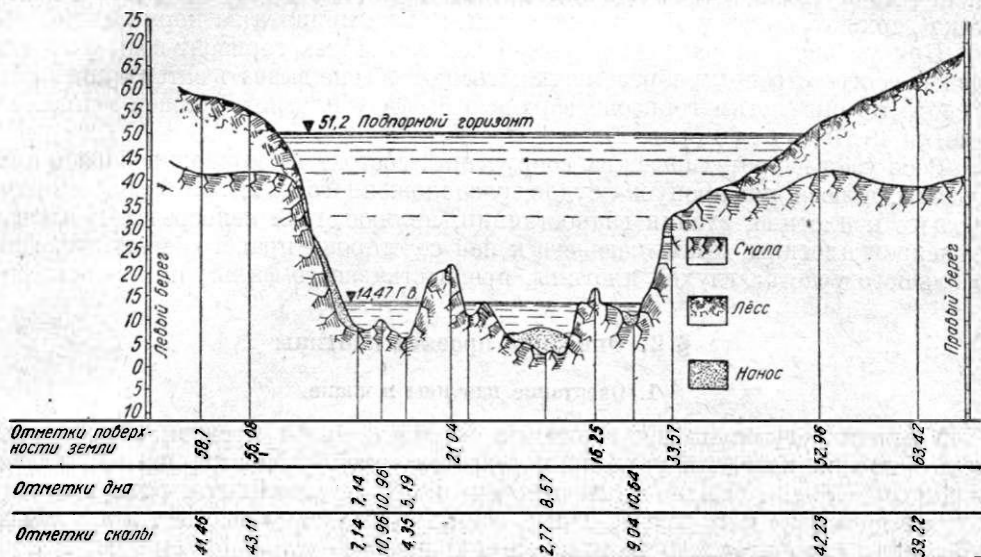
#### § 1. Выбор створа

Общая схема Днепростроя была разработана акад. И. Г. Александровым и получила в 1920 г. одобрение Гоэлтро. Предложенный им проект сооружений на Днепре предусматривал комплексное разрешение следующих задач:

- 1) создание мощной промышленности на базе гидроэнергии Днепра;
- 2) получение сквозной водной магистрали, имеющей выход к Черному морю, благодаря затоплению порогов;
- 3) орошение засушливой площади земледелия, находящейся в районе сооружений.

Для ведения изыскательских, проектных и строительных работ в 1921 г. была образована специальная организация Днепрострой. За время с 1921 по 1927 гг. (начало работ) Днепростроем было разработано 9 вариантов проекта гидротехнических сооружений. Последний вариант, утвержденный в марте 1927 г. Техническим советом Днепростроя и измененный в декабре 1928 г. постановлением СТО, и был осуществлен в период с 1927 по 1932 гг.

Согласно этому проекту створ водоподпорных сооружений был выбран немного выше острова Хортицы по линии Большого и Малого островов. Такое расположение водоподпорных сооружений позволяло полностью затопить все пороги и сделать порожистую часть реки судоходной (фиг. 2), а также было



Фиг. 3. Поперечный профиль русла Днепра по оси плотины.

наиболее благоприятным по производственным условиям, так как наличие островов облегчало производство работ; в месте сооружений река не была слишком глубока и кроме того как на дне, так и в берегах качество скалы обеспечивало устойчивость сооружений.

Поперечный профиль русла реки в месте сооружения плотины дан на фиг. 3, где также показаны бытовая и нормальный подпертый горизонты.

Величины расходов воды в реке по створу плотины приведены в табл. 1, составленной на основании наблюдений в течение 50-летнего периода.

Таблица 1

Характеристика режима	Расход в м <sup>3</sup> /сек	Отметки горизонтов (в м)
Самый высокий расход и горизонт 1931 г.	23 600	22, 5
Средний из максимальных горизонтов и расходов	6 900	19,12
Средний из минимальных межених горизонтов и расходов	680	14,00
Исключительно низкий горизонт в начале ледостава 1917 г.	250	12,70

Подпорные отметки горизонта воды обуславливались двумя обстоятельствами. С одной стороны, необходимостью получения достаточной глубины на порогах в период стояния самых низких вод. В соответствии с возможными осадками судов эта глубина в межень была принята не менее 4,25 м. С другой стороны, подпорная отметка ограничивалась расположением Днепропетровска, который, естественно, накладывал условие, чтобы измененный режим реки не создавал больших затоплений города во время паводков.

Для обеспечения на порогах глубины 4,25 м в период среднего меженного расхода 680 м<sup>3</sup>/сек отметка воды у Днепропетровска равна 51,2 и лежит на 3,6 м ниже уровня самой высокой воды, наблюдавшейся в Днепропетровске. Эта отметка верхнего бьефа у Днепропетровска и была принята за нормальную.

При увеличении расхода в реке более 680 м<sup>3</sup>/сек горизонт воды у плотины должен соответствующим образом снижаться, чтобы не вызвать затопления города. В соответствии с этим горизонт верхнего бьефа у плотины должен меняться от отметки 48,70 до 51,20 (фиг. 2).

Весь узел гидротехнических сооружений состоит из криволинейной в плане плотины, шлюза для прохода судов, расположенного на левом берегу и примыкающего к плотине, здания гидростанции, являющегося непосредственным продолжением плотины, примыкающего к ней со стороны правого берега, и наконец небольшого участка глухой плотины, препятствующего фильтрации через берег.

## § 2. Описание проекта плотины

### 1. Очертание плотины в плане

Условия регулирования горизонта верхнего бьефа в связи с пропусками очень больших паводков привели к решению устройства водосливной плотины со щитами Стоея. Ось плотины очерчена по дуге окружности радиусом 600 м и имеет длину поверху 760 м. Такое очертание плотины по местным условиям выбранного створа давало минимальное количество скальной выемки, а также увеличивало длину водослива по сравнению с прямолинейным очертанием на 40 м. При проверке устойчивости плотины влияние ее криволинейности в плане не учитывалось (из-за большого радиуса кривизны) и расчет был произведен, как обычной гравитационной плотины. Несмотря на это, при проектировании большое внимание было обращено на обеспечение устойчивости концов сооружения. Для этого плотина у правого берега заканчивается сопрягающим устоем, являющимся мощным бетонным массивом, а с левого берега обеспечен упор плотины в береговую скалу.

Плотина имеет 47 пролетов, разделенных друг от друга тонкими бычками (шириной 3,25 м), служащими опорами для щитов Стоея. Расстояние между осями бычков 16,25 м. Длина водосливных пролетов в свету при толщине бычков 3,25 м равна 13,0 м, что дает общую длину водослива плотины 611 м. Бычки размещены перпендикулярно оси плотины, т. е. по радиусу образующей окружности.

### 2. Профиль водосливной части плотины

Как видно из фиг. 4, напорная грань водосливной части плотины вертикальна до отметки 40,57, откуда начинается оголовок гребня водослива. Оголовок очерчен по коробовой кривой; первый участок кривой имеет радиус 1,50 м и второй участок — 4,5 м. Для такого оголовка коэффициент расхода водослива принят — 0,45.

Отметка гребня была выбрана, исходя из следующих соображений: при расходе в реке до 680 м<sup>3</sup>/сек отметка верхнего бьефа у плотины и в районе Днепропетровска может быть принята примерно 51,20. При увеличении расходов в реке для сохранения отметки в районе г. Днепропетровска 51,20 горизонт у плотины должен снижаться. Расчетами установлено, что например при расходе

20 500 м<sup>3</sup>/сек для сохранения уровня 51,20 в районе Днепропетровска отметка у плотины должна быть 48,75.

Для пропуска указанного расхода через водослив необходима глубина струи на водосливе 6,50 м или отметка гребня плотины должна быть 48,75—6,50 = 42,25. Пропуск паводков более 20 500 м<sup>3</sup>/сек влечет подъем воды в районе Днепропетровска выше отметки 51,20. Однако подъем воды во время самых больших паводков при выбранной отметке гребня водослива не превосходит наибольших бытовых затоплений.

Очертание водосливной грани выполнено по двум сопрягающимся параболом. Параболы были определены эмпирическим путем в лаборатории ЦАГИ из условия отсутствия вакуума под струей.

Профиль водосливной грани (фиг. 4) до точки 17 имеет очертание по параболе уравнения  $y = 0,0441x^2 (1 + 0,062689x - 0,004438x^2)$ . Нижняя часть водослива от точки 17 до точки С очерчена по параболе:

$$y = 0,03203x^2 + 0,324075x - 1,2065.$$

В точке С, т. е. с отметки 25,28, очертание водослива из параболы переходит в прямую, касательную к ней и образующую с горизонтом угол 57°20'.

На отметке 16,15 прямолинейное очертание переходит в обратную окружность радиуса 10 м. Этот участок водосливной грани образует так называемый «нос» плотины. Очертание «носа» подобрано из условия наиболее спокойного сопряжения сбегавшей с водослива струи с бытовым горизонтом. Для этого «нос» должен возвышаться над уровнем скалы не менее 5,0 м.

Для обеспечения устойчивости плотины заделка ее носовой части в скалу выполнялась не менее чем на 2,0 м.

### 3. Бычки плотины

Очертание нормальных бычков плотины в поперечном разрезе и в плане видно из той же фиг. 4. Верхняя часть бычка имеет ступенчатую форму. С верхней стороны отметка верхней поверхности бычка 60,5. Эта поверхность служит опорой мостов для порталного крана. Отметка поверхности нижней ступени бычка 52,00; эта поверхность служит опорой мостов под обыкновенную дорогу. Напорная грань бычков вертикальна от подошвы до отметки 37,00. Выше бычок имеет выступ в сторону верхнего бьефа. Выступ был запроектирован для усиления профиля бычка. В период постройки этот выступ был использован для устройства опор временных мостов.

У основания бычок имеет ширину (размер вдоль оси плотины) 3,25 м; длина бычка у основания на 4,5 м больше ширины профиля водосливной части плотины (размер в направлении, перпендикулярном оси плотины), так как он выступает за напорную грань плотины на 4,5 м. Напорная грань имеет прямоугольное очертание до отметки 30,50. Выше верховая грань бычка имеет обтекаемую форму. Низовая грань остается прямоугольной по всей высоте.

На боковой поверхности бычков, примыкающих к водосливному частям плотины, имеются контрфорсы. С каждой стороны делалось по три контрфорса. Контрфорсы начинались от скалы и подходили по высоте к водосливной грани плотины (фиг. 4). Назначение контрфорсов заключалось в придании бычкам большей устойчивости в период строительства, так как бычки подвергались на большую высоту отдельно от водосливной части плотины и подвергались значительным динамическим нагрузкам от временных мостов; кроме того устройство контрфорсов обеспечивало связь между бычками и водосливыми частями плотины.

На боковых поверхностях бычков имеются пазы. С каждой стороны бычка сделано по два пазы. Один в пределах части бычка, выступающей за профиль водосливной части плотины, предназначается для помещения опорных участков каркасных щитов, применявшихся в процессе возведения плотины (гл. II). Во

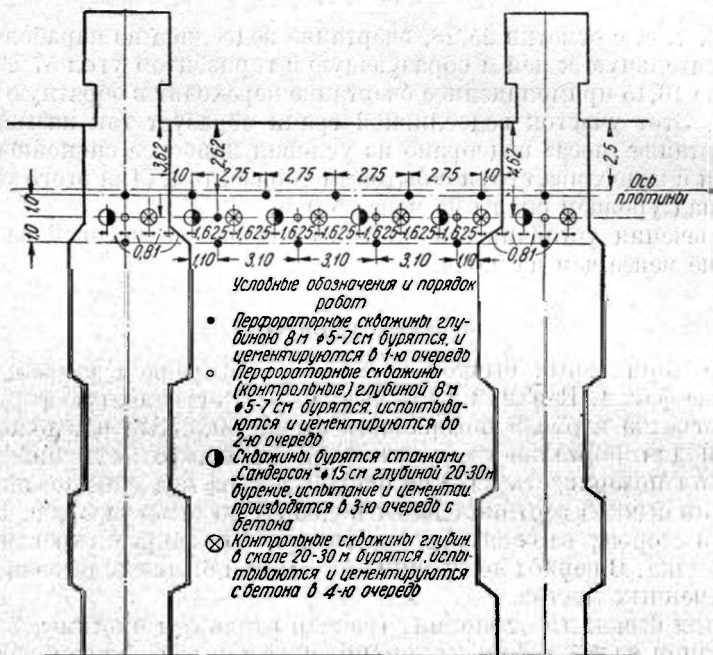
время эксплуатации плотины эти пазы сохраняются и служат для опускания шандронных щитов. Другой паз размером  $2,60 \times 0,65$  м (фиг. 4) начинается только от гребня плотины и идет до верхней поверхности бычка; он предназначен для опускания щитов Стопея, регулирующих сток воды и горизонты верхнего бьефа.

Основание под бычки, а также водосливные участки плотины устраивалось в виде зубчатки с уклоном в сторону, обратную давлению воды, для чего скала основания соответствующим образом обрабатывалась.

#### 4. Дренаж и смотровые галлерей

Для локализации взвешивающего действия просачивающейся в тело плотины воды, а также для предупреждения возможности интенсивной дезинтеграции бетона плотина снабжена дренажной системой.

Дренаж тела плотины выполнен в виде сети вертикальных трубок диаметром 15 см, расположенных на расстоянии 2,0 м друг от друга<sup>1</sup>. Трубки располагаются у напорной стенки плотины на расстоянии 6,0 м от ее поверхности. Верхний



Фиг. 5. План расположения буровых скважин для цементации основания плотины.

конец дренажных трубок располагается на отметке 41,00. На отметке 32,50 все дренажные трубки попадают в смотровую галлерею (фиг. 4). Галлерея имеет пол на отметке 30,50 и высоту посередине 3,5 м, ширину также 3,5 м. Проходя вдоль всей плотины, на одном и том же уровне галлерея имеет выход на дневную поверхность. Основное назначение галлерей — инспекционное. Галлерея позволяет вести наблюдение за работой всего дренажа, а при необходимости из нее можно производить очистку дренажа или уплотнение основания путем дополнительной цементации. Из пола верхней галлерей дренажная сеть продолжается ниже и достигает нижней галлерей с отметкой пола 15,00.

Нижняя смотровая галлерея имеет размеры: ширина 1,5 м и высота 2,5 м. Пол нижней смотровой галлерей не горизонтален, как у верхней, а следит за

<sup>1</sup> Фактически дренажные трубы поставлены через 6 м *Прим. ред.*

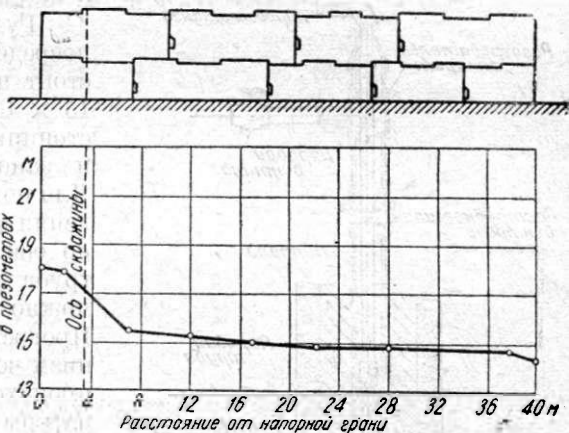
рельефом дна реки и берега. Эта галлея не имеет непосредственного сообщения с берегами, она заканчивается на правом берегу у бычка № 1, а на левом берегу у бычка № 47. Для доступа в нижнюю смотровую галлею имеются шахты размером  $0,8 \times 1,0$  м, соединяющие ее с верхней галлеей. Вода, перехватываемая дренажем, собирается в нижнюю галлею из всех дренажных трубок и отсюда выводится в нижний бьеф трубами.

Выводящие трубы диаметром 30 см по одной на пролет начинаются от кювета галлеи и крутым уклоном выходят на низовую поверхность плотины на отметке 9,00 (фиг. 4).

Часть плотины ниже отметки 15,00 и основание не дренируются, но для уменьшения фильтрации под плотинной произведена цементация основания плотины. Верхние слои основания цементировались на значительной ширине при помощи неглубоких перфораторных скважин. Нижние слои процемментированы посредством одного ряда глубоких скважин (фиг. 5).

Для наблюдения за состоянием фильтрационного потока под плотинной по всей ее длине имеются контрольные трубки, идущие из основания плотины в верхнюю галлею, по которым можно следить за состоянием фильтрационного напора (фиг. 4). Кроме того для более подробного изучения величины гидростатического противодавления в основании и теле плотины в двух пролетах плотины были поставлены специальные исследования.

Для этого в полупролетах плотины между бычками № 15—16 и № 19—20 заложена система газовых трубок диаметром 2,5", позволяющая определять величину напора в заранее намеченных точках. Один конец трубок вводится в деревянный ящик, заполненный щебнем. Далее трубка, плавно изгибаясь, принимает вертикальное направление и выходит в верхнюю смотровую галлею. В галлее может быть произведен замер горизонта воды в трубке, а следовательно и фильтрационный напор в точке, обслуживаемой трубкой. Одна из полученных таким путем эюр распределения гидростатического противодавления изображена на фиг. 6. Влияние цементации можно видеть, рассматривая эту эюру совместно с фиг. 5, изображающей расположение цементационных скважин. Горизонт фильтрационного напора в момент произведенного наблюдения за линией цементации находился примерно на отметке 15,00 при стоянии воды в нижнем бьефе на отметке 14,5, т. е. фильтрация через цементационную завесу была весьма ничтожна.



Фиг. 6. Эюра распределения гидростатического давления под основанием плотины (по промеру от 7/IX 1931 г.)

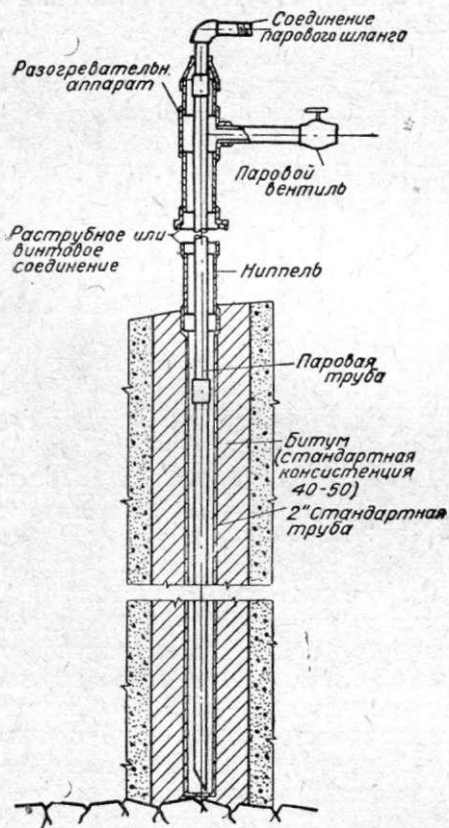
## 5. Температурные швы

В продольном направлении вся плотина разделена температурными швами, предотвращающими температурные и усадочные напряжения тела плотины. Температурные швы располагаются по граням бычков и по середине водосливного пролета. Таким образом в пределах пролета расстояние между температурными швами равно 6,5 м, а между крайними швами двух соседних пролетов расстояние равно толщине бычка или 3,25 м. Подобное расположение швов сохранено по всей высоте плотины.

Конструкция температурного шва осуществлялась путем образования гладкой вертикальной поверхности на одной из частей плотины; в дальнейшем к ней прибетонивался соседний участок. Между соединяемыми частями по периметру сечения плотины на глубину 0,80 м прокладывались толевые листы. Для этого на ранее возведенной части конструкции гудроном приклеивались полосы толя. Толщина толевой прокладки определялась температурой воздуха в момент бетонирования и изменялась от одного до трех листов толя нормальной толщины:

При температуре воздуха ниже 5°	в 3 слоя;
” ” ” от 5°—27°	в 2 ”
” ” ” выше 27°	в 1 слой.

Сплошная щель между двумя частями плотины могла повести к большой фильтрации, поэтому температурный шов снабжен специальным противофильтрационным уплотнением в виде «гудронной шпонки».



Фиг. 7. Аппарат для прогрева шпонок.

Гудронная шпонка располагается непосредственно за толевой прокладкой и состоит из квадратного отверстия размером 15 × 15 см, пересекающего шов на расстоянии 1,25 м от напорной грани плотины и заполняемого впоследствии гудроном. Для пополнения гудрона в шпонке и уплотнения шва во время эксплуатации плотины по оси отверстия закладывалась газовая труба диаметром 2", посредством которой можно производить прогрев шпонок (фиг. 7). Прогрев трубы осуществляется пропуском через нее перегретого пара. От трубы происходит нагревание гудрона до температуры плавления и расплавленный гудрон заполняет шпонку.

Во избежание значительной фильтрации устройство строительных швов, перпендикулярных оси, не допускалось.

## 6. Материал

Основным материалом для сооружения плотины являлся бетон. К бетону предъявлялись следующие основные требования:

- 1) возможно большая водонепроницаемость;
- 2) сопротивляемость разрушению под влиянием атмосферных деятелей и
- 3) достаточная механическая прочность.

В работе бетонная масса должна быть пластичной, поддающейся укладке при

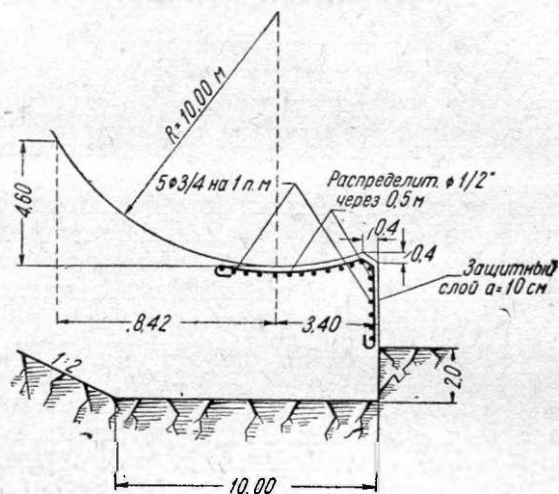
трамбовании ногами, при перевозке не расслаиваться.

Характеристика физико-механических свойств цемента, инертных материалов и бетона, примененных для Днепровской плотины, дана в помещенной ниже статье инж. А. Н. Адамович «Механические свойства бетона в плотине Днепростроя».

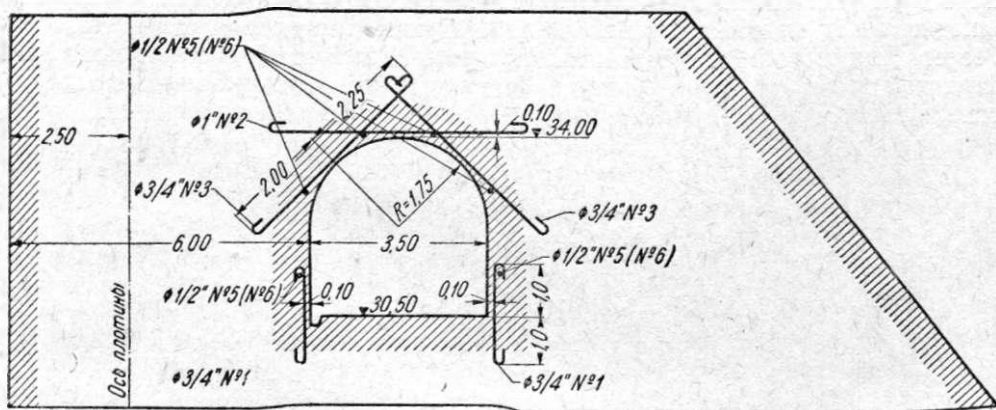
Многие участки бетонных массивов по соображениям производственного характера, а также для предотвращения трещин от усадочных напряжений усиливались арматурой. Все носы плотины для большей сопротивляемости исти-



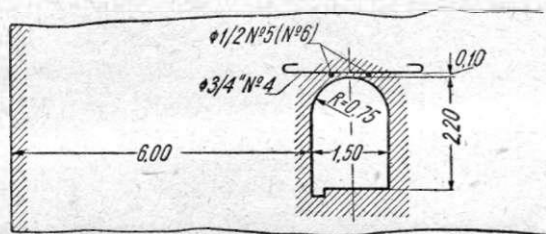
ранию твердыми предметами, переносимыми через гребень плотины, заармированы, как указано на фиг. 8; смотровые галереи как верхняя, так и нижняя армированы (фиг. 9 и 10) для предотвращения усадочных трещин. Шахты, соединяющие обе галереи, также армированы. Расход арматуры на бетонную часть



Фиг. 8. Армирование «носов» плотины.



Фиг. 9. Армирование верхней смотровой галереи.



Фиг. 10. Армирование нижней смотровой галереи.

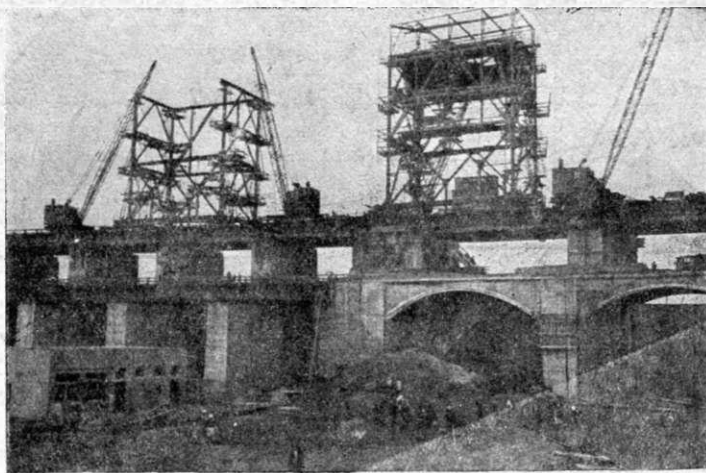
плотины составляет в среднем около 5 кг на 1 м<sup>3</sup> бетона. Бычки плотины выше водосливной части выполнены из железобетона вследствие значительных динамических нагрузок, действующих на них.

### 7. Мосты по плотине

Для сообщения между правым и левым берегом по плотине устроен мост. Мост этот образован из металлических ферм, опирающихся на плотинные бычки на отметке 52,00. Ширина моста равна 9,20 м, что дает возможность укладки одной нормальной железнодорожной колеи, предназначенной для трамвайного движения, а также и для пропуска поездов, устройства автогужевого проезда и пешеходной части шириной 1,6 м.

Пролетное строение состоит из четырех ферм со сплошной стенкой пролетом 16,0 м (фиг. 4). Проезжая часть моста осуществлена путем устройства по фермам сплошной железобетонной плиты, замощенной поверху гранитной брусчаткой. Консольные участки поперечного профиля моста используются для пешеходного движения, а также для прокладки труб и кабелей.

Для обслуживания щитов плотины предусмотрен специальный служебный мост, по которому движется порталный кран. Служебный мост аналогично проезжему мосту выполнен из металлических ферм того же пролета. Он устроен из двух отдельных рядов мостов под каждый портал крана. Пространство между мостами остается свободным, что позволяет поднимать и опускать щиты в водосливных пролетах. Соединение между обоими рядами мостов по длине плотины осуществлено только в пяти местах в виде узких проходов для обслуживающего персонала (фиг. 4). Сообщения с берегами этот мост не имеет. Однако для монтажа, ремонта или смены щитов служебный мост продолжен и над береговой частью в виде двух уширенных пролетов по 17,5 м в свету (левый берег). Эти пролеты приходится над монтажной площадкой и служат для подачи щитов с плотины на берег. Для этого кран с подвешенным щитом выезжает на мост над монтажной площадкой и опускает щит между фермами моста на монтажную площадку. Монтаж или установка новых щитов производится в обратном порядке.



Фиг. 11. Портальные краны для подъема щитов Стонея.

### 8. Щиты

Плотина имеет три типа щитов. Как упоминалось, для создания и регулирования напора служат щиты Стонея.

Щит Стоея представляет собой сварную стальную конструкцию, имеющую опоры в пазах бычков. С панорной стороны щиты облицованы стальной оболочкой. Размеры щита  $9,7 \times 13,6$  м; вес 100 т. Нижняя кромка щита упирается на гребень плотины посредством закладной отливки.

Боковые части щита движутся в пазах бычков. Пазы снабжены стальными закладными частями, облегчающими манипуляции со щитом и уплотнение щита. Уплотнение щитов Стоея в пазах осуществляется при помощи стальной трубы, укрепленной на щите со стороны верхнего бьефа. Водонепроницаемость достигается тем, что труба прижимается к щиту и закладной отливке панорной воды. Щит имеет по бокам крюки, на которых при помощи крана он может быть подвешен в своих пазах выше струи, переливающейся через водослив. Таким образом для открытия пролета достаточно щит приподнять и подвесить на крюках. Для более точного регулирования горизонта верхнего бьефа, которое достигается неполным открытием щита, в разных частях плотины имеется пять регулировочных щитов. Эти щиты имеют в пазах рейки с зубьями, на которых щит может быть подвешен при любом открытии пролета, благодаря чему и достигается точная регулировка горизонтов воды верхнего или нижнего бьефов.

Для ремонта закладных частей в щите Стоея перед ним может быть опущен шандронный щит. Шандронный щит состоит из стального сварного каркаса, опирающегося в пазах бычка, и шести щитов с обшивкой (щитки Буле), закладываемых в каркас для водонепроницаемости. Первоначально устанавливается каркас, а затем заводятся уплотняющие щитки Буле.

Каркасный щит имеет размеры  $8,57 \times 13,6$  м, а щитки Буле  $7,8 \times 1,96$  м. Третий тип щита — это щит, предназначенный для закрытия отверстия грязеспуска. Грязеспуском называется отверстие в сопрягаемом устье, служащее для очистки аванкамеры от плавающих в ней предметов. Это достигается путем сброса поверхностной воды из аванкамеры в нижний бьеф. Для этого в сопрягаемом устье плотины и гидростанции имеется отверстие с отметкой гребня 46,00 и шириною 5,0 м, через которое можно осуществить сброс воды. Отверстие грязеспуска закрывается щитом. Щит состоит из двутавровых балок, уплотненных между собой посредством деревянных брусьев. Размеры щита  $5,6 \times 7,0$  м.

### 9. Подъемные механизмы для обслуживания щитов плотины

Подъем и опускание щитов Стоея производится порталным подъемным краном. Для обслуживания всех щитов имеется два крана. Краны движутся по служебным мостам и могут обслужить любой щит.

Общий вид порталного крана дан на фиг. 11. Кран представляет собой чрезвычайно мощный портал с пролетом, равным расстоянию между осями мостов, т. е. 9,3 м. Расстояние между центрами основных стоек в продольном направлении (вдоль пути) равно 16,15 м, высота от головки рельса до подкрановой балки равна 15,5 м. При этих размерах портал перекрывает габариты шандронного и стонеевского щитов.

Подъем щитов производится посредством подвижной электролебедки, движущейся по подкрановым балкам, расположенным перпендикулярно оси служебного моста. Благодаря этому лебедка может обслуживать как щиты Стоея, так и шандронные щиты. Несмотря на то, что вес щита Стоея равен только 100 т, подъемная сила электролебедки составляет 200 т, так как усилие, которое преодолевает кран при подъеме щитов, может значительно превосходить собственный вес щита вследствие давления воды и трения в опорах.

Для выполнения вспомогательных работ кран снабжен стрелой длиной 14,6 м и грузоподъемностью 25 т. Общая высота крана составляет 25,6 м.

Щит грязеспуска находится вне радиуса действия порталного крана. Поэтому щит грязеспуска снабжен самостоятельным подъемным механизмом в виде двух

червячных домкратов, соединенных со щитом. Вращение домкратов производится электромотором, установленным у домкратов. Открытие отверстия грязеспуска осуществляется опусканием щита вниз.

#### 10. Мероприятия по борьбе с давлением льда на щиты плотины

Эксплуатация щитов Волховской плотины выявила существенные затруднения в зимнее время из-за обмерзания щитов. Обмерзание щитов делает почти невозможным их подъем и опускание; кроме того лед может оказать значительное и нежелательное давление на щиты. Во избежание этих явлений на Днепровской плотине предусмотрено специальное воздуходувное устройство, препятствующее образованию льда.

Это устройство состоит из трубки, опущенной в воду впереди щита на глубину, достигающую до нижней кромки щита. Трубка оканчивается разветвлением с открытыми концами, через которые выходит воздух, подаваемый по трубе (фиг. 12). Выходящий под значительным давлением воздух производит перемешивание воды и препятствует образованию льда.

На каждый щит приходится по два вывода воздуха. Эти выводы присоединяются к разводящей трубе диаметром  $1\frac{1}{2}$ " посредством гибкого шланга, а разводящий трубопровод присоединен таким же шлангом к воздушной магистрали.

Магистраль имеет диаметр 6" и уложена над щитами Столея на специально устроенном мостике. Мостик металлический, опирается на бычки плотины; его размеры таковы, что обслуживание всех трубопроводов осуществляется с моста. Для сообщения вдоль щитов по всему мосту в бычках устроены ниппи. Воздух, необходимый для питания всей системы, вырабатывается в компрессорной, расположенной в сопрягающем устье плотины с гидростанцией, и отсюда разводится по магистральным трубопроводам.

## Глава II

### Производство работ

#### § 3. Схема организация работ

Сооружение Днепровской плотины было большой и сложной задачей как по количеству работ, так и по трудности их выполнения. Всего в плотину уложено было 820 000 м<sup>3</sup> бетона и вышито 170 000 м<sup>3</sup> скалы. Производство этих работ осложнялось:

- 1) значительными колебаниями расходов воды Днепра (от 250 до 24 000 м<sup>3</sup>/сек);
- 2) краткостью сроков, в продолжение которых можно было вести строительные работы.

Последнее обстоятельство диктовало те темпы, которые нужно было развивать в различные периоды строительства плотины, а также определяло характер и мощность оборудования, обеспечивающие эти темпы.

Весь ход работ по плотине можно разделить на три основные этапа, которые определялись принятым методом ее возведения. Основной особенностью этого метода является пропуск расходов реки в период постройки через водосливные отверстия, оставляемые в строящейся плотине. Для этого часть реки ограждается перемычками и весь расход реки проходит в оставленный свободный участок. В котловане, замкнутом перемычками, ведется постройка плотины, причем кладка

выводится не до полного профиля, а первоначально сооружаются лишь отдельные бычки.

Кладка между бычками выводится на сравнительно небольшую высоту, образуя ряд водосливных отверстий.

Когда основание плотины с выступающими над ним бычками первой очереди строительства закончено, перемычки разбираются и вода пропускается через водосливные отверстия. После этого возводится перемычка второй очереди строительства, под защитой которой производится кладка плотины с бычками и водосливными отверстиями в другой части русла. Когда бычки и водосливные отверстия готовы по всей длине плотины, она получает вид гребня с зубьями, обращенными вверх.

Отсюда этот метод получил название гребенки. Бетонировка водосливных отверстий производится под защитой щитов, ограждающих пролеты между бычками с верховой и низовой стороны. Высота бетонизируемого слоя определяется пропуском расходов и разбивкой бетонного массива плотины строительными швами.

По истечении времени, необходимого для достижения бетоном определенной прочности, щиты снимаются и в пролеты пропускается вода; щиты же переставляются в другие пролеты. Когда уровень бетонной кладки поднимается выше горизонта нижнего бьефа, щиты ставятся только с верховой стороны. Таким путем возводятся до проектных отметок все пролеты водосливной части плотины.

Горизонт воды в верхнем бьефе подымается одновременно с бетонировкой водосливных отверстий и соответственно этому постепенно растет и нагрузка на плотину.

Как сказано выше, ход работ по сооружению Днепровской плотины можно разделить на три основных этапа:

первый этап состоял в возведении под защитой перемычек основания плотины с выступающими над основанием бычками;

второй этап состоял в последовательном постепенном повышении кладки пролетов плотины, т. е. в закрытии гребенки;

третий этап заключался в наращивании напорных частей бычков до проектных отметок, установке по ним мостов, в устройстве проезжей части служебного и шоссеиног мостов, монтаже щитов Стонея и доделке всех отделочных работ по плотине.

Каждый из этих этапов имел свои особенности и требовал изменений фронта и характера работ.

## *I этап*

Русло Днепра в створе плотины разделено двумя островами — Большим и Малым — на три протока: правый, средний и левый. Это обстоятельство определило порядок пропуска расходов в первый период строительства.

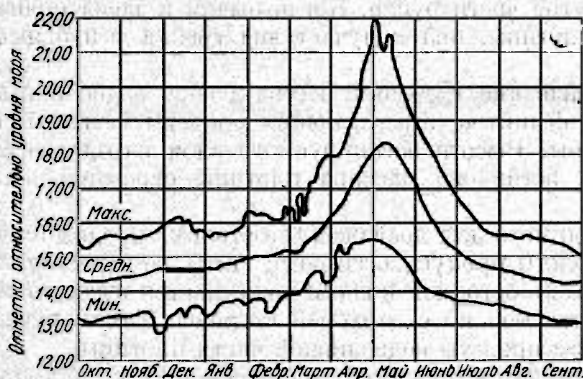
Одновременно были огорожены перемычками котлованы правого и левого протоков, что давало возможность развернуть работы с обоих берегов. Весь расход Днепра пропускался через средний проток. Когда в левом котловане бетонные работы и цементация основания под плотину были закончены и перемычки были разобраны, вода могла проходить через гребенку плотины. Для этого был огорожен перемычками котлован среднего протока. Следует отметить, что, пользуясь небольшими зимними расходами Днепра, постройка перемычек среднего протока началась еще до разборки левобережных перемычек и к моменту пропуска воды через левобережную гребенку значительная часть работы по сооружению перемычек среднего протока была уже закончена.

Все перемычки плотины строились с расчетом пропуска расходов до  $2000 \text{ м}^3/\text{сек}$ , т. е. затопляемыми весенними паводками. Достаточно просмотреть

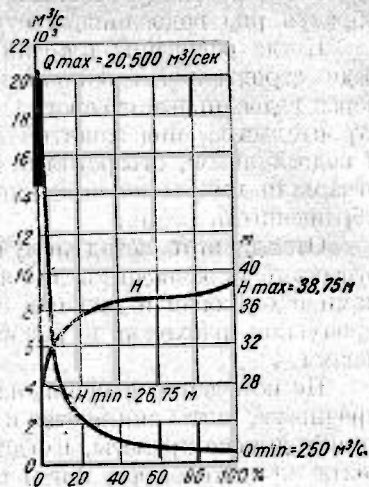
кривые расходов и горизонтов Днепра у места строительства, чтобы убедиться в том, что делать их затопляемыми экономически невыгодно (фиг. 13 и 14).

Вследствие затопляемости перемычек во время паводков сроки для работ в котлованах сокращались ежегодно на 3—4 месяца.

Календарный план работ, который часто менялся в соответствии с состоянием работ, ре-



Фиг. 13. График колебаний горизонтов Днепра в створе плотины.



Фиг. 14. График средней продолжительности расходов и стояния горизонтов Днепра в створе плотины

жимом реки, наличием оборудования и разными другими обстоятельствами, в конечном итоге был следующим:

1927—1928 гг. были годами подготовительных работ. В этот период были построены перемычки правого и левого протоков, и в огороженных котлованах началась подготовка основания под плотину.

1929 г. — в обоих котлованах продолжались земляные и скальные работы, а по мере готовности основания велась бетонировка плотины.



Фиг. 15. Состояние работ на 31/XII 1929 г. (возведенные участки на схеме зачернены).

Укладка бегона началась на участках, удаленных от мест разработки скалы взрывным способом минимум на 30 м.

За этот период все бычки левого протока были возведены до отметки 30,50, а десять пролетов между бычками № 32—42, которые предназначались для пропуска расходов во время производства работ в среднем протоке, были забетонированы до отметки 12,00. Остальные пролеты левого протока, а также все пролеты правого протока возведены были на высоту, превышающую межениый горизонт воды в реке.

Общий объем уложенного на плотине бетона к концу 1929 г. составил 148 000 м<sup>3</sup>, и плотина имела вид, показанный на фиг. 15.

Укладка бетона в левом котловане велась пионерно в направлении от левого берега Днепра к Большому острову, а именно, первый бычок бетонировался двумя паровыми кранами с берега. Когда кладка бычка доводилась до отметки 30,50, на него укладывались четыре рядом поставленные фермы. Краны, про-

двинувшись по уложенным фермам, бетонировали следующий бык и пролет и таким образом подвигались вперед. Подача бетона производилась по путям, свободным от кранов, а иногда и «вхвост» кранам. Для ускорения работ бетонирование велось и по другому методу: по всему фронту (фронтальная бетонировка) восемью жесткими дерриками грузоподъемностью в 10 т и стрелой в 30 м.

На правом берегу два паровозных крана тем же пионерным способом продвигались от берега в сторону Малого острова, возводя бычки до отметки 30,50 и укладывая по ним мосты. Сзади двигались другие краны, заполняя бетоном пролеты между бычками.

На фиг. 16 показана пионерная работа кранов по бетонировке бычков правого протока.

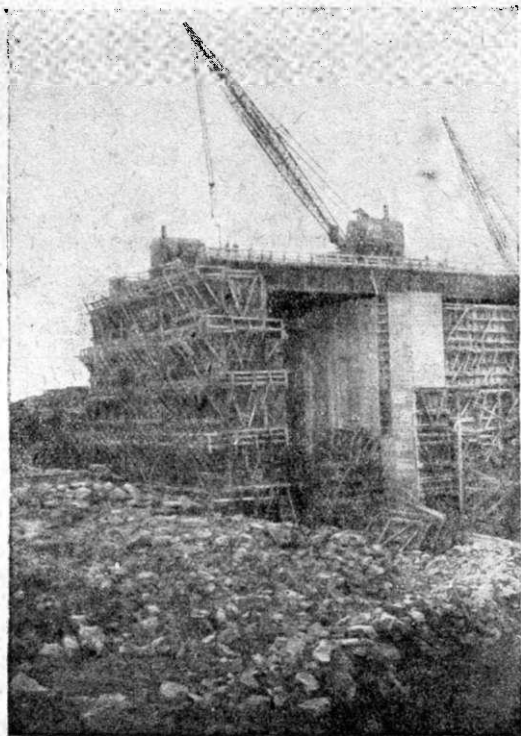
1930 г. начался разборкой левобережной перемычки и пропуском расходов Днепра через бетонную гребенку левого протока. Перемычки среднего протока достраивались, и непосредственно после прохода весельного паводка котлован среднего протока был откачан. К этому же времени было осуществлено переустройство путей для вывозки грунта из котлована и подачи бетона на плотину. После откачки котлована начались земляные и скальные работы, которые велись по всему фронту и закончились к сентябрю. По мере готовности скального основания начиналась бетонная кладка.

С напорной стороны плотина бетонировалась восемью жесткими дерриками, которые получали бетон с путей, расположенных на верховой перемычке. Сливная часть плотины бетонировалась первоначально паровыми кранами с эстакады, расположенной вдоль низовой грани плотины.

После того как были забетонированы носы бычков, на них устанавливались ряжи. По ряжам укладывали пути, по которым были заведены краны с правого и левого берегов. К этим кранам бетон подавался по низовой эстакаде. На фиг. 17 видны нарубленные на носках бычков ряжи. Вверху на временных мостах краны ведут пионерную бетонировку бычков.

Бычки бетонировались до отметки 30,50, а полупролеты между ними — левые до отметки 15,00, правые до отметки 18,00—22,00. Для ускорения бетонирования была организована пионерная работа. С правого берега паровозные краны помогали нижним деррикам и кранам вести кладку бычков до отметки 30,50.

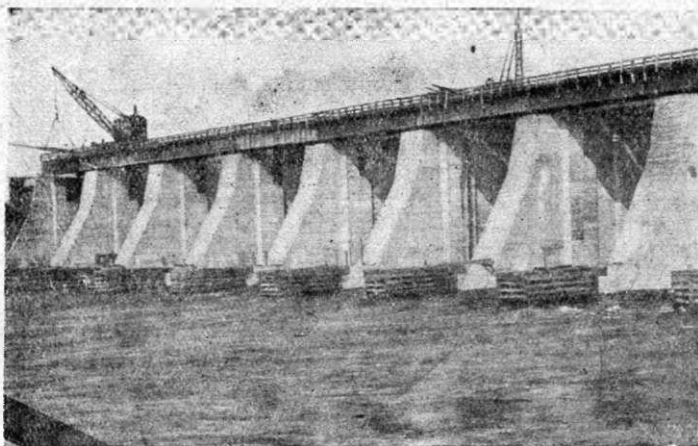
На левом берегу два катучих деррика вели кладку бычков от отметки 30,50 до отметки 51,80, двигаясь от Большого острова в сторону берега и убирая за собой фермы, по которым они двигались (фиг. 18). Первоначальной программой в сезон 1930 г. предусматривалось уложить на плотине 217 000 м<sup>3</sup> бетона. Фактически же в течение сентября, октября и ноября было уложено 313 000 м<sup>3</sup>.



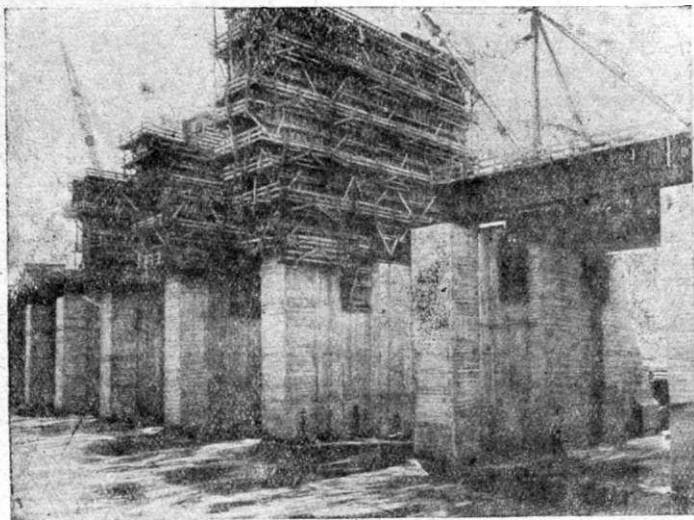
Фиг. 16. Бетонирование бычков плотины пионерным способом (правый проток, 1929 г.).

Плотину обслуживало 19 поездов, подвозивших бетон с бетонных заводов правого и левого берегов. Время обращения поезда составляло около одного часа на один полный оборот.

1931 г. в течение зимы были переустроены пути подачи бетона и с апреля месяца началась кладка, которая не прерывалась ни паводком, ни зимним периодом времени. Кладка велась с обоих берегов одновременно и 1/VIII все быки



Фиг. 17. Ряжи под эстакаду на носках бычков (1930 г.).



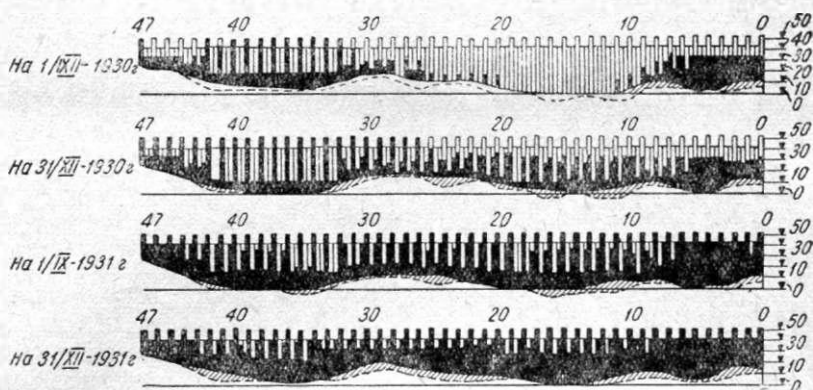
Фиг. 18. Бетонирование катучими дерриками бычков левого протока от отметки 30,50 до отметки 51,80.

плотины были наращены до отметки 51,80; правые полупролеты кроме десяти пролетов левого протока были наращены до проектных отметок оголовка плотины, т. е. до отметки 42,55, левые полупролеты — до отметки 15,00. Плотина имела вид, показанный на графике (фиг. 19).



По бычкам на отметке 51,80 были уложены четыре линии мостов с путями на них. Внешние пути предназначались для работы кранов, внутренние — для подачи бетона и других материалов.

К этому времени надо считать законченным первый этап работ на плотине, после которого началась работа по закрытию гребенки.



Фиг. 19. График бетонных работ на плотине в разные периоды.

### II этап

В первую очередь все пролеты левого протока, имеющие ширину водослива 13,00 м с порогом на отметке 12,00, были переустроены в пролеты такого же типа, как и в среднем протоке, т. е. имеющие ширину водослива  $b = 6,5$  м с порогом на отметке 15,00. Это переустройство производилось под защитой специально сконструированных каркасных щитов со стороны верхнего бьефа и спицевого затвора со стороны нижнего бьефа. Пролет каркасного щита  $l = 13,5$  м, а высота  $h = 8,57$  м.

К концу 1931 г. переустройство широких водосливов было закончено, и началось закрытие гребенки по всему фронту, имеющему однотипные водосливы. Всего в 1931 г. было уложено 186 000 м<sup>3</sup> бетона.

1932 г. — закрытие гребенки было закончено к весеннему паводку. Горизонт верхнего бьефа был за этот период поднят на 26 м. Для закрытия гребенки со стороны верхнего бьефа служили 14 каркасных щитов шириной 8,5 м того же типа, что и щиты целых пролетов.

Бетонировка велась в течение всей зимы без перерывов интенсивностью до 20 000 м<sup>3</sup> в месяц.

Продолжительность стоянки щита в одном пролете, составлявшая в начале работ 20—25 дней, впоследствии уменьшилась до 6—8 дней.

### III этап

После закрытия гребенки начались работы по переустройству мостов плотины. Одновременно велась бетонировка напорных частей бычков до проектных отметок.

Монтаж щитов Стоinea и устройство проезжей части шоссе и служебного мостов были закончены в первой половине 1933 г.

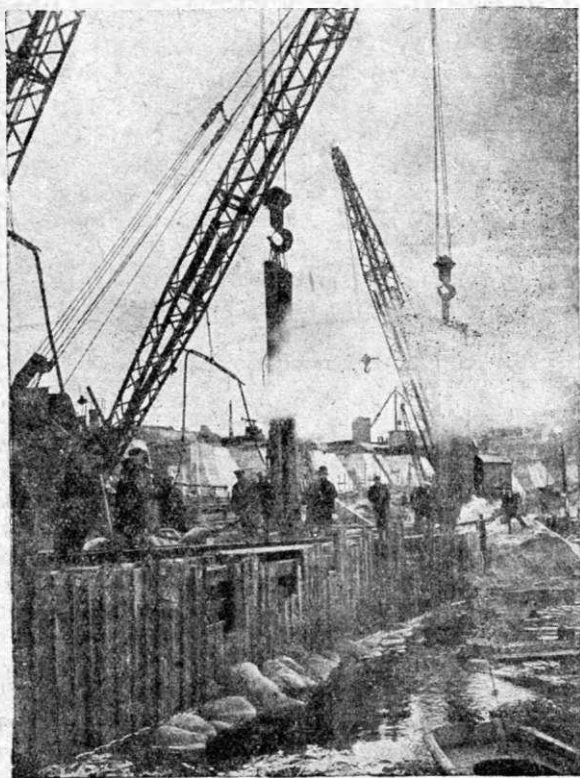
## § 4. Описание перемычек и метода их сооружения

Перемычки плотины были двух типов. Основной тип — сплошные ряжевые перемычки, сделанные из брусьев 22 × 22 см.

Брусья в плане образуют ряд прямоугольных клеток со сторонами от 2 до 3,20 м; клетки соединяются друг с другом железными нагелями квадратного се-

нения  $22 \times 22$  мм, длиной 64 см. Выше уровня воды для облегчения разборки перемычек брусья скреплялись винтами диаметром 25 мм и длиной 60 см. Так как длина скреплений была равна 60—64 см, а толщина применяемых брусьев равна 22 см, то в каждом пересечении брусьев крепление осуществлялось не меньше чем тремя нагелями или винтами. Скрепленный таким образом ряж представлял достаточно жесткую конструкцию.

Ширина перемычек из соображений устойчивости бралась равной 1,1 ее высоты. Длина отдельных ряжей определялась конфигурацией дна и достигала 84 м.



Фиг. 20. Забивка паровыми кранами металлического шпунта у перемычек.

Загрузка производилась думкарами, для чего по перемычкам были уложены специальные ширококолейные пути. Установленные и загруженные ряжи создали тяжелую подпорную стенку, которую оставалось сделать водонепроницаемой. Для этого с внешней стороны ряжей был забит металлический шпунт системы Лакаванна. В местах, где напор не превышал 6,4 м, поставлен был деревянный дощатый шпунт. Установка шпунта производилась паровозными кранами, а забивка—паровыми молотами, подвешенными к стрелам тех же кранов (фиг. 20).

Так как стальные сваи не давали точного причерчивания ко дну реки, то вся линия примыкания низа шпунта к скале выкладывалась с помощью водолазов мешками с соломой и щебнем или песком.

После установки шпунта впереди перемычек посредством рефулеров делалась песчаная отсыпь с откосом 1 : 5, выходящая на поверхность воды. В тех местах, где перемычки пропускали через гребень весенний паводок, песчаная отсыпь защищалась от размыва фашичным туюфяком, загруженным камнем.

Работы по постройке перемычек велись следующим образом. Первоначально посредством землесосов производилась очистка скалистого дна реки от наносов. Затем со специально устроенного плота делались точные измерения профиля дна реки.

В соответствии с этими измерениями определялось расположение брусьев днища ряжей. Нижние венцы рубились на берегу на стапелях, причем для большей жесткости клетки этой части делались размерами  $1,00 \times 1,00$  м. После устройства 8—10 венцов ряж спускался на воду и отбуксировывался к месту своей установки. Здесь ряж устанавливался по створам, расчлаивался тросами и частично загружался камнем.

Погружение ряжа производилось путем его нарубки с одновременным увеличением загрузки камнем тех клеток, которые были сделаны с глухими брусчатыми днищами.

Ряжи, установленные на дно с помощью водолазов, затем дорубались до проектных отметок и окончательно догружались камнем.

Конструкция верховой перемычки среднего протока несколько отличалась от описанной выше. Благодаря необходимости пропуска осенних вод 1929 г. для перемычки среднего протока был принят сквозной тип. Она состояла из отдельных ряжевых бычков, служащих опорами для железобетонных шандор, которые закладывались между ними.

Вес самых нижних и следовательно наиболее тяжелых шандор достигал 20 т. Их установка в пазах и спуск производились посредством двух паровозных 40-т кранов. Верхние шандоры делались деревянными.

На бычках были установлены деревянные мосты, по которым укладывались ширококолейные пути. С этих путей производились загрузка ряжей, опускание шандор и забивка шпунта.

Водонепроницаемость была достигнута тем же путем, что и в сплошных перемычках. Максимальный напор, который держали перемычки, достигал 14 м.

Котлованы плотины были оборудованы мощными водоотливными средствами. Назначение водоотливов состояло не только в том, чтобы произвести первичную откачку, но и в том, чтобы откачивать котлованы ежегодно после прохода весенних паводков. Кроме того в задачу водоотливных средств входило содержание котлованов в сухом состоянии в процессе производства работ.

По условиям работы и для обеспечения от затопления насосы с электромоторами были установлены на специальных деревянных понтонах.

### § 5. Подготовка основания плотины

После откачки котлованов можно было приступать к работам по подготовке основания под плотину. На фиг. 21 показан котлован среднего потока после откачки.



Фиг. 21. Общий вид котлована среднего протока после откачки.

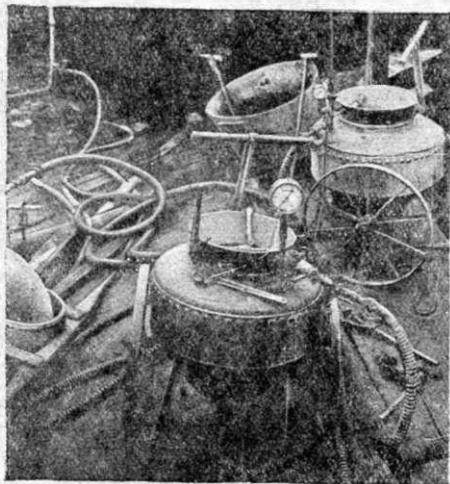
Первоначально снимался слой мягких наносных отложений, мощность которого в среднем составляла 2,5—3,00 м. На берегах отложения суглинистого лесса достигали 10—15 м. После этого посредством взрывных работ разрабатывали слои валунов, жерствы и слабой трещиноватой скалы.

В левом и правом протоках приходилось выбирать около 6—7 м такой разрушенной скалы; в среднем протоке — до 5 м. Встречались отдельные места,

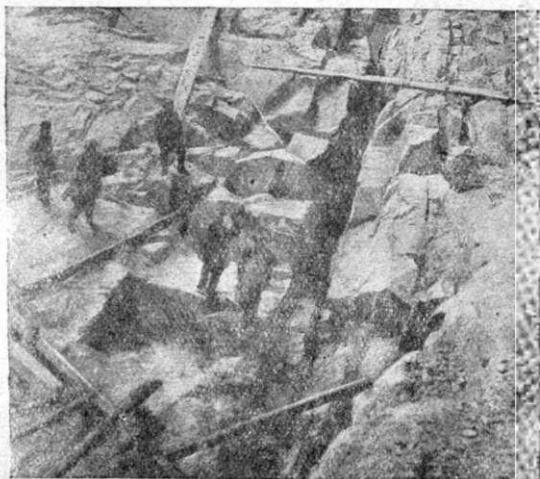
где до неповрежденной скалы приходилось углубляться на 10—12 м. Выемка скалы из котлованов производилась кранами с железнодорожных путей, уложенных по перемычкам, а также жесткими дерриками, установленными на рязевых опорах. Значительная часть мягких наносов была убрана грабарями.

Скальные разработки велись посредством перфораторного бурения и подрывных работ. Съемку скалы приходилось вести тонким слоем, следуя рельефу скального массива. В соответствии с этим перфораторами бурились неглубокие скважины, которые заряжались аммоналом или жидким кислородом и взрывались.

Взорванная скала разбиралась каменоломами и грузилась вручную в трехбортные ковши емкостью около  $1\frac{1}{2}$  и  $3\text{ м}^3$ . Эти ковши поднимались из котлованов кранами и опрокидывались в самозагружающиеся платформы. Для выемки больших валунов применялись железные клинья с петлями, за которые валун целиком вытаскивался крапами.



Фиг. 22. Прибор для цементации основания.



Фиг. 23. Трещина в скале, обнаруженная при разработке основания в среднем протоке.

Разработанная скала отправлялась для загрузки перемычек или на свалки. Лишь в редких случаях качество скалы, выбранной из котлованов, допускало ее переработку на щебень для бетона.

Если после уборки взорванного материала скала оказывалась недостаточно прочной, ее снова взрывали мелкими бурками или же снимали клиньями и ломом до тех пор, пока не достигали вполне прочной скалы, отличающейся металлическим звоном при ударе ломом.

Для обеспечения плотины против скольжения по основанию при разработке котлована поверхности скалы придавалась возможно бóльшая шероховатость. В носовой части плотины делалось углубление для создания упора в скалу. Высота упора делалась не менее 2 м. Длина углубленной части около 10 м (фиг. 8).

В направлении, параллельном оси плотины, в местах резкого падения или повышения отметок поверхности здоровой скалы разработка велась уступами, причем в пределах бычка ширина уступа делалась не менее 2 м.

Одновременно с выемкой скалы производилось исследовательское бурение сандерсоновскими буровыми станками. Число скважин назначалось в зависимости от результатов испытаний, но не меньше двух скважин на пролет. Их глубина с напорной стороны — 30 м, с низовой стороны — 20 м, не считая валунного слоя. В тех случаях, когда в нижних слоях скала оказывалась трещиноватой или пред-

полагались глубокие прослойки, скважины делались глубже в зависимости от проб пробуренной породы. По окончании бурения скважина осматривалась прибором с зеркалом и испытывалась в течение десяти минут посредством цемент-инжектора воздухом под давлением. Давление назначалось в зависимости от глубины установки уплотнителя из расчета  $0,25 \text{ атм}$  на каждый метр погружения уплотнителя от устья скважины.

Одновременно с исследовательским бурением производилась цементация верхних слоев скалы. Для этого перфораторами делались скважины диаметром от 2" до 3" и глубиной до 8 м. После бурения в скважины нагнетался цементный раствор состава: 1 часть по весу цемента марки Д и 2 части воды — под давлением до 1,5 атм.

Цементация глубоких слоев основания производилась позднее через скважины диаметром 15 см, пробуренные станками Сандерсона через бетонный массив плотины в скалу на глубину 25—30 м. Соотношение весовых частей цемента и воды в растворе для глубокой цементации было 1 : 1. Расположение основных скважин как перфораторных, так и сандерсоновских показано на фиг. 5. После тщательной их цементации бурились контрольные скважины и испытывались сжатым воздухом. Результаты цементации считались удовлетворительными, если в течение 10 мин. давление воздуха в скважине не падало больше, чем на 15 %.

Если испытание контрольных скважин не давало хороших результатов, эти скважины цементировались и одновременно бурились новые контрольные скважины, которые испытывались таким же путем. Бурение контрольных скважин и их цементация продолжались до получения хороших результатов испытания. На фиг. 22 показан прибор для цементации.

В основании плотины были обнаружены четыре большие трещины, идущие по направлению течения, забитые глиной и жерствой. Эти трещины были очищены на большую глубину (до отметки — 7,00 в пролете № 12—13 и до отметки — 6,00 в пролете № 16—17), заложены бетоном и зацементированы (фиг. 23).

Для цементации основания плотины было затрачено 800 т цемента.

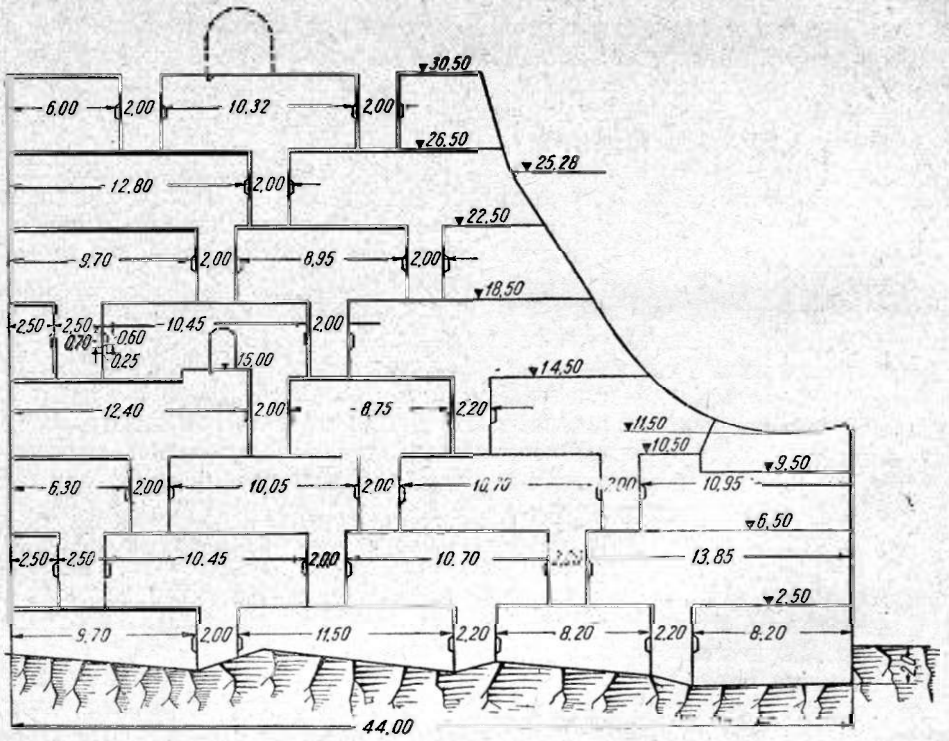
## § 6. Бетонные работы

В соответствии с принятым методом возведения плотины (способ «гребенки»), а также для предупреждения появления температурно-усадочных трещин плотина разделена перпендикулярно своей продольной оси вертикальными температурными швами на участки длиной

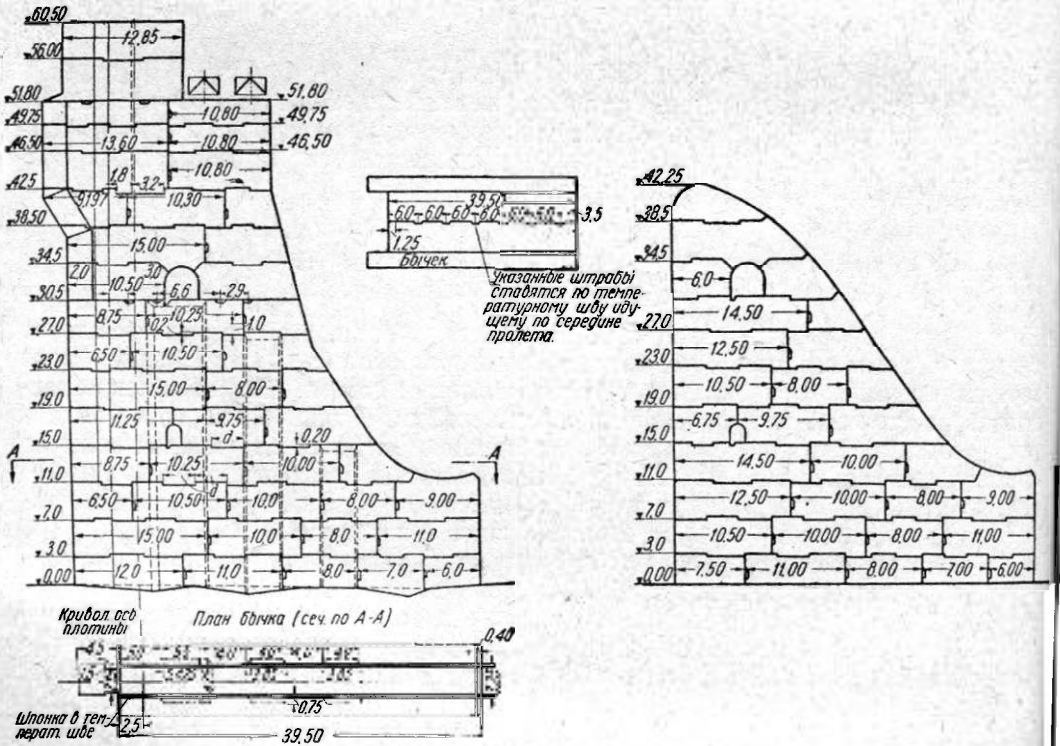
$$3,25 \text{ бычок} + 6,50 \text{ правый полу-пролет} + 6,50 \text{ левый полу-пролет} + 3,25 \text{ м бычок}$$

Поперечные размеры полученных таким образом массивов оказались достаточно большими, поэтому при бетонировании они разбивались на отдельные блоки вертикальными и горизонтальными строительными швами. Ширина блоков равнялась расстоянию между температурными швами. Длина блока определялась тем, чтобы при бетонировании слоями толщиной около 25 см укладка каждого последующего слоя могла бы быть выполнена до начала схватывания предыдущего, т. е. не позднее чем через один час. Исходя из этого условия, определялась наибольшая длина блока  $l = 15 \text{ м}$ . Высота блоков была принята  $h = 4 \text{ м}$ .

В начальный период работ по бетонировке плотины была принята схема разбивки на блоки, показанная на фиг. 24. Согласно этой схеме блоки одного яруса располагались друг от друга на расстоянии 2—2,2 м. Таким образом между ярусами образовывался «колодец» глубиной 4 м, который бетонировался в дальнейшем вместе с вышележащим блоком. При этом получался как бы бетонный замок, соединявший в одно целое отдельные ярусы блоков. Колодцы, расположенные в шахматном порядке, предназначались для того, чтобы сделать бычок, состояв-

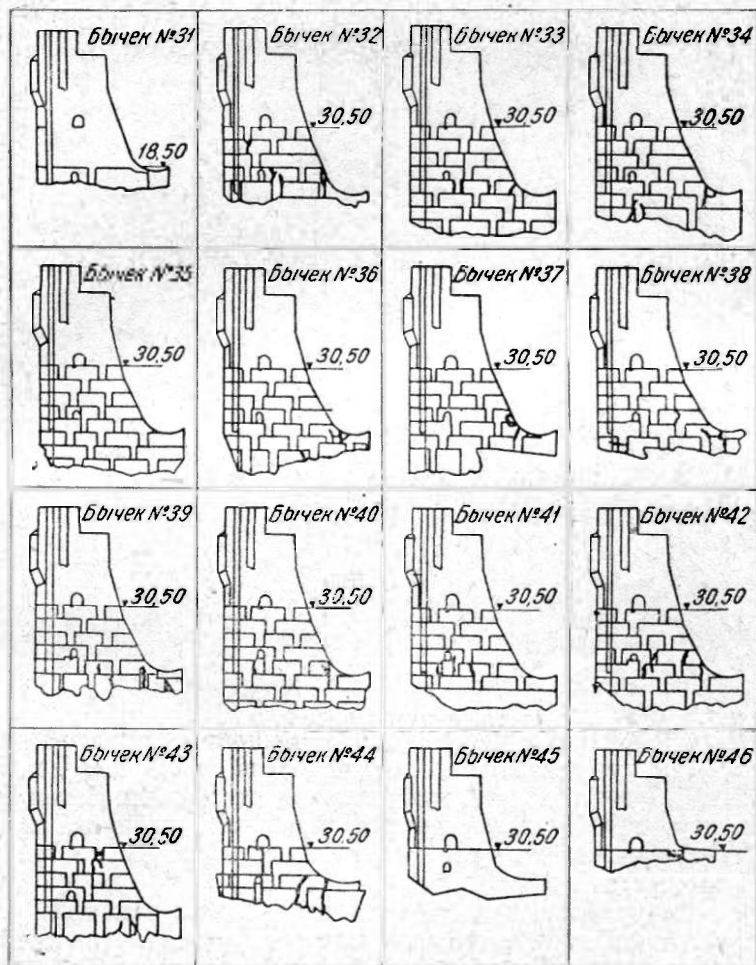


Фиг. 24. Начальная схема разбивки на блоки бетонной кладки бычка и пролета (1929 г.).



Фиг. 25. Основная схема разбивки на блоки бетонной кладки для бычка и пролета (1930—1932 гг.).

ший из отдельных блоков, монолитным. В действительности это предположение не оправдалось. Уже в первой стадии работ по бетонировке бычков левого протока в них были обнаружены трещины. Это были мелкие разветвлявшиеся трещины, направление которых шло от входящих углов блоков. Образование этой группы трещин объяснялось неудачной формой блоков, имевших входящие углы. Кроме того появился и целый ряд вертикальных трещин, имевших гораздо большее раскрытие и рассекавших широкие боковые грани бычков в средней части. Общее представление о характере и направлении этих трещин дает фиг. 26.



Фиг. 26. Схема трещин в бычках плотины (зима 1930 г.).

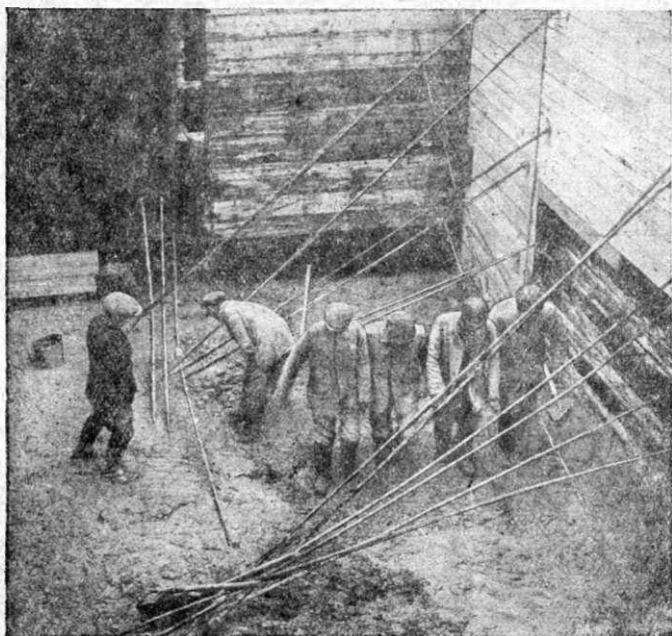
В связи с появлением трещин разбивка на блоки Т- и Г-образной формы была изменена, а в последующем была принята схема, показанная на фиг. 25.

Для усиления связи с вышележащей кладкой горизонтальные поверхности блоков оставлялись шероховатыми и снабжались штрабами. В верхний слой блока между гудронными шпонками втапливалась на половину своей ширины доска, поставленная на ребро для предохранения от фильтрации по горизонтальным строительным швам.

Вертикальные строительные швы снабжались обычными штрабами, расположенными горизонтально примерно на нижней трети высоты блока.

Перед бетонировкой скала самым тщательным образом очищалась от мусора, пыли и грязи, промывалась и продувалась сжатым воздухом, чтобы обеспечить связь бетона со скалой.

Непосредственно перед укладкой бетона смоченная поверхность скалы поливалась цементным молоком, которое втиралось в скалу проволочными щетками. Крутые и наклонные поверхности скалы, расположенные сравнительно высоко над бетонируемым местом, смачивались и покрывались молоком по мере повышения уровня бетона в блоке с таким расчетом, чтобы на скале не образовывалась корка засохшего раствора.



Фиг. 27. Утаптывание бетона при укладке.

Подготовка к бетонировке блока, расположенного на ранее уложенном бетоне, состояла в том, что поверхность старого бетона очищалась от пыли, грязи, которые мешали бы удовлетворительной связи между слоями. Затем производились насечка поверхности перфораторами, промывка, продувка воздухом, а перед началом бетонировки ее покрывали цементным раствором, который втирался проволочными щетками.

Бетон транспортировался к месту укладки в бадьях емкостью  $1,5 \text{ м}^3$ . Эта емкость соответствовала емкости бетономешалок и грузоподъемности кранов при наибольшем вылете стрелы (вес грузеной бадьи  $P = 5 \text{ т}$ ).

Бадьи располагались на железнодорожных платформах в таком порядке, чтобы погрузка у бетонного завода занимала минимум времени; количество одновременно загружаемых бадей соответствовало количеству бетономешалок, работавших на данном пути.

Перевозка бетона поездами на место укладки была организована так, что между замешиванием бетона и его укладкой в блок проходило не больше одного часа. Бадья, снятая с платформы краном, подавалась в бетонируемый блок. Расстояние от низа бадьи до поверхности бетона при выгрузке бадьи было не больше  $0,6—0,7 \text{ м}$ . Это обеспечивало бетонную массу от распадаения на ее составные части. Переработка бетона состояла в утаптывании его ногами и перелопачивании (фиг. 27).



Бетонировка начатого блока велась без перерыва горизонтальными слоями в 25 см. Если после распалубки в бетоне обнаруживались раковины, то заделка их производилась следующим образом. Бетон в районе раковины тщательно рыхлился посредством перфоратора и в образовавшееся углубление утрамбовывался бетон более сухой консистенции, чем обычный.

При температуре воздуха выше 20° свежеуложенный бетон поливался водой в течение 48 час. после конца укладки.

Бетонировка нового блока начиналась после достаточного твердения бетона нижележащего блока во избежание его деформации. Как правило, этот период составлял 24 часа. Распалубка блоков производилась также через 24 часа после конца бетонировки.

В бетонный массив плотины было уложено много «изюма», т. е. отдельных больших камней. Это делалось в целях экономии бетона и для лучшей связи блоков в горизонтальных строительных швах. Для «изюма» в карьерах отбирались цельные камни без трещин и прослоек объемом от 0,5 до 2,00 м<sup>3</sup>.

Эти камни снабжались анкерами, вставленными в специально пробуренные для них отверстия, за которые они захватывались крюками крана. «Изюм» доставлялся на место работ на железнодорожных платформах уже вычищенный и промытый. Перед опусканием в блок камень снова смачивался водой. Во время бетонировки блока «изюмные» камни укладывались так, что по ее окончании они выступали над поверхностью бетона примерно на треть своего объема.

Всего в бетонный массив плотины было уложено 16 000 м<sup>3</sup> «изюма», или 2,2% всей бетонной кладки плотины.

---

Инж. А. Н. АДАМОВИЧ

**МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА  
В ДНЕПРОВСКОЙ ПЛОТИНЕ**

## Введение

В связи с изучением напряженного состояния и температурного режима плотины Днепростроя Механической лабораторией Днепровского строительства по поручению Института сооружений были проведены обширные лабораторные исследования. Опыты велись с октября 1930 г. по март 1933 г. по заранее разработанной программе в соответствии с полевым экспериментом и состояли из двух самостоятельных серий исследований:

1) испытаний, имевших целью получение обычных условных характеристик (временное сопротивление сжатию, растяжению, контроль водонепроницаемости) для оценки качества бетона;

2) испытаний, предпринятых для получения физических констант (модуль упругости, коэффициент Пуассона).

Последние величины необходимы для перехода от деформаций, измеренных в плотине по заложенным в нее приборам, к напряжениям в бетонной кладке сооружения.

Для этого одновременно с закладкой в плотину каждой группы приборов изготавливались лабораторные образцы из того же бетона, который шел на укладку в сооружение. Для осуществления надежного контроля качества бетона, примененного для закрытия данной группы приборов в плотине, во время бетонирования на бетонном заводе находился специальный сотрудник Механической лаборатории, который следил за дозировкой материалов и количеством воды, выданным на замес. Одновременно с этим производился отбор проб песка непосредственно с толкачей силосов для определения его влажности. По этим данным определялось истинное значение водоцементного фактора.

Бетон, состав которого контролировался таким путем, грузился в бады бетонного поезда и отправлялся на плотину в сопровождении сотрудника Механической лаборатории. Поезд направлялся к крану, который производил бетонировку пролета № 18—19, где закладывались приборы. Благодаря принятым мерам представлялась возможность точно определять возраст бетона при начале его укладки.

Контроль возраста бетона был необходим, так как изготовление образцов занимало иногда довольно длительное время вследствие принятого способа отбора проб. Последний состоял в том, что бетон для изготовления образцов брался не из бадей на поездном составе, а доставлялся непосредственно из блока после разгрузки бадей при его трамбовании. Бетон поднимался на верхний помост в ведрах, из которых и производилось наполнение форм, с выполнением требований ТУ и Н в отношении изготовления контрольных образцов.

Описанный выше метод отбора проб был принят для того, чтобы обеспечить получение бетона того же качества, что и в блоке, т. е. с равномерным распределением инертных материалов и соответствующей рабочей консистенции. Этого

нельзя было бы достигнуть при отборе проб непосредственно из бадей, где почти всегда имеет место некоторое расслоение смеси.

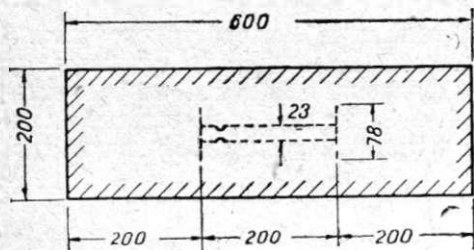
При закладке каждой группы приборов, как правило, изготовлялись:

1. Кубики  $30 \times 30 \times 30$  см — две партии по 3 шт., которые подвергались испытанию до разрушения при сжатии в возрасте 28 дней и 6 месяцев (или соответственно 7 и 28 дней).

2. Призмы  $20 \times 20 \times 60$  см — по 3 шт. на каждую группу приборов в плотине для определения модуля упругости и коэффициента Пуассона бетона.

При первых закладках (осень 1930 г. — группы № 1—7) вследствие неготовности форм вместо призм были изготовлены для той же цели цилиндры размером  $20 \times 40$  см.

При изготовлении некоторых призм вдоль оси образца закладывался телетензометр того же типа, который применялся и для плотины (фиг. 1). Испытание этой группы образцов должно было выявить, совпадают ли деформации, измеряемые на поверхности, с деформациями внутренних частей призм.



Фиг. 1. Призма с заложением внутри ее телетензометром.

3. Специальные образцы для контроля водонепроницаемости бетона в приборе Бурхарта — по 2 шт. на каждую группу приборов в плотине. Образцы имели форму усеченного конуса высотой

$$h = 15 \text{ см}$$

и диаметрами — нижнего основания

$$d_1 = 16 \text{ см}$$

и верхнего

$$d_2 = 14 \text{ см.}$$

Первые 6—7 дней после изготовления образцы оставались на месте работ в переносной будке под присмотром лаборанта в условиях влажного или воздушного хранения в соответствии с программой. В дальнейшем они переносились в Механическую лабораторию, где выдерживались в специальной камере при температуре от  $+15^\circ$  до  $+20^\circ$ . Образцы влажного хранения помещались в закромах, покрытые слоем опилок, которые регулярно увлажнялись.

Для образцов закладки 1930 г. (отметка 7,00 группы № 1—7) было предусмотрено два вида хранения — влажное и на воздухе с одинаковым количеством образцов для каждого из них. В этот период постройки плотины работы велись в котловане, защищенном перемычками, и бетон после его укладки не подвергался воздействию воды.

Для образцов, отобранных при закладке приборов 1931 и 1932 гг. (отметка 15,00 и выше), был установлен режим только влажного хранения, потому что в этот период производились закрытие «гребенки» плотины и подъем уровня верхнего бьефа, в связи с чем бетонная кладка уже в молодом возрасте при каждой перестановке щитов подвергалась воздействию воды.

В дальнейшем изложении в главе I дается характеристика физико-механических свойств бетона, примененного для плотины, на основании результатов предварительных изысканий и испытаний контрольных образцов, отобранных в соответствии с Т У и Н при возведении сооружения. Глава II содержит данные специальных исследований, производившихся в связи с изучением температурного режима и деформаций внутри бетонной кладки плотины в пролете № 18—19. Эти данные базируются главным образом на результатах испытаний образцов, отобранных при закладке приборов в тело сооружения.

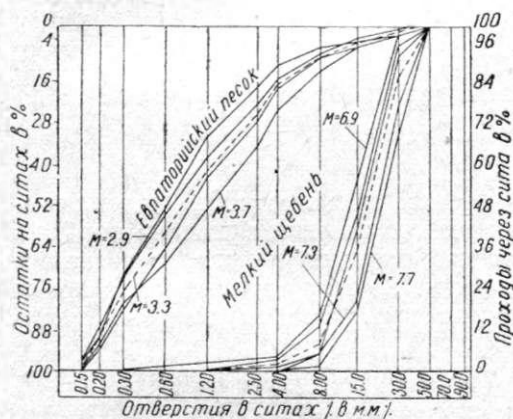
# Общая характеристика бетона, примененного в Днепровской плотине

## § 1. Материалы

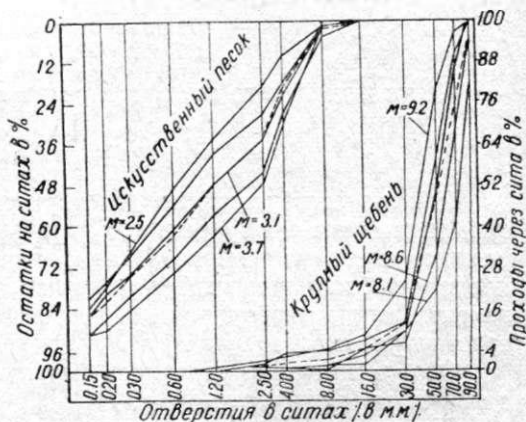
Общая кубатура бетона, уложенного в сооружениях Днепростроя, составляет 1 120 000 м<sup>3</sup>, из коих 68% падает на плотину. Ввиду столь большого количества бетона обеспечение надлежащего подбора материалов и состава бетона представляло чрезвычайно ответственную задачу, правильное разрешение которой должно было наилучшим образом удовлетворять требованиям прочности, долговечности и экономичности.

Предварительные исследования, произведенные в 1928 и 1929 гг. лабораторией Днепростроя, состояли из опытов по подбору состава бетона и по выбору и испытанию самих материалов.

В результате изысканий в окрестностях строительства не было обнаружено достаточно мощных песчаных карьеров удовлетворительного качества. Днепровский речной песок, содержащий очень мелкие частицы размером не более 1 мм с модулем крупности от 0,9 до 1,5, также был признан непригодным. Выбор пал на песок, добываемый в карьерах вблизи Евпатории и обладающий нужными качествами.



Фиг. 2. Кривые просеивания евпаторийского песка и мелкого щебня.



Фиг. 3. Кривые просеивания искусственного песка и крупного щебня.

Залегание его в больших количествах сравнительно неглубоко от поверхности обеспечивало возможность легкой добычи и бесперебойной доставки по железной дороге. По минералогическому составу евпаторийский песок представляет собой смесь зерен кварца (до 60%), известковых палочек (до 40%) и незначительного количества кремния и осколков раковин<sup>1</sup>.

Модуль крупности евпаторийского песка колеблется от 2,9 до 3,7 без учета зерен гравия размером больше 8 мм. Содержание последних составляет от 4 до 15%. Кривые просеивания даны на фиг. 2.

Помимо евпаторийского песка был использован «искусственный песок», получившийся в качестве отходов от дробления гранита на камнедробильных

<sup>1</sup> Более подробные данные относительно материалов и подбора составов бетона для плотины имеются в статьях: Б. В. Олешкевич, Бетон Днепростроя, «Строительная промышленность» № 11—12, 1931 г. Проф. Н. М. Веллев, Подбор состава бетона для плотины Днепростроя, Бюллетень Днепростроя № 3/9, 1929 г.

заводах Днепростроя. Такой песок в соответствии с указаниями фирмы Крупна (изготовившей оборудование камнедробильных заводов) получался при дроблении щебня на вальцовых мельницах.

Модули крупности и кривые просеивания даны на фиг. 3.

Добыча камня производилась значительно проще, чем песка. Наличие гранитных скал на берегах Днепра давало возможность создать карьеры в районе строительства. Кроме того при скальной выемке в котлованах гидростанции, плотины и шлюза было получено значительное количество годного гранита. Временное сопротивление сжатию гранита, применявшегося для бетона, составляло от 1 700 до 2 300 кг/см<sup>2</sup>.

Портланд-цемент, применявшийся для изготовления бетона, шедшего на укладку в гидротехнические сооружения на Днепрострое, был несколько повышенного качества; ему была присвоена марка Д. Цемент доставлялся главным образом с Амвросиевского завода (около Таганрога). Установленные согласно договору ТУ для этого цемента предусматривали выполнение нижеследующих требований:

При испытании на растяжение согласно ТУ и Н образец из чистого цемента должен давать через:

7 дней	не	менее	34 кг/см <sup>2</sup>
28 „	„	„	42 „

Раствор 1 : 3 на нормальном вольском песке должен давать на растяжение через:

7 дней	не	менее	17 кг/см <sup>2</sup>
28 „	„	„	21 „

Испытание такого же раствора на сжатие должно было давать через:

7 дней	не	менее	170 кг/см <sup>2</sup>
28 „	„	„	250 „

Помимо этого согласно действующим нормам производились систематические испытания по определению физических свойств цемента, а именно: проба на равномерность изменения объема, определение тонкости помола, определение нормальной консистенции и сроков схватывания. Во всех случаях, когда пробы цемента не удовлетворяли этим требованиям, вся партия не допускалась к производству работ.

Особое внимание уделялось быстрому контролю сроков схватывания и определению постоянства объема.

Начало схватывания согласно Инструкции по бетонным работам на Днепрострое, разработанной механической лабораторией строительства, должно быть не ранее 1 часа, а конец — не позже 8 час. Для отбора негодного цемента и для проверки каждого прибывающего вагона быстрые испытания производились непосредственно на бетонном заводе. В 1930 г. во время особо интенсивной работы суточное потребление составляло 1 100 т (55 вагонов) цемента, прибывавшего с различных заводов; метод быстрого контроля каждого вагона имел большое значение.

Инертные материалы, получавшиеся в качестве готовой продукции с камнедробильных заводов, состояли из трех фракций следующих крупностей:

искусственный песок	от 0 до 8 мм
мелкий щебень	„ 8 „ 30 мм <sup>1</sup>
крупный „	„ 30 „ 90 мм

Эваторийский песок поступал в силосы бетонных заводов через загрузочные бункера, норки и ленты при пропуске через сортировочные барабаны.

<sup>1</sup> Предельная крупность мелкого щебня была увеличена весной 1931 г. до 40 мм.

## § 2. Дозировка составов бетона

Высокая механическая прочность бетона не являлась самоцелью, поскольку наибольшие расчетные сжимающие напряжения в плотине при невыгоднейшем сочетании нагрузок не превосходили  $n_{\max} = 17 \text{ кг/см}^2$ . Однако необходимость обеспечения особо важных для гидротехнического бетона морозостойкости и водонепроницаемости определила предельное значение временного сопротивления и расхода цемента. Из числа изученных составов бетона с расходами цемента 200, 220, 235 и 285  $\text{кг/м}^3$  и разными комбинациями инертных материалов был принят бетон с расходом цемента 285  $\text{кг/м}^3$ . Состав этого бетона по весу 1:7,25, причем инертные применялись в виде смеси искусственного и евпаторийского песков в соотношении 1:2 и смеси мелкого и крупного щебня в соотношении 3:5. Содержание песков от всего количества инертных составляло 42% и щебней 58% по весу. В дальнейшем гранулометрический состав инертных подвергался лишь незначительным изменениям в зависимости от качества поступавших материалов. Так например, пропорция искусственного и евпаторийского песков применялись 1:2; 4:9; 2:5; 1:3. Пропорции мелкого и крупного щебней составляли 3:5; 1:2; 2:3; 4:9. При этом содержание песков от всего количества инертных колебалось от 39 до 43,5%. Постоянной оставалась лишь общая сумма весов всех инертных материалов, определявшая неизменный состав 1:7,25 при установленном расходе цемента 285  $\text{кг/м}^3$ .

Исследование бетонов, проведенное для указанных опытных составов с различным содержанием цемента, позволило изучить вопрос о наиболее выгодном значении водоцементного отношения. Принятый метод производства работ требовал применения бетона пластичной консистенции, который допускал бы трамбование ногами. Этому условию отвечали осадки конуса в 6—10 см. Требования прочности, водонепроницаемости и в особенности морозостойкости заставляли стремиться к наименьшему содержанию воды в бетоне, обеспечивающему большую плотность, а следовательно и лучшее сопротивление воздействию атмосферных агентов и более высокую механическую прочность.

Комплексное решение всех этих вопросов, связанных с подбором состава бетона, основанное на обширном опытном материале<sup>1</sup>, привело к выбору упомянутого состава и назначению водоцементного отношения в пределах 0,60—0,65 по весу (с учетом влажности инертных).

При изготовлении бетона все материалы дозировались по весу на бетонном заводе. Время перемешивания было установлено не менее 2 мин., в течение которого бетонерки фирмы Иваг емкостью 1,5  $\text{м}^3$  совершали 15 оборотов. Транспортировка бетона к месту его укладки производилась в бадах емкостью 1,5  $\text{м}^3$  на поездных составах. Средством держиков или паровозных кранов бады подавались в бетонные блоки. Согласно инструкции бетон, прибывающий к месту укладки в возрасте более одного часа, в работу не допускался. Надзор за укладкой бетона, а также регулярно производившийся отбор проб бетона и материалов обеспечивали надежный систематический контроль качества бетонных работ.

На протяжении четырех лет бетонирования (1929—1932 гг.) качество бетона не оставалось постоянным. Его изменения обуславливались главным образом качеством поступавшего на строительство цемента. Высокие результаты первых 5 месяцев 1930 г. (за март—июнь среднее  $R_{28}$  от 271 до 312  $\text{кг/см}^2$ ) заставили пойти в целях экономии на снижение расхода цемента с 285 до 265  $\text{кг/м}^3$ .

Новый состав бетона 1:3, 28:4,54 (по весу) с расходом цемента 265  $\text{кг/м}^3$  был назначен в июле 1930 г. При этом искусственный и евпаторийский пески применялись в соотношении 1:3, а щебни — в соотношении 4:9.

<sup>1</sup> В предварительных лабораторных опытах помимо обычных механических испытаний цемента и бетона были произведены испытания 400 образцов на водонепроницаемость в разных возрастах и 73 образцов были испытаны на морозостойкость посредством 25-кратного замораживания с последующим оттаиванием.

Первая закладка телетеизометров в плотине на отметке 7,00, производившаяся в период с 26/Х по 14/ХІ 1930 г., была выполнена в бетоне этого состава.

Эта новая марка бетона с расходом цемента  $265 \text{ кг/м}^3$  применялась до мая 1931 г., когда вследствие снижения качества цемента представилось необходимым вернуться к прежней величине расхода  $285 \text{ кг/см}^3$ . Состав бетона был определен следующий:

1 : 2,82 : 4,46 (по весу)

при соотношении песков 1 : 3 и щебней 3 : 5.

Этот состав применялся при второй закладке приборов в плотину на отметке 15,00, происходившей в период времени с 24/ІХ по 6/Х 1931 г.

Зимняя бетонировка 1931/32 г. заставила увеличить расход цемента, доведя его до  $300 \text{ кг/м}^3$ , вследствие весьма спешной работы по закрытию гребенки плотины и необходимости пропуска воды по молодому (2- и 3-дневному) бетону.

Состав бетона 1 : 2,58 : 4,22 (по весу) с расходом цемента в  $300 \text{ кг/м}^3$  был введен с 1/ХІІ 1931 г. Содержание песков от всего количества инертных составило 39%. Соотношение песков 1 : 3 и щебней 3 : 5.

Третья закладка приборов в плотину на отметке 24,00 и выше, производившаяся с 11/І по 12/ІІ 1932 г., была сделана в бетоне этого состава <sup>1</sup>.

### § 3. Результаты испытаний контрольных образцов

Испытания контрольных образцов для определения временного сопротивления бетона сжатию производились на 400-т гидравлическом прессе MAN. Сводка результатов испытаний дана в табл. 1, охватывающей период с начала бетонировки плотины 26/VI 1929 г. до момента завершения водосливов между бычками (на отметке +42,25 м, 28/III 1932 г.). Результаты испытаний даны в таблице для левого и правого берегов, так как бетон на гидротехнические сооружения выдавался с двух бетонных заводов на левом и правом берегах. Дозировки составов (по весу на  $1 \text{ м}^3$  бетона) и длительность их применения указаны для каждой марки бетона с расходом цемента 265, 285 и  $300 \text{ кг/м}^3$ . Цифры временного сопротивления на сжатие и водоцементных отношений  $\left(\frac{W}{C}\right)$  представляют средние величины

из всего количества проб, которые были отобраны за время применения данного состава бетона. Количество проб и соответствующие средние величины прочностей бетона даны для возрастов 7 дней, 28 дней, 3 месяцев, 6 месяцев, 1 года и 2 лет. В табл. 1 не помещены специальные составы, выдававшиеся для железобетонных конструкций, так как при бетонировке блоков водосливных частей плотины они не применялись. Эти составы не содержали крупного щебня и имели повышенный расход цемента (до  $350 \text{ кг/м}^3$ ), так как применялись для бетона литой консистенции.

В табл. 1 отмечены значками <sup>1</sup>, <sup>2</sup> и <sup>3</sup> те составы, которые применялись во время трех закладок приборов в плотине (25/Х—14/ХІ) 1930 г. (24/ІХ—6/Х) 1931 г. и (22/І—12/ІІ) 1932 г. Выше указывалось, что при проектировании составов бетона было предусмотрено изменение величины водоцементного отношения в пределах 0,60—0,65. Из табл. 1 видно, что фактические значения колебались для различных марок бетона:

с расходом цемента	265	кг/м <sup>3</sup>	от	0,60	до	0,67
"	285	"	"	0,58	"	0,65
"	300	"	"	0,58	"	0,61

Несмотря на сравнительно малые отклонения  $\frac{W}{C}$ , не превосходившие 7%, в 1931 и 1932 гг. наблюдалось снижение величин временного сопротивления. Например для марки бетона 285Д прочность в 28-дневном возрасте в 1929 и 1930 гг. изменялась от 213 до  $282 \text{ кг/см}^2$ , в 1931 г. снизилась до 167— $196 \text{ кг/см}^2$ . Это обстоятельство было вызвано главным образом понижением активности цемента. Последовавшее в декабре 1931 г. увеличение расхода цемента до  $300 \text{ кг/м}^3$  не улуч-

<sup>1</sup> Применявшиеся на Днепрострое бетонам были присвоены марки 265Д, 285Д и 300Д соответственно трем принятым расходам цемента. Буква Д, как указывалось выше (стр. 50), обозначает марку цемента.



Результаты испытаний контрольных кубиков 80×80×80 см, отобранных в период с 26/VI 1929 г. по 28/III 1932 г. при бетонировке гидротехнических сооружений Днепростроя

Период времени	Состав бетона (по весу) на 1 м <sup>3</sup> в кг						Количество проб (по три кубика в пробе)						Сопротивление сжатию в кг/см <sup>2</sup>							
	цемент	песок		щебень		W/C	7 дней	28 дней	3 мес.	6 мес.	1 год	2 года	7 дней	28 дней	3 мес.	6 мес.	1 год	2 года		
		эвaporий-ский не от-сеянный	иску-ств.	мел-кий	круп-ный															
Вес материалов в замесе в кг																				
1929 г.	Правый берег с	31/VII—7/VIII	285	600	270	450	750	0,65	—	7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		8/VIII—16/VIII	285	550	250	465	795	0,64	—	9	—	2	3	—	—	213	—	—	—	
	Левый берег	17/VIII—20/XII	285	575	225	425	845	0,59	2	116	—	2	3	2	100	273	—	400	439	414
		26/VI—29/VII	285	600	270	450	750	0,64	2	14	—	—	—	—	172	223	—	—	—	—
		29/VII—5/VIII	285	550	250	425	845	0,61	—	8	—	1	1	1	—	252	—	395	417	460
		5/VIII—15/XI	285	575	225	425	845	0,59	—	95	3	1	2	1	—	243	317	343	389	446
1930 г.	Правый берег с	20/III—12/VIII	285	600	200	400	870	0,58	12	131	11	11	10	2	218	232	368	379	408	486
		13/VIII—17/X	285	650	220	380	820	0,64	4	56	5	4	4	—	153	217	258	307	344	—
	Левый бер. г	18/X—25/XII	265	650	220	265	935	0,62	—	42	7	5	5	—	—	180	240	267	355	—
		27/III—13/VIII	285	600	200	400	870	0,58	11	116	9	11	11	3	211	279	342	385	392	465
		14/VIII—15/XII <sup>1</sup>	265	650	220	380	820	0,63	12	102	9	12	10	—	143	202	280	306	348	—
		1931 г.	Правый берег с	11/III—2/V	265	650	220	465	735	0,60	4	32	2	—	3	—	102	104	266	—
3/V—27/VI	285			600	300	455	715	0,62	6	40	1	3	—	—	131	186	285	294	—	—
Левый берег	28/VI—30/XI <sup>2</sup>		285	600	200	490	780	0,61	17	70	7	4	—	—	110	176	274	293	—	—
	1/XII—31/XII		300	580	195	490	780	0,58	3	13	—	—	—	—	100	156	—	—	—	—
	11/III—29/IV		265	650	220	465	735	0,67	4	35	3	3	2	—	145	210	277	332	389	—
	6/V—4/VII		285	600	300	455	715	0,65	3	41	4	4	—	—	147	196	270	306	—	—
5/VII—13/XII <sup>3</sup>	285	600	200	490	780	0,63	1	99	10	10	—	—	106	167	248	295	—	—		
15/XII—31/XII	300	580	195	490	780	0,61	1	11	1	—	—	—	51	141	256	—	—	—		
1932 г.	Правый берег с	1/I—28/III <sup>3</sup>	300	580	195	490	780	0,58	12	57	2	—	—	—	107	183	210	—	—	—
	Левый берег	1/I—28/III <sup>3</sup>	300	580	195	490	780	0,58	3	57	3	—	—	—	89	147	290	—	—	—

<sup>1</sup> Этот состав бетона применялся при первой закладке приборов в плотине 25/X—14/XI 1930 г. (отметка 7,00—группы № 1—7).

<sup>2</sup> Этот состав бетона применялся при второй закладке приборов 24/IX—6/X 1931 г. (отметка 15,00—группы № 11—15).

<sup>3</sup> Этот состав бетона применялся при третьей закладке приборов 22/I—12/II 1932 г. (отметка 24,00—42,35—группы № 21).

Результаты испытаний на водонепроницаемость контрольных образцов бетона, отобранных за период с 15/VIII 1929 г. по 23/III 1932 г. при бетонировке гидротехнических сооружений Днепростроя

Период времени	Состав бетона по весу на 1 м <sup>3</sup>						Количество проб (по два образца в пробе)					Средняя просачиваемость в час при 24-часовом испытании образцов с площадью 176,6 см <sup>2</sup> и высотой 15 см										
	цемент	песок			щебень		W/C	28 дней	3—4 мес.	6 мес.	1 год	2 года	см <sup>3</sup> на образец					литров на м <sup>2</sup>				
		евнатор.	неогрессн.	искусствен- ный	мелкий	крупный							28 дней	3—4 мес.	6 мес.	1 год	2 года	28 дней	3—4 мес.	6 мес.	1 год	2 года
1929 г.	{ Правый берег с 17/VIII—20/XII	285	575	225	425	845	0,59	106	28	2	—	1	2,15	0,402	0,208	—	0	0,12	0,023	0,016	—	0
	{ Левый берег „ 15/VIII—15/XI	285	575	225	425	845	0,59	85	28	—	—	1	2,01	0,003	—	—	0	0,110	0,00017	—	—	0
1930 г.	{ Правый берег с 20/III—12/VIII	285	600	200	400	870	0,58	124	8	18	7	—	1,87	0,175	0	0	—	0,10	0,009	0	0	—
	{ „ 13/VIII—17/X	265	650	220	380	820	0,64	47	9	4	3	—	2,98	0	0	0	—	0,18	0	0	0	—
	{ „ 18/X—11/XII	265	650	220	265	935	0,62	32	5	4	2	—	0,62	0	0	0	—	0,03	0	0	0	—
	{ Левый берег „ 27/III—13/VIII	285	600	200	400	870	0,58	112	9	16	10	—	0,17	0	0	0	—	0,07	0	0	0	—
	{ „ 14/VIII—15/XII	265	650	220	380	820	0,63	85	12	9	6	—	1,49	0,900	0,333	—	—	0,08	0,059	0,019	0	—
1931 г.	{ Правый берег с 11/III—2/V	265	650	220	465	735	0,60	32	3	1	—	—	1,38	0	0	—	—	0,08	0	0	—	—
	{ „ 3/V—27/VI	285	600	300	455	715	0,62	40	1	3	—	—	1,00	0	0	—	—	0,06	0	0	—	—
	{ „ 28/VI—30/XI	285	600	200	490	780	0,61	39	2	—	—	—	1,69	0	—	—	—	0,10	0	—	—	—
	{ Левый берег „ 11/III—29/IV	265	650	220	465	735	0,67	24	3	4	—	—	1,42	0	0	—	—	0,08	0	0	—	—
	{ „ 6/V—4/VII	285	600	300	455	715	0,65	42	1	—	—	—	2,00	0	—	—	—	0,11	0	—	—	—
	{ „ 5/VII—13/XII	285	600	200	490	780	0,63	46	2	2	—	—	1,87	0	0	—	—	0,11	0	0	—	—
1932 г.	{ Правый берег с 1/I—28/III	300	580	195	490	780	0,58	24	—	—	—	—	0	—	—	—	—	0	—	—	—	—
	{ Левый берег „ 1/I—28/III	300	580	195	490	780	0,58	17	—	—	—	—	0	—	—	—	—	0	—	—	—	—

шило результатов, что отчасти объясняется зимними условиями производства работ; величина временного сопротивления сжатию контрольных образцов колеблется в пределах от 141—156 кг/см<sup>2</sup> в декабре 1931 г. и 147—183 кг/см<sup>2</sup> в течение января—марта 1932 г.

Нарастание прочности в последующие месяцы, как это видно из данных трехмесячных испытаний, дало некоторое выравнивание результатов для всех марок бетона (табл. 1).

Полученные результаты можно считать достаточно достоверными благодаря многочисленности испытанных образцов как в 28-дневном, так и в трехмесячном возрастах.

Для полной оценки качества бетона в гидротехнических сооружениях помимо данных о механической прочности необходимо иметь результаты испытаний на водонепроницаемость. В лаборатории Днепростроя такие испытания производились на приборе Бурхарца. Нормальным испытанием было принято суточное пребывание образца под постоянным давлением в 5 *атм*. Образцы для водоиспытаний на водонепроницаемость, изготовлявшиеся одновременно со стандартными кубиками, подвергались испытаниям в те же сроки. Результат испытания на водонепроницаемость характеризовался количеством куб. сантиметров просочившейся воды в 1 час (при 24-часовом испытании).

Сводка результатов испытаний дана в табл. 2 за период времени с 15/VIII 1929 г. по 28/III 1932 г. для марок бетона 265Д, 285Д и 300Д. Схема этой таблицы аналогична приведенной выше табл. 1.

Табл. 2 показывает, что в громадном большинстве случаев наблюдалась фильтрация в 28-дневном возрасте, причем ее средняя величина имела большие колебания: от 0,62 до 29,98 см<sup>3</sup>/час. В последующие сроки (3—4 месяца) фильтрация была отмечена лишь в незначительном количестве случаев и притом слабой интенсивности, а после шестимесячного возраста просачивание совершенно прекратилось.

Давление в 5 *атм* было установлено для испытания бетона на водонепроницаемость в соответствии с величиной фактического напора на переднюю грань плотины. Величина этого напора при проектной отметке воды в верхнем бьефе 51,20 составит у основания около 50 м.

## Глава II

### Физико-механические свойства бетона в местах закладки приборов в плотину

#### § 4. Временное сопротивление сжатию, растяжению и водонепроницаемость бетона

##### 1. Временное сопротивление сжатию

Общее количество образцов, изготовленных в связи с закладкой приборов в плотину и испытанных на сжатие до разрушения, составляет 241 шт. (не считая образцов, выбуренных из тела плотины). Из этого количества:

1. Контрольных кубиков размерами 30 × 30 × 30 см, отобранных при закладке . . . . . 110 шт.
2. Лабораторных кубиков размерами 30 × 30 × 30 см . . . . . 112 шт.
3. Контрольных призм, отобранных при закладке, размерами 20 × 20 × 60 см . . . . . 10 шт.  
и 10 × 10 × 30 см (не считая призм для определения модуля упругости бетон) . . . . . 5 шт.
4. Цилиндров размером 20 × 40 см . . . . . 4 шт.

Итого . . . 241 шт.

Результаты испытаний кубиков размером  $30 \times 30 \times 30$  см, отобранных при закладке приборов в плотину, даны в табл. 3. Каждая из цифр, приведенных в табл. 3, представляет среднюю величину временного сопротивления партии из трех образцов.

Таблица 3

Временное сопротивление сжатию в  $\text{кг/см}^2$  кубиков размером  $30 \times 30 \times 30$  см, отобранных при закладке приборов в плотину

Первая закладка (1930 г.) на отметке 7,00

Дата изготовления	26/X	28/X	5/XI	14/XI	14/XI	Среднее
№ группы	6	5	1 и 2	4	3	
$R_{\text{—через 28 дней}}$	178	202	202	235	191	202
$R_{\text{—через 6 мес.}}$	296	328	291	—	—	305

Вторая закладка (1931 г.) на отметке 15,00

Дата изготовления	24/IX	24/IX	1/X	1/X	6/X	Среднее
№ группы приборов	14	15	12	11	13	
$R_{\text{—через 7 дней}}$	103	82	146	152	118	120
$R_{\text{—через 28 дней}}$	173	149	252	237	195	201

Третья закладка (1932 г.) на отметке 24,00 и 30,50

Дата изготовления	22/II	22/II	27/II	27/II	12/III	12/III	Среднее
№ группы приборов	23	24	21	75	32	33	
$R_{\text{—через 28 дней}}$	220	207	140	199	252	264	214
$R_{\text{—через 6 мес.}}$	326	381	274	315	411	373	347

Интересно отметить, что средние величины временного сопротивления в возрасте 28 дней для всех трех закладок имеют весьма близкие значения, а именно:

$$1930 \text{ г. } R_{28} = 202 \text{ кг/см}^2$$

$$1931 \text{ „ } R_{28} = 201 \text{ „}$$

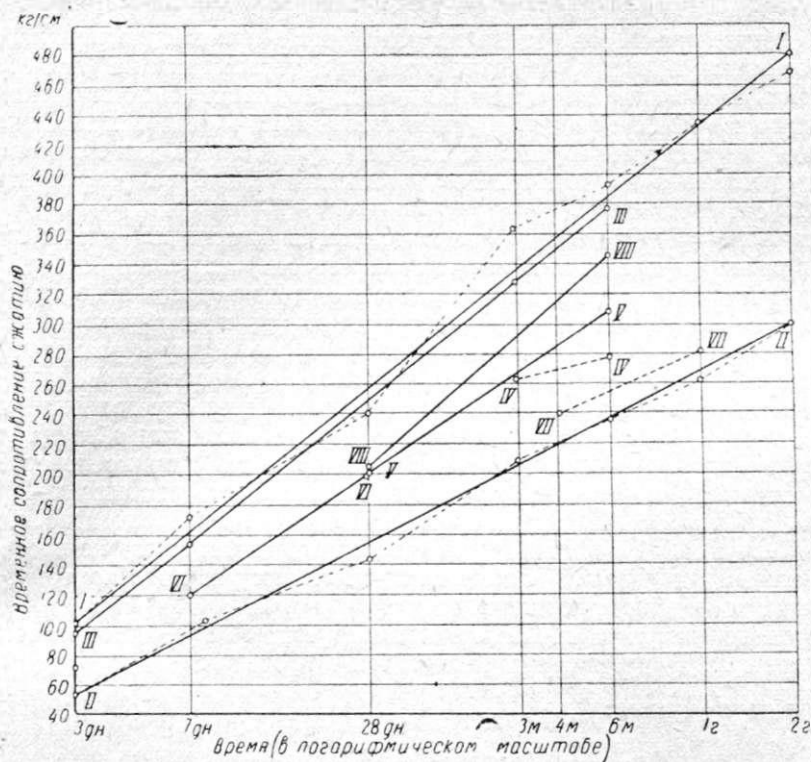
$$1932 \text{ „ } R_{28} = 214 \text{ „}$$

На основании данных табл. 3 построены кривые (фиг. 4) увеличения временного сопротивления бетона с возрастом (см. кривые  $V-V$ ,  $VI-VI$  и  $VIII-VIII$ ). Кривые  $I, II, III$ , нанесенные на графике (фиг. 4), позволяют наглядно сравнить механические свойства бетона, примененного при закладке приборов в плотину с данными предварительных опытов в 1928 г., а также результатами испытаний контрольных образцов, отбиравшихся при бетонировке, согласно ТУ и Н и временным сопротивлением сжатию образцов, вырезанных из тела сооружения.

Кривые  $I-I$  и  $II-II$  относятся к лабораторным образцам для бетонов с расходом цемента 285 и 200  $\text{кг/м}^3$ . Эти кривые занимают крайние положения на графике, ограничивая собою весь пучок кривых.

Контрольные образцы с расходом цемента 285  $\text{кг/м}^3$ , изготовленные при бетонировке 1929 г. (см. кривую  $III-III$ ), как и следовало ожидать, весьма близко подошли к соответствующей им кривой  $I-I$  лабораторных образцов.

Кривые V—V и VI—VI, расположившиеся по одной прямой, как бы подтверждают идентичность бетона марок 265Д и 285Д, применявшихся при закладке приборов в 1930 и 1931 г. Образцы, изготовленные из бетона марки 300Д, при закладке приборов в 1932 г. дали кривую VIII—VIII с более высокими результатами в шестимесячном возрасте. Пунктирные линии IV—IV и VII—VII представляют собой результаты испытаний образцов, вырезанных из тела плотины. Эти образцы (обычных размеров в 30 × 30 × 30 см) были выбурены из плотины посредством сплошного перфораторного бурения; их распиловка производилась на специальной рамной пиле Оффенбахера. Объем выбуренных массивов составлял около 2 м<sup>3</sup>. Их выбуривание, транспортировка и распиловка представляли



Фиг. 4. Рост кубиковой прочности бетона со временем.

известные трудности и требовали значительной затраты времени, вследствие чего первое испытание образцов оказалось возможным произвести лишь в возрасте трех месяцев. Испытания бетона в плотине были предприняты для выявления закономерности фактического нарастания прочности в сооружении. Это нарастание, как видно из графика (фиг. 4), идет медленнее, чем для контрольных образцов, которые хранились в лаборатории во влажных опилках при температуре, равной +15 до +20°. Поэтому всякое суждение о механических свойствах бетона в сооружении может основываться на испытаниях контрольных образцов лишь с учетом некоторого поправочного коэффициента.

Величина снижения кубиковой прочности в возрасте 3 месяцев составляет приблизительно 16%, увеличиваясь до 27% в возрасте 6 месяцев. Эти результаты получены для бетона марки 285Д (см. кривую IV—IV), образцы которого вырезаны из кладки 1929 г., и следовательно должны быть сравнимы с соответствующим участком кривой III—III. Для бетона марки 265Д и 285Д результаты испытаний вырезанных из кладки сооружения образцов представлены соответ-

ствующим отрезком VII—VII и должны быть сопоставлены с кривыми V—V и VI—VI (фиг. 4).

Проф. Н. М. Беляев, а также И. Гайэ указывают на возможность значительного отставания (на 35—40%) прочности бетона в сооружении в сравнении с показаниями контрольных образцов, в особенности при применении трамбованного бетона<sup>1</sup>. На снижении прочности бетона, вырезаемого из сооружения, может отразиться самый процесс выбуривания или вырубания. Однако в данном случае влияние этого фактора следует считать исключенным, так как из тела Днепровской плотины вырезались массивы достаточно крупных размеров и их последующая разделка на образцы производилась посредством распиловки.

## 2. Временное сопротивление растяжению

Для оценки прочности бетона на растяжение в механической лаборатории были изготовлены образцы, форма и размеры которых даны на фиг. 5. Образцы подвергались испытанию в возрасте 28 дней и 3 месяцев на горизонтальной разрывной машине «MAN» (фиг. 6). Для изготовления образцов применялся бетон марки 300Д из тех же материалов, которые применялись для изготовления бетона, укладываемого в плотину. Результаты испытаний на разрыв даны ниже в табл. 13 (см. стр. 84).

Плотина не представляет собою монолита, а состоит из отдельных блоков, поэтому большое практическое значение имеет сопротивление бетонной кладки растяжению по рабочему шву. Для выяснения этого вопроса лабораторией были поставлены специальные опыты, результаты которых изображены на фиг. 7.

Образцы для этой серии испытаний имели ту же форму и размеры, что и образцы, показанные на фиг. 5, но изготовлялись в следующем порядке: сперва бетонировалась нижняя часть восьмерки (фиг. 8). Через определенный промежуток времени (2, 6, 12, 24, 72 и 168 час.) на первую половину образца укладывалась вторая. Для одной группы восьмерок поверхность соприкосновения не подвергалась никакой обработке; для другой поверхность соприкосновения насекалась для очистки от известкового молока и придания шероховатости. Наконец для третьей группы образцов поверхность соприкосновения кроме насечки перед бетонированием покрывалась слоем цементного молока подобно тому, как это делалось при возведении плотины.

Из приведенных в табл. 12 данных следует, что временное сопротивление бетона (марки 300Д) растяжению колеблется в пределах:

для влажного хранения:

$$R_{+ 31 \text{ дн.}} = 8,2 \text{ кг/см}^2 \left( \frac{1}{18} R_- \right);$$

$$R_{+ 3 \text{ м.}} = 10,2—12,9 \text{ кг/см}^2 \left( \frac{1}{36} R_- \right);$$

для воздушного хранения:

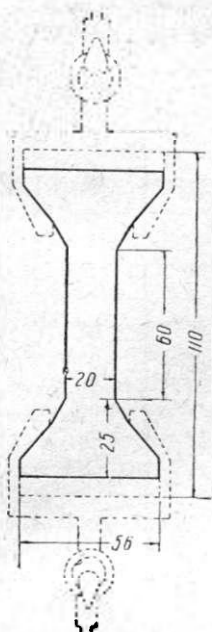
$$R_{+ 29 \text{ дн.}} = 7,2—9,7 \text{ кг/см}^2 \left( \frac{1}{19,5} R_- \right)$$

$$R_{+ 3 \text{ м.}} = 10—12,2 \text{ кг/см}^2 \left( \frac{1}{26} R_- \right).$$

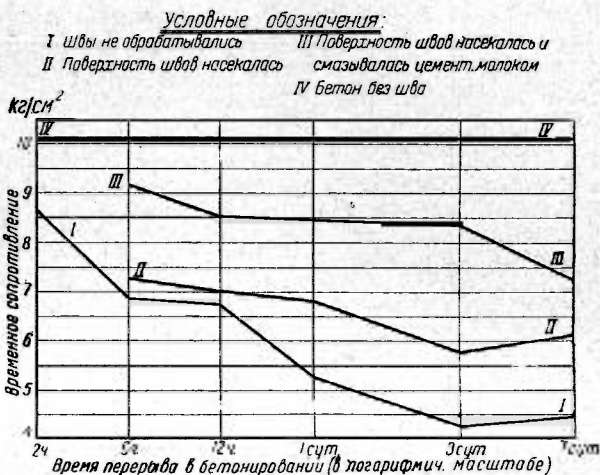
Крайне низкое значение отношений  $\frac{R_+}{R_-} = 1/18—1/36$  вместо обычных  $1/10—1/12$  свидетельствует о том, что при принятой форме образца и способе его установки в машине при испытании в образце возникали помимо осевого растяжения значительные изгибающие моменты. Поэтому действительное сопротивление бетона плотины растяжению должно быть выше.

<sup>1</sup> 1. Сборник Трудов Ленинградского института инженеров путей сообщения, том 103, 1929 г., стр. 120. 2. J. Gaye. Gussbeton, S. 167—168 (есть русский перевод).

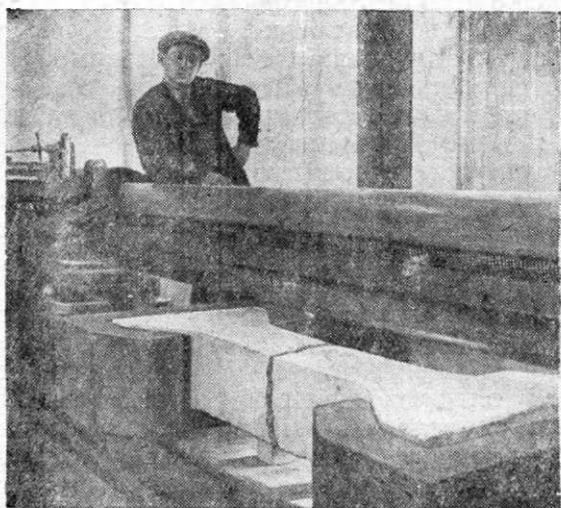
Наличие строительного шва, как следует из фиг. 7, значительно понижает сопротивление бетонной кладки разрыву. С увеличением времени перерыва в бетонировании процент снижения прочности шва на растяжение повышается.



Фиг. 5. Бетонный образец для испытания на растяжение.



Фиг. 7. Зависимость временного сопротивления на растяжение строительного шва бетона от возраста ранее уложенного бетона.



Фиг. 6. Образец в разрывной машине после разрушения.



Фиг. 8. Внешний вид образца со швом для испытания на растяжение.

## § 5. Модуль упругости бетона при сжатии

Таблица 4

Соотношение между кубиковой и призмочной прочностью бетона  
(по результатам испытаний механической лаборатории Днепропетровска)

Временное сопротивление в кг/см <sup>2</sup>		$\frac{R_{-пр}}{R_{-куб}}$
кубик	призма	
Возраст 7 дней, хранение влажное		
103	93	0,90
82	68	0,83
146	131	0,90
152	113	0,74
118	105	0,89
Возраст 28 дней, хранение влажное		
149	142	0,95
237	198	0,84
195	138	0,71

### 1. Способы определения $E_b$

Правильное суждение о внутренних силах, возникающих в каком-либо сооружении, может быть составлено на основании измеренных деформаций лишь при условии достаточно точного знания величины модуля упругости примененного бетона. Ряд выдающихся исследователей, как Graf, Walker, Shüle, Roš, дают эмпирические формулы, устанавливающие зависимость  $E_b$  в функции от временного сопротивления  $R_-$ .

Если путем лабораторных опытов найдено временное сопротивление бетона в данном возрасте, то представляется возможным по формулам вычислить соответствующее среднее значение  $E_b$  и затем, исходя из наблюдаемых деформаций, определить напряжения, возникающие в сооружении. Однако величины временного сопротивления бетона обычно определяются в лаборатории на основании испытаний контрольных образцов, отобранных во время бетонировки на месте работ. Эти величины  $R_-$ , как мы видели выше (Фиг. 4), могут существенно отличаться от действительной прочности бетона, уложенного в сооружении. Расходимость обусловлена различными условиями хранения и ухода за бетоном в лаборатории и в сооружении. Нарастание прочности бетона в контрольных образцах, хранящихся во влажной среде и при определенной температуре, происходит быстрее, чем в бетоне сооружения, который подвергается действию солнца, мороза и ветра.

Отсюда следует, что при определении модуля упругости по эмпирическим формулам и найденным величинам  $R_-$  контрольных кубов необходимо считаться с возможностью получения повышенных против действительных значений  $E_b$  для бетона сооружения. Этот метод нахождения  $E_b$  позволяет получить лишь весьма приблизительную оценку напряжений, возникающих в сооружении, так как эмпирические формулы дают средние величины модуля упругости  $E_b$ , отвечающие данному значению  $R_-$ , и в действительности возможны значительные отклонения.

Наиболее надежным и правильным нужно признать определение модуля упругости по кривой деформации, полученной при испытании образцов, выбуренных из тела сооружения. Однако ввиду неоднородности состава бетона достоверность



результатов может быть обеспечена лишь при достаточно большом количестве образцов, выбуренных из различных мест сооружения. Это обстоятельство, легко выполнимое при отборе контрольных кубиков в процессе бетонировки, значительно усложняется при выбуривании массивов из тела сооружения, которые для последующих испытаний должны быть распилены на специальной рамной пиле. Подобные исследования были осуществлены при постройке плотины Schräg-Wäggital, где по мере возведения бетонной кладки на разных уровнях выбуривались образцы для определения модуля упругости и временного сопротивления бетона, причем было найдено, что отклонения от среднего значения доходили до  $\pm 22,5\%$ <sup>1</sup>.

Этот способ определения модуля упругости по образцам из сооружения не всегда пригоден (например в случае бетонных конструкций каркасного типа), так как выбуривание образца сопряжено с ослаблением конструкции и необходимостью ее восстановления.

В таком случае с успехом может быть применен метод аналитического определения модуля упругости бетона по измеренным при испытании величинам суммарных деформаций: прогибам и углам наклона. Этот способ, предложенный проф. Ю. А. Нилендером<sup>2</sup>, имеет ряд существенных преимуществ и обладает достаточной степенью точности, так как величина средней ошибки составляет не более  $\pm 5\%$  в определении действительной жесткости  $EI$  испытываемого элемента по измеренным деформациям. При этом учитываются особенности выполнения данного элемента в отношении ошибочного расположения арматуры, действительной степени заделки у опор и качества бетона.

Так как любой из рассмотренных выше способов дает лишь с известной степенью приближения среднее значение  $E_b$ , то при исследованиях на Днепровской плотине было решено производить определение модуля упругости бетона и переход от измеренных деформаций в сооружении к напряжениям осуществлять по кривой деформации образцов (призм), отобранных при закладке данной группы приборов.

Строго говоря, тот или иной из описанных способов определения модуля упругости дает лишь то единственное значение величины  $E_b$ , которое соответствует данному возрасту бетона и величине напряжения; изменение одного из этих факторов создает предпосылку для изменения значения  $E_b$ . Однако известно, что для всякого бетонного образца после достаточного количества повторных нагружений устанавливается почти полная пропорциональность между деформацией и напряжением. Обширные опыты Eseimann'a, произведенные с высокой степенью точности измерений<sup>3</sup>, и затем позднейшие исследования Mehmel'a<sup>4</sup> показали, что установившаяся линейная зависимость обеспечивает постоянство модуля упругости лишь до тех пор, пока напряжения при повторных нагрузках не превзойдут некоторого определенного предела. Если этот предел окажется превзойденным, то величина модуля упругости при сжатии уменьшится вследствие изменения угла наклона кривой деформации, хотя пропорциональность между деформацией и напряжением сохраняется. Это предельное напряжение, выше которого нарушается установившееся постоянство  $E_b$ , составляет по данным Mehmel'a приблизительно 47—60% от временного сопротивления призмы при сжатии<sup>5</sup>.

Дальнейшее увеличение числа циклов нагружений (свыше 5—10 тыс.) влечет изменение знака кривизны кривой деформации в обратную сторону, т. е.

<sup>1</sup> «Das elastische Verhalten von ausgeführten Beton und Eisenbeton-Bauwerken» Diskussionbericht № 8 E. M. P. A. Zürich, 1925.

<sup>2</sup> Ю. А. Нилендер, Опытные исследования железобетонных сооружений, вып. № 87 Научно-технического комитета НКПС, Москва 1928 г.

<sup>3</sup> Beton und Eisen, 1925 г.

<sup>4</sup> Мур и Коммерс, Усталость металлов, дерева, бетона.

<sup>5</sup> Ван-Орну по опытам в Вашингтонском университете указывает более точные пределы 50—55%.

выпуклостью вниз. Таким образом линейная зависимость утрачивается и модуль упругости становится переменным и зависящим от величины напряжения.

Нельзя не отметить того огромного значения, которое имеет при подобного рода опытах методика испытаний (скорость нагружения, форма и размеры образца и т. д.), а также способ вычисления величины модуля упругости  $E_0$  по кривым деформаций.

## 2. Методика определения $E_0$ при испытании Днепровской плотины

Метод отбора проб при испытании Днепровской плотины и условия хранения этих проб во всем соответствовали описанному выше для контрольных кубов и образцов на водонепроницаемость. Образцы для определения модуля упругости изготавливались одновременно с прочими из того бетона, который шел на закрытие той или иной группы приборов. Для каждой группы закладываемых приборов изготавливались по два образца для каждого вида хранения (влажного или воздушного). Как указывалось выше, для образцов закладок 1931 и 1932 гг. был предусмотрен один вид хранения — во влажной среде в соответствии с условиями твердения бетона в сооружении.

Сроки испытаний были установлены в 7, 28 дней, 6 месяцев и 1 год.

1) Ф о р м а о б р а з ц о в была принята призматическая сечением в  $20 \times 20$  см и высотой 60 см. Отношение основания призмы к высоте, равное 1 : 3, было установлено из тех соображений, чтобы на результатах измерений деформации в средней трети высоты образца не сказалось бы влияние сил трения, возникающих на поверхностях, соприкасающихся с прессом. При первой закладке приборов 1930 г. часть образцов была изготовлена в цилиндрических формах (диаметром 20 см и высотой 40 см) вследствие неготовности форм призматических. Выпиленные образцы были сделаны в виде призмы малого размера сечением  $10 \times 10$  см и высотой 30 см.

Геометрическая форма образцов оказывает существенное влияние на результаты испытания. Временное сопротивление призмы сжатию с соотношением основания к высоте  $\frac{b}{h} = 1/3$  принято считать равным 0,75—0,80 от  $R_{куб}$ .

По нашим данным:

$$R_{-np} = 0,84 R_{-куб},$$

что получается из приведенных в табл. 4 результатов испытаний.

Табл. 4. Соотношение прочностей стандартного американского цилиндра (диаметр 6'' и высота 12'') и кубика составляет:

$$R_{-цил} = 0,73 R_{-куб}.$$

Подставляя сюда из написанного выше равенства значение  $R_{-куб}$ , можно определить соотношение прочностей на сжатие между цилиндром и призмой:

$$R_{-цил} = 0,73 \frac{R_{-np}}{0,84} = 0,87 R_{-np}.$$

Размер цилиндрических образцов, применявшихся в опытах на Днепровской плотине, несколько больше стандартных американских, а именно: диаметр 8'' (20 см) и высота 16'' (40 см).

Фешль рекомендует<sup>1</sup> для точных измерений упругих деформаций применять образцы с отношением основания к высоте от 1 : 4 до 1 : 6, так как лишь при этом условии влияние сил трения может считаться исключенным.

Позднейшие исследования, которые проводились в этой области Graf'ом, Ros'ом и др., были основаны на применении образцов преимущественно призматической формы размерами  $20 \times 20 \times 60$  см и  $12 \times 12 \times 36$  см, а также цилин-

<sup>1</sup> А. Föppl, Mitteilungen des Mechanisch Technischen Laboratoriums, München, S. 27.

дрической формы стандартных размеров. Классические опыты Graf'a в Штутгартской лаборатории обнимали 650 образцов, испытанных для определения модуля упругости бетона<sup>1</sup>. Обширные и ценные данные имеются в фундаментальной работе американского ученого Уокера (S. Walker), производившего эксперименты в Чикагской лаборатории с 10 000 образцов для исследования физических коэфициентов бетона. Все применявшиеся образцы были цилиндрической формы<sup>2</sup> диаметром 6" и высотой 12".

Существенный интерес представляют английские опыты по изучению модуля упругости бетона, произведенные Уомерслеем (Womersley) в 1925 г. Им применялись цилиндры диаметром 61 см (2 фута) и высотой 132 см (4 фута). Такие большие размеры были выбраны для того, чтобы обеспечить равномерное распределение материалов бетонной смеси в образце и избежать влияния случайной группировки щебенки.

Принимая во внимание предельную крупность, применявшуюся на Днепрострое (90 мм), следовало бы признать желательным применение образцов большего поперечного сечения, чем 20 × 20 см. Однако это требование не представлялось возможным осуществить, так как в таком случае мощность пресса оказалась бы недостаточной.

2) А п п а р а т у р а. Определение модуля упругости при сжатии производилась на 50-т гидравлическом прессе Амслера с редуктором на 22, 15 и 5 т.

Особое внимание уделялось точной установке и центрированию образца в прессе, нижняя подушка которого снабжена шаровым шарниром. Поверхности соприкосновения образцов с прессом предварительно подготавливались и выравнивались посредством нанесения тонкого слоя цементного раствора. Для проверки равномерности соприкосновения поверхностей образца с досками пресса делались отпечатки посредством прокладывания листов копировальной и простой бумаги.

Измерение деформаций производилось приборами Мартенса, укрепленными помощью трубочек на двух противоположных гранях образца, что позволяло определять деформации с точностью до 0,2 м. Однако обычно фактическая точность отсчетов была несколько меньшей вследствие влияния ряда трудноучитываемых факторов, как например пульсация поршня пресса, неправильности калибровки шкалы, неточность установки, индивидуальных ошибок наблюдателя и т. п.

При испытании призматических образцов высотой 60 см применялись четыре прибора Мартенса с базами длиной 15 см.

Для цилиндров высотой 40 см и призм высотой 30 см применялись два прибора Мартенса с базами длиной 10 см.

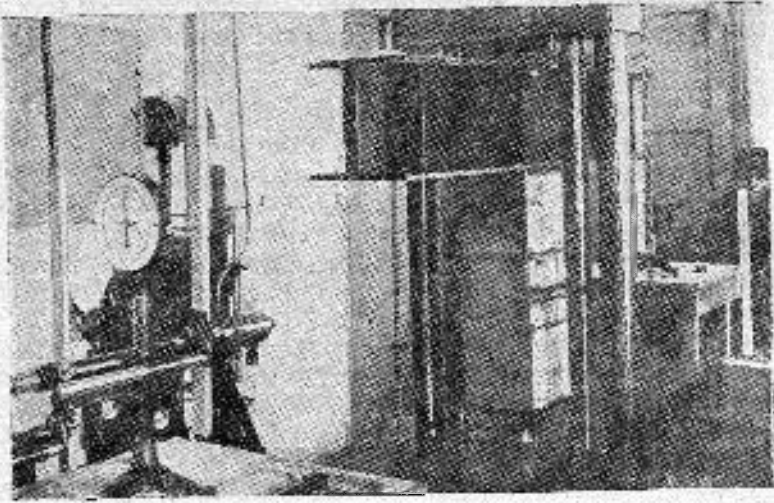
Во всех случаях испытания производились при одновременной работе двух наблюдателей, записывавших отчеты, и механика, обслуживающего пресс.

На фиг. 9 показан образец размером 20 × 20 × 60 см, установленный в прессе перед его испытанием. Способ расположения двух приборов Мартенса виден на передней грани образца. На боковой грани установлен тензومتر Гугенбергера для определения поперечных деформаций (коэффициент Пуассона).

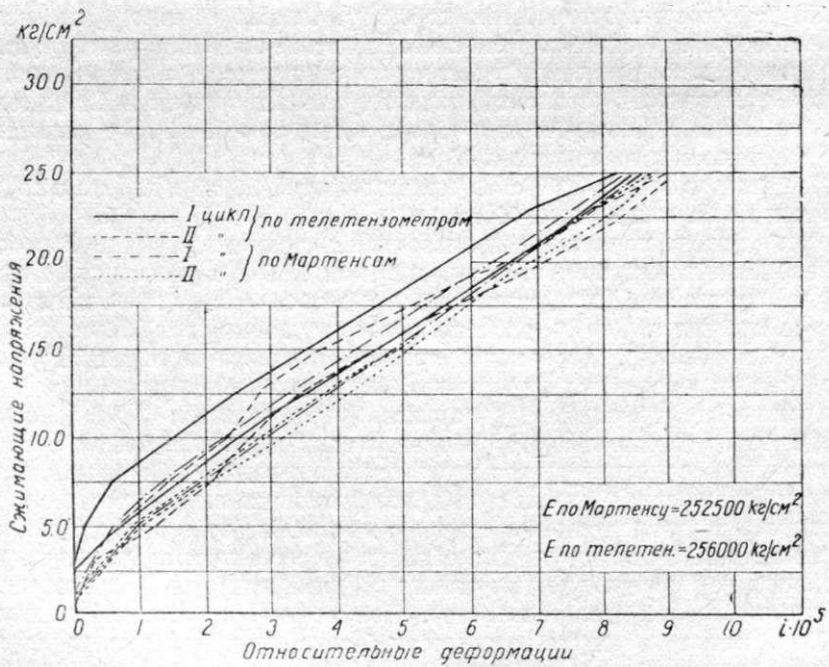
Измерения деформаций в плетине производятся телетензомерами, поэтому для взаимного контроля приборов, а также для выяснения возможности непосредственного использования результатов измерений деформаций на поверхности призм (для оценки напряжений, возникающих внутри бетонной кладки) были поставлены дополнительные опыты с призмами, по оси которых был заложены телетензомер. При нагружении образца в прессе производились параллельные измерения деформации по паружным граням (приборы Мартенса) и внутри образца вдоль его оси (телетензомер). Полученные кривые деформаций даны на фиг. 10, а величины модулей упругости бетона, подсчитанные по результатам наблюдений, сопоставлены в табл. 5.

<sup>1</sup> O. Graf, Die Druckelastizität und Zugelastizität des Betons. Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens № 227, 1920 г.

<sup>2</sup> S. Walker, Modulus of Elasticity of Concrete, Bulletin № 5 Lewis Institut, 1923 г.



Фиг. 9. Испытание бетонной призмы для определения модуля упругости.



Фиг. 10. Кривые деформаций по приборам Мартенса и по телетензографу, заложенному по оси призмы.

Модули упругости бетона при сжатии

Возраст в днях	По четырем при- борам Мартенса (на поверхности образца) в кг/см <sup>2</sup>	По телегезометру (внутри образца) в кг/см <sup>2</sup>	Расходимость в %
12	252 500	256 000	+ 1,4
12	249 000	266 500	+ 7,0
12	223 500	212 000	- 5,1
Средняя			± 4,5

Из этих данных видно, что наблюдаются отклонения в ту или другую сторону в пределах обычной погрешности измерений (5—7%).

3) Порядок нагружений и разгрузок. При испытании образцов для определения модуля упругости при сжатии в соответствии с принятой программой нагружение производилось лишь до пределов, вызывающих в образце деформации, не превышающие по своей величине максимальные измеренные деформации в соответствующей группе телегезометров, заложенных в плетине.

Каждое испытание для большей достоверности получаемых результатов состояло из трех циклов постепенных нагружений и разгрузок образца, протекавших при определенной равномерной скорости. Двумя циклами ограничивались тогда, когда замечалась пульсация поршня, понижавшая требуемую степень точности отсчета по приборам вследствие значительного нагрева масла в прессе, так как длительность испытания составляла свыше 2 час.

Равномерная скорость испытания обеспечивала производство отсчетов по соответствующим ступеням нагружения и разгружения через каждые 2—3 *m*, а при большей величине нагрузки — через 5 *m*.

Во всех испытаниях для максимального исключения ошибок, зависящих от мертвого хода составных частей приборов Мартенса и самого пресса, отсчеты при разгрузке производились так: нагрузка уменьшалась приблизительно на 10% от принятой ступени (т. е. на 0,2—0,3 *m* ниже требуемой), а отсчеты брались при повышении нагрузки до нужной величины, после чего пресс продолжал разгружение до следующей ступени, где повторялась та же операция. Этим достигалось единообразие всех отсчетов, которые таким образом брались независимо от нагружения или разгружения образца всегда в одинаковых условиях восходящего цикла. Такой прием устранял возможную ошибку от наличия мертвого хода в прессе и приборах.

При первом испытании образца его ориентировка в прессе и расположение приборов Мартенса точно фиксировались (в журнале наблюдения и на самом образце) для того, чтобы при последующих испытаниях того же образца можно было создать тождественную установку для обеспечения сравнимости результатов. Опыты показали, что соблюдение этого правила весьма существенно, так как при повороте образца на некоторый угол по отношению к первоначальному положению величины измеряемых деформаций при тех же напряжениях могут несколько изменяться. Это происходит вследствие неплотного соприкосновения образца с плитами пресса, неточности установки, а также потому, что при новом расположении приборов их базы могут оказаться на местах с различной группировкой материалов (щебенки или раствора) в образце. Даже в опытах Уомерслея, где применялись цилиндры исключительных размеров ( $d = 2$  фута.,  $h = 4$  фута.), эти обстоятельства нашли свое отражение, так как величины модулей упругости

при шестикратном испытании образца с последовательными поворотами на  $30^\circ$  разнились друг от друга на 13 %.

4) Вычисление модуля упругости. Бетон, как и некоторые другие материалы (камень, чугун), при первичных нагружениях не подчиняется закону Гука. При достаточно точном измерении деформаций и центральной передаче усилий на образец можно заметить, что уже при небольших нагрузках деформации перестают быть пропорциональными напряжениям. Эта зависимость различна для случая сжатия или растяжения.

Принимая во внимание условность определения  $E_6$  по кривым деформации, при испытании образцов, отобранных во время закладки приборов в плотину, был принят следующий порядок. По показаниям четырех приборов Мартенса строился график зависимости:

$$i = f(n).$$

Величина модуля определялась как тангенс угла наклона хорды, проведенной через точки кривой, абсциссы которых отвечают рассматриваемой амплитуде деформации.

Этот способ был применен при вычислении модуля во всех проведенных опытах. Бетон как материал, не обладающий совершенной упругостью, имеет деформацию, состоящую из двух частей: упругой и остаточной.

Модуль упругости имеет различные значения в зависимости от того, вводится ли в расчет только упругая часть или полная величина деформации. Для определения напряжений в железобетонных конструкциях от постоянной нагрузки принято учитывать полную деформацию бетона.

При повторных нагружениях и разгрузках образцов у кривых получаются петли, характер которых аналогичен явлению гистерезиса у металлов. Наличие остаточных деформаций указывает на то, что имеет место необратимый процесс, т. е. процесс, сопровождающийся поглощением энергии. Это явление особенно ясно выражается характером кривой деформации первичного нагружения, когда наблюдается значительный рост пластических деформаций.

Опыты с образцами, отобранными при закладке приборов в плотину, показали, что при последующих циклах нагружений и разгрузений петли кривых располагаются с определенной закономерностью вокруг линии разгрузки первого цикла. Подобное же явление наблюдалось, хотя и в значительно смягченном виде, при повторных испытаниях образцов более зрелого возраста (6 месяцев и 1 год). Кривая нагружения первого цикла попрежнему располагалась несколько обособленно, имея обычно большую кривизну. Вследствие этого величина модуля упругости, вычисленная по кривой первого цикла, существенно отличалась от величин  $E_6$ , полученных из второго и третьего циклов.

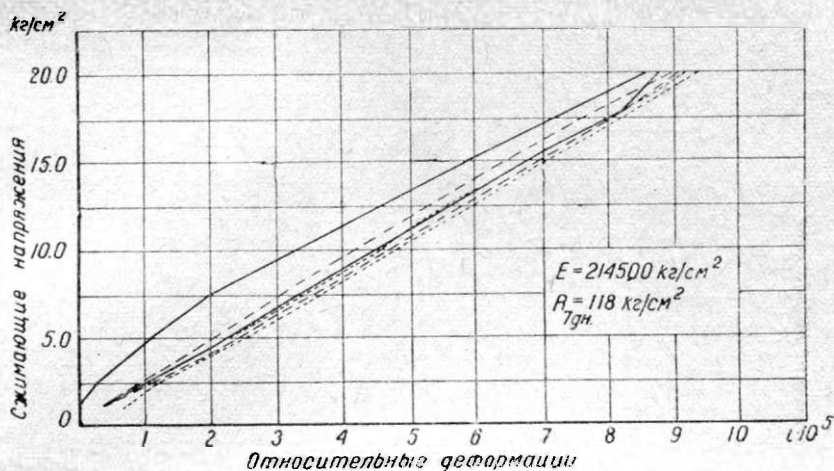
Это обстоятельство указывало на целесообразность вычисления величины модуля упругости исключительно по второму и третьему циклам. Во всех испытаниях была принята однообразная методика вычисления, состоявшая в том, что расчет производился по линии нагружения (следовательно учитывалась полная деформация) в интервале нагрузки от 0,5 до 1,0  $m$  до верхнего предела. Деформации, отсчитанные при малых нагрузках (меньше 0,5  $m$ ), отбрасывались, так как их нельзя считать достоверными.

Для иллюстрации характера кривых деформаций, получающихся в результате испытаний, приводим несколько графиков для бетонов разных возрастов.

На фиг. 11 и 12 представлены графики испытания одного и того же образца в возрастах 10 и 28 дней. Этот образец (№ 1073) был отобран 6/X 1931 г. при закладке группы приборов № 13.

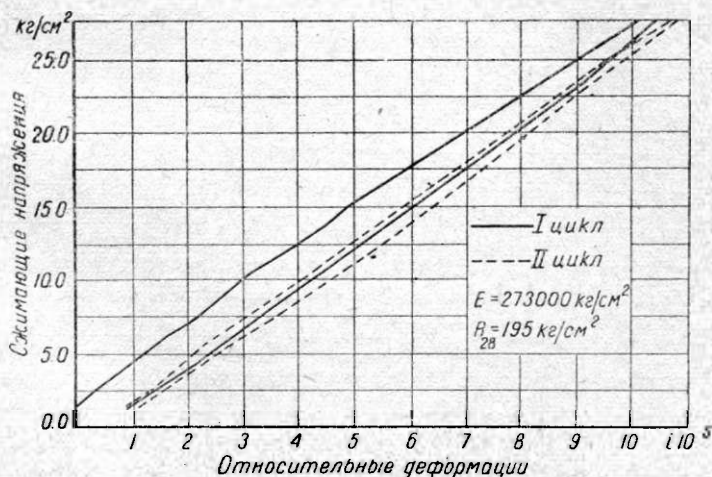
На фиг. 13 и 14 даны графики испытания образцов бетона той же марки 285Д в возрастах 31 дня и 6 месяцев. Эти образцы (партия № 1056) изготовлены 24/IX 1931 г. из бетона одной бадьи, использованной при закладке группы приборов № 14.

На фиг. 15 и 16 показаны графики испытания одного и того же образца в возрастах 30 дней и 1 год. Этот образец (№ 1252) изготовлен 12/II 1932 г. из бетона марки 300Д при закладке группы приборов № 32.



Фиг. 11. График деформаций призмы от группы № 13 в возрасте 10 дней.

Из рассмотрения этих графиков видно, что закономерность в расположении кривых деформаций второго и третьего циклов вокруг линии разгрузки первого цикла имеет место в образцах всех возрастов. Однако, как и следовало ожидать, величины остаточных деформаций в молодых возрастах (7—28 дней) превос-



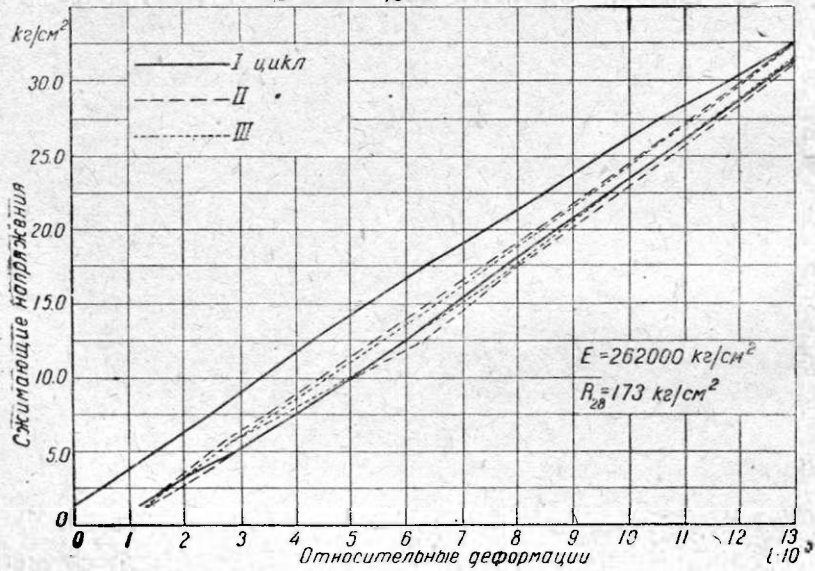
Фиг. 12. График деформаций призмы от группы № 13 в возрасте 28 дней.

ходят таковые же для зрелых бетонов (6 месяцев — 1 год) при одинаковых и даже меньших напряжениях (фиг. 15 и 16).

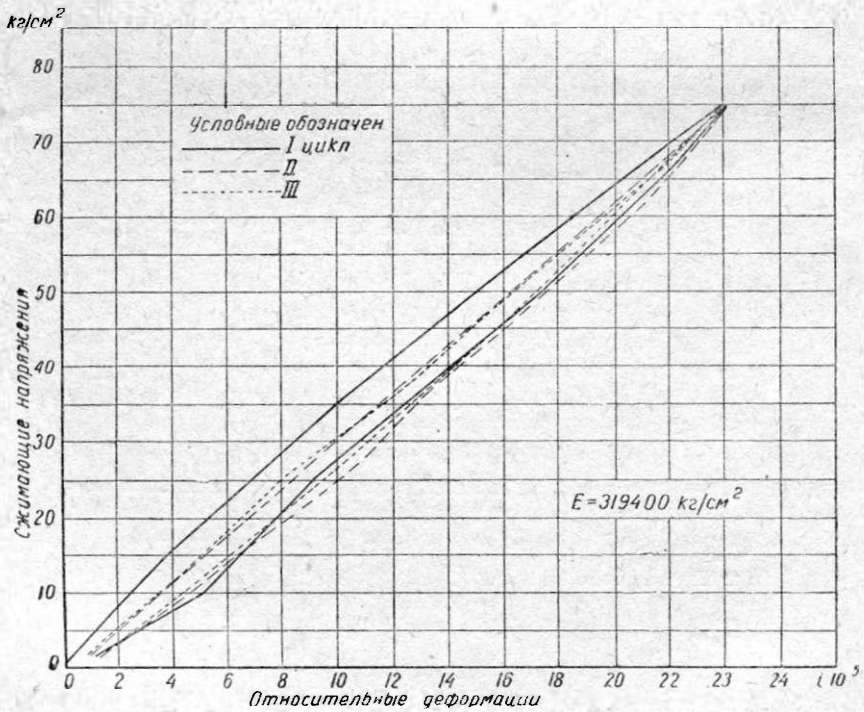
На фиг. 17 даны кривые деформации образца в возрасте 9 месяцев 26 дней, доведенного до разрушения путем последовательных циклов с резко увеличива-

ющимися ступенями нагружения. При этом остаточные деформации ( $i$ ) получали следующие значения:

при напряжении	27% $R$ —	$i = 0,8 \cdot 10^{-5}$
»	36% $R$ —	$i = 2,8 \cdot 10^{-5}$
»	45% $R$ —	$i = 4,6 \cdot 10^{-5}$

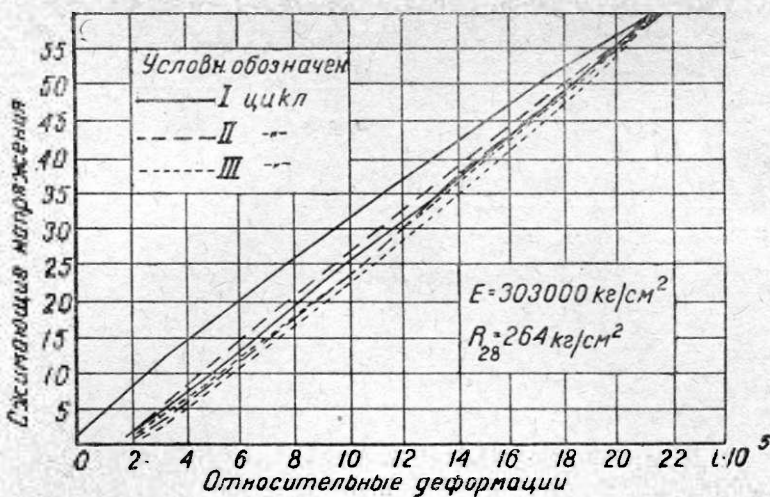


Фиг. 13. График деформаций призмы от группы № 14 в возрасте 31 день.

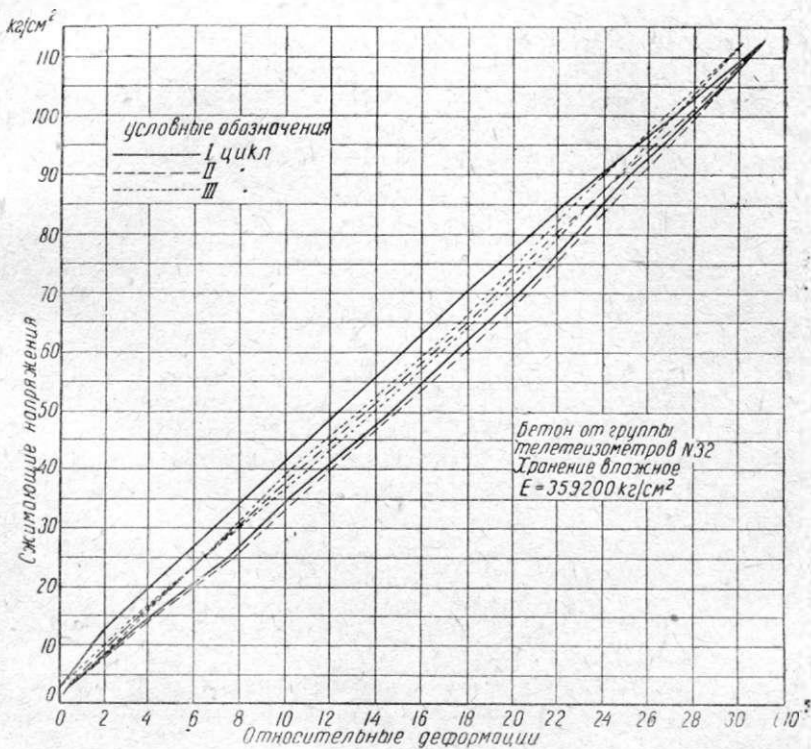


Фиг. 14. График деформаций призмы от группы № 14 в возрасте 6 месяцев.



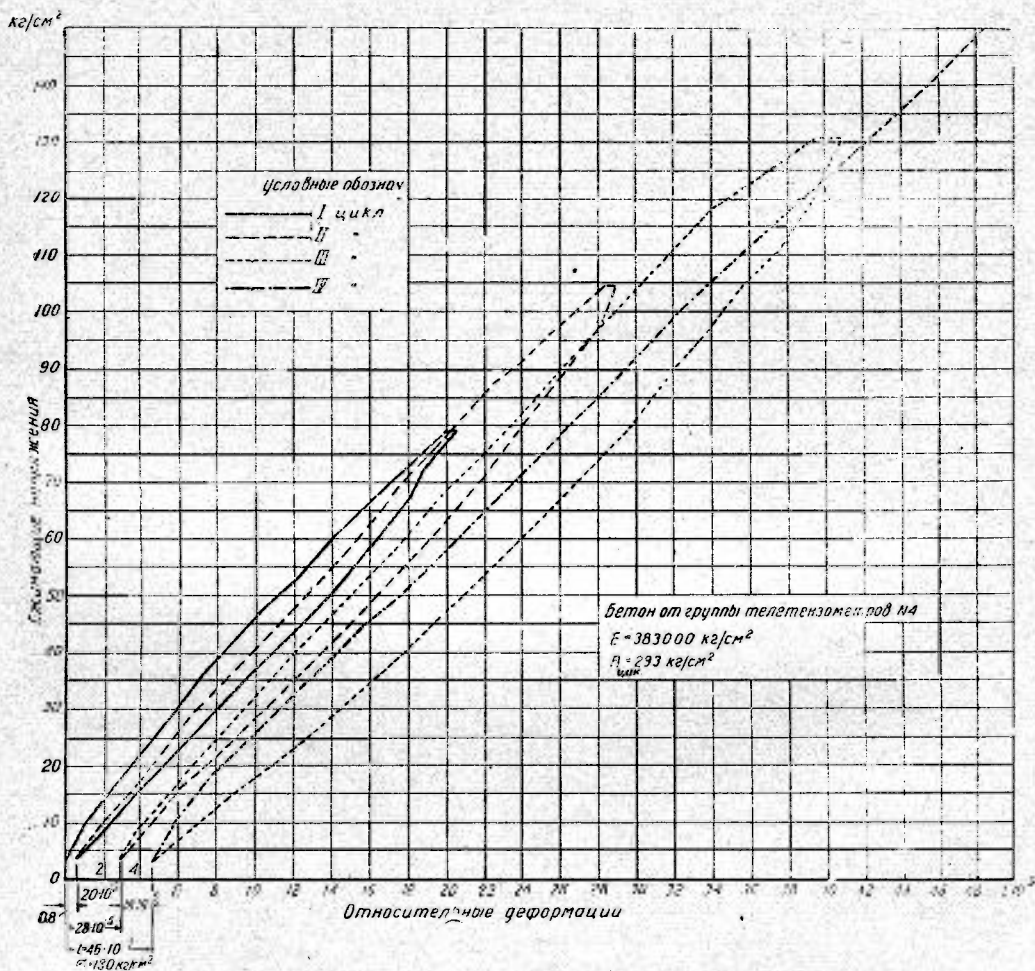


Фиг. 15. График деформаций призмы от группы № 32 в возрасте 30 дней.



Фиг. 16. График деформаций призмы от группы № 32 в возрасте 1 год.

При напряжении в  $140 \text{ кг/см}^2$  измерение деформаций было прекращено и приборы Мартенса сняты с образца. Разрушение наступило при  $293 \text{ кг/см}^2$  (образец—цилиндр  $d = 20 \text{ см}$ ,  $h = 40 \text{ см}$ ). Модуль упругости, вычисленный по второму и третьему циклам в пределах напряжений от  $3,2$  до  $79,6 \text{ кг/см}^2$ , был равен  $383\,000 \text{ кг/см}^2$ . Из графика (фиг. 17) видно, что с увеличением верхнего предела напряжений площадь петли гистерезиса быстро увеличивается.



Фиг. 17. Петли гистерезиса при повторных нагружениях образца.

При испытаниях, предусмотренных программой, особое внимание уделялось точному соблюдению предельных напряжений, отвечающих заданным максимальным деформациям.

### 3. Результаты исследований

Наиболее обширный и систематизированный ряд опытов был проведен с бетоном марки 285Д, являвшейся преимущественной на Днепрострое по длительности применения и по объему работ.

В табл. 6 дана сводка результатов испытаний всех образцов этой марки, отобранных при закладке в плотине приборов группы № 11, 12, 13, 14 и 15. Модуль упругости определялся в четырех возрастах — 7 дней, 28 дней, 6 месяцев и 1 год; временное сопротивление — только в возрастах 7 и 28 дней.

Модуль упругости и временное сопротивление бетона марки 285 Д при сжатии  
Образцы отобраны при закладке приборов в плотине Днепростроя в 1931 г. на отметке 15,0

Дата изготовления	№ партии и образца	№ группы приборов	W С	7 дней	7—12 дней	28 дней	28—34 дня	6 месяцев		1 год	1 год 35 дней
				при определении $E_G$ $i_{\max} = 10 \cdot 10^{-5}$		при определении $E_G$ $i_{\max} = 15 \cdot 10^{-5}$		при определении $E_G$ $i_{\max} = 25 \cdot 10^{-5}$		при определении $E_G$ $i_{\max} = 25 \cdot 10^{-5}$	
				$R_{-}$	$E_G$	$R_{-}$	$E_G$	$R_{-}$	$E_G$	$R_{-}$	$E_G$
24/IX 1931 г.	1 056-1	14	0,65	103	223 000	173	262 000	—	—	—	340 100
24/IX 1931 г.	1 056-2	14			208 000		264 000	—	319 400	—	340 450
24/IX 1931 г.	1 057-1	15	0,65	82	213 500	149	280 000	—	—	—	335 300
24/IX 1931 г.	1 057-2	15			—		247 000	—	303 300	—	340 700
1/X 1931 г.	1 068-1	12	0,58	146	256 500	252	296 000	—	338 250	—	347 600
1/X 1931 г.	1 068-2	12			252 500		303 000	—	—	—	349 850
1/X 1931 г.	1 069-1	11	0,57	152	240 500	267	297 500	—	334 100	—	363 400
1/X 1931 г.	1 069-2	11			249 000		301 500	—	352 000	—	357 450
1/X 1931 г.	1 069-3	11			—		320 500	—	—	—	—
6/X 1931 г.	1 073-1	13	0,56	118	214 500	195	273 000	—	337 000	—	362 250
6/X 1931 г.	1 073-2	13			223 500		278 000	—	—	—	332 450
6/X 1931 г.	1 073-3	13			—		270 500	—	—	—	—

- Примечания: 1. Образцы для определения  $R_{-}$  — кубики  $30 \times 30 \times 30$  см  
2. Образцы для определения  $E_G$  — призмы  $20 \times 20 \times 60$  см  
3. Хранение во влажных опилках.

Данные табл. 6 графически изображены на фиг. 18, где для каждого испытываемого образца построены кривые роста модуля упругости со временем. Как видно из фиг. 18, для четырех партий образцов, отобранных при закладке различных групп приборов, величины модулей упругости с увеличением возраста постепенно сходятся, приближаясь при 12 месяцах в общем к одному уровню.

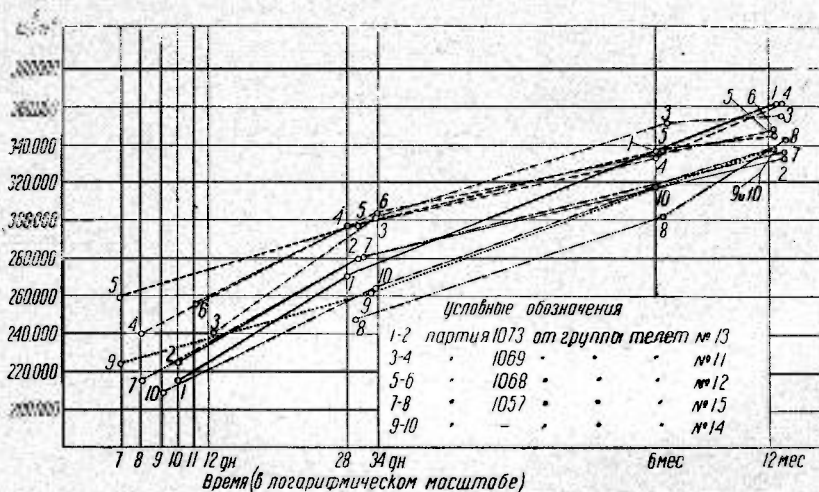
При первых определениях модуля в возрасте 7—12 дней были допущены относительные деформации до  $i = 10 \cdot 10^{-5}$ .

Среднее значение модуля при этом составило:

$$E_{-7 \text{ дней}} = 227\,000 \text{ кг/см}^2.$$

Второе определение, производившееся в возрастах 28—34 дня при относительных деформациях, не превышавших  $i = 15 \cdot 10^{-5}$ , дало среднее значение модуля:

$$E_{-28 \text{ дней}} = 280\,000 \text{ кг/см}^2.$$



Фиг. 18. Рост модулей упругости при сжатии со временем для бетона марки 285Д. Состав по весу 1 : 2,82 : 4,46;  $\frac{W}{C} = 0,56-0,65$ .

Хранение во влажных опилках.

Испытания в возрасте 6 месяцев показали приращение за 5 месяцев средней величины  $E_6$  на 18,4%. Величина модуля упругости была равна:

$$E_{-182 \text{ дня}} = 331\,000 \text{ кг/см}^2.$$

Опыты в этом возрасте, а также в годичном, производились при относительной деформации, равной:

$$i = 25 \cdot 10^{-5}.$$

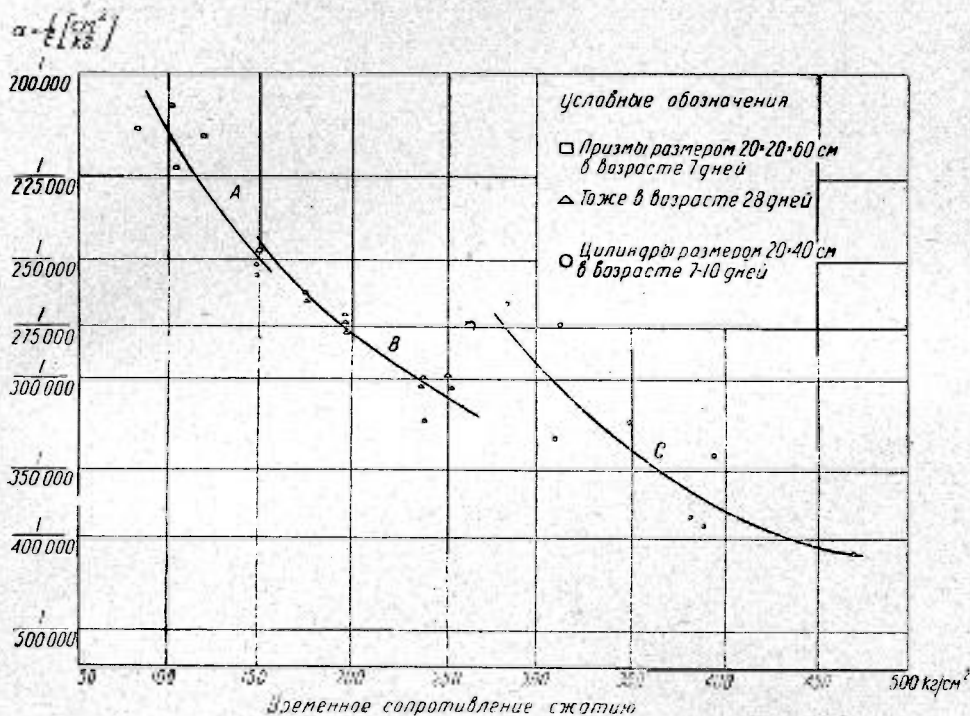
Средняя величина модуля упругости получила приращение за 6 мес. около 5% и оказалась равной:

$$E_{-365 \text{ дней}} = 347\,000 \text{ кг/см}^2.$$

На основании этих данных для бетона марки 285Д на фиг. 18 построена суммарная кривая роста модуля упругости со временем. Полученные точки для средних значений  $E$  располагаются в интервале от 12 дней до 12 месяцев строго по прямой линии при логарифмическом масштабе абсцисс.

На графике (фиг. 19) построены кривые  $A$  и  $B$  для призм в 7-дневном и 28-дневном возрастах. Здесь по ординатам отложены обратные величины  $\alpha = \frac{1}{E}$ , а по абсциссам соответствующие прочности кубиков. Полученные кривые носят характер, аналогичный кривой Графа<sup>1</sup>. Последний, как упоминалось выше, устанавливает зависимость  $E_0$  функции  $R$  посредством эмпирической формулы, имеющей вид:

$$E_{np} = \frac{1\,000\,000}{17 + \frac{360}{R_{куб}}}$$



Фиг. 19. Зависимость модуля упругости бетона при сжатии от временного сопротивления.

Вычисленные по этой формуле значения  $E_{np}$  по данным  $R_{куб}$  дают величины, отличающиеся от наблюдаемых в среднем на  $\pm 5,2\%$  (табл. 7).

Такие же результаты дает формула Шюле:

$$E_{np} = \frac{(R_{куб} - 25) \cdot 100}{0,0016 R_{куб} + 0,25}$$

которая для возраста в 7 и 28 дней по данным  $R_{куб}$  позволяет вычислить модуль упругости, как оказалось в наших опытах, с точностью  $\pm 5,5\%$  от наблюдаемых величин.

Некоторое количество добавочных образцов—призм, отобранных при закладке приборов в 1931 г., было испытано для определения модуля упругости с последующим доведением образца до стадии разрушения. Это позволило использовать

<sup>1</sup> O. Graf, Die Druckelastizität und Zugelastizität des Betons. Forschungsarbeiten auf dem Gebiete Ingenieurwesens, № 227, 1920 г.

Сравнение формул, выражаю

№ партия	Наблюденное значение модуля упругости $E_{\delta}$ в кг/см <sup>2</sup>	Временное сопротивление в кг/см <sup>2</sup>			Graff $E' = \frac{10^6}{1,7 + \frac{360}{R_{куб}}}$ в кг/см <sup>2</sup>	% отклонений от наблюдаемой величины $\frac{E' - E_{\delta}}{E_{\delta}} \cdot 100$	Schüle $E'' = \frac{(R_{куб} - 25) \cdot 100}{0,0016 R_{куб} + 25}$ в кг/см <sup>2</sup>
		кубики	цилиндры	пробы			
В о з р а с т 1							
1056	215 500	103	—	93	192 500	—10,7	188 000
1068	254 500	146	—	131	238 000	— 6,5	250 500
1069	245 000	152	—	113	244 000	— 4,1	255 500
1073	219 000	118	—	105	213 000	— 2,7	212 000
В о з р а с т 2 8							
1056	263 000	173	—	—	263 000	— 0,0	281 000
1057	264 500	149	—	142	244 000	— 7,7	254 000
1068	299 500	252	—	—	322 500	+ 7,7	346 000
1069	306 500	237	—	198	312 500	— 1,9	337 500
1073	274 000	195	—	138	285 500	+ 4,2	302 500
720	354 000	247	—	—	316 000	—10,7	344 000
720	342 500	235	—	—	326 000	— 4,8	336 000
721	298 000	199	—	—	285 500	— 4,2	306 000
721	290 500	191	—	—	279 500	— 3,8	272 000
В о з р а с т 6 м е с я							
694	330 000	308	—	—	348 500	+5,6	381 000
708	330 000	291	—	—	340 000	+3,3	372 000
В о з р а с т 1 0 м е с я							
720	414 000	—	362	—	—	—	—
720	333 000	—	293	—	—	—	—
721	388 500	—	298	—	—	—	—
721	340 000	—	303	—	—	—	—
В о з р а с т 1 2							
720	408 500	—	—	369	—	—	—
721	373 000	—	—	289	—	—	—
Средняя величина отклонений						± 5,2	

% отклонений от наблюденной вели- чины $\frac{E'' - E_6}{E_6} 100$	Walker $E''' = 11\,286 R_{\text{чил}}^{5/8}$ в $\text{кг/см}^2$	% отклонений от наблюденной вели- чины $\frac{R''' - R_6}{R_6} 100$	$E^{\text{IV}} = \frac{R_{\text{ос}}}{R_{\text{пр}} + 150} E_{\text{пр}}$ в $\text{кг/см}^2$	% отклонений от наблюденной вели- чины $\frac{E^{\text{IV}} - E_6}{E_6} 100$
дней (призмы)				
-12,8	—	—	210 500	2,3
-1,6	—	—	256 000	-0,6
+4,3	—	—	236 000	3,7
-3,2	—	—	226 000	-3,2
дней (призмы)				
+6,8	—	—	—	—
-4,0	—	—	—	—
+15,5	—	—	267 500	-1,1
+10,1	—	—	—	—
+10,4	—	—	312 500	-1,9
-2,8	—	—	264 000	3,6
-1,9	—	—	—	—
+2,7	—	—	—	—
-6,4	—	—	—	—
цев (цилиндры)				
+15,5	—	—	—	—
+12,7	—	—	—	—
цев (цилиндры)				
—	446 000	-7,7	—	—
—	392 000	-17,7	—	—
—	397 000	-2,2	—	—
—	401 000	-17,9	—	—
месяцев (призмы)				
—	—	—	391 000	4,3
—	—	—	362 000	2,9
$\pm 5,5$	—	$\pm 11,4$	—	$\pm 2,6$

полученные результаты для проверки формулы Роша, выражающей зависимость  $E_{np}$  в функции временного сопротивления призм:

$$E_{np} = 550\,000 \frac{R_{np}}{R_{np} + 150}$$

Расходимость вычисленных по последней формуле  $E_{np}$  с наблюдаемыми оказалась наименьшей из всех приведенных выше эмпирических формул. Средний процент отклонения оказался равным  $\pm 2,6\%$ .

На том же графике (фиг. 19) построена кривая  $C$ , устанавливающая зависимость между модулем упругости бетона в форме цилиндров в возрасте 7—10 месяцев и временным сопротивлением кубиков. Для построения этой кривой были использованы результаты испытаний образцов, изготовленных при закладке приборов в плотине в 1930 г. (бетон марки 265Д). Сводка результатов этих испытаний дана в табл. 8. Нагружение образцов производилось до относительной деформации  $i = 20 \cdot 10^{-5}$ .

Таблица 8

**Модуль упругости и временное сопротивление сжатию бетона марки 265Д**

Образцы—цилиндры, отобранные при закладке приборов в плотине Днепростроя в 1930 г. (на отметке 7,00) <sup>1</sup>

Дата изготовления	№ партии и образца	№ группы приборов	Условия хранения	Возраст (при определении модуля упругости)	$\frac{W}{C}$	$R_{куб}$ в возрасте 6 мес. в кг/см <sup>2</sup>	$E_{цил}$ в кг/см <sup>2</sup>
26/X 1930 г.	691-2	6	Влажное	6 мес. 22 дн.	0,61	310	275 000
26/X 1930 "	691-3	6	Воздушное	6 " 15 "		282	266 000
28/X 1930 "	694-1	5	Влажное	7 " 0 "	0,64	349	334 000
28/X 1930 "	694-2	5	"	6 " 29 "			
28/X 1930 "	694-3	5	Воздушное	6 " 22 "	0,60	308	330 000
5/XI 1930 "	708-2	{ 1 2	"	7 " 13 "		291	335 000
14/XI 1930 "	720-1	4	Влажное	9 " 26 "	0,63	293 <sup>2</sup>	383 000
14/XI 1930 "	720-2	4	Воздушное	9 " 25 "		362 <sup>2</sup>	414 000
14/XI 1930 "	721-1	3	Влажное	10 " 3 "	0,59	303 <sup>2</sup>	340 000
14/XI 1930 "	721-2	3	Воздушное	10 " 0 "		298 <sup>2</sup>	388 500

Формула, устанавливающая зависимость  $E$  цилиндра в функции  $R_{куб}$  цилиндра, дана Уокером:

$$E_{цил} = 11\,286 R_{куб}^{0,5}$$

В табл. 7 приведены вычисленные по этой формуле величины модулей упругости бетона  $E''$ , которые отличаются от наблюдаемых в среднем на  $\pm 11,4\%$ . Необходимо заметить, что положение кривой  $C$  для цилиндров на фиг. 19 оказалось бы несколько иным, если бы испытания были осуществлены не с цилиндрами, а с призматическими образцами того же бетона и возраста.

При закладке приборов в 1930 г. часть образцов была изготовлена в виде призм установленных размеров (20 × 20 × 60 см). Результаты испытаний этих образцов бетона марки 265Д даны в табл. 9 (группы приборов № 3 и 4) в возрастах 28 дней, 6 месяцев и т. до.

<sup>1</sup> Нагружение всех образцов производилось до относительной деформации  $i = 20 \cdot 10^{-5}$ .

<sup>2</sup> Для образцов 720-1, 720-2, 721-1 и 721-2 вместо кубиковой прочности бетона в таблице приведено временное сопротивление цилиндров того же возраста, что при определении модуля упругости.



## Модуль упругости и временное сопротивление при сжатии для бетона марки 265Д

Образцы—призмы, отобранные при закладке приборов в плотине Днепроостроя в 1930 г. (отметка 7,00)

Дата изготовления	№ образца и партии	№ групп приборов	W C	28 дней	33—48 дней	6 мес. 21 день	10 мес. 6 дней	1 год	1 год 1 мес.					
				при определении $E_{\sigma}$ $i_{\max} = 15 \cdot 10^{-5}$		при определении $E_{\sigma}$ $i_{\max} = 20 \cdot 10^{-5}$		при определении $E_{\sigma}$ $i_{\max} = 25 \cdot 10^{-5}$						
				$R_{-}$	$E_{\sigma}$	$R_{-}$	$E_{\sigma}$	$R_{-}$	$E_{\sigma}$					
14/XI 1930 г.	720-1	4	0,63.	235	353 000	—	369 000	—	393 000					
14/XI 1930 "	720-2	4								332 000	—	367 000	—	408 500
14/XI 1930 "	721-2	3	0,59	191	285 000	—	362 000	—	373 000					
14/XI 1930 "	721-3	3								269 000	—	362 500	—	372 000
14/XI 1930 "	721-4	3								298 000	—	313 000	—	307 000
14/XI 1930 "	721-4	3												

- Примечания: 1. Образцы для определения  $R_{-}$  — кубики размером  $30 \times 30 \times 30$  см.  
 2. Образцы для определения  $E_{\sigma}$  — призмы размером  $20 \times 20 \times 60$  см.  
 3. Условия хранения: во влажных опилках (за исключением образца 721-4, хранившегося на воздухе).

При закладке приборов в 1932 г. было изготовлено 12 призм, которые подвергались испытаниям в возрастах 2 месяцев, 6 месяцев и 1 года. Сводка результатов дана в табл. 10. Эти же данные графически представлены на фиг. 20.

Среднее значение модуля упругости, определявшегося в двухмесячном возрасте при относительной деформации  $20 \cdot 10^{-5}$ , было получено:

$$E_{-60 \text{ дней}} = 296\,000 \text{ кг/см}^2.$$

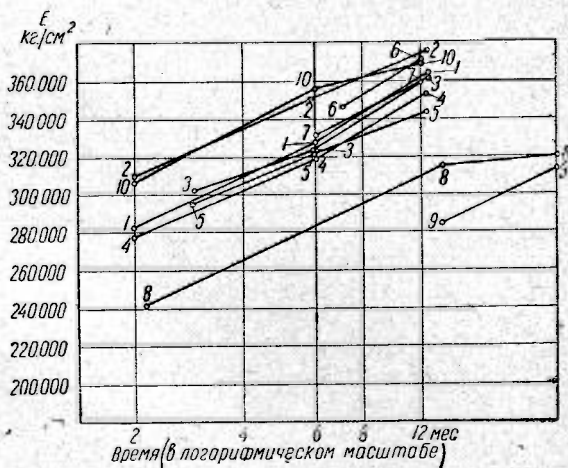
Следующая серия испытаний в возрасте 6 месяцев при относительной деформации  $25 \cdot 10^{-5}$  дала среднюю величину модуля упругости:

$$E_{-182 \text{ дня}} = 333\,000 \text{ кг/см}^2.$$

Это число весьма близко к среднему значению  $E$  в том же возрасте для марки бетона 285Д, которое равнялось  $331\,000 \text{ кг/см}^2$ .

Испытания в годичном возрасте, производившиеся при максимальной относительной деформации  $30 \cdot 10^{-5}$ , дали среднее значение модуля упругости:

$$E_{-365 \text{ дней}} = 359\,000 \text{ кг/см}^2.$$



Фиг. 20. Рост модуля упругости при сжатии во времени для бетона марки 300Д. Состав по весу 1 : 2,58 : 4,23;  $\frac{W}{C} = 0,55-0,58$ . Хранение во влажных опилках.

## Модуль упругости и временное сопротивление бетона марки 300Д при сжатии

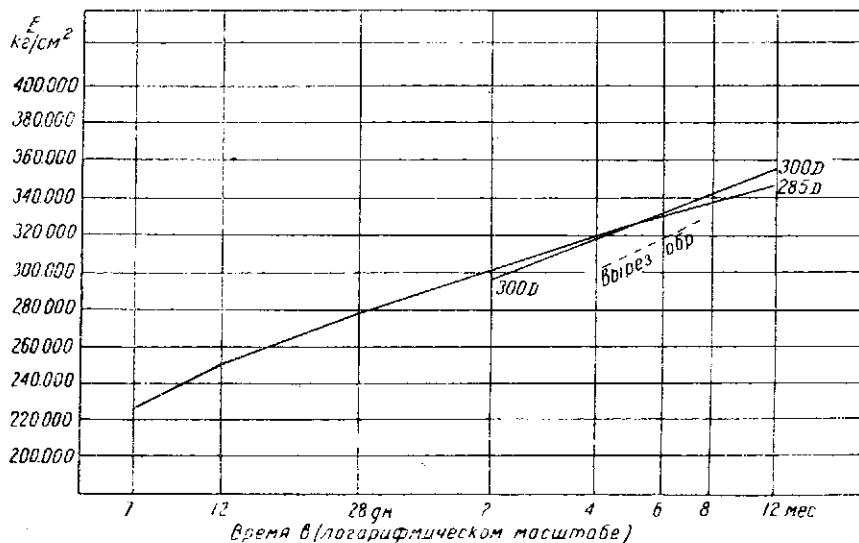
Образцы, отобранные при закладке приборов в плетине Днепростроя в 1932 г.

Дата изготовления	№ образца и партии	№ группы приборов	$\frac{W}{C}$	28 дней	62—84 дня	8 мес.	6 мес.—6 мес. 29 дней	1 год	1 год 17 дней
				при определении $E_b$ $i_{\max} = 20 \cdot 10^{-5}$		при определении $E_b$ $i_{\max} = 25 \cdot 10^{-5}$		при определении $E_b$ $i_{\max} = 30 \cdot 10^{-5}$	
				$R_{-}$	$E_b$	$R_{-}$	$E_b$	$R_{-}$	$E_b$
22/І 1932 г.	1224-1	23	0,58	220	310 000	326	352 000	—	377 100
22/І 1932 „	1224-2	23			303 750		323 000		361 300
22/І 1932 „	1225-1	24	0,55	207	278 000	381	319 000	—	352 900
22/І 1932 „	1225-2	24			296 000		322 000		346 100
27/І 1932 „	1231-1	21	0,57	140	283 000	274	326 900	—	363 600
27/І 1932 „	1231-2	21			—		—		333 300
27/І 1932 „	1232-1	75	0,57	199	306 400	315	335 500	—	267 900
27/І 1932 „	1232-2	75			—		—		325 500
12/ІІ 1932 „	1252-1	32	0,57	264	—	411	346 250	—	370 250
12/ІІ 1932 „	1252-2	32			303 000 (28 дней)		332 600		359 200
12/ІІ 1932 „	1253-1	33	0,56	264	—	—	345 500	—	374 800
12/ІІ 1932 „	1253-2	33			—		377 000		380 200

- Примечания: 1. Образцы для определения  $R_{-}$  — кубики размером 30×30×30 см.  
2. Образцы для определения  $E_b$  — призмы размером 20×20×60 см.  
3. Хранение во влажных опилках.

Из этой группы призм два образца, испытывавшиеся в годичном возрасте впервые (1231-2 и 1232-2) (табл. 10), как и следовало ожидать, дали пониженные значения модуля упругости по сравнению с результатами испытаний других образцов, уже подвергавшихся ранее нагружениям.

На основании данных для бетонов марок 285Д и 300Д построены суммарные кривые на фиг. 21. В интервале от 4 до 8 месяцев пунктиром построен отрезок кривой, представляющий изменение модуля упругости призм размером  $20 \times 20 \times 60$  см, выпиленных из массивов, непосредственно взятых из тела плотины (кладка 1931 г.). Эти данные нельзя считать достаточными, так как они базируются на испытании всего лишь четырех образцов<sup>1</sup>. Тем не менее для бетона сооружений здесь имеется то же характерное отставание, которое было отмечено для кривых, характеризующих прочность бетона (фиг. 4).



Фиг. 21. Рост модуля упругости бетона при сжатии со временем по результатам испытаний контрольных образцов и образцов, вырезанных из плотины.

Несомненно, что это запаздывание нарастания модуля упругости вызывается воздействием причин аналогичного порядка и в первую очередь различием условий, в которых хранятся лабораторные образцы и протекает твердение бетона в самом сооружении. Это еще раз подтверждает, насколько условной является характеристика упругих свойств бетона, основанная исключительно на лабораторных данных. Поэтому при определении напряжений в плотине по деформациям, измеренным телетензомерами, следовало бы принимать величины модулей упругости несколько ниже тех, которые получались при испытании контрольных образцов в лаборатории. Недостаточность данных не позволяет однако сделать достоверное заключение о величине снижения  $E_0$  в полевых условиях.

На фиг. 22 представлены суммарные кривые изменения модуля упругости и временного сопротивления с возрастом. Кривая модуля упругости построена по центрам тяжести системы точек, обнимающих всю совокупность произведенных испытаний. Из фиг. 22 видно, что увеличение модуля упругости происходит значительно медленнее, чем нарастание прочности бетона.

<sup>1</sup> Не смешивать эти испытания с испытаниями малых призм  $10 \times 10 \times 30$  см, выбуренных из тела плотины в 1930 г. (табл. 12).

Модуль упругости бетона при сжатии и его развитие при растяжении при разных температурах хранения

№ образ- ца и период	Температура хранения $t$ — $10^{\circ}\text{C}$			Температура хранения $t$ — $10^{\circ}\text{C}$		
	дата изгото- вленная	возраст в днях	расход цемента в $\text{кг}/\text{м}^3$	модуль упру- гости в $\text{кг}/\text{см}^2$	временное со- противление в $\text{кг}/\text{см}^2$	№ образ- ца и период

Испытаны при нагрузке до напряжения  $\sigma = 10 \text{ кг}/\text{см}^2$ .  $\frac{W}{Q} = 0,61$

1148-1	15/VIII	4	285	148 250	92	1148-2	15/VIII	5	285	164 150	92
1149-2	15/VIII	4	285	156 700	85	1149-2	15/VIII	5	285	141 900	97
1151-1	17/VIII	4	300	151 650	80	1151-2	17/VIII	5	300	48 300	81
1152-1	17/VIII	4	300	165 350	89	1152-2	17/VIII	5	300	130 000	82

Среднее 154 240 88,5

Среднее 144 840 70,5

Испытаны при нагрузке до напряжения  $\sigma = 10 \text{ кг}/\text{см}^2$ .  $\frac{W}{Q} = 0,72$

1157-1	22/VIII	4	300	75 130*	48	1157-2	22/VIII	5	300	102 400	48
1158-1	22/VIII	4	300	90 180*	54	1158-2	22/VIII	5	300	113 600	42
1160-1	25/VIII	4	285	147 150	56	1160-2	25/VIII	5	285	135 500	56
1161-1	25/VIII	4	285	29 500	55	1161-2	25/VIII	5	285	110 400	56

Среднее 138 300 52,5

Среднее 112 500 50,5

Испытаны при нагрузке до напряжения  $\sigma = 35-40 \text{ кг}/\text{см}^2$ .  $\frac{W}{Q} = 0,84$

1144-1	15/VIII	31	285	246 150	180	1148-3	15/VIII	32	285	236 200	133
1144-1	15/VIII	31	285	270 150	187	1149-2	15/VIII	32	285	218 100	126
1151-1	17/VIII	31	300	248 000	208	1151-2	17/VIII	33	300	219 600	140
1153-1	17/VIII	31	300	258 550	197	1153-2	17/VIII	33	300	231 000	158

Среднее 255 700 190,0

Среднее 209 300 149,5

Испытаны при нагрузке до напряжения  $\sigma = 25-30 \text{ кг}/\text{см}^2$ .  $\frac{W}{Q} = 0,72$

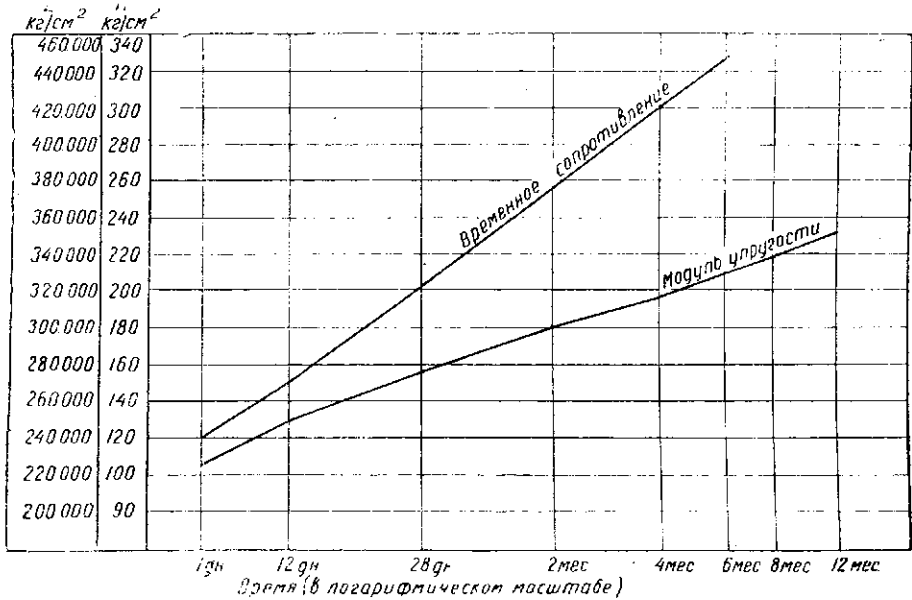
1157-1	22/VIII	31	300	169 250	181	1157-2	22/VIII	32	300	164 000	99
1158-1	22/VIII	31	300	183 700	119	1158-2	22/VIII	32	300	161 500	97
1160-1	25/VIII	31	285	215 550	137	1160-2	25/VIII	32	285	193 700	124
1161-1	25/VIII	31	285	195 700	142	1161-2	25/VIII	32	285	183 400	126

Среднее 191 050 132,0

Среднее 179 900 112,0

\* Образцы 1157-1 и 1158-1 испытаны до  $\sigma = 15 \text{ кг}/\text{см}^2$

Твердение бетона у наружных поверхностей обычно происходит при более низких температурах, чем в ядре массива. Вследствие этого для решения задачи о начальных напряжениях представлялось необходимым выяснить изменение упругих свойств бетона при двух резко различных температурах хранения.



Фиг. 22. Кривые изменения модуля упругости и кубиковой прочности бетона со временем.

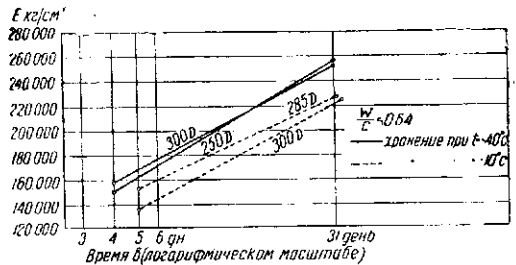
В табл. 11 даны результаты испытаний бетона для определения модуля упругости и временного сопротивления в условиях хранения при температуре  $+10^\circ$  и  $+40^\circ$ . Образцы изготовлялись в лаборатории из марок бетона 285Д и 300Д с водоцементным отношением 0,64 и 0,72.

Из приведенных материалов видно, что результаты испытаний, произведенных в возрасте 4—5 дней и затем на 31-й день, дают существенную разницу в величинах модулей упругости и прочности для обеих марок бетона (Фиг. 23).

Заключившая описание испытаний по определению модуля упругости бетона при сжатии, приводим табл. 12, где даны результаты испытаний малых призм размером  $10 \times 10 \times 30$  см, часть которых была вышлена из стандартных кубиков, другая часть — три образца вышлены из массивов, вырезанных из тела плотины.

Призмы испытаны в возрастах от 5 до 12 месяцев, причем нагружение производилось до относительной деформации  $\epsilon$  не выше  $15 \cdot 10^{-5}$ . Малочисленность этих образцов не позволяет вывести каких-либо определенных заключений.

На графике (Фиг. 24) показаны кривые деформаций при испытании одного из этих образцов, доведенного до стадии разрушения. Характерной чертой для большинства малых призм являлись весьма значительные пластические деформации.



Фиг. 23. Влияние условий хранения на модуль упругости бетона.

Результаты испытаний выпиленных призм размером  $10 \times 10 \times 30$  см

№ партий и место вырезки массивов или отбора проб	Дата бето- нирова- ния	Возраст	Хранение	Форма образца	$R_{\text{вырезанного}}$ кубика размером $30 \times 30 \times 30$ см в кг/см <sup>2</sup>	$R_{\text{выпиленн.}}$ призм размером $10 \times 10 \times 30$ см в кг/см <sup>2</sup>	Модуль упругости кг/см <sup>2</sup>
Бетон сооружения <sup>1</sup> (образцы выбурены из тела плотины в 1930 г.)							
Пролет № 6—7 Блок № 1 30,50	20/IX 1930 г.	1 год	Воздушное	Призма	287	245	273 500
Бычок № 11 Блок № 3 30,50	9/IX 1930 г.	9 мес. 4 дня	"	"	273	191	376 500
Бычок № 16 34,50	25/XII 1930 г.		8 мес.	"	"	302	245
Образцы, выпиленные из контрольных кубиков <sup>2</sup> , отобранных в 1930 г.							
Пролет № 18—19 партии № 691	26/X 1930 г.	6 мес. 1 день	Влажное	Призма	310 <sup>3</sup>	—	380 000
Пролет № 18—19 партии № 894	28/X 1930 г.	5 мес. 7 дней	"	"	349 <sup>3</sup>	—	331 000
Пролет № 18—19 партии № 708	5/XI 1930 г.	5 мес. 24 дня	"	"	306 <sup>3</sup>	—	312 000
Пролет № 18—19 партии № 720	14/XI 1930 г.	5 мес. 9 дней	"	"	—	—	344 000
Пролет № 18—19 партии № 721	14/XI 1930 г.	5 мес. 8 дней	"	"	—	—	303 000

## 4. Модуль упругости гранита при сжатии

Одновременно с испытаниями бетонных образцов, отобранных при закладке приборов в плотину, был определен модуль упругости при сжатии гранита, который применялся в виде щебня для бетона и шел в качестве «изюма». Образцы—призмы размером  $10 \times 10 \times 30$  см. Образец № 1 был изготовлен из серого мелкозернистого гранита, отобранного на левом берегу Днепра на скале «Дуршой». Первое испытание (по четырем приборам Мартенса) дало:

$$E = 692\,400 \text{ кг/см}^2.$$

Повторное испытание при расположении приборов в тех же точках дало:

$$E = 707\,100 \text{ кг/см}^2.$$

<sup>1</sup> Бетон марки 265Д.

<sup>2</sup> Нагружение образцов во время испытания производилось по относительной деформации около  $15 \cdot 10^{-5}$ .

<sup>3</sup> Эта величина есть временное сопротивление стандартных кубиков в возрасте 6 мес.; остальные  $R_{\text{прочность}}$  выпиленных кубиков, разрушенных в том же возрасте, при котором определялась  $R_{\text{с}}$ .

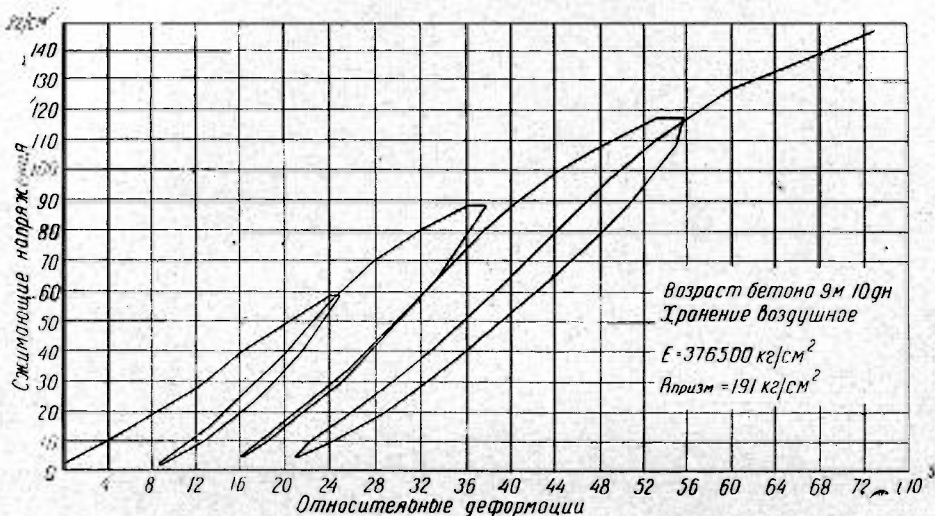
Образец № 2 был изготовлен из красноватого крупнозернистого гранита, отобранного в карьере на правом берегу. При первом испытании модуль упругости был получен  $E = 426\,300 \text{ кг/см}^2$ .

При повторном испытании образец был установлен с поворотом на  $90^\circ$  по отношению к прежнему положению. Следовательно приборы Мартенса находились на двух противоположных гранях, смежных с использованными при первом нагружении. Величина модуля упругости оказалась равной:

$$E = 421\,000 \text{ кг/см}^2.$$

Образец № 3 был изготовлен из серого крупнозернистого гранита, отобранного в карьере на правом берегу. При первом испытании было получено:

$$E = 730\,800 \text{ кг/см}^2.$$



Фиг. 24. Кривые деформаций призмы ( $9,2 \times 10,2 \times 30 \text{ см}$ ) из бетона, выбуренного из плотины.

При повторном испытании образец был повернут на  $180^\circ$ . Величина модуля упругости:

$$E = 722\,600 \text{ кг/см}^2.$$

Методика испытаний была та же, что при испытании бетонных образцов. Нагружение производилось до  $50 \text{ т}$ .

### § 6. Модуль упругости бетона при растяжении

Испытания производились на специальных образцах, изготовленных в лаборатории и приспособленных для установки в горизонтальной разрывной машине (фиг. 5 и 6). Центрирование образца и захватов по линии действующего усилия представило некоторые затруднения ввиду громоздкости конструкции захватов и большего веса образца. Это вызвало необходимость некоторых дополнительных устройств для уменьшения сил трения и обеспечения центральной передачи усилия на образец (ролики, серьги, прокладки).

Для изготовления этих образцов был применен бетон марки 300Д с водоцементным отношением  $0,66-0,69$  и составом по весу  $1 : 7,75$ . Испытания были произведены в возрастах 28 дней и 3 месяцев, причем одновременно испытывались стандартные кубики из того же бетона для определения  $R$  при сжатии.

## Результаты испытаний бетона на растяжение

№ образца	Хранение	Возраст в днях	Временное сопротивление кубиков на сжатие (среднее из 2) в кг/см <sup>2</sup>	Временное сопротивление на растяжение в кг/см <sup>2</sup>	Модуль упругости на растяжение в кг/см <sup>2</sup>	Марка цемента	Расход цемента в кг/м <sup>3</sup>	W/C по весу
837	Влажное	31	147	8,25	242 000	Цемент марки Д	300	0,66
859	Воздушное	29	178	9,7	314 000		300	0,67
869	"	29	141	7,25	244 500		300	0,69
830	Влажное	3 мес. 6 дней	289	12,9	419 500	Цемент марки Д	300	0,67
831	"	3 мес.	285	10,25	263 000		300	0,67
881-I	Воздушное	3 мес. 2 дня	297	12,2	375 000		300	0,69
881-II	"	3 мес. 4 дня	261	10,0	376 000		300	0,69

Примечание. Состав бетона по весу 1:7,75.

В табл. 13 приведены результаты испытаний для определения модуля упругости и временного сопротивления при растяжении. В каждом испытании применялись лишь три прибора Мартенса вследствие особых условий расположения образца. Методика испытаний и вычисления была той же, что и для опытов при сжатии. Среднее значение для 28-дневного возраста:

$$R_{\text{раст}} = 8,4 \text{ кг/см}^2;$$

$$R_{\text{сж}} = 155 \text{ кг/см}^2;$$

$$E_{\text{раст}} = 266\,800 \text{ кг/см}^2.$$

Среднее значение для трехмесячного возраста:

$$R_{\text{раст}} = 11,3 \text{ кг/см}^2;$$

$$R_{\text{сж}} = 283 \text{ кг/см}^2;$$

$$E_{\text{раст}} = 383\,500 \text{ кг/см}^2.$$

На результатах испытания сказывается влияние условий хранения: влажные образцы в возрасте трех месяцев дают большие абсолютные величины  $E$ .

По данным табл. 13 была построена кривая, выражающая зависимость модуля упругости при растяжении в функции  $R_+$  аналогично случаю сжатия бетона. Как видно из графика на фиг. 25, форма кривой близка к кривой при сжатии.

### § 7. Коэффициент Пуассона для бетона при сжатии

Для полной характеристики упругих свойств бетона помимо модуля упругости необходимо знать величину коэффициента Пуассона, определяющую поперечные деформации. В опытах для измерения поперечных деформаций применялись тензометры Гугенбергера и приборы Мартенса для измерения продольных укорочений. Как те, так и другие устанавливались в средней трети образца (фиг. 9) Образец — призма размером  $20 \times 20 \times 60$  см.



База приборов Гугенбергера (модель А) равнялась 18 см, база приборов Мартенса — 15 см. В трех образцах поперечные деформации измерялись приборами Мартенса при базе, равной 15 см.

Испытания производились с образцами различного возраста от 33 дней до 14 месяцев, причем найденное значение коэффициента Пуассона колебалось в пределах от 5,5 до 8,0. Результаты измерений приведены в табл. 14.

Таблица 14

Модуль упругости и коэффициенты Пуассона для бетона при сжатии

№ образца и партии	Хранение	Возраст	Модуль упругости в кг/см <sup>2</sup>	Коэффициент Пуассона	Тип прибора, примененный для измерения поперечных деформаций
Призма № 3 Партия № 721	Влажное	33 дня	296 000	0,16	Гугенбергер
Призма № 1 Партия № 1069	„	3 мес. 15 дней	286 000	0,15	Мартенс
Призма № 1 Партия № 720	„	14 мес. 2 дня	394 000	0,18	„
Призма № 1 Партия № 1068	„	3 мес. 18 дней	338 000	0,13	„
Призма № 1 Партия № 1057	„	4 мес. 1 день	330 000	0,16	Гугенбергер

Среднее значение коэффициента Пуассона из полученных данных составляет:

$$m = 0,15.$$

Интересно отметить, что при сжатии подсчет указывает на уменьшение объема средней трети образца. При объеме его  $20 \times 20 \times 20 \text{ см}^3$  и при напряжении  $72 \text{ кг/см}^2$  в возрасте бетона 14 месяцев это уменьшение объема достигало  $1 \text{ см}^3$  или, точнее,  $960 \text{ мм}^3$ , что составляет 0,012 % полного объема.

Измерений поперечных деформаций при опытах на растяжение не производилось.

Инж. Л. М. ЕМЕЛЬЯНОВ

**ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ЗАДАЧ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ  
И СОПРОТИВЛЕНИЯ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ  
НАПРЯЖЕНИЙ В ГРАВИТАЦИОННЫХ ПЛОТИНАХ**

## Введение

При расчете массивных плотин в настоящее время наибольшим распространением пользуются способы, основанные на методах теории упругости.

Несмотря на углубленный математический анализ напряженного состояния профиля под действием внешних нагрузок эти способы все же не в состоянии учесть некоторых специфических условий работы гравитационных плотин. Сюда следует отнести неоднородность кладки и ее упругих свойств в различных точках массива, деформации основания, неравномерность распределения объемных деформаций и др.

В расчетной практике даже точные решения отдельных задач теории упругости используются крайне редко из-за трудности их применения к действительной схеме сооружения. Создаются всевозможные приближенные способы и специальные расчетные приемы, объединяемые теорией сопротивления материалов. Степень точности расчета по этим приемам устанавливается путем сравнения с аналогичными решениями теории упругости.

Кроме этих двух основных групп расчетных приемов (т. е. основанных на теории упругости и теории сопротивления материалов) за последнее время получают распространение смешанные способы, в которых объединяются решения теории упругости и сопротивления материалов. Развитие этих способов объясняется стремлением использовать в возможно большей мере точные решения теории упругости.

В настоящей статье дается краткое описание некоторых задач теории упругости и сопротивления материалов, которые имеют приложение к изучению напряженного состояния гравитационных плотин. Излагаемый материал разделяется на три части по числу групп расчетных приемов. К первой части относятся задачи теории упругости, ко второй — решения по методам сопротивления материалов и наконец к третьей — смешанные способы. В конце статьи дается сравнение рассмотренных способов на численном примере.

### § 1. Плоская задача теории упругости

Современные способы расчета гравитационных плотин упрощают вопрос до так называемой плоской задачи, допуская, что как напряжения, так и деформации в массиве не зависят от координаты  $z$ , направленной вдоль оси плотины.

Расчетную схему плотины обычно выбирают так, чтобы создать условия плоского напряженного состояния, что в значительной степени облегчает анализ. Кроме упрощений математических выкладок, связанных с исключением влияния координаты  $z$ , следует иметь в виду, что при плоском напряженном состоянии распределение напряжений в массиве не зависит от упругих свойств материала тела. Отмеченное обстоятельство, известное еще со времени Мориса Леви, имеет большое значение при расчете бетонных плотин, для которых истинное значение  $E_0$  неизвестно и меняется со временем.

В плоской задаче напряженное состояние тела будет определено, если мы будем располагать в любой точке не менее чем тремя составляющими напряжениями (например  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  и  $\tau$ ). Для их отыскания используются два условия статикки (уравнения равновесия) и одно кинематическое условие (уравнение совместности).

В декартовой системе координат первые два условия имеют вид:

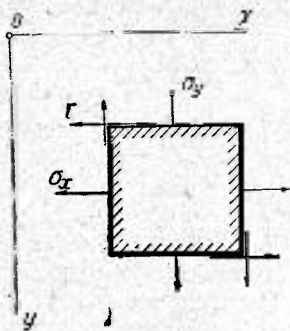
$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} - \frac{\partial \tau}{\partial x} + \gamma_y &= 0; \\ \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} + \gamma_x &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Положительные направления для напряжений и осей приняты согласно фиг. 1;  $\gamma_y$  и  $\gamma_x$  — слагающие объемных сил.

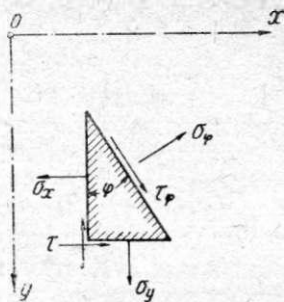
Кинематическое условие может быть представлено уравнением Мориса Леви:

$$\left( \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} \right) (\sigma_x + \sigma_y) = 0. \quad (2)$$

Таким образом задача об определении напряженного состояния профиля сводится к совместному интегрированию уравнений (1) и (2) и удовлетворению



Фиг. 1.



Фиг. 2.

условий на поверхности, которые согласно фиг. 2 могут быть представлены следующими двумя равенствами:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_\varphi &= \sigma_y \sin^2 \varphi + \sigma_x \cos^2 \varphi - \tau \sin 2\varphi; \\ \tau_\varphi &= \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\varphi + \tau \cos 2\varphi. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

В частном случае, когда  $\tau_\varphi = 0$ , уравнения (3) дают следующие зависимости между напряжениями:

$$\left. \begin{aligned} \tau &= (\sigma_y - \sigma_\varphi) \operatorname{tg} \varphi; \\ \sigma_x &= (\sigma_y - \sigma_\varphi) \operatorname{tg}^2 \varphi + \sigma_\varphi = \tau \operatorname{tg} \varphi + \sigma_\varphi. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Как показал Максвелл, условия (1) и (2) автоматически выполняются, если удовлетворяется следующее равенство:

$$\frac{\partial^4 \psi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \psi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \psi}{\partial y^4} = 0, \quad (5)$$

где  $\psi(x, y)$  — так называемая функция напряжений Эри, которая связывается с напряжениями  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\tau$  следующими равенствами:

$$\sigma_y = \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2}, \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 \psi}{\partial x \partial y} - \gamma_y x - \gamma_x y; \quad \sigma_x = \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2}. \quad (6)$$

Использование функции напряжений иногда облегчает решение задач теории упругости.

В 1910 г. проф. Н. М. Герсеговым<sup>1</sup> было дано общее решение уравнений (1) и (2). Напряжения  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\tau$  им были представлены с помощью четырех функций комплексного переменного. Частный их вид получается, используя граничные условия. Последняя операция создает большие технические трудности, почему в практике расчета плотин решения Герсегова пока не используются. Правда, инж. В. П. Павлов<sup>2</sup> пытался использовать решения Герсегова в расчете плотин криволинейного профиля, но получил результат очень сложного вида и мало применимый к профилям практического очертания.

Следует упомянуть еще о решении Колосова<sup>3</sup>. Напряжения им представлены двумя произвольными функциями комплексного переменного. Проф. Мухелишвили<sup>4</sup> развил и дополнил решение Колосова. В перемещениях задача была решена Lowe.

Все отмеченные выше решения к сожалению мало приложимы к расчетам гравитационных плотин, имеющих сложный криволинейный профиль.

Как видно из (6), в выражении функции Эри члены, содержащие одну из координат в первой степени, и постоянные члены могут выбираться произвольно.

Рассматривая равенства (3) совместно с (6) и добавляя к ним выражение моментов поверхностных сил, Брасс<sup>5</sup> дал следующие формулы, позволяющие непосредственно получить выражение функции напряжений на поверхности профиля:

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial\psi}{\partial y}\right)_B &= X_{BA} + \gamma_x \int_A^B x dy + \frac{1}{2} \gamma_y y_B^2; \\ \left(\frac{\partial\psi}{\partial x}\right)_B &= -Y_{BA} + \gamma_y \int_A^B y dx + \frac{1}{2} \gamma_x \cdot x_B^2; \\ \psi_B &= M_{BA} + \gamma_x \int_A^B (y_B - y) x dy + \gamma_y \int_A^B (x_B - x) y dx + \\ &+ \frac{1}{6} \gamma_x x_B^3 + \frac{1}{6} \gamma_y \cdot y_B^3. \end{aligned} \quad (7)$$

Равенства (7) определяют значения как самой функции, так и двух ее частных производных в произвольной точке  $B$ , лежащей на грани профиля. Входящие в них значения  $X_{BA}$ ,  $Y_{BA}$  и  $M_{BA}$  представляют собой проекции на оси координат и момент относительно точки  $B$  поверхностных внешних сил, действующих на участке грани  $AB$ . Другая точка грани  $A$  остается на одном месте. Выбор ее положения может быть произвольным, так как от перестановки точки  $A$  члены равенства (7) изменятся на постоянную величину. Согласно ранее сказанному это не повлияет на величину напряжений.

Как видно из равенств (7), выражение функции  $\psi$  определяется двумя группами слагаемых: одни (первые слагаемые) зависят исключительно от нагрузок, другие — от объемных сил  $\gamma$ . При отсутствии объемных сил функция напряжений на контуре характеризуется проекциями и моментом внешних сил.

<sup>1</sup> Сборник Ленинградского института инженеров путей сообщений LXXVI. Н. М. Герсегов, Общий метод решения упругого равновесия плоского изотропного тела и тонкой пластинки, ограниченной двумя кривыми линиями.

<sup>2</sup> «Гидротехническое строительство» № 2, 1935 г.

<sup>3</sup> Колосов, Об одном приложении теории функций комплексного переменного к плоской задаче математической теории упругости, Юрьев 1909 г.

<sup>4</sup> Мухелишвили, Некоторые задачи теории упругости, Л. 1933 г.

<sup>5</sup> Н. А. Brahtz, Proc. Am. Soc. of Civ. Eng. № 7, 1935.

Помимо чисто практической стороны (облегчение техники подбора  $\varphi$ ) приведенные равенства имеют и принципиальное значение, так как они раскрывают механическое содержание функции Эри.

Некоторые задачи расчета гравитационных плотин имеют более простое решение в полярных координатах.

Для анализа напряженного состояния прибегают также к криволинейной системе координат. Так, пользуясь криволинейной системой координат, Менаже<sup>1</sup> доказал, что при отсутствии объемных сил главные нормальные напряжения на своей траектории имеют экстремум в точке пересечения последней с изоклиной под прямым углом. Указанное явление будет иметь место например на прямолинейных участках грани профиля, нагруженных нормальными силами (траектории напряжений в этом случае выходят на поверхность перпендикулярно грани, а одна из изоклин совпадает с ней).

Следует упомянуть о задаче, решенной Гутманом<sup>2</sup>. Рассматривая условия напряженного состояния вблизи от сливной грани ( $\sigma_\varphi = \tau_\varphi = 0$ ), он показал, что для вогнутой наружу грани при наличии сжимающих главных напряжений, направленных параллельно ей ( $\sigma_1 < 0$ ), сопряженные напряжения  $\sigma_2$  остаются также всегда сжимающими ( $\sigma_2 < 0$ ). Для выпуклых же сливных граней аналогичное положение имеет место лишь при больших радиусах их кривизны  $\rho_1$ , удовлетворяющих следующему неравенству:

$$\rho_1 > \frac{|\sigma_1|}{\gamma \sin \varphi}.$$

Этот вывод представляет большой практический интерес, так как в теле плотин вообще не допускаются растягивающие напряжения.

## § 2. Треугольный профиль

В настоящее время наиболее изученным является треугольный профиль.

Рассмотрим его работу при некоторых наиболее часто встречающихся нагрузках. Вершину профиля совмещаем с началом координат. Ось  $y$  направим вертикально вниз; ось  $x$  — горизонтально вправо (фиг. 3). Углы наклона граней  $OA$  и  $OB$  с осью  $y$  обозначим через  $\alpha$  и  $\beta$ , а их тангенсы соответственно через  $m$  и  $n$  (фиг. 3).

Имея в виду наиболее употребительные очертания профилей, положительное направление угла  $\alpha$  принимаем против часовой стрелки, а угла  $\beta$  — по часовой.

### 1. Учет объемных сил

Напряжения от объемных сил  $\gamma$ , равномерно распределенных по профилю, представляются линейными однородными функциями координат  $x$  и  $y$ <sup>3</sup>:

$$\begin{aligned} \sigma_{yy} &= A_y \cdot x + B_y \cdot y; \\ \sigma_{xy} &= A_x \cdot x + B_x \cdot y; \\ \tau_y &= A_r \cdot x + B_r \cdot y, \end{aligned} \quad (8)$$

<sup>1</sup> А. Mesnager, Annales des Ponts et Chaussées (Partie Technique) Serie IX, 46, 4, 135—136 а также Э. Кокер и Л. Файлон, Оптический метод исследования напряжений, 1936 г., стр. 125

<sup>2</sup> Известия Научно-исследовательского института гидротехники, Л. 1933, № 10. Гутман, Ограничение кривизны свободной грани для криволинейных профилей подпорных стен и плотин.

<sup>3</sup> М. Levy, Sur l'équilibre élastique d'un barrage en maçonnerie à section triangulaire Comptes rendus de l'Académie des Sciences, Paris 1898, см. также Bonnet, Annales des Ponts et Chaussées за 1927 г., Веллецкий, О расчете вододержательных плотин и подпорных стен по методам теории упругости.

где  $A_y, A_x, A_z$  и  $B_y, B_x, B_z$  — параметры, не зависящие от координат. Индекс  $\gamma$  в выражениях (8) указывает, что напряжения вызваны действием объемных сил <sup>1</sup>.

Параметры определяются, подставляя выражение (8) в уравнения (1) и (4). Уравнения (4) составляются по два на каждую грань, т. е. всего четыре. Следовательно имеется шесть условий, позволяющих определить все параметры.

Первые два уравнения (1) дают:

$$\begin{aligned} B_y + A_z + \gamma_y &= 0; \\ A_x + B_z + \gamma_x &= 0. \end{aligned} \quad (a)$$

Вторая категория уравнений обуславливает пограничные напряжения, сводясь для грани  $OA$  (т. е. при  $x = my$ ) к следующим:

$$\sigma_x^a = m^2 \sigma_y^a \quad \text{и} \quad \tau^a = m \sigma_y^a \quad (b)$$

и для грани  $OB$  при  $x = -ny$  и  $\operatorname{tg} \varphi = -n$ :

$$\sigma_x^b = n^2 \sigma_y^b \quad \text{и} \quad \tau^b = -n \sigma_y^b. \quad (c)$$

Решая совместно уравнения (a), (b) и (c), находим значения для параметров:

$$\begin{aligned} A_y &= \frac{(m-n)\gamma_y - 2\gamma_x}{(m+n)^2}; & B_y &= \frac{-(m^2+n^2)\gamma_y + (m-n)\gamma_x}{(m+n)^2}; \\ A_x &= -\frac{mn(m-n)\gamma_y + (m^2+n^2)\gamma_x}{(m+n)^2}; & B_x &= -\frac{2m^2n^2\gamma_y + mn(m-n)\gamma_x}{(m+n)^2}; \\ A_z &= -\frac{2mn\gamma_y + (m-n)\gamma_x}{(m+n)^2}; & B_z &= \frac{mn(m-n)\gamma_y - 2mn\gamma_x}{(m+n)^2}. \end{aligned} \quad (9)$$

При действии объемных сил параллельно координате  $y$   $\gamma_x$  в написанных выражениях (9) будет равен нулю. Отметим некоторые особенности напряженного состояния для этого частного случая ( $\gamma_x = 0$ ). При  $n$  положительном нормальные напряжения  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  принимают только отрицательные значения (т. е. являются сжимающими). При  $n = m$  (профиль симметричен относительно оси  $y$ ) нормальные напряжения  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  в горизонтальных сечениях, а касательные напряжения в вертикальных сечениях постоянны. Когда одна из граней вертикальна, эпюра  $\sigma_y$  принимает треугольный вид с ординатой  $\gamma_y' \cdot y$  у вертикальной грани, а  $\sigma_x$  и  $\tau$  вообще равны нулю <sup>2</sup>.

## 2. Влияние распределенной по треугольнику нагрузки на грани $OB$ (фиг. 3)

Влияние произвольным образом распределенной нагрузки на боковых гранях клина может быть определено путем использования общего решения Mitchell'я <sup>3</sup>. Ниже рассматриваются некоторые наиболее употребительные простейшие случаи загрузки клина.

При загрузке грани  $OB$  (фиг. 3) нагрузкой, распределенной по закону треугольника, напряжения определяются теми же уравнениями (8), что и в предыдущем случае <sup>4</sup>.

<sup>1</sup> В дальнейшем изложении один из нижних индексов при обозначении напряжений будет указывать причину, вызвавшую напряжение.

<sup>2</sup> Более подробно этот вопрос освещен у акад. *Б. Г. Галеркина*, К исследованию напряжений в подпорных стенах трапециoidalного профиля, изд. 1933 г., стр. 18.

<sup>3</sup> *I. H. Mitchell*, Proceedings of the London Mathematical Society, Vol. 31, 1899, p. 100, а также *С. П. Тимошенко*, Теория упругости, 1934 г., стр. 129 и 137.

<sup>4</sup> Эта задача решена также Морисом Леви, Comptes rendus, 1898 г.

Из условий (1) следует:

$$\begin{aligned} B_y + A_\tau &= 0; \\ A_x + B_\tau &= 0. \end{aligned} \quad (a)$$

По грани  $OA$  ( $x = my$ ) согласно равенствам (4) имеем:

$$\sigma_x^a = m^2 \sigma_y^a \text{ и } \tau^a = m \sigma_y^a. \quad (b)$$

По грани  $OB$  ( $x = -ny$ ) согласно равенствам (3) имеем:

$$\sigma_x^b = n^2 \sigma_y^b - q_1(1 - n^2) + 2nq_2; \quad \tau^b = -(\sigma_y^b + q_1)n - q_2. \quad (c)$$

Входящие в равенства  $q_1$  и  $q_2$  представляют нормальную и касательную к грани слагающие давления<sup>1</sup>. В дальнейшем  $q_1$  и  $q_2$  выражаются соответственно через  $k_1y$  и  $k_2y$ , где  $k_1$  и  $k_2$  — постоянные величины. Решая совместно приведенные шесть дополнительных уравнений, получаем следующие значения параметров:

$$\begin{aligned} A_y &= \frac{k_1}{(m+n)^3} (n^2 + 3mn - 2) + \frac{3k_2}{(m+n)^2}; \\ B_y = -A_\tau &= \frac{k_1}{(m+n)^3} (m - 2m^2n - n) - \frac{k_2}{(m+n)^2} (2m - n); \\ A_x = -B_\tau &= \frac{k_1 mn}{(m+n)^3} (m^2 - mn + 2) + \frac{k_2}{(m+n)^2} \cdot m(m - 2n); \\ B_x &= \frac{k_1 m^2}{(m+n)^3} (2mn^2 - 3n - m) + \frac{3k_2 m^2 n}{(m+n)^2}. \end{aligned} \quad (10)$$

При загрузке треугольной нагрузкой ( $q$ ) грани  $OA$  тангенсы ( $m$  и  $n$ ) в выражениях параметров меняются местами и при сохранении направления осей координат параметры  $A_y$ ,  $A_x$  и  $B_\tau$  изменят знаки на обратные.

При изменении осей координат можно несколько упростить выражения параметров. Например при совмещении координаты  $y$  с медианой треугольника профиля получим следующие значения параметров  $B$  с сохранением прежних значений [см. выражение (10)] параметров  $A$ <sup>2</sup>.

1) От объемных сил:

$$\begin{aligned} B'_y &= -\frac{\gamma_y}{2}; \\ B'_x &= \frac{mny_y + (m-n)\gamma_x}{2}; \\ B'_\tau &= -\frac{\gamma_x}{2}. \end{aligned} \quad (11a)$$

Как видим, от вертикально действующих объемных сил (вес кладки) касательные напряжения на медиане профиля равны нулю. От горизонтальных объемных сил напряжения  $\sigma_y$  на медиане равны нулю.

2) От треугольной нагрузки:

$$\begin{aligned} B'_y &= \frac{n \cdot k_1 + k_2}{2(m+n)}; \\ B'_x &= \frac{k_1(mn-2)}{2(m+n)} + \frac{k_2 \cdot m(m^2 + 2n^2 + 3mn)}{2(m+n)^2}; \\ B'_\tau &= \frac{-k_1 + nk_2}{2(m+n)}. \end{aligned} \quad (11b)$$

<sup>1</sup> Положительное направление давления  $q_1$  принято в сторону плотины и  $q_2$  — вниз.

<sup>2</sup> Направление координат в данном случае сохранено прежним. Координата, отсчитывается по вертикали,  $x$  — по горизонтали, но от медианы треугольника профиля.



В напряженном состоянии двух рассмотренных случаев (влияние объемных сил и треугольной нагрузки на грани) имеются некоторые общие черты. В обоих случаях напряжения  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  и  $\tau$  представляются линейными функциями координат с нулевыми значениями в вершине  $O$  профиля. Ввиду этого напряженное состояние на любом луче, проведенном из вершины, растет пропорционально удалению от нее. Изоклины в рассмотренных задачах представляются пучком лучей, исходящих из вершины.

Напряжения от других нагрузок представляются более сложными формулами.

### 3. Влияние равномерно распределенной нагрузки на грани $OB$ <sup>1</sup> (фиг. 4)

При загрузке грани  $OB$  равномерно распределенной нагрузкой  $p$  напряжения могут быть представлены в следующем виде:

$$\begin{aligned}\sigma_y &= 2 \left\{ A + B \left( \beta + \frac{z}{1+z^2} \right) - C \cos 2\beta - D \sin 2\beta \right\}; \\ \sigma_x &= 2 \left\{ A + B \left( \beta + \theta - \frac{z}{1+z^2} \right) + C \cos 2\beta + D \sin 2\beta \right\}; \\ \tau &= -\frac{1-z^2}{1+z^2} \cdot B + 2 (C \sin 2\beta - D \cos 2\beta).\end{aligned}\quad (12)$$

Входящий в формулы (12)  $z = \frac{x}{y}$ . Угол  $\theta = \arctg z$ . Параметры  $A$ ,  $B$ ,  $C$  и  $D$  определяются из граничных условий (3), которые пишутся по два для каждой грани.

Как показывают приведенные формулы (12), напряжения сохраняют свою величину на лучах, проведенных через  $O$ . Параметры  $A$ ,  $B$ ,  $C$  и  $D$  определяем отдельно для нормальной к грани слагающей давления  $p_1$  и касательной слагающей  $p_2$ .

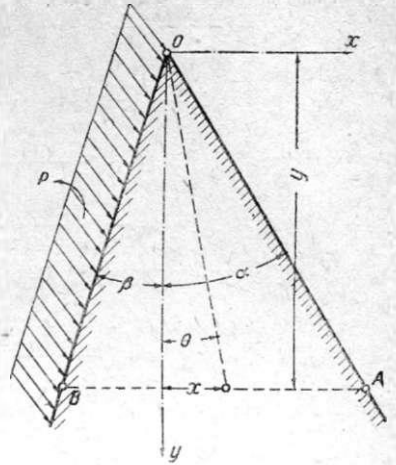
Для слагающей  $p_1$ :

$$\begin{aligned}A_1 &= \frac{p_1}{4} \cdot \frac{2(a+\beta)(1-mn) - (m+n)}{(m+n) - (a+\beta)(1-mn)}; \\ B_1 &= -2D_1 = -\frac{p_1}{2} \cdot \frac{1-mn}{(m+n) - (a+\beta)(1-mn)}; \\ C_1 &= -\frac{p_1}{4} \cdot \frac{m+n}{(m+n) - (a+\beta)(1-mn)},\end{aligned}$$

что после подстановки в выражения (12) дает:

$$\left. \begin{aligned}\sigma_{yp} &= p_1 \frac{\left( a - \theta - \frac{z}{1+z^2} \right) (1-mn) - n}{m+n - (a+\beta)(1-mn)}; \\ \sigma_{xp} &= p_1 \frac{\left( a - \theta + \frac{z}{1+z^2} \right) (1-mn) - m}{m+n - (a+\beta)(1-mn)}; \\ \tau_1 &= p_1 \frac{\frac{1}{1+z^2} (1-mn) - 1}{m+n - (a+\beta)(1-mn)}.\end{aligned}\right\} \quad (13)$$

<sup>1</sup> Задача впервые решена также Морисом Леви, см. Comptes rendus 1898 г.



Фиг. 4.

Для касательной слагающей  $p_2$ , направленной вниз:

$$A_2 = -C_2 = -\frac{p_2}{4} \cdot \frac{(\alpha + \beta) \left[ m + n - \frac{(1 - mn)^2}{m + n} \right] + 1 - mn}{m + n - (\alpha + \beta)(1 - mn)};$$

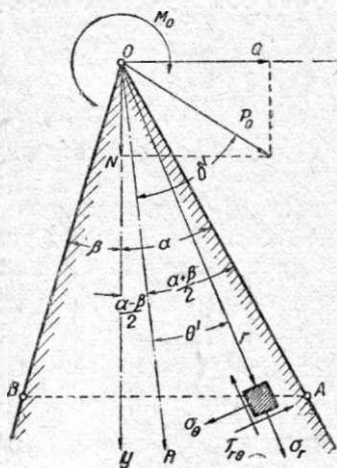
$$B_2 = \frac{p_2}{4} \cdot \frac{2(m + n)}{m + n - (\alpha + \beta)(1 - mn)};$$

$$D_2 = \frac{p_2}{4} \cdot \frac{m + n - 2(\alpha + \beta)(1 - mn)}{m + n - (\alpha + \beta)(1 - mn)}.$$

После подстановки в (12) выражения напряжений получаем вид:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{yy} &= p_2 \frac{(\alpha + \beta) \frac{1 + n^2}{m + n} - \left( \alpha - \theta - \frac{z}{1 + z^2} \right) (m + n) - 1}{m + n - (\alpha + \beta)(1 - mn)}; \\ \sigma_{zz} &= p_2 \frac{(\alpha + \beta) \frac{m^2(1 + n^2)}{m + n} - \left( \alpha - \theta - \frac{z}{1 + z^2} \right) (m + n) + mn}{m + n - (\alpha + \beta)(1 - mn)}; \\ \tau_{yz} &= p_2 \frac{(\alpha + \beta) \frac{m(1 + n^2)}{m + n} + \frac{nz^2 - m}{1 + z^2}}{m + n - (\alpha + \beta)(1 - mn)}. \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

#### 4. Влияние сосредоточенной силы $P_0$ , приложенной в вершине $O$ клина (фиг. 5)



Фиг. 5.

В прямоугольной системе координат  $(x, y)$  напряжения представляются следующими выражениями <sup>1</sup>:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{yy} &= \frac{\sigma_r}{1 + z^2}; & \sigma_{xx} &= \frac{z^2 \sigma_r}{1 + z^2}; & \tau_{xy} &= \frac{z \sigma_r}{1 + z^2}, \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

где  $z = \frac{x}{y}$ .

Из (15) видим, что отношения напряжений зависят только от  $z$ , а именно:

$$\sigma_y : \sigma_x : \tau = 1 : z^2 : z.$$

В частности на оси  $y$   $\sigma_x = \tau = 0$ , что не соответствует элементарным гипотезам сопротивления материалов.

Напряжения  $\sigma_r$  в прямоугольной системе координат удобнее представить отдельно в зависимости от каждого компонента  $N$  и  $Q$  силы  $P_0$  (фиг. 5).

<sup>1</sup> Весьма просто напряжения представляются в полярной системе координат  $(r, \theta')$  осью, направленной по биссектрисе угла  $(\alpha + \beta)$ , образуемого гранями; именно:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{2P_0}{r} \left[ \frac{\cos \theta' \cos \delta'}{\alpha + \beta + \sin(\alpha + \beta)} + \frac{\sin \theta' \sin \delta'}{\alpha + \beta - \sin(\alpha + \beta)} \right]; \\ \sigma_\theta &= \tau_{r\theta} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

Входящий сюда угол  $\delta'$  определяет направление действия силы.

Геометрическое место точек, имеющих  $\sigma_r = 0$ , представляет прямую, проходящую через вершину клина. Ее направление  $(\theta'_0)$  определяется равенством:

$$\operatorname{tg} \theta'_0 = -\frac{1}{\operatorname{tg} \delta'} \cdot \frac{\alpha + \beta - \sin(\alpha + \beta)}{\alpha + \beta + \sin(\alpha + \beta)}.$$

Напряжения в клине будут однозначными, если

$$[\theta'_0] > \frac{1}{2} \cdot (\alpha + \beta).$$

Это решение дано Митчеллем (Mitchell), Proc. Math. Soc., London, m. 32. 1900 г.

От вертикальной силы  $N$ :

$$\sigma_{rN} = \frac{2N}{y(1+z^2)} \cdot \frac{z(m^2 - n^2) - (\alpha + \beta)(m^2 + 1)(n^2 + 1) + (1 + mn)(m + n)}{(\alpha + \beta)^2(m^2 + 1)(n^2 + 1) - (m + n)^2}. \quad (16)$$

От горизонтальной силы  $Q$ :

$$\sigma_{rQ} = \frac{2Q}{y(1+z^2)} \cdot \frac{m^2 - n^2 - z[(\alpha + \beta)(m^2 + 1)(n^2 + 1) + (1 + mn)(m + n)]}{(\alpha + \beta)^2(m^2 + 1)(n^2 + 1) - (m + n)^2}. \quad (17)$$

5. Влияние момента ( $M_0$ ), приложенного в вершине профиля (фиг. 5)

В прямоугольной системе координат имеем следующие выражения напряжений:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{yM} &= \frac{2M_0}{y^2(1+z^2)^2} \cdot \frac{2z^3 + (1-3z^2)(m-n) - 2z(1+2mn)}{m+n - (\alpha+\beta)(1-mn)}; \\ \sigma_{xM} &= \frac{2M_0}{y^2(1+z^2)^2} \cdot \frac{z^3(3-z^2)(m-n) - 2z^3(2+mn) + 2zmn}{m+n - (\alpha+\beta)(1-mn)}; \\ \tau_M &= \frac{2M_0}{y^2(1+z^2)^2} \cdot \frac{z^4 + 2z(1-z^2)(m-n) - 3z^2(1+mn) + mn}{m+n - (\alpha+\beta)(1-mn)}. \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

Входящий в равенство момент  $M_0$  принят действующим по часовой стрелке <sup>1</sup>.

6. Одновременное нагружение треугольного профиля различными нагрузками

Напряжения в данном случае на основании принципа независимости действия сил представляются простой алгебраической суммой напряжений, вызываемых каждой слагающей нагрузкой в отдельности (фиг. 6). Именно:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= \bar{\sigma}_{yy} \cdot \gamma + \bar{\sigma}_{yq} \cdot k + \bar{\sigma}_{yp} \cdot p + \bar{\sigma}_{yN} \cdot N + \bar{\sigma}_{yQ} \cdot Q + \bar{\sigma}_{yM} \cdot M_0; \\ \sigma_x &= \bar{\sigma}_{xy} \cdot \gamma + \bar{\sigma}_{xq} \cdot k + \bar{\sigma}_{xp} \cdot p + \bar{\sigma}_{xN} \cdot N + \bar{\sigma}_{xQ} \cdot Q + \bar{\sigma}_{xM} \cdot M_0; \\ \tau &= \bar{\tau}_y \cdot \gamma + \bar{\tau}_q \cdot k + \bar{\tau}_p \cdot p + \bar{\tau}_N \cdot N + \bar{\tau}_Q \cdot Q + \bar{\tau}_M \cdot M_0. \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

где  $\bar{\sigma}$  и  $\bar{\tau}$  (подчеркнутые сверху) представляют напряжения, возникающие от единичной нагрузки. Значения входящих в равенство (20) напряжений определяются с помощью формул (8), (12), (15) и (19) (в которых силовой фактор приравнен единице),

### § 3. Трапециoidalный профиль

Ввиду сложности непосредственного расчета по методам теории упругости всевозможных профилей, очерченных кривыми и ломаными линиями, нередко используются различные вспомогательные способы, облегчающие решение задач. Среди них представляет известный практический интерес способ, основанный на использовании вспомогательных профилей. Он позволяет применять некоторые упрощения и приближения, значительно облегчающие решения задач.

<sup>1</sup> Более просто напряжения определяются в полярных координатах. Направив полярную ось  $OR$  по биссектрисе угла  $(\alpha + \beta)$ , получаем следующие выражения напряжений:

$$\sigma_r = -\frac{2M_0}{r^2} \cdot \frac{\sin 2\theta'}{\sin(\alpha + \beta) - (\alpha + \beta) \cos(\alpha + \beta)};$$

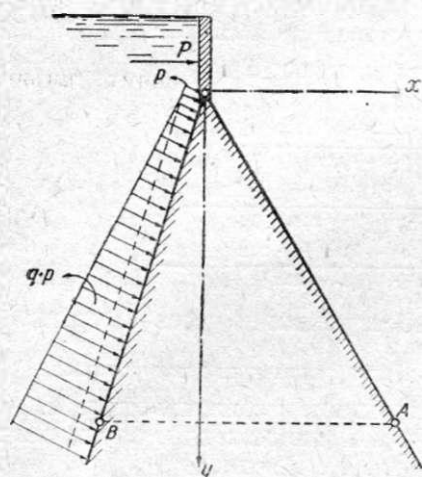
$$\sigma_\theta = 0;$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{M_0}{r^2} \cdot \frac{\cos 2\theta' - \cos(\alpha + \beta)}{\sin(\alpha + \beta) - (\alpha + \beta) \cos(\alpha + \beta)}.$$

Как видим, в радиальных сечениях нормальных напряжений ( $\sigma_\theta$ ) не имеется. Напряжения  $\sigma_r$  и  $\tau_{r\theta}$  распределяются относительно биссектрисы угла  $(\alpha + \beta)$ : первое — кососимметрично, второе — симметрично. Напряжения убывают пропорционально квадрату  $r$ .

В изложенном виде решение дано проф. Inglis C. E., Some special cases of two-dimensional stress or strain, Frans. Inst. Naval Architects. 64, 1922. Задача впервые была решена Филлунгером (Fillunger) «Zeitschrift für Mathematik und Physik.» 1911, В. 59, 1912 В. 60.

Идея рассматриваемого способа состоит в том, что вместо изучаемого профиля рассматривается другой так называемый вспомогательный профиль. Его очертание выбирается возможно более простое, чтобы он допускал сравнительно легкие решения для различных нагрузок. Кроме того вспомогательный профиль должен быть профилем окаймляющим по отношению к изучаемому, т. е. полностью включать его в себя. Вспомогательный профиль загружается таким образом, чтобы в части его, включающей изучаемый профиль, напряжения оказались равными напряжениям последнего (т. е. изучаемого профиля) при заданном его нагружении. Для этого, очевидно, необходимо удовлетворить пограничным условиям изучаемого профиля.



Фиг. 6.

Следовательно рассматриваемый прием расчета имеет две последовательные операции. В начале требуется подыскать вспомогательный профиль, который включал бы изучаемый, по возможности меньше от него отличался и главное был бы хорошо изучен. Затем подбирается такое нагружение вспомогательного профиля, при котором удовлетворяются пограничные условия включенного в него изучаемого профиля. Тогда законы распределения напряжений в этих двух профилях будут идентичными, почему и переносятся полностью на изучаемый профиль.

Описанный прием расчета использован акад. Б. Г. Галеркиным для изучения работы трапециoidalного профиля (фиг. 7,а) <sup>1</sup>. В качестве вспомогательного к нему взят треугольный профиль, получаемый путем продолжения боковых граней первого до их пересечения (фиг. 7,б).

Для создания аналогии в работе изучаемого трапециoidalного профиля и вспомогательного треугольного прикладываются к ним по граням  $AC$  и  $DB$  совершенно одинаковые нагрузки, что, вообще говоря, не вызывает затруднений, так как нагрузки задаются при постановке задачи. Кроме того ставится условие, чтобы нагружение верхней части треугольного профиля  $COD$  (фиг. 7,б) обеспечивало вполне определенное напряженное состояние по грани верхнего основания  $CD$ , тождественное изучаемому трапециoidalному профилю.

Для упрощения задачи акад. Б. Г. Галеркин последнее условие несколько изменил. Он потребовал, чтобы равнодействующая напряжений в сечении  $CD$  треугольного профиля (фиг. 7,б) была бы равна равнодействующей сил, приложенных к верхней грани  $CD$  трапециoidalного профиля (фиг. 7,а). Согласно принципу Сен-Венана расхождение результатов расчета при таком допущении по сравнению с точным решением ощущается лишь в непосредственной близости к грани  $CD$  и довольно быстро ступшеывается по мере удаления от нее вниз.

Вместе с тем изложенное допущение акад. Б. Г. Галеркина в значительной степени облегчает подбор нагружения верхней части вспомогательного треуголь-



Фиг. 7.

<sup>1</sup> Акад. Б. Г. Галеркин, К исследованию напряжений в плитах и подпорных стенах трапециoidalного профиля, Л., 1933 г., а также Сборник Ленинградского института инженеров путей сообщения, 1929 г., вып. 99.

ного профиля. Оно при этом может быть даже различным, лишь бы соблюдалось поставленное условие на грани  $CD$ .

Пользуясь свободой выбора типа загрузки на участках  $OC$  и  $OD$  треугольного профиля, акад. В. Г. Галеркин поступает следующим образом. Имеющуюся распределенную нагрузку, приложенную к трапециoidalному профилю, он распространяет до вершины  $O$  треугольного профиля и кроме того к вершине прикладывает две сосредоточенные силы — вертикальную  $N$ , горизонтальную  $Q$  и момент  $M_0$  (фиг. 7, б). Величины последних выбираются таким образом, чтобы они вместе с распределенной нагрузкой, приложенной на участке  $COD$ , приводились к системе сил, действующей по грани  $CD$  трапециoidalного профиля. Для этого, очевидно, должны удовлетворяться следующие три условия:

$$\left. \begin{aligned} S_y + N &= P_y; \\ S_x + Q &= P_x; \\ M_{cs} + M_0 + Qh - N \frac{m-n}{2} h &= M_{cp}, \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

где  $S_y$  и  $S_x$ <sup>1</sup> — вертикальная и горизонтальная слагающие равнодействующей распределенной нагрузки на участке  $COD$ ;

$M_{cs}$  — ее момент относительно середины верхнего основания  $OD$  трапециoidalного профиля;

$N, Q$  и  $M_0$  — дополнительные воздействия, приложенные в вершине  $O$ ;

$P_y, P_x$  и  $M_{cp}$  — компоненты равнодействующей сил, действующих на грани  $CD$  трапециoidalного профиля, именно, две ее проекции на оси координат и момент относительно центра рассматриваемой грани ( $CD$ );

$h$  — высота треугольника  $COD$ .

Входящие в уравнения (21)  $P_y, P_x$  и  $M_{cp}$  определяются из условия задачи;  $S_y, S_x$  и  $M_{cs}$  определяются также предварительно. Остающиеся неизвестными силы  $N, Q$  и момент  $M_0$  могут быть определены из уравнений (21).

После того, когда будут найдены силы  $M_0, N$  и  $Q$ , значения напряжений в трапециoidalном профиле согласно уравнению (20) представляются следующими выражениями:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ys} &= \bar{\sigma}_{ys}s + \bar{\sigma}_{yM}M_0 + \bar{\sigma}_{yN}N + \bar{\sigma}_{yQ}Q; \\ \sigma_{xs} &= \bar{\sigma}_{xs}s + \bar{\sigma}_{xM}M_0 + \bar{\sigma}_{xN}N + \bar{\sigma}_{xQ}Q; \\ \tau_s &= \bar{\tau}_s s + \bar{\tau}_M M_0 + \bar{\tau}_N N + \bar{\tau}_Q Q. \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

В выражениях (22) множитель  $s$  выражает интенсивность распределенной нагрузки, приложенной к трапециoidalному, а следовательно и к треугольному профилю.

Напряжения треугольного профиля  $\bar{\sigma}_{yM}, \bar{\sigma}_{yN}$  и  $\bar{\sigma}_{yQ}$  определяются из равенств (15), (16), (17) и (19), в которых силовой фактор приравнен единице. Напряжения  $\bar{\sigma}_s$  и  $\bar{\tau}_s$  определяются в зависимости от рода нагрузки с помощью формул (8), (12).

Рассмотрим несколько частных случаев загрузки трапециoidalного профиля.

### 1. Учет собственного веса (фиг. 8)

По условию задачи на грани  $CD$  нагрузка отсутствует, следовательно:

$$P_x = P_y = M_{cp} = 0.$$

<sup>1</sup> Положительное направление сил принято по направлению осей координат (т. е. вниз и вправо) и моментов — по часовой стрелке.

Распространяя объемные силы трапециoidalного профиля на треугольник  $COD$ , будем иметь:

$$S_y = +\gamma_y h^2 \frac{m+n}{2}; \quad S_x = 0;$$

$$M_{cs} = -S_y \frac{m-n}{6} h = -\gamma_y h^3 \frac{m^2-n^2}{12},$$

где  $h$  — высота треугольника  $COD$  или координата  $y$  сечения  $CD$ .

Подставляя найденные значения в равенства (21), получаем:

$$N = -\gamma_y h^2 \frac{m+n}{2}; \quad Q = 0; \quad M_0 = -\gamma_y h^3 \frac{m^2-n^2}{6}.$$

Фиг. 8.

Подставляя найденные значения  $M_0$  и  $N$  в уравнение (22), а также заменяя  $s$  через  $\gamma_y$ , окончательно получаем:

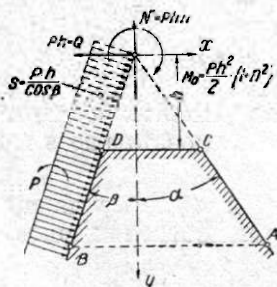
$$\left. \begin{aligned} \sigma_{yy} &= \bar{\sigma}_{yy} \gamma_y - \bar{\sigma}_{yM} \gamma_y h^3 \frac{m^2-n^2}{6} - \bar{\sigma}_{yN} \gamma_y h^2 \frac{m+n}{2}; \\ \sigma_{xy} &= \bar{\sigma}_{xy} \gamma_y - \bar{\sigma}_{xM} \gamma_y h^3 \frac{m^2-n^2}{6} - \bar{\sigma}_{xN} \gamma_y h^2 \frac{m+n}{2}; \\ \tau_y &= \bar{\tau}_y \gamma_y - \bar{\tau}_M \gamma_y h^3 \frac{m^2-n^2}{6} - \bar{\tau}_N \gamma_y h^2 \frac{m+n}{2}. \end{aligned} \right\} \quad (22a)$$

Значения  $\bar{\sigma}_{yM}$ ,  $\bar{\sigma}_{yN}$  и  $\bar{\sigma}_{xN}$  определяются с помощью равенств (8), (15), (16), (19), в которых интенсивность нагрузки принята равной единице.

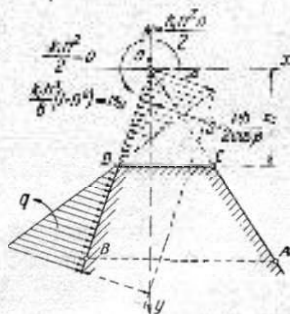
## 2. Учет равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $p_1$ , приложенной нормально к грани $BD$

Аналогично предыдущему случаю определяются  $M_0$ ,  $N$  и  $Q$  (фиг. 9):

$$M_0 = p_1 \frac{h^2}{2} (1+n^2); \quad N = -p_1 hn; \quad Q = -p_1 h.$$



Фиг. 9.



Фиг. 10.

По подстановке значений в равенство (22) имеем:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{yp} &= \bar{\sigma}_{yp} p_1 + \bar{\sigma}_{yM} p_1 \frac{h^2}{2} (1+n^2) - \bar{\sigma}_{yN} p_1 hn - \bar{\sigma}_{yQ} p_1 h; \\ \sigma_{xp} &= \bar{\sigma}_{xp} p_1 + \bar{\sigma}_{xM} p_1 \frac{h^2}{2} (1+n^2) - \bar{\sigma}_{xN} p_1 hn - \bar{\sigma}_{xQ} p_1 h; \\ \tau_p &= \bar{\tau}_p p_1 + \bar{\tau}_M p_1 \frac{h^2}{2} (1+n^2) - \bar{\tau}_N p_1 hn - \bar{\tau}_Q p_1 h. \end{aligned} \right\} \quad (22b)$$

### 3. Влияние нагрузки, распределенной по треугольнику на грани $BD$ (фиг. 10)

Интенсивность нагрузки на глубине  $y - h$  от грани  $CD$  определяется выражением  $q_1 = k_1 (y - h)$ . Значения напряжений могут быть представлены следующими выражениями:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{yq} &= \bar{\sigma}_{yq} k_1 - \bar{\sigma}_{yp} k_1 h - \bar{\sigma}_{yM} \frac{k_1 h^3 (n^2 + 1)}{6} + \bar{\sigma}_{yN} \frac{k_1 h^3 n}{2} + \bar{\sigma}_{yQ} \frac{k_1 h^3}{2}; \\ \sigma_{xq} &= \bar{\sigma}_{xq} k_1 - \bar{\sigma}_{xp} k_1 h - \bar{\sigma}_{xM} \frac{k_1 h^3 (n^2 + 1)}{6} + \bar{\sigma}_{xN} \frac{k_1 h^3 n}{2} + \bar{\sigma}_{xQ} \frac{k_1 h^3}{2}; \\ \tau_q &= \bar{\tau}_q k_1 - \bar{\tau}_p k_1 h - \bar{\tau}_M \frac{k_1 h^3 (n^2 + 1)}{6} + \bar{\tau}_N \frac{k_1 h^3 n}{2} + \bar{\tau}_Q \frac{k_1 h^3}{2}. \end{aligned} \right\} \quad (22c)$$

### 4. Влияние момента $M$ , приложенного к грани $CD$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{yM} &= \bar{\sigma}_{yM} M; \\ \sigma_{xM} &= \bar{\sigma}_{xM} M; \\ \tau_M &= \bar{\tau}_M M. \end{aligned} \right\} \quad (22d)$$

Напряжения от момента не зависят от места его приложения.

### 5. Влияние продольной силы $P_y$ , приложенной к середине верхнего основания $CD$ трапециoidalного профиля

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{yP_y} &= \bar{\sigma}_{yM} P_y h \frac{m-n}{2} + \bar{\sigma}_{yN} P_y; \\ \sigma_{xP_y} &= \bar{\sigma}_{xM} P_y h \frac{m-n}{2} + \bar{\sigma}_{xN} P_y; \\ \tau_{P_y} &= \bar{\tau}_M P_y h \frac{m-n}{2} + \bar{\tau}_N P_y. \end{aligned} \right\} \quad (22e)$$

### 6. Влияние поперечной силы $P_x$ , приложенной в верхнему основанию $CD$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{yP_x} &= -\bar{\sigma}_{yM} P_x h + \bar{\sigma}_{yQ} P_x; \\ \sigma_{xP_x} &= -\bar{\sigma}_{xM} P_x h + \bar{\sigma}_{xQ} P_x; \\ \tau_{P_x} &= -\bar{\tau}_M P_x h + \bar{\tau}_Q P_x. \end{aligned} \right\} \quad (22ж)$$

## § 4. Напряжения в местах излома граней профиля

Местные напряжения в районе изломов грани профиля рассматривались Брассом. Для этих участков им получена в полярных координатах  $(r, \theta)$  функция напряжений следующего вида (фиг. 11,а):

$$\psi = Ar^{C+1} [C \cdot \cos C\theta + d \sin C\theta \sin \theta - \sin C\theta \cos \theta], \quad (23)$$

где  $A$  — произвольная постоянная;

$\theta$  — угол, измеряемый от грани  $I$  в направлении грани  $II$ ;

$d = \operatorname{ctg} (\alpha + \beta) + C \cdot \operatorname{ctg} C \cdot (\alpha + \beta)$ ;

$C$  — отвлеченная величина, зависящая от угла  $(\alpha + \beta)$ , образуемого гранями в месте излома. Ее находят из следующего уравнения:

$$C \sin (\alpha + \beta) = \pm \sin C \cdot (\alpha + \beta). \quad (a)$$

Брасс считает, что уравнение а) при  $\pi < \alpha + \beta < 2\pi$  имеет только два <sup>1</sup> отличных от нуля действительных корня; остальные корни — комплексные величины.

Для практических целей Брасс рекомендует пользоваться лишь действительными значениями величины  $C$  (которые ниже обозначены через  $C_0$  и  $C_1$ ). Несмотря на то, что при таком допущении решение становится приближенным, оно все же весьма близко отвечает результатам опытных исследований на моделях.

Выражения напряжений Брассом даны только для поверхности профиля в следующем виде:

для первой грани ( $\theta = 0$ ):

$$\sigma_{r1} = \frac{\sigma_{a1} - t_{a1} + \sigma_{a2} - t_{a2}}{2} \left(\frac{r}{a}\right)^{C_0-1} + \frac{\sigma_{a1} - t_{a1} - \sigma_{a2} + t_{a2}}{2} \left(\frac{r}{a}\right)^{C_1-1} + t_{r1}$$

для второй грани ( $\theta = \alpha + \beta$ ):

$$\sigma_{r2} = \frac{\sigma_{a1} - t_{a1} + \sigma_{a2} - t_{a2}}{2} \left(\frac{r}{a}\right)^{C_0-1} + \frac{\sigma_{a2} - t_{a2} - \sigma_{a1} + t_{a1}}{2} \left(\frac{r}{a}\right)^{C_1-1} + t_{r2}$$

(24)

Здесь  $\sigma_{r1}$  и  $\sigma_{r2}$  — напряжения в сечениях, проведенных нормально соответствующей грани на расстоянии  $r$  от точки излома  $O_1$  (фиг. 11, а).

В правых частях равенств (24) учитываются две группы влияний: 1) влияние общего нагружения профиля, 2) влияние характера нагружения рассматриваемого участка профиля.

Местные влияния нагружения учитываются слагаемыми  $t_{r1}$  и  $t_{r2}$ . Имеющиеся в приведенных формулах  $t_{a1}$  и  $t_{a2}$  представляют частные значения соответственно  $t_{r1}$  и  $t_{r2}$  при  $r = a$ .

Брассом даны выражения  $t$  для некоторых видов нагрузок, именно:

1) На рассматриваемом участке нагрузка отсутствует:

$$t_{r1} = t_{r2} = 0. \quad (25)$$

2) Первая грань нагружена нормальным к ней равномерно распределенным давлением  $p_1$ , а вторая грань нагружена треугольной нагрузкой интенсивностью  $q_1 = \left(1 - \frac{r}{s}\right) p_1$ . Входящее в это равенство  $s$  представляет расстояние места излома грани от ее точки с нулевым давлением  $q_1$ , т. е. при  $r = s$ ,  $q_1 = 0$ :

$$t_{r1} = p_1 \left( \frac{r}{s} \cdot \frac{\cos(\alpha + \beta)}{\sin^2(\alpha + \beta)} - 1 \right);$$

$$t_{r2} = - p_1 \left( \frac{r}{s} \cdot \frac{\cos^2(\alpha + \beta)}{\sin^2(\alpha + \beta)} + 1 \right). \quad (26)$$

3) От объемных сил  $\gamma$ :

$$t_{r1} = - \frac{\gamma \cdot r \cdot \sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)};$$

$$t_{r2} = - \frac{\gamma \cdot r \cdot \sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)}. \quad (27)$$

Углы  $\alpha$  и  $\beta$  ориентируют направления граней относительно вектора  $OY$  направления действия объемных сил (фиг. 11, а).

При вычислении напряжений  $\sigma_{r1}$  и  $\sigma_{r2}$  требуется знать два частных их значения  $\sigma_{a1}$  и  $\sigma_{a2}$  при  $r = a$ . Они определяются в некотором удалении  $a$  от места излома, где влиянием последнего можно пренебречь. Поэтому напряжения  $\sigma_{a1}$

<sup>1</sup> Автор с этим не согласен. Действительных корней уравнения (а) больших нуля должно быть вообще нечетное число. В рассматриваемом случае  $\pi < \alpha + \beta < 2\pi$  их имеется не менее трех.



и  $\sigma_{\alpha_2}$  определяются, исходя из общих условий напряженного состояния профиля в целом.

Если две грани, сходящиеся под углом  $(\alpha + \beta)$ , имеют сопрягающую их переходную кривую радиуса  $R$  (черт. 11, б), то напряжения на этой кривой по Брассу определяются следующей приближенной формулой:

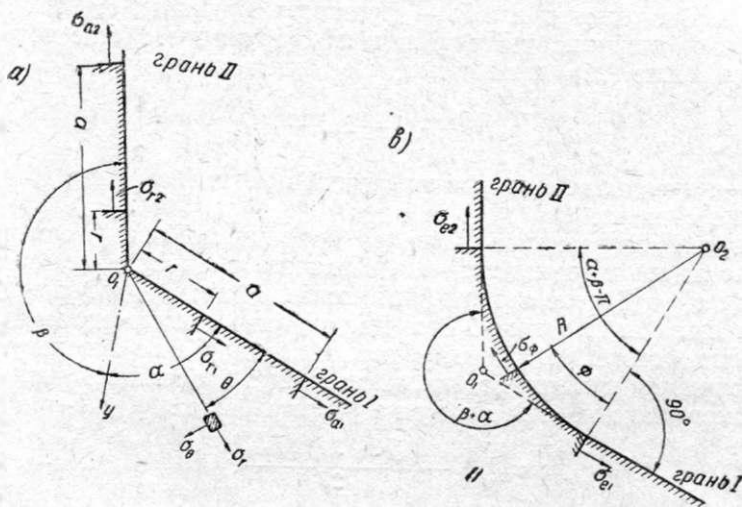
$$\sigma_{\Phi} = (\sigma_{e_1} + p_1) \cos \Phi - (\sigma_{e_2} + p_1) \frac{\sin \Phi}{\sin(\alpha + \beta)} - (\sigma_{e_1} + p_1) \frac{\sin \Phi}{\operatorname{tg}(\alpha + \beta)} - p_1. \quad (28)$$

Здесь  $\sigma_{\Phi}$  — искомое напряжение на поверхности в нормальных ей сечениях, определяемых центральным углом  $\Phi$ <sup>1</sup>.  $\sigma_{e_2}$  и  $\sigma_{e_1}$  представляют напряжения  $\sigma_{\Phi}$  в точках сопряжения кривой с прямолинейными участками граней, т. е.

$$\sigma_{e_1} = \sigma_{\Phi} \text{ при } \Phi = 0 \text{ и } \sigma_{e_2} = \sigma_{\Phi} \text{ при } \Phi = \alpha + \beta - \pi.$$

Их значения определяются по формулам (24), принимая

$$r = R \cdot \operatorname{ctg} \frac{\alpha + \beta}{2}.$$



Фиг. 11.

Брасс считает, что местное влияние излома грани в основании плотины распространяется на одну треть часть высоты профиля. При определении напряжений в теле плотины он делит профиль на три участка: 1) верхнюю часть, занимающую  $\frac{2}{3} h$ , 2) основание и 3) участок, сопрягающий тело плотины с основанием, простирающийся на  $\frac{1}{3}$  высоты плотины. На первом участке напряжения определяются без учета влияния основания. В основании напряжения определяются по формулам, относящимся к загрузению неограниченной полуплоскости. В переходном участке (3) используются данные им приближенные формулы, по которым определяются напряжения на поверхности.

### § 5. Способы сопротивления материалов

К этому разделу следует отнести всевозможные способы и приемы, в которых уравнение совместности деформаций Мориса Леви (2) заменено каким-либо другим условием или допущением. Такая замена делается с целью облегчения реше-

<sup>1</sup> Угол  $\Phi$  отсчитывается от первой грани в направлении второй;  $p_1$  — интенсивность распределенной нагрузки.

ния задачи. В зависимости от выбора заменяющего условия решения будут в той или иной мере приближаться к решениям теории упругости. Ниже будут рассмотрены некоторые из этих способов, применяющихся при расчетах гравитационных плотин.

Прежде всего следует остановиться на классической постановке задачи сопротивления материалов. В ней условие Мориса Леви заменено гипотезой Навье, относящейся к распределению нормальных напряжений в поперечных сечениях сооружения. Математически эта гипотеза может быть охарактеризована условием:

$$\frac{\partial^2 \sigma_v}{\partial u^2} = 0, \quad (29)$$

где  $u, v$  — система взаимно ортогональных осей. После интегрирования выражения (29) имеем<sup>1</sup>:

$$\sigma_v = A \cdot u + B. \quad (29a)$$

Входящие в (29a) параметры  $A$  и  $B$  — функции координаты  $v$ ; они определяются в зависимости от нагрузок, действующих на сооружение. После подстановки их значений выражение (29a) приводится к следующему виду<sup>2</sup>:

$$\sigma_v = \frac{6M}{l^3} (l - 2u) - \frac{N}{l}, \quad (30)$$

где  $N$  и  $M$  — нормальная сила и изгибающий момент в сечении;  
 $l$  — длина сечения.

Большинство авторов, пользующихся принципом Навье (в том числе Mohr, Deloste), относят его к горизонтальным сечениям профиля, т. е. оси  $u, v$  совмещают с осями  $x, y$ . Другие авторы (Guillemain, Bouvier и др.) используют этот принцип для наклонных сечений. Bouvier например относит его к сечениям нормальной кривой давления. Иногда вместо гипотезы Навье используют и другие условия. Например принимают, что касательные напряжения изменяются по параболическому закону, известному из расчета балок:

$$\tau_{vu} = - \frac{Q \cdot u \cdot (l - u)}{2J}, \quad (31)$$

где  $Q$  — поперечная сила в сечении,  $J$  — момент инерции сечения. Эта формула выведена для бруса постоянного поперечного сечения, почему в расчетах плотин ее применение несколько условно и во всяком случае несовместимо с гипотезой Навье. Ошибочность совместного применения гипотез (30) и (31) совершенно очевидна, ибо в дополнение к двум уравнениям статики (1) требуется лишь одно условие и всякое четвертое условие может противоречить (а в данном случае несомненно противоречит) другим трем, на что в свое время обратил внимание Мор. В ряде руководств до последнего времени можно встретить предложения, сводящиеся к принятию двух и более дополнительных условий, которыми заменяются условия (1) статики. Здесь, видимо, имеется желание авторов облегчить технику расчета.

Не будем останавливаться на перечислении подобных предложений, отметим лишь наиболее употребительные из них. Встречаются указания о принятии линейного закона распределения  $\sigma_x$  в горизонтальных сечениях. Некоторые авторы

<sup>1</sup> При определении напряжений в теле гравитационных плотин Джекобсен (Jakobsen) предложил придерживаться кубического закона распределения  $\sigma_y$  в горизонтальных сечениях (Proceedings. American Society of Civil Engineers, September 1930 г.). Им рассмотрен лишь частный случай — треугольный профиль с вертикальной напорной гранью и треугольной нагрузкой (фиг. 13). Способ Джекобсона не получил распространения в проектной практике.

<sup>2</sup> Предполагается, что координата  $v$  нормальна проведенному сечению и проходит в левом конце сечения.

(Kreuter) принимают линейный закон распределения касательных напряжений в вертикальных сечениях. Проф. Анисимов принимает линейный закон для  $\tau = f(x)$ .

Ниже более подробно останавливаемся на двух способах Мора.

### § 6. Способы Мора

Мор предложил два способа определения напряжений в гравитационных плотинах, которые дают несколько различные результаты<sup>1</sup>. Оба способа базируются на началах сопротивления материалов, используя гипотезы этой дисциплины для получения третьего условия, заменяющего уравнение (2).

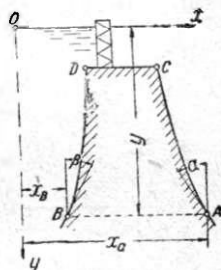
Большого внимания заслуживает первый способ, на котором мы сперва и остановимся. В этом способе к уравнениям равновесия (1) прибавляется условие Навье. Использование гипотезы Навье позволяет расчленить неизвестные напряжения и затем их определить.

Напряжение  $\sigma_y$  согласно (30) в общем виде определяется следующим образом (фиг. 12):

$$\sigma_y = \frac{6M}{l^2} - \frac{N}{l} - \frac{12M}{l^2} \cdot \frac{x-x_b}{l}. \quad (32)$$

Напряжение  $\tau$  определяется из равенства (1). Ввиду того что  $\sigma_y$  есть линейная функция от  $x$ , из (1) мы видим, что напряжение  $\tau$  должно представляться кривой второго порядка от координаты  $x$ . Напишем в общем виде выражение для  $\tau$ :

$$\tau = \tau_0 + \frac{x-x_b}{l} \tau_1 + \left(\frac{x-x_b}{l}\right)^2 \tau_2, \quad (33)$$



Фиг. 12.

где  $\tau_0$ ,  $\tau_1$  и  $\tau_2$  — функции координаты  $y$ . Для их отыскания используем три дополнительных условия. Во-первых, для каждой грани профиля должны соблюдаться по одному условию (4), на основании чего можем написать:

при  $x = x_b$ ,

$$\tau^b = -n(\sigma_y^b + q) = -n\left(\frac{6M}{l^2} - \frac{N}{l} + q\right) = \tau_0, \quad (4b)$$

при  $x = x_a$ ,

$$\tau^a = +m\sigma_y^a = -m\left(\frac{6M}{l^2} + \frac{N}{l}\right) = \tau_0 + \tau_1 + \tau_2. \quad (4a)$$

Третье условие в наиболее простой форме будет состоять в требовании, чтобы  $\Sigma X = 0$ , из которого следует:

$$Q + \int_0^l \tau d(x-x_b) = 0, \quad (34)$$

где  $Q$  — поперечная сила в сечении.

Из этого последнего условия получаем:

$$\tau_0 + \frac{\tau_1}{2} + \frac{\tau_2}{3} = -\frac{Q}{l}. \quad (34a)$$

Решая совместно уравнения (4a), (4b), (34a), окончательно находим:

$$\begin{aligned} x_0 &= -n\left(\frac{6M}{l^2} - \frac{N}{l} + q\right); \\ \tau_1 &= \frac{12M}{l^2}(2n+m) + \frac{2N}{l}(m-2n) - \frac{3Q}{l} + 4qn; \\ \tau_2 &= \frac{18M}{l^2}(m+n) + \frac{3N}{l}(n-m) + \frac{6Q}{l} - 3qn. \end{aligned} \quad (35)$$

<sup>1</sup> Otto Mohr, Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik, Berlin 1914.

Третье искомое напряжение  $\sigma_x$  согласно (1) должно определяться кривой третьего порядка от координаты  $x$ , а потому его выражение в общем виде может быть написано так:

$$\sigma_x = \sigma_0 + \frac{x-x_b}{l} \sigma_1 + \left(\frac{x-x_b}{l}\right)^2 \sigma_2 + \left(\frac{x-x_b}{l}\right)^3 \sigma_3. \quad (36)$$

Входящие в него параметры  $\sigma_0$ ,  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  и  $\sigma_3$  определяются из граничных условий. С этой целью используем равенство (4), из которого получаем для напорной грани (при  $x = x_b$ ):

$$\sigma_0 - \sigma_x^h = \pi^2 \left( \frac{6M}{l^2} - \frac{N}{l} + q \right) - q \quad (4c)$$

и для сливной ( $x = x_a$ ):

$$\sigma_0 + \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_x^c = -\pi^2 \left( \frac{6M}{l^2} + \frac{N}{l} \right). \quad (4d)$$

Другие два равенства берутся, исходя из требования, чтобы напряжения  $\sigma_x$  на каждой грани вообще удовлетворяли условиям (4). Полная производная  $\tau$  по  $y$ :

$$\frac{d\tau}{dy} = \frac{\partial \tau}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial x} \cdot \frac{dx}{dy}.$$

Переносим  $\frac{\partial \tau}{\partial y}$  в левую часть равенства:

$$\frac{\partial \tau}{\partial y} = \frac{d\tau}{dy} - \frac{\partial \tau}{\partial x} \cdot \frac{dx}{dy}.$$

Сделав подстановку из уравнения (1), имеем:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \frac{\partial \tau}{\partial x} \cdot \frac{dx}{dy} - \frac{d\tau}{dy} \quad (37)$$

Это уравнение связывает производные  $\sigma_x$  и  $\tau$ . Входящая в него производная  $\sigma_x$  берется из уравнения (36):

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \frac{1}{l} \left[ \sigma_1 + 2\sigma_2 \frac{x-x_b}{l} + 3\sigma_3 \left(\frac{x-x_b}{l}\right)^2 \right].$$

Производная  $\frac{\partial \tau}{\partial x}$  аналогично представляется согласно (33):

$$\frac{\partial \tau}{\partial x} = \frac{1}{l} \left[ \tau_1 + 2\tau_2 \frac{x-x_b}{l} \right].$$

Наиболее удобно равенство (37) использовать для граней профиля.

Рассматриваем вначале напорную грань (фиг. 13). Для нее  $\frac{d\tau}{dy}$  на основании равенства (4b) принимает следующий вид:

$$\frac{d\tau^h}{dy} = \frac{n}{l} \left[ \frac{12M(m+n)}{l^2} + 2 \frac{N}{l} (m-2n) - \frac{6Q}{l} + 4qn + \gamma l - k_1 l \right].$$

При дифференцировании предполагалось, что в районе сечения  $\frac{dQ}{dy}$  определяется исключительно интенсивностью давления воды с напорной стороны профиля<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Направление действия объемных сил принимается параллельным оси  $y$ . Направление действия распределенных нагрузок напорной грани принимается нормальным к грани. В районе сечения  $q_1 = k_1 y$ , где  $k_1 = \text{const}$ .

Подставляем найденные значения производных в (37), имея при этом в виду, что для напорной грани  $x = x_b^7$  и  $\frac{dx}{dy} = -n$ , находим:

$$\frac{\sigma_1}{l} = -\frac{\tau_1}{l} \cdot n - \frac{n}{l} \left[ \frac{12M(m+n)}{l^2} + 2 \frac{N}{l} (m-2n) - \frac{6Q}{l} + 4qn + \gamma l - k_1 l \right] \quad (37b)$$

Производим такую же операцию для сливной грани. На основании уравнения (4а) имеем:

$$\frac{d\tau^a}{dy} = \frac{m}{l} \left[ \frac{12M(m+n)}{l^2} + \frac{2N}{l} (2m-n) - \frac{6Q}{l} + 2qn - \gamma l \right]$$

Делая подстановки в равенство (37) и относя его к сливной грани ( $x = x_a$ ,  $\frac{dx}{dy} = m$ ), получаем:

$$\sigma_1 + \frac{2\sigma_2 + 3\sigma_3}{l} = \frac{\tau_1 + 2\tau_2}{l} m - \frac{m}{l} \left[ \frac{12M(m+n)}{l^2} + \frac{2N(2m-n)}{l} - \frac{6Q}{l} + 2qn - \gamma l \right] \quad (37a)$$

После преобразования и взаимного решения равенств (4с), (4d), (37а), (37b) получаем следующие выражения параметров интересующего нас уравнения (36):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_0 &= n^2 \left[ \frac{6M}{l^2} - \frac{N}{l} + q \right] - \tau_1 \\ \sigma_1 &= n \left[ -(3n+2m) \frac{12M}{l^2} + 4(2n-m) \frac{N}{l} + \frac{12Q}{l} - 8qn - \gamma l + k_1 l \right]; \\ \sigma_2 &= (m^2 + 3n^2 + 4mn) \frac{18M}{l^2} + (5m^2 - 13n^2 + 4mn) \frac{N}{l} - (m+2n) \frac{12Q}{l} + \\ &\quad + (13n^2 + 4mn + 3)q + (2n-m)\gamma l - 2nl \cdot k_1; \\ \sigma_3 &= -(m+n)^2 \cdot \frac{24M}{l^2} - (m^2 - n^2) \frac{6N}{l} + (m+n) \frac{12Q}{l} - \\ &\quad - (3n^2 + 2mn + 1)2q + (m-n)\gamma l + nlk_1. \end{aligned} \right\} \quad (38)$$

Кривизна эпюры  $\tau$  определяется параметром  $\tau_2$ , который на основании равенств (4а) и (4b) может быть представлен следующим образом:

$$\tau_2 = \frac{6Q}{l} + 3(\tau^a + \tau^b).$$

В случае, когда  $Q = -l \frac{\tau^a + \tau^b}{2}$ ,  $\tau_2$  становится равным нулю и эпюра  $\tau$  принимает линейный вид. Это будет иметь место например в случае треугольного профиля с треугольной распределенной нагрузкой, приложенной к его боковым граням, в чем легко убедиться подстановкой значений  $M$ ,  $N$  и  $Q$  в равенство (35).

Для отмеченного случая загрузки эпюра  $\sigma_x = f(x)$  будет также представляться прямой и решение становится тождественным найденному М. Леви.

Во втором способе Мора в качестве дополнительного условия задается закон распределения касательных напряжений  $\tau$ , а затем определяются нормальные напряжения  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ .

Для  $\tau$  выбирается параболический закон (31) в горизонтальных сечениях с нулевыми напряжениями на поверхности. Таким образом для  $\tau$  может быть использовано уравнение (33), которое должно удовлетворять условиям:

$$\tau^a = \tau^b = 0.$$

На основании равенств (4a) и (4b) имеем  $\tau_0 = 0$  и  $\tau_2 = -\tau_1$ , что позволяет представить напряжение  $\tau$  в следующем виде:

$$\tau = \tau_1 \left[ \frac{x-x_b}{l} - \left( \frac{x-x_b}{l} \right)^2 \right]. \quad (39)$$

Кроме того на основании условия (с) имеем  $\tau_1 = \frac{6Q}{l}$  и после подстановки в (33):

$$\tau = -\frac{6Q}{l} \left[ \frac{x-x_b}{l} - \left( \frac{x-x_b}{l} \right)^2 \right]. \quad (40)$$

Напряжение  $\sigma_x$  может быть представлено уравнением (36). Для нахождения четырех параметров уравнения (36) используем те же дополнительные условия (4c), (4d), (37a) (37b), что и в первом способе, которые теперь приобретают следующий вид:

$$\sigma_0 = -q; \quad (4c)$$

$$\sigma_0 + \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0; \quad (4d)$$

$$\sigma_1 = -\tau_1 \cdot n = +\frac{6Q}{l} n; \quad (37'b)$$

$$\sigma_1 + 2\sigma_2 + 3\sigma_3 = -\tau_1 m = \frac{6Q}{l} m. \quad (37'a)$$

В последних двух равенствах учтено, что  $\frac{d\tau^a}{dy} = \frac{d\tau^b}{dy} = 0$ .

После совместного решения этих четырех равенств получаем следующие значения параметров:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_0 &= -q; \\ \sigma_1 &= \frac{6Q}{l} n; \\ \sigma_2 &= 3q - \frac{6Q(m+2n)}{l}; \\ \sigma_3 &= -2q + \frac{6Q(m+n)}{l}. \end{aligned} \right\} \quad (41)$$

Для определения  $\sigma_y$  используется равенство (1), из которого следует:

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = -\frac{\partial \tau}{\partial x} - \gamma$$

или в данном случае:

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \frac{6Q}{l^2} \left[ 1 - 2 \left( \frac{x-x_b}{l} \right) \right] - \gamma. \quad (42)$$

Поскольку это выражение в общем виде не интегрируется, для его решения Мор предлагает графо-аналитический прием, состоящий в том, что для нескольких вертикальных сечений рассматриваемого профиля строятся эпюры  $\frac{\partial \tau}{\partial x}$ . Площади этих эпюр, как легко убедиться, будут давать первое слагаемое выражения (42) для  $\sigma_y$ . При этом известное облегчение решению задачи представляет имеющийся линейный закон распределения  $\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}$  в горизонтальных сечениях.

Сравнивая между собой оба рассмотренных выше способа, предложенных Мором, следует, как сделал и сам Мор, отдать предпочтение первому из них, дающему решения, близкие к решениям теории упругости, а в некоторых случаях прямо совпадающие с ней (задача Мориса Леви).

Второй же способ имеет ряд очевидных недостатков. Так например, напряжения  $\sigma_x$  и  $\tau$  получаются не зависящими от  $M$  и  $N$ , что мало вероятно. В выражении для  $\sigma_y$  имеются еще более серьезные недостатки. Например при учете исключительно собственного веса ( $Q = 0$ ) плотины эшпоры  $\sigma_y = f(x)$  получают согласно равенству (42) вид, подобный очертанию профиля, что уже заведомо неверно. Сказанного выше достаточно, чтобы отказаться от применения второго способа для практических целей.

### § 7. Смешанные способы

За исключением двух способов Мора область практического применения других предложенных приближенных способов и формул для определения напряжений ограничивается некоторыми определенными очертаниями профилей и видами загрузки.

Желая возможно более полно использовать точные решения теории упругости при расчете сложно очерченных криволинейных профилей, ряд авторов предложили так называемые смешанные способы расчета плотин. Несмотря на разнообразие приемов, предлагаемая ими схема расчета в сущности одна. Она состоит в расчленении имеющихся воздействий — нагрузок плотины на две категории. К одной категории относят те воздействия, влияния которых могут быть учтены, пользуясь имеющимися решениями теории упругости. Остающиеся нагрузки <sup>1</sup>, для которых не имеется готовых решений теории упругости, учитываются приближенными способами сопротивления материалов. Такое расчленение нагрузок позволяет использовать, с одной стороны, побочные решения теории упругости, с другой, путем внесения поправок приблизить расчет к действительным условиям сооружения.

Пользуясь принципом независимости действия сил, напряжение  $\sigma$  в любой точке может быть представлено следующим образом:

$$\sigma = \sigma_T + \sigma_p \quad (43)$$

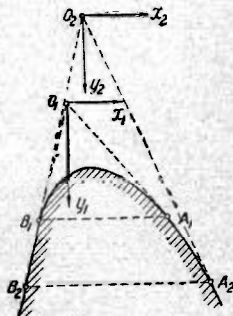
где  $\sigma_T$  — напряжение, определяемое по методам теории упругости;

$\sigma_p$  — поправочное напряжение, определяемое приближенными способами.

В развитие комбинированных способов имеются предложения использовать вспомогательные профили, для которых имеются решения теории упругости.

В качестве вспомогательных обыкновенно берутся простейшие по очертанию и хорошо изученные профили например треугольный или трапециoidalный, боковые грани которых совмещаются с касательными к граням изучаемого профиля на рассматриваемом горизонте <sup>2</sup> (например профили  $B_1O_1A_1$  и  $B_2O_2A_2$ , приведенные на фиг. 14). Свобода выбора их загрузки ограничивается стремлением использовать имеющиеся решения теории упругости, которые, как известно, охватывают лишь некоторые простейшие виды нагрузок.

Работа по отысканию поправочных напряжений ( $\sigma_p$ ) распадается на две последовательные части: в начале отыскиваются поправочные силы, а затем по ним — напряжения. Процесс отыскания излишков загрузки вспомогательного профиля не представляет больших трудностей ввиду того, что загрузка как вспомогательного, так и рассчитываемого профилей известна. Загрузка первого —



Фиг. 14.

<sup>1</sup> Эти нагрузки и вызываемые ими напряжения в дальнейшем изложении будем называть поправочными.

<sup>2</sup> При определении напряжений в сечениях криволинейного профиля, расположенных на различных горизонтах, потребуется для каждого горизонта выбирать свой вспомогательный профиль.

выбирается, второго — дается условием задачи. Основные трудности встречаются при отыскании влияния изгибов загрузки на напряженный режим изучаемого профиля.

Ниже рассматриваются две категории способов определения поправочных напряжений. Первая группа построена на методах сопротивления материалов; вторая использует имеющиеся решения теории упругости.

Идея первой группы способов состоит в следующем: излишние нагрузки вспомогательного профиля компенсируются уравновешивающей их силой ( $P$ ). Влияние последней на напряженный режим плиты учитывается, используя гипотезу Навье. В развитие этого приема параллельно с гипотезой Навье можно использовать основные условия равновесия (1), как это сделал Мор в предложенных им способах расчета. Поправочные напряжения ( $\sigma_{yp}$ ,  $\sigma_{xp}$ ,  $\tau_p$ ) определяются по ранее приведенным уравнениям (32), (33) и (36), в которых компоненты  $M$ ,  $N$  и  $Q$  определяются по силе  $P$ , уравновешивающей излишнее нагружение вспомогательного профиля.

Сумма нагрузок, приходящихся на вспомогательный профиль (т. е. нагрузок, определяющих  $\sigma_{yT}$ ,  $\sigma_{xT}$ ,  $\tau_T$ ) и дополнительных к ним поправочных (т. е. определяющих  $\sigma_{yp}$ ,  $\sigma_{xp}$ ,  $\tau_p$ ) — величина постоянная, она не зависит от выбора величины одной из слагаемых, так как сумма нагрузок должна быть эквивалентна заданному нагружению. Несмотря на это, результат расчета, т. е. окончательные напряжения, хотя и в малой мере зависят от очертания и нагружения вспомогательного профиля. Последнее происходит от различия методов определения напряжений вспомогательного профиля и поправочных напряжений к ним.

Частным случаем рассматриваемой группы приемов расчета является способ, предложенный Пижо (Pigeaud)<sup>1</sup>. Пижо предложил в качестве вспомогательного профиля брать треугольный (фиг. 4) с распределенной по треугольнику нагрузкой. Расчет вспомогательного профиля производится по уравнениям, данным для этого случая нагружения Морисом Леви (5). Поправочные напряжения ( $\sigma_{yp}$ ,  $\sigma_{xp}$ ,  $\tau_p$ ) определяются по Мору.

Предлагаемый Пижо прием имеет некоторые недостатки, на которые следует указать, поскольку этот способ расчета нашел довольно широкое применение в практике<sup>2</sup>.

Прежде всего выбранный вспомогательный профиль и его нагружение во многих случаях весьма далеки от изучаемого профиля, в силу чего требуется внесение больших поправок. Затем точный расчет по теории упругости предлагаемого им вспомогательного профиля на треугольную нагрузку дает результаты вполне тождественные с первым способом Мора. Следовательно окончательный результат расчета после внесения необходимых поправок (которые, как отмечалось, определяются также по Мору) будет для данного частного случая вполне аналогичен непосредственному расчету изучаемой плиты по Мору.

Таким образом способ Пижо является более сложным, чем способ Мора, так как имеющиеся нагрузки приходится искусственно расчленивать и группировать, что однако не дает большего уточнения, чем непосредственный расчет по Мору.

Лучшие результаты получаются при нагружении вспомогательного треугольного профиля нагрузкой, распределенной по трапеции, аналогично нагружению изучаемого профиля (предполагается, что напорная грань изучаемого профиля нагружена давлением воды).

Еще лучше в качестве вспомогательного взять трапециoidalный профиль, так как он может быть подобран более близко к очертанию изучаемого криволи-

<sup>1</sup> См. Pigeaud, *Annales des Ponts et Chaussées* 1923 г. VI, стр. 346. Pigeaud, *Annales des Ponts et Chaussées* 1924 г. III, стр. 332. Pigeaud, *Resistance des materiaux*, стр. 750. «Расчет плиты по методу Pigeaud» под ред. проф. К. М. Дубляга.

<sup>2</sup> Французскими нормами 1923 г. рекомендуется расчет гравитационных плит проиводить по способу Пижо.



нейного профиля, а потому потребуются сравнительно меньшие поправки, что внесет и меньшие погрешности. Но трапециoidalный профиль решен на базе треугольного; следовательно и здесь в скрытом виде в качестве вспомогательного используется также треугольный профиль.

Следующим шагом в развитии приложения вспомогательных профилей, очевидно, будет распространение способа акад. В. Г. Галеркина непосредственно на криволинейные контуры. С этой целью имеющуюся распределенную нагрузку ( $q, \gamma$ ) заданного профиля распространяют до вершины вспомогательного треугольного профиля и учитывают по теории упругости. Уравновешивающая излишки загрузки поправочная сила  $P$  переносится в вершину  $O$  треугольного профиля и ее влияние учитывается также по методам теории упругости. С этой целью она представляется тремя компонентами  $M_0, N$  и  $Q$ , приложенными в вершине  $O$ .

Влияния каждого из них учитываются по ранее приведенным формулам (15), (16), (17) и (19). Полные напряжения получаются в виде алгебраической суммы напряжений, возникающих отдельно от каждого влияния:

$$\begin{aligned}\sigma_y &= \sigma_y^\circ + \bar{\sigma}_{yM} M_0 + \bar{\sigma}_{yN} N + \bar{\sigma}_{yQ} Q; \\ \sigma_x &= \sigma_x^\circ + \bar{\sigma}_{xM} M_0 + \bar{\sigma}_{xN} N + \bar{\sigma}_{xQ} Q; \\ \tau &= \tau^\circ + \bar{\tau}_M M_0 + \bar{\tau}_N N + \tau_Q Q.\end{aligned}\tag{44}$$

Входящие в выражение члены  $\sigma_y^\circ, \sigma_x^\circ$  и  $\tau^\circ$  учитывают влияние загрузки треугольного профиля распределенными силами.

Отличительной особенностью и очевидным преимуществом настоящего способа по сравнению с другими является отсутствие слагающих напряжений, определяемых по методу сопротивления материалов. Все силовые воздействия расчленены на такие слагающие, влияния которых определяются исключительно по методам теории упругости. Следовательно данный способ должен быть более точным.

Кроме того операция замены заданных силовых воздействий другими группами эквивалентных им сил в данном способе производится в вершине, т. е. вдали от рассматриваемого сечения. Поэтому согласно принципу Сен-Венана эта операция должна лишь в малой мере влиять на величину получаемых напряжений по сравнению с точным решением теории упругости.

Последний вывод справедлив для прямолинейных участков профиля вдали от изломов<sup>1</sup>. На криволинейных же участках (фиг. 14) преобразование заданного профиля в треугольный связывается с необходимостью изменения граничных условий у краев сечения.

Аналогично другим смешанным способам предлагаемый прием может быть применен к расчетам всевозможных ломаных и криволинейных профилей.

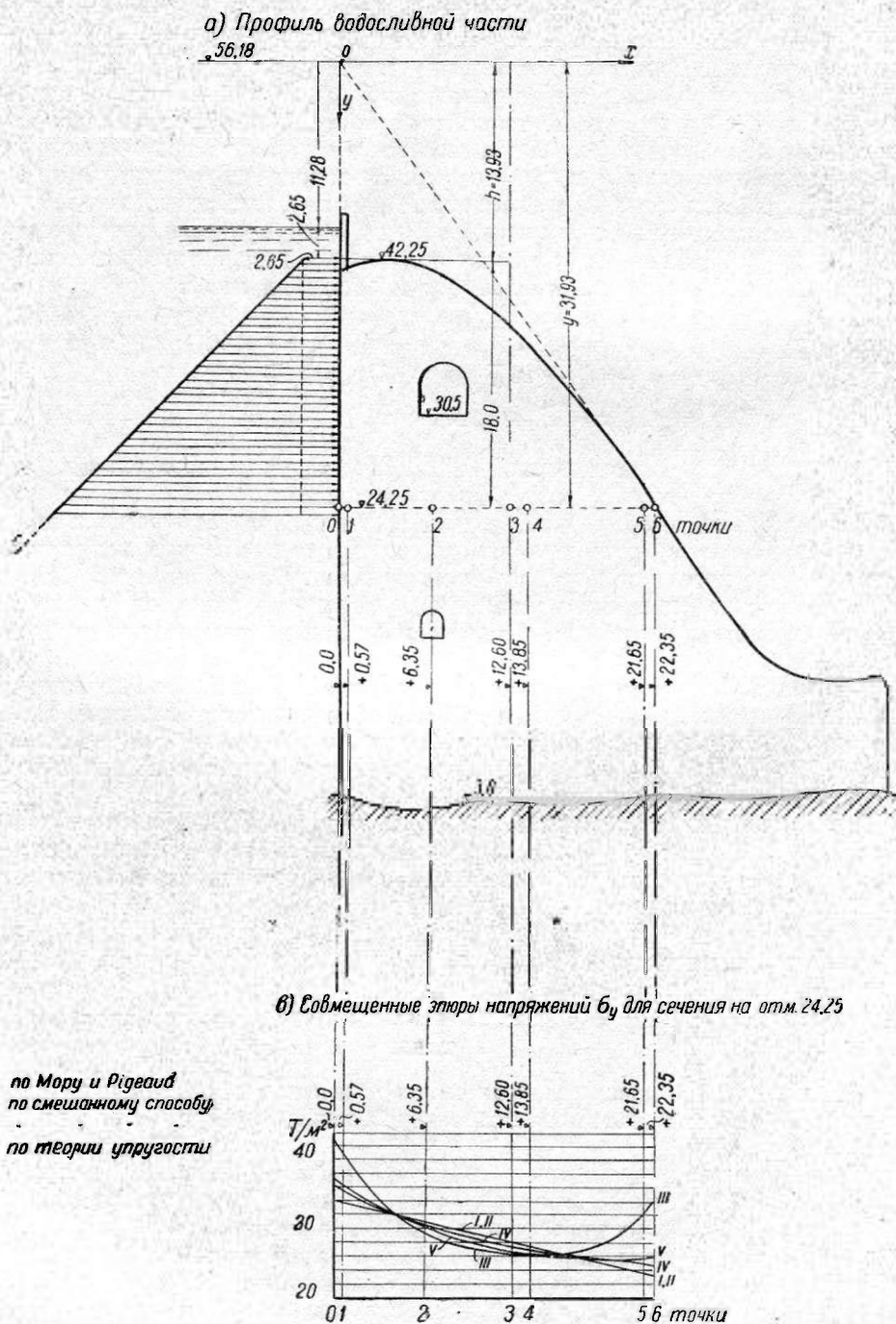
## § 8. Численный пример определения напряжений в теле гравитационной плотины

Сравнение ранее рассмотренных способов и приемов приведено на численном примере. В качестве объекта выбрана водосливная часть плотины Днепростроя (фиг. 15, а).

Напряжения определяются в горизонтальном сечении, проведенном на отметке + 24, 25, т. е. на 18 м ниже гребня плотины. Проведя касательные к границам плотины в местах их пересечения с выбранным сечением (точки  $\theta$  и  $\theta'$ ), получаем линии  $\theta\theta$  и  $\theta'\theta'$ , пересекающиеся в точке  $\theta$  на отметке + 56,18 м. Найденную точку  $\theta$  принимаем за начало координат. Ордината гребня плотины в этом случае будет равна  $h = 13,93$  м; ордината сечения  $y_1 = 31,93$  м.

<sup>1</sup> Напряжения вблизи от мест изломов могут быть определены по способу Брасса (см. выше § 4).

Напряжения определяются в семи точках сечения: пять точек выбраны в местах закладки измерительных приборов в тело плотины и две — в крайних точках сечения (на поверхности). Координаты этих точек приведены в табл. 1.



Фиг. 15. Совмещенные эпюры напряжений для отметки 24,25 по разным методам расчета. (Римские цифры обозначают номер варианта, по которому подсчитывались напряжения).

№ точек	0	1	2	3	4	5	6	Примечание
<i>x</i>	0	0,57	6,35	12,60	13,85	21,65	22,35	$y_1 = 31,93$ м $z = x : y$ $\theta = \arctg z$
<i>z</i>	0	0,01785	0,1988	0,395	0,434	0,678	0,7	
$\theta$	0	0,0198	0,1963	0,3771	0,4096	0,5957	0,6109	

Расчет проводится для загрузки плотины на 12 апреля 1932 г., когда на сооружение действовали следующие нагрузки: собственный вес массива плотины (объемный вес кладки  $\gamma = 2,4$  т/м<sup>3</sup>) и горизонтальное давление воды. Горизонт водной поверхности верхнего бьефа в рассматриваемый момент времени определялся отметкой + 44,9, т. е. выше гребня плотины, имеющего отметку + 42,25 м на 2,65 м. Часть давления, приходящаяся на затворы, т. е. выше гребня плотины, передается на бычки плотины, почему при расчете не учитывается. Горизонт нижнего бьефа в рассматриваемый момент находился ниже сечения, почему также не принимается в расчет.

Собственный вес части массива выше изучаемого сечения составляет 646,4 т/м<sup>1</sup>. Его момент относительно напорной грани 5 371 тм/м, следовательно центр его тяжести имеет координату:

$$X_c = \frac{5\,371}{646,4} = 8,3 \text{ м.}$$

Изгибающий момент от собственного веса равен:

$$M_u = -646,4 \left( \frac{22,35}{2} - 8,3 \right) = -1\,855,8 \text{ тм/м.}$$

Трапециoidalную нагрузку от давления воды представляем в виде суммы треугольной нагрузки и равномерно распределенной интенсивностью  $p_1 = 2,65$  т/м<sup>2</sup>.

Для горизонтального сечения на отметке 24,25, для которого мы ведем расчет, эти нагрузки создают (табл. 2):

Таблица 2

Вид нагрузки	По треугольнику	Равномерно распределенная
Интенсивность т/м <sup>2</sup>	$q = 18$	$p = 2,65$
Поперечная сила т/м	$Q_1 = 162$	$Q_{11} = 477$
Изгибающий момент тм/м	$M_1 = 972$	$M_{11} = 429$

### 1. Непосредственный расчет по Морю

Для определения нормальных напряжений используем формулу (32):

$$\sigma_y = \frac{6M - IN}{l^2} - \frac{12M_x}{l^3}.$$

<sup>1</sup> При дальнейших расчетах рассматривается мысленно выделенный участок плотины шириной в 1 м вдоль ее оси.

Входящие в формулу буквенные выражения получают следующие значения:

$$l = 22,35 \text{ м};$$

$$N = 646,4 \text{ т/м};$$

$$M_u = 972 + 429,3 - 1\,855,8 = -454,5 \text{ т}.$$

После подстановки численных значений  $M_u$ ,  $N$  и  $l$  в формулу (30) получаем следующие значения напряжений:

Таблица 3

Точки	0	1	2	3	4	5	6
$\sigma_y$ (в $\text{т/м}^2$ )	-34,4	-34,1	-31,3	-28,2	-27,6	-23,8	-23,5

## 2. Расчет по способу Пизко

Напряжения вспомогательного профиля определяем по первой из формул (8). Входящие в нее коэффициенты  $A_y$  и  $B_y$  определяются от суммарного действия собственного веса и давления воды с паянорной стороны (грань  $BD$ ) по формулам (9) и (10). После упрощений (так как  $n = 0$ ,  $k_1 = 1 \text{ т/м}^3$ ) формула напряжений (8) может быть представлена в следующем виде:

$$\sigma_{yT} = \left( \frac{\gamma}{m} - \frac{l}{m^3} \right) x + \left( \frac{1}{m^2} - \gamma \right) y. \quad (45)$$

Для определения поправочных напряжений подсчитываем разность загрузки вспомогательного и изучаемого профилей:

$$N_p = - \frac{\gamma m y_1^2}{2} + 646,4 = -856,8 + 646,4 = -210,4 \text{ т/м};$$

$$M_p = \left( \frac{\gamma m^2}{2} - 1 \right) \frac{y_1^3}{6} - 454,5 = 3\,190 - 5\,425,5 - 454,5 = -2\,690 \text{ т}.$$

Подставленные в формулу (30) значения  $N_p$  и  $M_p$  позволяют определить поправочные напряжения, которые даются в табл. 4<sup>1</sup>. В этой же таблице приведены суммарные расчетные напряжения.

Таблица 4

Напряжения в $\text{т/м}^2$	Точки						
	0	1	2	3	4	5	6
	Напряжения вспомогательного профиля:						
$\sigma_{yT}$	-11,4	-12,8	-26,8	-41,7	-44,7	-63,3	-65,2 <sup>1</sup>
	Поправочные напряжения:						
$\sigma_{yp}$	-22,9	-21,2	-4,5	+13,5	+17,2	+39,6	+41,7
	Расчетные напряжения:						
$\sigma_y$	-34,3	-34,0	-31,3	-28,2	-27,6	-23,7	-23,5

<sup>1</sup> Таблица подсчитывалась на логарифмической линейке, получаемые числа округлялись по одной десятой  $\text{т/м}^2$ .

Как и следовало ожидать, полученные расчетные напряжения оказались совпадающими с напряжениями, определенными по Мору.

### 3. Вспомогательный профиль треугольного вида с загрузкой напорной грани нагрузкой, распределенной по трапеции. Поправки по Мору

Нагрузку на напорной грани вспомогательного профиля выбираем аналогичной загрузке изучаемого профиля. Приняв начало координат в вершине  $O$  треугольного вспомогательного профиля (фиг. 15), интенсивность общего нагружения на порной грани может быть представлена следующим выражением:

$$q = (y - h + 2,65) k_1 = y - 11,28 \text{ т/м}^2,$$

так как  $k_1 = 1 \text{ т/м}^3$  (объемный вес воды).

Согласно этой формуле нагружение напорной грани может рассматриваться как суммарное, получающееся от одновременного действия треугольной нагрузки интенсивностью  $q_1 = y \text{ т/м}^2$  и равномерно распределенной интенсивностью  $p_1 = -11,28 \text{ т/м}^2$ .

Для определения напряжений  $\sigma_{yT}$  используем равенства (8), (9), (10) и (13), которые в рассматриваемом случае приводятся к следующему виду:

$$\sigma_{yT} = \gamma y_1 \left( \frac{z}{m} - 1 \right) + k_1 y_1 \left( \frac{1}{m^2} - \frac{2z}{m^3} \right) + p_1 \frac{a - \varphi - \frac{z}{1+z^2}}{m - a} \quad (46)$$

где

$$m = 0,7, \quad a = \arctg m = 0,6109.$$

Подсчитанные по этой формуле напряжения приведены ниже в табл. 5.

Определяем разность нагружения изучаемого и вспомогательного профилей. Поправочная продольная сила остается той же, что и в предыдущем случае, т. е.  $N_p = 210,4 \text{ т/м}$ .

Поправочный момент получится путем исправления каждого вида нагружения от собственного веса равномерно распределенной и треугольной нагрузки с напорной грани:

$$M_p = \frac{\gamma m^2 y_1^3}{12} - 1855,8 - k_1 \frac{h^3}{2} \left( y_1 - \frac{2}{3} h \right) + p_1 h \left( y_1 - \frac{h}{2} \right) = 3003 \text{ т}$$

Ниже в табл. 5 приводятся поправочные напряжения, определенные по формуле (30), и окончательные расчетные напряжения, полученные путем сложения напряжений вспомогательного профиля и поправочных к ним.

Таблица 5

Напряжения в $\text{т/м}^2$	Точки						
	0	1	2	3	4	5	6
	Напряжения вспомогательного профиля:						
$\sigma_{yT}$	-88,8	-85,4	-55,1	-28,1	-24,0	-6,4	-5,7
	Поправочные напряжения:						
$\sigma_{yp}$	+46,2	+44,3	+25,3	+4,7	+0,6	-25,1	-27,4
	Расчетные напряжения:						
$\sigma_y$	-42,6	-41,1	-29,8	-23,4	-23,4	-31,5	-33,1

#### 4. Вспомогательный профиль трапециoidalный с трапециoidalной нагрузкой. Поправки по Мору

Верхнее основание трапециoidalного профиля приведено по касательной к гребню заданного.

Нагрузка вспомогательного профиля аналогична загрузке данного. Рассмотренные ранее формулы напряжений для трапециoidalного профиля (22 а, б и в) в постоянном примере упрощаются, так как  $n = 0$ .

Принимая кроме того, что  $k_2 = 0$ , получим следующие выражения для нормальных напряжений  $\sigma_y$  от частных загрузок:

а) от собственного веса:

$$\sigma_{yp} = \gamma \cdot \left( \sigma_{yp} - \frac{m^2 h^3}{6} \bar{\sigma}_{yM} - \frac{m h^2}{2} \bar{\sigma}_{yN} \right); \quad (47a)$$

б) от равномерно распределенной нагрузки по грани  $BD$ :

$$\sigma_{yp} = p_1 \left( \bar{\sigma}_{yp} + \frac{h^2}{2} \bar{\sigma}_{yM} - h \bar{\sigma}_{yQ} \right); \quad (47b)$$

в) от нагрузки на грани  $DB$ , распределенной по треугольнику:

$$\sigma_{yq} = k_1 \cdot \left( \bar{\sigma}_{yq} - h \bar{\sigma}_{yp} - \frac{h^3}{6} \bar{\sigma}_{yM} + \frac{h^2}{2} \bar{\sigma}_{yQ} \right). \quad (47c)$$

Входящие в правые части выражений (47) напряжения определяются следующими уравнениями <sup>1</sup>:

$$\begin{aligned} \sigma_{yp} &= y \left( \frac{z}{m} - 1 \right); \\ \sigma_{yq} &= y \frac{m - 2z}{m^2}; \\ \sigma_{yp} &= \frac{\alpha - \theta - \frac{z}{1+z^2}}{m - \alpha}; \\ \bar{\sigma}_{yN} &= \frac{2}{y(1+z^2)^2} \cdot \frac{m(zm+1) - \alpha(m^2+1)}{\alpha^2(m^2+1) - m^2}; \\ \bar{\sigma}_{yQ} &= \frac{2}{y(1+z^2)^2} \cdot \frac{m^2 - z[\alpha(m^2+1) + m]}{\alpha^2(m^2+1) - m^2}; \\ \bar{\sigma}_{yM} &= \frac{2}{y^2(1+z^2)^3} \cdot \frac{2z(z^2-1) - m(3z^2-1)}{m - \alpha}. \end{aligned} \quad (48)$$

Значения  $\sigma_y$  для рассматриваемых точек сечения на отметке 24,25 приводятся ниже в табл. 6.

Таблица 6

Напряжения в $m/\lambda^2$	Точки						
	0	1	2	3	4	5	6
$\bar{\sigma}_{yp}$	-31,93	-31,1	-22,86	-13,92	-12,13	-0,99	0
$\bar{\sigma}_{yq}$	+65,15	+61,85	+28,08	-8,34	-15,62	-61,1	-65,15
$\bar{\sigma}_{yp}$	+6,84	+6,44	+2,51	-1,18	-1,83	-5,03	-5,26
$\bar{\sigma}_{yM}$	+0,0153	+0,0145	+0,0046	-0,0041	-0,0052	-0,0070	-0,0069
$\bar{\sigma}_{yN}$	-0,200	-0,191	-0,099	-0,012	+0,0015	+0,054	+0,057
$\bar{\sigma}_{yQ}$	+0,446	+0,438	+0,150	-0,100	-0,139	-0,268	-0,273

<sup>1</sup> Эти уравнения получены из (8), (9), (10), (13), (15), (16), (17) и (19).

Этими табличными данными пользуемся для определения напряжений в трапециoidalном профиле (при этом принимается  $\gamma = 2,4 \text{ т/м}^3$ ,  $h_1 = 1,0 \text{ т/м}^3$  и  $p_1 = 2,65 \text{ т/м}^2$ ). Интенсивность равномерно распределенной нагрузки найдена путем разложения имеющейся трапециoidalной нагрузки на треугольную и равномерно распределенную.

Найденные значения напряжений в трапециoidalном вспомогательном профиле приведены в следующей табл. 7.

Поправочная нормальная сила определяется из условия:

$$N = 646 - \frac{\gamma m}{2} (y_1^2 - h^2) = -47 \text{ т/м.}$$

Поправочный изгибающий момент:

$$M_u = \frac{\gamma \cdot m^2 y^3}{12} - \frac{\gamma \cdot m^2 h^2}{12} (3y_1 - 2h) - 1855,8 = 44 \text{ т.}$$

Дополнительные напряжения подсчитываются по формуле (32). Окончательные результаты сведены в табл. 7.

Таблица 7

Напряжения в т/м <sup>2</sup>	Точки						
	0	1	2	3	4	5	6
	Напряжения во вспомогательном профиле:						
$\sigma_{yT}$	-38,88	-38,34	-33,11	-29,47	-28,05	-26,67	-26,32
	Дополнительные напряжения:						
$\sigma_{yP}$	+2,63	+2,60	+2,33	+2,03	+1,98	+1,61	+1,57
	Расчетные напряжения:						
$\sigma_y$	-36,25	-35,74	-30,78	-27,44	-27,07	-25,06	-24,75

#### 5. Вспомогательный профиль треугольный с трапециoidalной нагрузкой. Поправки по теории упругости

Напряжения в треугольном профиле при его загрузке трапециoidalной нагрузкой были рассмотрены в примере III. Там же в табл. 5 приведены численные значения напряжений, которые заимствуем для табл. 8.

Поправочную силу переносим в начало координат — вершину треугольника, представляя ее через компоненты  $N$ ,  $Q$  и  $M_0$ . Поправочная нормальная сила  $N$  аналогично примерам II и III будет равна 210,4 т/м. Поправочная поперечная сила  $Q$  компенсирует излишек загрузки верхней (выше гребня) части треугольника профиля. Следовательно она представляется через:

$$Q = ph - \frac{kh^2}{2} = 60,2 \text{ т/м.}$$

Дополнительный момент получается как разность моментов всех действующих сил и сил вспомогательного профиля относительно начала координат:

$$M = 5371 - \frac{\gamma m^2 y^3}{6} + \frac{k_1 h^2}{3} - \frac{p_1 h^2}{2} = -1201 \text{ т.}$$

Напряжения от каждого компонента дополнительной силы  $N$ ,  $Q$  и  $M_0$  определяются, используя данные табл. 6, в которой напряжения определены от соответствующих единичных сил.

Найденные таким образом напряжения приведены в табл. 8.

Таблица 8

Напряжения в $\text{т/м}^2$	Точки						
	0	1	2	3	4	5	6
	Напряжения вспомогательного профиля:						
$\sigma_{yT}$	-88,8	-85,4	-55,1	-28,1	-24,0	-6,4	-5,7
	Поправочные напряжения:						
$\sigma_{yN}$	+42,1	+20,8	+2,5	-2,5	-0,3	-11,4	-12,0
$\sigma_{yQ}$	+28,1	+26,4	+9,0	-6,0	-8,4	-16,2	-16,4
$\sigma_{yM}$	-18,4	-17,4	-5,5	+4,9	+6,2	+8,4	+8,3
	Расчетные напряжения:						
$\sigma_y$	37,0	36,4	30,8	26,7	26,5	25,6	25,8

Из приведенных выше пяти примеров расчета один проведен по методу сопротивления материалов и четыре смешанными способами. Как и следовало ожидать, способы Мора и Пизжо дали тождественные результаты (фиг. 15 б).

Если исходить из предпосылок теории упругости, следует отдать предпочтение приему V, ибо он дает результаты, наиболее приближающиеся к точному решению по теории упругости. В качестве первого приближения может быть использован способ Мора как требующий несколько меньшей вычислительной работы.



Проф. Г. Н. МАСЛОВ

**ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ СТАТИЧЕСКОГО  
РАСЧЕТА ДНЕПРОВСКОЙ ПЛОТИНЫ  
И ЕГО РЕЗУЛЬТАТЫ <sup>1</sup>**

---

<sup>1</sup> Настоящая статья составлена по материалам проектировочной работы Ленинградского бюро Днепростроя.

## Введение

При проектировании такого ответственного сооружения, как Днепровская плотина, естественно, было необходимо уделить большое внимание статическому расчету, используя имеющийся в этом отношении опыт.

Катастрофы плотин Vouzey и L'Nabre послужили толчком к развитию и уточнению существовавших в то время методов расчета подобных сооружений. Французская техническая мысль была первой, которая занялась анализом применимости элементарных способов расчета и в частности гипотезы линейного распределения нормальных напряжений в горизонтальных сечениях профиля плотины.

С развитием теории упругости и ее приложений к техническим вопросам открылись новые перспективы исследования напряженного состояния кладки плотины. Стало возможным отказаться от части гипотез и получить закон изменения напряжений на основе математического анализа<sup>1</sup>.

Профиль Днепровской плотины имеет водосливное очертание, значительно уклоняющееся от треугольного профиля, поэтому не представлялось возможным воспользоваться классическим решением задачи для треугольного профиля, указанным М. Levy. Вследствие этого при составлении проекта Днепровской плотины оставался единственный путь — удовлетвориться методом Mohr'a.

После составления проекта Днепровской плотины последовало опубликование работ акад. В. Г. Галеркина<sup>2</sup>. Расчет некоторых сечений поперечного профиля плотины для проверки точности примененного метода Mohr'a был произведен как для трапециoidalного профиля на основе анализа акад. В. Г. Галеркина. Это сравнение подтвердило практическую приемлемость методики Mohr'a, на основе которой был осуществлен статический расчет плотины Днепростроя.

### § 1. Технические условия проектирования Днепровской плотины

При выборе очертания поперечного профиля плотины, статическом расчете и разработке ее конструкции руководствовались специальными «Техническими условиями для составления детального проекта Днепровской плотины».

Ниже приведены выдержки из этих Технических условий, касающиеся принципов расчета сооружения, его прочности и устойчивости.

<sup>1</sup> Обзор различных методов расчета гравитационных плотин, а также сопоставление результатов, к которым приводит их использование для нормальных напряжений  $\sigma_y$  на отметке 24,50 Днепровской плотины, даны в помещенной в этом сборнике статье инж. Л. М. Емельянова «Использование задач теории упругости и сопротивления материалов для расчета гравитационных плотин».

<sup>2</sup> Проф. В. Г. Галеркин, К исследованию напряжений в плотинах и подпорных стенах трапециoidalного профиля. Сборник Ленинградского института инженеров путей сообщения, 1929 г.

## 1. Расчетные нагрузки

1. При статическом расчете тела плотины и бычков должны быть приняты во внимание в наиболее невыгодном сочетании нагрузки, из которых главнейшие следующие:

а) собственный вес бетона, который на основании имеющихся предварительных данных принимается равным  $2\ 300\ \text{кг/м}^3$ ;

б) давление воды, а именно: давление воды на тело плотины и давление воды в плоскости основания. Это последнее принимается в размере 50% от полного давления воды, определяемого по закону трапеции, большая ордината которой равняется напору верхнего бьефа в плоскости основания, а меньшая — нижнего бьефа. Взвешивающее давление воды в теле плотины в расчете не принимается во внимание, но минимальные нормальные напряжения на верховой грани в двух нижних третях по высоте плотины должны быть не менее  $1/2$  гидростатического давления в данной точке.

2. Кроме того прочность и устойчивость плотины (в порядке дополнительных расчетов) должны быть проверены на пропуск катастрофического расхода, равного  $35\ 000\ \text{м}^3/\text{сек}$ , причем должно быть учтено воздействие воды и образование наносов перед плотиной при высоте отложения их, равной  $1/3$  высоты плотины, а также давление льда, приложенное только к бычкам и исчисленное в размере  $20\ \text{т}$  на  $1\ \text{пог. м}$  плотины. При этих дополнительных расчетах могут быть допущены повышенные напряжения и пониженные коэффициенты запаса при условии надлежащей мотивировки их.

## 2. Определение действующих в плотине напряжений

1. При определении напряжений кривизна плотины в плане не учитывается и задача трактуется в двух измерениях.

2. Исчисление действующих в плотине напряжений допускается производить по графо-аналитическому способу Mohr'a.

3. Результаты, характеризующие напряженное состояние кладки, должны быть представлены в виде нижеследующих кривых:

- кривые давлений при пустом и наполненном бассейне;
- кривые двух (вертикальных и горизонтальных) нормальных и касательных напряжений;
- кривые равных максимальных сжимающих и эффективных срезающих напряжений при наполненном и опорожненном бассейне;
- при наполненном бассейне линии изостатические и скольжения.

## 3. Допускаемые напряжения и устойчивость на скольжение

1. Как общее правило, кривые давления плотины нигде не должны выходить из средней трети сечения. Состав бетона должен быть подобран таким образом, чтобы его временное сопротивление на раздробление в возрасте 28 дней обеспечивало бы шестикратный запас прочности в отношении исчисленных нормальных напряжений. Кроме того указанное выше временное сопротивление должно быть в 24 раза более эффективных срезающих напряжений, исчисленных при коэффициенте трения в кладке, равном 0,7.

2. Устойчивость плотины против сдвига по основанию должна быть обеспечена достаточной величиной силы трения при коэффициенте трения кладки по скале 0,7. Эта устойчивость обеспечивается соответствующей формой скальной выемки под основанием плотины.

Что касается очертания поперечного профиля сливной части плотины, то Технические условия, предъявляя требования к отметке гребня плотины, соответствующие условиям пропуска максимального расхода в размере  $20\ 400\ \text{м}^3/\text{сек}$  при отметке верхнего бьефа, равной  $48,76\ \text{м}$ , указывают, что профиль плотины должен быть установлен, исходя из принципа максимальной экономии в кубатуре кладки при условии надежной статической работы сооружения и на принципе наивыгоднейшей работы плотины в гидравлическом отношении.

Согласно Техническим условиям расчетный горизонт верхнего бьефа должен быть принят на отметке  $51,20\ \text{м}$ .

Статический расчет произведен независимо для сливной части плотины и для бычков ввиду наличия температурных швов между тем и другим.

## § 2. Расчетные схемы нагрузок

Расчет поперечного профиля водосливной части плотины (фиг. 1) произведен для участка длиной в  $1,0\ \text{м}$ , пренебрегая кривизной плотины в плане.

Влияние некоторых конструктивных деталей практического профиля плотины, например инспекторской и водосборной галлерей, а также «носа», сопрягающего теоретический профиль с основанием, рассматривались в виде дополнительных подсчетов. Давление воды со стороны нижнего бьефа не учитывалось при определении напряжений.

Прочность и устойчивость плотины были проверены на повышение горизонта верхнего бьефа от нагонной волны при ветре на величину 1,10 м, т. е. до отметки 52,30. Кроме этого поверочный расчет был произведен на дополнительную нагрузку от давления паводков на напорную грань. Отметка верха паводков условно принималась равной 14,00.

Процуск расхода в 30 000 м<sup>3</sup>/сек не нашел отражения в расчете, так как в этом случае статические условия работы плотины являются более благоприятными по сравнению с комбинациями нагрузок, которые рассматриваются ниже.

Расчетом предусмотрены следующие схемы работы сооружения:

I) нагрузка сооружения только собственным весом кладки;

II) нагрузка сооружения собственным весом кладки и горизонтальным давлением воды при отметке верхнего бьефа 51,20;

III) нагрузка сооружения собственным весом кладки, горизонтальным давлением воды при отметке верхнего бьефа 52,30 и давлением паводков при отметке их верха 14,0.

Расчет поперечного профиля плотины осуществлен применительно к горизонтальным сечениям через каждые 4,0 м, считая от подошвы теоретического профиля, расположенного на отметке 2,00. Исключение сделано для последнего верхнего участка, т. е. оголовка, который принят высотой в 4,25 м.

### § 3. Построение кривых давлений и определение нормальных напряжений $\sigma_y$ в горизонтальных швах профиля плотины

В соответствии с принципом Mohr'a, а также указаниями Технических условий первой задачей расчета явилось определение положения кривых давлений в различных швах профиля плотины. Кривые давления были построены в соответствии с расчетными схемами, а построение эпюр нормальных напряжений в горизонтальных швах было сделано на основе линейного закона их распределения.

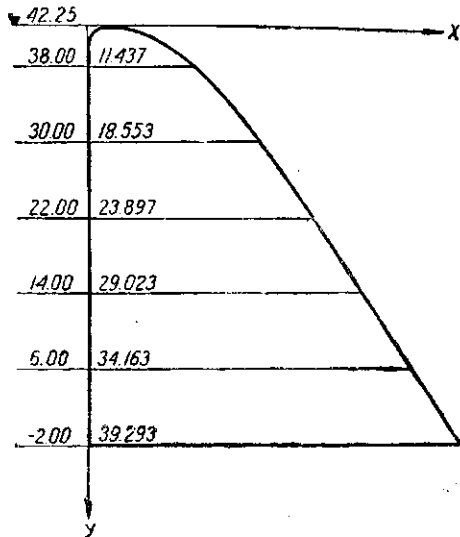
Для этого обычным способом были подсчитаны для каждого шва сумма вертикальных вышележащих сил  $\sum P_j$ , а также сумма их моментов  $\sum M_j$  относительно осей, проходящих через вертикальную напорную грань плотины. Кроме того было определено отношение  $\lambda'_j = \frac{\sum M_j}{\sum P_j}$ , выражающее положение кривой давления относительно напорной грани, а также по формуле неравномерного сжатия

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{\sum P_j}{l_j} \left( 1 \pm \frac{6\lambda'_j}{l_j} \right)$$

подсчитаны максимальные и минимальные значения нормальных напряжений в различных сечениях профиля.

В этой формуле  $l_j$  — длина рассматриваемого сечения, а  $\lambda'_j = \frac{1}{2} l_j - \lambda'_j$  — есть эксцентриситет кривой давления.

В табл. I приведены результаты расчетов для первой схемы нагрузки плотины.



Фиг. 1. Расчетный профиль Днепровской плотины.

**Таблица 1**  
**Расчетные напряжения (в  $t/m^2$ ) профиля**  
**собственного веса кладки**

Отметка швов	Верховая грань $\sigma_v$	Низовая грань $\sigma_n$
42,25	0,00	0,00
38,00	13,78	3,52
34,00	25,22	3,74
30,00	36,09	4,69
26,00	46,70	5,89
22,00	57,45	6,96
18,00	68,50	7,20
14,00	78,90	7,85
10,00	89,50	7,89
6,00	99,90	7,75
2,00	110,2	7,66
-2,00	120,6	7,84

Из табл. 1 видно, что при ненаполненном бьефе в кладке имеют место лишь сжимающие напряжения, достигающие наибольшего значения в  $120,6 t/m^2 = 12,06 kg/cm^2$ .

Проверка профиля на его работу исключительно под действием собственного веса имеет академический характер, так как принятый строительством метод производства работ исключает работу сооружения при неподпертом горизонте верхнего бьефа.

Результаты расчета для второй расчетной схемы приведены в табл. 2.

**Таблица 2**  
**Расчетные напряжения (в  $t/m^2$ ) профиля от соб-**  
**ственного веса кладки и горизонтального давления**  
**воды при отметке верхнего бьефа — 51,20**

Отметка швов	Значение $1/2$ правила М. Levy	Верховая грань $\sigma_v$	Низовая грань $\sigma_n$
42,25	4,47	0,00	0,00
38,00	6,60	9,49	7,81
34,00	8,60	15,11	13,86
30,00	10,60	19,00	21,79
26,00	12,60	21,72	30,88
22,00	14,60	23,54	40,88
18,00	16,60	25,25	50,45
14,00	18,60	26,78	60,00
10,00	20,60	27,70	69,60
6,00	22,60	28,70	79,00
2,00	24,60	29,55	88,40
-2,00	26,60	30,28	97,80

Запроектированный профиль удовлетворяет требованиям в отношении соблюдения правила М. Levy в размере 50%. Это видно из сравнения результатов подсчета нормальных напряжений у напорной грани с внешними напряжениями, соответствующими половине гидростатического давления.

Из этой же таблицы следует, что наибольшее нормальное напряжение, действующее в горизонтальных площадках, расположенных у низовой грани, составляет  $97,80 t/m^2 = 9,78 kg/cm^2$ .

Третий расчетный случай предусматривает одновременное действие собственного веса кладки, горизонтального давления воды при отметке верхнего бьефа, равной 52,30 (нагонная волна), и давления наносов с отметкой их верха 14,00.

Вес 1 м<sup>3</sup> наносов, учитывая потерю их веса в воде, принят в размере 0,800 т. Угол естественного откоса грунта под водой взят равным 20°. Верхняя плоскость наносов считалась расположенной под углом естественного откоса, ниспадая от напорной грани плотины в сторону, противоположную течению реки.

Нормальные напряжения, соответствующие этому случаю нагрузки плотины, приведены в табл. 3.

Таблица 3

Расчетные напряжения в (в т/м<sup>2</sup>) профиля от собственного веса, горизонтального давления воды при отметке верхнего бьефа 52,30 и наносов, верх которых расположен на отметке 14,00

Отметки швов	Значение $\frac{1}{2}$ правила М. Levy	Верховая грань	Низовая грань
42,25	5,02	0,00	0,00
38,00	7,15	9,15	8,28
34,00	9,15	14,15	14,81
30,00	11,15	17,56	23,21
26,00	13,15	19,74	32,88
22,00	15,15	21,29	43,15
18,00	17,15	22,49	53,22
14,00	19,15	23,45	63,30
10,00	21,15	24,23	73,05
6,00	23,15	25,00	82,65
2,00	25,15	25,11	92,80
— 2,00	27,15	25,40	102,60

Из табл. 3 следует, что нормальные напряжения у напорной грани меньше  $\frac{1}{2}$  гидростатического давления для данного шва, т. е. правило М. Levy в половинном размере не удовлетворяется, что для этого случая согласно Техническим условиям допустимо.

Напряжения во всех швах сжимающие, достигающие предельного значения в 102,6 т/м<sup>2</sup> = 10,26 кг/см<sup>2</sup>.

На фиг. 2, 3, 4 приведены в виде графиков результаты расчетов применительно к трем рассмотренным случаям загрузки.

#### § 4. Построение эпюр нормальных и скалывающих напряжений $\sigma_x$ и $\tau$

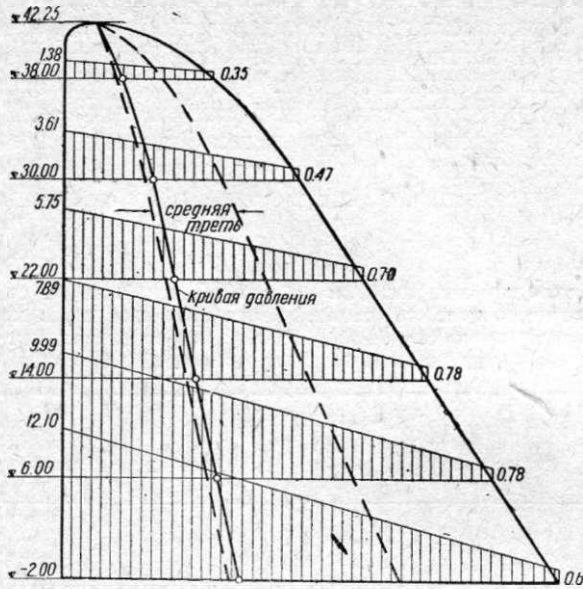
Следующим этапом расчета Днепровской плотины было определение скалывающих и нормальных напряжений, действующих в вертикальных площадках профиля.

Задаваясь линейным законом распределения нормальных напряжений  $\sigma_x$  по горизонтальным сечениям, Mohr, пользуясь дифференциальными уравнениями равновесия, получает выражения для  $\sigma_x$  и  $\tau$  в следующей форме:

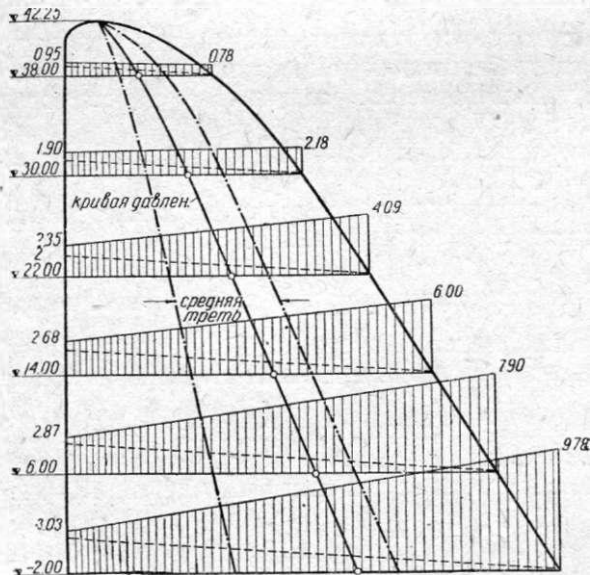
$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= ax^3 + bx^2 + cx + d; \\ \tau_{yx} = \tau_{xy} &= b_1x^2 + c_1x + d_1. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Вид кривой функции третьей степени для напряжений  $\sigma_x$  весьма близок к прямой. Поэтому для практического приложения к расчету Днепровской плотины выражение для  $\sigma_x$  было упрощено и принята линейная зависимость, т. е.

$$\sigma_x = cx + d. \quad (2)$$



Фиг. 2. Кривая давления и эпюры нормальных напряжений  $\sigma_y$  для первой схемы загрузки (только собственный вес). Напряжения в  $\text{кг/см}^2$ .



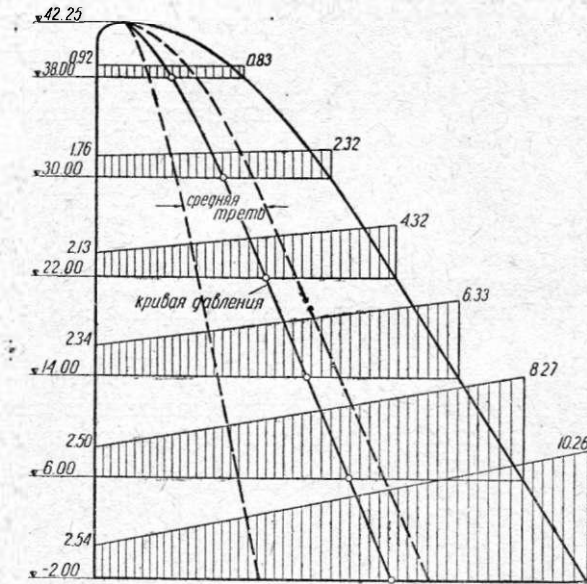
Фиг. 3. Кривая давления и эпюры нормальных напряжений для второй схемы загрузки (собственный вес и давление воды при отметке 51,20). Напряжения в  $\text{кг/см}^2$ .

Для построения эпюр напряжений  $\sigma_x$  и  $\tau$  применительно к заданному шву необходимо определить значения пяти постоянных. Четыре из них определяются из граничных условий на профиле плотины.

Напорная грань Днепровской плотины, занимая вертикальное положение, свободна от внешних касательных напряжений и нагружена лишь заранее известными нормальными напряжениями от давления воды или напосов. Пользуясь этим, можно определить значения двух постоянных, совмещая ось  $OY$  с напорной гранью профиля и полагая в выражениях для  $\sigma_x$  и  $\tau$   $x = 0$ :

$$\left. \begin{aligned} d_1 &= 0; \\ d &= \sigma_a; \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

через  $\sigma_a$  обозначено внешнее нормальное напряжение рассматриваемого элемента напорной грани.



Фиг. 4. Кривая давления и эпюры нормальных напряжений  $\sigma_y$  для третьей схемы загрузки (собственный вес, давление воды при отметке 52,30 и давление наносов). Напряжения в  $\text{кг/см}^2$ .

Для определения двух других постоянных составим уравнения равновесия элемента, выделенного вертикальной и горизонтальной плоскостью непосредственно у низовой грани плотины, предполагая, что таковая свободна от внешних напряжений. Обозначим через  $(\sigma_x)$ ,  $(\sigma_y)$ ,  $(\tau_{xy})$  и  $(\tau_{yx})$  составляющие напряжений у низовой грани.

Согласно схеме, приведенной на фиг. 5, имеем следующие два уравнения:

$$\left. \begin{aligned} (\sigma_x) \sin \alpha - (\tau_{yx}) \cos \alpha &= 0; \\ (\tau_{xy}) \sin \alpha - (\sigma_y) \cos \alpha &= 0. \end{aligned} \right\}$$

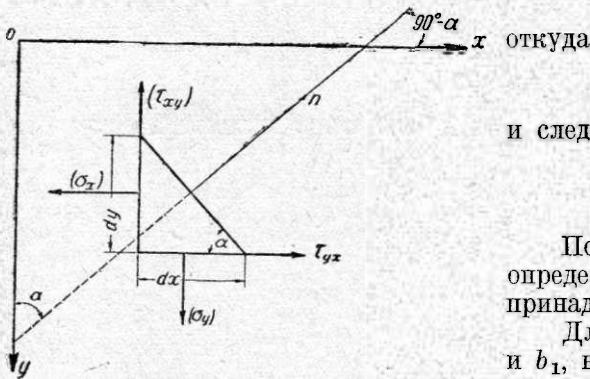
Припоминая, что  $\tau_{yx} = \tau_{xy}$  и решая эти уравнения относительно  $(\sigma_x)$  и  $(\tau)$ , находим:

$$\left. \begin{aligned} (\tau) &= (\sigma_y) \cdot \operatorname{ctg} \alpha; \\ (\sigma_x) &= (\sigma_y) \cdot \operatorname{ctg}^2 \alpha. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$



Таким образом, если известно нормальное напряжение в горизонтальной площадке, расположенной непосредственно у низовой грани плотины, а также угол, который образует касательная, проведенная к данному элементу контура, с горизонтальным направлением, определение  $\tau_{xy} = \tau_{yx}$  и  $\sigma_x$  в точках, принадлежащих свободной грани, не представляет затруднений.

Обозначая через  $l$  длину шва и пользуясь выражением (2) совместно со значением  $d$  из (3), составляем выражение для определения постоянной  $c$ :



Фиг. 5.

$$(\sigma_x) = cl + \sigma_a,$$

$$c = \frac{(\sigma_x) - \sigma_a}{l}$$

и следовательно

$$\sigma_x = \frac{(\sigma_x) - \sigma_a}{l} x + \sigma_a.$$

Пользуясь этим выражением, можно определить значение  $\sigma_x$  для любой точки, принадлежащей рассматриваемому шву.

Для определения постоянных  $c_1$  и  $b_1$ , входящих в выражение для скальвающих напряжений

$$\tau = b_1 x^2 + c_1 x,$$

воспользуемся условием, что при  $x = l$ , т. е. в точке, совпадающей с низовой гранью, скальвающие напряжения должны быть равны:

$$\tau = (\sigma_y) \operatorname{ctg} \alpha,$$

а также условием, что сумма скальвающих напряжений  $\tau$ , распространенная по всей плоскости шва, должна уравновесить перерезывающую силу  $S$ , отнесенную к рассматриваемому шву, т. е.

$$S = \int_0^l (b_1 x^2 + c_1 x) dx = \frac{1}{3} b_1 l^3 + \frac{1}{2} c_1 l^2.$$

Коэффициенты  $b_1$  и  $c_1$  находятся из двух уравнений:

$$b_1 l^2 + c_1 l = (\tau);$$

$$\frac{1}{3} b_1 l^3 + \frac{1}{2} c_1 l^2 = S.$$

При расчете Днепровской плотины для построения кривых  $\tau$  был использован другой способ, а именно графо-аналитический способ, заключающийся в следующем: обозначая через  $(\tau_1)$  величину скальвающих напряжений в середине шва и заменяя интегрирование параболическим суммированием

$$S = \frac{4\tau_1 + \tau}{6} l,$$

находим:

$$(\tau_1) = \frac{3}{2} \cdot \frac{S}{l} - \frac{\tau}{4}.$$

Таким образом значение скальвающих напряжений  $\tau$  в точках  $x = 0$ ,  $x = \frac{l}{2}$  и  $x = l$  является известным.

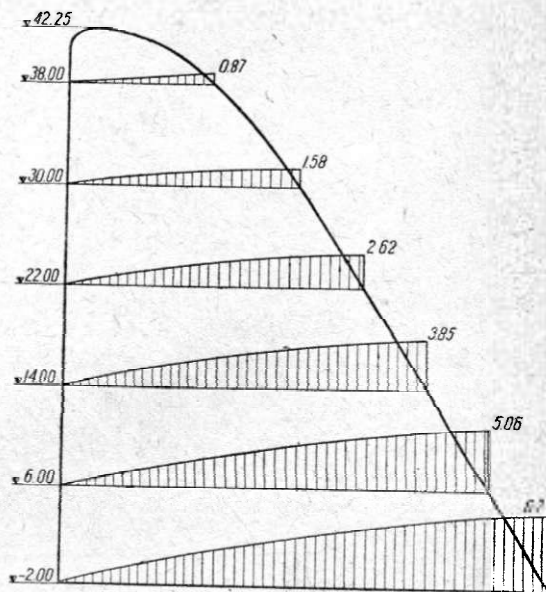
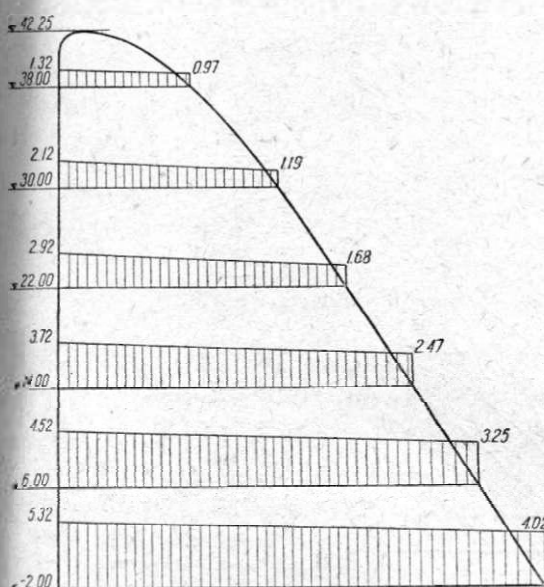
Проведя через эти три точки кривую, получим достаточно точное графическое изображение функции  $\tau$ .

Расчетные напряжения  $\sigma_x$  и  $\tau$  (в  $t/m^2$ ) при  $x=0$ ;  $x = \frac{l}{2}$  и  $x=l$  для второй расчетной схемы (собственный вес и горизонтальное давление воды)

Отметка швов	ctg $\alpha$	$\sigma_x$		$\tau$		
		$x=0$ верховая грань	$x=l$ низовая грань	$x=0$ верховая грань	$x = \frac{l}{2}$	$x=l$ низовая грань
42,25	—	—	—	—	—	—
38,00	1,12	13,20	9,70	0	4,00	8,72
34,00	0,37	17,20	10,52	0	7,18	13,48
30,00	0,74	21,20	11,89	0	11,02	15,67
26,00	0,65	25,20	13,18	0	14,46	20,20
22,00	0,64	29,20	16,81	0	17,69	26,20
18,00	—	33,20	20,74	0	20,90	32,33
14,00	—	37,20	24,68	0	24,10	38,48
10,00	—	41,20	28,61	0	27,25	44,62
6,00	—	45,20	32,48	0	30,45	50,65
2,00	—	49,20	36,35	0	33,64	56,65
-2,00	—	53,20	40,20	0	36,82	62,70

В табл. 4 приведены числовые значения напряжений  $\sigma_x$  и  $\tau$  в наиболее характерных точках различных швов для второго расчетного случая загрузки (собственный вес и давление воды на напорную грань).

На фиг. 6 и 7 приведены эпюры напряжений  $\sigma_x$  и  $\tau$  для различных горизонтальных сечений.



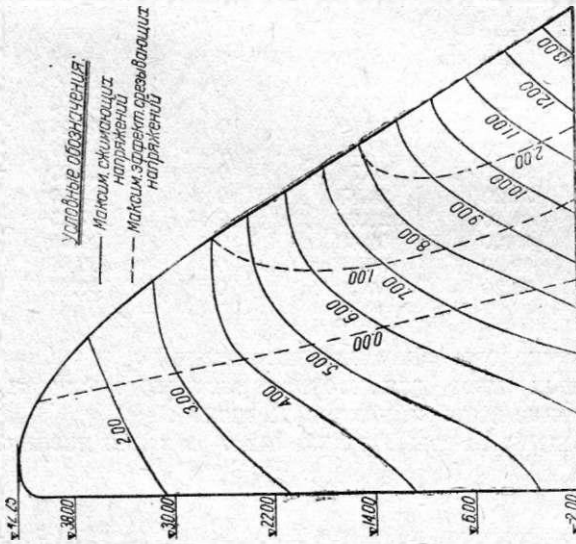
Фиг. 6. Эпюры нормальных напряжений  $\sigma_x$  для второй схемы загрузки (собственный вес и давление воды при отметке 51,20). Напряжения в  $кг/см^2$ .

Фиг. 7. Эпюры скалывающих напряжений  $\tau$  по горизонтальным сечениям для второй схемы загрузки (собственный вес и давление воды при отметке горизонта 51,20). Напряжения в  $кг/см^2$ .

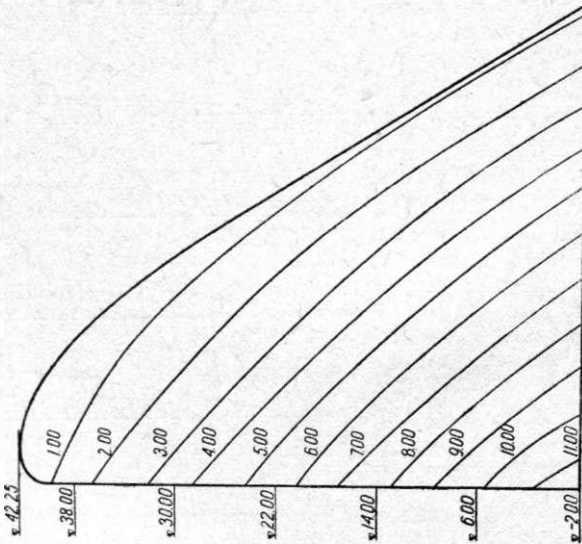
## § 5. Построение кривых равных максимальных сжимающих и эффективных срезывающих напряжений

Для построения кривых равных максимальных сжимающих и эффективных срезывающих напряжений были использованы известные формулы:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 \text{ и } \sigma_2 &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \\ \tau_{\text{эф}} &= \frac{1}{\cos \alpha} \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \operatorname{tg} \alpha, \end{aligned} \right\} \quad (5)$$



Фиг. 9. Кривые равных максимальных сжимающих напряжений и эффективных срезывающих для второй схемы нагружения (собственный вес и давление воды при отметке 54,20). Напряжения в кг/см<sup>2</sup>.



Фиг. 8. Кривые равных максимальных сжимающих напряжений в теле кладки для первой схемы нагружения (только собственный вес). Напряжения в кг/см<sup>2</sup>.

где  $\alpha$  — угол внутреннего трения кладки, тангенс которого принимался равным 0,75,  $\sin \alpha = 0,6$ ,  $\cos \alpha = 0,8$ .

Значения  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  и  $\tau$  для различных точек устанавливались графически с соответствующих эпюр.

Значения  $\sigma_1$  и  $\tau_{эф}$  предварительно были вычислены для каждого расчетного шва плотины через 4,0 м, считая от напорной грани.

Так как швы разбивались через 4,0 м, то получилась сеть квадратов со сторонами по 4,00 м с вычисленными значениями  $\sigma_1$  и  $\tau_{эф}$  для всех вершин. Значения  $\sigma_1$  и  $\tau_{эф}$  для промежуточных точек определялись интерполированием. Кривые напряжений строились через 1 кг/см<sup>2</sup>.

На фиг. 8 приведены кривые равных максимальных нормальных напряжений для пустого бассейна, а на фиг. 9 — те же кривые и эффективные срезающие напряжения для наполненного бассейна (вторая расчетная схема).

Кроме того при расчете Днепровской плотины были построены для случая подпертого бьефа линии изостатические и скольжения (фиг. 10).

### § 6. Определение наибольших напряжений на низовой грани

Так как согласно формулам (4) составляющие напряжений у низовой грани имеют выражения:

$$(\tau) = (\sigma_y) \operatorname{ctg} \alpha,$$

$$(\sigma_x) = (\sigma_y) \operatorname{ctg}^2 \alpha,$$

то максимальные нормальные и эффективные срезающие напряжения на свободной грани получают путем подстановки этих выражений в формулы (5):

$$\sigma_1 = (\sigma_y) (1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha);$$

$$\tau_{эф} = \frac{1}{4} (\sigma_y) (1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha).$$

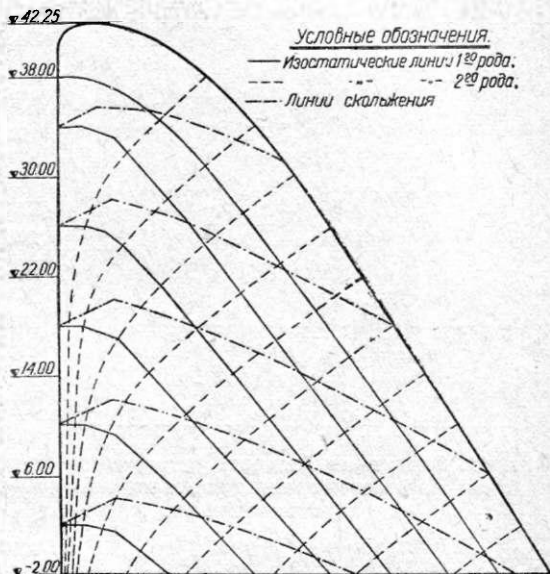
Очевидно, что при этом максимальное значение простых скалывающих напряжений должно составлять половину нормальных, т. е.

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} (1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha) (\sigma_y).$$

Таблица 5

Напряжения  $\sigma_1$ ,  $\tau_{\max}$  и  $\tau_{эф}$  (в т/м<sup>2</sup>) низовой грани для второй расчетной схемы

Отметки швов	$\sigma_1$	$\tau_{\max}$	$\tau_{эф}$
42,25	—	—	—
38,00	17,54	8,77	4,39
34,00	24,40	12,20	6,10
30,00	33,70	16,85	8,43
26,00	44,10	22,05	11,03
22,00	57,70	28,85	14,43
18,00	71,20	35,60	17,80
14,00	84,70	42,35	21,18
10,00	98,20	49,1	24,55
6,00	111,50	55,75	27,88
2,00	124,80	62,40	31,20
-2,00	138,00	69,00	34,50



Фиг. 10. Изостатические линии и линии скольжения в теле плотины для второй схемы загрузки (собственный вес и давление воды при отметке горизонта 51,20).

В табл. 5 даны числовые значения наибольших напряжений на низовой грани, вычисленные по этим формулам применительно к второй расчетной схеме загрузки (наполненный бьеф и собственный вес), а на фиг. 11 эти значения представлены графически.

Из этой таблицы видно, что наибольшее значение нормального напряжения составляет  $138,00 \text{ т/м}^2 = 13,8 \text{ кг/см}^2$ , а эффективного скалывающего —  $34,50 \text{ т/м}^2 = 3,45 \text{ кг/см}^2$ .

### § 7. Поверочный расчет профиля плотины по методам теории упругости

Для проверки приложимости принципов Mohr'a к расчету Днепровской плотины были произведены поверочные расчеты по методам теории упругости для некоторых горизонтальных сечений профиля плотины. В данном случае представилось возможным отказаться от гипотезы линейного распределения нормальных напряжений как от исходного положения и получить закон распределения напряжений  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  и  $\tau_{yx} = \tau_{xy}$  на основе математического анализа.

В основу поверочных расчетов был положен прием, указанный акад. Б. Г.

Фиг. 11. Эпюры наибольших напряжений (в  $\text{кг/см}^2$ ) по низовой грани для второй расчетной схемы загрузки.

Галеркиным<sup>1</sup> в его работе, посвященной расчету трапециoidalных профилей по методам теории упругости. Сущность этого способа состоит в том, что расчет трапециoidalного профиля сводится к определению напряжений в условном треугольном профиле, нагруженном фиктивными эквивалентными нагрузками. Способ, указанный акад. Б. Г. Галеркиным, распространяется также и на профили водосливного очертания.

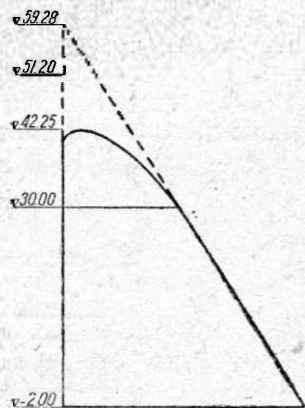
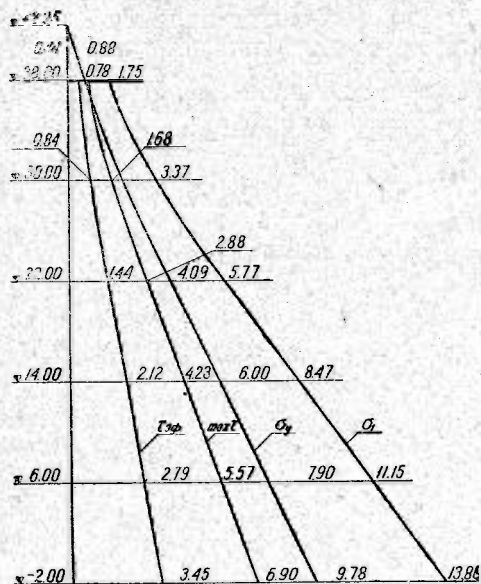
Согласно этому водосливный профиль Днепровской плотины был заменен треугольным путем продолжения вертикальной напорной грани и прямолинейного участка низовой грани до взаимного пересечения. Точка пересечения их или вершина полученного таким образом треугольника разместилась на отметке 59,28 (фиг. 12).

Затем в этом профиле были рассмотрены напряжения, соответствующие следующим видам нагрузки:

- 1) собственный вес;
- 2) гидростатическое давление по закону треугольника с отметкой вершины 59,28;
- 3) равномерно распределенная нагрузка по напорной грани в размере  $59,28 - 51,2 = 8,08 \text{ т/м}^2$ .

Последний вид нагрузки введен для того, чтобы ниже отметки 51,2 иметь нагрузку от воды, отвечающую действительности.

<sup>1</sup> Б. Г. Галеркин, К исследованию напряжений в плотинах и подпорных стенах трапециoidalного сечения. Сборник Ленинградского института инженеров путей сообщения, 1929 г.



Фиг. 12. Заменяющий треугольный профиль при расчете по методу акад. Б. Г. Галеркина.

К вершине треугольного профиля прикладывалась горизонтальная сила  $R_x$ , вертикальная  $R_y$  и момент  $M$ . Числовые значения этих сил и момента были выбраны так, чтобы при совместном их действии с указанной основной нагрузкой в расчетном треугольном профиле для сечения на отметке 30,50 напряжения приводились бы к силам и моменту, которые имеют место в водосливном профиле на той же отметке.

Отметка 30,50 характеризуется тем, что ниже ее профиль Днепровской плотины имеет прямолинейное очертание, а выше — криволинейное, образующее зголовок сооружения.

Естественно, что при этом на отметке 30,50 должна получиться картина распределения напряжений меньшей точности; но по принципу Сен-Венана точность быстро возрастает по мере удаления вниз от этого сечения.

Таким образом задача свелась к построению кривых напряжений для треугольного профиля при нагрузках, рассмотренных М. Lévy<sup>1</sup>, Mitchell'ем<sup>2</sup>, Mesnager'ом<sup>3</sup> и Fillunger'ом<sup>4</sup>, т. е. представилось возможным воспользоваться результатами теоретических исследований этих авторов.

В табл. 6 приведены для второй расчетной схемы результаты расчетов, произведенных по этому способу, а также для сравнения, и те, которые были получены менее точным методом Mohr'a.

Таблица 6

Напряжения  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\tau$  (в  $m/m^2$ ), вычисленные при второй расчетной схеме загрузки (собственный вес и давление воды) (по Мору и Галеркину)

Отметка швов	$x$ (от напорной грани)	$\sigma_y$		$\sigma_x$		$\tau$	
		Б. Галеркин	О. Мор	Б. Галеркин	О. Мор	Б. Галеркин	О. Мор
10,00	0	22,6	19,0	21,2	21,2	0,0	0,0
	4	18,2	19,5	21,0	19,0	5,3	5,0
	8	15,9	20,0	20,1	17,0	10,0	9,5
	12	16,9	20,5	17,7	15,0	12,0	13,0
	18,77	25,9	21,8	10,7	11,8	16,7	15,7
4,00	0	28,6	26,8	37,2	37,2	0	0
	8	33,5	35,5	36,9	34,0	14,0	14,0
	16	42,0	44,5	34,7	30,5	25,1	26,5
	24	55,0	54,0	30,2	27,0	35,4	36,0
	29,03	65,1	60,0	26,7	24,7	41,7	38,5
2,00	0	32,8	30,3	53,2	53,2	0	0
	8	42,8	44,0	52,9	51,0	15,3	15,0
	16	54,6	58,0	51,6	49,0	29,8	30,0
	24	68,8	71,5	49,2	47,0	43,0	43,0
	32	85,8	85,5	46,2	45,0	54,7	54,5
39,29	103,2	97,8	42,3	40,2	66,1	62,7	

Такая ничтожная разница позволяет считать результаты обоих расчетов практически тождественными. Таким образом гипотеза линейного распределения нормальных напряжений  $\delta_y$ , параболический закон скалывающих напряжений и прямолинейный вид эпюры нормальных напряжений  $\sigma$  получили новое подтверждение.

<sup>1</sup> М. Lévy, Comptes Rendues, 1898.

<sup>2</sup> Mitchell, Proceedings London Mathematical Society, 1900.

<sup>3</sup> Mesnager, Annales des Ponts et Chaussées, 1901.

<sup>4</sup> Fillunger, Österreichische Wochenschrift Baudienst, 1913. Fillunger, Zeitschrift für Mathematik und Physik, 1911 и 1912.

## § 8. Устойчивость плотины на скольжение

Согласно Техническим условиям тангенс угла трения кладки по скале или по кладке при расчетах на скольжение принимался равным 0,7.

Определение коэффициента устойчивости на скольжение производилось для второго расчетного случая, т. е. нагрузки от собственного веса и давления воды при горизонте верхнего бьефа на отметке 51,20. При этом учитывалось гидростатическое противодействие, предусмотренное Техническими условиями.

В табл. 7 приведены значения коэффициента устойчивости на скольжение для этого случая. Закон изменения противодействия был принят в виде треугольника с наибольшей ординатой у напорной грани, равной половине гидростатического давления.

Таблица 7

Коэффициенты устойчивости плотины на скольжение для второй расчетной схемы

Отметка швов	42,25	38,00	34,00	30,00	26,00	22,00	18,00	14,00	10,00	6,00	2,00	-2,00
Коэффициент устойчивости	—	0,909	1,01	1,06	1,08	1,08	1,07	1,06	1,05	1,04	1,02	1,01

Из табл. 7 видно, что коэффициент устойчивости плотины на скольжение близок к единице, что для надежной работы сооружения является недостаточным. В связи с этим пришлось обеспечить устойчивость плотины соответствующим профилем котлована и упором низовой части плотины в скалу.

## § 9. Бычки

Теоретическое очертание бычка Днепровской плотины (фиг. 13) определено главным образом конструктивными соображениями. Основными конструктивными соображениями являются необходимость устройства над плотину моста под шоссе, размещение над гребнем плотины щитов Стоinea и каркасных, а также моста для кранов, обслуживающих затворы.

Практический профиль бычка отличается от теоретического наличием проемов для смотровых галлерей, сопряжением с основанием нижнего бьефа в виде «носа», а также закруглением выступающей струнаправляющей части в сторону верхнего бьефа.

Для расчета профиль бычка, так же как и сливная часть плотины, делится горизонтальными сечениями на участки высотой 4,00 м.

Расчет бычка производился как самостоятельного массива шириною в 3,25 м ввиду наличия температурных швов между кладкою водосливной части плотины и бычками.

Облегчение кладки смотровыми галлерейми, пазами для щитов, а также некоторое ее утяжеление благодаря наличию носа и мостов (подкранового и шоссеного) основным расчетом не учитывалось, а рассматривалось путем дополнительных подсчетов.

Нормальный горизонт воды верхнего бьефа принимался на отметке 51,20. Согласно техническим условиям расчетом предусмотрено воздействие на бычки наносов и давление льда в размере 20 т на 1 пог. м плотины, считая, что оно целиком воспринимается бычком в виде горизонтальной силы  $20 \cdot 16,25 = 325,0$  т,

приложенной на отметке 51,20. Повышение горизонта от действия нагонной волны не учитывалось, так как нагрузка от льда дает более неблагоприятные результаты.

Обратное давление воды принималось на тех же основаниях, что и при расчете водосливного профиля.

Таким образом детальный расчет бычка был произведен применительно к следующим трем схемам загрузки:

I. Бычок подвержен только влиянию собственного веса.

II. Бычок кроме собственного веса испытывает напор со стороны верхнего бьефа при горизонте его на отметке 51,20 с учетом передачи давления воды через плиты Стонея.

III. Бычок кроме собственного веса и давления воды при отметке верхнего бьефа 51,20 подвергается воздействию льда и наносов с отметкою их верха 14,00.

Расчет бычков произведен по способу Mohr'a, т. е. тем же методом, что и сливной части плотины. Приводим некоторые результаты расчета теоретического профиля.

Наибольшее и наименьшее простое нормальное напряжение, соответствующее работе бычка только под влиянием собственного веса в сечении на отметке 2,00, составляет 17,58 и 0,17 кг/см<sup>2</sup>. Растягивающие напряжения отсутствуют.

Для второй расчетной схемы (собственный вес плюс давление воды на напорную грань при отметке горизонта 51,20) нормальные напряжения  $\sigma_y$  принимают максимальное значение у низовой грани, равное 10,36 кг/см<sup>2</sup>, а у верховой—7,39 кг/см<sup>2</sup>.

В этом случае главные напряжения у напорной грани имеют следующие величины:

наибольшее нормальное . . . . .	14,62	кг/см <sup>2</sup>
„ скатывающее . . . . .	7,31	„
„ эффективное срезающее . . . . .	3,65	„

Растягивающие усилия по всему профилю не имеют места. Требования выполнения правил М. Levy в размере 50% выполняются с избытком.

Третий расчетный случай, предусматривающий кроме давления воды и собственного веса еще воздействие наносов и давление льда, характеризуется на отметке 2,00 у низовой грани следующими значениями напряжений:

простое нормальное напряжение . . . . .	12,14	кг/см <sup>2</sup>
наибольшее „ „ . . . . .	17,14	„
„ эффективное срезающее . . . . .	4,29	„

Наименьшее нормальное напряжение у напорной грани на той же отметке составляет 6,0 кг/см<sup>2</sup>. Даже в этом случае имеется выполнение правила М. Levy более чем на 100%.

Для наглядности напряженного состояния бычка были построены кривые напряжений  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\tau$ , а также кривые наибольших нормальных и эффективных срезающих.

Отступление запроектированного профиля от теоретического имеет незначительное влияние, что показали дополнительные расчеты.

Расчеты бычка на устойчивость против скольжения дали благоприятные результаты: коэффициенты запаса получились в пределах от 1,69 до 1,35.

Боковые поверхности бычка в верхней его части усилены арматурой, так как на бычок возможно боковое действие льда.



Инж. С. Г. ТАХТАМЫШЕВ

**ПОСТАНОВКА ПОЛЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ  
НА ДНЕПРОВСКОЙ ПЛОТИНЕ**

## § 1. Обоснования выбора опытного участка

Непосредственной целью исключительных по своему размаху и значению исследований на Днепровской плотине являются получение распределения действительных напряжений, возникающих в различные моменты работы плотины, и выявление факторов, их вызывающих. В качестве таковых по новейшим представлениям наряду с собственным весом, давлением воды и другими возможными внешними силами стоят температурные и усадочные воздействия. Последние обуславливают появление внутренних напряжений, что не учитывается обычным статическим расчетом. На примере Днепровской плотины можно получить наглядное представление о мощности проявления этих факторов в виде ряда глубоких трещин большого раскрытия. Трещины наблюдались в отдельных частях сооружения при полном отсутствии внешних сил (за исключением собственного веса).

В связи с этим при исследованиях наряду с определением деформаций, возникающих от внешних сил, были поставлены наблюдения за температурой, усадочными деформациями бетонной кладки, а также суммарными деформациями всего массива в целом.

Гравитационная плотина, расчлененная на ряд однотипных, повторяющихся элементов, независимых в отношении восприятия внешних силовых воздействий, допускала возможность исследования одного из таких типовых участков.

Выбранный в качестве объекта для исследования правый полупролет № 18—19 возводился при заранее сооруженных бычке и соседнем полупролете<sup>1</sup>. Таким образом объект для исследования относился к числу элементов плотины, находящихся в особо невыгодных условиях в отношении влияния температуры в начальный период его жизни. Наличие с обеих сторон ранее возведенных левого полупролета и бычка способствовало затрудненной теплоотдаче. Вследствие этого при схватывании и твердении бетона следовало ожидать большего увеличения температуры, а следовательно и больших температурных градиентов в направлении открытых граней. Аналогично температуре и влажности в только что возведенном в таких условиях блоке имела большие изменения от середины к поверхности блока.

Полупролет № 18—19 характерен также спокойным очертанием основания и вполне доброкачественной скалой. Этот критерий выбора места опытного полупролета объясняется желанием не создавать специфических условий в отношении распределения усилий и обеспечения нормального темпа возведения полупролета. Кроме того имеет значение отсутствие специальных работ по усилению основания, которые нежелательны с точки зрения удобств проведения эксперимента.

Отдельные неровности скалы в пределах этого полупролета, как это вообще практиковалось при возведении Днепровской плотины, были частично выравнены бетонной кладкой. Таким образом было подготовлено основание под исследуемый правый полупролет № 18—19 на отметке 3,00.

<sup>1</sup> Порядок возведения Днепровской плотины по методу «гребенки» — см. в этом сборнике статью инж. Г. Д. Яновского «Общее описание и опыт возведения Днепровской плотины».

## § 2. Виды измерений и принципиальная схема расположения приборов

Выбранный для исследования объект представляет собой крупный массив бетона с основными измерениями: в высоту и по основанию около 40 м и толщиной около 6 м. Форма массива — сравнительно узкая пластинка. Эта пластинка симметрична относительно срединной плоскости, а также имеет симметричные этой плоскости условия влажностного и температурного режима с обеих торцевых поверхностей. Обе эти поверхности примыкают к ранее возведенным бычку и левому полупролету; они представляют некоторое препятствие в отношении влаги и теплоотдачи по сравнению с условиями на открытых узких сторонах массива. Поэтому наибольшее изменение влажности и температуры происходит в направлении, параллельном срединной плоскости пластинки.

Воздействия от собственного веса и давления воды направлены также параллельно срединной плоскости.

На основании сказанного можно считать, что ни изгиб пластинки, ни значительное симметричное изменение напряжений по толщине ее в данном случае не имеют места. Поэтому для характеристики напряженного состояния полупролета в целом достаточно учесть изменения напряжений в срединной его плоскости.

В связи с этим основные «точки» измерений напряжений по полупролету размещены в срединной плоскости. Группы приборов располагаются в узлах прямоугольной сетки (фиг. 1), образованной вертикальными и горизонтальными прямыми с примерным расстоянием 8 м (приблизительно  $\frac{1}{5}$  основных размеров). При этом крайние точки измерений приближены к контуру профиля.

Для полного определения напряженного состояния в этом случае необходимо в каждой точке измерений иметь величины нормальных напряжений в четырех направлениях: по трем направлениям в основной плоскости (вертикальное, горизонтальное и под углом  $45^\circ$  к горизонту) и в направлении, нормальном ей. Кроме того в основной плоскости устанавливался запасной контрольный прибор, дававший в этой плоскости 4-е направление.

Такова схема измерения напряжений. Измерения температур также проводились в срединной плоскости, и точки измерений температур совпадающими с точками измерений напряжений.

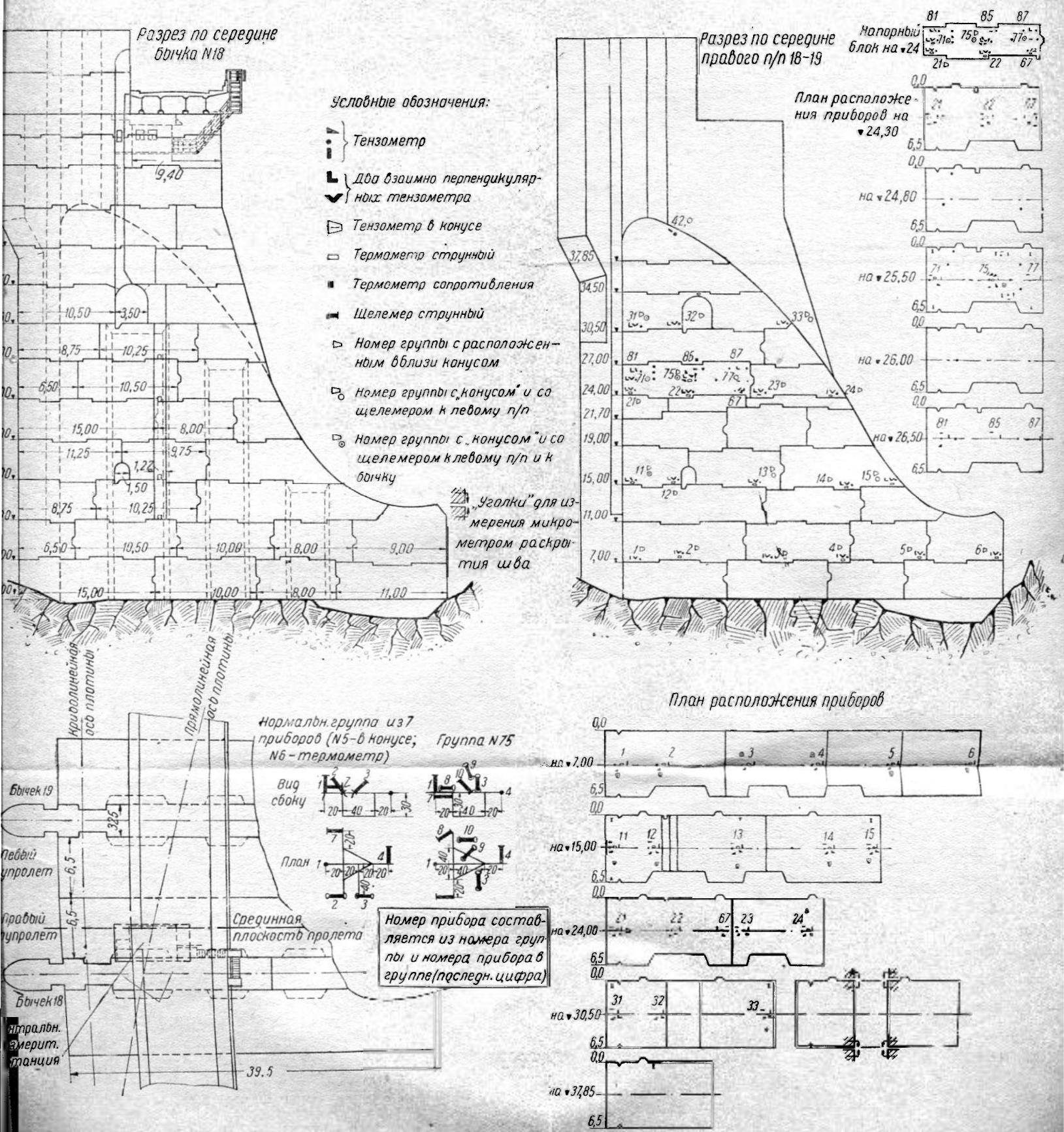
Почти во всех точках измерений напряжений и температур производилось измерение свободных деформаций усадки. Однако по конструктивным особенностям примененного для этой цели приспособления его можно было располагать не ближе 1,2 м от группы. Это смещение производилось выносом из срединной плоскости для сохранения того же расстояния от контура профиля, как и у основной точки измерений.

Помимо описанных выше наблюдений производились измерения раскрытий температурных швов, ограничивающих полупролет. Места измерений раскрытий температурных швов располагались против (на нормали к срединной плоскости) точек измерений напряжений срединной плоскости. Полученная таким образом схема расположения приборов по всему полупролету приведена на фиг. 1.

На строительстве Днепровской плотины был принят порядок ее возведения отдельными блоками, укладываемыми с перерывом в несколько дней, а нередко и месяцев. Вследствие этого такой блок надо рассматривать как самостоятельный элемент с точки зрения начальных напряжений, вызываемых действием усадочных и температурных влияний. Дальнейшая работа уже возведенного полупролета также не может быть принята целиком соответствующей теоретической работе монолита.

На основании этих соображений ясна необходимость дополнения описанной выше схемы расположения приборов по полупролету (для изучения напряженного состояния профиля в целом) специальным исследованием отдельного блока.

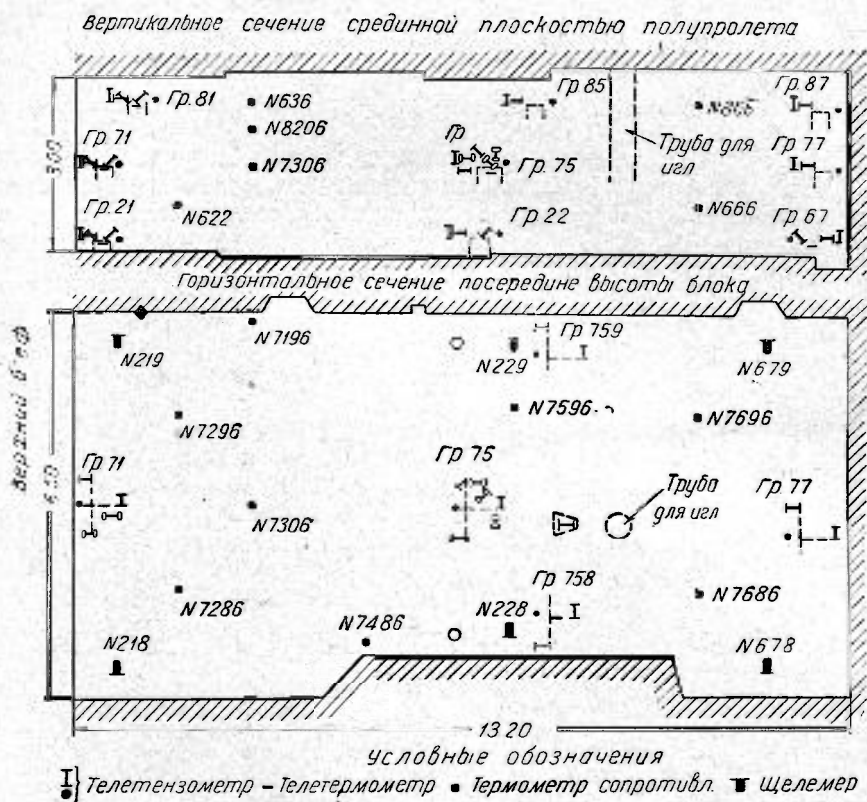
Такому дополнительному исследованию подвергся один из элементов опытного полупролета — напорный блок на отметке 24,00. Выбор этого блока обуслов-



Фиг. 1. Схема размещения приборов по профилю плиты.

ливался соображениями о наиболее невыгодных влияниях температуры и усадки. Будучи одним из наиболее крупных по размерам ( $3 \times 6\frac{1}{2} \times 13$  м), этот блок примыкает с одной стороны к центральной части массива полупролета. Здесь он защищен заранее возведенным сливным блоком, а с другой стороны образует открытую напорную грань. Таким образом в отношении неравномерности распределения температуры в первое время его самостоятельного существования и в последующем этот блок находится в наиболее невыгодных условиях среди других элементов исследуемого полупролета.

Схема расположения точек измерений напряжений в исследуемом блоке была принята следующая: одна точка в центре каждой из шести граней, одна точка в геометрическом центре параллелепипеда и 4 точки в углах сечения полупролета



Фиг. 2. Схема размещения приборов в блоке на отметке 24,00.

срединной плоскостью. Таким образом наиболее полно было обслужено сечение блока срединной плоскостью полупролета. В этом сечении располагалось 9 точек: 3 у нижнего основания (у краев блока и посередине) и по 3 точки над ними, по середине высоты и у верхнего основания (фиг. 2).

Так как для блока ставилась задача определения пространственного напряженного состояния, измерительная точка в центре блока содержала 6 приборов: 3 для измерения нормальных напряжений по направлениям прямоугольных осей координат и 3 в координатных плоскостях под углом  $45^\circ$  к осям. Таким образом измерения производились по трем направлениям в каждой координатной плоскости. В остальных точках ограничивались измерением по трем координатным осям. Исключение составляли точки основного срединного сечения имевшие в плоскости этого сечения дополнительное (третье) направление.

Для измерения температуры помимо приборов, размещение которых совпадало с местами измерений напряжений, были введены добавочные термометры сопротивления. Это обеспечивало достаточно частое пространственное расположение наблюдательных точек по блоку, особенно со стороны напорной грани, что давало возможность получения детальной картины распределения температур. Общее количество точек измерения температур в этом блоке достигает 80.

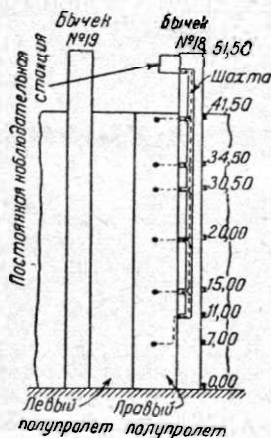
Точек измерения усадочных деформаций было две: одна у напорной грани, другая в центре блока.

Измерение раскрытий температурных швов, отделявших блок от соседнего полупролета и бычка, производилось по середине высоты блока у краев и по середине граней. Эти измерения производились в шести местах — по три с каждой стороны.

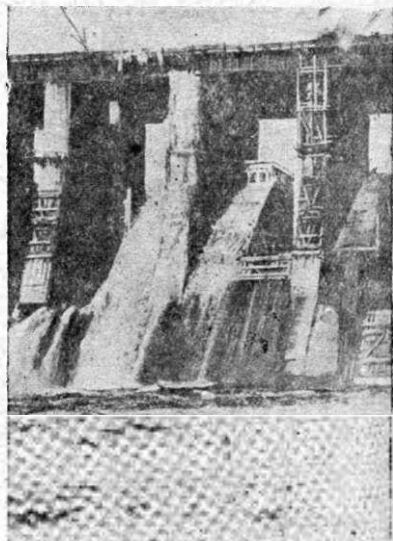
### § 3. Основы конструктивного оформления схемы измерений

Приборы закладывались внутри бетонного массива сооружения при его бетонировке. Конструкция приборов давала возможность производить наблюдения на большом расстоянии от места их расположения. Электрическая связь прибора с местом производства наблюдений осуществлялась посредством специальных кабелей.

Наблюдательная станция постоянно-го типа была установлена на соседнем бычке № 18, где концентр и ровалась измерительная аппаратура для наблюдений по всем приборам. Общая схема установки в законченном виде показана на фиг. 3. На фиг. 4 даны общий вид бычка и расположение постоянной измерительной станции.



Фиг. 3. Схема прокладки кабелей от приборов, заложённых в плотину, к постоянной измерительной станции на бычке № 18.



Фиг. 4. Внешний вид расположения постоянной измерительной станции на бычке № 18.

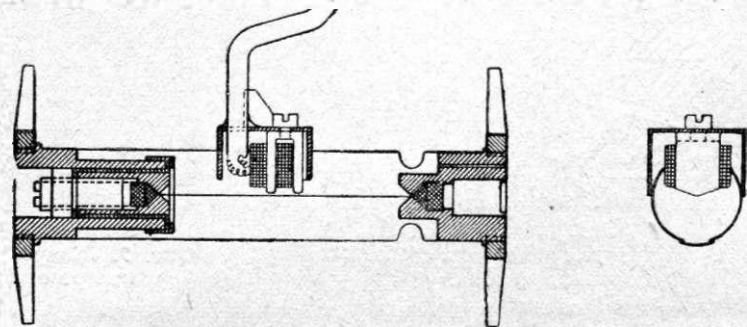
Подготовке наметенной схемы исследования был посвящен период весьма обширных изысканий. В процессе этих изысканий были подвергнуты опытной проверке все основные моменты, начиная с измерительной аппаратуры и кончая кабелем и его соединениями. Такой период контроля был необходим, так как подавляющая часть приборов, использованных при испытаниях Днепровской плотины, была спроектирована специально для этого исследования и применялась впервые.

Базой конструктивного оформления схемы измерений явился метод акустического измерения деформаций.

Проводившаяся работа по усовершенствованию и приспособлению аппаратуры к условиям исследования в самой ответственной части электрических схем и кон-

струкций приборов центральной измерительной станции своим успехом обязана инженеру-физику И. П. Полевому и отражена в его специальной статье <sup>1</sup>.

Схема телетензомера, предложенного проф. Н. Н. Давиденковым, показана на фиг 5. Основной частью прибора является тонкая (0,2—0,3 мм) стальная струна. Струна защищена латунной трубкой и неизменно закреплена в выступающие за трубку железные детали. Последние непосредственно соприкасаются и прочно соединяются с бетоном так, что они следуют всем его перемещениям. Взаимное изменение расстояния этих железных деталей «крестов» вызывает соответствующее изменение натяжения струны. Если заставить струну совершать свободные колебания, то изменение натяжения струны скажется в изменении частоты ее колебаний и в слуховом восприятии изменится тон звучания. Изменение частоты собственных колебаний струны, находясь в строгом соответствии с изменением ее натяжения, позволяет с большой точностью определять величину деформации между крестами. Теоретическая точность измерения <sup>2</sup> этими приборами относительных деформаций достигает  $\Delta i = 0,25 \cdot 10^{-5}$ . Опытная поверка приборов показала, что действительная точность несколько ниже теоретической.



Фиг. 5. Струнный телетензомер проф. Н. Н. Давиденкова (модель 1930 г.):

Роль аппаратуры центральной измерительной станции сводится к возбуждению собственных колебаний струны и определению частоты этих колебаний. Эти функции центральная измерительная аппаратура осуществляет посредством электромагнита, помещенного в телетензомере вблизи струны. Обмотка электромагнита соединяется кабелем с аппаратурой измерительной станции.

Такова принципиальная схема работы струнных телетензомеров, которые дают суммарную деформацию, происходящую в бетоне. Для перехода к напряжениям, очевидно, необходимо располагать данными об упругих и пластических свойствах материала.

Для получения этих данных, наиболее приближающихся к действительным величинам, производился отбор образцов непосредственно при бетонировке плотины из мест укладки приборов. На этих образцах определялся модуль упругости бетона лабораторным путем.

Определение упругой деформации, вызванной действием напряжений, можно осуществить путем исключения из общей деформации, испытываемой бетоном, всех свободных деформаций, происходящих под действием температуры и усадки.

При конструировании телетензомера исходили из стремления освободить по возможности его показания от влияния свободных температурных деформаций. Для этого в приборе предусмотрена температурная компенсация, осуществленная в виде двух трубок: стальной и латунной, вставленных между опорой струны и

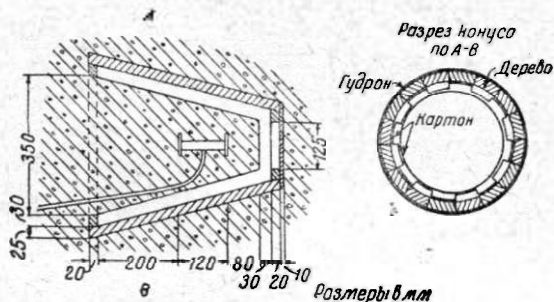
<sup>1</sup> Инженер-физик И. П. Полевой, Электроизмерительная аппаратура акустического метода.

<sup>2</sup> При базе прибора 10 см абсолютная точность 0,00025 мм.

крестом прибора. Температурная компенсация рассчитана таким образом, чтобы при коэффициенте температурного расширения бетона  $9,8 \cdot 10^{-6}$  свободная деформация от колебаний температуры не вызывала изменений показаний прибора. Неполное компенсирование вследствие колебаний величины коэффициента температурного расширения бетона потребовало контроля температурной компенсации на образцах, отбираемых при бетонировке плотины.

Для определения свободных деформаций, происходящих вследствие усадки, был применен следующий прием.

Около группы приборов, образующих измерительную «точку», помещался дополнительный телетензометр. Последний благодаря близости к основной группе приборов окружен бетоном, находящимся в одинаковых условиях влажности и тем-

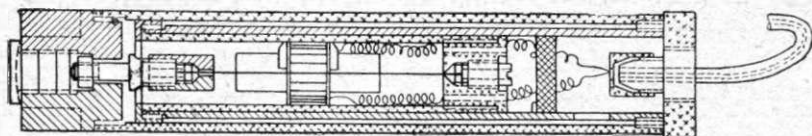


Фиг. 6. «Конус» для измерения свободных деформаций бетона.



Фиг. 7. «Конус» в процессе изготовления.

пературы с другими приборами. Поэтому дополнительный телетензометр испытывает те же свободные усадочные деформации, что и другие приборы. Если защитить некоторый объем бетона от действия напряжений, частично отделив его от общего массива, то показания прибора (находящегося в этом объеме бетона) дадут деформацию усадки. Конструктивное оформление этого принципа выделения некоторого объема бетона внутри массива видно на фиг. 6 и 7. Гофрированный картон, помещенный между наружной деревянной и внутренней картонной оболочкой



Фиг. 8. Струнный телетермометр проф. Н. Н. Давиденкова.

служит для поддержания внутренней оболочки во время бетонировки и схватывания бетона. В дальнейшем вследствие отсыревания картон не является препятствием к свободным деформациям бетона внутри формы и не способен передать на него напряжений извне<sup>1</sup>.

Для измерения температур проф. Н. Н. Давиденковым был предложен струнный телетермометр (фиг. 8). Прибор представляет собой струну, удерживаемую

<sup>1</sup> Основание, которым образец связан с бетоном массива, уширено, вследствие чего он имеет форму усеченного конуса. Это сделано для лучшего влаго- и теплообмена между образцом и бетоном массива и для обеспечения наибольшего соответствия влажности и температуры бетона в образце с этими условиями у окружающих слоев бетона.

Вследствие своей формы опалубка для выделения объема бетона получила название «конуса».



в натянутом положении системой металлических трубок, соединенных последовательно.

При изменении температуры вследствие разницы в температурных деформациях струны и системы трубок струна испытывает изменение натяжения. Теоретическая точность струнного телетермометра  $\pm 0,1^\circ$ .

Для измерения раскрытия температурных щелей по идее проф. Ю. А. Нилендера был сконструирован прибор, также основанный на акустическом методе. Виду необходимости иметь ход прибора порядка нескольких миллиметров, что превышает возможные деформации струны, к струне непосредственно прикладывалась не деформация раскрытия щели, а вызываемые деформацией изменения натяжения пружины.

Первоначальное конструктивное оформление щелемера проф. Ю. А. Нилендера дано на фиг. 9. Теоретическая точность щелемера — 0,01 мм.

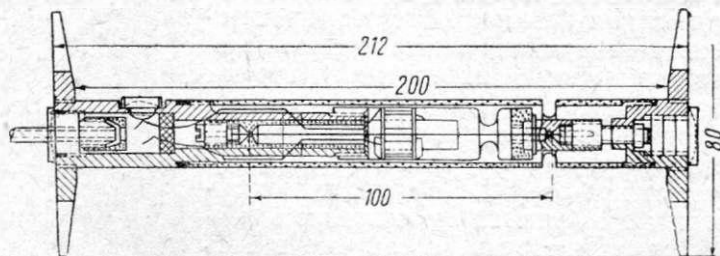


Фиг. 9. Струнный щелемер проф. Ю. А. Нилендера.

#### § 4. Проверка осуществления основных требований к приборам

Ответственное значение приборов в проводимом исследовании, применявшихся вообще впервые, а тем более в работе такого большого масштаба, требовало тщательной предварительной проверки их измерительных свойств. Равным образом была необходима проверка конструктивного выполнения приборов, обусловленная их будущей работой в плотине.

Основными из этих требований были:

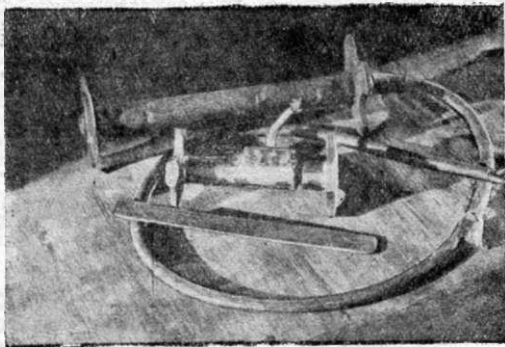


Фиг. 10. Телетензометр проф. Н. Н. Давиденкова (модель 1931 г.).

- 1) минимальные возмущения, вызванные присутствием прибора в измеряемом поле напряжений или температур;
- 2) неизменность масштаба, отсутствие мертвого хода и тепловой инерции;
- 3) отсутствие самопроизвольных изменений показаний;
- 4) герметичность прибора.

Начиная с первой небольшой партии приборов, заложенных на отметке 7,00 в 1930 г. во время возведения первой очереди полупролета № 18—19 до отметки 15,00, приборы и вся установка подвергались коренной переделке на основе полученного опыта. Приборы для последующих закладок в плотину подверглись всесторонней проверке.

На фиг. 10 приведен измененный тип телетензомера 1931 г., а на фиг. 11 — внешний вид старого и нового типа. Его база увеличена в сравнении со старым типом, составляя 20 см против прежних 10 см. При крупности щебенки в бетоне плитыны увеличение базы гарантировало меньшее влияние случайных местных возмущений напряжений, вызванных различным расположением включений между крестами телетензомера. Кроме того введен ряд конструктивных мероприятий, направленных к обеспечению водоизоляции прибора и к более совершенному способу его сборки.



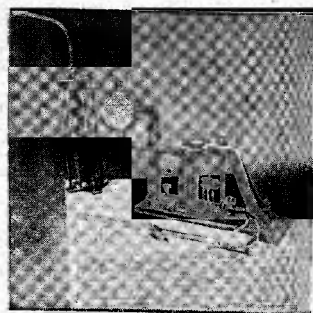
Фиг. 11. Внешний вид телетензомеров (модели 1930 и 1931 гг.)

телетензомера смазывалась чаттертоном, устранявшим сцепление ее с бетоном, а железные кресты тщательно очищались для лучшей их связи с бетоном.

Проверка жесткости шейки дала следующие результаты. Усилие, развиваемое шейкой при продольной деформации прибора, деленное на площадь сечения прибора и на относительную деформацию, сообщенную прибору, дает некоторый средний модуль упругости прибора. В специально поставленных пробах на нескольких телетензомерах величина этого модуля упругости получалась близкой к  $20\ 000\ \text{кг/см}^2$ . Столь низкое значение модуля упругости прибора несомненно гарантирует неизменность связи креста с молодым бетоном и способствует наименьшему внесению возмущений в напряженное поле.

Самопроизвольные изменения настройки струны вследствие ослабления ее закреплений, или остаточные деформации струны, а также наблюдавшиеся проф. Н. Н. Давиденковым явления «релаксации» струны<sup>1</sup> проверялись следующим образом. На специально сконструированном приборе (фиг. 12) производилось резкое изменение натяжения струны, после чего велись наблюдения за частотой ее колебаний. Все время прибор находился в термостате неизменной температуры. Конструкция крепления струны и практиковавшийся способ длительного выдерживания струны (под грузом в 10 кг) перед сборкой прибора оставались совершенно тождественными основному прибору.

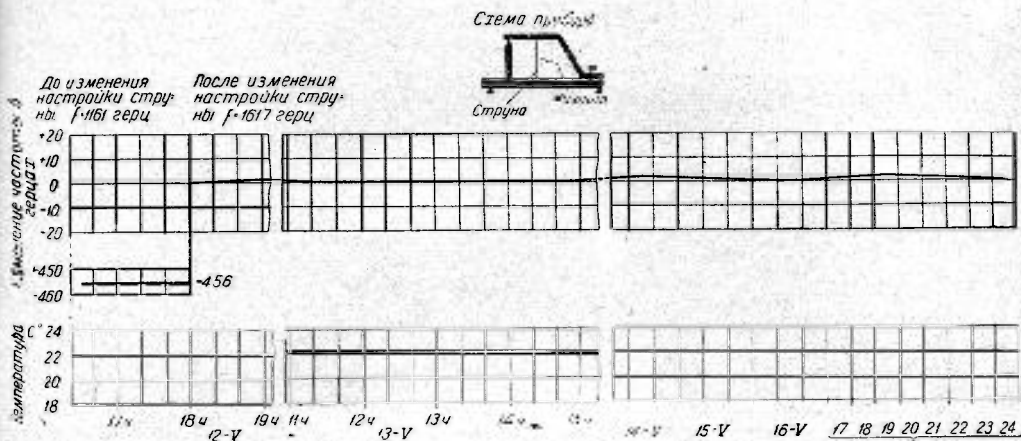
Одновременно аналогичные опыты производились на самом телетензомере с крестами, закрепленными на неизменном расстоянии четырьмя металлическими распорками, привинченными к крестам. Прибор был погружен в тающий лед для исключения влияния температурных колебаний. Телетензомер с распорками показан на фиг. 12.



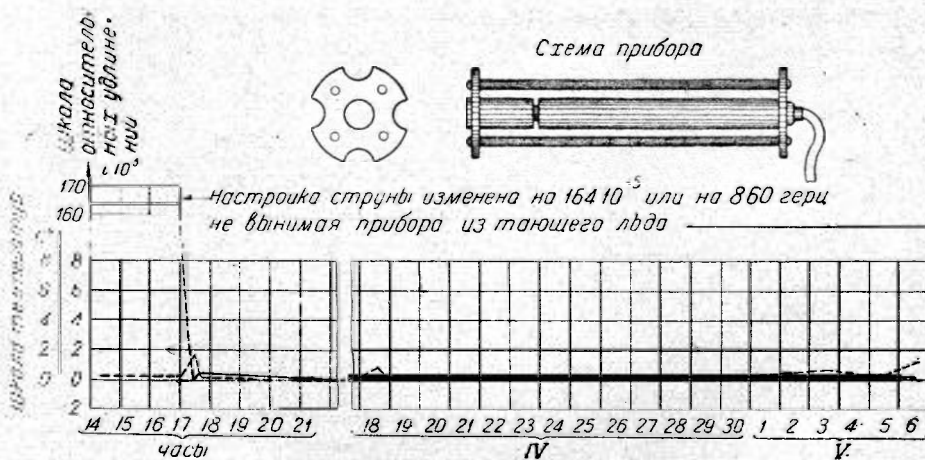
Фиг. 12. Приборы для контроля постоянства настройки струны.

<sup>1</sup> Возвращение частоты струны в сторону начальной настройки после резкого и значительного изменения ее натяжения.

На фиг. 13 и 14 приведены графики результатов этих дополнительных исследований. Они указывают на полное отсутствие самопроизвольного изменения настройки струн при принятом способе их предварительной обработки и закрепления в зажимах. Длительное выдерживание струны между крестами тензомера с распорками также дало положительный результат. Два таких прибора находились в течение нескольких месяцев в тающем льду и периодически сверялись с камертоном, причем показали полную стабильность настройки.



Фиг. 13. График изменения частоты колебаний струны и ее температуры после резкого изменения числа собственных колебаний струны (отсчеты брались с помощью эталонной струны и камертона; прибор находился в термостате при  $t = 22^\circ$ ).



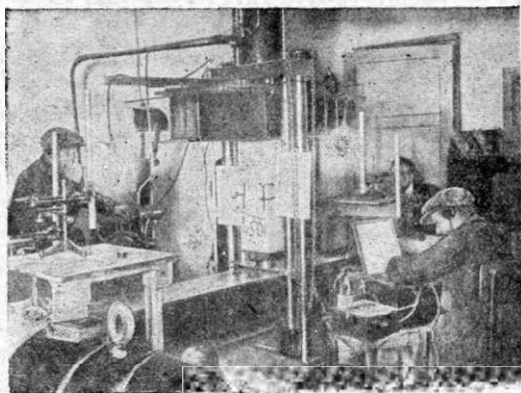
Фиг. 14. График изменения частоты колебаний струны после значительного изменения чисел собственных колебаний в условиях постоянной температуры.

Для проверки масштаба прибора производилась параллельная проверка серици забетонированных в призмах телетензометров. На поверхности призмы по четырем ее граням были установлены зеркальные приборы Мертенса (фиг. 15). Показания телетензометров и приборов Мертенса при сжатии призмы на прессе давали расхождения в измеренных деформациях  $\pm 5\%$ , достигая в отдельных случаях  $8\%$ .

Все без исключения приборы подвергались опробованию на водонепроницаемость, так как им предстояло работать во влажном бетоне плотины с гидростатиче-

ским давлением воды порядка нескольких *атм.* Для этого служила специально приспособленная труба, закрывавшаяся герметически (фиг. 16). В трубу закладывались испытуемые приборы и наливалась вода, давление которой повышалось до 5 *атм.* Под этим давлением приборы выдерживались около суток.

Применявшийся специальный прием позволял обнаруживать весьма малые количества воды внутри прибора. При подключении постоянного тока к проводам



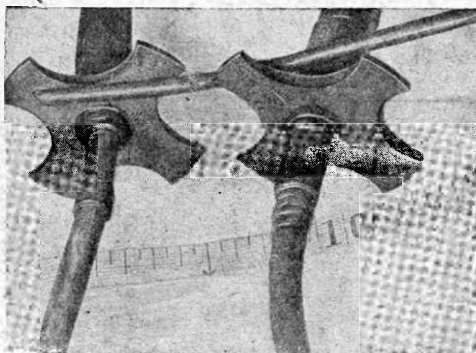
Фиг. 15. Параллельные наблюдения за деформациями бетонной призмы по струнному тензосметру и зеркальным приборам Мертенса.



Фиг. 16. Приспособление для опробования водоизоляции приборов.

прибора, в который проникла вода, неизбежно через нее проходит часть тока. При этом возникает обратная э. д. с. (эффект поляризации), легко обнаруживаемая гальванометром.

Все конструктивные мероприятия по достижении полной герметичности тензосметра оказались вполне надежными. Следует отметить, что обычно применяемые способы водоизоляции — пайка, заливка смолами или специальными составами, оказались негодными при повышенном давлении. Благоприятные результаты дали соединения металлических частей на резьбе, смазанной чаттертоном, а также применение резиновых шайб.



Фиг. 17. Типы изоляции ввода кабеля в прибор.

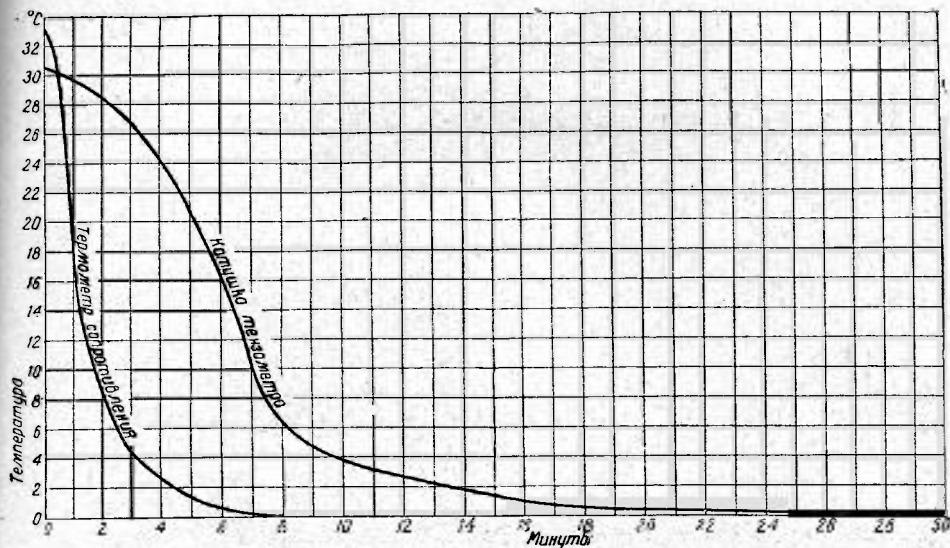
Единственным местом, через которое просачивалась вода во всех приборах, был ввод кабеля в прибор. Последний был осуществлен вопреки проекту из-за отсутствия кабеля нужного размера. Несмотря на наличие чаттертонной пробки, отделявшей торец ввода кабеля от внутренней части прибора, вода проникала в прибор, проходя через полость, залитую чаттертоном. После ряда попыток

была выработана конструкция ввода кабеля, вполне отвечающая требованию герметичности прибора.

Прекрасным типом изоляции ввода кабеля в прибор оказалась резиновая трубка, плотно надетая на резиновом клею на кабель и выступающую из прибора металлическую муфту. В некоторых случаях применялся ввод резиновой трубки вместе с кабелем внутрь прибора, где он прижимался к кабелю и к стенкам ввод-

ного отверстия. Эта конструкция также показала свою надежность. На фиг. 17 показан вид этих двух типов изоляции ввода, примененный для всех приборов, закладываемых в плотину.

Телетермометры в основной своей конструктивной части — струне и ее креплении — были тождественны с телетензометрами. Поэтому результаты проверки



Фиг. 18. Сравнительная характеристика тепловой инерции термометра сопротивления и катушки телетензометра.

устойчивости нуля прибора при интенсивных изменениях показаний полностью распространяемы и на струнные телетермометры.

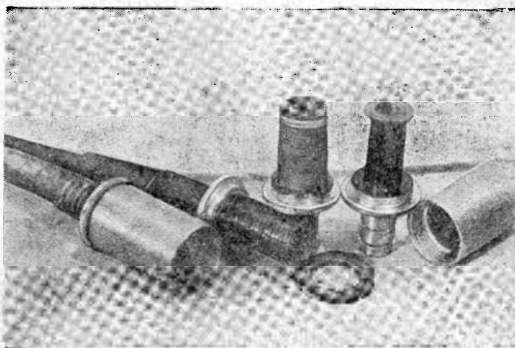
Проверка на мертвый ход и тепловую инерцию показала неудовлетворительные результаты. Телетермометр, помещенный в воду, при изменении ее температуры на  $30^\circ$  по истечении нескольких часов не давал еще установившихся показаний. Когда прибор возвращали к начальной температуре, он давал показания, не совпадающие с начальными на  $3-4^\circ$ .

Причины, вызывающие тепловую инерцию и мертвый ход, заключались в большем количестве воздушных прослоек и соединений между трубками на резьбе, заполненной чаттертоном. Такой тип соединения способен давать некоторую взаимную подвижность соединяемых частей.

Обнаруженные дефекты прибора заставляли искать более точных способов измерения температур. Выход из положения был найден в использовании обмоток электромагнитов телетензометров (а также щелемеров) как термометров сопротивления. Примененные в телетензометрах обмотки электромагнитов давали возможность измерения температур с точностью до  $0,25^\circ$ .

Преимущества этого способа очевидны:

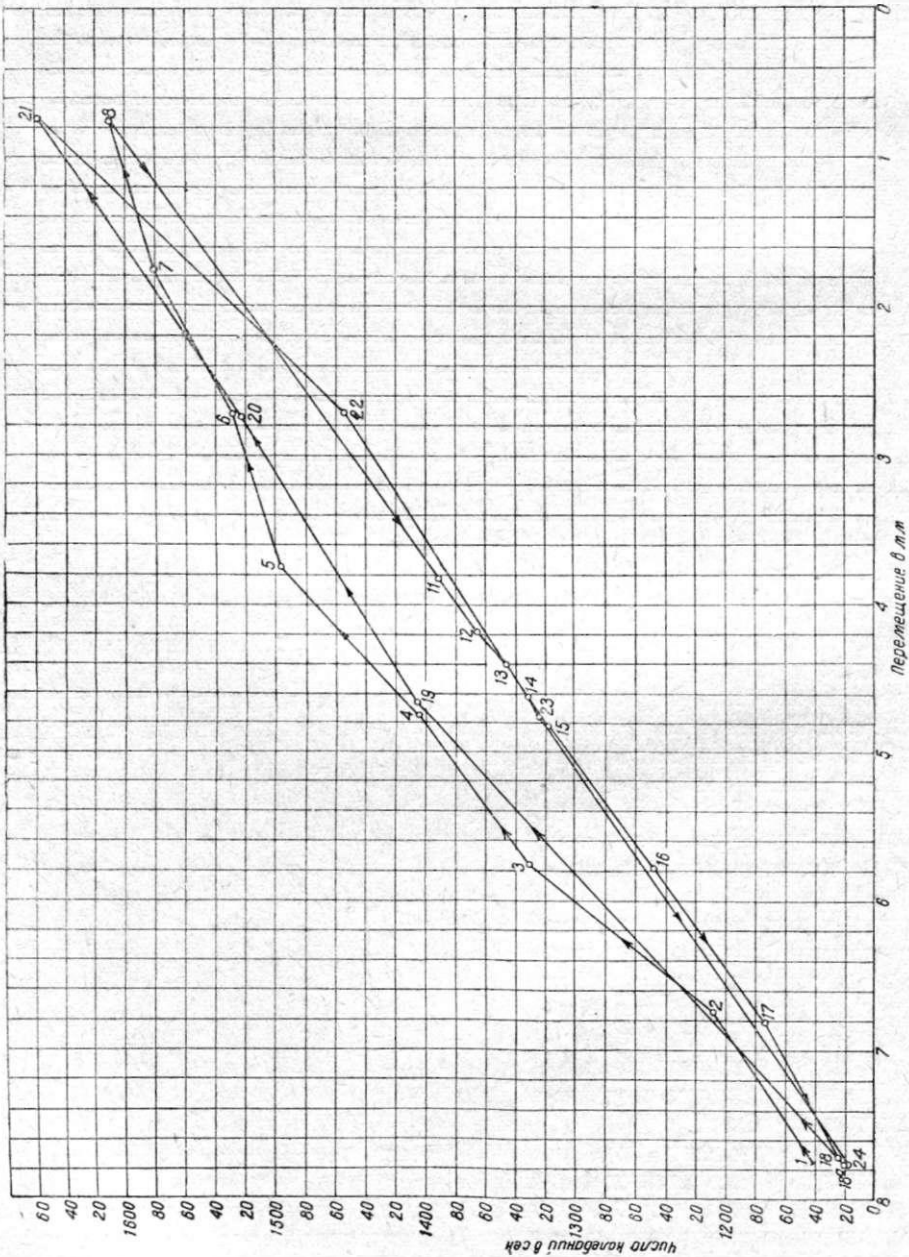
1) двойное использование телетензометра при одном кабеле значительно увеличило число точек измерения температур при тех же затратах и



Фиг. 19. Термометры сопротивления.

2) точное знание температуры в каждом месте измерения деформаций было очень ценным.

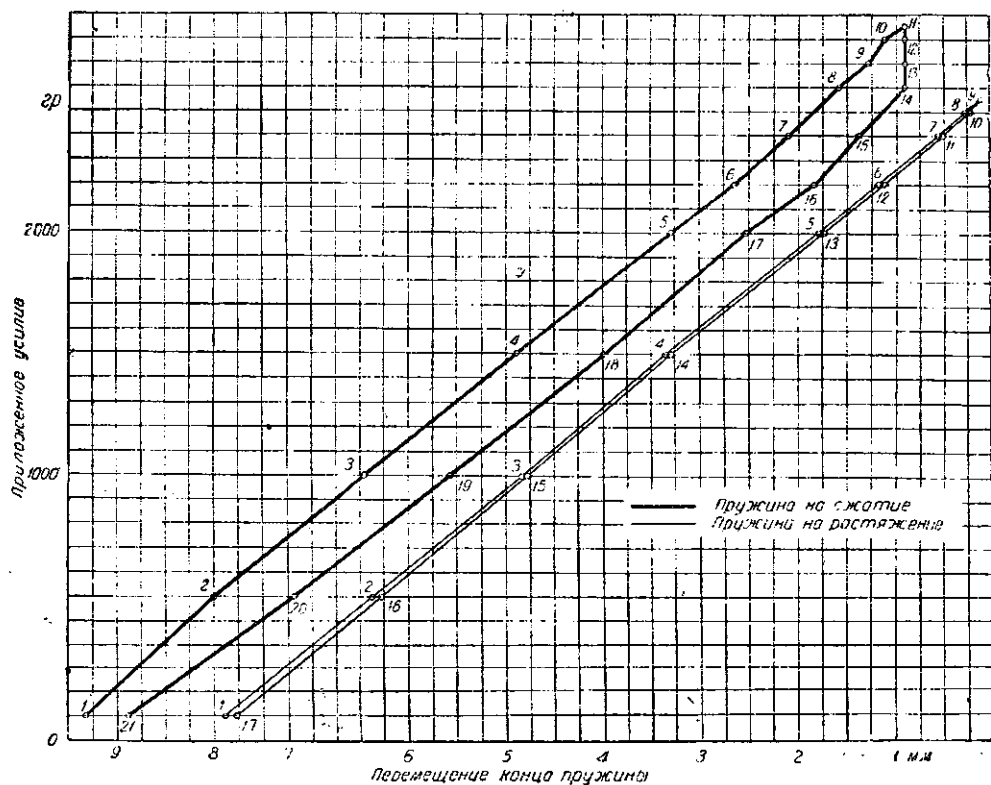
Характеристика тепловой инерции катушек телетензометра вполне удовлетворительна. Она приведена на фиг. 18.



Фиг. 20. Тарировочный график шпелера с сжатой пружиной.

Дополнительными приборами для измерения температур были изготовленные на месте термометры сопротивления (фиг. 19), оказавшиеся вполне пригодными по своим измерительным качествам. В отношении тепловой инерции они дают даже лучшие результаты, чем катушки телетензометров (фиг. 18).

Следует однако отметить, что в одном отношении термометры сопротивления стоят ниже струнных телетермометров. Достаточно незначительного повреждения кабеля или одной капли воды, немного шуптирующей провода, и термометр сопротивления выбывает из строя, в то время как струнный прибор продолжает безболезненно работать даже при значительно худших условиях. Это обстоятельство заставило осторожно отнестись к замене струнных телетермометров термометрами сопротивления и, несмотря на понижающую точность струнных приборов, они были использованы в качестве запасных для параллельных измерений температур в плотине.



Фиг. 21. Тарировочный график пружины щелемера при сжатии и растяжении.

При проверке измерительных качеств щелемеров также были обнаружены отрицательные свойства их первоначальной конструкции. На фиг. 20 приведен тарировочный график щелемера, из которого виден большой мертвый ход прибора (порядка целых миллиметров), что при необходимой точности порядка сотых долей миллиметра делало прибор неприемлемым по его прямому назначению.

Анализ конструкции прибора обнаружил причины дефекта и заметил конструктивные изменения для их ликвидации. Как видно из фиг. 21, дефект прибора обуславливался мертвым ходом в сжатой пружине щелемера, дававшей различные усилия в зависимости от знака предшествующего перемещения. Та же пружина, но поставленная так, что она работала на растяжение, не обладала мертвым ходом.

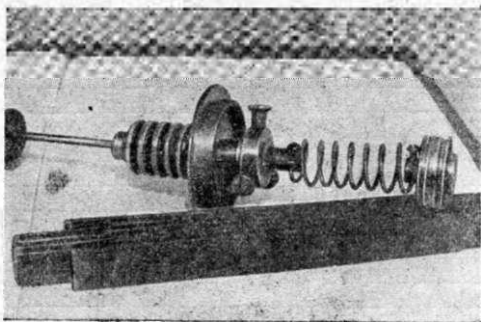
Соответственно этому во всех щелемерах сжатые пружины были заменены растянутыми. Измененная конструкция щелемера приведена на фиг. 22 и 23.

Произведенные при закладке приборов в 1930 г. исследования водоизоляционных свойств кабелей различных типов подтвердили необходимость резиновой

изоляции проводов как единственно дававшей надежную гарантию водонепроницаемости.

Принятый тип кабеля представлял собой двухжильный провод, каждая жила которого сечением около  $1 \text{ мм}^2$  опрессовывалась общей резиновой оболочкой. Полученный таким образом кабель толщиной около  $10 \text{ мм}$  имел еще сверху свинцовую оболочку для защиты от внешних повреждений.

Такой тип кабеля, как показал опыт, является вполне надежным. Следовало только озаботиться обеспечением герметичности стыков кабеля. Для ускорения монтажа приборов на месте их закладки они заранее снабжались концами кабеля длиной около  $1,5 \text{ м}$ . Поэтому на месте требовалось только устройство стыков двух концов кабеля: от измерительной станции и от прибора. Место стыка перекрывалось резиновой трубкой, одеваемой поверх наружной резиновой оболочки на резиновом клею.

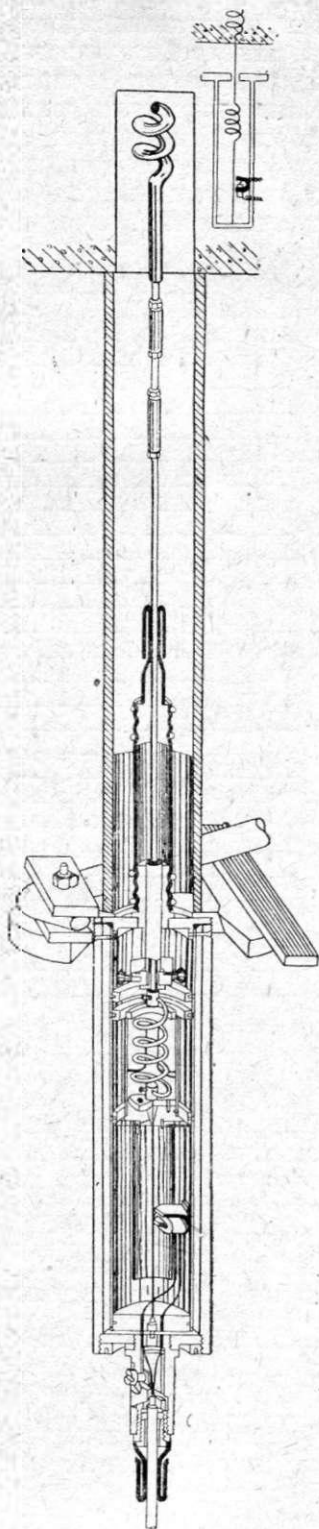


Фиг. 22. Основные элементы конструкции щелемера после ее исправления.

Проверка этого типа изоляции стыка гидростатическим давлением до  $5 \text{ атм}$  дала хорошие результаты.

В тех случаях, когда применялся кабель с отдельной резиновой оболочкой для каждой жилы и без общей паружной резиновой опрессовки, его присоединение к нормальному с общей резиновой оболочкой кабелю от прибора происходило посредством специальной переходной муфты. Эта муфта, приведенная на фиг. 24, также давала надежную изоляцию от проникания воды.

Проверке соответствия своему назначению подвергся также и «конус» для измерения свободных усадочных деформаций бетона. Специальные опыты для выяснения влияния на бетон различных типов внутренних одежд конуса обнаружили большое повышение прочности образца при применении картонной оболочки. Объяснить это явление можно тем, что картон, впитывая излишек воды из образца, понижает водоцементное отношение. Устранение этого недопустимого свойства одежды конуса дости-

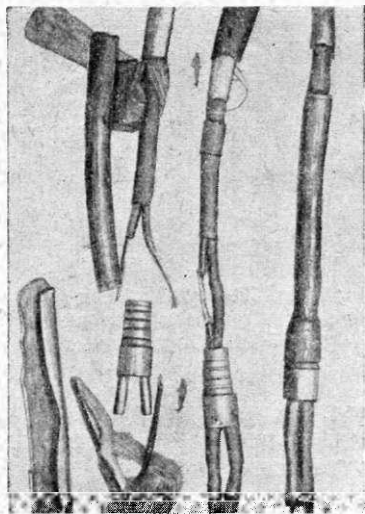


Фиг. 23. Эскиз исправленного щелемера.

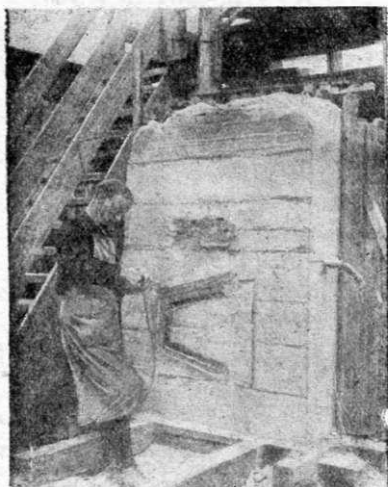


галось предварительной обмазкой гудроном внутренней поверхности картона. Последующие сравнительные опыты установили пригодность приготовленного таким образом типа одежды конуса.

Для проверки работы конуса, а также других приборов в условиях, приближающихся к таковым на месте работ, в лаборатории была проведена пробная бетонировка некоторого подобия блока плотины (фиг. 25). При этом скорость подъема уровня бетона и высота жидкого бетона над заложенными конусом и приборами были сохранены теми же, что и для работ на плотине. Для наблюдения за поведением одежды конуса при бетонировке в щите опалубки была вставлена застекленная рама, через которую при укладке бетона наблюдалась одежда конуса. Во время опыта одежда конуса обнаружила прочность и надежность изоляции против попадания бетона или цементного молока в воздушную прослойку между опалубкой и картонной оболочкой, а также против преждевременного размокания картона.



Фиг. 24. Последовательные стадии устройства водонепроницаемого стыка кабеля.



Фиг. 25. Наружный вид пробного блока при снятом щите опалубки. На нижнем участке открытой поверхности виден конус в разрезе.

Помимо проверки конуса пробная бетонировка позволила проконтролировать намеченную организацию наблюдений по приборам и общую работу установки в целом.

### § 5. Организация закладки и наблюдений

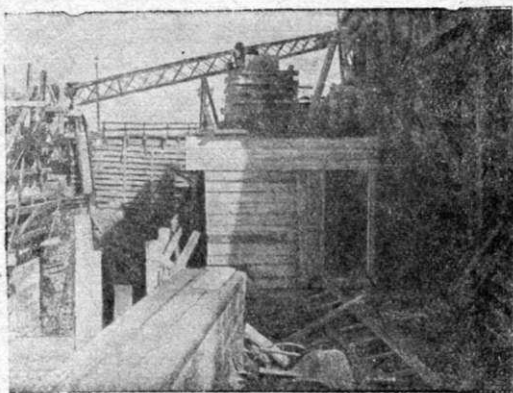
Закладка первой партии приборов на отметке 7,00 осенью 1930 г. протекала в неблагоприятных условиях. Возведение одновременно с опытным полупролетом смежных с ним бычка № 18 и левого полупролета № 18—19 не давали возможности расположить измерительную станцию заранее в определенном месте и держать ее оборудование в соответствующих условиях.

Во время закладки приборов и в промежутках между закладками отдельных групп станция перебрасывалась с одного места на другое; за двухнедельный промежуток времени станция дважды перемещалась с одного места на другое. На фиг. 26 изображен общий вид временной станции на отметке 15,0 при расположении ее в левом полупролете.

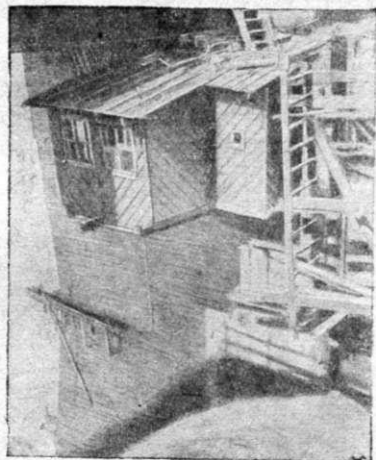
За время до окончания возведения бычка № 18 и устройства на нем постоянной измерительной станции местоположение временной станции менялось четыре раза.

Установка постоянной измерительной станции на бычке № 18 (фиг. 27) создала необходимые предпосылки нормальной организации закладок основного количества приборов, начавшейся в сентябре 1931 г. и продолжавшейся с перерывами до марта 1932 г.

В основу организации закладок был положен принцип предварительного монтажа всей схемы. Это давало возможность проверки и своевременного исправления допущенных дефектов до приступа к бетонировке. Кроме того реализация



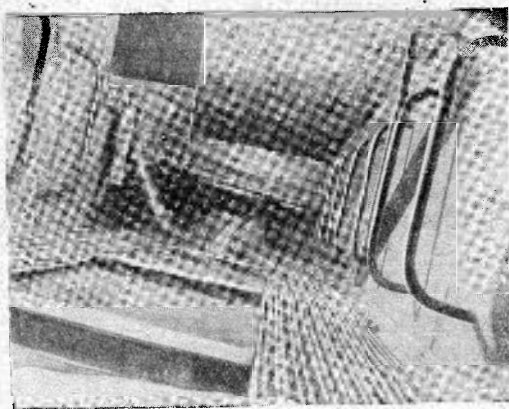
Фиг. 26. Внешний вид временной наблюдательной станции (1930 г.).



Фиг. 27. Внешний вид постоянной наблюдательной станции на бычке № 18. Вид с бычка № 19.

этого принципа сводила до минимума работу на месте, что, в свою очередь обеспечивая от задержек, позволяло вести бетонировку блока с закладываемыми приборами нормальным темпом. Последнее обстоятельство чрезвычайно важно как с производственной стороны, так и особенно для сохранения обычных условий бетонировки, которые могут оказать влияние на качество бетона.

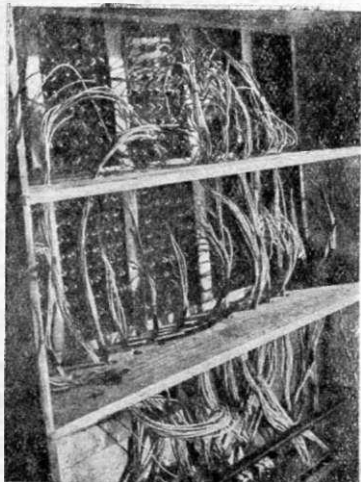
В шахте бычка № 18 задолго до закладки монтировались кабели для каждого прибора, снабженные в нескольких местах соответствующими померами прибора. На фиг. 28 изображен внутренний вид шахты в бычке. Концы кабелей вводились в помещение станции, где присоединялись к коммутаторному щитку пульта. Подводка кабеля к пульта видна на фиг. 29. На фиг. 30 изображена лицевая сторона коммутаторного щитка пульта, на котором каждая пара телефонных гнезд соответствует одному присоединенному прибору и имеет присвоенный ему номер.



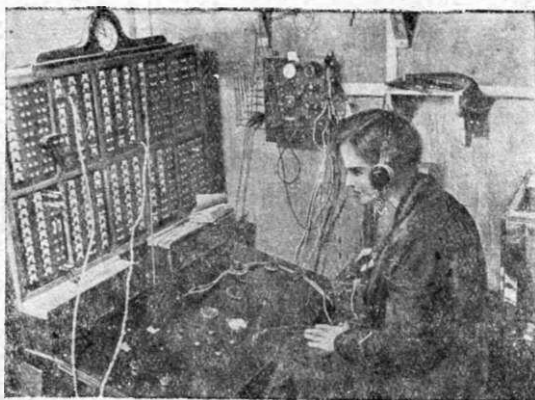
Фиг. 28. Шахта в бычке № 18 с смонтированным кабелем для части приборов.

Присоединение приборов к измерительной аппаратуре станции для взятия отсчетов осуществляется последовательной перестановкой вилки коммутаторного шнура. Перед закладкой конец кабеля, предназначенный для присоединения к прибору, временно оставался в шахте. В дальнейшем конец кабеля пропускался

в соответствующее отверстие в толще бычка и соединялся с выведенным из прибора кабелем.

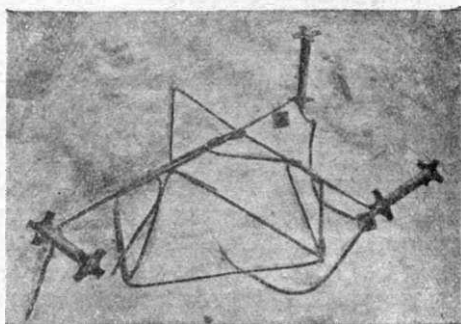


Фиг. 29. Присоединение кабелей к пульту.

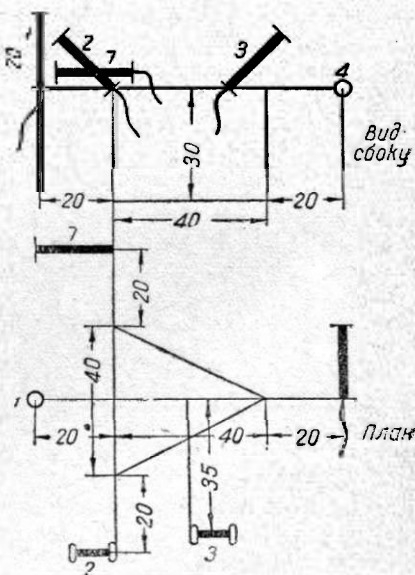


Фиг. 30. Пульт центральной наблюдательной станции. На рисунке наблюдатель берет отсчеты по приборам.

Вся группа приборов, образовавших «измерительную точку», закреплялась на специальном каркасе из круглого железа диаметром 9 мм для контроля положения и ориентации приборов, а также обеспечения удержания их в неизменном положении во время бетонировки. При выборе формы каркаса, а также и размещения на нем приборов учитывались следующие соображения. Принцип невнесения деформации со стороны соседнего прибора или поддерживающего его каркаса требовал возможно большего расстояния между приборами и приборов от каркаса. Однако для совместности показаний приборов одной группы силовое поле не должно заметно меняться в пределах группы, что ограничивало ее размеры.



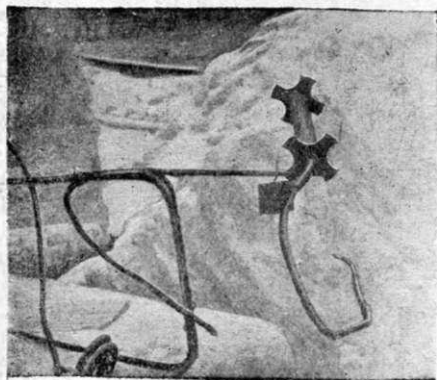
Фиг. 31. Внешний вид каркаса с неполной группой приборов (смонтировано три прибора):



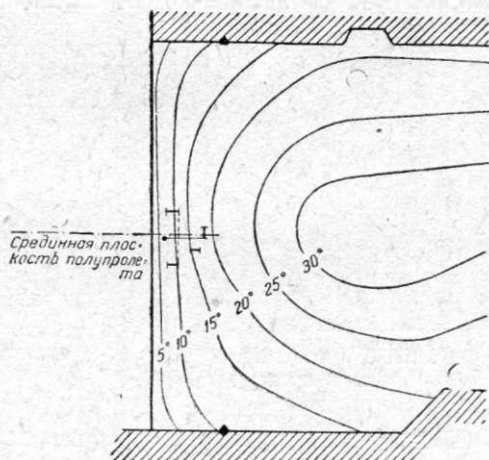
Фиг. 32. Схема расположения тензодатчиков на каркасе.

Компромисс между этими исключаящими друг друга требованиями был найден в форме следующего решения (фиг. 31 и 32). Непосредственно удерживающая

прибор деталь осуществлялась из 4-мм проволоки, наглухо прикрепленной к кресту прибора и расположенной нормально его оси (фиг. 33). Эта проволока выносит прибор от места крепления ее к каркасу на расстояние 20 см. Форму каркаса и места крепления приборов разной ориентации выбрали так, чтобы избежать параллельных направлений оси прибора и ближайшего элемента каркаса. Чтобы каркас не армировал бетон, он, а также и проволока, непосредственно держащая прибор, густо смазывались горячим гудроном.

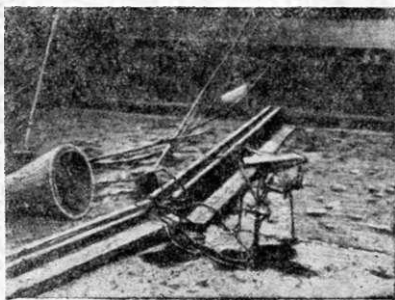


Фиг. 33. Деталь крепления прибора к каркасу.



Фиг. 34. Опытные изотермы в напорном блоке на отметке 24,00.

При размещении приборов учитывалось, что напряжения бетона от силовых, температурных и усадочных влияний должны подвергаться наибольшим изменениям в срединной плоскости полупролета и плоскостях, параллельных ей, с незначительным изменением по нормали к ней. В связи с этим все приборы одной группы, предназначенные для измерений деформаций в срединной плоскости полупролета, выносились из нее только по одной нормали или возможно ближе к ней.



Фиг. 35. Взаимное расположение конуса и группы приборов перед закрытием бетоном.

Правильность этого соображения подтверждается полученными из опыта типичными изотермами блока с показанием расположения группы телетензометров (фиг. 34).

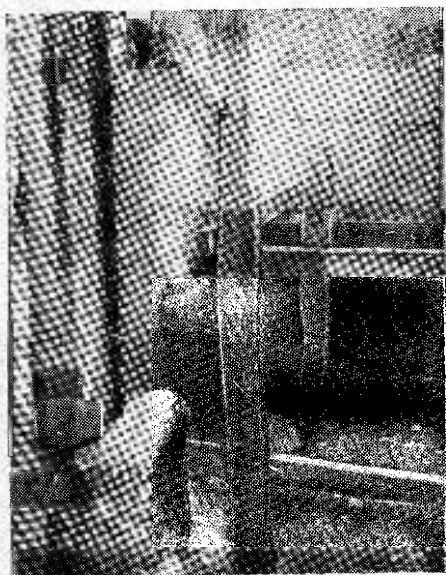
Взаимное размещение группы приборов и конуса для измерения усадочных деформаций осуществлялось на основании тех же принципов размещения приборов на каркасе.

Группа приборов и конус располагались на расстоянии, равном тройному наибольшему размеру конуса, т. е. 1,20 м. При этом конус выносился из срединной плоскости по нормали к ней. На фиг. 35 желоб с кабелем идет параллельно срединной плоскости полупролета.

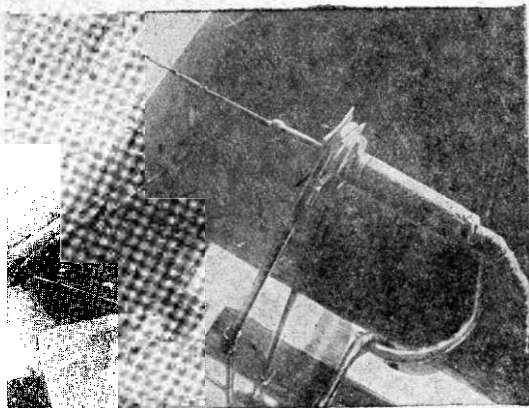
Щелемеры также имели специальную предварительную установку на железной скобе, заделанной в бетон подстилающего блока. Шток прибора скреплялся муфтой с анкерным болтом, заранее заделанным в бетон бычка или соседнего полупролета. Скоба, удерживающая щелемер, имела слабую заделку в бетоне ранее уложенной части плотины, что позволяло ей беспрепятственно следить за переме-

щениями исследуемого блока. На фиг. 36, 37 и 38 видны последовательные стадии монтажа щелемера.

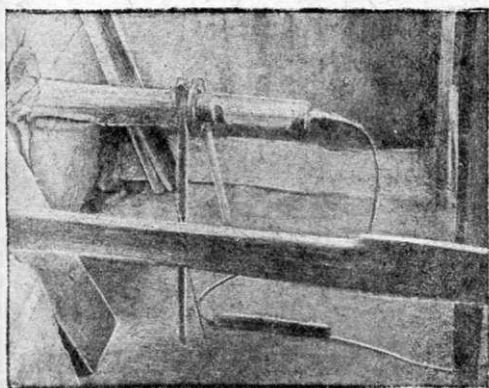
Приборы одной группы, образовавшие «измерительную точку» на профиле плотины, монтировались на каркасе заранее и в таком виде приносились на место. Кабель к ним подводился по дну блока, будучи заключен в деревянный желоб, который обеспечивал против механических повреждений при бетонировке. Же-



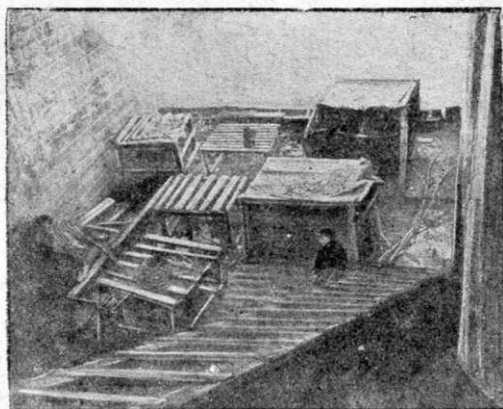
Фиг. 36. Последовательные стадии монтажа щелемера: штырь заделан в кладке бычка.



Фиг. 37. Щелемер установлен и соединен штангой со штырем.



Фиг. 38. Щелемер во время бетонировки; штанга защищена картонной трубкой от сцепления с бетоном.

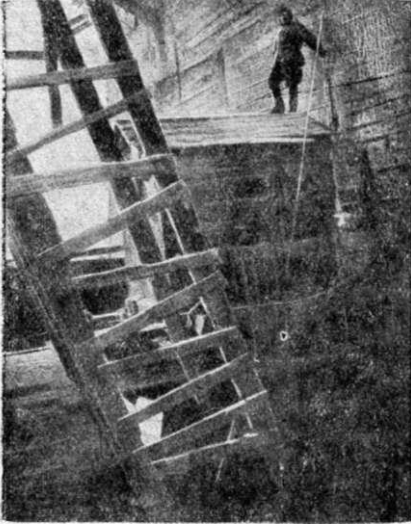


Фиг. 39. Предварительный монтаж приборов для напорного блока.

лоб при размещении в напорном блоке заполнялся горячим гудроном, а в остальных случаях — бетоном.

Описанный выше способ присоединения кабеля к приборам, установленным по месту их бетонировки, оказался очень удобным и применялся в большинстве случаев. Однако были случаи, когда этот способ был неприменим; например при

подготовке к бетонировке специального опытного блока на отметке 24,00, где по высоте блока группы с приборами располагались в 3 яруса. В этом случае приборы, смонтированные на каркасе, присоединялись к кабелю на специальной монтажной площадке — на верхней грани (отметка 27,00) возведенного ранее соседнего сливного блока, где оставались до того времени, когда бетон в напорном блоке достигал нужной отметки (фиг. 39). Тогда соответствующая группа приборов и пучок кабеля к ним переносились на руках и устанавливались непосредственно на свежеложенный бетон.

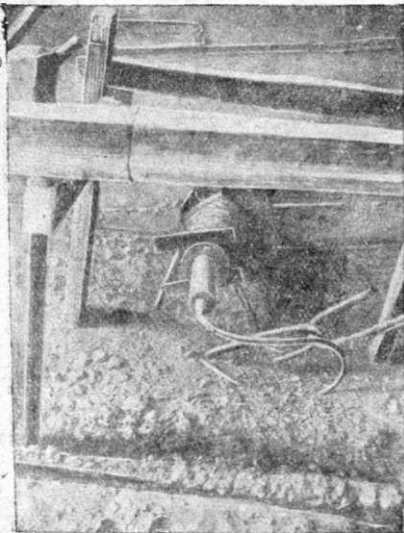


Фиг. 40. Будка на опалубке патерны для монтажа приборов на отметке 30,50.

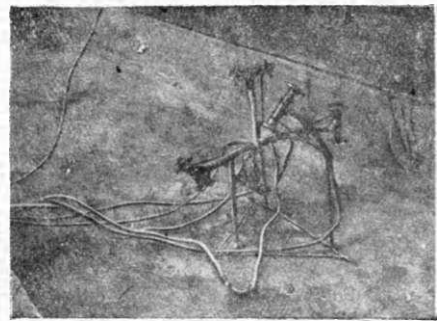
Аналогичный прием был применен при подготовке к закладке груш на отметке 30,50, когда вследствие сильного мороза производился до начала бетонировки длительный прогрев блока паром. Туман, образовавшийся при этом, не давал возможности вести работы по монтажу приборов в блоке. В этом случае воспользовались опалубкой патерны как монтажной площадкой. На ней была установлена будка, в которой производилось присоединение кабеля к приборам (фиг. 40). Каркасы с приборами были установлены на месте непосредственно перед началом бетонировки.

Во время бетонировки принимались меры к защите приборов от механических повреждений. Раскрытие бадей с бетоном в непосредственной близости от приборов не допускалось. Места установки приборов ограждались временными переносными изгородями и равномерное повышение уровня бетона в этих местах осуществлялось посредством перекидки бетона лопатами.

Непосредственно перед закрытием приборов бетоном контролировалась их ориентировка угольником и уровнем, а также производился обмер их расположения. Каркас, погруженный



Фиг. 41. Щелемер во время бетонирования.



Фиг. 42. Группа тензометров и термометров, образующих «измерительную точку».

в нижележащие слои уже схватившегося бетона, обеспечивал удержание группы в этом положении.

Закрытие приборов бетоном осуществлялось вручную. На фиг. 41, 42 и 43 изображены различные моменты бетонирования приборов. На фиг. 43 не видно тензoметра в конусе; это объясняется тем, что во избежание повреждений он клался в последний момент перед забетонированием конуса.

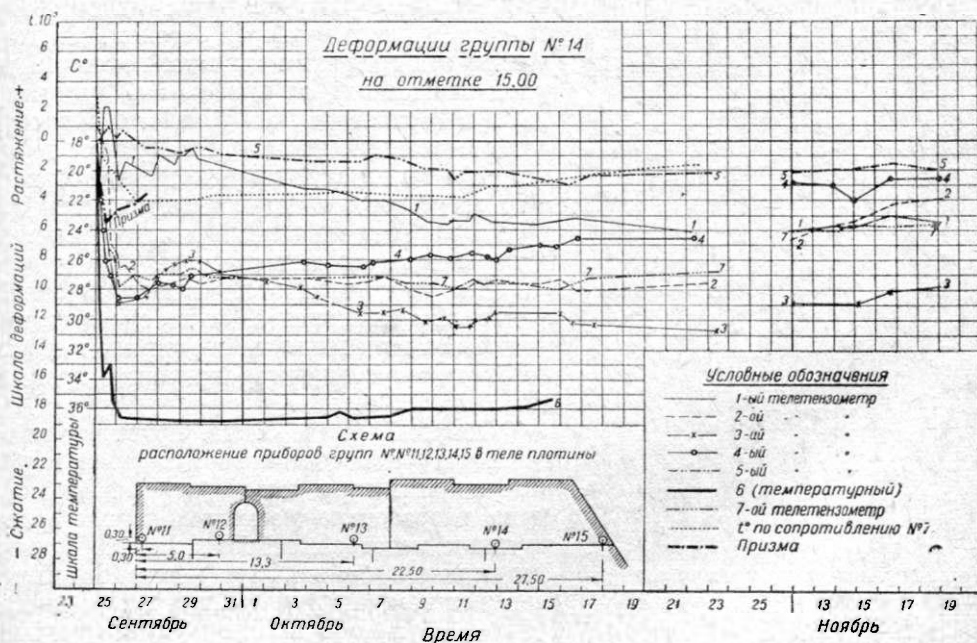
Бадья, предназначенная для закрытия приборов, раскрывалась недалеко от группы, а содержащийся в ней бетон не разрабатывался до тех пор, пока не заканчивалось закрытие приборов и отбор бетона для лабораторных образцов.

При бетонировке помимо наблюдений по закладываемым приборам велись наблюдения за повышением уровня бетона по времени, за состоянием температуры воздуха и осадками. Результаты этих наблюдений вместе с заметками об условиях и особенностях бетонировки заносились в полевой журнал. Телефонная связь поддерживалась между местом работ и измерительной станцией во все время монтажа и бетонировки.

Регулярные наблюдения по закладываемым приборам начинались с момента их закрытия бетоном. Примерно в течение первых суток отсчеты по заложенным



Фиг. 43. Конус.

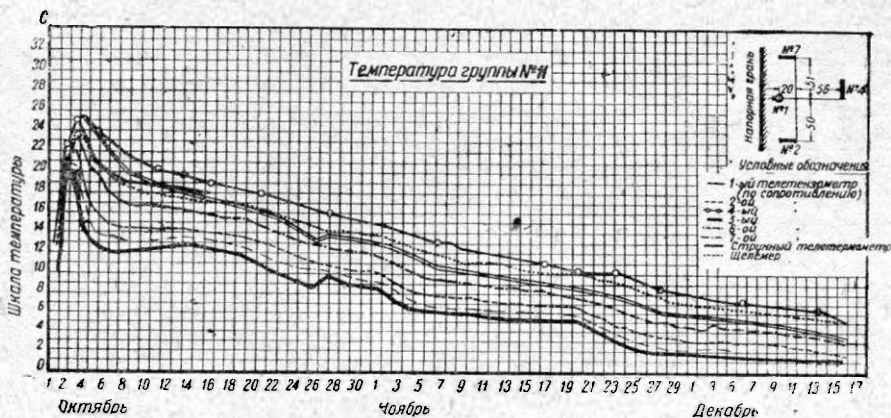


Фиг. 44. Образец полевого графика деформаций, начиная от момента укладки бетона.

приборам брались непрерывно, что составляло между двумя смежными отсчетами по одному прибору промежуток времени от 20 до 40 мин. Наблюдения были организованы таким образом, что непосредственно за взятием отсчета по каждому прибору вычерчивался соответствующий график показаний, переведенных в де-

формации, или температуры. Для этого смена наблюдателей состояла от двух до четырех человек.

В течение следующих двух суток отсчеты брались реже, через 4—6 час. по каждому прибору. В дальнейшем отсчеты брались дважды в сутки и наконец один



Фиг. 45. Образец полевого графика изменения температуры, начиная от момента укладки бетона.

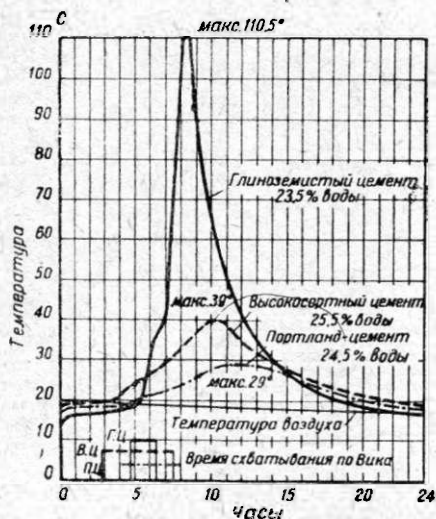
раз в сутки в зависимости от интенсивности изменения показаний приборов. Образцы получаемых таким образом полевых графиков приведены на фиг. 44 и 45.

Графики температур и графики деформаций, как было уже указано, начинаются с момента закрытия приборов бетоном. Следовательно эти графики включают некоторый период наблюдений за приборами, находящимися в несхватившемся бетоне. Таким образом отложенный на графике притормоз деформаций и температур происходит не только за счет процессов в твердом теле, но и включает в себе перемещения несхватившегося бетона и изменения его температуры.

Для выделения этой части показаний и фиксирования момента, от которого следует учитывать изменения наблюдаемых величин, необходимо установить окончание процесса схватывания бетона.

Обычный способ Вика, применяющийся в лабораторной обстановке, слишком груб и был неприменим в данном случае. Поэтому было разработано несколько новых оригинальных методов контроля начала и конца схватывания бетона. Эти методы годны для полевых измерений и лабораторных опытов.

1-й способ проф. Ю. А. Нилендера. Анализ физико-химических процессов, происходящих после затворения бетона<sup>1</sup>, показывает, что схватывание (коллоидация) сопровождается бурным выделением большого количества тепла в течение

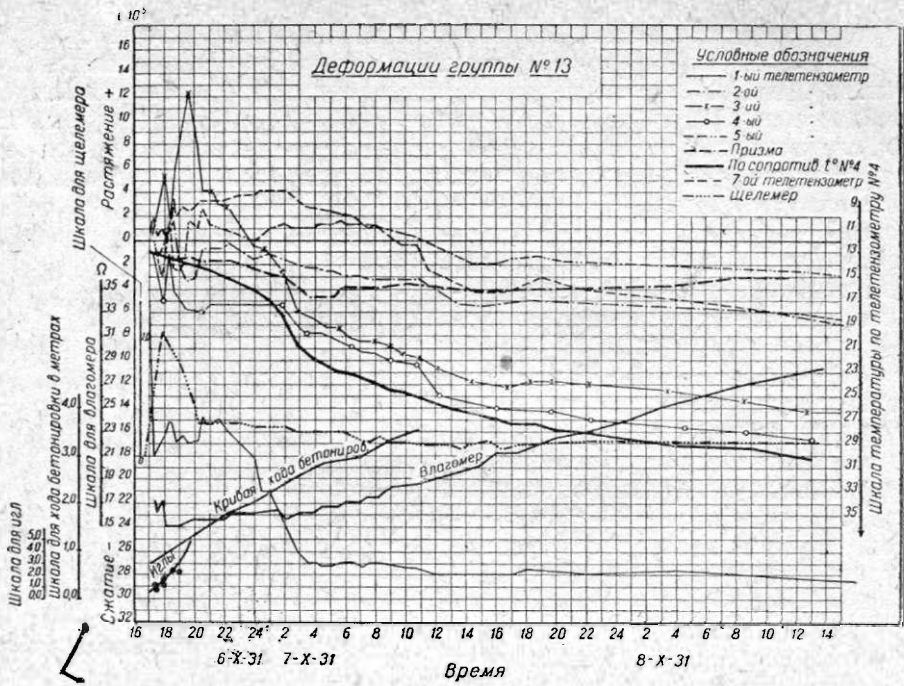


Фиг. 46. Кривые повышения температуры после затворения для различных цементов. (Из работ механической лаборатории в Цюрихе.)

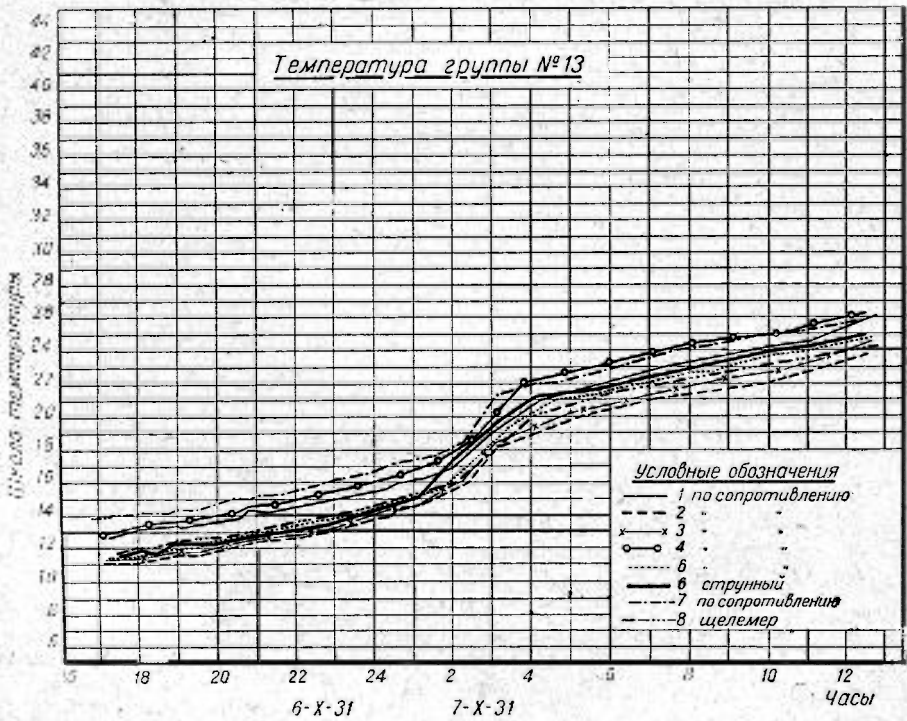
ходящих после затворения бетона<sup>1</sup>, показывает, что схватывание (коллоидация) сопровождается бурным выделением большого количества тепла в течение

<sup>1</sup> Подробнее об этом см. проф. Ю. А. Нилендер, Исследование деформаций и температурного режима в теле плотины Днепростроя. Госстройиздат, 1933 г., а также статью в журнале «Строительная промышленность» № 1 и 2 за 1933 г.





Фиг. 49. Полевой график наблюдений по приборам.

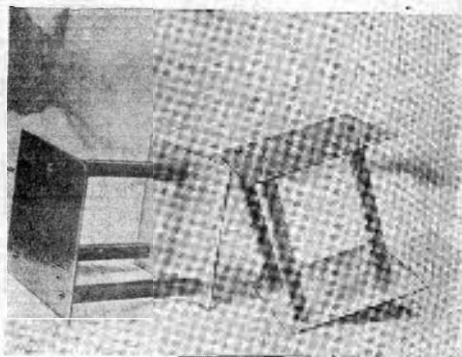


Фиг. 50. График изменения температуры после укладки бетона в группе № 13.

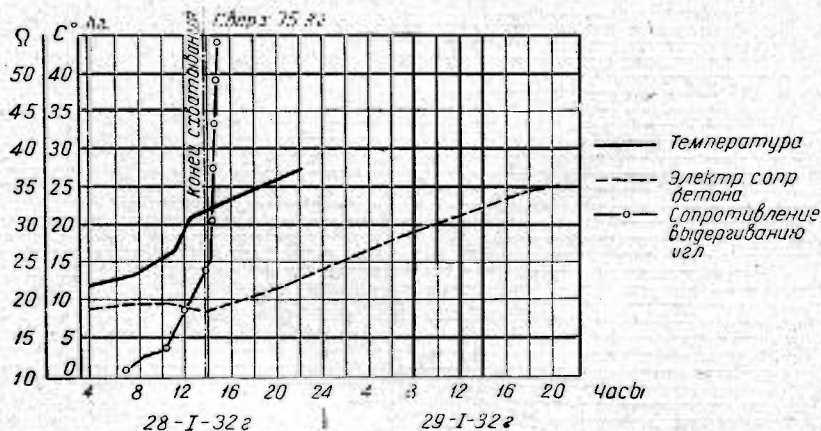
короткого промежутка времени. На графике изменения температуры этому периоду отвечает резкий перегиб кривой вверх, образующей почти вертикальный участок (фиг. 46). При начале твердения выделение тепла резко уменьшается, что на графике характеризуется резким поворотом вниз кривой температуры. Таким образом, следя непрерывно за изменением температуры в свежееуложенном бетоне, можно по точкам перегиба температурной кривой получить время начала и конца схватывания. Так как при исследованиях Днепровской плотины в ее тело закладывалось большое количество термометров, то применение этого способа не требовало изготовления специальной аппаратуры.

2-й способ проф. Ю. А. Ниландера состоит в том, что рядом с группой приборов при их бетонировке закладываются в бетон вертикально стоящие иглы из полированной стали-серебрянки с крючком наверху. Эти иглы периодически выдергиваются, причем необходимое усилие для выдергивания регистрируется динамометром. По изменению усилия судят о времени схватывания.

3-й способ инж. С. Г. Тазтамышева основан на том, что химические процессы схватывания, связывающие некоторую часть воды смеси, должны влиять на изменение электрического сопротивления бетона. В бетон закладываются металлические пластинки, удерживаемые в неизменном расстоянии эбонитовыми распорками (фиг. 47). Измерение сопротивления производится при пропуске переменного тока, как это обычно делается при измерении сопротивления жидкости.



Фиг. 47. Пластинки для измерений электрического сопротивления бетона.



Фиг. 48. Определение времени конца схватывания и начала твердения бетона по различным методам (блок на отметке 24,00).

Опыт применения этих способов показал, что они все дают четкое и совпадающее по времени определение конца схватывания по интенсивному возрастанию соответствующих кривых. Кривые приведены на фиг. 48 в сопоставлении с изменением температуры.

На фиг. 49 приведен полевой график наблюдений по тензотрам, щелемерам, термометрам и дополнительным измерениям в процессе бетонирования одной из

групп. Фиг. 50 дает график наблюдаемых изменений температуры после укладки бетона в группе № 13.

Сопоставление времени конца схватывания, найденного по одному из трех способов, с показаниями тензометров показывает, что после этого момента наступают значительное успокоение и плавность дальнейшего изменения деформаций. Устанавливаемый на основании приведенных способов нуль для показаний приборов представляется таким образом совершенно надежным и вносится в виде поправки к графикам. Графики в исправленном виде дают изменения температур и деформаций для бетона, начиная с первых же часов его жизни.

Суммарные деформации, измеренные приборами для перевода их в напряжения, должны быть предварительно исправлены на свободные температурные и усадочные деформации. Эти исправления получаются по показаниям приборов в конусах и на основании данных специальных лабораторных опытов по определению величин коэффициентов температурных деформаций бетона.

Общее количество приборов, заложенных в опытный полупролет, не считая дополнительных измерений в связи с определением момента конца схватывания бетона и пр., приведено в табл. 1.

Количество приборов, заложенных в Днепровскую плотину

Таблица 1

Место закладки	Тензометры		Термометры		Щелемеры	Итого шт.
	в группе	в конусе	струнные	сопротивления		
Отметка 7,00 . . .	23	5	6	—	—	34
„ 15,00 . . .	23	5	4	1	4	37
„ 24,00 . . .						
Напорный блок .	41	2	6	16	6	71
Отметка 24,00 . . .						
Сливной блок . . .	10	2	2	—	—	14
Отметка 30,50 . . .	15	3	5	—	3	26
Оголовок . . . . .	2	—	1	—	1	4
Всего штук . . .	114	17	24	17	14	186
	131		41			

Дополнительные точки измерений температур от использования в виде термометров катушек электромагнитов струнных приборов . . . 137

Всего точек измерения деформаций и температур . . . 323

Для присоединения приборов, заложенных в бетонный массив сооружения к центральной измерительной станции, было израсходовано около 10 000 м кабеля.

Инженер-физик И. П. ПОЛЕВОЙ

**ЭЛЕКТРОИЗМЕРИТЕЛЬНАЯ  
АППАРАТУРА, ПРИМЕНЯВШАЯСЯ  
ПРИ ИССЛЕДОВАНИЯХ  
ДНЕПРОВСКОЙ ПЛОТИНЫ**

## Глава I

### Электроаппаратура струнного метода

#### § 1. Принципы измерения деформаций

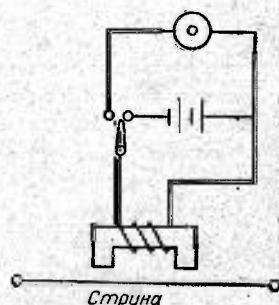
Измерение малых деформаций с помощью струны нашло свое техническое осуществление в приборах д-ра Шефера, изготавливаемых фирмой «Майхак» (Германия), и в приборах проф. Н. Н. Давиденкова, разработанных в лабораториях Физико-технического института и Ленинградского института сооружений<sup>1</sup>.

Приборы д-ра Шефера основаны на сравнении высоты тона звучания струны с тоном некоторой эталонной струны, которая может плавно менять свою настройку. Возбуждение обеих струн производится коротким, но сильным электрическим импульсом в обмотку небольшого электромагнита, расположенного около струны (фиг. 1). Затухающие колебания струн индуктируют в том же электромагните некоторые электродвижущие силы. Последние передаются на сетку двухсетчатой лампы, в анодной цепи которой включен телефон.

Настройка производится по биениям. Установка Шефера допускает регулировку громкости эталонной струны. Подобрав одинаковую слышимость обеих струн — эталонной и измерительной, можно сделать биения очень резкими. Вся установка смонтирована в деревянном ящике, заключающем в себе кроме усилителя батарею питания (4 V для накала и 12 V для анода) и различный монтажный инструмент.

К недостаткам прибора д-ра Шефера следует отнести слабую слышимость струн из-за слабого усиления (одна лампа) и сравнительно небольшую точность, определяемую навыком наблюдателя благодаря приему на слух.

Опыт показал, что приборы д-ра Шефера хорошо работают при сравнительно большой длине струны, достигающей до 150—200 мм, и при диаметре 0,4—0,5 мм. Более тонкие и короткие струны оказывались мало пригодными. К достоинствам метода д-ра Шефера следует отнести простоту, надежность и хорошее выполнение прибора фирмой «Майхак».

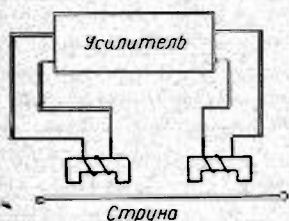


Фиг. 1. Принципиальная схема способа Шефера.

<sup>1</sup> Акустический метод измерения деформаций был предложен в 90-х годах прошлого столетия французскими инженерами Legrain и Sabouret. Принципиальная возможность использования струн для определения удлинений и укорочений, а также вредное влияние солнца и резких колебаний температуры на результаты измерений указаны еще Dupuy, Appareil destiné à mesurer le travail du fer (Annales de Ponts et Chaussées, 2 semestre, 1877, p. 384). Фабрично-заводское изготовление акустической аппаратуры было предпринято фирмой «Майхак» (Германия) по схеме, разработанной д-ром Шефером (1919 г.). Заслуга развития струнного метода измерения деформаций в СССР принадлежит проф. Н. Н. Давиденкову. — Прим. ред.

Проф. Н. Н. Давиденков, работающий независимо от д-ра Шефера, поставил струнный метод на высокую ступень развития, введя незатухающие колебания. Первоначально было необходимо создать источник незатухающих колебаний, обладающий достаточной стабилизацией. Работа велась в двух направлениях: в направлении конструирования лампового генератора акустической частоты и в направлении конструирования струнного компаратора, т. е. прибора, состоящего из струны, приводимой в колебательное состояние самовозбуждением. Натяжение струны компаратора можно плавно регулировать, чем достигается изменение высоты тона звучания. Для этого в наиболее простом варианте около струны были помещены два электромагнита. Один электромагнит действовал на ламповый усилитель, а другой раскачивал струну от этого усилителя (фиг. 2).

Конструкции компараторов, предложенные М. В. Якутовичем, позволяют получить хорошую стабилизацию. Независимость частоты струны от таких факторов, как влажность воздуха и напряжения батареи анода и накала, дает компаратору большие преимущества перед ламповым генератором, который в первые годы после своего появления не отличался высоким качеством работы. Несмотря на то, что ламповый генератор как источник незатухающих колебаний был применен проф. Н. Н. Давиденковым в 1926 г., струнный компаратор, появившийся немного позже, был до 1933 г. очень серьезным его соперником. В 1933 г. генератор, благодаря некоторым конструктивным изменениям, описанным ниже, окончательно вытеснил своего конкурента.



Фиг. 2. Схема двухмагнитного самовозбуждения.

Таким образом установка проф. Н. Н. Давиденкова в основном состоит из источника незатухающих колебаний (генератор) и лампового усилителя, с помощью которого регистрируется момент резонанса струны. Непосредственная регистрация резонанса по сравнению с методом биений имеет то крупное преимущество,

что позволяет достичь той же точности отсчетов (а иногда и выше) при меньшей квалификации наблюдателя, так как явление резонанса гораздо более резко выражено и легче воспринимается ухом. Основное же достоинство заключается в том, что метод регистрации резонанса дает возможность ввести визуальный отсчет, т. е. определять момент резонанса не на слух, а по отклонению стрелки гальванометра.

Опишем теперь несколько более подробно отдельные элементы установки.

## § 2. Генератор акустической частоты

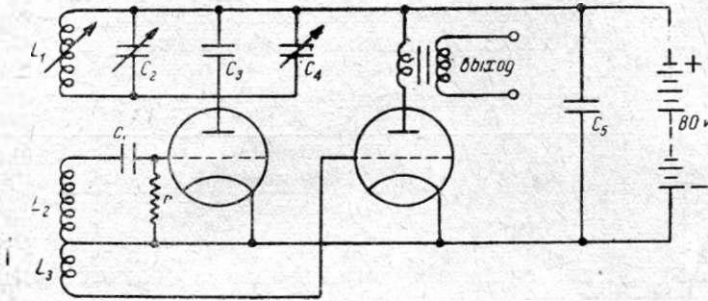
Для струнного метода измерения напряжений необходимо было создать генератор с диапазоном от 500 до 3 000 колебаний в секунду. Конструкция прибора для возможности использования в полевых условиях должна быть проста и надежна, но в то же время обеспечивать достаточную точность измерений. Выполнение последнего условия требовало стабилизации настройки генератора до 0,1% при изменении режима питания, а также независимости настройки от колебаний температуры и влажности воздуха.

Несущественной являлась форма кривой генерируемого тока, а также выходная мощность, так как на раскачивание струны затрачивалась настолько ничтожная энергия, что практически этот вопрос отпадал.

Ранее применявшиеся Институтом сооружений генераторы по схеме В. А. Лазарева (фиг. 3) представляли собой обычный ламповый генератор с индуктивной связью и колебательным контуром в цепи анода. Колебания на вторую лампу подавались посредством небольшой катушки  $L_3$ .

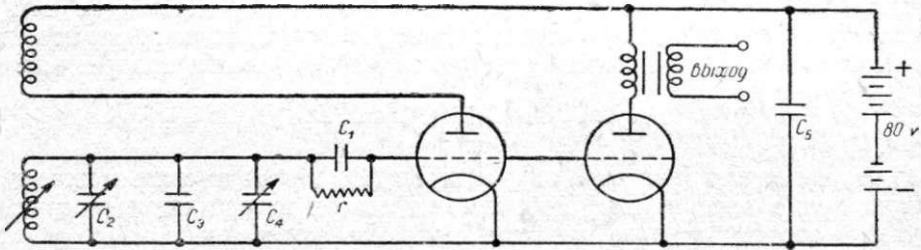
Для устранения влияния нагрева на частоту трансформатор в анодной цепи второй лампы соединен с третьей усилительной лампой, работающей на выход.

Для исключения влияния внутреннего сопротивления аллоидной батареи ее шунтировали конденсатором  $C_5$ , имеющим емкость порядка 6—8  $\mu F$ . Колебательный контур состоял из катушки с незамкнутым железным сердечником, самоиндукцией в несколько генри и емкости. Последняя состояла из конденсатора пере-



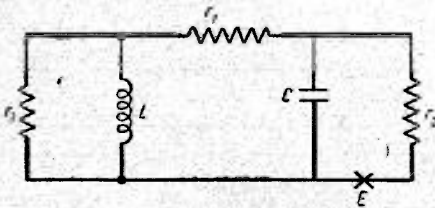
Фиг. 3. Схема генератора системы Лазарева.

менной емкости  $C_2$  (около 1 000 см), постоянного конденсатора  $C_3$  (около 3 000 см) и небольшого конденсатора переменной емкости  $C_4$  порядка 300—500 см, «установочного» для компенсации изменений частот, происходящих от колебаний температуры, влажности и других причин.

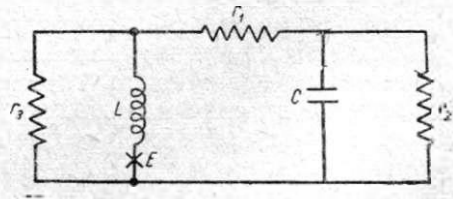


Фиг. 4. Схема генератора системы Полевого.

Произведем теоретический расчет генератора по схеме Лазарева и схеме, предложенной автором (фиг. 4), в которой колебательный контур включен в сеточную цепь генераторной лампы, а связь первой лампы со второй осуществляется непосредственным соединением сеток.



Фиг. 5. Эквивалентная схема генератора Лазарева.



Фиг. 6. Эквивалентная схема генератора Полевого.

Для расчета схемы (фиг. 3 и 4) можно заменить эквивалентными схемами (фиг. 5 и 6), пренебрегая емкостью  $C_1$ , так как величина  $\frac{1}{C_1 \omega}$  весьма мала по сравнению с  $r$  в схеме фиг. 3, и сопротивлением сетки—катод в схеме фиг. 4. Схема фиг. 5 (генератор Лазарева) имеет кроме самоиндукции  $L$  и емкости  $C$  сопроти-

вление катушки самоиндукции  $r_1$ , внутреннее сопротивление лампы  $r_2$  и приведенное сопротивление  $r_3$ . Приведенное сопротивление складывается из сопротивления мегома и параллельно ему соединенного сопротивления сеточного тока второй лампы. Обратная связь в эквивалентной схеме представлена электродвижущей силой  $E$ , пропорциональной производной силы тока через самоиндукцию.

В схеме фиг. 6  $r_1$  соответствует сопротивлению катушки,  $r_2$  — входное сопротивление сеточного тока с последовательно соединенным  $r_1$  и  $r_3$  — приведенное сопротивление лампы.

Для обеих схем решение системы дифференциальных уравнений имеет вид:

$$\omega = \sqrt{\frac{1 + \frac{r_1}{r_2}}{\left(1 + \frac{r_1}{r_3}\right) CL} - \left[\frac{r_3}{2(r_1+r_2)}\right]^2 \cdot \left(\frac{r_1+r_2+r_3}{Cr_2r_3} + \frac{r}{L} B\right)^2}, \quad (1)$$

где  $B$  — степень обратной связи, в которую входит отношение витков катушек, коэффициент усиления лампы и пр. Условие появления незатухающих колебаний выражается формулой:

$$B \geq \frac{r_1+r_2+r_3}{Cr_2r_3} + \frac{r_1}{L}. \quad (2)$$

Так как добиться равенства

$$B = \frac{r_1+r_2+r_3}{Cr_2r_3} + \frac{r_1}{L}$$

затруднительно, то конструкция генератора всегда осуществляется так, что подбирается возможно меньшая связь; поэтому для практического расчета можно принять второй член подкоренного выражения (1) приближенно равным:

$$\left[\frac{r_3}{2(r_1+r_2)}\right]^2 \cdot \left(\frac{r_1+r_2+r_3}{Cr_2r_3} + \frac{r_1}{L}\right)^2.$$

Во втором случае, как видно из формулы (2), обратную связь можно давать меньшей, чем в первом. Единственный недостаток второй схемы в сравнении с первой — это значительно меньшая мощность колебаний.

Температура и влажность, изменяющие величину сопротивлений  $r_1 + r_2 + r_3$ , во второй схеме оказывают значительно меньшее влияние, что нетрудно видеть из анализа формулы (1).

Из приведенного выше теоретического расчета ясны целесообразность переноса колебательного контура в цепь сетки и то большое влияние, которое оказывает на стабилизацию сопротивления  $r_2$  и  $r_3$ .

Из формулы (1) видно, что для уменьшения  $\frac{4\omega}{\omega}$  необходимо увеличить  $r_2$  и  $r_3$ , что достигается переносом контура в цепь сетки и возможно малой обратной связью, а также уменьшением сопротивления  $r_1$ . Последнее может быть достигнуто только применением более толстой проволоки.

Изменение частоты от потерь в конденсаторе  $C$  и деформации в катушке в схеме Полевого не учтено, так как влияние этих факторов может быть исключено применением хороших материалов и рациональной конструкцией.

Генератор по системе Лазарева (фиг. 3) почти не менял частоты с изменением накала и сравнительно мало ее менял с изменением анодного напряжения.

На основе изложенных выше теоретических расчетов автором этих строк из тех же деталей, что в генераторе по схеме фиг. 3, был собран генератор по схеме фиг. 4. Это улучшило стабилизацию от анодного напряжения, полностью уничтожило влияние накала и, что имеет существенное значение, позволило заменять одну генераторную лампу другой без больших изменений частоты; так например, замена «Микро» на «УБ-110», несмотря на большое различие параметров, вызвала изменение частоты не более 3—4 колебаний. Мощность генератора по-



низилась, но декремент затухания катушка из-за увеличения сопротивления  $r_2$  уменьшился настолько, что стало возможным применять значительно меньшую обратную связь (и это в свою очередь повело к увеличению сопротивления  $r_3$ ).

Из формулы (1) следует, что для уменьшения влияния сопротивлений  $r_1$ ,  $r_2$  и  $r_3$  на частоту следует по возможности уменьшить  $r_1$  и увеличить  $r_2$  и  $r_3$ . В сопротивление  $r_1$  входит не только омическое сопротивление катушки, но и потери на токи Фуко, гистерезис железа и пр.; поэтому при конструировании нового генератора катушка была намотана из проволоки диаметром 0,5 мм с последовательным переходом к меньшим диаметрам. Намотка производилась на эбонитовый сердечник с минимальным количеством металлических деталей и при полном отсутствии железа. Переход на меньшие диаметры был сделан для экономии веса и места: отношение  $\frac{L}{r_1}$  возрастает с увеличением длины намотанной проволоки, и следовательно можно без опасения уменьшения отношения  $\frac{L}{r_1}$  делать последние витки более тонкими, чем первые.

Как правило, вследствие малости обратной связи генератор срывает колебания при увеличении потерь или уменьшении тока питания раньше, чем успеет заметно изменить частоту. Это явление позволяет думать, что избранный автором путь возможно большего уменьшения декремента затухания и обратной связи в катушке, так же как надлежащее конструктивное оформление при рационально выбранной схеме, может обеспечить в достаточной мере стабилизацию лампового генератора.

### § 3. Усилитель

Усилительное устройство претерпело ряд изменений за время с 1926 по 1933 г. Струнный способ впервые был применен в СССР проф. Н. П. Давиденковым в 1926 г., а в 1933 г. методика этого способа приняла более или менее законченные формы, зарекомендовавшие себя на многочисленных испытаниях, проведенных главным образом Институтом сооружений.

Вначале, чтобы обнаружить резонанс струны прибора, находящегося иногда в нескольких сотнях метров от наблюдателя, рядом со струной устанавливался микрофон. Этот способ, несмотря на всю его простоту, был неудобен тем, что требовал подводки к каждому прибору двух кабелей и, что самое главное, микрофон при длительном лежании «слеживался» и значительно понижал свою чувствительность.

Применение вместо микрофона электромагнита, в котором колеблющаяся струна индуктировала э. д. с., давало преимущество в устойчивости работы, но также требовало лишнего кабеля. Кроме того индуктивная связь была всегда достаточно большой и, создавая сильный «фон», мешала работе.

Эти оба способа не привелись.

Значительно лучшим в отношении простоты и надежности оказался способ д-ра Шефера. Специальной переключающей кнопкой включают электромагнит на анодную батарею и в следующее мгновение переключают на усилитель (фиг. 1). Резкий электромагнитный толчок выводит струну из равновесия, и ее затухающие колебания слышны в телефон при помощи усилителя. Одновременно слушая эталонную струну (способ Шефера) или ламповый генератор (способ Н. П. Давиденкова), по биениям можно настроиться в резонанс и определить частоту струны прибора.

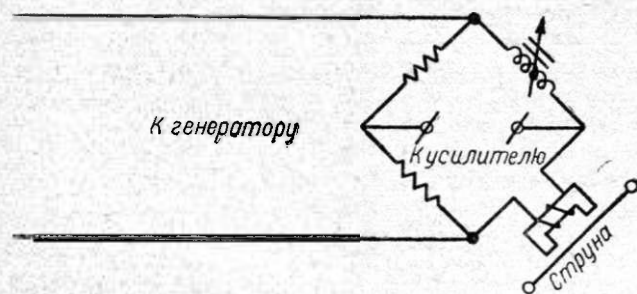
Этот способ прост и надежен и пуждается только в переключающей кнопке и усилителе, поэтому он применяется сейчас на всех приемниках, выпускаемых Институтом сооружений, либо как основной либо как вспомогательный (запасный).

К недостаткам этого способа следует отнести довольно большой навык, требуемый от наблюдателя, и наличие некоторого слуха. Даже довольно опытные на-

блюдатели иногда делали ошибки на целую октаву. Слабость звука и большой декремент затухания у некоторых струн делают отсчет приближенным и могут повлечь ошибку на несколько колебаний. Было замечено, что ошибки наблюдений иногда носят индивидуальный характер. Так, один наблюдатель делает отсчет всегда больше истинного, другой — меньше истинного. Все это заставляло очень внимательно относиться к разработке способов объективного отсчета, т. е. способов, при которых резонанс регистрируется не на слух, а стрелкой гальванометра.

Принципиально задача ставилась следующим образом. Необходимо:

- 1) на струну подавать незатухающие колебания для приведения ее в колебательное состояние;
- 2) колебательное движение струны должно вызывать в электромагните некоторую добавочную э. д. с., действующую на усилитель;
- 3) эта добавочная э. д. с. должна в последней лампе усилителя вызвать увеличение анодного тока, регистрируемого гальванометром;
- 4) вся система должна быть осуществлена так, чтобы к струне от установки шло не более двух проводов и чтобы установка не нуждалась в добавочных батареях кроме батарей накала и анода.



Фиг. 7. Схема использования моста Уитстона для компенсации э. д. с., возникающей при колебаниях струны.

при отсутствии резонанса. Простейший способ осуществить эту задачу состоит в применении мостика Уитстона для переменного тока (фиг. 7). Сбалансировав его при отсутствии резонанса, получим ток в телефоне тогда, когда струна начнет резонировать и возбуждать некоторую добавочную э. д. с.

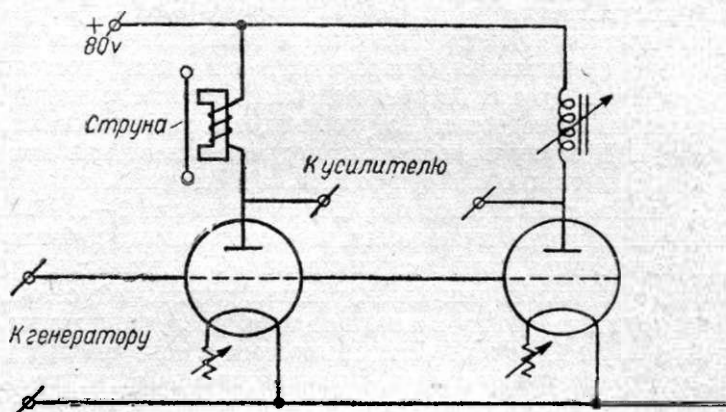
Непосредственный прием на телефон слишком слаб, и обычно подслушивание осуществляется через усилитель. Сбалансировать мостик Уитстона совершенно точно затруднительно, поэтому обычно слышат слабый «фон» генератора и биения при резонансе струны.

Мостик Уитстона, применявшийся в первых приборах, оказался неудобным в обращении; он сильно уменьшал э. д. с. струны, которую можно было получить непосредственно без мостика. Поэтому инж. Д. Д. Головачевым и автором настоящей статьи была предложена и осуществлена схема ламповой компенсации. Колебания подавались на сетки двух ламп, включенных параллельно (фиг. 8). В анодной цепи одной лампы включался подслушиваемый прибор, в анодной цепи другой — некоторая самоиндукция, равная самоиндукции прибора. Компенсация достигалась путем регулировки накала ламп, обеспечившим хорошие результаты.

Автором настоящей статьи в дальнейшем эта схема была видоизменена включением прибора, но не непосредственно в анодную цепь, а через трансформатор.

При наличии большой группы приборов в качестве компенсирующей самоиндукции может быть применен какой-либо из приборов. Так как при этом оба прибора находятся в совершенно одинаковых условиях, то можно слушать резонанс любого из них. Это создает опасность перепутать их, но зато вдвое ускоряет работу по промерам.

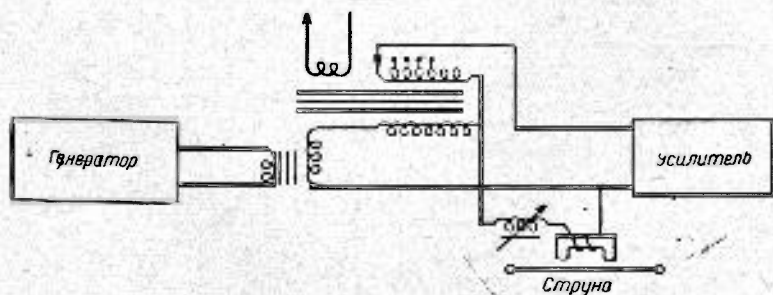
Описанная система в настоящее время работает на Днепровской плотине, где обслуживает более 200 струнных приборов, и для всякой постоянной установки с более или менее установившимся режимом является наиболее простой и удобной как в смысле регулировок и настройки, так и по скорости снимаемых отсчетов.



Фиг. 8. Схема ламповой компенсации.

Для некоторых измерений, особенно в лабораторных условиях, когда приходится применять самые разнообразные приборы, этот метод компенсации не дает достаточно хороших результатов. Для этого случая автором статьи была разработана схема (фиг. 9), в которой компенсация подавалась с вторичной обмотки трансформатора, через первичную обмотку которого шел ток, раскачивающий струну.

Этот трансформатор имел небольшую дополнительную обмотку, включенную на реостат, который менял фазу компенсирующей э. д. с. Величина э. д. с. компенсации менялась выдвиганием катушки из незамкнутого сердечника или переключателями, позволяющими изменять число витков вторичной обмотки.



Фиг. 9. Схема трансформаторной компенсации.

Этим способом получается достаточно хорошая компенсация, в то же время на усилитель подается вся э. д. с., развиваемая струной при резонансе, а не ее часть, как это имеет место при мостике Уитстона.

Таковы три основных метода компенсации. Из них первый в настоящее время представляет лишь исторический интерес, второй применяется наиболее часто, а третий, предложенный в самое последнее время, имеет большую перспективу развития.

Как уже упоминалось, усиленные колебания при резонансе струны могут быть поданы на гальванометр. Однако самый первый способ, в течение полугода применявшийся на Днепровской плотине, состоял в том, что колебания с выходного трансформатора подавались на гальванометр через цинкит-халькопиритовый детектор. Гальванометр имел 0,5 *ma* на всю шкалу. Несмотря на простоту этого способа, присутствие детектора делало систему неустойчивой.

Вскоре был предложен способ включения гальванометра в анод последней лампы. Небольшая специальная батарея компенсировала постоянную составляющую анодного тока. Другая батарея подавала сеточное смещение. Этот способ оказался устойчивым, но недостаточно удобным, так как требовались две дополнительные батареи. Поэтому в последних моделях применили включение гальванометра не непосредственно в анодную цепь, а в сеточную, а вместо батареи — гридлика, состоявшего из конденсатора 0,1  $\mu F$  и утечки 1—2  $M\Omega$ . Это позволяло автоматически получать пучное сеточное смещение во избежание большого анодного тока. Тщательная компенсации мостика Уитстона или других систем, описанных выше, становилась пелужпой, так как достаточное сеточное смещение все равно не пропускало «фона» в анодную цепь последней лампы.

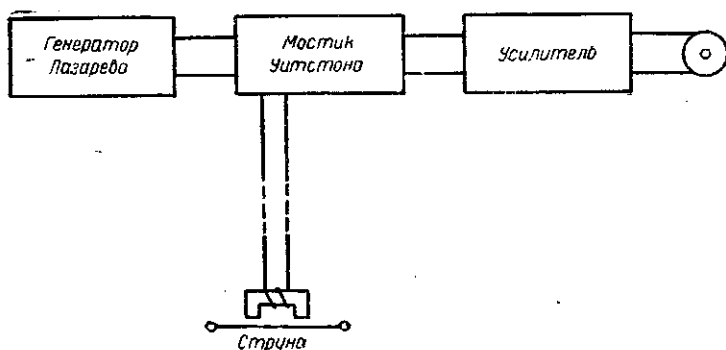
Единственное неудобство этого способа состоит в том, что перед каждым отсчетом пучно ждать несколько секунд, пока гридлик не зарядится сеточным током до пучного потенциала. Зато совершенно исключена возможность испортить гальванометр слишком большим анодным током.

## Глава II

### Электрооборудование центральной измерительной станции на Днепровской плотине

#### § 4. Установка 1930 г.

К моменту первой закладки телестензометров (осень 1930 г.) лаборатория проф. Н. Н. Давидекова, имевшая в разработанном виде только генераторы Лазарева, могла дать аппаратуру, далекую от совершенства. Только в последующие годы аппарата, непрерывно совершенствуясь, достигла того уровня, на котором



Фиг. 10. Схема установки 1934 г.

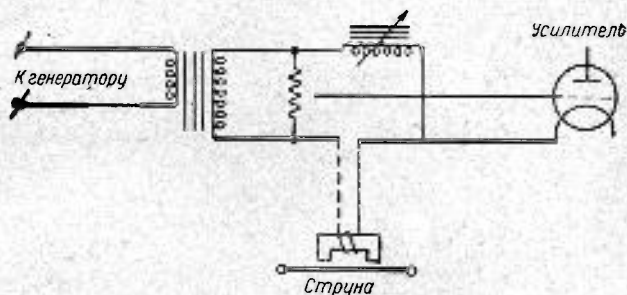
находится сейчас. Нередко совершенствование шло непосредственно на месте работ, так как лабораторные условия недостаточно полно отражали действительную обстановку.

Первая установка, осуществленная в 1930 г., состояла из генератора системы Лазарева, обычного двухлампового усилителя и мостика Уитстона (фиг. 10).

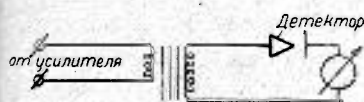
Одним из плеч мостика Уитстона являлся измеряемый тензометр, а другими плечами были два сопротивления по 10 000  $\Omega$  и переменная самоиндукция, состоявшая из телефонной катушки, в которую вдвигался железный сердечник (фиг. 11). Этим сердечником и ручкой потенциометра достигалась компенсация «фона» генератора, так что возникавший резонанс был слышен на телефон в виде биений.

Питание генератора и усилителя было отдельное — каждая часть имела свои батареи. Вся эта установка состояла из ряда отдельных блоков, соединенных кабелем.

Все это вместе взятое делало установку достаточно гибкой, но в эксплуатации, особенно в более или менее установившихся формах, такая система оказалась неудобной. Поэтому сразу же возник вопрос о ее «централизации», т. е. о конструировании одного агрегата, содержащего все отдельные ранее блоки.



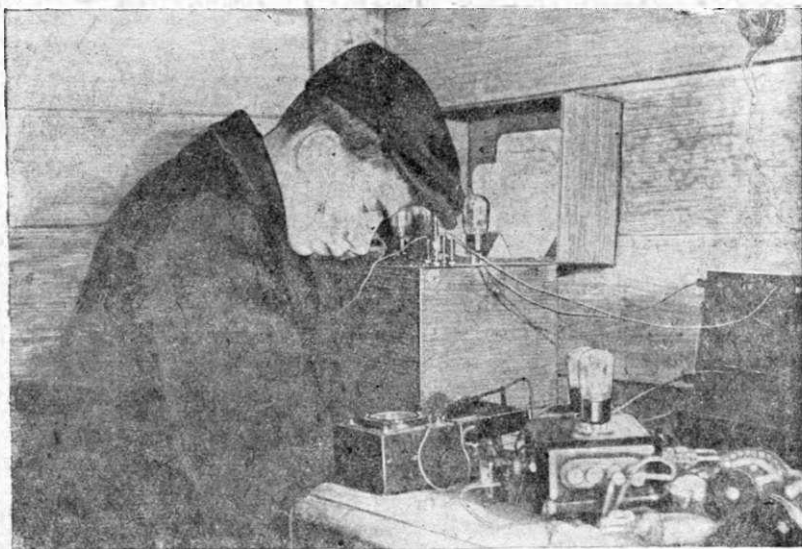
Фиг. 11. Схема моста Уитстона в установке 1930 г.



Фиг. 12. Схема для объективного отсчета в 1930 г.

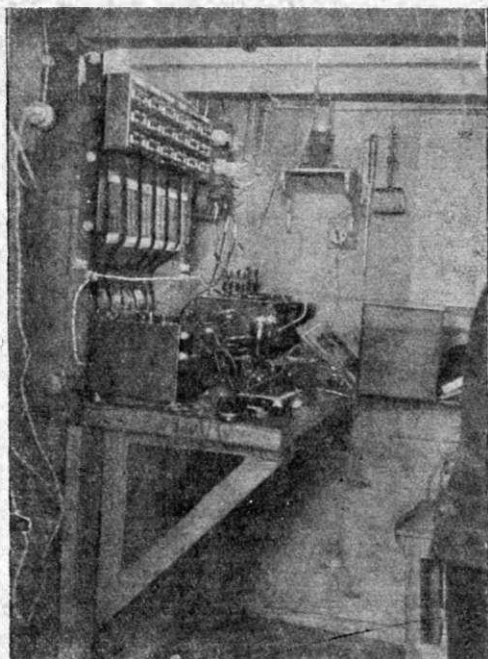
Кроме того определение высоты тона звучания струны на слух оказалось в полевых условиях неудобным. Главный недостаток приема на слух — это необходимость довольно большой квалификации и навыка у наблюдателя. Поэтому тогда же были сделаны попытки осуществить объективный отсчет, т. е. регистрацию резонанса стрелкой гальванометра. Послед-

нее представлялось совершенно необходимым из-за почти непрерывного грохота, стоявшего на работах по сооружению плотины.



Фиг. 13 Внешний вид измерительной аппаратуры первой станции (осень 1930 г.).

Автором настоящей статьи была предложена и осуществлена следующая схема (фиг. 12): от усилителя колебания подавались на обычный междуламповый трансформатор и с него через детектор на гальванометр. Пара цинкит-халькопирит оказалась довольно устойчивой и чувствительной. Как правило, при хорошей компенсации резонанс струны вызывал отклонение стрелки на несколько миллиметров. Чувствительность гальванометра была певелика — 0,5 *ma* на всю шкалу.

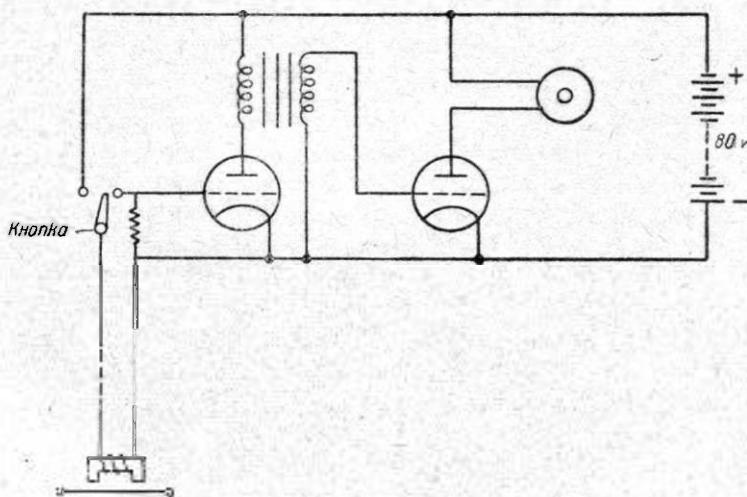


Фиг. 14. Внешний вид аппаратуры измерительной станции на отметке 30,50 (зима 1930/31 г.).

Несмотря на примитивность устройств, в течение зимы 1930/31 г. измерения производились помощью описанной выше установки с достаточной точностью. На фиг. 13 и 14 видно устройство станции во временной будке при первых закладках приборов и после переноса станции в палатку, где она помещалась в течение зимы 1930/31 г.

Тогда же было установлено, что при приеме на слух или на гальванометр желательно иметь способ приближенного определения настройки прибора. Этому удовлетворял метод д-ра Шефера, заключающийся в мгновенном пропускании через прибор импульса тока. Возникающие при этом затухающие колебания слышны в течение нескольких секунд и дают возможность найти приблизительную настройку прибора (фиг. 15).

Опыт 1930 г. помнил все основные элементы современной акустической станции: генератор акустической частоты, объективный отсчет и метод д-ра Шефера.

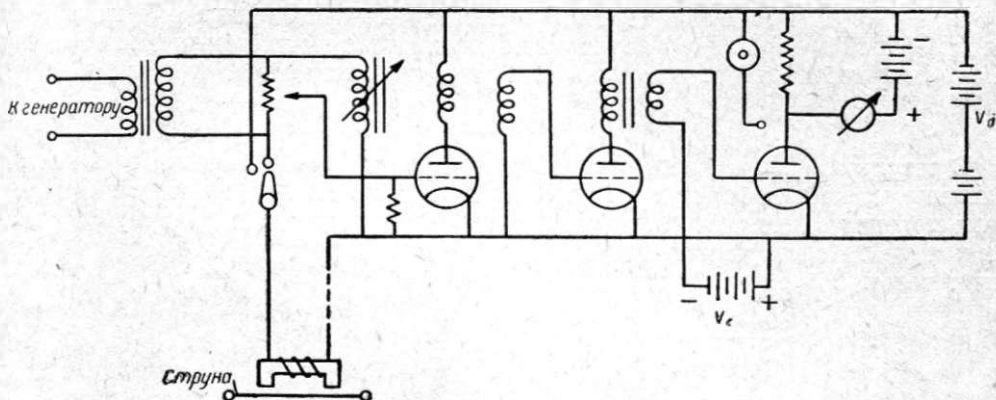


Фиг. 15. Схема подслушивания струны по способу д-ра Шефера.

## § 5. Установка 1931 г.

В то время, когда описанная в § 4 установка стояла в оналубке будущей палатки Днепровской плотины, в течение зимы 1930/31 г. в Ленинграде шла усиленная работа по конструированию более совершенной аппаратуры. Ко времени закладки более 150 приборов осенью и зимой 1931/32 г. на Днепрострой был доставлен струнный компаратор. В сравнении с генератором Лазарева компаратор обладал более устойчивым режимом, его показания не зависели от колебаний влажности и температуры. К сожалению некоторые конструктивные дефекты первой модели сделали его недостаточно надежным и не дали тех преимуществ, которыми он теоретически должен был обладать по сравнению с электрическим генератором.

Приемное устройство в 1931 г. состояло из трехлампового усилителя с мостиком Уитстона и гальванометром в анодной цепи последней лампы. Также были предусмотрены переключения, позволявшие подслушивать прибор способом д-ра Шефера. Для устранения большой постоянной слагающей в гальванометре была применена компенсирующая батарея и на сетку последней лампы задавалось отрицательное смещение (фиг. 16).



Фиг. 16. Схема приемной части установки 1931 г.

Исключение детектора и введение лишней лампы делали станцию более чувствительной и надежной. Введение кнопки д-ра Шефера сильно облегчало работу, особенно при первых измерениях, когда настройка приборов неизвестна. Опытная проверка показала, что эта схема достаточно надежна, и в мастерских Днепростроя было приступлено к изготовлению большого пульта, который должен был сосредоточить в себе коммутатор, генератор, мостик Уитстона с усилителем и гальванометр. Пульт был изготовлен и установлен своевременно, причем изменения при всех крупных закладках приборов в плотину в 1931 и 1932 гг. были проведены, пользуясь пультом, а прежняя аппаратура служила только резервом. В схемах установленных в пульте приборов принципиально ничего нового не было кроме системы джеков, позволяющих осуществлять различные комбинации подслушивания: способ д-ра Шефера, способ биений, объективный отсчет и пр.

В процессе работы выяснились неудобство и непрактичность двух добавочных батарей для смещения сетки и компенсации постоянной слагающей анодного тока выходной лампы.

Компенсация мостиков Уитстона хотя и была кропотливой первоначально, но потом при переходе от одного прибора к другому оставалась почти постоянной.

Это облегчало задачу измерений в минимальный срок по более чем 200 приборам.

Как показала теперь многолетняя практика, ламповый генератор акустической частоты является надежным прибором, но к сожалению условия его стабилизации в то время были недостаточно выяснены. Поэтому построенный генератор для пульта требовал перед каждой серией измерений предварительной тарировки по эталонным камертонам для определения поправки.

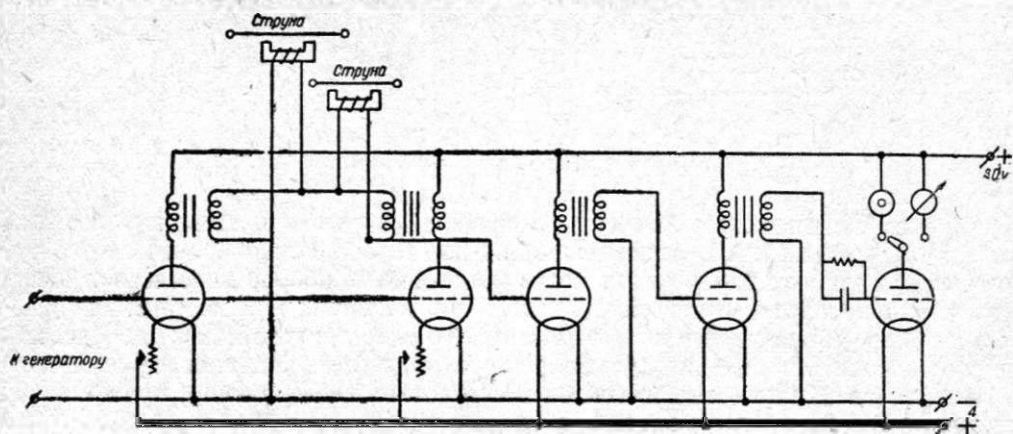
Станция 1931 г. в целом была неизмеримо совершеннее, чем станция 1930 г., однако было необходимо добиться лучшего разрешения следующих задач: 1) наиболее полной стабилизации генератора, 2) упростить компенсацию мостика Уитстона и 3) отвести все питание к одной батарее накала и одной анода. Разрешить эти задачи в полевых условиях было невозможно, так как они требовали большой предварительной теоретической и экспериментально-исследовательской работы.

Таким образом после закладки 1931 г. измерительная станция на Днепровской плотине обладала достаточно совершенной аппаратурой, хорошо централизованной и обеспеченной вспомогательным оборудованием в виде аккумуляторной зарядной станции и резервными частями — генератором, усилителем, гальванометром и пр.

Опыт работы установки 1931 г.<sup>1</sup> показал, что, несмотря на ее пригодность для измерений в стационарных условиях (постоянная влажность и температура), желательно добиться более полной стабилизации генератора.

### § 6. Установка 1933 г.

В результате экспериментально-теоретических работ 1931 г. были полностью выяснены условия стабилизации лампового генератора (см. § 2) и сконструированы новые модели усилителей. В генераторе 1933 г. был уменьшен декремент затухания контура. Конструктивно это повело к созданию чрезвычайно громоздких катушек весом в 5 кг.



Фиг. 17. Схема моста и усилителя с ламповой компенсацией.

В усилителях, или, точнее, мостиках Уитстона, вместо сопротивлений были использованы внутренние сопротивления ламп, как указано в главе I, а вместо компенсирующей самоиндукции применено включение другого прибора по параметрам, близким к измеряемому. Последнее условие выполняется само собой при закладке нескольких приборов одинаковой конструкции в одном месте. Таким образом в схеме по фиг. 17 добавляются две лампы и два трансформатора.

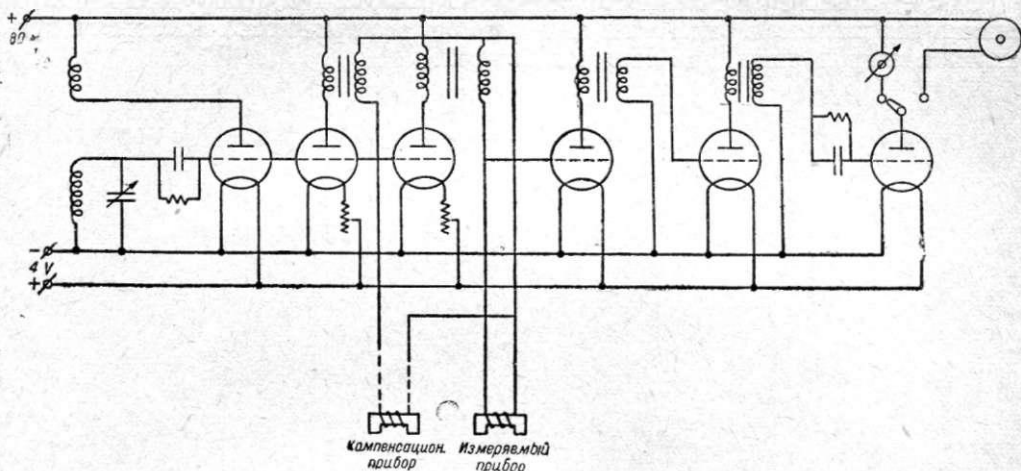
<sup>1</sup> См. фиг. 32 в статье инж. С. Г. Тахтамышева, Постановка полевых испытаний на Днепровской плотине.



Зато вся регулировка сводится к двум реостатам накала вместо довольно сложного высокоомного потенциометра и переменной самоиндукции. Вместе с тем увеличившаяся стабилизация генератора позволила из прежних трех ламп оставить всего две, причем вторая лампа работала в схеме лампового моста. Таким образом во всей установке сохранилось прежнее количество ламп (шесть штук).

Для устранения сеточной батареи был применен гридлик (фиг. 17). Конденсатор с емкостью  $2 \mu F$  шунтируется сопротивлением  $2-3 M\Omega$ .

Приходящие колебания заряжают конденсатор сеточными токами настолько, что сеточные токи становятся чрезвычайно малыми. Это значит, что на сетке в течение очень короткого периода времени имеется положительный потенциал. Соответственно этому анодный ток чрезвычайно мал, что позволяет непосредственно включать гальванометр без риска его сжечь. При переходе от одного прибора к другому гридлик всегда автоматически подает нужное напряжение, и лишь требуется некоторое время, пока процесс зарядки или разрядки конденсатора не закончится.



Фиг. 18. Принципиальная схема установки 1933 г.

Включение пары микрофард, шунтирующих анодную батарею, вполне позволило питать от одного источника генератор и усилитель.

Схема установки 1933 г. в том виде, в каком она выполнена мастерскими Днепростроя для центральной станции (фиг. 18), состоит из генераторной, двух «мостовых» и трех усилительных ламп. На фиг. 18 не указаны переключатели, позволяющие переключать на акустический прием (кнопкой Шеффера) или объективный по гальванометру. Не указана также и кнопка Шеффера, включение которой не отличается от включения на схеме по фиг. 15. Следует указать, что переход от акустического к объективному методу достигается перебрасыванием двух двуполюсных рубильников. Один из них, включая генератор, включает кнопку Шеффера, другой — перекидывает анодный ток последней лампы с гальванометра на телефон, замыкая в этом случае гридлик накоротку. Последнее необходимо, чтобы, перекинув рубильники с «объективного» отсчета на «акустический», не приходилось ждать, когда разрядится гридлик выходной лампы и через нее пойдет анодный ток. В частности, настроившись на подслушиваемый прибор по объективному методу и быстро перекинув оба рубильника, можно очень хорошо слышать затухающий звук струны. Это служит одним из хороших методов самоконтроля.

Как видно из схемы, оба прибора — испытуемый и компенсирующий — находятся в совершенно одинаковых условиях. Таким образом способом д-ра Ше-

фера можно услышать только один прибор, а именно тот, в который пускается импульс тока. Объективным отсчетом можно обнаружить оба прибора без каких-либо переключений и компенсаций. При этом возможны грубые ошибки — вместо отсчета по включенному прибору может быть взят отсчет по компенсирующему. Однако практически недоразумения бывают редко и немедленно обнаруживаются; производство же измерений последним методом ускоряется в два раза.

Компенсация реостатами накала, несмотря на теоретические возражения против такого способа, дала хорошие результаты. Это объясняется небольшой разницей в величинах параметров как ламп, так и трансформаторов и приборов.

В вспомогательном оборудовании Днепровской установки 1933 г. впервые был применен ионный выпрямитель «Биптрон», изготовленный на заводе «Светлана», для зарядки аккумуляторов накала. В сочетании с обыкновенным выпрямителем для зарядки батареи анода (кенотронный выпрямитель, лампа ВО-116) применение Биптрона перевело всю станцию на переменный ток.

Однако питание анода непосредственно от выпрямителя затруднялось колебаниями напряжения в сети, вследствие чего от него пришлось отказаться и применять кенотрон лишь для зарядки батарей.

---

Инж. С. Г. ТАХТАМЫШЕВ

**ЛАБОРАТОРНЫЕ ОПЫТЫ  
ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ КОЭФИЦИЕНТА  
ТЕМПЕРАТУРНОГО РАСШИРЕНИЯ БЕТОНА**

## § 1. Цели исследования

Исследования проводились в связи с испытанием Днепровской плотины и преследовали две цели:

1. Контроль определенной ранее <sup>1</sup> величины температурной поправки к показаниям струнных телетензометров, заложенных в плотину. Эта часть исследования имела в виду получение данных для уточнения величин деформаций, измеренных в плотине.

2. Определение абсолютных величин коэффициента температурного расширения бетона для получения температурных напряжений расчетным путем и их сопоставления с наблюдаемыми температурными напряжениями в плотине.

Для разрешения этих задач крайне важно было установить возможные наибольшие пределы отклонений коэффициента линейного расширения от его среднего значения.

## § 2. Постановка исследования

### 1. Исследуемые факторы

В соответствии с изменениями условий твердения и состава бетона плотины проведено изучение влияния следующих факторов на величину коэффициента линейного расширения ( $\alpha$ ) бетона:

1) В о з р а с т а. Наибольшие деформации в плотине наблюдались в молодом возрасте бетона, поэтому образцы испытывались в возрасте 3—4 дней и в возрасте 17—18 дней.

2) Т е м п е р а т у р ы х р а н е н и я. Половина образцов выдерживалась при температуре  $t = +20^\circ$ , половина при  $t = +40^\circ$ . Обе группы образцов подвергались влажному хранению в соответствии с действительными условиями, которые имели место в плотине.

3) С о с т а в а б е т о н а. Половина образцов была изготовлена из бетона марки 285Д, половина — из бетона марки 300Д, применявшихся при кладке плотины.

4) В о д о ц е м е н т н о г о о т н о ш е н и я. Половина образцов была затворена при  $\frac{W}{C} = 0,64$ , половина при  $\frac{W}{C} = 0,72$ .

Таким образом всего было восемь серий основных образцов по три штуки в каждой серии.

Общее количество образцов вместе с контрольными и дополнительными из чистого цементного раствора и гранитными образцами составляет:

бетонных . . . . .	$8 \times 3 + 4 = 28$	шт.
чисто-цементных . . . . .	2	"
гранитных . . . . .	3	"
<hr/>		
Итого . . . . .	33	образца

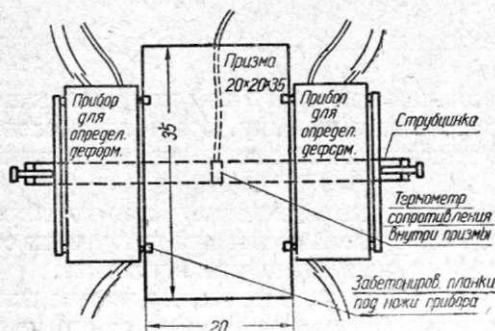
<sup>1</sup> На образцах бетона, отобранных при бетонировке плотины от каждой группы телетензометров.

## 2. Формы образца

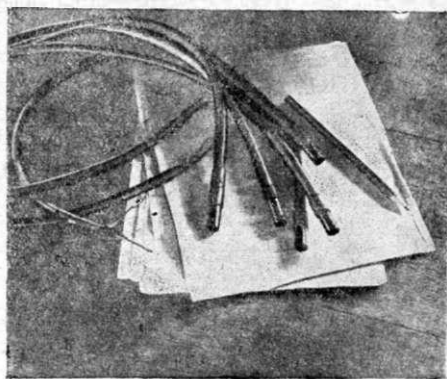
Бетонные образцы изготовлялись в виде призм размером  $20 \times 20 \times 35$  см. Измерение 20 см считалось минимальным, так как для бетона, педшего на укладку в плотину, применялась крупная щебенка (максимум 90 мм). База, на которой измерялись деформации, составляла 20 см.

## 3. Техника эксперимента

Образец все время выдерживался в воде и изменение его температуры осуществлялось путем охлаждения или нагревания воды, в которую он был погружен. Таким образом достигалось исключение усадочных деформаций, неизбежных при ведении опыта на воздухе (высыхание образца).

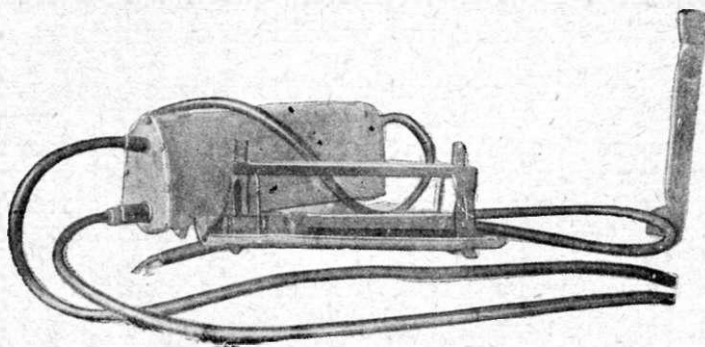


Фиг. 1. Схема установки приборов на призме для определения коэффициента температурного расширения бетона.



Фиг. 2. Термометры сопротивления.

Внутри каждого образца в центре его был забетонирован термометр сопротивления (фиг. 1) для контроля изменения температуры по сечению образца и во избежание излишней продолжительности эксперимента.



Фиг. 3. Телетензометр для измерения температурных деформаций. На переднем плане — справа — прибор без кожуха; сзади слева — прибор в кожухе, готовый к установке.

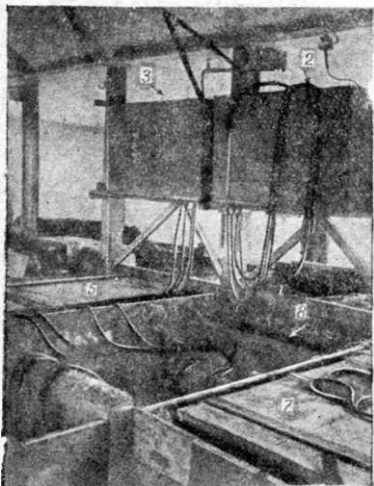
Таким образом во время опыта измерялась температура внутри образца и одновременно определялась наружная температура воды посредством ртутного термометра, предварительно сверенного с термометрами сопротивления (фиг. 2).

Деформации измерялись специально изготовленными струнными телетензометрами, устанавливавшимися на поверхности образца. Для получения абсолютной величины деформации бетонного образца следовало устранить температур-

ную деформацию самого прибора. Это было достигнуто путем поддержания постоянной температуры прибора в течение всего опыта, для чего весь прибор был заключен в кожух с хорошей тепловой изоляцией. Наружу выступали лишь острия ножей (фиг. 3). Во время опыта кожух заполнялся проточной водой постоянной температуры, поступающей и уходящей по резиновым трубкам. Телетензометры устанавливались по два на образец с противоположных сторон, опираясь ножами на забетонированные в образце металлические плашки (фиг. 1).

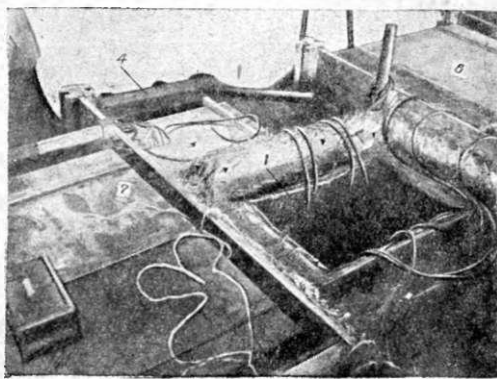
Основные устройства и приспособления для испытания даны на фиг. 4 и 5.

Испытуемый образец (призма) с установленными приборами лежит в воде в ванне для испытания 1 (фиг. 5). Температура воды в ванне может изменяться в широких пределах посредством особого подогревательного устройства, представляющего собой мощную электропечь в отдельном баке 2 (фиг. 4) с водой. Горячая вода подается в ванну для испытания резиновыми трубками.



Фиг. 4. Общий вид установки для определения коэффициентов линейного расширения бетона:

2—напорный бак с горячей водой; 3—напорный бак с холодной водой; 5—ванна-термос горячей (+40°) хранения образцов; 7—ванна-термос для льда; 8—вторая ванна-термос для испытания.



Фиг. 5. Ванны-термоса для хранения и испытания образцов:

1—первая ванна-термос для испытания; 4—водо-сливная раковина; 6—ванна-термос холодного (+20°) хранения образцов; 7—ванна-термос для льда.

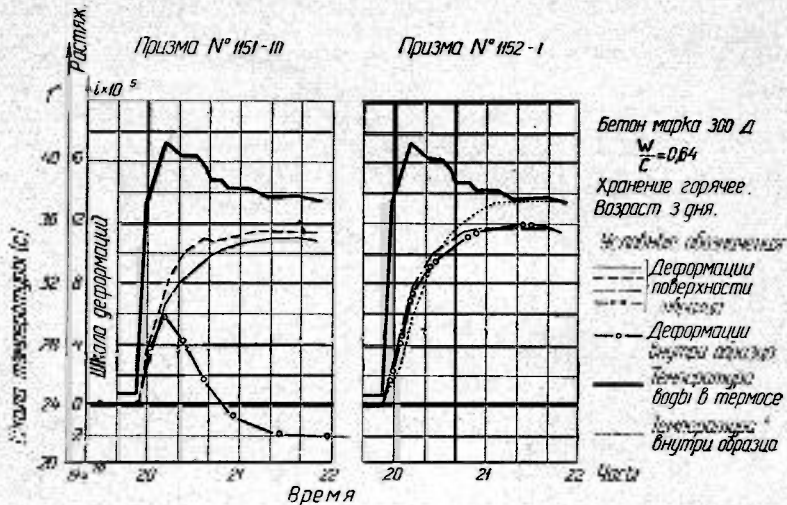
Для поддержания постоянной температуры прибора во время эксперимента вода поступает в кожух прибора по резиновой трубке, идущей от напорного бака 3 (фиг. 4). Запас воды в напорном баке поддерживается непосредственно из водопровода, подающего воду постоянной температуры. Вся отходящая вода подается в водоотводную раковину 4 (фиг. 5), а оттуда по трубам наружу — в поглощающий колодец.

### § 3. Результаты испытаний и их оценка

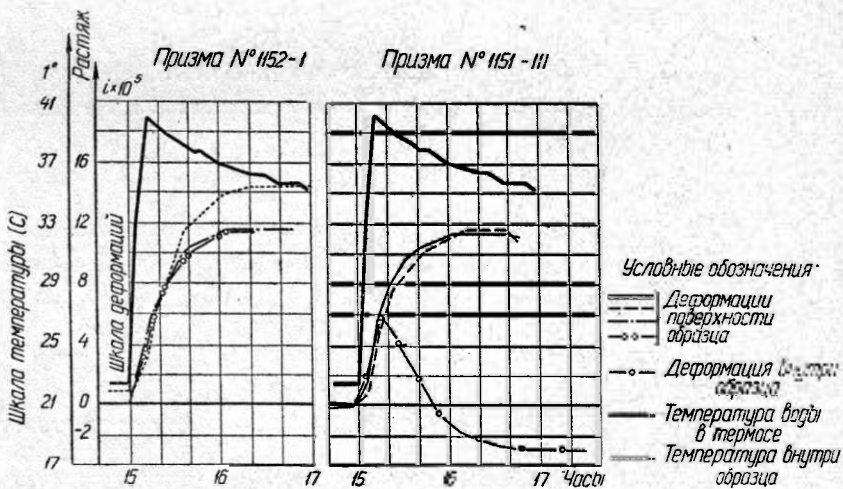
Для каждого образца результаты наблюдений по приборам обрабатывались и наносились на графики. На фиг. 6 и 7 в виде примера даны четыре графика, два — для возраста 3 дня и 2 — для тех же двух призм в возрасте 17 дней. На этих графиках по оси абсцисс отложено время, а по оси ординат температура воды в термосе, температура внутри испытуемого образца и деформации на его поверхности.

Для призмы № 1151-III нанесены также показания телетензометра, забетонированного внутри призмы. Из всего количества образцов в трех были забетонированы телетензометры как контрольные приборы для определения коэффициента расширения  $\alpha$  бетона.

Таким образом в этих образцах-призмах коэффициент  $\alpha$  определялся двумя способами: на поверхности образцов — телетензометром стабильной температуры и в центре сечения образца — по величине температурной ошибки телетензометра, забетонированного по середине образца.



Фиг. 6. Графики деформаций бетонной призмы при изменении температуры.



Фиг. 7. Графики деформаций бетонной призмы при изменении температуры. Бетон марок 285Д и 300Д. Хранение влажное при  $+40^\circ$  и нормальное;  $\frac{w}{c} = 0,62 - 0,64$ .

Расхождения в величине  $\alpha$  для бетона по этим двум способам при восьми опытах достигали максимально  $+0,3 \cdot 10^{-6}$ , т. е.  $\pm 3\%$  от измеряемой величины, что и следует считать за практическую точность произведенных наблюдений.

Величины коэффициентов линейного расширения  $\alpha$ , полученные в результате испытаний для образцов различных составов, возраста и условий хранения бетона, даны в табл. 1, 2, 3 и 4.

Таблица 1

## Влияние возраста

Марка бетона	$\frac{W}{C}$	Хранение	Коэффициент линейного расширения ( $\alpha \cdot 10^{-6}$ )	
			возраст	
			3—4 дня	17—18 дней
285Д	0,64	Горячее	8,8	8,3
285Д	0,64	Холодное	9,3	8,7
285Д	0,72	Горячее	8,1	8,0
285Д	0,72	Холодное	9,2 (9,1)	9,0 (8,8)
300Д	0,64	Горячее	8,3 (8,5)	8,2 (8,2)
300Д	0,64	Холодное	9,3	9,1
300Д	0,72	Горячее	7,8 (7,9)	8,3 (8,0)
300Д	0,72	Холодное	9,2	9,3

Таблица 2

Влияние водоцементного фактора  $\frac{W}{C}$ 

Марка бетона	Возраст в днях	Хранение	Коэффициент линейного расширения ( $\alpha \cdot 10^{-6}$ )	
			$\frac{W}{C} = 0,64$	$\frac{W}{C} = 0,72$
285Д	3	Горячее	8,8	8,1
285Д	17	"	8,3	8,0
285Д	4	Холодное	9,3	9,2 (9,1)
285Д	18	"	8,7	9,0 (8,8)
300Д	3	Горячее	8,3 (8,5)	7,8 (7,9)
300Д	17	"	8,1 (8,2)	8,3 (8,0)
300Д	4	Холодное	9,3	9,2
300Д	18	"	9,1	9,3

Таблица 3

## Влияние температуры хранения

Марка бетона	$\frac{W}{C}$	Возраст в днях	Коэффициент линейного расширения ( $\alpha \cdot 10^{-6}$ )	
			хранение	
			горячее	холодное
285Д	0,64	3	8,8	9,3
285Д	0,64	17	8,3	8,7
285Д	0,72	3	8,1	9,2 (9,1)
285Д	0,72	17	8,0	9,0 (8,8)
300Д	0,64	3	8,3 (8,5)	9,3
300Д	0,64	17	8,2 (8,2)	9,1
300Д	0,72	3	7,8 (7,9)	9,2
300Д	0,72	17	8,3 (8,0)	9,3

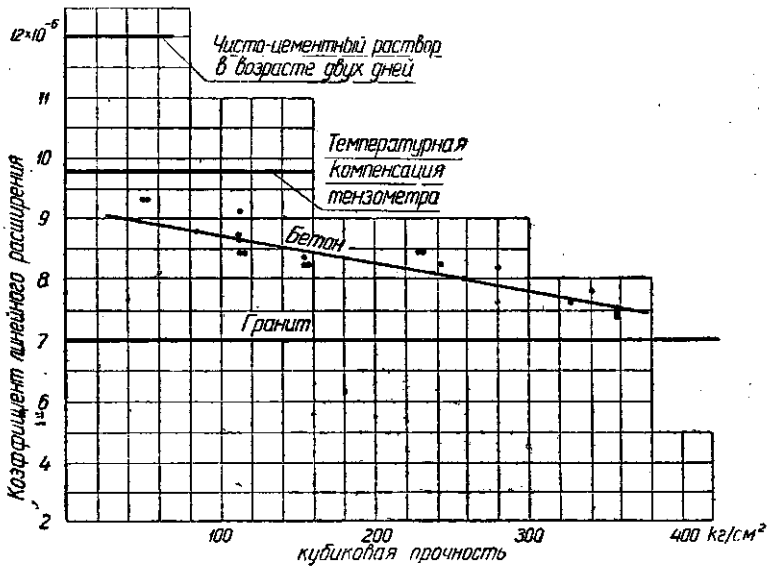


Влияние количества цемента в 1 м<sup>3</sup> бетона

$\frac{W}{C}$	Хранение	Возраст в днях	Коэффициент линейного расширения ( $\alpha \cdot 10^{-6}$ )	
			Количество цемента (в 1 м <sup>3</sup> бетона)	
			285	300
0,64	Горячее	3	8,8	8,3 (8,5)
0,64	"	17	8,3	8,2 (8,2)
0,64	Холодное	4	9,3	9,3
0,64	"	18	8,7	9,1
0,72	Горячее	3	8,1	7,8 (7,9)
0,72	"	17	8,0	8,3 (8,0)
0,72	Холодное	4	9,2 (9,1)	9,2
0,72	"	18	9,0 (8,8)	9,3

Примечание к табл. 1, 2, 3 и 4. Значения коэффициента линейного расширения, поставленные в скобках, получены параллельно по температурной ошибке тензодатчика, забетонированного в испытуемом образце.

Из таблиц ясно видно влияние возраста образца и режима его хранения на величину коэффициента линейного расширения. Что касается влияния водоцементного отношения и относительного содержания цемента, то изменение этих



Фиг. 8. Коэффициент линейного расширения бетона в функции от его кубиковой прочности. Бетон марки 300Д;  $\frac{W}{C} = 0,64$ . Хранение горячее. Возраст 17 дней.

факторов не сказывается заметным образом на величинах коэффициента  $\alpha$ . Средними цифрами для коэффициента  $\alpha$  бетона Днепровской плотины в возрасте до 20 дней следует считать: при холодном хранении  $\alpha = 9,0 \cdot 10^{-6}$ , при горячем хранении  $\alpha = 8 \cdot 10^{-6}$ .

Приведенные выше результаты наблюдений за цементными и гранитными призмами показывают, что коэффициент линейного расширения бетона лежит между значением  $\alpha$  для чистого цементного раствора и гранита, употреблявшегося для бетона в виде щебня:

Чистый цементный раствор (образец  $20 \times 20 \times 35$ ) .  $\alpha = 12,5 - 13 \cdot 10^{-6}$   
Гранит (образец  $20 \times 20 \times 35$ ):

Карьер у „Царской пристани“ . . . . .  $\alpha = 7,5 \cdot 10^{-6}$   
„ у скалы „Дурной“ . . . . .  $\alpha = 7,0 \cdot 10^{-6}$

В этом отношении показателен сводный график результатов определения коэффициентов линейного расширения всех образцов. Этот график (фиг. 8) дополнен величинами коэффициента  $\alpha$  для 9 образцов, отобранных из различных блоков плотины при ее бетонировке. По горизонтальной оси графика отложены цифры кубиковой прочности бетона, определявшейся на контрольных образцах, которые отбирались из одного замеса с основными образцами. Эти образцы хранились в одинаковых условиях с основными образцами и испытывались одновременно с ними.

Из графика видно, что коэффициент линейного расширения бетона с течением времени изменяется в сторону его приближения к нижнему пределу — коэффициенту  $\alpha$  для гранита.

В результате анализа графика (фиг. 8) можно прийти к выводу, что даже при равномерном изменении температуры неизбежно возникновение значительных местных напряжений по всему объему бетона. Это объясняется существенной разницей в величине коэффициента температурного расширения отдельных материалов, входящих в состав бетона.

Границы колебаний величины коэффициента  $\alpha$ , установленные исследованиями для Днепровской плотины, следует признать в общем незначительными; это позволяет без большой ошибки принять для всех участков плотины средние цифры  $\alpha = 8 - 8,5 \cdot 10^{-6}$ , полученные из опытов, описанных выше.

Инж. С. Г. ТАХТАМЫШЕВ

**ЛАБОРАТОРНЫЕ ОПЫТЫ ПО  
ОПРЕДЕЛЕНИЮ СОПРОТИВЛЕНИЯ  
МОЛОДОГО БЕТОНА ПОЯВЛЕНИЮ ТРЕЩИН**

## § 1. Цель исследования

Наблюдения за распределением температур и деформаций в плотине указывают на большие температурные напряжения, возникающие в блоках плотины, особенно в начальный период их жизни. Явление протекает следующим образом: экзотермические процессы, сопровождающие схватывание и твердение бетона, приводят к интенсивному разогреванию ядра. По наблюдениям на Днепровской плотине температура бетона начинала повышаться тотчас после укладки. После схватывания бетона температура продолжала подниматься и достигала через 1—3 дня величины, на 15—20° более высокой, чем температура укладки. Таким образом температура поднималась до +30, +40°, что представляет собой верхний предел наблюдавшихся температур.

Протекающий одновременно процесс охлаждения наружных слоев стремится вызвать сокращение их размеров, чему препятствует ядро массива, обладающее более высокой температурой. Таким образом возникают температурные напряжения в ядре массива и растяжение — в его наружных слоях.

Следует упомянуть еще об одном факторе, который дополняет приведенную выше картину начальных напряжений массива. Совершенно аналогично понижению температуры на напряженное состояние массива влияет высыхание наружных слоев. Это явление вызывает усадочные напряжения растяжения на поверхности, переходящие в сжатие в ядре массива.

В дальнейшем остановимся на рассмотрении влияния температур. Величины напряжений, возникающих по разобранной выше схеме, зависят от соотношения жесткостей сжимаемого ядра и растягиваемой наружной оболочки. При малой толщине охлажденного слоя поверхностные напряжения растяжения могут достигать величины:

$$\delta = E \cdot \varepsilon = E \cdot \alpha \cdot t,$$

где  $\alpha$  — коэффициент линейного расширения;

$t$  — величина изменения температур.

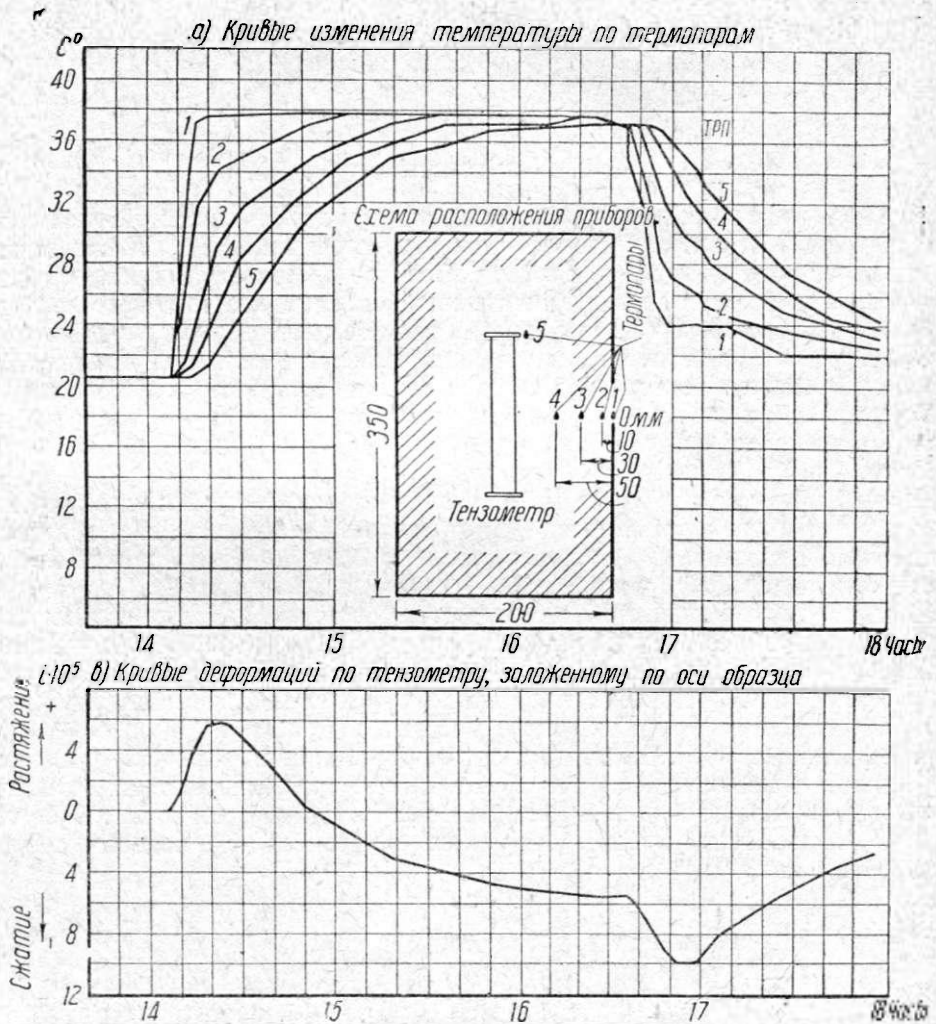
Если принять  $E = 200\,000 \text{ кг/см}^2$ ,  $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$ , то при разнице температур в 10° будем иметь напряжения растяжения  $\sigma = 20 \text{ кг/см}^2$ . При таком виде воздействия, естественно, возникает вопрос о прочности материала, о его пластичности и предельных величинах деформаций растяжения, которые он выносит без появления трещин. Эти вопросы можно осветить соответствующими лабораторными опытами.

Для приближения лабораторного исследования к характеру процесса в блоке опыты были поставлены на образцах, подвергаемых действию температурных напряжений. Напряжения создавались искусственно — изменением температуры окружающей среды с доведением их до величин, вызывающих появление трещин. Такая постановка опытов потребовала особых приемов оценки напряженного состояния образцов и определения момента появления трещин.

## § 2. Постановка исследования

### 1. Размеры и тип образцов

Наблюдения за образцами даже столь малых размеров, как призмы со сторонами  $20 \times 20$  см, показывают, что при резком изменении температуры окружающей среды в образце возникают значительные температурные напряжения. Это объясняется медленным распространением температуры вглубь по сечению образца.

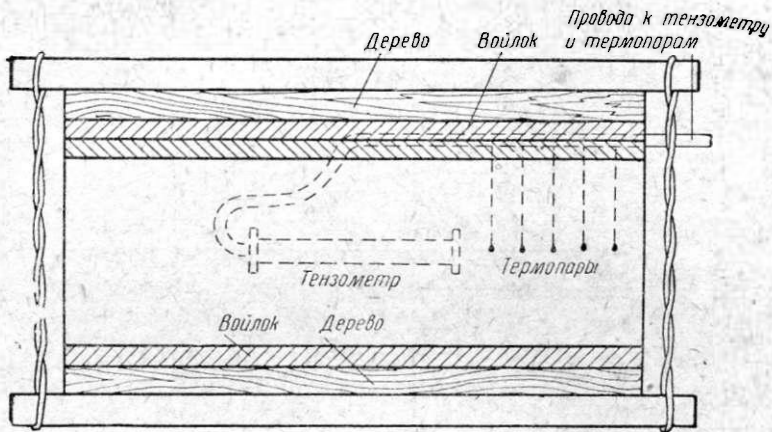


Фиг. 1. График изменения температур и деформаций в призме  $20 \times 20 \times 35$  см при погружении в горячую и холодную ванну.

Так например, образец размером  $20 \times 20 \times 35$  см (фиг. 1), с температурой  $+20^\circ$  при погружении в воду с температурой  $+38^\circ$  приобретает эту температуру по всему своему сечению лишь спустя примерно 2—3 часа. Помещенный в центре образца тензодатчик начинает обнаруживать деформацию тотчас же после начала нагревания, когда ядро еще сохраняет свою прежнюю температуру. Эта деформация происходит вследствие появившихся напряжений растяжения в ядре. Деформация возрастает до тех пор, пока не начнется нагревание ядра; затем

напряжения постепенно убывают и исчезают совсем после выравнивания температуры по сечению образца. Обратное, при внезапном охлаждении образца начинают возникать сжимающие напряжения в ядре (на фиг. 1 — в 16 ч. 35 м.). Наблюдающееся смещение нуля прибора при одинаковом изменении температуры бетона и прибора (например в рассматриваемом случае с 20 до 38°) происходит вследствие свободной температурной деформации бетона и прибора. Приведенные на фиг. 1 кривые наблюдаемых температур дают представление об изменении температур по сечению призмы с течением времени. Обращает на себя внимание большая величина измеренных деформаций ядра, которые достигают  $6 \cdot 10^{-5}$ , что соответствует напряжению примерно  $12 \text{ кг/см}^2$ . Напряжения на поверхности образца имеют знак, противоположный знаку напряжений ядра, и достигают значительных величин, чем напряжения в ядре.

Приведенный пример (фиг. 1) развития температурных напряжений иллюстрирует возможность имитировать температурные напряжения больших массивов на небольших образцах. Однако неравенство размеров блока и образца, а также необходимость вести лабораторный процесс нарастания напряжений в более быстром темпе, чем это имеет место в натуре, не позволяют отождествить образец



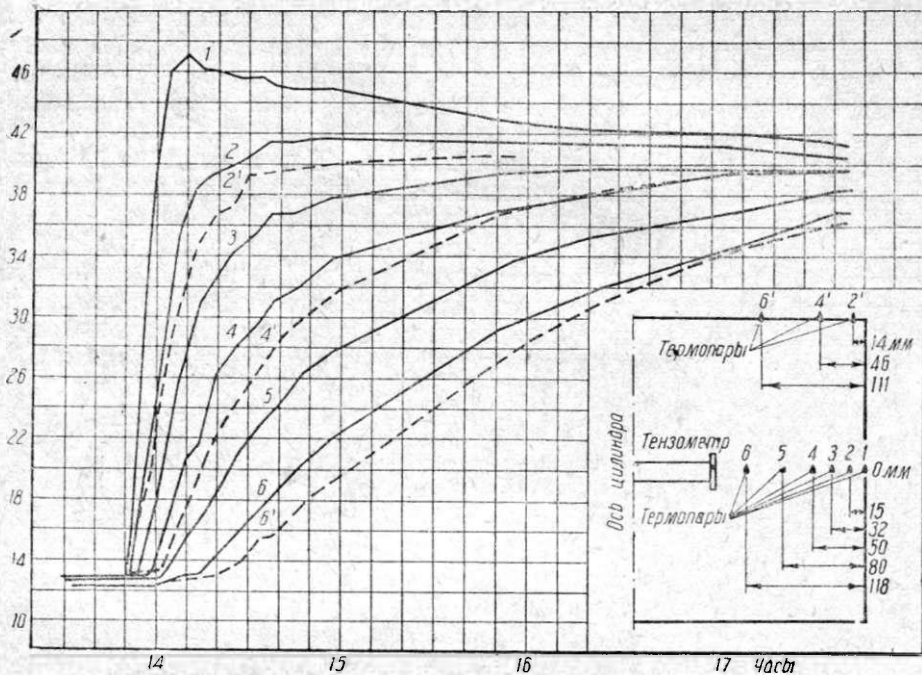
Фиг. 2. Схема устройства теплоизоляции образца и расположение приборов.

блоку в отношении напряженного состояния и пределов сопротивляемости. Поэтому при выборе формы образца нецелесообразно воспроизведение формы блока или плотины. Представляется более ценным постановка испытаний на образцах простой симметричной формы с возможно более простым напряженным состоянием.

В качестве такой простейшей формы был выбран образец в виде цилиндра, небольшой высоты в сравнении с диаметром и с теплоизолированными торцами (фиг. 2). Если теплоизоляция торцов настолько совершенна, что обеспечивает одинаковое распределение температуры во всех сечениях по высоте образца, то при малой толщине круглой пластинки напряженное состояние будет близким к обобщенному плоскому.

Практически толщина пластинки не может быть настолько мала, чтобы заведомо осуществлялась теоретическая схема. Поэтому были проведены предварительные опыты для определения минимальных допустимых соотношений диаметра и высоты цилиндра. Особое внимание было уделено теплоизоляции, к которой помимо теплозащитных свойств предъявлялось требование — не препятствовать деформациям торца, чтобы не нарушать характера напряженного состояния образца. Изоляция из войлока, примыкающего непосредственно к бетону, оказалась вполне пригодной для целей испытания. Такая теплоизоляция

надежна и удобна при пропуске через нее проводов к приборам, заложенным в образце. В наших опытах все провода выводились в одном торце, который изолировался двумя слоями войлока: нижний слой с разрезами для пропуска проводов,

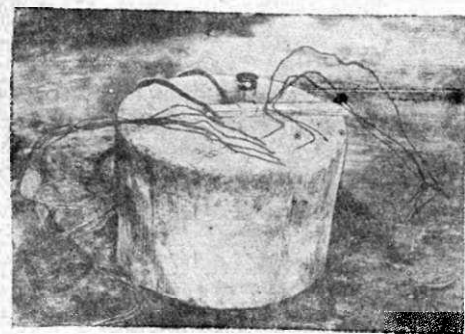


Фиг. 3. График изменения температуры в срединном и торцевом сечении образца с тепловой изоляцией.

верхний слой — цельный. Провода, проходя через разрезы нижнего слоя войлока, выводились дальше по самой изоляции, между двумя слоями войлока. С торца, свободного от вывода проводов, укладывался один слой войлока (фиг. 2).

Поверх войлока с обеих сторон укладывались деревянные днища на всю поверхность образца; эти днища связывались между собой в четырех местах гибкой крученой проволокой.

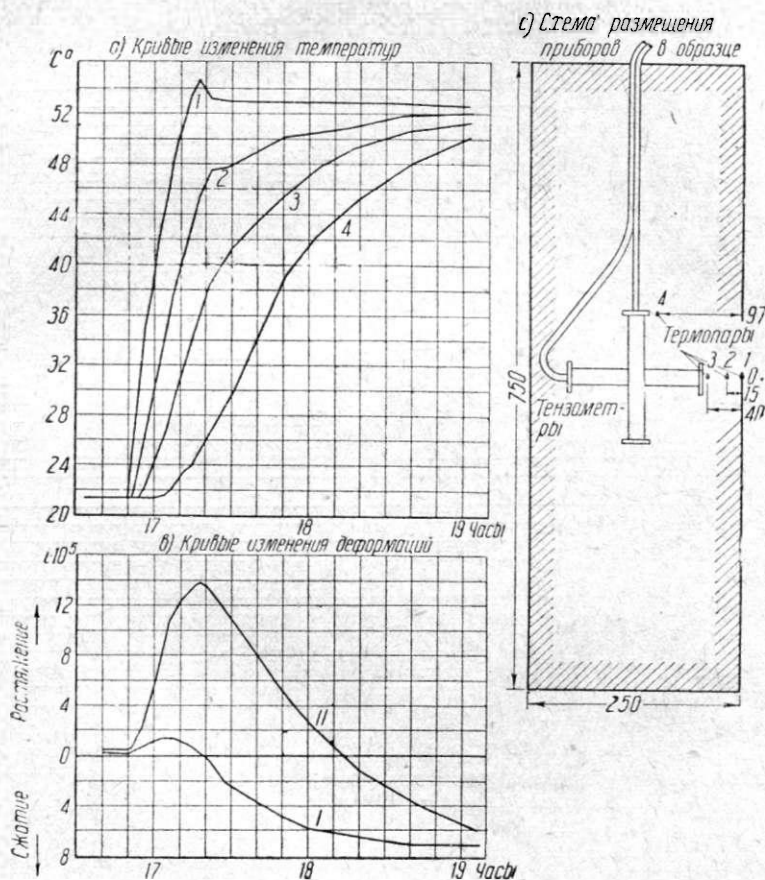
На графике (фиг. 3) виден тепловой эффект этой изоляции. Кривые, показанные сплошной линией, обозначают изменение температуры по среднему сечению, а показанные пунктиром — на поверхности торца под теплоизоляцией. Соответствующая установка термопар видна на фиг. 3 и 4. Из сравнения показаний средних и торцевых термопар видно, что на торцевой поверхности имеет место некоторое запаздывание распространения температур, не имеющее однако существенного значения для работы образца.



Фиг. 4. Установка термопар на поверхности образца для проверки изоляции.

Таким образом теплоизоляционный эффект этой конструкции достаточно удовлетворителен: изотермы очень близки по форме к цилиндрическим поверхностям. Во все время испытаний с этим типом изоляции, принятом для всех образцов, не было ни одного случая неудовлетворительной его работы.

Были проведены специальные опыты для выявления допустимой толщины пластинки, при которой не нарушается характер обобщенного плоского напряженного состояния образца. Для этих опытов были изготовлены образцы с различными соотношениями высот и диаметров цилиндров. На фиг. 5—6 приведены результаты испытаний для двух случаев: случай 1 — высокий цилиндр с соотношением высоты к диаметру, равным  $\frac{h}{d} = 3$  (высота  $h = 75$  см, диаметр  $d = 25$  см), и случай 2 — низкий цилиндр с соотношением высоты к диаметру, равным  $\frac{h}{d} = \frac{2}{3}$  (высота  $h = 30$  см, диаметр  $h = 45$  см).



Фиг. 5. График изменения температур и деформаций в ядре цилиндра размерами  $h = 75$  см и  $d = 25$  см.

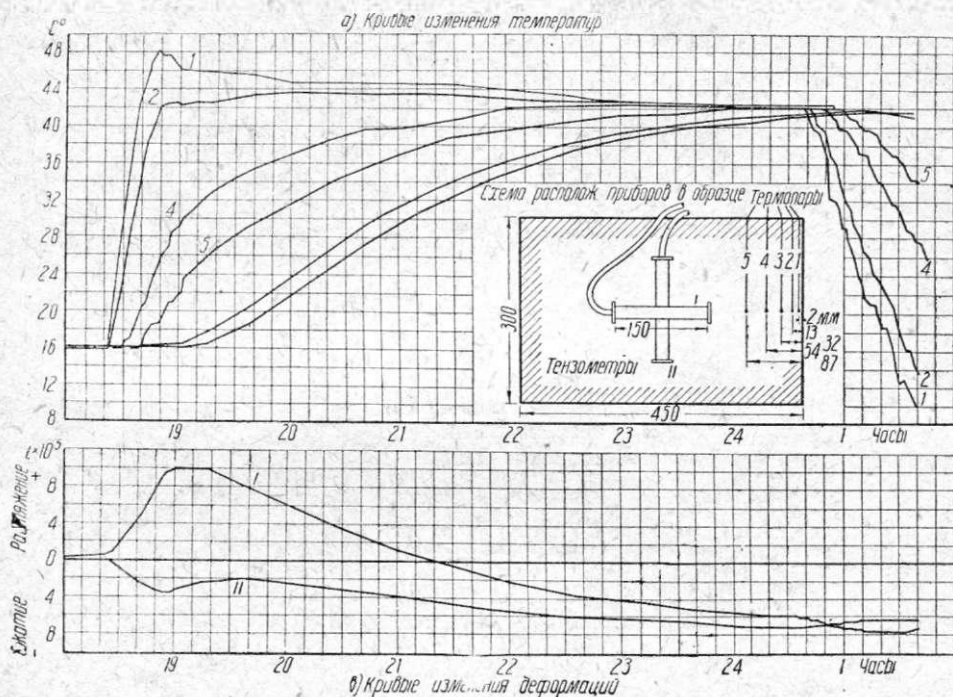
В обоих случаях деформации, возникавшие под влиянием изменения температуры среды, измерялись одновременно по оси цилиндра и в перпендикулярной плоскости телетензомерами, располагавшимися внутри образцов. Изменение температуры с изменением времени в разных точках образца видно из кривых наблюдаемых температур. Кривые изменения деформаций с изменением времени приведены ниже соответствующих температурных кривых<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Для оценки деформаций ядра, возникающих под влиянием температурных напряжений, следует рассматривать только ту часть кривой, когда изменение температуры не дошло до тензомера. Показание тензомера при изменяющейся температуре прибора включает температурную ошибку; избавиться от этой ошибки трудно ввиду неравномерности и неопределенности изменения температуры различных деталей прибора.



Сравнение этих двух случаев дает возможность оценить влияние высоты образца. В первом случае (высокий образец) при повышении температуры наблюдаем всестороннее растяжение ядра. Во втором случае (низкий образец) получается растяжение лишь в радиальном направлении, которое в направлении оси цилиндра вызывает деформацию сжатия. При охлаждении тех же образцов наблюдаются те же явления, но с обратными знаками деформаций.

О наличии напряжений в низком цилиндре, направленных параллельно его оси, и о степени их влияния на деформации можно судить по сравнению величин коэффициента Пуассона, вычисленных двумя путями: 1) на основании показаний тензометров для случая охлаждения, когда в ядре низкого образца возникали сжатие — в радиальном направлении и растяжение — по оси цилиндра, и 2) на



Фиг. 6. График изменения температур и деформаций в ядре цилиндра размерами  $h = 30$  см,  $d = 45$  см.

основании специальных опытов, производившихся с бетоном этого же состава<sup>1</sup>. Коэффициент Пуассона, вычисленный по первому способу, получается равным  $\nu = 0,14$ . Величина того же коэффициента, вычисленная на основании упомянутых специальных опытов, составляет  $\nu = 0,16$ . Почти полное совпадение  $\nu$  говорит о незначительности нормальных напряжений  $\sigma$  вдоль оси образца. Таким образом даже для цилиндра высотой  $h = 30$  см и диаметром  $d = 45$  см можно считать, что в образце имеет место обобщенное плоское напряженное состояние. Поэтому при окончательном выборе высоты и диаметра образца с точки зрения сохранения принятой схемы работы представляются довольно широкие пределы и остается возможность для осуществления ряда других требований. Последние зависят от крупности инертных, примененного состава бетона и связанной с этим величиной базы тензометра, а также и практических удобств изготовления и испытания образцов, о чем будет сказано ниже.

<sup>1</sup> См. статью инж. А. Н. Адамовича «Механические свойства бетона Днепровской плотины».

## 2. Методы определения критических деформаций

Обращаясь к рассмотрению теоретической схемы распределения напряжений, следует отметить, что эта схема основывается на ряде предположений и допущений, а потому не может применяться для определения действительных величин напряжений и деформаций при опытах. Поэтому в дальнейшем изложении приводится только приближенная оценка величин напряжений, освещающая характер их распределения. Для случая охлаждения образца в момент, когда изменение температуры дошло до его центра, эпюры распределения напряжений имеют вид, показанный на фиг. 7. Эти эпюры построены на основании следующих предположений: 1) закон распределения температуры по сечению образца принят по квадратной параболе (что примерно совпадает с опытными данными), 2) модули упругости бетона при сжатии и растяжении постоянны и равны между собой и 3) коэффициент Пуассона принят равным нулю. Напряжения вычислены при

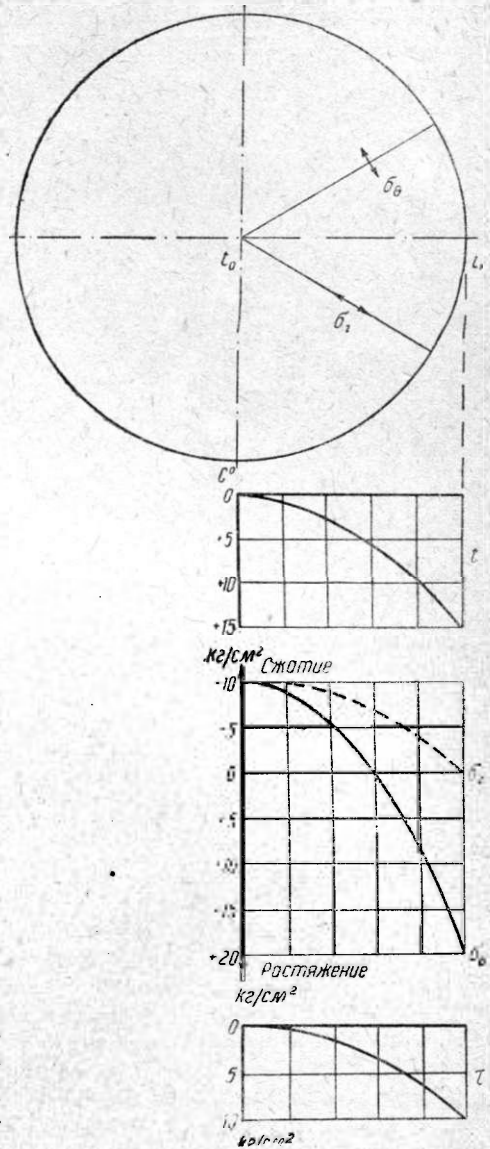
$$E = 200\,000 \text{ кг/см}^2;$$

$$\alpha = 1 \cdot 10^{-5}; \quad t_0 - t_1 = 15^\circ.$$

На чертеже через  $\sigma_r$  обозначены нормальные напряжения, направленные перпендикулярно радиусу, и через  $\sigma_t$  — нормальные напряжения направления, совпадающего с радиусом. Касательные напряжения в этих двух направлениях отсутствуют, так как по симметрии — это главные направления. Наибольшие касательные напряжения в площадках под углом  $45^\circ$  к радиусу обозначены на фиг. 7 через  $\tau$ . Наибольшими являются растягивающие напряжения на поверхности образца, что предопределяет его разрушение от радиальной трещины, образующейся с поверхности.

При описанной выше схеме распределения напряжений в момент образования трещины нарушается равновесие внутренних сил, так как растягивающее усилие в наружном кольце падает, что для восстановления равновесия неизбежно должно вызвать уменьшение сжимающих напряжений в ядре.

Для установления момента появления трещин и определения величины критической деформации применена следующая схема измерений. В центре образца закладывается тензодатчик, измеряющий деформации на некотором участке в радиальном направлении (фиг. 8). Вдоль по радиусу достаточно часто располагаются термопары, определяющие распределение температур по сечению образца. Если наблюдать за тензодатчиком до тех пор, пока понижение температуры



Фиг. 7. Теоретические кривые распределения температур и напряжений в цилиндрическом образце в случае охлаждения.

не коснется корпуса прибора, его показания будут регистрировать деформацию, вызванную двусторонними (в одной плоскости) напряжениями сжатия.

Обозначим через  $\sigma_r$  напряжения в направлении радиуса, через  $\sigma_\theta$  — напряжения в направлении, перпендикулярном радиусу, через  $\nu$  — коэффициент Пуассона, через  $i$  — деформацию, наблюдаемую по прибору, через  $t$  — изменения температуры по радиусу и через  $\alpha$  — коэффициент линейного расширения бетона. Тогда для зоны неизменной температуры будем иметь:

$$\sigma_\theta = \sigma_r = E i \frac{1}{1-\nu}. \quad (1)$$

Эпюра  $\sigma_r$  имеет вид, показанный на фиг. 8, б; на фиг. 8 также приведены эпюры, составляющие эпюру упругих деформаций  $\varepsilon = \frac{\sigma_\theta}{E}$  (фиг. 8, е) и имеющую выражение:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_\theta}{E} = i - (\alpha t - \nu \frac{\sigma_r}{E}). \quad (2)$$

Как видно из формулы (2), определение  $\sigma_\theta$  зависит от измеренных деформаций ядра образца  $i$ , распределения температуры по сечению, а также опытных величин коэффициентов  $\alpha$  и  $\nu$ .

Эпюра  $\varepsilon$  (фиг. 8, е) имеет две площади разных знаков. Обозначим площадь одной части, прилегающей к центру образца, через  $\omega_\kappa$ , а другой части — через  $\omega_\kappa$ . При охлаждении образца снаружи  $\omega_\kappa$  — отрицательна (сжатие),  $\omega_\kappa$  — положительна (растяжение).

Из условия равновесия имеет место равенство:

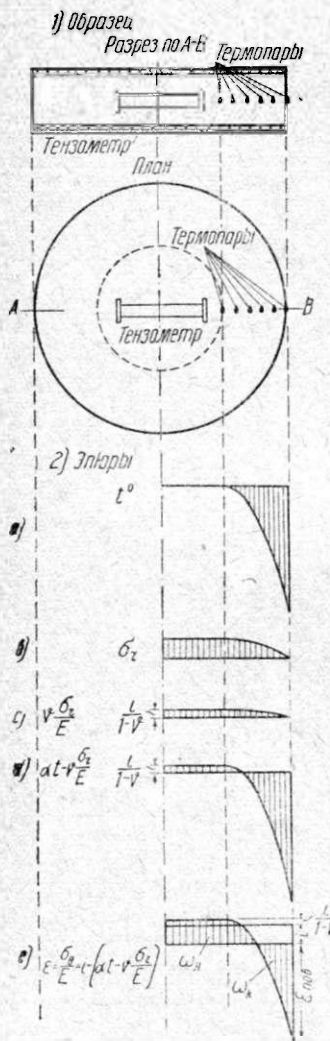
$$\omega_\kappa \cdot E_c = \omega_\kappa \cdot E_p, \quad (3)$$

где через  $E_c$  и  $E_p$  обозначено среднее значение модулей упругости бетона по всей сжатой или растянутой зоне.

Отсюда  $\omega_\kappa$  равно:

$$\omega_\kappa = \omega_\kappa \cdot \frac{E_p}{E_c}. \quad (3')$$

Изменение  $\omega_\kappa$  по времени является объективным показателем появления трещины. При возрастании  $\omega_\kappa$  до появления трещины должно иметь место и возрастание  $\omega_\kappa$ . Даже большое развитие пластических деформаций в растянутом слое, сказывающееся на уменьшении величины среднего модуля упругости в зоне растяжения  $E_p$ , может повлиять только на замедление роста величины  $\omega_\kappa$ . Это происходит вследствие того, что растянутая зона продолжает увеличиваться за счет вступления в работу новых, внутренних, малонапряженных слоев; поэтому даже при наступлении полной пластичности в наиболее деформированной части (с поверхности) и вследствие этого при остановлении роста усилия в этой части общая величина усилия растяжения  $\omega_\kappa E_p$  продолжает увеличиваться. Величина  $E_c$  при этом процессе также не может повлиять на уменьшение  $\omega_\kappa$ , так как с увеличением напряжения можно ожидать лишь уменьшения  $E_c$  и следовательно возрастания величины всей правой части равенства (3').



Фиг. 8. Схема измерения деформаций и температур.

Таким образом только при появлении трещины могут иметь место остановка роста и уменьшение величины  $\omega_a$ .

Заранее можно предвидеть, что при появлении трещины изменение характера кривой  $\omega_a$  должно проявиться в виде излома и скачка с последующим уменьшением величины  $\omega_a$ . Это следует из того, что: 1) трещина исключает из работы наиболее напряженные слои и 2) образование трещины не может происходить плавно ввиду неоднородности материала, что также способствует резкости эффекта.

Таким образом идея метода определения момента появления трещины сводится к тому, что ядро образца с помещенным в нем тензометром служит своего рода динамометром, позволяющим следить за относительным изменением усилия растянутой зоны и отмечать момент образования трещины.

Для проверки высказанных выше соображений и выработки техники определения момента появления трещины был произведен ряд предварительных испытаний образцов. При этом контролем появления трещины служил наружный осмотр, производившийся при помощи лупы с восьмикратным увеличением. Осмотр, производившийся до и после испытания образца, позволял с большой степенью достоверности определять наличие или отсутствие трещин.

За время испытаний нескольких десятков образцов не было зарегистрировано случая образования в образце более одной трещины. Раскрытие трещин при разностях температур около  $20^\circ$  обычно имело порядок десятых долей миллиметра. Некоторые трещины были вполне различимы невооруженным глазом. Направление трещин — исключительно радиальное по всей толщине пластинки, с наибольшим раскрытием на периферии и постепенным уменьшением вглубь до полного исчезновения; глубина распространения к центру образца достигала  $\frac{1}{3}$  радиуса.

Интересно сопоставить эти данные наблюдений с подсчетом полной величины свободной (от напряжений) деформации, накапливающейся по всей длине окружности образца на его поверхности. Диаметр образцов, о которых идет речь, составлял 450 мм, и следовательно длина его окружности была равна около 1 400 мм. Свободное температурное укорочение длины окружности образца при падении температуры на  $20^\circ$  и при коэффициенте линейного расширения  $\alpha = 0,8 \cdot 10^{-5}$  составит  $\Delta = 0,20-0,25$  мм, т. е. величину того же порядка, что и наблюдавшаяся при раскрытии трещин.

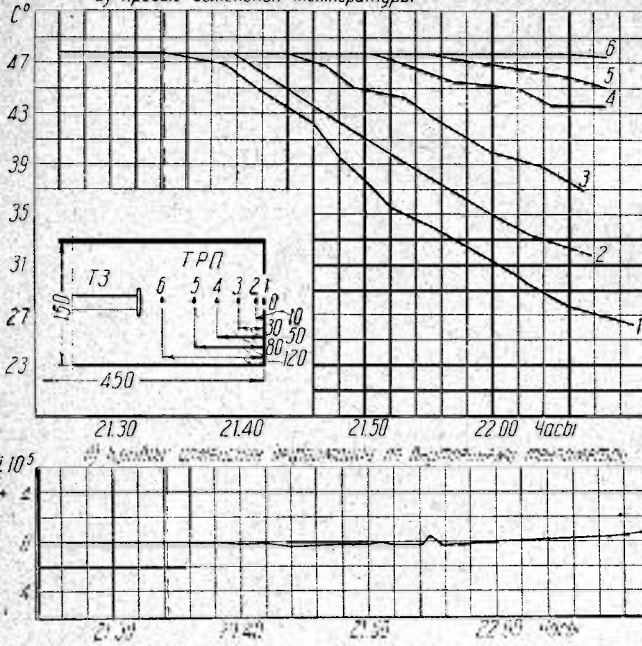
Таковы данные непосредственных наблюдений за характером разрушения образцов при воздействии температурных напряжений; эти данные вполне подтверждают теоретические предположения.

Появление трещины и дальнейший ее рост оказывают влияние на показания приборов; результаты этих наблюдений дают следующее. При трещине, распространяющейся по всей растянутой зоне, наблюдается полное отсутствие сжимающих напряжений в ядре, причем взаимная ориентация трещины и прибора не играет роли. Иллюстрацией этого положения служат приведенные на фиг. 9 и 11 результаты испытаний двух образцов и соответствующие фотографии их разрушения (фиг. 10 и 12). В обоих случаях вследствие слабой сопротивляемости бетона имели место образование и рост трещин под влиянием незначительных деформаций растяжения.

На фиг. 9 и 11 также приведены деформации, зарегистрированные внутренними тензометрами с полным отсутствием сжатия и даже некоторой тенденцией к растяжению. В первом случае, приведенном на фиг. 9 и 10, трещина имела направление, совпадающее с продольной осью прибора (направление измерения деформации). Во втором случае, приведенном на фиг. 11 и 12, направления трещины и оси прибора составляли между собою угол около  $60^\circ$ . Глубина распространения трещины достигала 50 мм в первом случае и 60 мм — во втором при радиусе образца 25 мм.

<sup>1</sup> См. в этом же сборнике статью инж. С. Г. Тахтамышева, Лабораторные опыты по определению коэффициента температурного расширения бетона.

а) Кривые изменения температуры

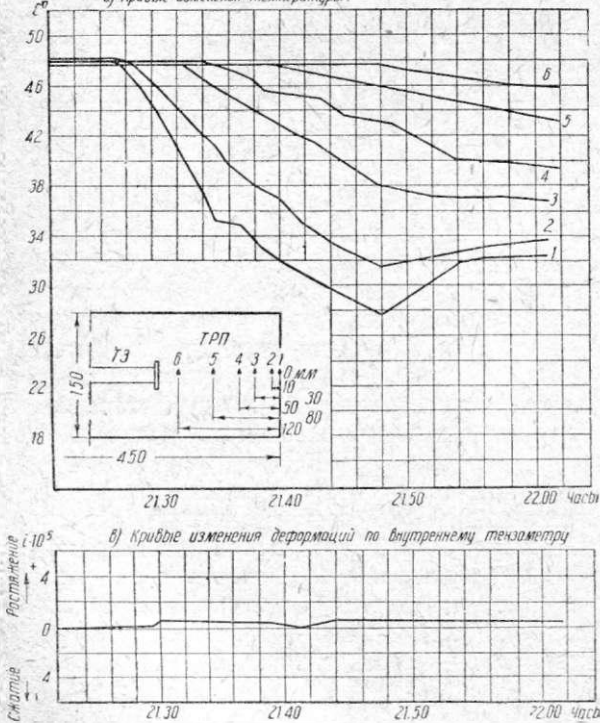


Фиг. 9. Влияние глубокой трещины на показания внутреннего тензометра. Трещина по направлению оси прибора.

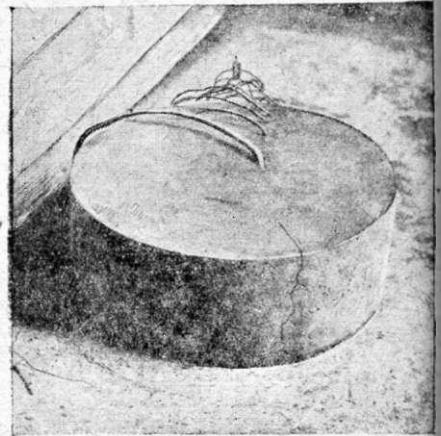


Фиг. 10. Внешний вид образца с трещиной по направлению оси прибора.

а) Кривые изменения температуры

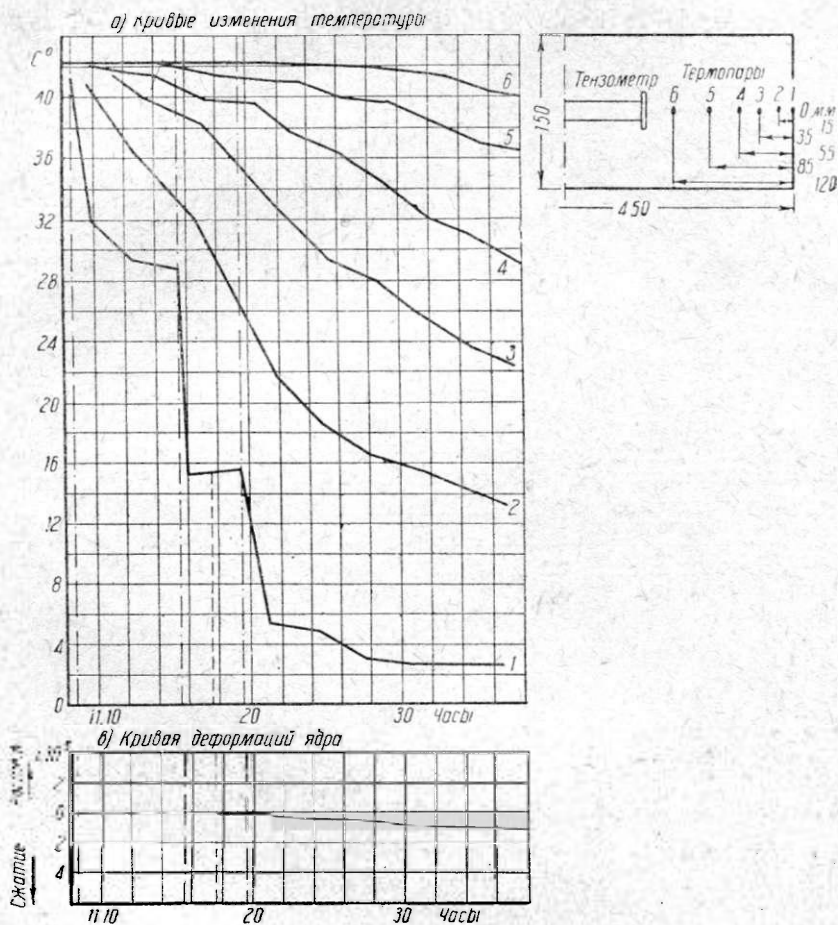


Фиг. 11. Влияние трещины на показания внутреннего тензометра. Направления трещины и прибора составляют угол около  $60^\circ$ .



Фиг. 12. Внешний вид образца с трещиной, составляющей угол около  $60^\circ$  с осью прибора.

Показательны в этом отношении испытания образцов с трещиной, заведомо имевшейся до испытания. На фиг. 13 приведен график вторичного испытания образца, который в результате предшествовавшего испытания имел неглубокую (до 20 мм) радиальную трещину. Несмотря на большое изменение температуры наружных слоев, некоторое время не наблюдалось никаких деформаций ядра. Наружное кольцо разорвано, и сокращение его длины совершается за счет расхождения трещины. Только при дальнейшем течении опыта температурные деформации более глубоких слоев образца, не пораженных трещиной, вызывают появление сжимающих напряжений внутри образца. Интересно отметить де-



Фиг. 13. Влияние поверхностной трещины на деформации ядра.

таль, установленную при проведении опытов и подчеркивающую непричастность наружных слоев образца, пораженных трещиной, к возникновению сжимающих напряжений ядра. Как видно по показаниям термометры (фиг. 13), температура поверхностного слоя бетона оставалась неизменной во время появления сжимающих напряжений в ядре и при их последующем росте.

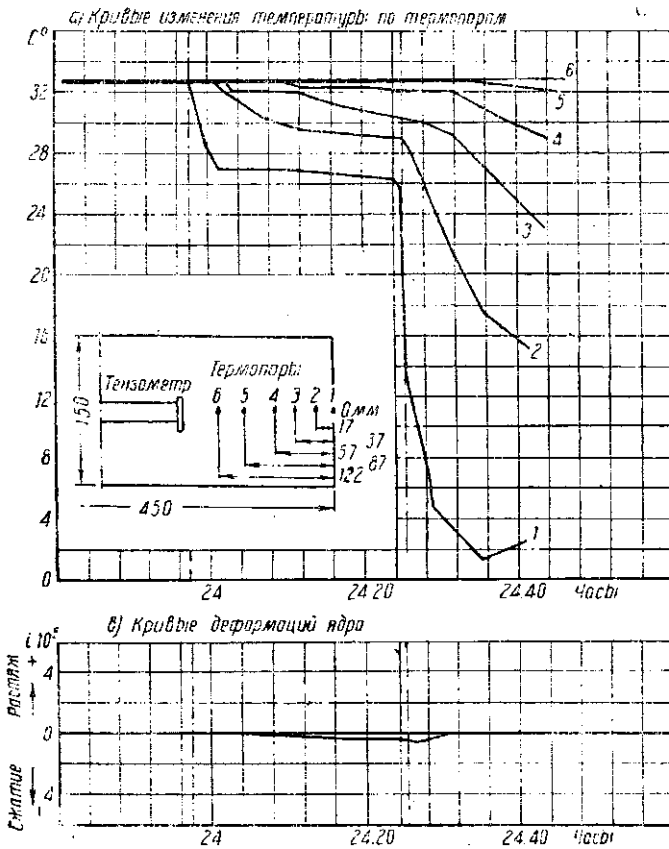
Иногда наблюдались случаи настолько резкого проявления трещины, что это легко обнаруживалось непосредственно по кривой показаний тензометра. Пример такого образования трещины дан на фиг. 14. Первоначально было отмечено возрастающее сжатие ядра; при образовании трещины тензометр дает резкий сброс. По окончании испытания наружным осмотром была обнаружена трещина под

углом примерно в  $30^\circ$  к направлению оси тензомера с глубиной распространения около 20 мм. Характерно, что при этом в некоторых аналогичных случаях наблюдалось звучание струны тензомера, возбужденной механическими толчками от резкого образования трещины.

Случаи образования трещины в начале охлаждения или быстрого появления трещины впоследствии являются довольно редкими. В большинстве случаев образование трещины происходит постепенно и не на всю величину растянутой зоны, поэтому сжимающие напряжения в ядре не исчезают и даже более или менее

плавно нарастают. Обычно момент образования трещины характеризуется изменением интенсивности показаний сжатия по показаниям внутреннего тензомера; однако излом направления кривой на графике настолько мал, что судить непосредственно по показаниям тензомера о моменте образования трещины затруднительно. Этот критерий не является необходимым, так как имеется совершенно бесспорный показатель роста усилия по всей растянутой зоне, о чем было сказано ранее.

Примером такого обычного образования трещины могут служить (фиг. 15) результаты испытания одного из образцов. После испытания в этом образце была обнаружена трещина глубиной около 20 мм. Приrost деформаций сжатия  $\epsilon$  во все время испытания имеет плавный характер, первоначально интенсивный, а затем несколько замедленный. Построенные в соответствии с из-

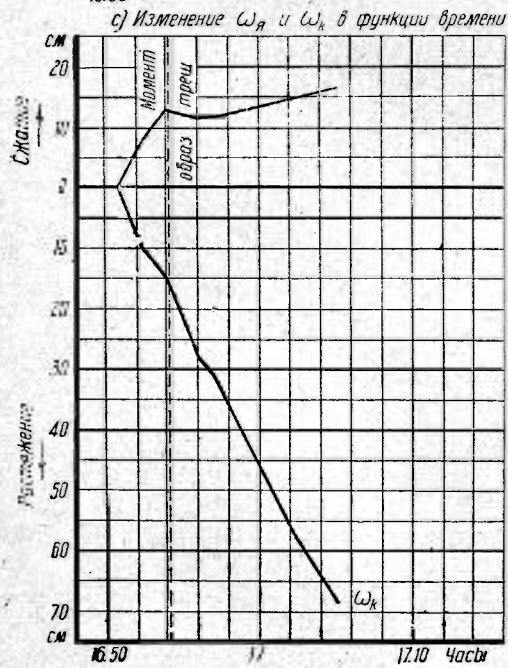
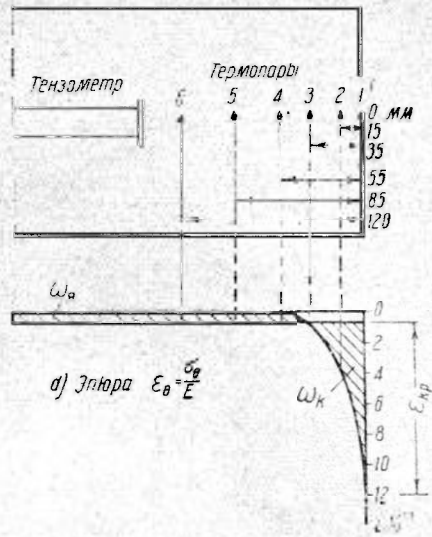
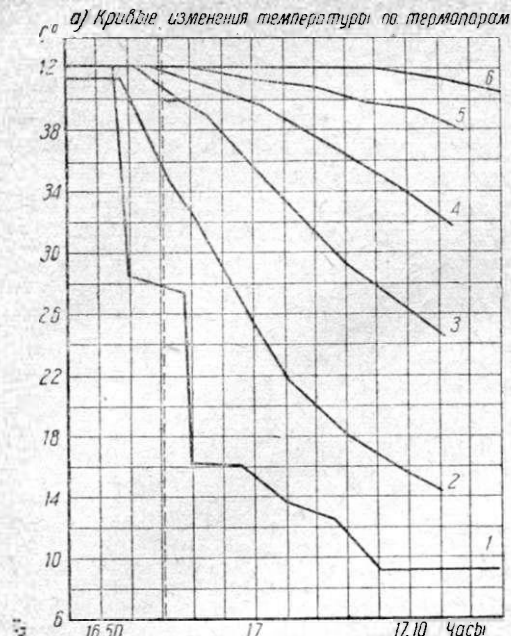


Фиг. 14. Влияние резкого образования трещины на деформации ядра.

ложенной выше теорией для ряда последовательных моментов времени сжатые ( $\omega_я$ ) и растянутые ( $\omega_к$ ) части эшоры деформаций дают в функции времени кривые (фиг. 15, в). Кривая величин  $\omega_я$ , являющаяся относительным измерителем усилия в растянутом кольце, в некоторый момент дает излом с уменьшением величины  $\omega_я$ . Этот момент и есть момент образования трещины.

Кроме времени появления трещины измерения дают возможность определять величину деформации на поверхности ( $\epsilon$ ) во все время испытания, а следовательно и их критическое значение, вызвавшее появление трещины. Кривая, приведенная на фиг. 15, в, дает взаимную зависимость роста величин  $\omega_я$  и  $\omega_к$ . Эта же кривая позволяет определять соотношение средних модулей упругости растяжения и сжатия, пользуясь равенством, вытекающим из условия равновесия:

$$\omega_я E_c = \omega_к E_p,$$



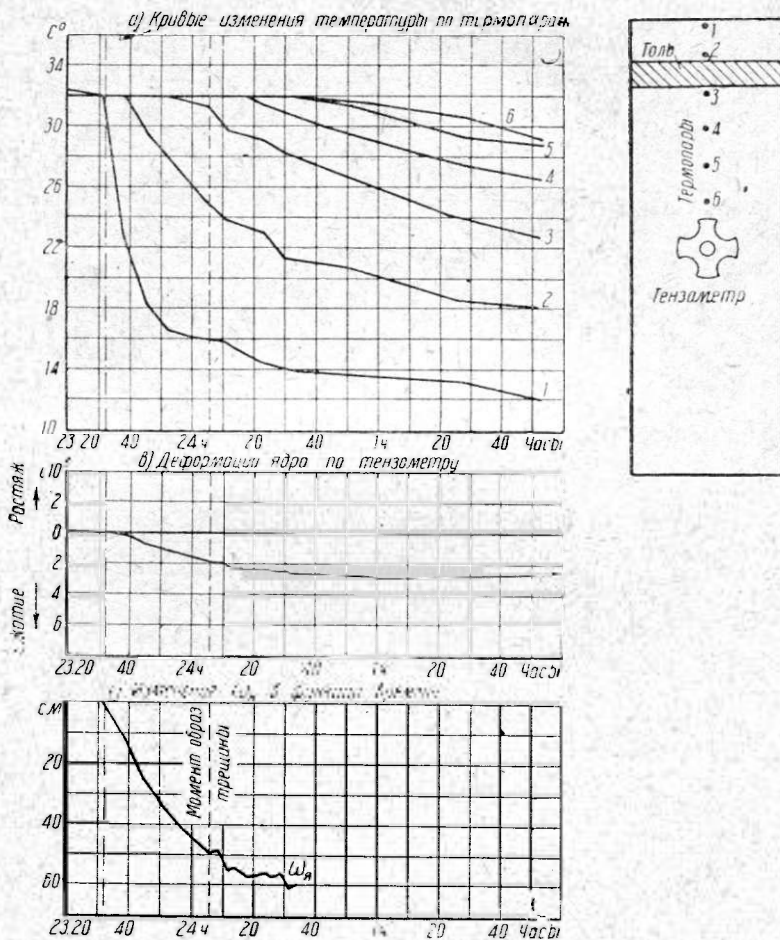
Фиг. 15. Результаты типового испытания образца сопротивлению появлению трещин.



откуда

$$\frac{E_p}{E_c} = \frac{\omega_y}{\omega_x}$$

Представляет интерес сопоставление этого объективного метода определения момента появления трещины с данными наружного осмотра, проводившегося одновременно с ходом испытания. Для этого был поставлен специальный опыт. В образце диаметром 60 см и высотой 20 см растянутая зона была предварительно ослаблена узкой полоской толя. Последняя была установлена радиально по всей



Фиг. 16 Результаты испытаний образца с толевой прокладкой в растянутой зоне.

высоте цилиндра протяжением по радиусу 5 см и на расстоянии 5 см от поверхности с тем, чтобы сделать определенным место образования трещины. Над этим местом в изоляции сверху был сделан небольшой вырез, в котором во время наблюдений за образованием трещины помещалась лупа с восьмикратным увеличением. В промежутках между осмотрами вырез плотно закрывался войлоком. Образец был помещен в воду, изменением температуры которой осуществлялись температурные напряжения. Для возможности наблюдений в лупу уровень воды не превышал верхней торцевой плоскости образца, на которой производились наблюдения.

Наблюдения, производившиеся периодически, обнаружили в 24 ч. 11 м. трещину, доходящую до толевой прокладки. Предыдущее наблюдение, не обнаружившее трещины, было в 24 ч. 05 м. Объективный метод зарегистрировал образование трещины в 24 ч. 07 м. На фиг. 16 приведены данные непосредственных измерений при испытании этого образца. На фиг. 16, *a* даны температурные кривые по времени для разных точек сечения, на фиг. 16, *b* — кривая наблюдаемых относительных деформаций сжатия по тензометру и накопец на фиг. 16, *c* — изменения полного усилия, сжимающего ядро (точнее, полное усилие, деленное на модуль упругости). Место излома этой кривой показывает момент образования трещины, отмеченный на чертеже жирным пунктиром.

Закапчивая на этом обзор первой серии испытаний, посвященных выработке методики определения критических деформаций при растяжении, следует отметить, что наблюдения за образцами позволили убедиться в соответствии их работы с теоретическими предположениями и показали пригодность примененного метода.

### § 3. Основные испытания и их результаты

#### 1. Изготовление образцов

Все образцы изготовлялись из тех же материалов, которые применялись для бетона плотины. Состав бетона в точности соответствовал составу, принятому при бетонировке плотины в зимнее время<sup>1</sup>, т. е. применялся бетон марки 300Д.

Результаты предварительных исследований (§ 2) показали, что форма образца может изменяться в довольно широких пределах при выборе окончательных размеров образца. При назначении последних приходилось учитывать желательность возможно большего увеличения размеров для обеспечения против случайных влияний крупных щебенков, могущих дать пестроту результатов испытаний. Приходилось также считаться с практическими возможностями изготовления, хранения и испытания образцов. Наиболее узким местом в этом отношении являлась предельная кубатура замеса, которая допускала изготовление из одного замеса не больше трех основных образцов, не считая контрольных кубов.

Имевшийся опыт работы с тензометром при базе 20 см, применявшимся для этого бетона (с щебенкой крупностью 90 мм), позволил без риска пойти на уменьшение базы до 15 см.

Наименьший размер образца — его толщина (высота цилиндра) — был принят в 15 см. Диаметр образца по условиям испытания было удобно принять не меньше тройной базы прибора, т. е. 45 см. Эти минимальные размеры —  $d = 45$  см и  $h = 15$  см — были приняты для всей основной серии испытаний. Довольно четкая концентрация точек по возрастам на сводном графике результатов испытаний (фиг. 22) подтверждает рациональность принятых размеров.

Чтобы исключить влияние колебаний качества бетона различных замесов, были приняты меры к обеспечению однородности материала<sup>2</sup>, а также одинаковых условий его изготовления и хранения. При этом основным контролем эффективности всех мероприятий служили контрольные кубы размером  $30 \times 30 \times 30$  см, отбиравшиеся по 2 шт. из каждого замеса; эти кубы хранились вместе с основными образцами.

Таким образом из одного замеса изготовлялась партия, состоящая из трех цилиндров размером  $45 \times 15$  см и двух кубов  $30 \times 30 \times 30$  см, что составляло общую кубатуру 126 л. Увеличение этой кубатуры было невозможно вследствие имевшихся условий изготовления бетона.

<sup>1</sup> См. в этом же сборнике статью инж. А. Н. Адамовича «Механические свойства бетона Днепровской плотины».

<sup>2</sup> Предварительная ссыпка в отдельном ларе перемешанного цемента, а также инертных на все замесы.

Формы для цилиндров были применены металлические, разборные, из двух частей, скрепляющихся болтами. Перед бетонировкой в формах устанавливались приборы, удерживаемые в требуемом положении туго натянутыми тонкими и прочными нитями (фиг. 17), закрепленными на форме, что обеспечивало неизменное расположение приборов при бетонировке и позволяло точно знать действительное расположение приборов в образце.

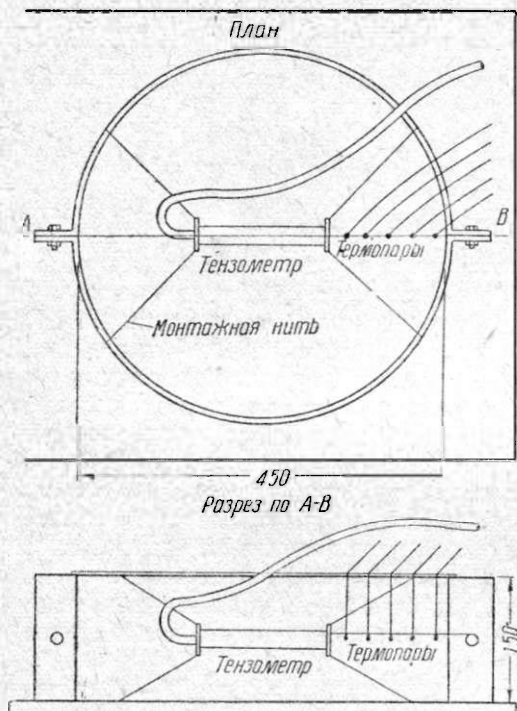
В каждом образце в центре помещался тензометр с базой 15 см, а по радиусу через известные промежутки — 5 шт. термопар. Крайняя от поверхности термопара располагалась на расстоянии 10 мм от нее, чтобы не ослаблять искусственно поверхностный слой. Опыт показал целесообразность такого расположения, так

как разрушения происходили в различных местах безотносительно к месту размещения термопар.

Для наименьшего возмущения теплового режима вследствие присутствия приборов термопары выводились из образца строго по вертикали. Таким образом на протяжении 7,5 см провода шли в зоне измеряемой температуры. Это служит достаточной гарантией против передачи тепловых потоков через провода от соседних слоев или окружающей среды к месту спая<sup>1</sup>.

Для измерения температуры поверхности бетона применялись термопары специального устройства. Методика установки была выработана на особых опытах, в которых эталонная температура поверхности бетона определялась весьма точно путем экстраполяции показаний забетонированных в образце термопар. Последние располагались достаточно часто и близко к поверхности бетона.

При бетонировке особое внимание уделялось идентичности трамбования для всех образцов. Заполнение форм бетоном осуществлялось в три слоя,



Фиг. 17. Схема монтажа приборов в форме перед бетонировкой.

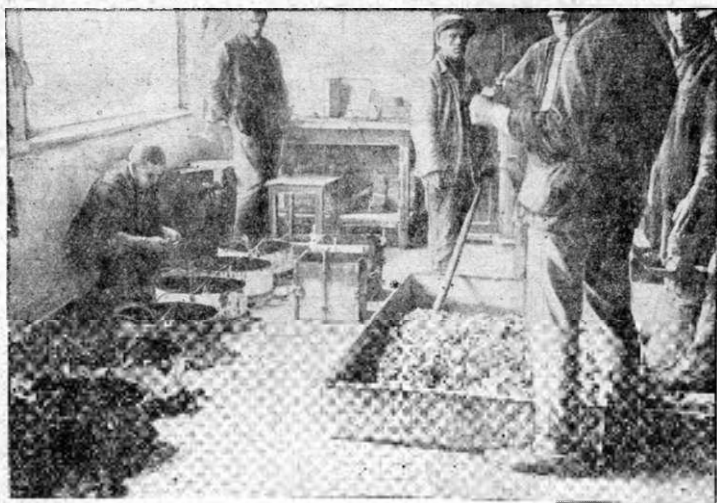
причем каждый слой утрамбовывался легкими вибрирующими движениями руки. По заполнении формы бетоном последний дважды шпуровался тонкой и узкой металлической полоской по стенкам формы. Формы для кубов были металлические разборные — стандартного типа, применявшегося механической лабораторией Днепростроя.

На фиг. 18 и 19 засняты моменты приготовления бетона и заполнения форм.

Хранение образцов осуществлялось в воде для безусловного исключения влияния усушки на появление напряжений. При проведении предварительных опытов с первой серией образцов (§ 2) было замечено, что образцы, показавшие пониженную прочность, а иногда даже имевшие трещину до испытания, принадлежали преимущественно к образцам длительного (5—7 дней) воздушного хранения. Это обстоятельство заставляло отнестись особенно внимательно к назначению условий хранения образцов. Строго осуществлявшийся режим для всех образцов был следующий. В течение первых 24 час. после заполнения форм об-

<sup>1</sup> Кноблаух и Генки, Измерения температур в технике.

разцы оставались в помещении для их бетонирования, имея сверху войлочное покрытие. По истечении этого срока образцы распалубивались, переносились в помещение хранения образцов и там хранились до начала испытания в специальных баках, наполненных водой.



Фиг. 18. Приготовление бетона. Слева формы для образцов.

В течение первых суток по изготовлении для некоторых партий были проведены круглосуточные наблюдения по установленным в них приборам для выяснения влияния на бетон режима хранения в помещении для изготовления образцов.

Типичные результаты этих наблюдений приведены на фиг. 20. Наблюдения по термопарам показывают, что температура бетона к моменту начала наблюдений (в 19,00 час.) не изменилась в сравнении с температурой замеса. По истечении 8 час. после замеса термопары образца показывали интенсивное его нагревание. Это нагревание наблюдалось в течение около 3 час., после чего имел место дальнейший, но значительно меньший подъем температуры.

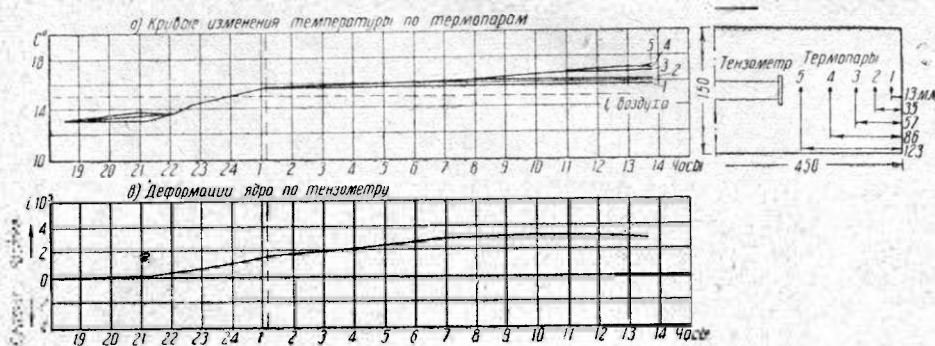


Фиг 19. Заполнение форм.

Характер интенсивного трехчасового нагревания, наблюдавшегося в одно и то же время по всем термопарам, не оставляет сомнений в том, что его причиной является схватывание бетона. Конец периода схватывания бетона в этом случае происходит спустя 11 час. после его затворения. С этого момента и нужно учитывать деформации и температуры в образце <sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Проф. Ю. А. Нилендер, Исследование деформаций и температурного режима плотины Днепрострой, Госстройиздат, Москва 1933 г.

Относя к этому моменту как к начальному показания приборов, имеем в продолжение девяти следующих часов по тензометру в ядре возрастание растяжения. В конце этого срока возрастание замедлялось и начало уменьшаться в течение последних 4 час. Уменьшение растяжения происходит несомненно вследствие некоторого высыхания образца с торцов и не вызывает опасений в отношении растяжения наружного слоя боковой поверхности. Для устранения усушки боковых поверхностей цилиндров, что могло вызвать эффект, идентичный с понижением температуры, т. е. растяжение наружного слоя, имеется достаточная гарантия в виде металлических стенок формы.



Фиг. 20. График температур и деформаций ядра в первые сутки после заполнения форм.

Дальнейшее хранение образцов осуществлялось в баках с водой при температуре  $+40^{\circ}$ , чтобы приблизиться к температурному режиму плотины. Баки были преобразованы в термосы путем теплоизоляции войлоком, фибролитом и опилками. В этих термосах температура поддерживалась на уровне около  $+40^{\circ}$  посредством периодического (два раза в сутки) подливания горячей воды. Колебания температуры были в пределах от  $+37$  до  $+42^{\circ}$ .

## 2. Измерения

Испытания проводились в следующем порядке. Испытуемый образец, изолированный с торцов, переносился для испытания из большого термоса хранения в малый термос № 1 в воду той же температуры. По установке поверхностной термонары и присоединению приборов к измерительной аппаратуре образец перекладывался в термос № 2 с температурой  $27^{\circ}$ , а по истечении 5 мин. — в термос № 3 с температурой воды  $0^{\circ}$ .

Для 50% образцов от каждого возраста бетона применялась измененная схема, по которой испытание начиналось кратковременным повышением температуры в первом термосе с  $40$  до  $48-50^{\circ}$  с последующим переносом в термосы № 2 и 3. Такой прием давал дополнительные данные для определения соотношений средних величин модулей упругости бетона при сжатии и растяжении.

Нижний предел изменения температуры диктовался требованием отсутствия образования льда во влажном бетоне. Осторожность в превышении температуры  $+40^{\circ}$  (максимальная наблюдавшаяся в плотине) соблюдалась на основании следующих соображений. Как показали опыты с коэффициентом температурного расширения, имеет место существенная разница в величинах этих коэффициентов для щебенки и цементного камня. Эта разница составляет  $6-8 \cdot 10^{-6}$ . Поэтому при одинаковом изменении температуры некоторого объема бетона возникают различные по величине, но значительные местные температурные напряжения около каждого включения инертных. Эти температурные напряжения могут повлиять на прочность бетона.

Быстрое проведение опытов требовало точности и безинерционности измерительной аппаратуры и четкой организации наблюдений, особенно при отсутствии самопишущей аппаратуры. Точность измерения деформаций по применявшимся струнным тензOMETрам составляла  $1 \cdot 10^{-6}$  в относительных единицах. Точность измерения температур по медно-константановым термопарам была  $0,3^\circ$ .

Наблюдения по тензOMETрам велись непрерывно специальным наблюдателем. Отсчеты брались через 1 мин. Отсчеты по термопарам брались через каждые 30 сек. другим наблюдателем.

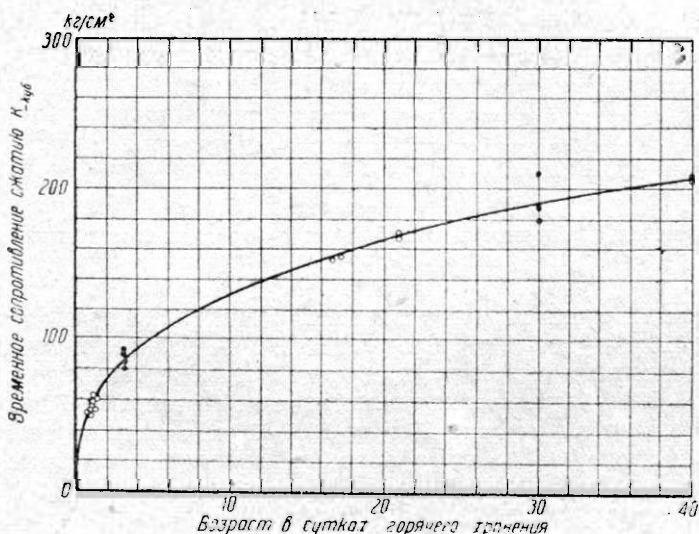
Тут же на месте одновременно с наблюдениями вычерчивались графики изменения температур и деформаций, по которым следили за общим ходом испытаний.

### 3. Результаты

Общее количество образцов, прошедших испытания по основной серии, составляло 18 шт. при следующем разделении по возрасту:

2-дневного возраста	. . . 9 шт.	(из четырех партий)
7—8 "	" . . 6 "	(„ двух „ )
20 "	" . . 1 "	(„ одной партии)
40 "	" . . 2 "	(„ „ „ )

Для характеристики однородности материала образцов и одинаковой оценки механических свойств материала, как было уже сказано, одновременно проводились испытания кубов. Последние отбирались из каждой партии и хранились в тех же условиях, что и основные образцы. Результаты испытаний этих кубов приведены на фиг. 21 (точки, отмеченные кружками). Из этого графика видно, что изменение временного сопротивления с возрастом дает плавную кривую,

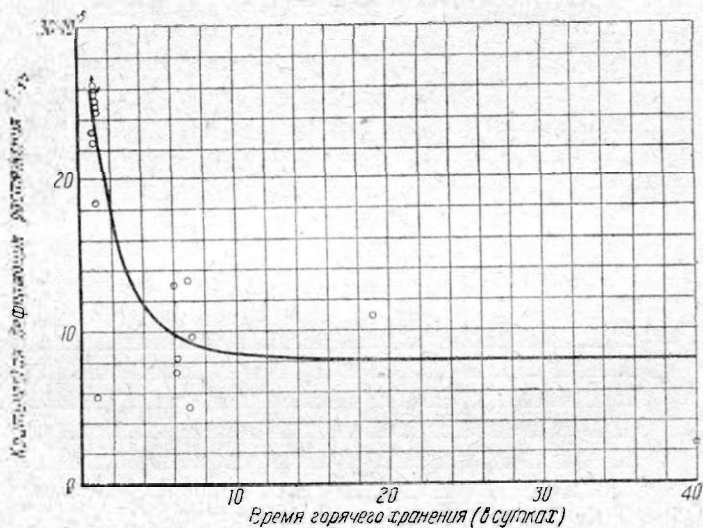


Фиг. 24. Результаты испытаний контрольных кубиков бетона.

совпадающую с данными по определению кубиковой прочности, полученными при проведении другой работы, но с бетоном того же состава и тех же условий хранения (на фиг. 21 — точки, обозначенные кружками и залитые черным). Разница между временными сопротивлениями кубов одного возраста — незначительная. Наибольшие отклонения наблюдались в возрасте двух дней (1 сутки горячего хранения) и лежали в пределах  $54-62$  кг/см<sup>2</sup>. Для других возрастов отклонения составляли  $\pm 2$  кг/см<sup>2</sup>.

Таким образом общий вид кривой, подтверждающийся данными других испытаний, служит косвенным подтверждением однородности бетона и условий его хранения во всех партиях.

На фиг. 22 приведен сводный график результатов определения критических деформаций  $\epsilon_{кр}$  для всех образцов. По оси абсцисс отложен возраст образцов в сутках горячего хранения, по оси ординат — деформация  $\epsilon_{кр}$ , вызвавшая появление трещины. Для трех образцов: 2 шт. 1-дневного возраста и 1 шт. 40-дневного возраста, не доведенных до разрушения, приведены наибольшие сообщенные им деформации. Соответствующие этим деформациям точки на графике обозначены стрелками. Все точки на фиг. 22 группируются по возрасту за исключением одной в 1-дневном возрасте, дающей цифру, преуменьшенную сравнительно с прочими, и другой — в 40-дневном возрасте, видимо, случайно вскочившей вверх. Малое количество образцов и сравнительно большие отклонения для образцов одного возраста не позволяют получить точные значения критических деформаций. Однако общий характер кривой и ее положение выявляются со всей очевидностью.



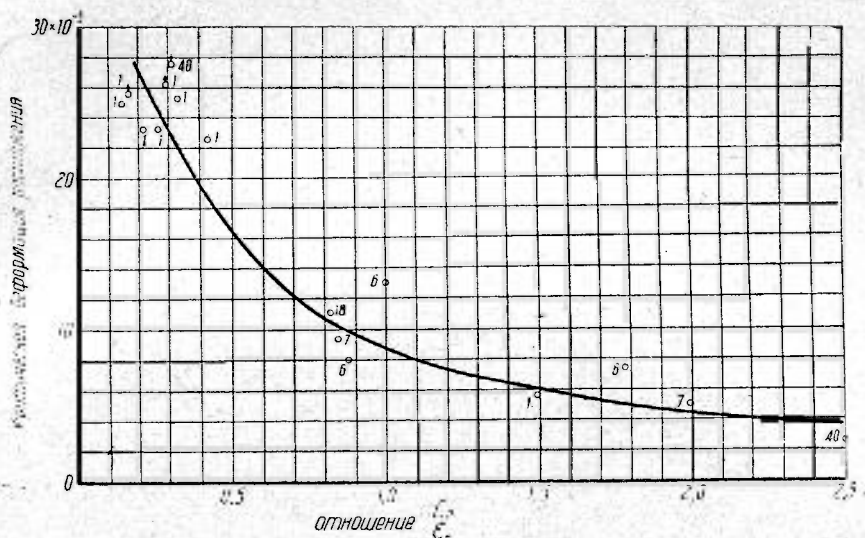
Фиг. 22 Зависимость критических деформаций при растяжении бетона от возраста.

Для возраста в 1 сутки горячего хранения большинство точек ложится в пределах  $\epsilon_{кр} = 22 \cdot 10^{-5} — 26 \cdot 10^{-5}$ . Средняя величина для шести точек (за исключением одной, резко выпавшей, и двух образцов, не доведенных до разрушения), составляет  $\epsilon_{кр} = 23,2 \cdot 10^{-5}$ . Средняя величина для возраста 6—7 дней составляет  $\epsilon_{кр} = 9,3 \cdot 10^{-5}$  с колебаниями от  $5,1 \cdot 10^{-5}$  до  $13,4 \cdot 10^{-5}$ . Таким образом из анализа графика (фиг. 22) выявляется, что деформации растяжения, вызывающие появление трещин, чрезвычайно сильно разнятся для бетона разного возраста. Достигая сравнительно крупных величин в молодом слабом бетоне, критическая деформация по мере возрастания кубиковой прочности бетона уменьшается, давая вскоре значительно меньшие величины. Так например, для молодого бетона, характеризуемого кубиковой прочностью  $60 \text{ кг/см}^2$ , критическая деформация втрое превосходит таковую для более позднего возраста. Это объясняется большей пластичностью молодого по возрасту бетона в сравнении со старым.

Производившиеся при испытании измерения позволяют также определить соотношения средних значений модулей упругости бетона при сжатии и растяжении для всей сжатой или растянутой зоны. Эти средние величины изменяются с возрастанием деформаций. Чрезвычайно показателен график (фиг. 23), дающий зависимость между величинами критической деформации на растяжение и от-

ношением средних модулей упругости при растяжении и сжатии. Отношение  $\frac{E_p}{E_c}$ , взятое на участке от начала опыта до появления трещины, дает некоторую характеристику относительной пластичности материала на растяжение. Чем меньше это отношение, тем более пластичен при растяжении материал.

Из того же графика видно, что сопротивляемость образцов появлению трещин находится в прямой зависимости от пластичности бетона при растяжении. Совокупность данных по отдельным образцам значительно более четко выявляет положение итоговой кривой критических деформаций, чем например на графике фиг. 22. Характерно, что все выпавшие точки на предыдущем графике (фиг. 22) нашли свое место вблизи общей кривой критических деформаций в функции  $\frac{E_p}{E_c}$ . На фиг. 23 около каждой точки поставлена цифра, обозначающая возраст образца в сутках горячего хранения. Эти цифры дают возможность ориентироваться в степени пластичности материала по образцам одного возраста. Образцы, выделяющиеся из возрастной группы своей пластичностью, имеют также отличную от всей группы сопротивляемость появлению трещин.



Фиг. 23. Влияние пластичности бетона на сопротивление появлению трещин

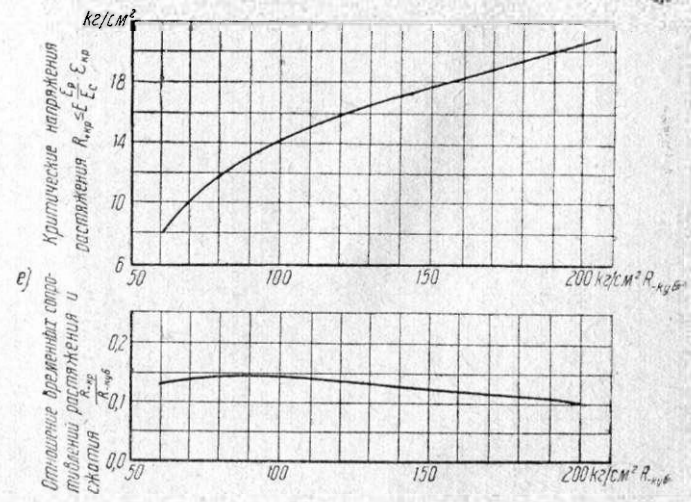
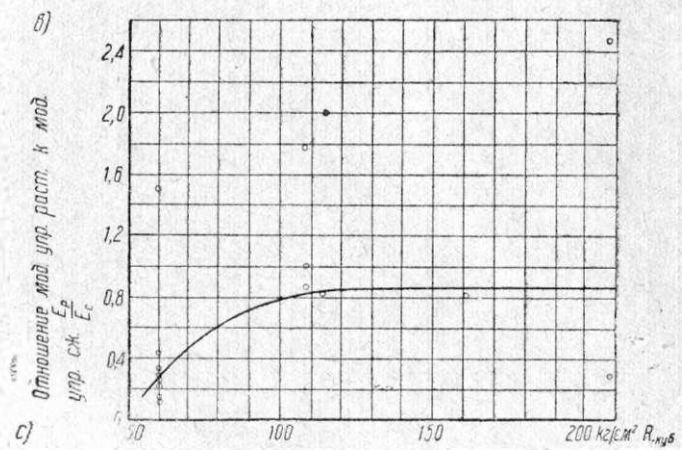
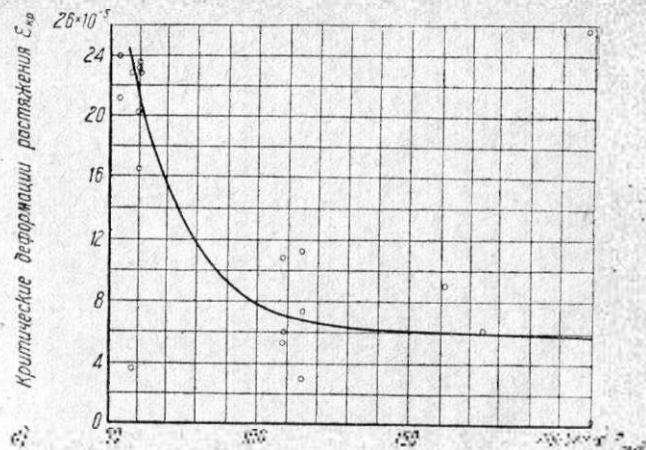
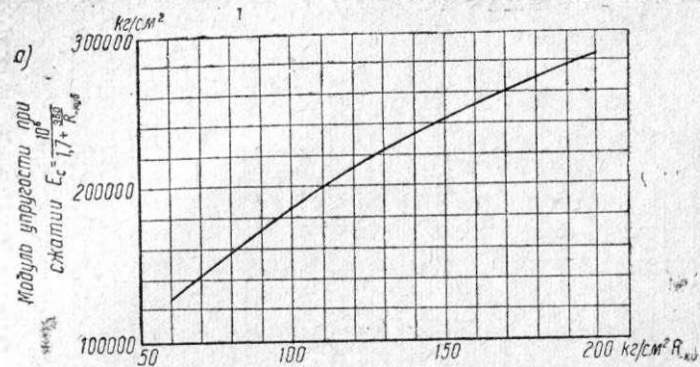
Интересно дать приближенный перевод полученных критических деформаций растяжения в соответствующие временные сопротивления растяжения для сравнения с обычными характеристиками, получаемыми из опытов на осевое растяжение бетона.

Выражение для временного сопротивления растяжению бетона имеет вид:

$$R_{+кр} = E_p \varepsilon_{кр}, \quad (4)$$

где  $E_p$  обозначает среднюю величину модуля упругости бетона при растяжении, вычисленную по деформации на поверхности  $\varepsilon_{кр}$  в момент появления трещины. Единственные данные, которыми мы располагаем относительно модуля упругости на растяжение, — это соотношение  $\frac{E_p}{E_c}$ , из которого путем умножения на известное  $E_c$  можно получить  $E_p$ , среднее для всей растянутой зоны. Это среднее  $E_p$  несомненно выше, чем  $E_p$  у поверхности перед образованием трещины. Имея





Фиг. 24. Зависимость временного сопротивления на растяжение от кубической прочности.

это в виду, проведем условное определение временных сопротивлений поверхностного слоя, беря среднее  $E_p$  для всей растянутой зоны, т. е. вычисляем величину:

$$R_{+кр} = E_c \frac{E_p}{E_c} \varepsilon_{кр}. \quad (4')$$

В правой части выражения (4') все три множителя определены экспериментально. Согласно результатам опытов, проводившихся инж. А. Н. Адамовичем с бетонами, близкими по составу к исследуемому, установлена справедливость для них формулы Графа, определяющей зависимость между кубиковой прочностью и  $E_c$  в виде:

$$E_c = \frac{1\,000\,000}{1,7 + \frac{360}{R_{+куб}}}. \quad (5)$$

На фиг. 24 даны последовательно все три множителя выражения (4') в виде графиков, выражающих их зависимость от кубиковой прочности бетона. Последний график (фиг. 24, *d*) построен как произведение соответствующих ординат первых трех графиков фиг. 24, *a*, *b*, *c*, следовательно дает изменение временного сопротивления на растяжение в зависимости от кубиковой прочности. Сопоставляя временное сопротивление появлению трещин с соответствующей кубиковой прочностью, получаем с изменением возраста незначительное колебание величины  $\frac{R_{+кр}}{R_{-куб}}$  в пределах 0,10—0,14 (фиг. 24, *e*). Это соответствует обычным соотношениям прочности бетона при осевом растяжении и кубиковой прочности на сжатие.

На основании проведенного исследования выявляются следующие основные положения.

1. Температурные деформации при неравномерном распределении температур в некотором объеме бетона способны вызвать появление трещин даже при небольшой сравнительной разнице температур. Эта последняя находится в пределах наблюдаемых колебаний температур в бетонных массивах.

2. Сопротивляемость бетона появлению трещин тем больше, чем пластичнее материал. Поэтому бетон молодого возраста лучше сопротивляется появлению трещины, чем бетон более зрелого возраста. Молодой бетон с кубиковой прочностью 60 кг/см<sup>2</sup> выдерживает в среднем втрое большую деформацию, чем бетон с кубиковой прочностью 110 кг/см<sup>2</sup>.

При решении вопроса об опасных температурных воздействиях в отношении появления трещин недостаточно ограничиться исследованием случая остывания свежесложенного массива. Последующие колебания температуры окружающей среды, хотя и меньшие по амплитуде, могут быть более опасными для старого бетона ввиду его пониженной сопротивляемости появлению трещины.