

91  
Абонент наукова-  
технічна література  
Дата 2007

05.05.024.93  
P 75

# БЕТОНЪ и ЖЕЛЪЗОБЕТОНЪ.

ТЕОРІЯ и ПРАКТИКА.

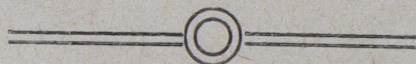
Инж. К. РӨСЛЕ.

Съ 84 рисунками въ текстъ.

Переводъ съ нѣмецкаго

Александра В. Маракуева

подъ редакціей Н. В. Духновскаго.



БИБЛИОТЕКА

Издание В. Н. МАРАКУЕВА.  
Институтъ инженерно-  
железнодорожного транспорта  
1909.

1975



# ОГЛАВЛЕНІЕ.

	Стр.
Отъ издателя . . . . .	VII

## ЧАСТЬ I.

### Общій очеркъ свойствъ и примѣненій бетона и желѣзобетона.

#### Историческій очеркъ.

Развитіе чисто-бетонныхъ сооружений . . . . .	1
Появленіе и развитіе желѣзобетонныхъ сооружений . . . . .	5

#### Матеріалъ.

Бетонъ . . . . .	9
Арматура . . . . .	18
Свойства желѣзобетона . . . . .	20

#### Основныя формы желѣзобетонныхъ со- оруженій.

Плита . . . . .	23
Ребристая плита . . . . .	29
Столбы и колонны . . . . .	32
Своды . . . . .	34
Желѣзобетонныя стѣны . . . . .	35

Производство работъ . . . . .	37
-------------------------------	----

## ЧАСТЬ II.

### Теорія.

#### Данные опытовъ.

Сопротивленіе бетона сжатію . . . . .	41
Сопротивленіе бетона растяженію . . . . .	43
Упругость бетона . . . . .	45



	<i>Стр.</i>
Сопротивленіе изгибу . . . . .	47
Сопротивленіе сдвигу и срѣзыванію . . . . .	49
Напряженіе сцѣпленія желѣза съ бетономъ . . .	51
Растяжимость желѣзобетона . . . . .	55
Допускаемыя напряженія . . . . .	58
Опредѣленіе внѣшнихъ силъ, изгибающихъ моментовъ и перерѣзывающихъ силъ . . . . .	61
Опредѣленіе напряженій.	
Эмпирическій расчетъ . . . . .	64
Научно-обоснованный расчетъ . . . . .	68
Простой изгибъ . . . . .	70
Плита съ ординарной арматурой . . . . .	72
Плита съ двойной арматурой . . . . .	78
Ребристая плита . . . . .	80
Напряженія сдвига . . . . .	84
Напряженія сцѣпленія . . . . .	93
Вліяніе второстепенныхъ напряженій . . . . .	96
Данныя испытаній на изгибъ . . . . .	97
Центральное сжатіе . . . . .	99
Спирально армированный бетонъ . . . . .	103
Расчетъ на продольный изгибъ . . . . .	112
Сложный изгибъ . . . . .	114
Прогибъ желѣзобетонныхъ балокъ . . . . .	119
Начальныя напряженія . . . . .	120

### ЧАСТЬ III.

#### Примѣненія желѣзобетона.

##### а) Строительное дѣло.

Плоскія перекрытія съ желѣзными балками . . .	124
Сводчатые перекрытія . . . . .	127
Ребристые перекрытія . . . . .	129
Примѣненіе желѣзобетона въ современномъ строительстве . . . . .	134
Крыши . . . . .	148
Другія системы перекрытій . . . . .	151
Перекрытія съ фабрично изготовляемыми частями .	154
Лѣстницы . . . . .	156
Своды . . . . .	158
Основанія . . . . .	162



Половые настилы . . . . .	164
Стѣны . . . . .	166

б) Примѣненія въ инженерномъ дѣлѣ.

Балочные мосты . . . . .	167
Арочные мосты . . . . .	173
Подпорныя и облицовочныя стѣны . . . . .	177
Резервуары . . . . .	180
Канализація . . . . .	182
Прочіе виды примѣненій . . . . .	184

## Приложенія.

Выдержки изъ прусскихъ постановленій отъ 24/5—1907 относительно производства работъ при желѣзобетонныхъ конструкціяхъ гражданскихъ сооруженій.

Примѣрные расчеты часто встрѣчающихся случаевъ . . . . .

Таблица круглаго желѣза . . . . .	197
Алфавитный указатель . . . . .	200
Указатель литературы . . . . .	203
	205

---



## Отъ издателя.

Сравнительно небольшой срокъ, протекавшій съ времени появленія въ Россіи первыхъ желѣзобетонныхъ построекъ, не помѣшалъ желѣзобетону завоевать обширную область примѣненія. Увеличивающійся спросъ на спеціальныя изданія по желѣзобетону, въ связи съ малымъ количествомъ таковыхъ на русскомъ языкѣ, заставляеть меня выпустить предлагаемую книгу.

Книга инженера Рёсле, которую мы предлагаемъ русскимъ техникамъ, при маломъ объемѣ обладаетъ конспективностью и вполнѣ соотвѣтствуетъ современному уровню желѣзобетоннаго дѣла.

Приношу въ заключеніе искреннюю мою благодарность технику одесской желѣзобетонной фирмы „Инж. Вл. Ив. Кундертъ и К<sup>о</sup>“ — Н. В. Духновскому, принявшему на себя трудъ редактированія перевода, а такъ же любезно разрѣшившему мнѣ воспользоваться снимками съ нѣкоторыхъ сооруженій, исполненныхъ упомянутой фирмой.

В. Н. М.

Одесса, 15 дек. 1908 г.

---



## ЧАСТЬ I.

# Общій очеркъ свойствъ и примѣненій бетона и желѣзобетона.

### Историческій очеркъ.

#### Развитіе чисто-бетонныхъ сооружений.

Бетономъ называется смѣсь какого-либо связывающаго матеріала съ прибавочными веществами, въ родѣ гравія, песка, щебня и т. п., которая отъ приливанія воды затвердѣваетъ въ камневидную массу. Нѣчто подобное, только въ большемъ масштабѣ, мы видимъ въ природныхъ конгломератахъ.

Первыя бетонныя сооруженія относятся къ эпохѣ римлянъ, но способъ работъ былъ вскорѣ послѣ паденія Римской имперіи забытъ и въ средніе вѣка встрѣчаются только скудные остатки прежнихъ бетонныхъ сооружений. Въ двадцатыхъ и тридцатыхъ годахъ прошлаго столѣтія бетонныя работы снова начинаютъ встрѣчаться, сначала во Франціи, а потомъ и въ Англіи. Связывающимъ матеріаломъ римлянамъ служила известка съ примѣсью пуццолана, французы же и англичане употребляли первоначально гидравлическую известь и романскій цементъ. Употребленіе бетона сдѣлалось всеобщимъ, когда, вмѣсто этихъ связыва-



ющихъ матеріаловъ, примѣнили къ изготовленію бетона портландскій цементъ.

Въ Германіи первыя фабрики портландскаго цемента возникли въ 50-хъ годахъ прошлаго столѣтія, между тѣмъ какъ въ Англіи приготовленіе его началось за 20 лѣтъ до того. Изъ Англіи же заимствовано его названіе, взятое отъ часто употреблявшагося для сооруженій портландскаго песчаника, такъ какъ затвердѣвшій портландскій цементъ напоминаетъ этотъ песчаникъ цвѣтомъ и крѣпостью. Портландскій цементъ принадлежитъ къ такъ называемымъ гидравлическимъ связывающимъ веществамъ и, подобно имъ, твердѣетъ, какъ въ водѣ, такъ и на воздухѣ; твердѣніе же такъ называемыхъ воздушныхъ растворовъ можетъ происходить только при доступѣ воздуха. Способъ приготовленія портландскаго цемента отличается отъ приготовленія гидравлической извести и романскаго цемента, тоже принадлежащихъ къ числу гидравлическихъ связывающихъ веществъ и просто обжигающихся ниже границы спеканія. Напротивъ, портландскій цементъ готовятъ, обжигая до полного спеканія и размалывая въ тонкій порошокъ тщательно перемѣшанную смѣсь изъ взятыхъ въ извѣстной пропорціи извести и глинистаго вещества. Превосходство портландскаго цемента надъ гидравлической известью и романскимъ цементомъ основано главнымъ образомъ на томъ, что приготовленный изъ него растворъ или бетонъ крѣпче раствора изъ другихъ матеріаловъ; кромѣ того твердѣніе бетона изъ портландскаго цемента происходитъ быстрѣе и не сопровождается никакими осложненіями.

Первой важной областью примѣненія портландскаго цемента явились гидротехническія соору-



женія. Крімъ, раствора онъ часто примѣнялся здѣсь въ видѣ насыпного бетона для подводныхъ основаній. При этомъ распространено было сначала мнѣніе, что полное затвердѣніе бетона возможно только въ водѣ; о трамбованіи же бетона не имѣли еще правильнаго понятія.

Въ шестидесятихъ годахъ появились впервые сооруженія изъ трамбованнаго бетона. Этотъ способъ состоялъ въ томъ, что бетонъ укладывался слоями и затѣмъ каждый слой основательно утрамбовывался. Благодаря трамбованію, достигалась большая прочность и тщательность работъ, чѣмъ при насыпномъ бетонѣ. Широкому распространенію бетона въ сооруженіяхъ способствовалъ короткій срокъ работъ и отсутствіе необходимости въ спеціально образованныхъ рабочихъ. Крімъ того, цѣна бетоннаго сооруженія меньше, чѣмъ такого же каменнаго или кирпичнаго, въ особенности если сырой матеріалъ бетона (песокъ, гравій) можетъ быть дешево доставленъ къ мѣсту постройки. Другое преимущество бетонныхъ сооружений, очень важное, напр., при постройкѣ резервуаровъ для жидкостей, заключается въ той легкости, съ которой достигается водонепроницаемость бетонныхъ стѣнъ: простой штукатуркой жирнымъ растворомъ портландскаго цемента.

Изъ большой области примѣненій, завоеванной бетономъ повсюду въ настоящее время, слѣдуетъ упомянуть, кромѣ портовыхъ сооружений всѣхъ родовъ, плотинъ и шлюзовъ, такъ же подпорныя стѣны и сооруженія для установки турбинъ. Другую область приложенія пріобрѣлъ бетонъ въ канализаціи, ставшей въ новѣйшее время столь необходимой для всѣхъ городовъ. На ряду съ бетонными каналами, сооружаемыми непосредственно въ выемкахъ, необыкновенный успѣхъ



имѣютъ въ этой области изготовленные фабричнымъ путемъ цементныя трубы. Въ городскомъ водоснабженіи такія сооруженія, какъ водонапорные резервуары (башни) и фильтры, все чаще и чаще начинаютъ изготовляться изъ бетона.

Общеизвѣстно приложеніе бетона къ постройкѣ мостовъ. Сначала сооружали изъ бетона только устои и ихъ фундаменты, оставляя мостовую конструкцію желѣзной, но вскорѣ рѣшились на сооруженіе изъ бетона и мостовыхъ сводовъ. Съ середины семидесятыхъ годовъ сводчатые бетонные мосты стали появляться чаще, особенно пологіе своды, сооруженіе которыхъ изъ бетона проще, чѣмъ каменная кладка. Теперь уже не считаются диковинкой бетонные мосты съ пролетомъ въ 50 м.

Нѣсколько медленнѣе, чѣмъ въ инженерномъ дѣлѣ, получилъ бетонъ права гражданства въ строительномъ искусствѣ. Въ этой области бетону предоставляются фундаменты, половой настилъ, стѣны, лѣстницы и, главнымъ образомъ, междуэтажныя перекрытія.

Съ появленіемъ искусственныхъ цементныхъ камней, изъ нихъ стали готовить всѣ части сооруженій, изготовлявшіеся до того изъ природнаго камня. Сюда относится, кромѣ штучныхъ камней, подражающихъ тесанному камню (пустотѣлыхъ и массивныхъ), изготовленіе литыхъ карнизовъ, дверныхъ и оконныхъ наличниковъ, столбовъ, колоннъ и т. п. архитектурныхъ деталей.

Чтобы распространить сходство съ естественнымъ камнемъ не только на крѣпость и сопротивленіе вліянію погоды, но, по возможности, и на внѣшній видъ, лицевую поверхность искусственнаго камня дѣлаютъ изъ цементнаго раствора,



смѣшаннаго съ измельченнымъ природнымъ камнемъ и краской. Приготовленный такимъ способомъ искусственный камень почти не отличается отъ соотвѣтствующаго природнаго.

Въ концѣ-концовъ оказывается, что нѣтъ теперь почти ни одной отрасли строительнаго дѣла, гдѣ не примѣнялся бы бетонъ въ той или другой формѣ. Этимъ успѣхомъ бетонныя сооруженія обязаны, съ одной стороны широкому изученію свойствъ бетона и цѣлесообразной переработкѣ матеріала, а съ другой стороны тому, что цементная промышленность доставляетъ въ настоящее время однообразный портландскій цементъ, вполне удовлетворяющій всѣмъ требованіямъ.

#### Появленіе и развитіе желѣзобетонныхъ сооружений.

Желѣзобетонной конструкціей называется бетонная конструкція, снабженная желѣзной арматурой. Въ ней бетонъ и желѣзо совместно статически сопротивляются внѣшнимъ напряженіямъ, при чемъ задачей бетона является сопротивленіе сжимающимъ силамъ, а желѣза—растягивающимъ. Высокое сопротивленіе бетона сжатію и желѣза растяженію взаимно дополняютъ другъ друга, и такимъ образомъ получается очень выгодное использование сопротивленій обоихъ строительных матеріаловъ. Кромѣ того, какъ это выяснилось съ первыхъ же шаговъ, желѣзобетоннымъ сооружениямъ нечего бояться дороговизны, въ сравненіи съ обычными деревянными, каменными и желѣзными конструкціями.

Изобрѣтателемъ желѣзобетонныхъ сооружений нужно считать садовника Монье, выставившаго въ 1868 г. въ Парижѣ большія цвѣточныя кадки, въ стѣнки которыхъ онъ залилъ сѣтку изъ же-



лѣзной проволоки. Благодаря этому, получалась такая малая толщина стѣнокъ и такой небольшой вѣсъ, при соотвѣтствующемъ увеличеніи крѣпости, что онъ попробовалъ изготовлять тѣмъ же способомъ и большіе резервуары для воды. Въ 1867 г. Монье взялъ свой первый французскій патентъ, за которымъ послѣдовали другіе—на изготовленіе резервуаровъ, потолковъ, балокъ и т. п. Не имѣя, конечно, никакого понятія о статическомъ дѣйствіи своихъ сооруженій, Монье принужденъ былъ всѣ свои работы исполнять чисто эмпирически.

Нужно замѣтить, что идея желѣзнаго скелета, окруженнаго цементнымъ растворомъ, явилась еще до Монье; его соотечественникомъ Коанье, а также и другими, были произведены различные опыты надъ вооруженнымъ бетономъ, однако безъ большого успѣха. Работы Монье имѣли вначалѣ ограниченную область примѣненія, и строительныя сферы почти совсѣмъ не были знакомы съ новымъ строительствомъ.

Дѣло пошло иначе, когда въ 1884 патенты Монье проникли въ Германію, гдѣ бетоностроительство стало тотчасъ же на твердую почву, Патенты были приобрѣтены фирмами Фрейтага. Гейдшуха, Мартенштейна и Жуссо, а такъ же инженеромъ Г. Л. Вайсомъ, произведшимъ первые научные опыты надъ конструкціей Монье. Вайсъ произвелъ въ Берлинѣ и Мюнхенѣ—въ послѣднемъ городѣ при участіи Баушингера—рядъ пробныхъ нагрузокъ разныхъ бетонныхъ сооруженій, результаты которыхъ опубликовалъ въ 1887 въ брошюрѣ „Das System Monier, Eisengerippe mit Zementumhüllung“. Эти опыты пролили свѣтъ на статическое дѣйствіе желѣзобетона, и ими было, въ особенности, прочно уста-



новлено, что желѣзо должно располагаться въ той части поперечнаго сѣченія, гдѣ дѣйствуютъ растягивающія усилія. Въ заключеніе, Кененъ предложилъ первый методъ разсчета желѣзобетонныхъ конструкцій.

Предметомъ упомянутыхъ опытовъ, кромѣ опредѣленія прочности конструкцій Монье, была огнестойкость, а также возможное вредное вліяніе ржавчины на окруженное бетономъ желѣзо. Сцѣпленіе желѣза съ бетономъ тоже было подвергнуто точнымъ испытаніямъ. Результаты всѣхъ опытовъ были вполне удовлетворительны. Ими было положено прочное основаніе новой отрасли строительства, которое оказалось вполне достаточнымъ для спеціалистовъ по желѣзобетону, чтобы ввести свои конструкціи повсюду.

Первенствующее мѣсто въ сооруженіяхъ того времени, исполнявшихся по системѣ Монье, занимали своды Монье. Въ то время какъ въ архитектурѣ употреблялись еще конструкціи съ укладкой желѣзныхъ балокъ, разстояніе между которыми измѣнялось, смотря по цѣли сооруженія и по нагрузкѣ, въ постройкѣ мостовъ попадались уже своды Монье большихъ пролетовъ. Такъ, напримѣръ, комитетъ по испытанію сводовъ Австрійскаго Инженерно-Архитектурнаго Ферейна сдѣлалъ въ 1892 г. опытъ нагрузки пробнаго свода системы Монье съ пролетомъ въ 23 m для сравненія съ кирпичными, каменными и чистобетонными сводами. По даннымъ этого опыта Шпицеръ сдѣлалъ полный разсчетъ сводовъ по теоріи упругости. Особенность разсчета состоитъ въ томъ, что онъ ничѣмъ не отличается отъ разсчета свода изъ однороднаго матеріала, такъ какъ, въ выраженіяхъ площади поперечнаго сѣченія и момента инерціи, площадь сѣченія желѣз-



ныхъ прутьевъ замѣнена увеличенной въ  $n$  разъ<sup>1)</sup> площадью бетона.

Благодаря плоскимъ междуэтажнымъ перекрытіямъ, получила широкое распространеніе плита Монье, хотя сначала и не въ той степени, какъ его сводъ. Однако при большихъ пролетахъ не могли обходиться безъ желѣзныхъ балокъ. Балки Монье въ первую эпоху примѣненія желѣзобетона строились только въ видѣ опыта. Огромное примѣненіе получили конструкціи Монье въ промышленности, въ видѣ резервуаровъ всѣхъ родовъ. Слѣдующимъ расширеніемъ области примѣненія явилась постройка каналовъ и трубопроводовъ, затѣмъ резервуаровъ и колодцевъ и прочихъ сооружений для водоснабженія. Распространенію желѣзобетона содѣйствовала дешевизна, являвшаяся слѣдствіемъ хорошаго использования статическихъ свойствъ матеріала, огнестойкость, а такъ же возможность исполненія изъ желѣзобетона сооружений всѣхъ формъ. Въ гигиеническомъ отношеніи бетонъ тоже не оставляетъ желать ничего лучшаго.

Между тѣмъ во Франціи дальнѣйшее развитіе, какъ системъ Монье, такъ и другихъ (Куанье, Борденава), шло сравнительно медленно, чѣмъ въ Германіи и Австріи. Однако тамъ, въ 1892 г., выступилъ Франсуа Геннебикъ съ своей системой, которая перенесла все вниманіе на сооруженіе такъ называемыхъ ребристыхъ плитъ и колоннъ. Изобрѣтеніе это сдѣлало ненужнымъ примѣненіе желѣзныхъ балокъ и установило монолитное желѣзобетоностроительство.

---

<sup>1)</sup>  $n = \frac{E_e}{E_b}$ , гдѣ  $E_b$  — модуль упругости бетона,  $E_e$  — модуль упругости желѣза.



Съ теченіемъ времени во всѣхъ почти странахъ появился цѣлый рядъ системъ желѣзобетонныхъ сооружений, которыя, въ сущности, сводятся къ системамъ Монье, Вайса и Геннебика. Все отличіе этихъ системъ, какъ другъ отъ друга, такъ и отъ основныхъ системъ, заключается въ расположеніи прутьевъ арматуры. Нѣкоторыя изъ нихъ будутъ подробнѣе описаны въ III-ей части нашего сочиненія.

Развитію желѣзобетоно-строительства въ Германіи часто мѣшали устарѣлыя постановленія строительной полиціи. Этому положилъ конецъ въ 1903 г. союзъ, состоявшій изъ Инженерно-Архитектурнаго Ферейна и Бетонферейна, который, сообщая съ Строительной Управой, выработалъ Vorläufige Leitsätze (предварительныя правила) для выполненія работъ и испытаній желѣзобетона. Въ дополненіе къ этому, 16 апр. 1904 г. были изданы прусскимъ министерствомъ общественныхъ работъ правила производства работъ и расчета желѣзобетонныхъ сооружений, изданныя въ пересмотрѣнномъ и дополненномъ видѣ въ 1907 г. Достигнутое этимъ однообразіе послужило къ успѣху новаго строительства. Въ послѣднее время свѣдѣнія о желѣзобетонѣ распространяются все шире и шире благодаря журналамъ и учебникамъ, а также лекціямъ въ различныхъ техническихъ учебныхъ заведеніяхъ.

## Матеріаль.

### Бетонъ.

Важнѣйшимъ условіемъ для полученія хорошаго бетона является употребленіе хорошаго цемента и баласта (песка и гравія) и, самое главное, тщательность приготовленія. Для однообразія въ при-



готовленіи и испытаніи портландскаго цемента большинствомъ государствъ были выработаны особыя нормы. Для практиковъ важнѣйшее изъ нѣмецкихъ нормъ заключается въ нижеслѣдующемъ:

„Время схватыванія. Нужно различать медленно и быстро схватывающіеся цементы. Медленно схватывающимся считается цементъ, который начинаетъ схватываться только по прошествіи двухъ часовъ. Цементъ считается схватившимся, когда проба, приготовленная на стеклянной пластинкѣ изъ чистаго цемента съ водой, настолько твердѣетъ, что сопротивляется легкому нажатію ногтемъ (начальная стадія твердости).

Постоянство объема. Приготовленная на стеклянной пластинкѣ и предохраненная отъ высыханія проба цемента не должна давать, пролежавъ 24 часа въ водѣ, никакихъ искривленій и трещинъ, указывающихъ на измѣненіе объема цемента. (Продолжительность наблюденія 3—28 дней.) Волосныя трещины, направленные отъ краевъ къ центру и происходящія отъ усыханія, не указываютъ на непригодность цемента.

Тонкость помола. На ситѣ съ 900 клѣтками на  $\text{см}^2$  не должно оставаться болѣе 10% непросѣяннымъ.

Крѣпость. Минимальное сопротивленіе растяженію бетона, приготовленнаго изъ одной вѣсовой части медленно схватывающагося цемента съ тремя частями песка и твердѣвшаго 28 дней (1 день на воздухѣ и 27 въ водѣ), должно быть не менѣе 16 kg на  $\text{см}^2$ . Наименьшее же сопротивленіе сжатію должно быть не менѣе 160 kg на  $\text{см}^2$ .”

Прибавочныя вещества — песокъ, гравій, щебень — должны быть чисты насколько возможно и въ особенности не должны содержать примѣсей



перегноя (растительной земли). Примѣсь глины или ила тоже нежелательна, если они крѣпко пристали къ поверхности гравія или песка; если же они только слабо прилипли къ нимъ, то эта примѣсь можетъ даже оказаться полезной <sup>1)</sup>. Угловатый, съ острыми гранями, песокъ или гравій доставляетъ болѣе прочный бетонъ, чѣмъ закругленный и съ гладкой поверхностью. Кромѣ названныхъ веществъ для бетона, идущаго на второстепенныя сооруженія, можно употреблять кирпичный щебень, для насыпного бетона — шлаки, а при сооруженіяхъ небольшого вѣса — пемзовый гравій, который даетъ небольшой собственный вѣсъ. Разумѣется, при твердомъ баластѣ получается лучшій бетонъ, чѣмъ при мягкомъ. Если отношеніе величинъ зеренъ гравія или щебня таково, что меньшія зерна наполняютъ, по возможности плотно, промежутки между большими, то бетонъ получается болѣе плотный и крѣпкій, чѣмъ при зернахъ другого рода. Этому условію чаще всего удовлетворяетъ встрѣчающійся въ природѣ гравелистый песокъ.

Вода для приготовленія бетона должна быть чистой и не содержать никакихъ примѣсей, вредящихъ твердѣнію бетона. Морская вода уменьшаетъ его крѣпость.

Смотря по способу выполненія работъ, различаютъ слѣдующіе главнѣйшіе виды бетона:

Насыпной бетонъ. Бетонъ погружается въ воду особыми приспособленіями (воронкой, ящиками, мѣшками и т. п.), при чемъ правильное его расположеніе предоставляется, главнымъ образомъ, вѣсу бетонной массы. Этотъ способъ тре-

---

<sup>1)</sup> Все-же мы рекомендуемъ по возможности избѣгать употребленія баласта съ примѣсью глины или ила.



буетъ довольно жирной смѣси, такъ какъ часть цемента можетъ быть вымыта при погруженіи въ воду; въ настоящее время насыпной бетонъ употребляется только въ тѣхъ случаяхъ, когда осушеніе выемки стоитъ слишкомъ дорого или, почему-либо, неудобно.

Трамбованный бетонъ. Бетонъ слоями раскладывается на мѣстѣ производства работъ—въ выемкѣ, на опалубкѣ, и каждый слой послѣ раскладыванія утрамбовывается насколько возможно плотно. Въ выработанныхъ нѣмецкимъ Бетонфрейномъ въ 1905 г. правилахъ возведенія построекъ изъ трамбованнаго бетона читаемъ слѣдующее.

„Машинное перемѣшиваніе бетона должно быть предпочитаемо ручному. Какъ при машинномъ, такъ и при ручномъ бетонѣ, смѣшеніе считается происшедшимъ, когда гравій или щебень окруженъ со всѣхъ сторонъ тщательно размѣшаннымъ растворомъ. Различаютъ землисто-влажный бетонъ, количество потребной для котораго воды опредѣляется тѣмъ, что масса должна еще сжиматься рукой, оставляя на ней слѣдъ влаги, и мягкій, или пластичный бетонъ. Для послѣдняго берется столько воды, что масса получается еще годной для трамбованія, но при трамбованіи слегка еще размягчается. Толщина готоваго трамбованнаго слоя изъ землисто-влажнаго бетона не превосходитъ 15 — 20 см, изъ пластичнаго—20—30 см. Трамбованіе должно, по возможности, происходить по направленію будущихъ усилій сжатія. При накладываніи свѣжаго слоя на уже схватившійся бетонъ нужно заботиться о возможно прочномъ соединеніи новой бетонной массы со старой. Для этого рекомендуется смачиваніе поверхности стараго слоя, а также выметаніе его стальной метлой и промываніе жидкимъ



цементнымъ молокомъ. Готовая размѣшанная масса не должна лежать безъ употребленія при теплой и сухой погодѣ болѣе часа, а при прохладной и влажной—болѣе двухъ часовъ. Скоро схватывающійся цементъ можетъ быть употребленъ для трамбованнаго бетона только въ исключительныхъ случаяхъ, на примѣръ, при заливаніи выемки водой. Зерна гравія не должны быть больше 50 mm., а наибольшіе куски щебня должны проходить черезъ круглое отверстіе діаметромъ въ 60—70 mm или квадратное, со стороною въ 50—60 mm. Большіе камни, при равномъ распределеніи въ бетонной массѣ, допускаются въ количествѣ не свѣше 40%. Образцы для испытанія трамбованнаго бетона на сжатіе должны быть приготовлены въ желѣзныхъ кубическихъ формахъ со стороною въ 30 см.“

При равныхъ пропорціяхъ смѣси землесто-влажный бетонъ обладаетъ большею крѣпостью, чѣмъ пластичный. Однако въ практикѣ чаще употребляется пластичный бетонъ, такъ какъ онъ даетъ удовлетворительный результатъ при мало обученныхъ рабочихъ; землесто-же влажный бетонъ требуетъ обученнаго персонала и строгаго присмотра, потому что плохое трамбованіе на немъ отражается сильнѣе, чѣмъ на пластичномъ<sup>1)</sup>.

Пропорція смѣси бетона выражается обыкновенно въ объемныхъ частяхъ.

Нижеслѣдующая таблица Гейдельбергскаго Portlandzementwerkes Ausschluss'a даетъ количества гравелистаго песка и цемента, нужныя для пропорцій смѣси, отъ 1 : 1 до 1 : 12:

<sup>1)</sup> Надо замѣтить, что въ сухую и жаркую лѣтнюю погоду бетонъ, благодаря быстрому испаренію, требуетъ большаго количества воды, чѣмъ при холодной или дождливой погодѣ.



Пропорція смѣси.	На 1 cbm. готоваго бетона	
	Цемента kg	Песка и гравія cbm
1 : 1	925	0,667
1 : 2	625	0,868
1 : 3	430	0,964
1 : 4	355	1,021
1 : 5	295	1,059
1 : 6	250	1,080
1 : 7	220	1,091
1 : 8	190	1,095
1 : 9	169	1,094
1 : 10	151	1,091
1 : 11	137	1,085
1 : 12	125	1,080

При этомъ на одну объемную часть песка нужно брать двѣ объемныя части гравія, а смѣшиваніе производитъ такъ, чтобы не оставалось никакихъ пустотъ. Такъ какъ обыкновенно встрѣчающаяся природная смѣсь песка съ гравіемъ не всегда можетъ удовлетворять этому условію, то на практикѣ количество песка и гравія, потребнаго на cbm готоваго бетона, берется на 10% больше, чѣмъ указано въ таблицѣ.

Если для приготовленія бетона употребляется щебень (или гравій) съ 35% пустотъ и песокъ, то количества ихъ берутся по слѣдующей таблицѣ Р. Дикергофа:

Пропорція смѣси Объемныя части Цементы Песка Щебня	На 1 cbm готоваго бетона.		
	Цементы kg	Песка cbm	Щебня cbm
1 : 2 : 4	318	0,45	0,90
1 : 3 : 6	210	0,45	0,90
1 : 4 : 8	158	0,45	0,90
1 : 5 : 10	125	0,45	0,90
1 + 1 : 6 : 12	105	0,45	0,90
гидр. изв.	изв. 45 }		



Вѣсъ см трамбованнаго бетона колеблется, смотря по способу приготовления и вѣсу баласта, между 1800 кг и 2400 кг (въ среднемъ 2000 кг).

Упомянемъ о литомъ бетонѣ, который идетъ на изготовленіе тонкихъ цементныхъ издѣлій и отличается большой прибавкой воды.

Бетонъ, употребляемый въ желѣзобетоностроительствѣ, требуетъ еще большей осторожности въ выборѣ матеріаловъ, чѣмъ трамбованный бетонъ. Для него тоже берутъ песокъ, гравій, щебень и даже, въ рѣдкихъ случаяхъ, пемзовый гравій; зерна гравія и щебня, употребляемаго для желѣзо-бетона, не должны быть больше 25 mm <sup>1)</sup>. Связывающимъ веществомъ, кромѣ портландскаго цемента, можетъ служить и желѣзо-портландскій цементъ, который, хотя и нашелъ широкое примѣненіе въ постройкахъ изъ трамбованнаго бетона, однако въ желѣзобетоностроительствѣ былъ только испробованъ <sup>2)</sup>. Воды прибавляется больше, чѣмъ для трамбованнаго бетона. Во всѣхъ случаяхъ бетонъ долженъ употребляться въ пластичномъ состояніи, такъ, чтобы отдѣляющійся при трамбованіи чистый цементъ покрывалъ - бы вполне желѣзные прутья, что необходимо для ихъ полного предохраненія отъ ржавчины. Растворъ для желѣзобетона дѣлается гораздо жирнѣе, чѣмъ для трамбованнаго бетона, такъ какъ къ его прочности предъявляется больше требованій, чѣмъ въ случаѣ

1) Если прутья арматуры имѣютъ меньшій діаметръ, чѣмъ 25 mm, то для нижняго слоя бетона зерна баласта не должны превосходить діаметра прутьевъ, т. к. пространство, между нижней поверхностью плиты и арматурой равно, обыкновенно, діаметру прутьевъ.

*Прим. перев.*

2) Рѣшительно совѣтуемъ гг. строителямъ не употреблять въ желѣзобетонныхъ сооруженіяхъ желѣзо-портландскій цементъ, въ виду полной его непригодности къ конструкціямъ этого рода.

*Прим. перев.*



трамбованнаго бетона. Пропорція смѣси колеблется, смотря по качеству имѣющагося баласта, между 1 : 3 и 1 : 6 <sup>1)</sup>). На практикѣ, при хорошей природной смѣси гравелистаго песка, берется чаще всего пропорція 1 : 4, требующая 350 кг цемента на 1 cbm готоваго бетона (Геннебикъ употреблялъ, при своихъ постройкахъ, только 300 кг цемента на cbm бетона, а при машинномъ перемѣшиваніи и еще меньше) <sup>2)</sup>).

Сопротивленіе бетона разнороднымъ вреднымъ вліяніямъ. Для водонепроницаемости бетонныхъ сооружений ихъ покрываютъ штукатуркой изъ жирнаго цементнаго раствора или просто дѣлаютъ послѣдній слой болѣе жирнымъ, чѣмъ предыдущіе. Первое наиболѣе употребительно, такъ какъ, если взять, напр., растворъ изъ 1 объемной части портландскаго цемента и 1—1½ частей песка, то онъ можетъ быть наложенъ слоемъ всего около 2 см толщины.

Морозъ вредитъ только незатвердѣвшему бетону, такъ какъ холодъ прерываетъ процессъ затвердѣванія. При повышеніи температуры затвердѣваніе вновь принимаетъ нормальное теченіе. Отъ сильнаго мороза свойство схватыванія можетъ, однако, совсѣмъ исчезнуть; поэтому зимой при бетонированіи принимаютъ большія предосторожности, а при наружной температурѣ болѣе, чѣмъ 3° ниже нуля, прекращаютъ его совсѣмъ. Въ спѣшныхъ случаяхъ рекомендуется прибавлять

---

1) „Leitsätze“ говорятъ относительно этого: входящій въ составъ бетона растворъ, при употребленіи песка, состоящаго изъ зеренъ разной величины, но не болѣе 7 mm, не долженъ быть тощѣе 1 : 3. Баластъ изъ зеренъ гравія или твердаго щебня можетъ прибавляться до одинаковаго количества съ пескомъ.

2) А именно, отъ 240 до 250 кг цемента на cbm бетона.

*Прим. перев.*



соду<sup>1)</sup> къ приливаемой водѣ, чѣмъ ускоряется процессъ схватыванія. Вообще при морозной погодѣ процессъ схватыванія и дальнѣйшаго затвердѣванія бетона замедляется, а при теплой, наоборотъ, эти процессы ускоряются.

Для предохраненія отъ вреднаго вліянія углекислоты, часто содержащейся въ чистой водѣ, рекомендуется покрывать водяные резервуары асфальтовымъ лакомъ, сидеростеномъ и т. п.

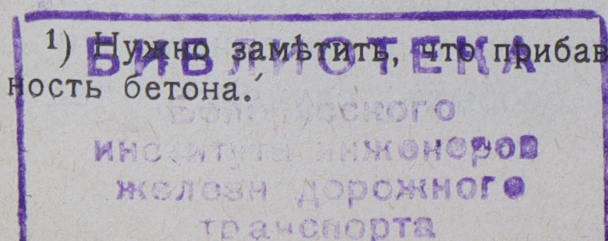
Кислотамъ бетонъ можетъ сопротивляться только въ томъ случаѣ, если онѣ (какъ это имѣетъ мѣсто въ сточныхъ трубахъ) дѣйствуютъ на него въ слабомъ растворѣ. Навозная жижа, а такъ же чистыя щелочи, вродѣ амміака и т. п., не производятъ вреднаго дѣйствія.

Надъ предохраненіемъ бетона отъ вліянія морской воды производятся сейчасъ опыты; полученные пока результаты показываютъ, что плотность бетона должна быть возможно большей; кромѣ того выяснено, что прибавка къ портландскому цементу трасса улучшаетъ бетонъ, предназначенный для работъ въ морской водѣ.

Измѣненіе объема. Особенность бетона составляетъ его довольно значительное измѣненіе объема, происходящее вслѣдствіе химическихъ процессовъ, при чемъ при твердѣніи на воздухѣ онъ уменьшается въ объемѣ, а при твердѣніи въ водѣ — увеличивается. Измѣненія эти тѣмъ значительнѣе, чѣмъ жирнѣе бетонъ. Прилагаемая таблица, составленная по опытамъ Шумана, показываетъ удлиненія, которыя дала въ теченіе года призма длиной въ 100 mm и сѣченіемъ въ 500 mm<sup>2</sup>, твердѣвшая подъ водой:

1) Нужно замѣтить, что прибавка соды понижаетъ прочность бетона.

Прим. перев.





Удлиненіе въ mm по про- шествіи	1	4	13	26	39	52	недѣль.
Призма изъ чистаго це- мента. . .	0,048	0,082	0,104	0,125	0,139	0,146	mm
Призма съ прибавкой песка; про- порціи смѣ- си 1:3. . .	0,015	0,021	0,024	0,028	0,030	0,033	mm

Уменьшеніе объема при твердѣніи на воздухъ достигаетъ для чистаго цемента 0,2<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, а для бетона разныхъ пропорцій—только 0,03—0,05<sup>0</sup>/<sub>0</sub>.

Это измѣненіе объема свойственно даже и уже затвердѣвшему бетону, при чемъ при обливаніи водой онъ значительно расширяется, а при испареніи ея онъ снова уменьшается въ объемъ. Это свойство выдѣляетъ бетонъ изъ ряда другихъ естественныхъ и искусственныхъ камней.

Измѣненіе объема является (если не принимать во вниманіе колебаній температуры) главной причиной трещинъ въ бетонныхъ постройкахъ, часто появляющихся вскорѣ послѣ ихъ возведенія. Образование трещинъ прекращается, въ большинствѣ случаевъ, расположеніемъ въ бетонѣ желѣзной арматуры, потому что при этомъ измѣненіе объема уничтожается внутренними напряженіями.

### А р м а т у р а.

Обыкновенно арматура бетона состоитъ изъ литого желѣза, временное сопротивленіе котораго растяженію и сжатію составляетъ около 4000 kg на см<sup>2</sup>. Сварочное желѣзо менѣе употребительно, а сталь, какъ литая, такъ и сварочная, употребляется только въ особыхъ случаяхъ, такъ



какъ полное использованіе высокой крѣпости стали возможно лишь при противопоставленіи ей бетона наивысшей крѣпости, что становится невыгоднымъ на практикѣ. Какъ въ Германіи, такъ и въ большинствѣ европейскихъ странъ, для арматуры берется большею частью круглое желѣзо, при чемъ діаметръ прутьевъ колеблется отъ 3 до 50 mm; впрочемъ, пользуются и вальцованными профилями разнаго сѣченія и даже арматурой въ видѣ рѣшетчатой балки. Въ Америкѣ широкимъ распространеніемъ пользуется такъ называемое узловое желѣзо (желѣзо Рансома, Тэчера). Узлы этого желѣза должны повышать сопротивленіе скольженію желѣза въ бетонѣ, а также воспринимать срѣзывающія усилія отъ окружающаго бетона <sup>1)</sup>. Существуютъ и другіе профили, напр., желѣзо Кана, большею частью американскаго происхожденія, преслѣдующіе ту же цѣль. Напряженіе сцѣпленія обыкновеннаго круглаго желѣза пытались увеличить, насѣкая на его поверхности зарубки. Наконецъ, примѣняли и цѣльно-рѣшетчатый металлъ Гольдинга, штампуемый изъ стальныхъ листовъ.

Какъ извѣстно, для желѣза удлиненія пропорціональны напряженіямъ до границы пропорциональности (которая лежитъ около 1800 kg/cm и выше). Выше этой границы удлиненія растутъ быстрѣе напряженій, и при достиженіи предѣла скольженія или вытеканія (лежащаго отъ 2500 kg/cm и выше) начинаются очень сильныя удлиненія, пока не будетъ достигнуто, при 4000 kg на см поперечнаго сѣченія, разрывающее напряженіе. Такъ какъ

---

<sup>1)</sup> На основаніи послѣднихъ опытовъ можно заключить, что узловое желѣзо не имѣетъ почти никакихъ преимуществъ передъ обыкновеннымъ круглымъ.



допускаемая въ желѣзобетонныхъ сооруженіяхъ напряженія желѣзныхъ прутьевъ на растяженіе не превосходятъ 1200 kg/cm, то даже при допущеніи нагрузки въ  $1\frac{1}{2}$  раза большей, чѣмъ та, на которую рассчитываются обыкновенно сооружения, они не перейдутъ границы пропорціональности. Модуль упругости литого желѣза лежитъ около 2100000.

### Свойства желѣзобетона.

Примѣненіе желѣзобетона къ частямъ сооружений, подверженнымъ изгибу, возможно только потому, что свойства столь несхожихъ веществъ, какъ бетонъ и желѣзо, дополняютъ другъ друга.

Сопротивленіе бетона сжатію весьма велико въ сравненіи съ его сопротивленіемъ растяженію. Располагая въ поясѣ поперечнаго сѣченія, подверженномъ растяженію, арматуру, повышаютъ сопротивленіе изгибу; при этомъ допускаютъ что сцѣпленіе прутьевъ съ бетономъ производитъ полное соединеніе обоихъ матеріаловъ.

Сцѣпленіе (или сопротивленіе скольженію) желѣза съ бетономъ препятствуетъ вытягиванію желѣза изъ подверженнаго дѣйствію внѣшнихъ силъ бетоннаго тѣла и принуждаетъ желѣзо къ совмѣстной деформаци, а, слѣдовательно, и къ совмѣстному съ бетономъ статическому дѣйствію. Это сцѣпленіе явствуетъ, прежде всего, изъ того, что вооруженная плита обладаетъ бѣльшимъ сопротивленіемъ изгибу, нежели невооруженная. Если бы сцѣпленіе не имѣло мѣста, то армированная бетонная плита была бы менѣ прочной, чѣмъ такая же невооруженная плита, благодаря уменьшенію поперечнаго сѣченія ея на величину площади сѣченія желѣза. Между тѣмъ, уже первые опыты показали, что



сопротивленіе изгибу вооруженной плиты впятеро больше простой бетонной. Баушингеръ принимаетъ силу сцѣпленія, въ своемъ „Bericht über Versuche nach System Monier, München 1887“, для бетона съ пропорціей смѣси 1:3, равной 40—47 kg на  $\text{cm}^2$ . Позднѣйшіе опыты дали нѣсколько меньшія цифры; результаты этихъ опытовъ приведены во II-ой части на стр. 54. Можно считать почти доказаннымъ, что силы сцѣпленія между желѣзомъ и бетономъ въ желѣзобетонныхъ сооруженіяхъ достаточно, чтобы предотвратить опасность разъединенія обоихъ матеріаловъ при обычномъ процентѣ арматуры. Даже часто повторяющаяся нагрузка и разгрузка или постоянные толчки не могутъ нарушить сцѣпленія, какъ это показали опыты съ желѣзобетонными частями сооруженій, подвергающимися сотрясеніямъ, напр., въ желѣзнодорожныхъ мостахъ.

Опасности образованія ржавчины на окруженномъ бетономъ желѣзѣ почти совсѣмъ не существуетъ. Главнѣйшими условіями этого является слѣдующее: пропорція смѣси бетона не должна быть тощей, и бетонъ долженъ употребляться въ достаточно пластичномъ состояніи, чтобы повсюду происходило дѣйствительно полное внутреннее обвалакиваніе арматуры растворомъ. Многочисленныя изслѣдованія старыхъ, болѣе двадцати лѣтъ находившихся въ употребленіи желѣзобетонныхъ сооруженій, особенно плитъ и трубъ Монье, показали, что они сохранились въ неизмѣнномъ состояніи. При этомъ оказалось, что арматура во всѣхъ частяхъ, гдѣ бетонъ сохранился не поврежденнымъ, нисколько не заржавѣла и была вполне свѣжей.

Оба матеріала хорошо переносятъ вліяніе колебаній температуры. Такъ какъ бетонъ



плохой проводникъ тепла, то желѣзо, окруженное имъ, очень хорошо защищено отъ непосредственнаго воздѣйствія внѣшняго тепла или холода, постепенно приближаясь къ температурѣ окружающаго бетона. Коэффициенты расширенія бетона и желѣза почти равны, и удлиненія на  $1^{\circ}\text{C}$  достигаютъ въ среднемъ

для бетона  $t_b = 0,0000137$ ,

для желѣза  $t_e = 0,0000123$ .

Относительно ничтожная разниця удлиненій обоихъ веществъ, зависящая отъ разницы ихъ коэффициентовъ линейнаго расширенія, не вредитъ связи обоихъ соединенныхъ тѣлъ, уравниваясь внутренними напряженіями.

Испытанія огнестойкости показали, что сами эти внутреннія напряженія, даже при очень высокой температурѣ не производятъ отдѣленія бетона отъ желѣза и разрушенія конструкціи.

Примѣромъ можетъ служить желѣзобетонный потолокъ, подвергнутый пожарному испытанію 19 апр. 1902 г. во дворѣ складовъ фирмы Г. А. Вайсъ и К<sup>0</sup> въ Вѣнѣ, при чемъ въ пространствѣ подъ нимъ довольно продолжительное время поддерживалась температура въ  $1000^{\circ}\text{C}$ . Задѣланные въ бетонѣ плавкія тѣла показали, что въ немъ самомъ температура колебалась между  $800^{\circ}$  и  $900^{\circ}$ . Огонь тушился при помощи парового пожарнаго насоса. Въ отдѣльныхъ мѣстахъ желѣзобетонной балки было произведено удаленіе наружнаго слоя бетона; на эти мѣста направили водяную струю и произвели такимъ образомъ быстрое охлажденіе. Сдѣланная затѣмъ пробная нагрузка показала, что перекрытіе было все же въ состояніи выдержать вчетверо бѣльшую полезную нагрузку, чѣмъ та, на которую оно было



разсчитано. Въ общемъ огонь не произвелъ почти никакого вліянія на прочность потолка.

Результаты этого испытанія вполне согласуются съ наблюденіями, сдѣланными въ послѣднее время надъ желѣзобетонными сооруженіями, бывшими въ пожарѣ. Эти сооруженія, несмотря на то, что они находились въ самомъ центрѣ огня, остались почти безъ измѣненія и могли, послѣ незначительнаго ремонта, вновь служить той цѣли, для которой они были предназначены, въ то время какъ сосѣднія, деревянные, каменные и, особенно, желѣзные части были совершенно уничтожены.

## Основные формы желѣзобетонныхъ сооружений.

### П л и т а.

Наипростѣйшей желѣзобетонной конструкціей, работающей на изгибъ, является плита прямоугольнаго сѣченія.

Въ плитѣ, свободно лежащей своими концами, вслѣдствіе перехода положительныхъ моментовъ, въ верхней части сѣченія развиваются напряженія сжатія, а въ нижней—напряженія растяженія. Часть, въ которой дѣйствуютъ сжимающія усилія, называется поясомъ сжатія, а нижняя часть—

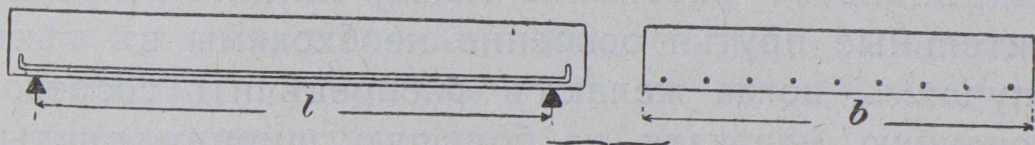


Рис. 1. Свободно-лежащая плита.

поясомъ растяженія; между ними проходитъ нейтральная ось. Ясно, что для того, чтобы не произошла поломка плиты отъ слишкомъ малаго сопротивленія растяженію, нужно расположить въ



поясъ растяженія бетона, по направленію растягивающихъ усилій (слѣдовательно, въ нижней части сѣченія), желѣзную арматуру. Выгодно располагать желѣзо возможно близко къ нижней плоскости плиты, но все же такъ, чтобы желѣзо было окружено бетономъ. Для этого въ плитахъ

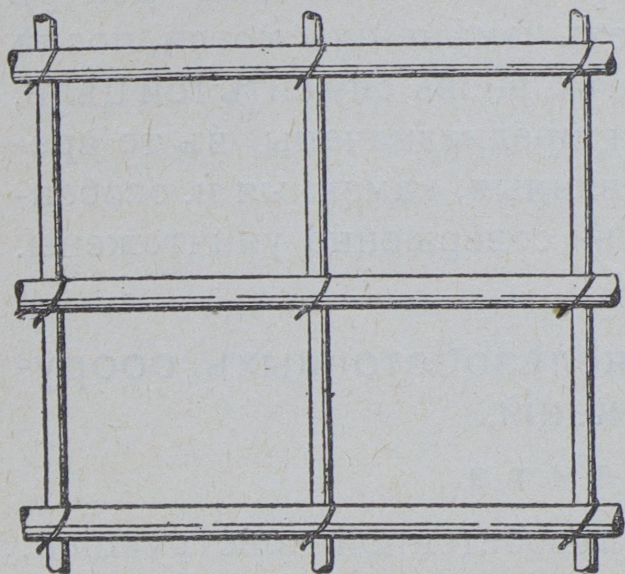


Рис. 2. Рабочіе и распредѣлительные прутья.

достаточенъ слой бетона  $\text{mm}$  въ 10 толщины, а при тонкихъ прутьяхъ даже только въ 5  $\text{mm}$  <sup>1)</sup>.

Кромѣ прутьевъ этой главной арматуры, принимающихъ растягивающія усилія и поэтому называемыхъ „рабочими прутьями“, кладутся еще другіе прутья, перпендикулярные къ первымъ, такъ назы-

ваемые „распредѣлительные прутья“; обѣ арматуры образуютъ полную желѣзную сѣтку. Сѣченіе распредѣлительныхъ прутьевъ всегда меньше, чѣмъ рабочихъ. Соединеніе прутьевъ производится вязальной проволокой; одновременно этимъ же закрѣпляется разстояніе между ними. Распредѣлительные прутья особенно необходимы въ тѣхъ случаяхъ, когда желаютъ распредѣлить сосредоточенную нагрузку на большую ширину плиты. Не менѣе важное значеніе имѣютъ распредѣляю-

<sup>1)</sup> Новѣйшія узаконенія въ нѣкоторыхъ странахъ (въ особенности въ Америкѣ) относятся къ этому строже и требуютъ 3 дюймовъ защитнаго слоя. Опыты показали, что слой меньшей толщины не вполне защищаетъ желѣзо арматуры отъ огня.



шіе прутья для плиты съ большой шириной, но малымъ пролетомъ, препятствуя появленію трещинъ, могущихъ произойти вслѣдствіе колебаній температуры.

Если плита основной прямоугольной формы лежитъ всѣми четырьмя сторонами, то распредѣляющіе прутья принимаютъ участіе и въ статическомъ дѣйствіи. Однако примѣненіе этой крестообразной арматуры имѣетъ экономическое значеніе только въ томъ случаѣ, когда длинная сторона плиты не менѣе, чѣмъ въ  $1\frac{1}{2}$  раза больше короткой.

Разстояніе между распредѣляющими прутьями колеблется отъ 5 до 15 см. Сѣченіе желѣза зависитъ отъ величины пролета и нагрузки. Слѣдуетъ однако замѣтить, что выборъ наименьшихъ размѣровъ, при равной площади поперечнаго сѣченія имѣетъ преимуществомъ большую поверхность сцепленія.

Прочно закрѣпленная обѣими сторонами плита при прочих равныхъ условіяхъ обладаетъ гораздо

меньшими размѣрами, чѣмъ свободно лежащая. Положительный изгибающій моментъ въ серединѣ пролета равенъ только трети того же момента при свободно-лежащей плитѣ, а въ мѣстѣ закрѣпленія хотя и появляются отрицательные изгибающіе моменты, но они на треть меньше максимальнаго

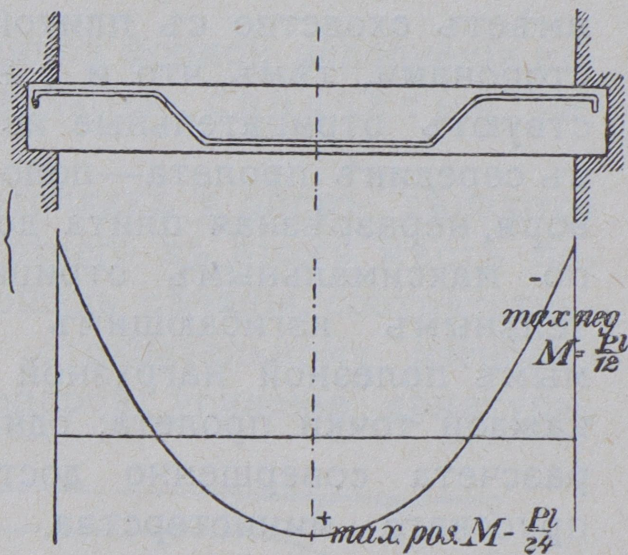


Рис. 3. Плита, закрѣпленная обѣими сторонами.



момента свободно лежащей плиты. Однако в верхней части, около опоръ, появляются растягивающія усилія, соотвѣтствующія отрицательнымъ изгибающимъ моментамъ. Поэтому въ этихъ мѣстахъ арматура проходитъ вверху сѣченія, въ то время какъ въ срединѣ пролета она переходитъ въ нижнюю часть сѣченія. Цѣлесообразнѣе примѣнять въ этомъ случаѣ изогнутое желѣзо, перегибъ котораго соотвѣтствуетъ пересѣченію нейтральной оси съ эпюрой изгибающихъ моментовъ.

При расчетѣ закрѣпленныхъ плитъ нужно принимать предосторожности, такъ какъ полное закрѣпленіе плитъ практически невозможно.

Важнѣйшей изъ плитъ является лежащая на нѣсколькихъ опорахъ неразрѣзная плита. Она имѣетъ сходство съ плитой, закрѣпленной двумя сторонами, тѣмъ, что и у нея надъ опорами дѣйствуютъ отрицательные изгибающіе моменты, а въ срединѣ пролета—положительные. Строго говоря, неразрѣзная плита должна быть рассчитана по максимальнымъ отрицательнымъ и положительнымъ изгибающимъ моментамъ, вызываемымъ полезной нагрузкой и измѣняющимся для каждой точки пролета; однако, на практикѣ для расчета совершенно достаточно постановленій прусскаго министерства. Если дѣйствительно дѣйствующій моментъ и реакціи опоръ нельзя вычислить или экспериментально опредѣлить, то по этимъ правиламъ изгибающій моментъ въ срединѣ пролета плиты, лежащей на нѣсколькихъ опорахъ, нужно принять равнымъ четыремъ пятымъ величины, которую онъ имѣлъ бы, если бы плита свободно лежала на двухъ опорахъ.

Въ этомъ случаѣ точно такъ же арматура надъ опорами отгибается вверхъ; при небольшихъ раз-



мѣрахъ желѣза прутья могутъ укладываться и безъ особаго отгиба по вогнуто-выпуклой линіи, соотвѣтствующей упругой линіи; иногда даже дѣ-

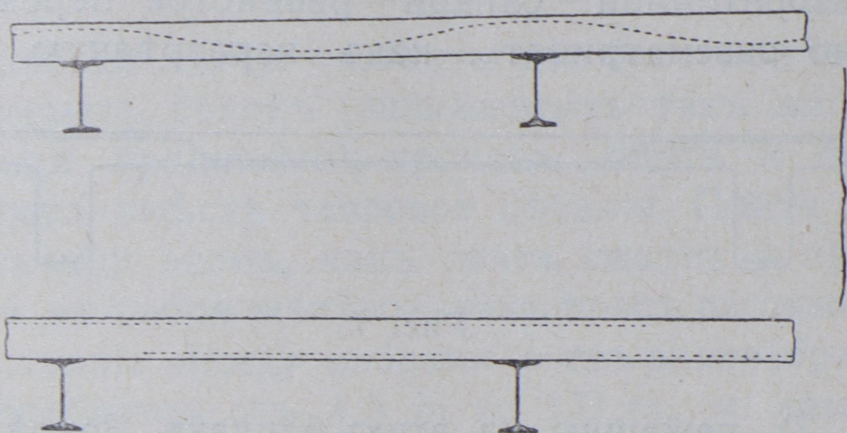


Рис. 4 и 5. Неразрѣзные плиты.

лаютъ двѣ отдѣльныхъ арматуры: верхнюю и нижнюю (фиг. 5).

Самой распространенной формой исполненія неразрѣзныхъ плитъ являются сводчатая перекрытія.

Въ сводчатыхъ потолкахъ у опоръ дѣлаются сводчатые утолщенія, отчего въ этомъ мѣстѣ получается бѣольшая площадь сѣченія, соотвѣтствующая максимальному отрицательному изгибающему моменту надъ опорой; усиленіе арматуры,

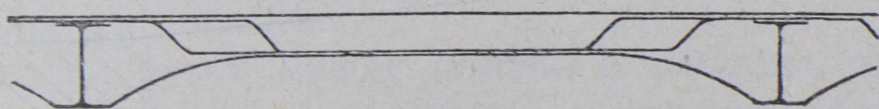


Рис. 6. Сводчатый потолокъ.

разсчитанной на максимальный положительный изгибающій моментъ въ серединѣ плиты, дѣлается, слѣдовательно, ненужнымъ. Сводчатые потолки, исполненные въ видѣ потолковъ съ желѣзными балками, примѣняются очень часто, если только не явятся препятствія къ полному окру-



женію балки бетономъ, что имѣетъ большое значеніе для огнестойкости конструкціи.

Плоское перекрытіе, образующее вмѣстѣ съ железобетонной балкой ребристое перекрытіе, нужно рассматривать, какъ неразрѣзную плиту

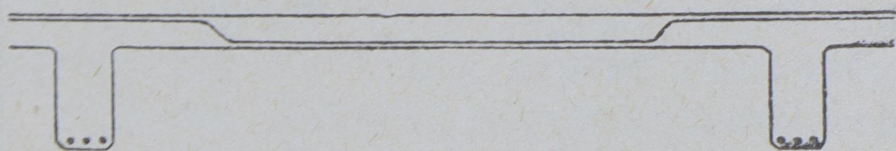


Рис. 7.

(фиг. 7), лежащую на этихъ балкахъ. Закрѣпленіе плиты у балки не должно быть допустимо, такъ какъ оно представляетъ большую опасность.

Консольная плита рассматривается, какъ плита, закрѣпленная съ одной стороны. Въ ней растягивающія усилія дѣйствуютъ въ верхней части сѣченія, въ которой и нужно, слѣдовательно, помѣстить арматуру. Консольная плита примѣняется въ выдающихся частяхъ сооружений, вродѣ галлей, площадокъ лѣстницъ, карнизовъ и т. п.

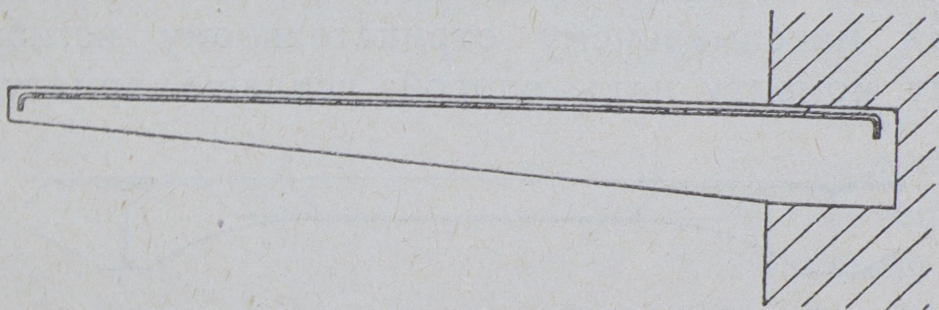


Рис. 8. Плита, закрѣпленная одной стороной.

Обыкновенно плита въ мѣстѣ опоры дѣлается толще, чѣмъ на свободномъ концѣ.

Плоскія перекрытія примѣняются при пролетахъ не болѣе 6 м, хотя уже при пролетѣ въ 3—4 м ребристое перекрытіе болѣе выгодно въ



промышленномъ отношеніи, въ особенности при большихъ нагрузкахъ.

### Ребристая плита.

Ребристая плита состоитъ изъ балочной плиты и бетонныхъ балокъ (называемыхъ такъ же ребрами или приливами), причемъ плита и балка образуютъ вмѣстѣ тавровое сѣченіе. Плита дѣйствуетъ при этомъ, какъ поясъ сжатія, а проложенное въ ребрѣ желѣзо—какъ поясъ растяженія.

Разстояніе между ребрами очень разнообразно; оно колеблется отъ 4,5 м до 1,0 м, и самымъ

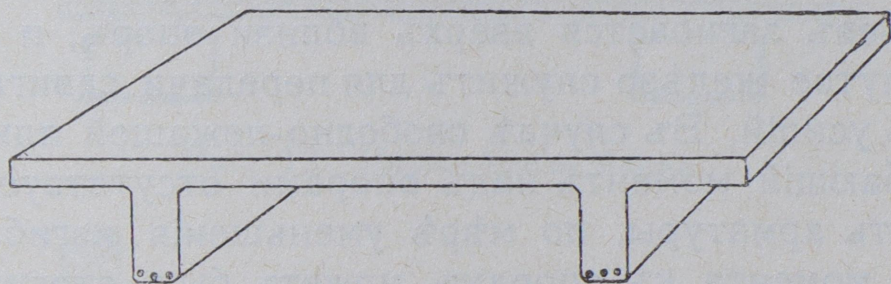


Рис. 9. Ребристая плита.

употребительнымъ является разстояніе въ  $1\frac{1}{2}$ — $2\frac{1}{2}$  м. Желѣзобетонныя балки безъ плоскаго перекрытія разсматриваются какъ плиты, отъ которыхъ онѣ отличаются только отношеніемъ высоты къ ширинѣ.

При нагрузкѣ между плитой и ребромъ появляются сдвигающія усилія, которымъ бетонъ тонкаго ребра не всегда можетъ сопротивляться. Наибольшія сдвигающія усилія приходятся вблизи опоръ, гдѣ дѣйствуетъ наибольшая перерѣзывающая сила. Отдѣленію плиты отъ ребра стараются помѣшать, располагая въ ребрѣ такъ называемые „хомуты“. Хомутъ (фиг. 10) представляетъ собой вертикальную петлю изъ круглаго или полосового желѣза, которая одновременно играетъ роль ар-



матуры и уменьшаетъ возможность отставанія наружнаго слоя бетона. Въ плитахъ эти хомуты не нужны, такъ какъ тамъ сдвигающее усиліе пе-

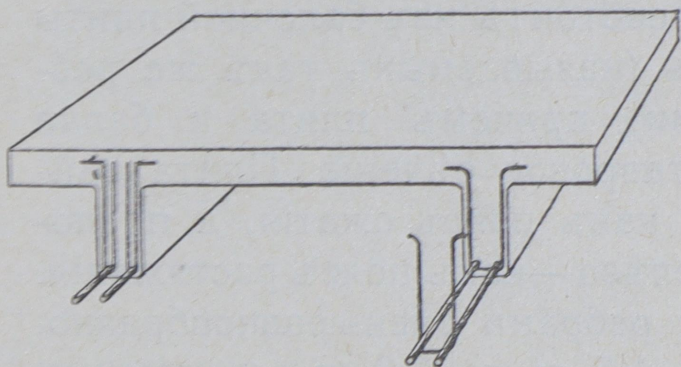


Рис. 10. Хомутъ.

редается на всю ширину плиты, и напряженія сдвига имѣютъ поэтому гораздо меньшую величину, чѣмъ въ ребристомъ перекрытіи.

Въ ребристомъ перекрытіи часть прутьевъ загибается вверхъ вблизи опоръ, и это отогнутое желѣзо служитъ для передачи сдвигающихъ усилій. Въ случаѣ свободно-лежащей плиты изгибающій моментъ надъ опорами отсутствуетъ, и часть арматуры, по мѣрѣ уменьшенія изгибающаго момента къ опорамъ, можетъ быть отогнута вверхъ. Въ закрѣпленномъ имъ неразрѣзномъ перекрытіи надъ опорами появляются отрицательные изгибающіе моменты, требующіе верхней арматуры. Эта арматура образуется изъ проходящей надъ опорами части изогнутого желѣза и можетъ быть еще усилена добавочными прутьями или пропусканіемъ

прутьевъ съ сѣдьяго пролета.

Въ тонкомъ ребрѣ неразрѣзныхъ балокъ, вслѣдствіе большаго изгибающаго момента,



Рис. 11. Отогнутое желѣзо.

надъ средней опорой появляются значительная напряженія сжатія. Поэтому при большихъ пролетахъ рекомендуется увеличивать сѣченіе ребра около опоры, что можно достигнуть, придавъ балкѣ



у опоры консолеобразный выступ. При небольших пролетах достаточно проложить въ поясѣ сжатія, т.-е. внизу, вторую арматуру. Арматура эта будетъ, слѣдовательно, подвергнута сжатію и дол-

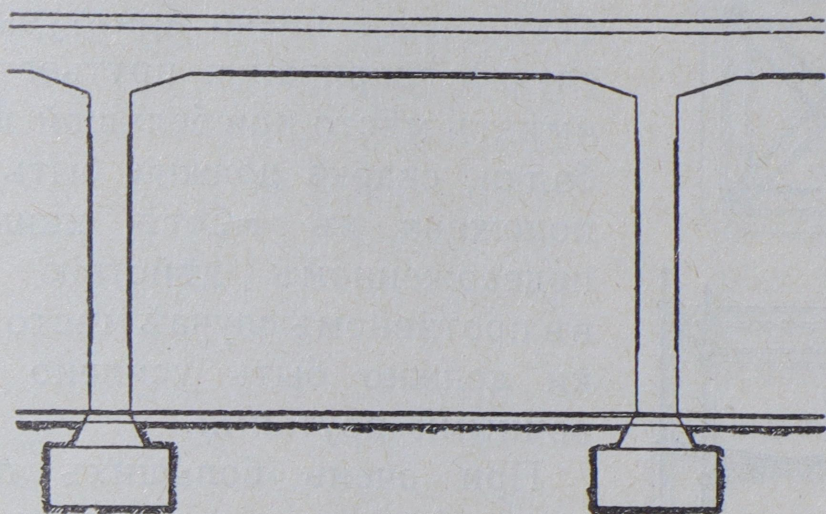


Рис. 12. Неразрѣзная балка.

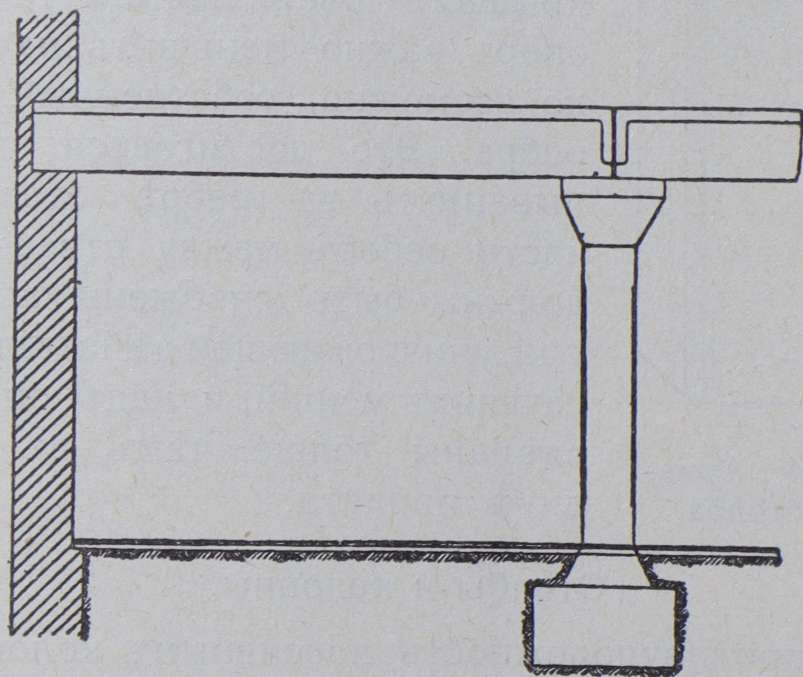


Рис. 13. Разрѣзная балка.

жна быть предохранена хомутами отъ продольнаго изгиба, который можетъ произвести скалываніе бетона.



Лучше всего располагать прутья арматуры въ одной плоскости. Если же прутья располагаются нѣсколькими рядами другъ надъ другомъ, то центръ тяжести арматуры поднимается вверхъ, что уменьшаетъ статическое плечо арматуры. Въ случаѣ свариванья прутьевъ, что имѣетъ мѣсто при большой длинѣ балки, сварка должна быть расположена въ мѣстѣ, наименѣе подверженномъ дѣйствию силъ; въ противномъ случаѣ мѣсто сварки должно быть усилено добавочными прутьями.

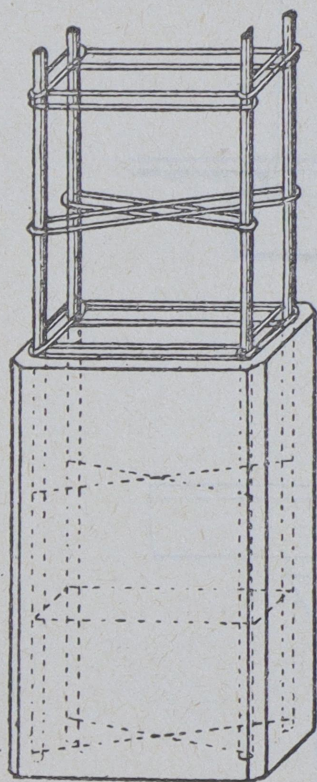
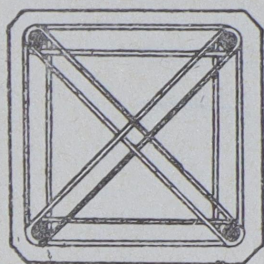


Рис. 14. Арматура столба.

При очень большихъ пролетахъ балокъ, какъ, напр., въ мостахъ или въ ненагруженныхъ крышахъ безъ промежуточныхъ опоръ, важно уменьшить, насколько возможно, собственный вѣсъ ребра. Это достигается продѣлываніемъ въ ребрѣ отверстій; части реберъ между отверстіями должны быть снабжены арматурой, уничтожающей дѣйствіе сдвигающихъ усилій, и надъ опорами сдѣланы толще, чѣмъ въ серединѣ пролета.

### Столбы и колонны.

Въ противоположность массивнымъ колоннамъ изъ трамбованнаго бетона, желѣзобетонныя колонны имѣютъ очень изящную форму и могутъ выдерживать большую нагрузку. Сѣченіе ихъ, большею частію, квадратное или прямоугольное, рѣже многогранное или круглое; размѣръ



меньшей изъ сторонъ сѣченія не бываетъ ниже 18 см.

Продольная арматура желѣзобетонныхъ столбовъ состоитъ изъ вертикальныхъ прутьевъ круглаго сѣченія, расположенныхъ возможно ближе къ наружной поверхности столба, такъ, чтобы толщина покрывающаго слоя бетона была, все же, равна 2,5—5 см. Вертикальные прутья соединяются горизонтальными желѣзными хомутами, которые одновременно образуютъ поперечную арматуру.

Такимъ образомъ получается желѣзный скелетъ, препятствующій выпучиванію бетона и предохраняющій продольную арматуру отъ продольнаго изгиба. Продольная арматура разгружаетъ бетонъ, такъ какъ, при необходимо равныхъ удлиненіяхъ обоихъ веществъ, на долю желѣза приходится большее удѣльное напряженіе сжатія. Разстояніе между хомутами, образующими поперечную арматуру, обыкновенно колеблется отъ 15 до 35 см. Они дѣлаются изъ круглаго желѣза не тоньше 7 мм. Геннебикъ употреблялъ, вмѣсто хомутовъ, тонкія желѣзныя пластинки, съ отверстіями для прутьевъ продольной арматуры, но онѣ неудобны тѣмъ, что нарушаютъ болѣе или менѣе цѣльность бетона. Число вертикальныхъ прутьевъ не бываетъ меньше четырехъ; при боль-

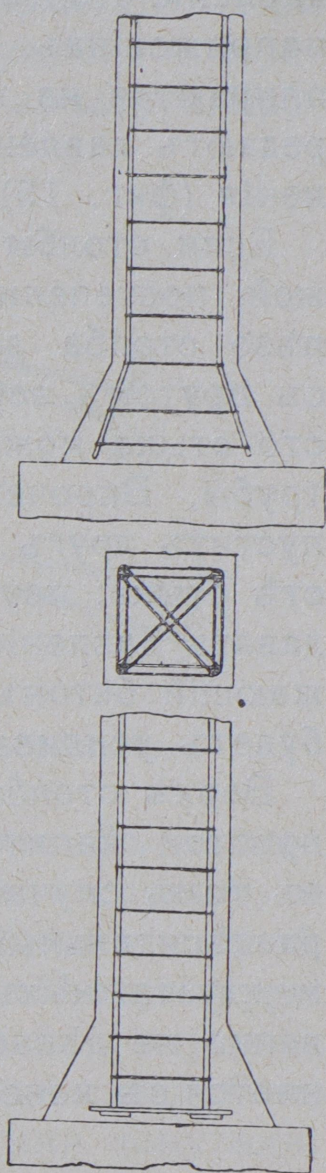


Рис. 15. Подошва столба.



шихъ нагрузкахъ берется восемь и болѣе, располагаемыхъ обыкновенно симметрично.

Переходъ отъ собственно столба къ фундаменту образуетъ подошву, имѣющую форму усѣченной пирамиды; назначеніе ея—передавать фундаменту давленіе столба въ допускаемыхъ для послѣдняго напряженіяхъ. При этомъ концы прутьевъ или опираются на желѣзную рѣшетку, или прямо передаютъ давленіе бетону подошвы, въ силу сцѣпленія (фиг. 15).

Если столбы проходятъ черезъ нѣсколько этажей, постепенно уменьшаясь въ діаметръ, то желѣзо столба должно быть осажено и соединено съ прутомъ верхняго этажа такъ, чтобы на мѣсто стыка можно было бы надѣть кусокъ газовой трубы. Впрочемъ, совершенно достаточно перепустить другъ за друга прутья арматуры въ мѣстѣ стыка; прутья верхняго этажа будутъ передавать давленіе прутьямъ нижняго черезъ окружающій бетонъ столба, который въ этомъ мѣстѣ будетъ усиливаться плитой перекрытія.

Верхъ столба можетъ быть исполненъ въ видѣ простой капители, что рекомендуется особенно въ томъ случаѣ, если надъ столбомъ проходитъ раздѣлительный шовъ плитъ. При неразрѣзныхъ междуэтажныхъ перекрытіяхъ, капитель обыкновенно не дѣлается, и верхъ столба прямо соединяется съ консолью потолочной балки перекрытія.

### С в о д ы.

Желѣзобетонный сводъ, кромѣ сжатія, можетъ подвергаться и растяженію, что даетъ возможность уменьшить толщину свода. Это преимущество особенно ясно видно при сравненіи желѣзобетоннаго свода небольшого пролета съ такимъ же сводомъ изъ трамбованнаго бетона. Рабочая ар-



матура свода можетъ быть ординарной и двойной. Ординарная арматура примѣняется главнымъ образомъ къ архитектурнымъ сводамъ, пролеты которыхъ невелики, а образующая кривая приближается къ параболѣ. Желѣзная сѣтка располагается въ нихъ вблизи внутренней поверхности. При большихъ пролетахъ вблизи наружной поверхности свода прокладывается вторая арматура, про-

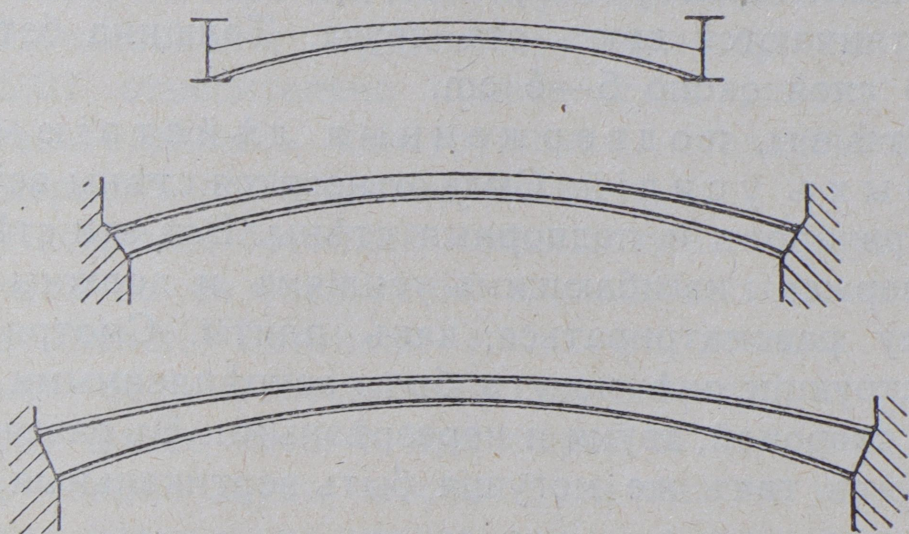


Рис. 16. Форма желѣзо-бетонныхъ сводовъ.

ходящая отъ пятъ до шва перелома. Въ мостовыхъ сводахъ, съ ихъ переменной нагрузкой, и въ сводахъ съ большимъ отклоненіемъ кривой давленій отъ геометрической оси, обѣ арматуры проходятъ черезъ весь пролетъ,—одна у внутренней, другая у наружной поверхности свода. Соединеніе ихъ производится желѣзными хомутами; примѣняютъ также и распредѣлительную арматуру.

### Желѣзобетонныя стѣны.

Желѣзобетонныя стѣны, смотря по назначенію, раздѣляются на:

Не нагруженные стѣны (такъ наз. стѣны Монье). Въ видѣ ненагруженныхъ стѣнъ испол-



няются наружныя стѣны и простѣнки, когда нужно сдѣлать ихъ безопасными въ пожарномъ отношеніи; распространенію этихъ стѣнъ сильно содѣйствовало то обстоятельство, что онѣ могутъ исполняться въ видѣ висячихъ конструкцій и требуютъ опоръ только у концовъ.

Арматура этихъ стѣнъ состоитъ изъ простой сѣтки Монье, образуемой рабочей и распределительными арматурами, которыя, однако, ничѣмъ не отличаются другъ отъ друга. Толщина бетоннаго слоя около 5—6 см.

Стѣны, подверженныя дѣйствию боковыхъ усилій. Сюда относятся стѣны всѣхъ резервуаровъ и подпорныя стѣны. Всѣ эти стѣны подвержены изгибающимъ усиліямъ и должны по этому разсматриваться, какъ плиты. Смотря по конструкціи, онѣ могутъ быть закрѣпленными одной стороною, двумя и неразрѣзными. Въ расчетъ входятъ такъ же могущія быть вертикальныя нагрузки.

Стѣны цилиндрическихъ резервуаровъ. Эти стѣны, подобно стѣнамъ трубъ, подвергаются только внутреннему сжатію, безъ изгиба. Появляющимся, вслѣдствіе внутренняго давленія, въ стѣнахъ напряженіямъ растяженія нужно противопоставить желѣзную арматуру. Толщина бетона можетъ быть сдѣлана очень незначительной, такъ какъ единственная его цѣль — предохранять желѣзо отъ ржавчины. Арматура состоитъ изъ горизонтальныхъ желѣзныхъ колецъ, сѣченіе которыхъ рассчитывается на растяженіе въ стѣнкѣ, производимое давленіемъ. Кромѣ этой, кольцевой арматуры, примѣняется еще распределяющая, которую располагаютъ перпендикулярно къ первой.



### Производство работъ.

Желѣзобетонныя конструкции исполняются, обыкновенно, на мѣстѣ постройки, на деревянной опалубкѣ. Рѣже, и только такія желѣзобетонныя части сооружений, какъ плиты, балки, столбы, ступеньки лѣстницъ и т. п., изготовляются фабричнымъ путемъ, и уже затвердѣвшія доставляются на мѣсто постройки, гдѣ и устанавливаются.

Постановленія прусскаго министерства отъ 24/5.07 относительно производства работъ при желѣзобетонныхъ конструкціяхъ предписываютъ въ первомъ случаѣ слѣдующее:

„Насыпаніе бетонной массы должно начинаться тотчасъ по ея затвореніи и окончено къ началу схватыванія. Бетонная масса не должна оставаться безъ употребленія въ жаркую и сухую погоду болѣе часа, а при сырой и холодной погодѣ—болѣе двухъ часовъ. Если она не употребляется тотчасъ по изготовленіи, а остается лежать указанный срокъ, то ее слѣдуетъ защитить отъ вліянія солнца, вѣтра, сильнаго дождя и т. д., а передъ употребленіемъ перемѣшать лопатой. Насыпаніе бетонной массы должно производиться непрерывно до окончанія трамбованія. Бетонъ нужно насыпать слоями не толще 15 см. и уплотнять трамбованіемъ въ массу, лишенную воды.

Желѣзные прутья передъ употребленіемъ должны быть тщательно очищены отъ грязи, жира и ржавчины. Особенно тщательно нужно смотрѣть, чтобы желѣзные прутья сохраняли правильное положеніе, разстояніе другъ отъ друга и требуемую форму; это достигается расположеніемъ по ихъ длинѣ особыхъ подкладокъ и окруженіемъ ихъ плотной, особенно тщательно приготовленной,



бетонной массой. Если прутья лежатъ нѣсколькими рядами другъ надъ другомъ, какъ это имѣеть мѣсто въ балкахъ, то каждый рядъ нужно окружить отдѣльно массой. Подъ арматурой долженъ оставаться слой бетона — въ балкахъ не менѣе 2-хъ см, а въ плитахъ — не менѣе 1 см <sup>1)</sup>:

Опалубка должна быть достаточно прочной, чтобы сопротивляться, какъ изгибу, такъ и толчкамъ при трамбованіи. Она должна быть, кромѣ того, устроена такъ, чтобы ее можно было безопасно удалить, оставивъ только подпорки, необходимыя до полного затвердѣнія бетона. При разборкѣ опалубки и подпорокъ нужно избѣгать всякихъ сотрясеній. Если на свѣжій слой бетона желаютъ положить новый, то слѣдуетъ достаточно хорошо смочить старую поверхность. При продолженіи работъ на затвердѣвшемъ бетонѣ, старая поверхность должна быть насѣчена, начисто выметена, смочена и передъ самымъ насыпаніемъ новаго слоя покрыта тонкимъ слоемъ цементнаго молока. При морозѣ работы нужно прекращать, чтобы предотвратить вредное вліяніе холода.

До достаточнаго затвердѣнія бетона части сооруженій должны быть тщательно предохранены отъ мороза, жары и не должны подвергаться сотрясеніямъ и нагрузкамъ. Боковыя части формъ столбовъ и балокъ, и опалубка плоскаго перекрытія съ пролетомъ не болѣе 1,5 m могутъ быть сняты не раньше недѣли, а подпорки балокъ — не раньше трехъ недѣль. Если трамбованіе было окончено не задолго до наступленія мороза, то при разборкѣ опалубки и подпорокъ нужно соблюдать

---

1) Въ Сѣверной Америкѣ, какъ мы упоминали выше, не менѣе 3 дюймовъ.



особую осторожность. Если же морозъ ударить во время твердѣнія, то, принимая во вниманіе, что твердѣніе бетона холодомъ замедляется, всѣ вышеупомянутые сроки должны быть увеличены на время продолжительности мороза.“

Фиг. 17 показываетъ опалубку, наиболѣе употребляющуюся для ребристыхъ перекрытій. Обыкновенно одновременно съ установкой опалубки приступаютъ къ гнутію прутьевъ, по специально изготовленнымъ шаблонамъ. Изгибовъ подъ острымъ угломъ надо избѣгать и особенно тщательно исполнять всѣ сварки. Когда опалубка вполнѣ закончена, нужно приступить къ укладкѣ прутьевъ, строго смотря, чтобы они точно занимали тѣ мѣста, которыя опредѣлены для нихъ въ проектѣ. Этого можно достигнуть при помощи подкладокъ и хомутовъ, соединяющихъ рабочіе прутья. Передъ началомъ работъ опалубку нужно смочить и тогда уже можно насыпать бетонъ въ мягкомъ (пластичномъ) состояніи.

Относительно разборки опалубки, такъ называемаго раскружаливанья, нужно замѣтить, что,

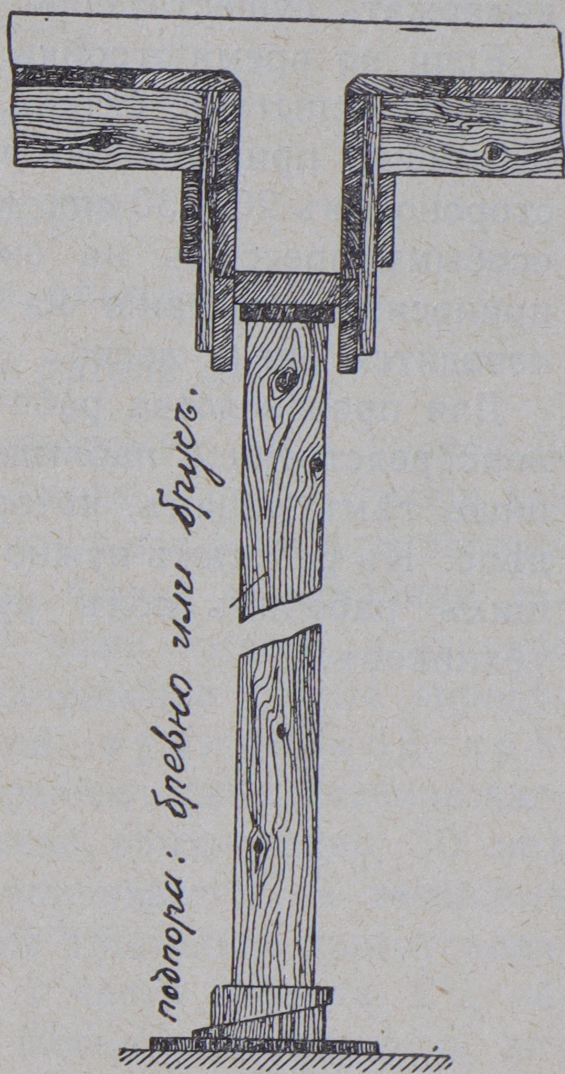


Рис. 17.



при сооруженіяхъ большого собственнаго вѣса и пролета, до снятія послѣднихъ подпорокъ должно пройти, смотря по погодѣ, отъ трехъ до шести недѣль. Въ многоэтажныхъ зданіяхъ, подпорки нижнихъ этажей можно принять только тогда, когда потолокъ достаточно затвердѣетъ, чтобы выдержать существующія нагрузки.

Если во время стройки необходимо будетъ произвести испытаніе бетона, то изъ него на мѣстѣ постройки готовится кубическій образецъ со стороны въ 20—30 см, который и испытывается особымъ прессомъ на сжатіе. Большую пользу приносить испытаніе на разрывъ, которое производится очень легко.

Для производства работъ очень важно, чтобы непосредственное наблюденіе за ними поручалось лишь тѣмъ лицамъ, которыя хорошо изучили это дѣло. Къ работамъ нужно допускать только знающихъ рабочихъ подъ руководствомъ опытныхъ техникувъ.

---



## ЧАСТЬ II.

### Теорія.

#### Данныя опытовъ.

##### Сопротивленіе бетона сжатію.

Это сопротивленіе зависитъ отъ пропорціи смѣси, отъ качества цемента и песка, гравія или щебня, затѣмъ отъ тщательности приготовленія и отъ количества воды. Форма и величина самихъ сжимаемыхъ тѣлъ тоже имѣетъ извѣстное вліяніе. Допускаемое напряженіе бетона опредѣляется, такъ называемой, кубической крѣпостью, т. е. сопротивленіемъ сжатію кубическаго образца (ребро куба равно, обыкновенно, 30 см).

Крѣпость бетона увеличивается съ теченіемъ времени. Бетонъ, весьма тщательно приготовленный въ 1893 году изъ 1 части цемента,  $2\frac{1}{2}$  частей песка и 5 частей щебня и послужившій для изготовленія мостового бетоннаго свода съ пролетомъ въ 50 м, имѣлъ, по словамъ Брауна, слѣдующія сопротивленія, изображенныя въ прилагаемой таблицѣ. (Рис. 18.)

Несмотря на то, что его 4-хъ недѣльная крѣпость черезъ три года болѣе чѣмъ удвоилась, все-таки черезъ 9 лѣтъ можно было замѣтить новое увеличеніе крѣпости. Это свойство бетона



имѣть громадное значеніе для прочности бетонныхъ сооружений.

Далѣе мы приводимъ результаты нѣкоторыхъ изъ опытовъ, произведенныхъ въ 1891 и 1892 гг.

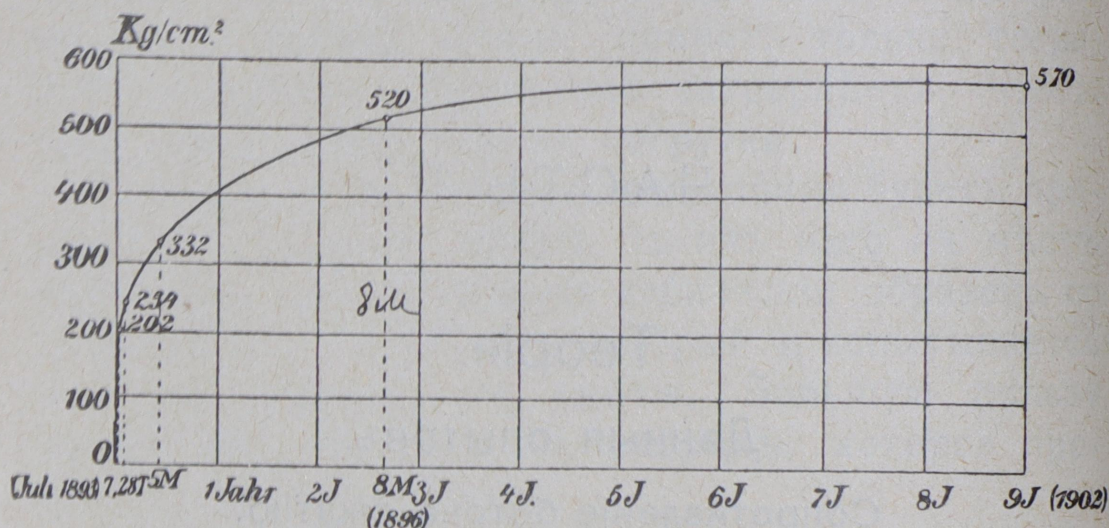


Рис. 18. Увеличеніе сопротивленія бетона сжатію.

мостовой комиссіей Австрійскаго Инженерно-Архитектурнаго Ферейна; они интересны тѣмъ, что показываютъ сопротивленіе сжатію образцовъ, которое должны имѣть исполненныя части сооружений.

Пропорція смѣси			Изготовлено тому назадъ	Кубичная крѣ- пость при дли- нѣ ребра въ 10 см.	Сопротивлен. сжатію призмы съ основ. $\frac{9}{16}$ см и дл. 25 см.
				kg на cm <sup>2</sup>	kg на cm <sup>2</sup>
Цемент.	Дунайского песка.		5 мѣсяц.	260	215
1	:	3		—	143
				280	192
Трамбованный бетонъ для сводовъ.					
Цемент	Песка	Щебня			
1	:	3 : 5	3 мѣсяца.	107,5	—
1	:	2 : 3	3 мѣсяца.	256	264
1	:	1 : 1	3 мѣсяца.	152	201



Пропорція смѣси	Изготовлено тому назадъ	Кубичная крѣ- пость при дли- нѣ ребра въ 10 см. kg на см <sup>2</sup>	Сопротивл. сжатію призмъ съ основ. $\frac{9}{9}$ см и дл. 25 см. kg на см <sup>2</sup>
Бетонъ для сводовъ Монье.			
Цементъ Дунайского песка.			
1 : 3	5 $\frac{1}{2}$ нед.	238	200
Тоже, подъ водою	5 $\frac{1}{2}$ нед.	255	223

Опыты, организованные въ 1902 г. нѣмецкимъ Бетонферейномъ въ Бибрихъ и Эхингенъ, и произведенные Бахомъ, дали слѣдующія результаты:

Родъ смѣси:	Изготовлена тому назадъ дней	Бибрихъ		Эхингенъ	
		1 : 2 $\frac{1}{2}$ : 5	1 : 4 : 8	1 : 2 $\frac{1}{2}$ : 5	1 : 4 : 8
		kg	kg	kg	kg
Землистовлажная	28	293,6	230,1	257,9	198,3
Пластическая	28	249,4	160,6	260,5	184,3
Землистовлажная	100	320,4	247,4	297,8	233,5
Пластическая	100	286,7	196,4	319,0	234,9

Эти испытанія показываютъ превосходство землистовлажного бетона надъ пластическимъ или мягкимъ. Сопротивленіе сжатію послѣдняго меньше, слѣдовательно, чѣмъ землистовлажного бетона, хотя онъ и примѣняется во всѣхъ желѣзобетонныхъ сооруженіяхъ.

Сопротивленіе бетона растяженію.

Испытанія на разрывъ, показавшія ту же разницу, что и испытанія на сжатіе, были, однако,



гораздо менѣе удовлетворительны, чѣмъ послѣднія. Въ особенности чувствуется недостатокъ въ опытахъ надъ вліяніемъ времени, прошедшаго со дня изготовленія образца, на его сопротивленіе растяженію. Незначительное число пріемлемыхъ испытаній на разрывъ бетонныхъ образцовъ—въ противоположность испытаніямъ образцовъ изъ нормального раствора цемента съ пескомъ—объясняется главнымъ образомъ тѣмъ, что очень трудно строго центрально передать силу на испытываемый образецъ, почему получившіяся цифры далеко не всегда могутъ быть приняты за настоящія напряженія при растяженіи.

Упомянутые испытанія Австрійскаго Инженерно-Архитектурнаго Ферейна надъ бетономъ сводовъ Монье и сводовъ изъ трамбованнаго бетона, распространенныя на сопротивленіе растяженію, дали слѣдующіе результаты:

С М Ъ С Ъ	Изготовлена тому назадъ мѣсяцевъ	Сопротивле- ніе при растяженіи kg на см <sup>2</sup>
1 часть цемента : 3 части не- просѣяннаго дунайскаго песка	11	24,4
	11	22,4
	11	21,8
Трамбованный бетонъ для обыкновен. сводовъ		
1 : 3 песка : 5 щебня.	6	9,1
1 : 2 " : 3 "	6	24,9
1 : 1 " : 1 "	6	18,1
Бетонъ для сводовъ Монье		
1 : 3 дунайскаго песка	5	17,1
Тоже, при сохраненіи въ водѣ	5	17,9

Обыкновенно принимаютъ сопротивленіе бетона растяженію равнымъ отъ  $\frac{1}{10}$  до  $\frac{1}{12}$  его сопро-



тивленія сжатію, что почти согласуется съ вышеприведенными величинами.

### Упругость бетона.

Изслѣдованія деформациі бетона, наиболѣе извѣстныя изъ которыхъ были произведены Бахомъ, показали, что у бетона, какъ и у большинства строительныхъ матеріаловъ, нѣтъ пропорціональности между напряженіями и удлинненіями.

При сжатіи между укороченіемъ и напряженіемъ существуетъ зависимость:

$$\epsilon = a\sigma^m = \frac{1}{E_1} \sigma^m,$$

гдѣ  $\epsilon = \frac{\lambda}{l}$  обозначаетъ укороченіе на единицу дли-

ны, а  $\sigma$  — соотвѣтствующее напряженіе.  $a = \frac{1}{E_1}$

и  $m$  суть коэффиціенты, зависящіе отъ свойства матеріала, при чемъ для сжатія  $m$  колеблется отъ

1,11 до 1,16, а  $a = \frac{1}{E_1}$  между  $\frac{1}{200000}$  и  $\frac{1}{400000}$ .

Беря среднія величины, получимъ отношеніе общаго сжатія къ напряженію изъ формулы

$$\epsilon = \frac{1}{300000} \sigma^{1,15},$$

откуда видимъ, что первая величина измѣняется скорѣе, чѣмъ вторая.

При разгрузкѣ сжатаго тѣла оно не вполне возвращается къ своей начальной длинѣ, но пріобрѣтаетъ нѣкоторую остаточную деформацию. Если часто повторять подобную нагрузку и разгрузку, то остаточныя деформациі будутъ каждый разъ становиться все меньше и меньше, пока совсѣмъ



не перестанутъ появляться; то же самое происходитъ и съ полной деформаціей. Стало-быть, почти полную остаточную деформацію имѣемъ уже при первомъ нагруженіи. Предѣломъ, ниже котораго эта нагрузка можетъ быть повторена сколько угодно часто, не увеличивая, въ то же время, полной деформаціи, можно считать треть временной нагрузки.

Для упругости растяженія не удалось еще найти опредѣленнаго закона; при всѣхъ опытахъ оказывалось, что кривыя деформаціи при сжатіи и растяженіи непрерывно переходятъ въ нулевой точкѣ одна въ другую.

Примѣняя и сюда законъ степени  $\epsilon = a\sigma^m$ , принятый для сжатія, увидимъ, что коэффициентъ  $m$  въ этомъ случаѣ очень измѣнчивъ. При небольшихъ напряженіяхъ  $m$  имѣетъ почти ту же величину, что и для сжатія, но при увеличеніи напряженія,  $m$  тоже увеличивается.

Діаграмма (фиг. 19) показываетъ приближительную форму кривой деформаціи для растяженія и сжатія.

Написавъ законъ степени въ формѣ

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E_b} \text{ вмѣсто } \epsilon = \frac{1}{E_1} \sigma^m,$$

мы получимъ выраженіе для переменнаго модуля упругости  $E_b$ , зависящаго отъ напряженія

$$E_b = \frac{E_1}{\sigma^{m-1}}.$$

Діаграмма показываетъ приращеніе модуля упругости съ увеличеніемъ напряженій.

Опыты Мёрша, а также Вайса и Фрейтага показали, что модуль упругости, какъ при сжатіи,



такъ и при растяженіи, тѣмъ меньше, чѣмъ меньше удѣльный вѣсъ бетона и чѣмъ тоще растворъ;

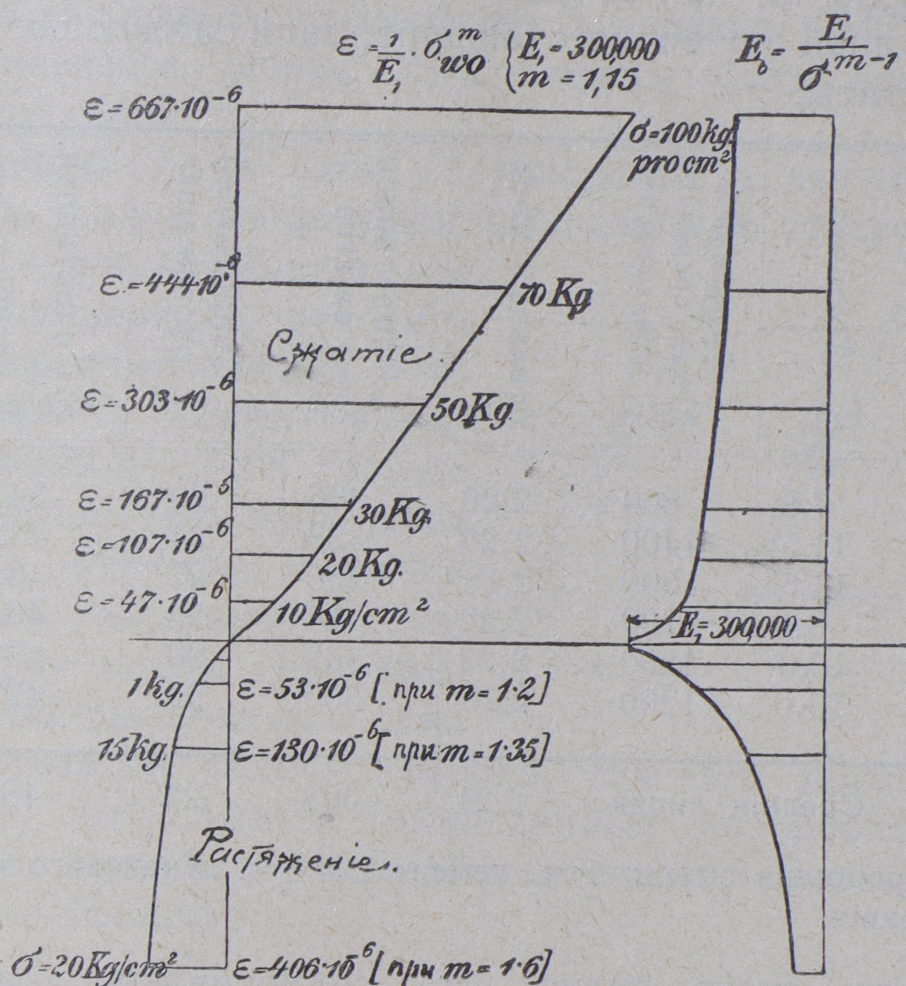


Рис. 19. Кривая деформаций и модулей упругости бетона.

онъ уменьшается также отъ слишкомъ большой прибавки воды. Однако съ возрастомъ бетона наблюдается увеличеніе модуля упругости его.

### Сопротивленіе изгибу.

Обыкновенно сопротивленія растяженію и изгибу тѣхъ строительныхъ матеріаловъ (напр., сварочное желѣзо, литое желѣзо, сталь), удлиненія которыхъ пропорціональны напряженіямъ, равны между собой. Бетонъ является исключеніемъ изъ этого правила. Опыты, произведенные въ



1899 году Шпицеромъ и Ганишемъ надъ невооруженной бетонной плитой, перекрывавшей пролетъ въ 1,50 м, при ширинѣ плиты въ 60 см, спустя 268 дней по ея изготовленіе, дали слѣдующіи результаты:

№	Толщина cm	Выдерживаемая сосредоточен. нагрузка kg	Удельный вѣсъ	Сопротивлен. сжатію kg/cm <sup>2</sup>	Сопротивлен. растяженію kg/cm <sup>2</sup>	Сопротивлен. изгибу $\frac{M}{k} = \frac{w}{k}$ kg/cm <sup>2</sup>
1	7,8	800	2,20	296	29	54,6
2	11,5	1400	2,25	329	24	43,2
3	11,5	1500	2,18	256	27	46,1
4	8,0	700	2,22	314	23	46,2
5	10,0	1200	2,23	352	20	49,1
6	10,0	1200	2,20	300	29	49,1
Среднія числа			2,21	308	25	48,0

Пропорція смѣси: 1 ч. цемента, 3 $\frac{1}{2}$  ч. дунайскаго песка и гравія.

Изъ этого видно, что сопротивленіе растяженію, вычисленное по теоріи изгиба Навье, вдвое больше найденнаго прямымъ испытаніемъ на разрывъ образцовъ, вырѣзанныхъ изъ самой плиты.

Это явленіе объясняется тѣмъ, что формулу Навье нельзя примѣнить къ вычисленію дѣйствующихъ на самомъ дѣлѣ напряженій, такъ какъ модуль упругости бетона есть величина переменная. Въ самомъ дѣлѣ, примемъ по Навье, что поперечныя сѣченія остаются плоскими и послѣ изгиба; тогда (рис. 20) положеніе сѣченія (прямоугольнаго) до изгиба изобразится линіей АВ, и послѣ изгиба—линіей А'В'. Прямая А'В' бу-



детъ вмѣстѣ съ тѣмъ и линіей растяженій, а кривая  $SOS$  изобразить линію напряженій. Площадь  $OAS$  изобразить сжимающее, а площадь  $OBS'$  растягивающее усиліе; онѣ должны быть равны между собой.

Прямая  $NO'N'$  (рис. 21) изображаетъ, для сравненія, кривую напряженій, вычисленную по теоріи Навье, въ допущеніи, что нейтральная ось проходитъ въ серединѣ сѣченія. Ясно видно, что діаграмма напряженій по  $SOS'$  гораздо выгоднѣй, такъ какъ даже части сѣченія, лежащія вблизи нейтральной оси, воспринимаютъ напряженія. Нейтральная ось сама поднимается немного вверхъ. Все это показываетъ, что сжатія, вычисленные по формулѣ Навье, будутъ меньше дѣйствительныхъ, а растяженія—больше.

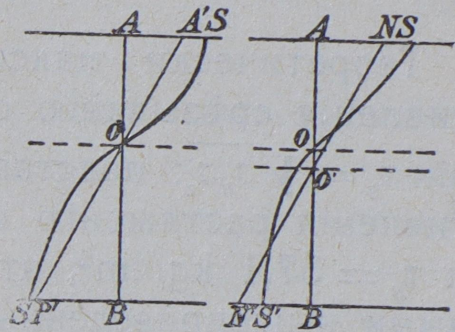


Рис. 20.

Рис. 21.

### Сопротивленіе сдвигу и срѣзыванію.

Сопротивленіемъ срѣзыванію бетона называется его способность сопротивляться непосредственному перерѣзыванію.

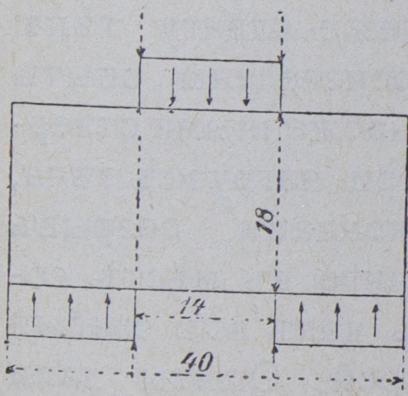


Рис. 22.

Опыты, произведенные Мörsemъ надъ бетонными тѣлами (расположеніе этихъ опытовъ изображено на рис. 22), дали слѣдующія значенія сопротивленія срѣзыванію при одновременномъ дѣйствіи сжатія и растяженія (Количество прибавляемой воды равно 14%).



Смѣсь	Изготовлена тому назадъ	Сопротивлен. срѣзыванію kg/cm <sup>2</sup>	Сопротивлен. растяженію kg/cm <sup>2</sup>	Сопротивлен. сжатію kg/cm <sup>2</sup>
1 : 3	2 года	$\tau_s = 65,9$	$\sigma_z = 15,5$	$\sigma_d = 307$
1 : 4	11½ мѣсяца	$\tau_s = 38,6$	$\sigma_z = 8,8$	$\sigma_d = 172$

Теоретически максимальная величина сопротивления срѣзыванію опредѣляется изъ соотношенія  $\tau_s = \sqrt{\sigma_d \sigma_z}$ ; подставляя вышеуказанныя сопротивления растяженію и сжатію, получимъ  $\tau_s = 69$  и  $\tau_s = 37,1$  kg/cm<sup>2</sup>, что мало расходится съ данными вышеприведенныхъ опытовъ. Итакъ, сопротивление срѣзыванію значительно больше сопротивления растяженію.

Эти же опыты показали, что въ вооруженныхъ бетонныхъ призмахъ желѣзо только тогда начинаетъ работать на срѣзываніи, когда будетъ превзойдено сопротивление срѣзыванію бетона. Это произойдетъ въ томъ случаѣ, когда дѣйствующія напряженія срѣзыванія превзойдутъ вышеуказанную величину  $\tau_s$ ; полное разрушеніе съ этого момента зависитъ отъ сопротивления одного желѣза и наступаетъ тогда, когда это послѣднее будетъ вполне использовано.

Чтобы опредѣлить сопротивление сдвигу тѣла, подвергнутаго изгибу, были произведены опыты надъ призматическими тѣлами, снабженными отверстиями по нейтральной оси. При нагрузкѣ тѣла, свободно лежавшаго обоими концами, разрывъ происходилъ благодаря срѣзыванію въ мѣстѣ соединенія ребра у концовъ, такъ какъ всѣ слабыя мѣста были защищены арматурой. Опыты дали слѣдующіе результаты:



Пропорція смѣси	1 : 3		1 : 4		1 : 7	
Количество прибавляе- мой воды	8 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>	14 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>	8 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>	14 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>	8 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>	14 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>
Сопротивленіе сдвигу	36	30	31	28	26	19
Сопротивленіе растя- женію	12,6	10,5	9,2	8,8	4,4	5,5
Сопротивленіе сжатію	280	195	220	153	127	88

Полученное этимъ способомъ сопротивленіе сдвигу меньше сопротивленія прямому срѣзыванію, которое для смѣси, напр., 1 : 4 равно 37 kg/cm<sup>2</sup>.

Величина сопротивленія сдвигу, опредѣленная изъ крученія тѣлъ, для бетоннаго цилиндра, съ пропорціей смѣси 1 : 4, получилась равной отъ 17,1 до 19 kg/cm<sup>2</sup>.

#### Напряженіе сцѣпленія желѣза съ бетономъ.

Большая разница между величиной напряженія сцѣпленія, данной Баушингеромъ, и величинами позднѣйшихъ опытовъ зависитъ, главнымъ образомъ, отъ разныхъ свойствъ матеріаловъ бетона и отъ неодинаковаго количества прибавляемой воды. Видъ поверхности задѣланнаго въ бетонъ желѣза и способъ испытанія тоже имѣетъ извѣстное вліяніе. При выдавливаніи желѣза изъ бетоннаго тѣла величина напряженія сцѣпленія получается иная, чѣмъ при вытягиваніи его или при подверганіи желѣзобетоннаго тѣла изгибу.

При вырываніи желѣзнаго прута изъ бетоннаго тѣла желѣзо растягивается, а бетонъ сжимается и отъ этого укорачивается. Напряженія обоихъ матеріаловъ, слѣдовательно, противоположны, откуда слѣдуетъ, что желѣзо въ нижней части бетоннаго тѣла начинаетъ вскорѣ скользить, и



незадолго до разрыва еще связано съ нижними частями бетона напряженіемъ сцѣпленія. Найденное такимъ образомъ значеніе напряженія сцѣпленія не будетъ, однако, дѣйствительнымъ напряженіемъ сцѣпленія, а тѣмъ, что Бахъ называлъ сопротивленіемъ скольженію. Гораздо удобнѣе выдавливать желѣзный прутъ изъ образца, такъ какъ въ этомъ случаѣ желѣзо и бетонъ подвержены одинаковому дѣйствію. Однако и въ этомъ случаѣ сжатіе передается неравномѣрно по длинѣ

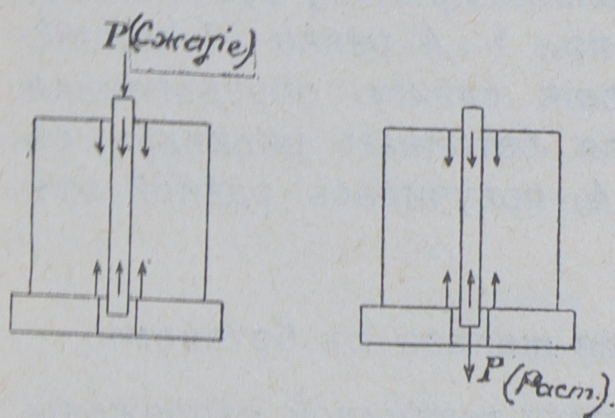


Рис. 23. Испытанія сцѣпленія.

желѣза въ бетонѣ: сначала подвергается дѣйствію силы только верхняя часть бетона и только послѣ преодоленія напряженія сцѣпленія желѣзнаго прута въ томъ мѣстѣ, гдѣ онъ входитъ въ бетонъ, дѣйствіе силы передается на нижнія ча-

сти бетона. Полученныя этимъ способомъ величины относятся, слѣдовательно, тоже не къ самому напряженію сцѣпленія, а къ сопротивленію скольженію. Въ общемъ величины сопротивленія скольженію, выведенныя изъ опытовъ выдавливанья, немного больше величинъ, полученныхъ помощью вытягиванія.

При изгибѣ желѣзобетонныхъ конструкцій желѣзо и бетонъ будутъ напряжены тоже одинаково. При этомъ напряженіе сцѣпленія растетъ постепенно отъ середины балки къ опорамъ, такъ что дѣйствіе силы передается напряженіемъ сцѣпленія всей длинѣ прута. Дѣйствующее въ данномъ случаѣ напряженіе сцѣпленія поэтому



больше, нежели полученное изъ прямыхъ опытовъ сопротивленіе скользянію.

Испытаніе насжатіе бетоннаго куба съ ребромъ въ 20 см длиной, изготовленнаго изъ смѣси съ пропорціей 1 : 4 (время, прошедшее съ момента изготовленія = 4 недѣлямъ), произведенное Мörшемъ въ 1904 году, дало слѣдующія среднія величины для напряженія сцѣпленія забетонированнаго желѣза:

Колич. прибавлен. воды	10 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>	:	48,8	kg/cm <sup>2</sup>
"	"	"	12,5 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>	: 31,2 "
"	"	"	15 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>	: 29,1 "

Когда вокругъ 20 mm круглаго желѣза, для предупрежденія скалыванія бетона, обматывалась передъ задѣлкой въ бетонъ проволоочная спираль, обладавшая, при толщинѣ проволоки въ 4,5 mm, высотой хода въ 3 см и діаметромъ въ 10 см, то для напряженія сцѣпленія получились величины 50,8 kg, 45,9 kg и 54,0 kg/cm<sup>2</sup>. Въ этихъ опытахъ дѣйствовавшее на желѣзные прутья усиліе не превосходило 2140 kg и не переходило, слѣдовательно, за границу вытеканія. Последнее особенно важно въ испытаніяхъ растяженіемъ, такъ какъ, при переходѣ за границу вытеканія, начинается отдѣленіе желѣза отъ бетона благодаря текущему уменьшенію сѣченія, хотя предѣльная величина для напряженія сцѣпленія еще не достигнута.

Очень точные опыты надъ сопротивленіемъ скользянію задѣланнаго въ бетонъ тѣла были произведены Бахомъ въ желѣзобетонной комиссіи на юбилей основанія нѣмецкой промышленности. При этомъ оказалось, что сопротивленіе скользянію тѣмъ меньше, чѣмъ больше длина задѣланнаго въ бетонный образецъ желѣза. Для испытанія служили бетонныя призмы съ основаніемъ



22 см/22 см и высотой въ 10, 15, 20, 25, 30 см, при пропорціи смѣси 1 : 4. Данныя опытовъ получились слѣдующія:

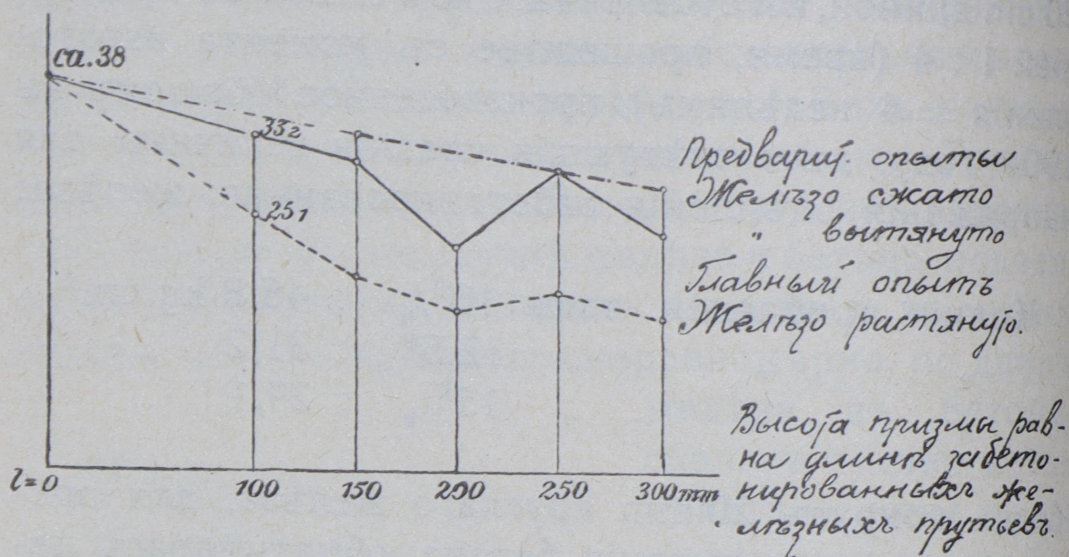


Рис. 24. Опыты надъ сопротивленіемъ скользянію (по Баху).

Продолживъ кривыя, изображавшія отношеніе сопротивленія скользянію забетонированнаго желѣза къ его длинѣ, до оси ординатъ, Мёршъ опредѣлилъ, что идеальное напряженіе сцѣпленія, соотвѣтствующее длинѣ желѣза  $l=0$ , равно почти  $38 \text{ kg/cm}^2$ . При уничтоженіи длины  $l$  всякая разница между продавливаніемъ и вытягиваніемъ, непродолжительной и продолжительной нагрузкой исчезаетъ и получается такое же отношеніе, какъ при бетонномъ тѣлѣ, подвергнутомъ изгибу. Иногда при этихъ опытахъ оказывалось, что къ желѣзному пруту, вырванному изъ бетона, прочно пристали частицы бетона; это показывало, что напряженіе сцѣпленія было въ данномъ случаѣ больше сопротивленія срѣзыванію.

Напряженіе сцѣпленія пытались опредѣлить изъ временной нагрузки подверженнаго изгибу бетоннаго тѣла. Тщательно отдѣливъ тѣ случаи, которые представляли не напряженіе сцѣпленія,



а другія явленія разрыва, Клейнлогель нашелъ для бетона со смѣсю 1 : 3, при времени прошедшемъ съ его изготовленія равномъ 25 недѣлямъ, величину въ  $38,8 \text{ kg/cm}^2$ . Такимъ же способомъ ф. Эмпергеръ получилъ, изъ опытовъ изгибанія, напряженіе сцѣпленія для круглаго желѣза отъ 12 до  $20 \text{ kg/cm}^2$  и для узлового—20 до  $30 \text{ kg/cm}^2$ , при чемъ онъ принималъ во вниманіе не только длину прутьевъ растянутой зоны сѣченія, но и длину отогнутыхъ прутьевъ.

Недавно Пробстомъ было высказано мнѣніе, что взаимодѣйствіе бетона и желѣза чисто механическое и можетъ быть объяснено тѣмъ, что бетонъ при затвердѣніи расширяется и прочно зажимаетъ арматуру (см. *Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons*, Heft VI). Для практики, однако, совершенно безразлично, происходитъ ли взаимодѣйствіе обоихъ матеріаловъ этимъ способомъ или, какъ раньше думали, благодаря тому, что силикаты цемента образуютъ съ желѣзомъ, въ мѣстѣ соприкасанія, родъ сплава.

### Растяжимость желѣзобетона.

При испытаніяхъ невооруженной бетонной призмы на растяжимость первыя трещины появляются, когда растяженіе бетона достигаетъ 0,1 mm на 1 m длины.

Консидеръ нашелъ, что въ вооруженной бетонной призмѣ, которую онъ задѣлалъ однимъ концомъ, а къ другому приложилъ изгибающій моментъ, растяженіе растягиваемой стороны достигло 2 mm, въ то время какъ при прямомъ испытаніи на растяженіе онъ получилъ для этой же величины только 0,09 mm. Для объясненія этого явленія Консидеръ допустилъ вытекание бетона при разрывѣ, причемъ появляющіяся въ мѣстѣ разрыва



мѣстныхъ растяженія значительно больше среднихъ. Дѣйствіе арматуры заключается въ томъ, что бетонъ, благодаря сцѣпленію, долженъ слѣдовать за растяженіемъ желѣза, такъ что вытекание его уменьшается и бетонъ всей длиной принимаетъ самыя крайнія растяженія, какія онъ можетъ вынести.

Рис. 25 показываетъ этотъ законъ Консидера для растяженія силой, дѣйствующей по оси. Ординаты изображаютъ растягивающія силы, абсциссы—соотвѣтствующія удлиненія желѣзныхъ прутьевъ, которыя почти равны удлиненіямъ бетона. Сначала удлиненія возрастаютъ очень быстро, затѣмъ они увеличиваются уже правильно, изображаясь линіей  $AB$ . Часть растягивающей силы, воспринимаемая арматурой, равна  $P = \epsilon E \cdot F_e$ , гдѣ  $\epsilon$  обозначаетъ удлиненіе,  $E$  — модуль упругости и  $F_e$ —сѣченіе арматуры. Откладывая эти растяги-

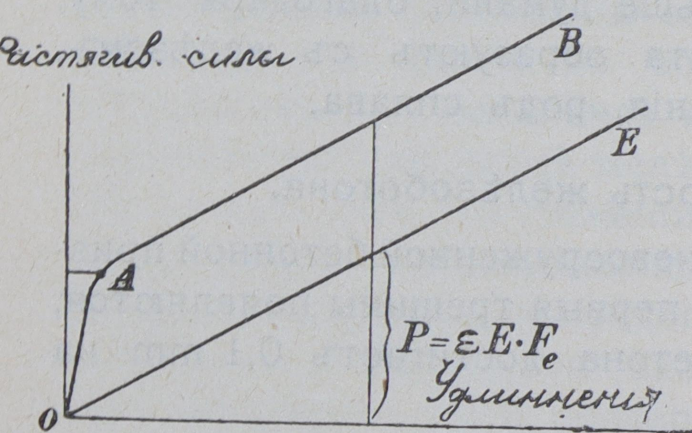


Рис. 25.

вающія силы, получимъ линію  $OE$ , которая остается прямой въ предѣлахъ упругости. Напряженія, воспринимаемая бетономъ, ограничены параллельными линіями  $OB$  и  $OE$ , слѣдовательно, въ этой стадіи напряженія

бетона не увеличиваются, несмотря на растущія удлиненія. Модуль упругости бетона будетъ въ этомъ случаѣ  $= 0$ .

Но теорія Консидера, по которой растяжимость бетона отъ простого введенія арматуры изъ желѣзныхъ прутьевъ удивительнымъ образомъ уве-



личивается въ 20 разъ, встрѣтила и возраженія. Клейнлогель, напимѣрь, нашель, испытывая на изгибъ свободно лежащую балку прямоугольнаго сѣченія, что удлинненіе растянутой зоны сѣченія балки составляло всего 0,15 — 0,2 mm на 1 m длины балки, при чемъ не замѣчалось никакихъ трещинъ въ бетонѣ. Руделофъ, испытывая на разрывъ бетонную призму, нашель тоже, что удлинненіе равно только 0,093 mm на 1 m.

Дальнѣйшіе опыты, произведенные Консидеромъ надъ желѣзо-бетонными балками, подвергнутыми изгибу, дали тоже гораздо меньшія величины, чѣмъ найденныя имъ раньше. Онѣ колебались между 0,22 — 0,50 mm и 0,56 — 1,0 mm на 1 m длины. Въ настоящее время Бахъ твердо установилъ, опираясь на широкій матеріаль опытовъ, что растяжимость бетона одинакова, какъ въ армированномъ, такъ и въ неармированномъ состояніи. Происходящее на самомъ дѣлѣ большее или меньшее увеличеніе растяжимости армированного бетона, которая въ этихъ опытахъ доходила до 0,367 mm—тогда какъ при растяженіи бетонныхъ тѣлъ безъ арматуры она была равна 0,065—0,09 m, а при изгибѣ—0,125 mm,—объясняется тѣмъ, что желѣзная арматура при наступленіи разрыхленія въ бетонномъ тѣлѣ начинаетъ поддерживать бетонъ и разгружать разрыхленные мѣста его, чѣмъ и предупреждается образованіе трещинъ. Это справедливо не только для изгибаемыхъ, но и для растягиваемыхъ тѣлъ; содѣйствіе арматуры зависитъ при этомъ отъ размѣровъ прутьевъ и отъ распредѣленія ихъ въ сѣченіи бетона. Извѣстное значеніе имѣютъ также измѣненія объема желѣзо-бетонныхъ тѣлъ, производимыя внѣшними вліяніями, и вызываемыя этими измѣненіями начальныя напряженія матеріала. Такъ, напр., балка,



твердѣвшая подѣ водой, имѣетъ удлиненіе непосредственно передѣ появленіемъ первыхъ трещинъ въ 0,205 mm, а та же балка, твердѣвшая на воздухѣ—только 0,097 mm.

### Допускаемыя напряженія.

Въ Vorläufigen Leitzätze<sup>1)</sup> читаемъ относительно этого слѣдующее:

При приблизительномъ расчетѣ по формуламъ, даннымъ во временномъ руководствѣ, нельзя превосходить нижеслѣдующихъ напряженій (При этомъ предполагается, что бетонъ послѣ 28-дневнаго твердѣнія, обладаетъ сопротивленіемъ сжатію въ 180—200 kg/cm<sup>2</sup>, а желѣзо—сопротивленіемъ растяженію въ 3800—4000 kg/cm<sup>2</sup>):

Бетона при сжатіи (при изгибѣ)	40 kg/cm <sup>2</sup> ,
бетона при непосредственномъ сжатіи . . . . .	35       "
бетона при сдвигѣ (при изгибѣ)	4,5       "
бетона на сцѣпленіе . . . . .	7,5       "
желѣза при растяженіи . . . .	1000       "

При бетонѣ съ большимъ сопротивленіемъ сжатію можно допускать, соотвѣтственно, большую величину напряженія при сжатіи—до 50 kg/cm<sup>2</sup>. То же самое можно дѣлать и при желѣзѣ съ большимъ сопротивленіемъ растяженію.

„Постановленія 1907 года прусскаго министерства относительно производства работъ при желѣзо бетонныхъ конструкціяхъ гражданскихъ сооружений“ предписываютъ:

1. При частяхъ сооружений, подверженныхъ

<sup>1)</sup> Выработанныхъ союзомъ нѣмецкихъ Архитектурнаго и Инженернаго Ферейновъ въ 1904 году.



изгибу, напряженія сжатія бетона не должны превосходить одной шестой его временнаго сопротивленія сжатію, а напряженія при сжатіи и растяженіи желѣза— $1000 \text{ kg/cm}^2$  <sup>1)</sup>).

2. Если въ расчетъ принимаются напряженія растяженія бетона, то они не должны превосходить двухъ третей опредѣленнаго испытаніями на разрывъ сопротивленія бетона разрыву. Если это сопротивленіе разрыву неизвѣстно, то напряженія растяженія не должны превосходить одной десятой сопротивленія сжатію.

3. Въ опорахъ напряженія бетона не должно превосходить одной десятой сопротивленія при разрывѣ. При расчетѣ прутьевъ арматуры на продольный изгибъ нужно принимать пятикратную прочность.

4. Величина напряженія бетона при сдвигѣ не должна превышать  $4,5 \text{ kg/cm}^2$ . Если доказано большее сопротивленіе сдвигу, то возникающее напряженіе не должно превышать одной пятой этого сопротивленія.

5. Напряженіе сцѣпленія не должно превосходить допускаемаго напряженія сдвига.

Главнѣйшія постановленія дирекціи австрійскихъ желѣзныхъ дорогъ относительно построекъ на линіи:

Допускаемыя напряженія для всѣхъ матеріаловъ должны быть приняты въ  $\text{kg}$  на  $1 \text{ cm}^2$  сѣченія; допускаемое напряженіе литого желѣза должно быть равно  $750 + 4L$  для какой угодно длины въ свѣту и чистомъ растяженіи ( $L$ —длина въ свѣту въ  $\text{m}$ ), а при срѣзываніи— $600$  для какой угодно длины въ свѣту.

---

<sup>1)</sup> Постановленіями 1904 г. было допущено: для бетона пятая часть сопротивленія при разрывѣ, для желѣза— $1200 \text{ kg}$ .



Бетонъ . . . 35	при длинѣ въ свѣту до 2 m	} и чистомъ сжатіи.
Бетонъ . . . 30	при длинѣ въ свѣту отъ 2 до 5 m	
Бетонъ . . . 25	при длинѣ въ свѣту свыше 5 m	
Бетонъ . . . 6	для какой угодно длины въ свѣту при скалываніи.	

Напряженіе сцѣпленія между желѣзомъ и бетономъ должно быть принимаемо въ расчетахъ равнымъ 7,5 kg на 1 cm<sup>2</sup> поверхности желѣза.

Какъ извѣстно, еще не существуетъ однообразія въ выборѣ допускаемыхъ напряженій; въ виду небольшого срока, протекшаго со времени появленія желѣзобетона въ сооруженіяхъ, этого и нельзя, въ сущности, ожидать; поэтому вышеприведенныя цифры даютъ только границы, изъ которыхъ не нужно выходить.

Немного отличаются предварительныя постановленія берлинской дирекціи желѣзныхъ дорогъ, которыя допускаютъ и использованіе при расчетѣ напряженій растяженія бетона.

При этомъ, смотря по высотѣ основанія, нужно принимать отъ  $\frac{10}{13}$  до  $\frac{10}{25}$  сопротивленія растяженія, найденнаго по теоріи Навье изъ пробной нагрузки невооруженной плиты. Допускаемое напряжение сжатія бетона должно составлять отъ одной третьей до одной пятой его сопротивленія сжатію и допускаемое напряжение растяженія желѣза не должно превосходить при устройствѣ рельсовой колеи 800—1000 kg/cm<sup>2</sup>, а въ мостахъ для пѣшеходовъ—1200 kg/cm<sup>2</sup> <sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Русскія нормы см. Труды XII съѣзда русскихъ цемент. техникувъ и заводчиковъ.



Опредѣленіе внѣшнихъ силъ, изгибающихъ моментовъ и перерѣзывающихъ силъ.

Amtliche Bestimmungen относительно этого замѣчаютъ слѣдующее:

При частяхъ сооружений, подверженныхъ изгибу, необходимо опредѣлить моменты и реакціи опоръ, смотря по роду нагрузки и закрѣпленія въ опорахъ и соотвѣтственно съ правилами для свободно лежащихъ или неразрѣзныхъ балокъ.

При свободно лежащихъ плитахъ за разстояніе между опорами нужно принять свободную длину, увеличенную на толщину перекрытія, а при неразрѣзныхъ плитахъ—разстояніе между серединами опоръ.

Для плитъ и балокъ, проходящихъ черезъ нѣсколько пролетовъ, изгибающій моментъ въ серединѣ пролетовъ нужно принять равнымъ четверемъ пятымъ той величины, которую онъ имѣетъ у свободно лежащей на двухъ опорахъ плиты, если только дѣйствующие на самомъ дѣлѣ моменты и реакціи опоръ нельзя опредѣлить расчетомъ по правиламъ для неразрѣзныхъ балокъ, допуская отсутствіе закрѣпленія въ среднихъ и конечныхъ опорахъ или вывести изъ опытовъ. Дѣйствующій въ этомъ случаѣ надъ опорами отрицательный изгибающій моментъ нужно принять равнымъ моменту въ пролетѣ при отсутствіи закрѣпленія въ опорахъ. По этому правилу нужно рассчитывать балки и плиты только въ томъ случаѣ, когда онѣ лежатъ на твердыхъ, находящихся въ одной плоскости, опорахъ или желѣзобетонныхъ балкахъ. При расположеніи арматуры нужно обратить особенное вниманіе на возможность появленія отрицательныхъ моментовъ. Въ балкахъ задѣлочный отрицательный моментъ



на концахъ только въ томъ случаѣ нужно ввести въ расчетъ, если при постройкѣ приняты особыя мѣры для надежнаго закрѣпленія. Принятіе въ расчетъ этого закрѣпленія не должно быть распространено болѣе чѣмъ на три пролета. При полезной нагрузкѣ болѣе  $1000 \text{ kg/m}^2$  расчетъ необходимо произвести для самаго неблагоприятнаго расположенія нагрузки.

Въ ребристыхъ плитахъ, входящая въ расчетъ ширина плитообразной части, отсчитываемая отъ середины балки въ каждую сторону, не должна превосходить шестой части длины балки.

Плиты, лежащія на опорахъ всѣмъ своимъ периметромъ и снабженныя крестообразною пересѣкающейся арматурой, должны рассчитываться при равномерномъ распределенной нагрузкѣ, и если длина  $a$  не превышаетъ полуторную ширину  $b$ , по формулѣ  $M = \frac{pb^2}{12}$ . Утолщеніе плиты у опоръ, гдѣ дѣйствуетъ отрицательный моментъ, опредѣляется этимъ послѣднимъ, равно какъ и форма и положеніе прутьевъ.

Расчетная толщина плитъ и плитообразной части ребристыхъ плитъ не должна быть меньше 8 см.

При расчетѣ колоннъ надо принять во вниманіе возможность эксцентричной нагрузки.

Для опредѣленія нагрузокъ вѣсъ кубическаго метра бетона, включая желѣзную арматуру, надо принять въ 2400 kg, если только не найденъ въ дѣйствительности другой вѣсъ. Въ перекрытіяхъ, кромѣ вѣса несущей части сооруженія, опредѣляется и вѣсъ строительнаго вещества, служащаго для образованія пологого настила.

При частяхъ сооруженій, подверженныхъ очень сильнымъ сотрясеніямъ или очень перемѣннымъ



нагрузкамъ, въ расчетъ вводится полезная нагрузка, увеличенная на 50<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, а при нагрузкахъ, сопровождаемыхъ сильными толчками, — на 100<sup>0</sup>/<sub>0</sub>.

Опредѣленіе изгибающихъ моментовъ и силъ сѣченій для статически опредѣленныхъ частей сооружений нужно производить изъ внѣшнихъ силъ по правиламъ статики:

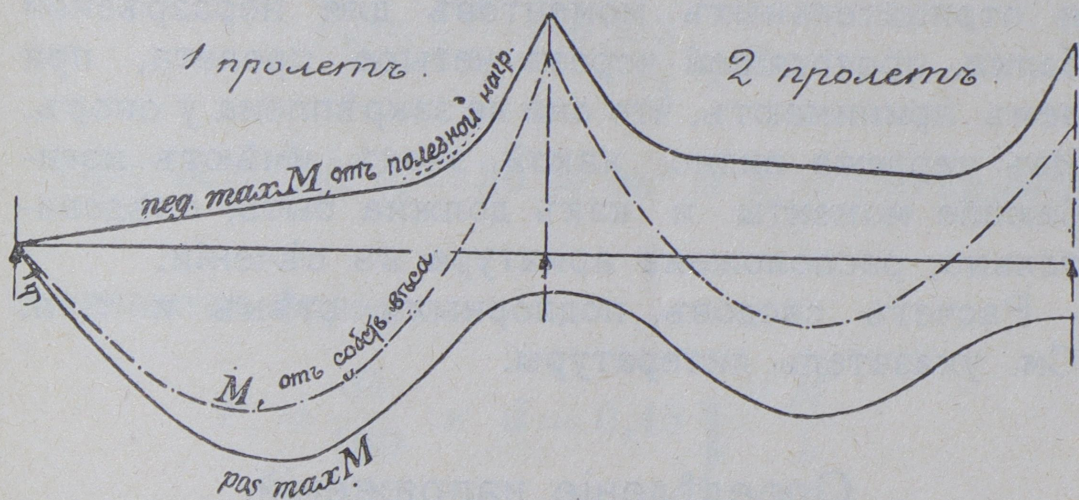


Рис. 26.

„Сумма всѣхъ вертикальныхъ силъ = 0.

Сумма всѣхъ горизонтальныхъ силъ = 0.

Сумма статическихъ моментовъ = 0“.

Для статически неопредѣлимыхъ желѣзобетонныхъ конструкцій, перерѣзывающія силы и изгибающіе моменты опредѣляются по теоріи упругости, какъ и для конструкцій изъ однороднаго матеріала.

Детали здѣсь разсматриваться не будутъ, нужно только замѣтить, что въ желѣзобетонѣ, кромѣ моментовъ, играютъ большую роль перерѣзывающія силы и вызываемыя ими напряженія сдвига, въ то время какъ для желѣзныхъ балокъ они имѣютъ второстепенное значеніе. Для многихъ желѣзобетонныхъ конструкцій является необходимымъ, въ интересахъ возможно цѣлесообразнаго



использованія матеріала опредѣлить для совокупности сѣченій предѣльные значенія моментовъ. Это особенно важно для неразрѣзныхъ балокъ, для которыхъ по правительственнымъ постановленіямъ изгибающій моментъ принимается равнымъ четверть пятымъ момента свободно лежащей балки. На рис. 26 изображены кривыя положительныхъ и отрицательныхъ моментовъ для неразрѣзной балки, проходящей черезъ четыре пролета, при чемъ принимаютъ, что она не закрѣплена у опоръ. Изъ чертежа видно, какой знакъ имѣютъ изгибающіе моменты и какъ должна быть, слѣдовательно, расположена арматура въ сѣченіи.

Расчетъ сводовъ, подпорныхъ стѣнъ и т. п. См. указатель литературы.

## Опредѣленіе напряженій.

### Эмпирическій расчетъ.

Онъ основанъ на допущеніяхъ, противорѣчащихъ законамъ сопротивленія матеріаловъ; однако, въ извѣстныхъ условіяхъ, данныя его могутъ быть вѣрны и пригодны для опытныхъ практиковъ.

Первый расчетъ плиты Монье, подверженной изгибу, былъ произведенъ въ 1886 г. Кененомъ.

Онъ пренебрегаетъ напряженіями бетона при растяженіи и дѣлаетъ допущеніе, что нейтральная ось проходитъ въ серединѣ сѣченія.

Тогда получается

$$Z = D,$$

$$\frac{b \cdot d \cdot \sigma_b}{4} = F_e \cdot \sigma_e.$$

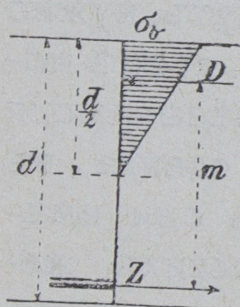


Рис. 27.



Затѣмъ, принимая плечо внутреннихъ силъ  $m = \frac{3}{4}d$  (приблизительно), онъ получаетъ

$$M = \frac{b \cdot d \cdot \sigma_b}{4} \cdot \frac{3}{4}d = F_e \cdot \sigma_e \cdot \frac{3}{4}d$$

или

$$F_b = \frac{1}{4} \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \cdot d \cdot b = \frac{3}{4} \frac{M}{\sigma_e \cdot d}$$

При  $m = \frac{2}{3}d$ ,  $\sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2$  и  $\sigma_e = 750 \text{ kg/cm}^2$

получаются формулы

$$F_e = \frac{db}{100} \quad \text{и} \quad d = 0,45 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Недостатокъ этого способа расчета заключается въ томъ, что положеніе нейтральной оси предполагается неизмѣннымъ и независящимъ отъ сѣченія желѣза.

Геннебикъ при своемъ расчетѣ дѣлаетъ слѣдующія допущенія:

1. Напряженіями растяженія бетона пренебрегается;
2. Напряженія сжатія бетона равномерно распределены по поясу сжатія;
3. Моментъ сжимающаго и растягивающаго усилія относительно нейтральной оси, а также половины моментовъ внѣшнихъ силъ, равны между собой.

Послѣднее допущеніе весьма неверно, такъ какъ, если сжимающее усиліе равно растягивающему, то

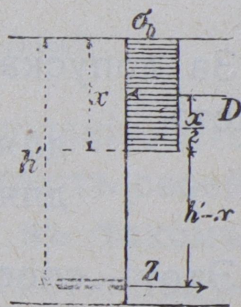


Рис. 28.



плечо сжимающаго усилия относительно нейтральной оси не можетъ быть равно плечу растягивающаго усилия.

Для плиты мы получимъ при этомъ

$$\frac{M}{2} = D \cdot \frac{x}{2} = Z \cdot (h' - x)$$

или

$$\sigma_b \cdot \frac{x^2 \cdot b}{2} = \sigma_e \cdot F_e \cdot (h' - x) = \frac{M}{2},$$

откуда

$$x = \sqrt{\frac{M}{\sigma_b \cdot b}} \quad \text{и} \quad F_e = \frac{M}{2(h' - x) \cdot \sigma_e}.$$

Для ребристой плиты получится

$$\frac{M}{2} = \sigma_b \cdot b \cdot d \left( x - \frac{d}{2} \right),$$

откуда плечо сжимающаго усилия

$$x = \frac{M}{2\sigma_b \cdot b \cdot d} + \frac{d}{2},$$

а плечо растягивающаго усилия

$$y = h' - x;$$

слѣдовательно,

$$F_e = \frac{M}{2y \cdot \sigma_e}.$$

За допускаемыя напряженія Геннебикъ принимаетъ

для бетона  $\sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2$ ,

для желѣза  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ .

Этотъ способъ расчета даетъ слишкомъ малыя величины; обыкновенно дѣйствительныя напряженія желѣзныхъ прутьевъ гораздо больше.



Въ другомъ, весьма употребительномъ, эмпирическомъ способѣ расчета ребристой плиты, принимаютъ за поясъ сжатія равномерно сжатую плиту перекрытія, а за поясъ растяженія—арматуру ребра, пренебрегая сопротивленіемъ бетона ребра.

Въ этомъ случаѣ

$$b \cdot d \cdot \sigma_b = \sigma_e \cdot F_e$$

и

$$M = b \cdot d \cdot \sigma_b \left( h' - \frac{d}{2} \right) = F_e \cdot \sigma_e \cdot \left( h' - \frac{d}{2} \right),$$

откуда

$$\sigma_b = \frac{M}{b \cdot d \cdot \left( h' - \frac{d}{2} \right)} \text{ и } F_e = \frac{M}{\sigma_e \cdot \left( h' - \frac{d}{2} \right)}.$$

Изъ этихъ формулъ получаютъ только среднія напряженія въ поясѣ растяженія; при этомъ, чтобы результаты не разошлись съ дѣйствительностью,  $d$  не должно быть очень велико въ сравненіи съ  $h'$ . Формула для  $F_e$  очень употребительна.

Для расчета желѣзо-бетонныхъ столбовъ, подверженныхъ центральному сжатію, Геннебикъ пользуется формулой

$$P = F_b \sigma_b + F_e \sigma_e,$$

гдѣ

$$\sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2 \text{ и } \sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

Уравненіе это выведено при допущеніи, что бетонъ и желѣзо одновременно достигаютъ своей предѣльной величины для сжатія. Но въ такомъ случаѣ, для отношенія модулей упругости полу-

чается величина  $n = \frac{E}{E_b} = \frac{1000}{25} = 40$ , а на са-



момъ дѣлѣ въ этомъ случаѣ и не бываетъ больше 10 — 15. Поэтому въ бетонѣ дѣйствуютъ гораздо большія напряженія, чѣмъ даетъ вышеприведенная формула; притомъ они тѣмъ больше, чѣмъ выше процентное отношеніе арматуры. При арматурѣ въ 3% дѣйствительное напряженіе бетона равно, на примѣръ,  $50 \text{ kg/cm}^2$ , въ то время какъ вычисленное равно  $25 \text{ kg/cm}^2$ .

### Научно-обоснованный расчетъ.

Основной законъ этого расчета слѣдующій: при деформации бетонъ и желѣзо такъ связаны, что производятъ совмѣстную деформацию. При этомъ дѣлаютъ допущеніе, что въ мѣстѣ соприкосновенія касающіеся слои бетона и желѣза оба одинаково или сжаты, или растянуты; поэтому происходящимъ въ мѣстѣ соприкосновенія упругимъ треніемъ можно пренебречь, въ виду его незначительности. Такъ какъ при этомъ  $\epsilon \cdot E_e = \sigma_e$  и  $\epsilon \cdot E_b = \sigma_b$ , то напряженія желѣза относятся къ напряженіямъ бетона, какъ ихъ модули упругости  $E_e$  и  $E_b$ . Точный расчетъ неудобенъ, такъ какъ модуль упругости бетона есть величина переменная. Поэтому обыкновенно довольствуются при расчетѣ приблизительно теоріей, полагая отношеніе обоихъ модулей упругости  $n = \frac{E_e}{E_b}$  постояннымъ и равнымъ отъ 10 до 20 (обыкновенно 15), и пренебрегая сопротивленіемъ бетона растяженію, такъ что дѣйствующія напряженія растяженія воспринимаются желѣзомъ. Точно такъ же оставляютъ безъ разсмотрѣнія второстепенныя напряженія желѣзобетонныхъ тѣлъ, происходящія отъ твердѣнія или вліянія температуры. Однако, полученныхъ на основаніи этихъ приближенныхъ способовъ величинъ вполне достаточно для практики,



такъ какъ по нимъ возможно вполне точно судить о прочности конструкціи. Вообще, послѣ того, какъ опыты Шюле показали, что сѣченія желѣзобетоннаго тѣла не остаются плоскими послѣ изгиба, ясно, что всякій способъ расчета, какъ бы онъ ни казался точнымъ, будетъ только приближительнымъ.

Amtliche Bestimmungen предписываютъ относительно опредѣленія внѣшнихъ силъ слѣдующее:

„1. Модуль упругости желѣза принимается равнымъ пятнадцатикратному модулю бетона, если только не найдены испытаніемъ другія величины модулей.

2. Напряженія въ сѣченіи тѣла, подверженнаго изгибу, должны быть опредѣлены въ томъ предположеніи, что удлиненія относятся между собой, какъ разстоянія отъ нулевой линіи, и что всѣ растягивающія силы воспринимаются только прутьями арматуры.

3. Относительно сооружений или частей сооружений, подвергающихся дѣйствію непогоды и сырости, продуктовъ горѣнія и другихъ вредныхъ вліяній, нужно замѣтить, что появленіе въ бетонѣ трещинъ необходимо предотвратить, вводя въ расчетъ напряженія растяженія въ бетонѣ, которыя не должны превосходить опредѣленной границы.

4. Напряженія сдвига принимаются во вниманіе только въ томъ случаѣ, если форма и расположеніе частей сооруженія сама по себѣ не защищаетъ отъ ихъ вреднаго дѣйствія. Если для ихъ уничтоженія нельзя воспользоваться существующимъ расположеніемъ частей сооруженія, то для этой цѣли нужно расположить особые прутья соотвѣтствующей формы.



5. Прутья арматуры должны по возможности располагаться такъ, чтобы форма ихъ уничтожала возможность смѣщенія ихъ въ бетонъ. Если это не достигнуто, необходимо принять въ расчетъ на-пряженіе сцѣпленія.

6. Расчетъ опоръ (колоннъ) на продольный изгибъ нужно производить только въ томъ случаѣ, если высота ихъ превосходитъ восемнадцатикратную величину наименьшаго размѣра сѣченія. Распорки, которыя должны удержатъ въ неизмѣнномъ положеніи уложенные прутья арматуры, нужно располагать на разстояніи, не превышающемъ тридцатикратный діаметръ желѣзнаго прута. Промежутокъ между распорками долженъ приблизительно соотвѣтствовать наименьшему размѣру сѣченія.

7. Для расчета опоръ на продольный изгибъ нужно пользоваться формулой Эйлера“.

#### Простой изгибъ.

Допустимъ, по Навье, что сѣченія, бывшія плоскими до изгиба, останутся таковыми и послѣ изгиба.

Тогда, при разсмотрѣніи дѣйствительнаго распредѣленія напряженій въ сѣченіи подверженнаго изгибу бетоннаго тѣла, найдемъ, что при очень небольшихъ нагрузкахъ удлиненія бетонныхъ слоевъ можно принять пропорціональными напряженіямъ (это состояніе напряженій обозначено I стадіей). При увеличеніи нагрузки удлиненія растутъ скорѣй напряженій и въ поясѣ растяженія кривая напряженія приближается къ формѣ, данной Консидеромъ (IIa стадія). Наконецъ, когда растяжимость бетона будетъ превзойдена, въ бетонѣ пояса растяженія появятся трещины (IIb стадія). Конецъ этой стадіи соотвѣтствуетъ мо-



менту достиженія желѣзомъ верхней границы вытекания. Тогда наступаетъ стадія разрушенія (III стадія), при чемъ происходитъ разрушеніе благодаря преодолѣнію внѣшними силами сопротивленія растяженію желѣза или сопротивленія сжатію бетона.

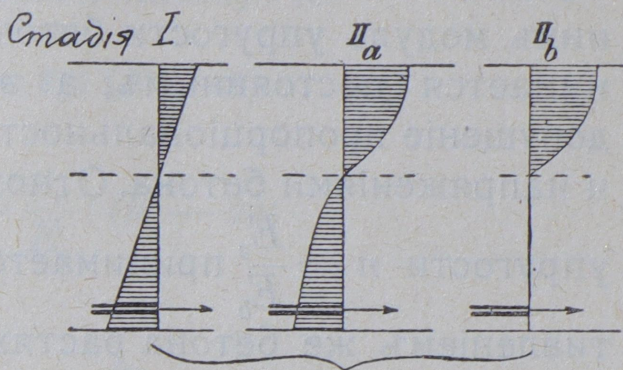


Рис. 29. Стадіи напруженія.

Изъ всѣхъ способовъ расчета наиболѣе употребителенъ способъ, вытекающій изъ распредѣленія напряженій по IIb стадіи, т.-е. когда отбрасывается сопротивление бетона растяженію и всѣ напряженія растяженія воспринимаются желѣзомъ.

На рис. 30 показаны наиболѣе извѣстныя кривыя напряженій: Неймана (a), Мелана (b), Остенфельда (c), Тулліе (d), Сандерса (e), Риттера (f), Эмпергера (g); нужно упомянуть также о предложенномъ Шпиллеромъ способъ расчета, основан-

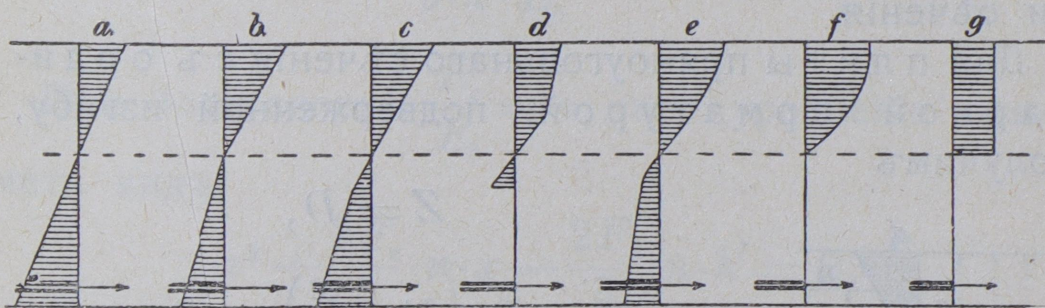


Рис. 30. Кривыя напряженій различныхъ способовъ расчета.

номъ на введеніи идеальнаго сѣченія, ширина словъ котораго пропорціональна соотвѣтствующимъ модулямъ упругости.

Наибольшимъ распространеніемъ въ настоящее время пользуются методы расчета Куанье и Те-



деско, Кристофа, Мёрша и др., пользование которыми предписывается и прусскими правилами постановленіями. Въ нихъ модуль упругости бетона при сжатіи  $E_b$  принимается постояннымъ, а это влечетъ за собой допущеніе пропорціональности между удлиненіями и напряженіями бетона. Отношеніе обоихъ модулей

упругости  $n = \frac{E_e}{E_b}$  принимается равнымъ 15, сопротивленіемъ же бетона растяженію пренебрегаютъ.

Введемъ теперь слѣдующія обозначенія:

$h$  высота сѣченія (всѣ мѣры длины въ см),

$h' = h - a$  разстояніе желѣзной арматуры отъ нижней грани сѣченія (= полезной высотѣ сѣченія),

$b$  ширина сѣченія,

$F_e$  поперечное сѣченіе желѣза,

$\sigma_b$  дѣйствующее въ сѣченіи напряжение сжатія,

$\sigma_e$  равномерно распределенное по поперечному сѣченію желѣза напряжение растяженія (въ  $\text{kg/cm}^2$ ),

$D$  сумма напряженій сжатія въ сѣченіи,

$Z$  сумма напряженій растяженія въ сѣченіи,

$x$  разстояніе нейтральной оси отъ верхней грани сѣченія.

Для плиты прямоугольнаго сѣченія съ ординарной арматурой, подверженной изгибу, получимъ

$$Z = D,$$

$$M = D \cdot \left( h' - \frac{x}{3} \right) = D \cdot m,$$

гдѣ  $m = h' - \frac{x}{3}$  есть плечо между растягивающимъ и сжимающимъ усиленіемъ, и

$$M = Z \cdot m.$$

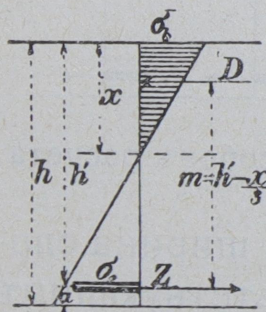


Рис. 31. Плита съ простой арматурой.



Такъ какъ удлиненія пропорціональны напряженіямъ, а слѣдовательно, и разстояніямъ отъ нейтральной оси (нулевой линіи), то

$$\epsilon_b : x = \epsilon_e : (h' - x)$$

или

$$\frac{\sigma_b}{E_b} : x = \frac{\sigma_e}{E_e} : (h' - x);$$

но, такъ какъ

$$b \cdot \frac{x}{2} \cdot \sigma_b = F_e \cdot \sigma_e,$$

то

$$\sigma_b = \frac{2F_e}{b \cdot x} \cdot \sigma_e.$$

Подставивъ это значеніе въ пропорцію, получимъ

$$\frac{2F_e \cdot \sigma_e}{b \cdot x \cdot E_b} : x = \frac{\sigma_e}{E_e} : (h' - x),$$

откуда

$$x^2 = \frac{2F_e \cdot E_e}{b \cdot x \cdot E_b} (h' - x).$$

При подстановкѣ  $\frac{E_e}{E_b} = n$ , это уравненіе приметъ видъ

$$x^2 + \frac{2F_e}{b} \cdot n \cdot x - \frac{2F_e}{b} \cdot n \cdot h' = 0,$$

откуда

$$(1) \quad x = \frac{n \cdot F_e}{b} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2b \cdot h'}{n \cdot F_e}} - 1 \right\}.$$

Еще легче получить подобное же уравненіе для  $x$ , написавъ условіе, что нейтральная ось проходитъ черезъ центръ тяжести дѣйствующей по-



верхности, при чемъ сѣченіе желѣза замѣняется увеличеннымъ въ  $n$  разъ сѣченіемъ бетона; уравненіе этого условія будетъ

$$\frac{b \cdot x^2}{2} = n \cdot F_e (h' - x);$$

изъ него для  $x$  получается вышеприведенное значеніе [уравненіе (1)].

Изъ равенства моментовъ внѣшнихъ и внутреннихъ силъ слѣдуетъ

$$M = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_b}{2} \cdot m$$

и

$$M = F_e \cdot \sigma_e \cdot m,$$

$$\text{гдѣ } m = h' - \frac{x}{3}.$$

Откуда наибольшее напряженіе бетона

$$(2) \quad \sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x \cdot m}$$

и наибольшее напряженіе желѣза

$$(3) \quad \sigma_e = \frac{M}{F_e \cdot m}.$$

По формуламъ (1), (2) и (3) опредѣляются напряженія желѣзо-бетонной плиты даннаго сѣченія.

Теперь выведемъ необходимыя при проектированіи формулы для непосредственнаго опредѣленія размѣровъ сѣченія.

Они получаются изъ слѣдующихъ уравненій:

$$\frac{\sigma_b}{E_b} : x = \frac{\sigma_e}{E_e} : (h' - x),$$

$$n \cdot \sigma_b : x = \sigma_e : (h' - x)$$



и

$$x = \frac{h' \cdot n \cdot \sigma_b}{\sigma_e + n \cdot \sigma_b}.$$

Написавъ равенство

$$M = D \cdot \left( h' - \frac{x}{3} \right) = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_b}{2} \left( h' - \frac{x}{3} \right)$$

и подставивъ значеніе  $x$ , получимъ

$$\begin{aligned} M &= \frac{b \cdot h' \cdot \sigma_b^2 \cdot n}{2 (\sigma_e + n \cdot \sigma_b)} \left( h' - \frac{1}{3} \cdot \frac{h' \cdot \sigma_b \cdot n}{\sigma_e + n \cdot \sigma_b} \right) = \\ &= \frac{b \cdot h'^2 \cdot \sigma_b^2 \cdot n}{6 (\sigma_e + n \cdot \sigma_b)^2} \cdot (3\sigma_e + 2n \cdot \sigma_b), \end{aligned}$$

откуда получается значеніе полезной высоты сѣченія

$$(4) \quad h' = \frac{\sigma_e + n \cdot \sigma_b}{\sigma_b} \sqrt{\frac{6M}{n \cdot (3\sigma_e + 2n \cdot \sigma_b) b}}.$$

Подставивъ въ уравненіе

$$F_e = \frac{\sigma_b \cdot x \cdot b}{2\sigma_e}$$

вышеприведенную величину  $x$ , получимъ величину площади поперечнаго сѣченія желѣза:

$$(5) \quad F_e = \frac{b \cdot h' \cdot \sigma_b^2 \cdot n}{2\sigma_e (\sigma_e + n \cdot \sigma_b)}.$$

При помощи формулъ (4) и (5) легко опредѣляются размѣры сѣченія, когда извѣстны допускаемые напряженія  $\sigma_b$  и  $\sigma_e$ , по слѣдующей таблицѣ



$\sigma_e$	$\sigma_b$	$x$	$h'$	$F_e$
1200	40	0,333 $h'$	0,0410 $\sqrt{M}$	0,0228 $\sqrt{M}$
1000	45	0,403 $h'$	0,0357 $\sqrt{M}$	0,0324 $\sqrt{M}$
1000	40	0,375 $h'$	0,0390 $\sqrt{M}$	0,0293 $\sqrt{M}$
1000	34	0,338 $h'$	0,0443 $\sqrt{M}$	0,0254 $\sqrt{M}$
1000	30	0,310 $h'$	0,0490 $\sqrt{M}$	0,0228 $\sqrt{M}$
1000	20	0,230 $h'$	0,0686 $\sqrt{M}$	0,0159 $\sqrt{M}$

Примѣняя эти формулы для опредѣленія размѣровъ, нужно возможно полно использовать сопротивляемость обоихъ строительныхъ матеріаловъ—бетона и желѣза. Толщина плиты  $h$  берется на 1—2 см больше  $h'$ , такъ какъ нижняя грань бетона лежитъ нѣсколько ниже центра тяжести желѣза.

Отношеніе поперечнаго сѣченія желѣза  $F_e$  къ полезной высотѣ  $h'$  при  $\sigma_b = 40$  и  $\sigma_e = 1000$  будетъ:

$$\frac{F_e}{h'} = 0,75,$$

т.-е. арматура составляетъ 0,75% полезнаго сѣченія; при  $\sigma_b = 40$  и  $\sigma_e = 1200$ :

$$\frac{F_e}{h'} = 0,56,$$

что соотвѣтствуетъ арматурѣ въ 0,56%. Видно, что меньшее процентное отношеніе арматуры будетъ имѣть слѣдствіемъ бѣльшія напряженія желѣза. Это указываетъ на то, что при слабой арматурѣ поломка происходитъ благодаря превышенію сопротивленія желѣза растяженію; наоборотъ, при сильной арматурѣ разрушеніе происходитъ



благодаря недостаточности сопротивленія бетона сжатію.

Если хотять при расчетѣ принять во вниманіе напряженія растяженія бетона, то, дѣлая произвольное допущеніе, что модуль упругости бетона, подверженнаго растяженію, постояненъ и равенъ модулю бетона, подверженнаго сжатію, получимъ

$$\frac{bx^2}{2} = \frac{b(h' - x)^2}{2} + nF_e(h - a - x),$$

$$x = \frac{\frac{bh^2}{2} + nF_e(h - a)}{bh + nF_e}.$$

Изъ равенства растягивающаго и сжимающаго усилія слѣдуетъ

$$\frac{bx^2}{2} \sigma_{bd} = b \frac{h - x}{2} \sigma_{bz} + \sigma_e F_e,$$

а изъ пропорціональности удлиненій и напряженій получится

$$\sigma_{bz} = \frac{h - x}{x} \cdot \sigma_{bd}$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{h - a - x}{x} \sigma_{bd}.$$

Тогда, изъ уравненія моментовъ относительно нулевой линіи, получится:

$$M = \frac{bx}{2} \sigma_{bd} \cdot \frac{2}{3} x + b \frac{h - x}{2} \cdot \sigma_{bz} \cdot \frac{2}{3} (h - x) + \sigma_e F_e (h - a - x),$$



откуда, при подстановкѣ значеній для  $\sigma_{bz}$  и  $\sigma_e$ , слѣдуетъ:

$$M = \frac{\sigma_{bd}}{x} \left[ \frac{bx^3}{3} + \frac{b(h-x)^3}{3} + nF_c (h-a-x)^2 \right]$$

изъ этого уравненія можно получить  $\sigma_{bd}$ , а также  $\sigma_{bz}$  и  $\sigma_e$ .

### Плита съ двойной арматурой.

Въ поясѣ сжатія только въ томъ случаѣ располагается арматура, если получается слишкомъ большая конструктивная высота. Этимъ значительно уменьшаются краевыя напряженія въ поясѣ растяженія. Если процентъ сжатой арматуры великъ, что бываетъ въ невысокихъ балкахъ прямоугольнаго сѣченія, то прутья ея должны быть предохранены отъ продольнаго изгиба соотвѣтственно расположенными сильными хомутами, иначе они принесутъ больше вреда, чѣмъ пользы, благодаря выпучиванію.

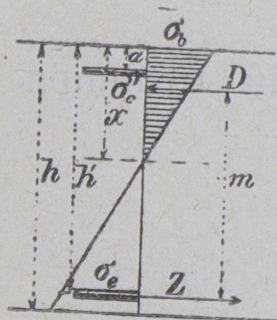


Рис. 32. Плита съ двойной арматурой.

Напряженія растяженія попрежнему воспринимаются арматурой пояса растяженія, а напряженія сжатія распределяются между бетономъ и арматурой пояса растяженія. Пользуясь прежними обозначеніями, получимъ, такъ какъ нейтральная ось проходитъ черезъ центръ тяжести дѣйствующей поверхности <sup>1)</sup>:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - F'_e (x - a) + nF'_e (x - a) = n \cdot F_e \cdot (h' - x),$$

<sup>1)</sup> Формулу можно еще болѣе упростить, если пренебречь уменьшеніемъ сѣченія бетона пояса сжатія, вызываемымъ верхней арматурой.



откуда

$$(6) \quad x = - \frac{(n-1) F'_e + n \cdot F_e}{b} +$$

$$+ \sqrt{\left( \frac{(n-1) \cdot F'_e + n \cdot F_e}{b} \right)^2 + \frac{2}{b} [(n-1) F'_e \cdot a + n \cdot F_e \cdot h']}.$$

Далѣе мы имѣемъ

$$M = D \cdot m = \frac{\sigma_b \cdot b \cdot x}{2} \left( h' - \frac{x}{3} \right) - F'_e \sigma'_b \cdot (h' - a) + \\ + F'_e \cdot \sigma'_e (h' - a);$$

но

$$\sigma'_b = \frac{x-a}{x} \sigma_b,$$

затѣмъ

$$\frac{\sigma_b}{E_b} : \frac{\sigma_e}{E_e} = x : (h' - x)$$

и

$$\frac{\sigma_b}{E_b} : \frac{\sigma'_e}{E_e} = x : (x - a); \quad \text{при} \quad n = \frac{E_e}{E_b};$$

принявъ во вниманіе эти равенства, опредѣлимъ напряженіе бетона

$$(7) \quad \sigma_b = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left( h' - \frac{x}{3} \right) + (n-1) F'_e \frac{x-a}{x} (h' - a)}$$

и желѣза

$$(8) \quad \begin{cases} \sigma_e = \frac{\sigma_b \cdot (h' - x) \cdot n}{x} = \frac{(h' - x) \cdot \sigma'_e}{x - a}, \\ \sigma'_e = \frac{\sigma_b \cdot (x - a) \cdot n}{x}. \end{cases}$$



Разстояніе общаго центра тяжести бетона и арматуры пояса сжатія отъ нейтральной оси равно:

$$(9) \quad y_1 = \frac{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot x \cdot \sigma_b + \sigma'_e \cdot F'_e (x - a)}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_b + \sigma'_e \cdot F'_e} =$$

$$= \frac{\frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot F'_e (x - a)^2}{\frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot F'_e (x - a)};$$

отсюда получается новое выраженіе:

$$M = F'_e \cdot \sigma_e (h' - x + y_1).$$

#### Ребристая плита.

Плита образуетъ вмѣстѣ съ ребромъ (приливомъ) тавровое сѣченіе. При этомъ нужно замѣтить, что плита только въ томъ случаѣ считается участвующей въ статическомъ дѣйствіи, если ширина ея не превосходитъ нѣкоторой величины, по *Amtliche Bestimmungen*— $\frac{1}{3}$  пролета балки.

Въ случаѣ отрицательныхъ изгибающихъ моментовъ, появляющихся въ неразрѣзныхъ плитахъ и при закрѣпленіи, плита является поясомъ растяженія, а ребро—поясомъ сжатія. Такъ какъ сопротивленіе бетона растяженію отбрасывается, то расчетъ въ этомъ случаѣ производится, какъ и для прямоугольнаго сѣченія, только поясомъ растяженія является арматура верхней части сѣченія, а поясъ сжатія проходитъ черезъ нижнюю часть ребра. Такъ какъ ребро относительно довольно тонко, то въ нижней части располагается арматура, предназначенная для воспріятія сжатій, и



получается, такимъ образомъ, случай сѣченія съ двойной арматурой. Кромѣ того, примѣняютъ увеличеніе высоты ребра вблизи наибольшаго отрицательнаго изгибающаго момента (см. рис. 33).

При положительномъ изгибающемъ моментѣ надо различать два случая.

а) Нейтральная ось лежитъ внутри плиты. Въ этомъ случаѣ расчетъ производится, какъ и для прямоугольнаго сѣченія, такъ какъ распредѣленія прутьевъ по ширинѣ сѣченія не имѣетъ вліяніе на опредѣленіе напряженій.

в) Нейтральная ось лежитъ ниже нижней грани плиты—обыкновенный случай.

Сохранивши прежнія обозначенія и отбрасывая напряженія сжатія части ребра между нейтральной осью и нижней гранью ребра, вліяніе которыхъ очень незначительно <sup>1)</sup>, получимъ:

$$\sigma_u = \sigma_b \cdot \frac{x - d}{x},$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b \frac{h' - x}{x},$$

$$\frac{\sigma_b + \sigma_u}{2} \cdot b \cdot d = \sigma_e \cdot F_e.$$

Подстановкой перваго уравненія въ третье получимъ:

$$\frac{\sigma_b}{2} \left( 1 + \frac{x - d}{x} \right) \cdot b \cdot d = \sigma_e \cdot F_e,$$

$$\frac{\sigma_b \cdot b \cdot d}{2F_e} \cdot \frac{2x - d}{x} = \sigma_e;$$

<sup>1)</sup> Не всегда. При большихъ балкахъ съ тонкими плитами лучше пользоваться методомъ, указанной въ книгѣ Mörsch'a (s. 124; сравни Foerster, Fortschritte der Ingenieurwiss., Heft 13. S. 169 u. f.). *Пр. ред.*



при подстановкѣ этой величины во второе уравнение получимъ:

$$\frac{b \cdot d}{2F_e} \cdot (2x - d) = n(h' - x),$$

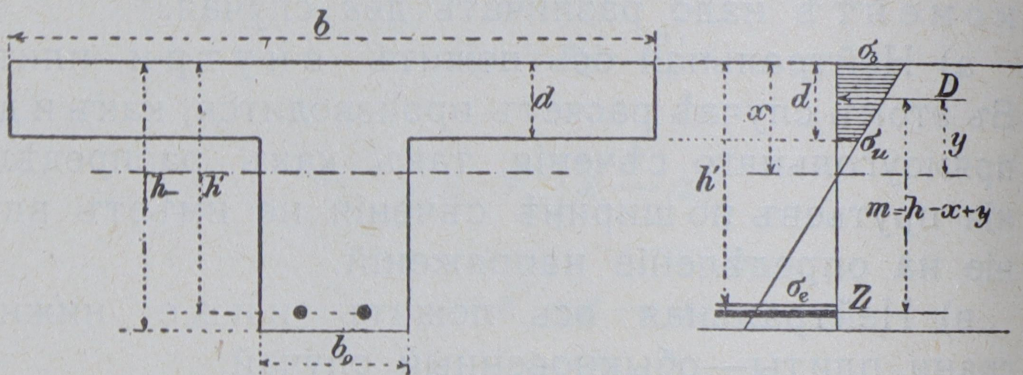


Рис. 33. Рибристая плита.

откуда

$$(10) \quad x = \frac{h' \cdot n \cdot F_e + \frac{b \cdot d^2}{2}}{n \cdot F_e + b \cdot d}.$$

Разстояніе центра тяжести трапеціи сжатія отъ верхняго ребра равно

$$x - y = \frac{\frac{d}{3} \sigma_b + 2\sigma_u}{\sigma_b + \sigma_u};$$

подставивши въ это уравненіе вышеприведенную величину  $\sigma_u$ , получимъ:

$$\begin{aligned} x - y &= \frac{d}{3} \frac{3x - 2d}{2x - d} = \frac{d}{2} - \frac{d}{2} + \frac{3x \cdot d - 2d^2}{3(2x - d)} = \\ &= \frac{d}{2} - \frac{6x \cdot d - 3d^2 - 6x \cdot d + 4d^2}{6(2x - d)}, \end{aligned}$$

откуда

$$(11) \quad y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)}.$$



( $y$  достигаетъ предѣльнаго значенія при  $x = d$ :

$$y = d - \frac{d}{2} + \frac{d}{6} = \frac{2}{3} d;$$

при очень большихъ величинахъ  $x$  можно положить

$$y = x - \frac{d}{2}.$$

Плечо между сжимающимъ и растягивающимъ усилениемъ равно

$$m = h' - x + y;$$

принявъ эту величину, получимъ напряженія

$$(12) \quad \sigma_e = \frac{M}{F_e \cdot m}$$

и

$$(13) \quad \sigma_b = \sigma_e \frac{x}{n \cdot (h' - x)}.$$

Для опредѣленія размѣровъ обыкновенно пользуются формулой стр. 67

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e \left( h' - \frac{d}{2} \right)},$$

изъ которой нужно сѣченіе желѣза опредѣляется довольно точно. Размѣры пояса сжатія опредѣляются обыкновенно уже тѣмъ, что толщина плиты зависитъ отъ разстоянія между ребрами и отъ нагрузки.

Однако допускаемое напряженіе бетона на сжатіе у верхняго края плиты используется весьма рѣдко (только при большомъ процентномъ отношеніи арматуры). Ясно, что этимъ сберегается



сѣченіе желѣза, если взять въ расчетъ большую величину  $h'$ .

Для различныхъ случаевъ составлены таблицы для опредѣленія размѣровъ (большею частью пренебрегающія сопротивленіемъ сдвигу и напряженіемъ сцѣпленія), хотя гораздо лучше пользоваться графическимъ способомъ.

### Напряженія сдвига.

Если расчетъ желѣзобетонной балки былъ произведенъ по даннымъ формуламъ, такъ что допускаемыя напряженія сжатія бетона и растяженія желѣза, а слѣдовательно, и вызываемыя изгибающимъ моментомъ напряженія, не перейдены, все же разрушеніе балки можетъ быть вызвано тѣмъ, что вызываемыя перерѣзающей силой напряженія сдвига и сцѣпленія достигнутъ наивысшей величины. Наибольшей величины напряженія сдвига и сцѣпленія достигаютъ въ томъ мѣстѣ, гдѣ дѣйствуетъ максимальная перерѣзывающая сила  $V$ , т.-е. у опоръ. Въ плитахъ появленіе этихъ напряженій обыкновенно не опасно, такъ какъ они, вслѣдствіи большой ширины сѣченія, очень незначительны. Напротивъ, въ ребристыхъ балкахъ <sup>1)</sup> вычисленіе напряженій сдвига и сцѣпленія очень важно, такъ какъ здѣсь вполне возможно разрушеніе вблизи опоръ вслѣдствіе этихъ напряженій.

Примемъ допущеніе, что сѣченія остаются плоскими и послѣ изгиба; тогда дѣйствующая параллельно продольной оси балки сила сдвига опредѣлится слѣдующимъ образомъ:

При разстояніи  $dl$  между сосѣдними сѣченіями

---

<sup>1)</sup> Въ особенности въ короткихъ, сильно нагруженныхъ.



$AB$  и  $A'B'$ , дѣйствующее въ  $CC'$  горизонтальное сдвигающее усиліе, равное разности нормальныхъ

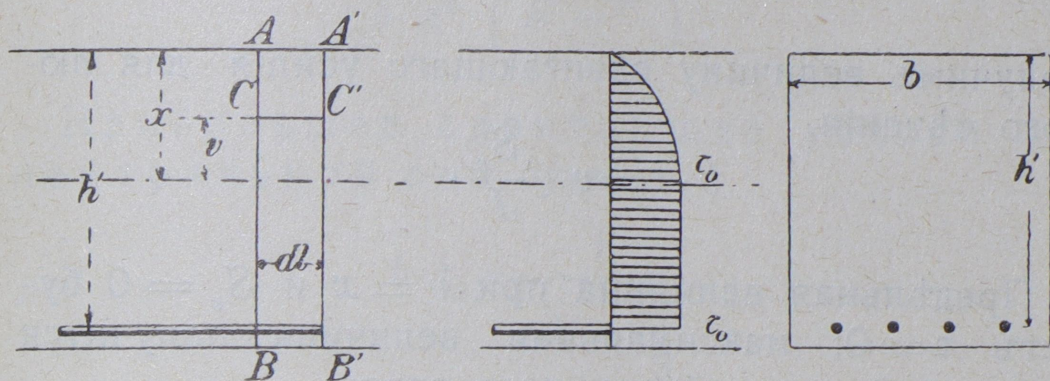


Рис. 34.

напряженій въ  $AC$  и  $A'C'$ , опредѣлится изъ

$$b \cdot dl \cdot \tau = \int_v^x \sigma \cdot dF' - \int_v^x \sigma' \cdot dF,$$

но

$$\sigma = \frac{M \cdot v}{J} \text{ и } \sigma' = \frac{M' \cdot v}{J},$$

слѣдовательно

$$\begin{aligned} b \cdot dl \cdot \tau &= \frac{M}{J} \int_v^x v \cdot dF - \frac{M'}{J} \int_v^x v \cdot dF = \\ &= \frac{M - M'}{J} \int_v^x v \cdot dF; \end{aligned}$$

но

$$\int_v^x v \cdot dF = S_v$$

(статическій моментъ части сѣченія, лежащей между  $v$  и  $x$ , относительно нейтральной оси) и

$$M - M' = dM,$$

слѣдовательно

$$b \cdot \tau = \frac{dM}{dl} \cdot \frac{S_v}{J}$$



и, подставивши

$$\frac{dM}{dl} = v,$$

получимъ величину сдвигающаго усилія для любого сѣченія

$$b \cdot \tau = v \cdot \frac{S_v}{J}.$$

Предѣльная величина при  $v = x$  и  $S_v = 0$  будетъ  $\tau = 0$ ; максимальная величина получится при  $v = 0$  для нейтральнаго слоя:

$$b_0 \cdot \tau_0 = v \cdot \frac{S_0}{J}.$$

Болѣе простая формула для  $\tau$  получится при прямолинейномъ сѣченіи. Въ этомъ случаѣ

$$\sigma_b \cdot \frac{b \cdot x}{2} \left( h' - \frac{x}{3} \right) = M,$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x \cdot \left( h' - \frac{x}{3} \right)} \text{ и } \sigma = \frac{v \sigma_b}{x} = \frac{2v \cdot M}{b \cdot x^2 \cdot \left( h' - \frac{x}{3} \right)}$$

Подставивъ эти выраженія въ прежнее уравненіе

$$b \cdot dl \cdot \tau = \int_v^x \sigma \cdot dF - \int_v^x \sigma' \cdot dF,$$

получимъ

$$\begin{aligned} b \cdot \tau \cdot dl &= \frac{2M}{b \cdot x^2 \cdot \left( h' - \frac{x}{3} \right)} \cdot S_v - \frac{2M'}{b \cdot x^2 \cdot \left( h' - \frac{x}{3} \right)} \cdot S_v \\ &= \frac{2}{b \cdot x^2 \cdot \left( h' - \frac{x}{3} \right)} \cdot dM \cdot S_v, \end{aligned}$$



откуда

$$b \cdot \tau = \frac{2}{b \cdot x^2 \cdot \left( h' - \frac{x}{3} \right)} \cdot V \cdot S_v.$$

Наибольшее сдвигающее усилие по нейтральной оси будетъ

$$b \cdot \tau_0 = \frac{V}{h' - \frac{x}{3}},$$

такъ какъ для него

$$S = \frac{b \cdot x^2}{2}.$$

Это выраженіе примѣнимо также и для ребристыхъ плитъ; если подставить вмѣсто  $h - \frac{x}{3}$  разстояніе арматуры отъ центра давленія  $m = h' - x + y$  и вмѣсто  $b$  — ширину ребра  $b_0$ , то наибольшее напряженіе сдвига въ ребрѣ опредѣлится равенствомъ

$$(14) \quad \tau_0 = \frac{V}{m \cdot b_0}.$$

Благодаря допущенію, что въ бетонѣ не дѣйствуютъ никакія напряженія растяженія, могущія измѣнить силы сдвига, сдвигающее усилие въ ребрѣ  $b\tau_0$  остается постояннымъ отъ нейтральной оси до арматуры. Заключение это оправдывается опытами Мёрша, по которымъ дѣйствительно дѣйствующія въ бетонѣ напряженія растяженія, достигнувъ опредѣленной величины, болѣе не увеличиваются замѣтнымъ образомъ, такъ что сдвигающая сила, производимая разностью нормальныхъ напряженій двухъ сосѣднихъ сѣченій, можетъ имѣть лишь очень малую величину.



Если вычисленная по формулѣ (14) величина напряженія сдвига  $\tau_0$  окажется больше допускаемой Amtliche Bestimmungen въ  $4,5 \text{ kg/cm}^2$ , то излишекъ сдвигающаго усилія надо уравновѣсить соотвѣтствующей арматурой. Для этого можно примѣнить ранѣе упомянутые хомуты изъ круглаго или полосового желѣза или просто отогнуть вверхъ часть прутьевъ.

Если  $V$  будетъ наибольшая перерѣзывающая сила балки у опоръ, то перерѣзывающее усиліе, соотвѣтствующее допускаемому напряженію сдвига, будетъ

$$V' = \frac{V \cdot 4,5}{\tau_0}.$$

Это срѣзывающее усиліе будетъ приложено въ точкѣ  $l'$  балки, опредѣляемой уравненіемъ

$$l' = \frac{\frac{l}{2} (V - V')}{V}.$$

Дѣйствующая между опорой и  $l'$  излишняя перерѣзывающая сила  $V - V'$  соотвѣтствуетъ излишнему сдвигающему усилію

$$S = \frac{b_0(\tau_0 - 4,5) \cdot l'}{2}$$

Если это усиліе должно быть воспринято хомутами и число ихъ равно  $n$ , а площадь сѣченія одного хомута —  $2f$ , то необходимое между опорой и  $l$  число хомутовъ  $n = \frac{S}{2f \cdot \tau_f}$ , гдѣ  $\tau_f$  обозначаетъ допускаемое напряженіе сдвига желѣза, равное при бл.  $700 \text{ kg/cm}^2$ . Разстоянія между хомутами становятся меньше къ опорамъ; эти разстоянія опре-



дѣляются построениемъ, указаннымъ на рис. 35.

Собственно говоря, хомуты мало пригодны для передачи напряженій сдвига, но они обеспечиваютъ соединеніе плиты съ ребромъ и предохраняютъ отъ разныхъ случайностей при исполненіи работъ, а также предохраняютъ прутья отъ скольженія; слѣдовательно, они имѣютъ извѣстное вліяніе на напряженіе сцѣпленія. Поэтому рекомендуется примѣнять хомуты и не только вблизи

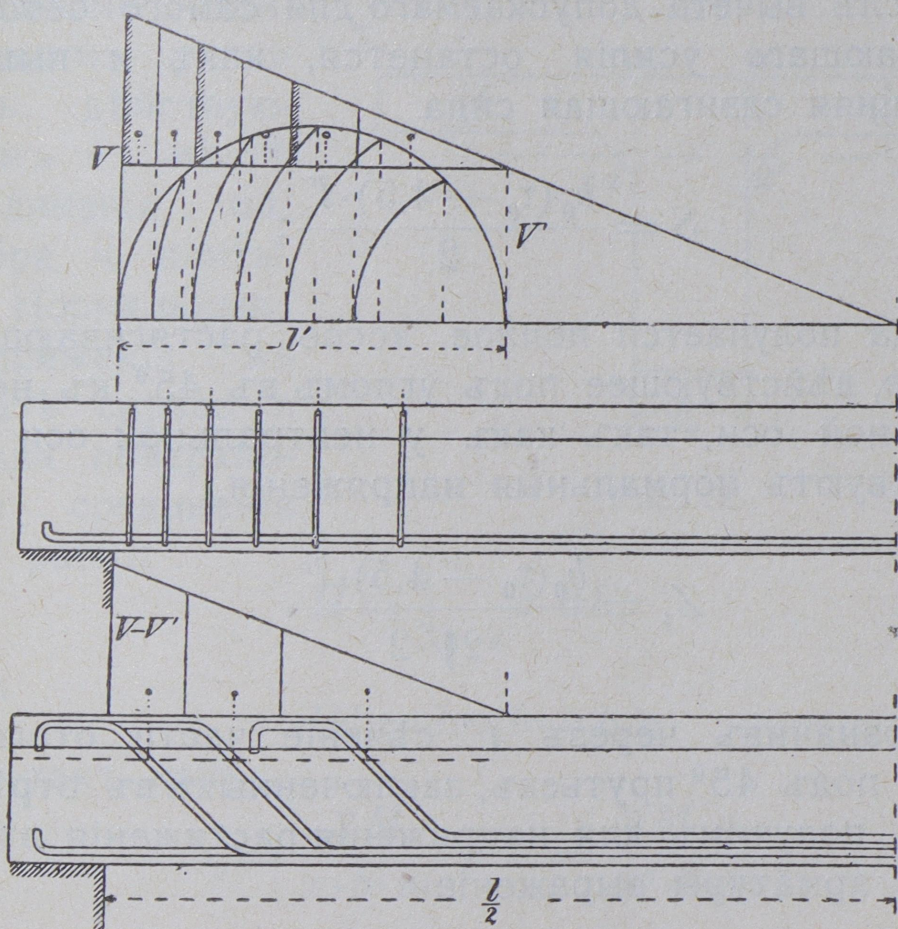


Рис. 35. Расположеніе хомутовъ и отогнутыхъ прутьевъ.

опоръ, но и въ средней части балки, въ особенности если тамъ не проходитъ отогнутое желѣзо <sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Хомуты у середины балки въ особенности нужны при односторонней нагрузкѣ; въ этомъ не трудно убѣдиться расчетомъ.



Правильнѣе отогнуть часть прутьевъ для воспринятія напряженій сдвига. Если разложить напряжение сдвига на двѣ слагающія, направленныя къ главному напряженію подъ угломъ въ  $45^0$ , то одно изъ нихъ произведетъ сжатіе, другое—растяженіе. Наклонныя напряженія растяженія, которыя, естественно, будутъ увеличиваться къ опорамъ, могутъ теперь быть уравновѣшены отогнутой частью арматуры.

Послѣ вычета допускаемаго для самого бетона сдвигающаго усилія останется, какъ и выше, излишняя сдвигающая сила

$$S = \frac{b_0(\tau_0 - 4,5) \cdot l'}{2};$$

отсюда получается полное косое растягивающее усиліе, дѣйствующее подъ угломъ въ  $45^0$  къ нейтральной оси, такъ какъ у нейтральной оси не дѣйствуютъ нормальныя напряженія,

$$Z_1 = \frac{b_0(\tau_0 - 4,5) \cdot l'}{2\sqrt{2}}.$$

Обозначивъ черезъ  $F'$  сѣченіе части отогнутыхъ подъ  $45^0$  прутьевъ, заключенныхъ въ отръзкъ  $l'$ , получимъ для напряженія растяженія этой части арматуры выраженіе

$$\sigma' = \frac{Z'}{F'}.$$

Такъ какъ сопротивленіе бетона сдвигу больше его сопротивленія растяженію, то при пробныхъ нагрузкахъ и при недостаточномъ числѣ отогнутыхъ прутьевъ косыя трещины, производимыя косыми напряженіями растяженія, появляются



раньше, чѣмъ трещины, производимыя недостаточностью сопротивленія сдвигу. Поэтому примѣненіе отогнутаго подѣ 45° желѣза дѣйствительнѣе расположенія хомутовъ и во всякомъ случаѣ болѣе соотвѣтствуетъ цѣли, нежели употребляемое Геннебикомъ вооруженіе, состоящее изъ прутьевъ, отогнутыхъ подѣ 30° <sup>1)</sup>.

Связь между ребромъ и плитой нарушается благодаря горизонтальнымъ сдвигающимъ усиліямъ, дѣйствующимъ въ мѣстѣ соединенія  $aa'$  ребра и плиты.

Нормальныя напряженія въ плитѣ справа и слѣва поверхности соединенія  $aa'$  равны

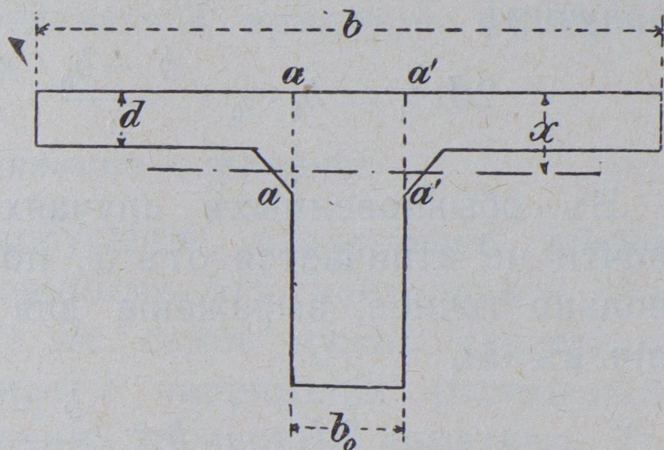


Рис. 36.

$$H = \int_{x-d}^x \sigma \cdot dF,$$

гдѣ

$$dF = dv \cdot (b - b_0);$$

но, такъ какъ

$$\sigma_b = \frac{2M}{x \cdot b \cdot m} \text{ и } \sigma = \frac{2M \cdot v}{x^2 \cdot b \cdot m},$$

то

$$\begin{aligned} H &= \frac{2M}{x^2 \cdot b \cdot m} (b - b_0) \int_{x-d}^x v \cdot dv = \\ &= \frac{2M}{x^2 \cdot b \cdot m} (b - b_0) = (2dx - d^2). \end{aligned}$$

<sup>1)</sup> См. опыты Mörscha въ 3 изд. его книги (I. с. и „D. Vzg.“ 1908). Вопросъ крайне важный.



и

$$H - H' = 2d \cdot \tau_1 \cdot dl = \\ = \frac{2}{x^2 \cdot b \cdot m} (b - b_0) (2d \cdot x - d^2) \cdot dM;$$

подставивъ въ послѣднее уравненіе значеніе

$$\frac{dM}{dl} = \frac{v}{m} = b_0 \tau_0,$$

получимъ

$$2d \cdot \tau_1 = b_0 \cdot \tau_0 \cdot \frac{b - b_0}{b} \cdot \frac{2d \cdot x - d^2}{x^2}.$$

Въ обыкновенныхъ случаяхъ въ которыхъ  $d$  почти не отличается отъ  $x$ , получимъ другое, довольно точное, выраженіе для сдвигающаго усилія въ  $aa_1$

$$2d \cdot \tau_1 = b_0 \tau_0 \cdot \frac{b - b_0}{b}.$$

Если найденная величина напряженія сдвига  $\tau_1$  превосходитъ допускаемую величину—4,5 kg/cm<sup>2</sup>, то излишнее сдвигающее усиліе должно быть воспринято арматурой плиты. Сѣченіе послѣдней въ большинствѣ случаевъ вполне достаточно для этого. Можно усилить сѣченіе балки для противодѣйствія горизонтальному сдвигающему усилію, дѣлая въ мѣстѣ соединенія ребра и балки откосъ, какъ это указано на рис. 36.

Напротивъ, силы, дѣйствующія нормально къ оси балки и производящія разрушеніе благодаря непосредственному перерѣзыванію, имѣютъ очень малое вліяніе <sup>1)</sup>. Если  $V$  обозна-

<sup>1)</sup> Не мѣшаетъ, однакоже, сильно-напряженные короткія балки повѣрять на срѣзъ сѣченія у опоръ въ вертикальной плоскости.



часть дѣйствующее надъ опорами наибольшее перерѣзывающее усилие и  $F$  поперечное сѣченіе бетона, то напряженіе сдвига вслѣдствіе срѣзыванія выразится черезъ  $\tau = \frac{V}{F}$ .

Эти напряженія, дѣйствующія, разумѣется, перпендикулярно плоскости соединенія плиты и ребра, не переходятъ за предѣлы допускаемой величины—  $4,5 \text{ kg/cm}^2$ ; въ противномъ случаѣ, излишнее усилие должно передаваться арматурѣ, расположенной въ сѣченіи.

#### Напряженіе сцѣпленія.

Такъ какъ, по допущенію, сдвигающее усилие  $b_0 \tau_0$  остается постояннымъ отъ нейтральной оси до арматуры, то то же самое нужно сказать и относительно разности напряженій растяженій между двумя сосѣдними сѣченіями арматуры. То же самое нужно сказать и относительно дѣйствующаго по поверхности прута напряженія сцѣпленія (лучше сопротивленіе скольженію), помощью котораго разность напряженій двухъ сосѣднихъ сѣченій желѣза передается бетону. Принявъ это, мы получимъ

$$(15) \quad \tau_u \cdot u = b_0 \cdot \tau_0;$$

здѣсь  $u$  обозначаетъ общую поверхность прутьевъ арматуры и  $\tau_u$  напряженіе сцѣпленія бетона съ желѣзомъ.

Принимая въ расчетъ только поверхность желѣза, расположеннаго въ нижней части сѣченія, можно вполне безопасно принять за допускаемое напряженіе данную „Временнымъ руководствомъ“ величину въ  $7,5 \text{ kg/cm}^2$ . Постановленія допускаютъ только  $4,5 \text{ kg/cm}^2$ .



Отсылаемъ здѣсь читателей къ номеру III и V Forscherarbeiten aus dem Gebiete des Eisenbetons, въ которыхъ Эмпергеръ сообщаетъ, что увеличеніе числа отогнутыхъ прутьевъ повышаетъ связность желѣзо-бетонной балки и ея временное сопротивление, а увеличеніе числа прямыхъ прутьевъ, наоборотъ, при равномъ полномъ сѣченіи имѣетъ слѣдствіемъ уменьшеніе крѣпости. Допускаемой величиной для  $\tau_u$  Эмпергеръ считаетъ, при гладкихъ прутьяхъ и обыкновенныхъ хомутахъ, только  $4 \text{ kg/cm}^2$ .

Другую зависимость для напряженія сцѣпленія мы можемъ вывести, напр., изъ того, что въ случаѣ свободно лежащей балки наибольшее напряженіе растяженія арматуры въ серединѣ балки должно передаваться посредствомъ напряженія сцѣпленія бетону. Въ такомъ случаѣ

$$\sigma_e \cdot F_e = \tau_u \cdot u \cdot \frac{l}{2};$$

при сосредоточенной нагрузкѣ это  $\tau_u$  является дѣйствительнымъ дѣйствующимъ напряженіемъ, а при равномерно распределенной нагрузкѣ оно является лишь средней величиной.

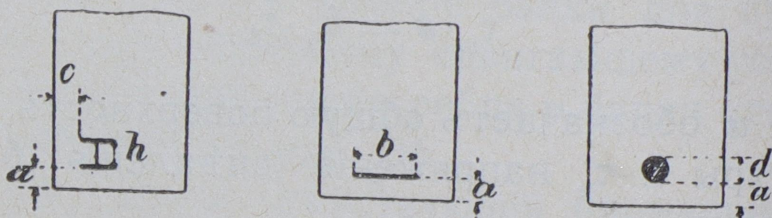


Рис. 37.

Для того, чтобы усилить дѣйствіе чистаго сцѣпленія, наиболѣе цѣлесообразнымъ нашли загибать концы прутьевъ крючкомъ (а не угломъ. *Пр. ред.*).



При превышеніи допускаемаго напряженія сцѣпленія по окружности забетонированнаго прута не всегда происходитъ вырываніе его изъ бетона, но, особенно при профильныхъ прутьяхъ, можетъ произойти вырѣзаніе по поверхности наименьшаго сопротивленія, такъ какъ въ большинствѣ случаевъ напряженіе сцѣпленія ничуть не меньше сопротивленія срѣзыванію. На этомъ основаніи должно быть, напр. (рис. 37):

$$c > \frac{h}{2}, a > \frac{b}{2} \text{ и } a_1 > 0,38d^1).$$

Зависимость между діаметромъ прутьевъ арматуры и пролетомъ балки, которая, однако, не всегда строго соблюдается, опредѣляется, напр., для свободно лежащей балки слѣдующимъ образомъ:

$$F_e \cdot \sigma_e = \frac{M}{m},$$

$$u \cdot \tau_u = \frac{v}{m},$$

$$\frac{F_e}{u} = \frac{\tau_u}{\sigma_e} \cdot \frac{M}{V},$$

$$\frac{n \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}}{n \cdot \pi \cdot d} = \frac{\tau_0}{\sigma_e} \cdot \frac{P \cdot l}{\frac{8}{P} \cdot \frac{2}{2}},$$

гдѣ  $n$  есть число прутьевъ арматуры; окончательно

$$\frac{d}{4} = \frac{4.5}{1000} \cdot \frac{l}{4}$$

<sup>1)</sup> См. Beton und Eisen 1905, Heft 6 (Кёненъ).



и  $d = 0,45.l$  въ см, гдѣ  $l$  берется въ  $m$ . Для получения большаго напряженія сцѣпленія увеличиваютъ обыкновенно число прутьевъ, соотвѣтственно уменьшая ихъ діаметръ, но оставляя прежнюю сумму сѣченій; благодаря этому увеличивается окружность  $u$ .

### Вліяніе второстепенныхъ напряженій.

Въ нагруженной ребристой плитѣ элементы сѣченія плиты испытываютъ напряженія въ двоякомъ направленіи. Въ части поверхности  $ABCD$ , вырѣзанной изъ бетона пояса сжатія по главному направленію, дѣйствуетъ, вслѣдствіе изгиба всей ребристой плиты, напряженіе сжатія, а перпендикулярно къ нему второстепенныя напряженія, вызываемыя изгибомъ плиты. Эти послѣднія могутъ быть напряженіями сжатія или растяженія, смотря по тому, находится ли рассматриваемый элементъ вблизи опоръ стояка (балки) или у середины ея пролета. Такъ какъ напряженія растяженія бетона не принимаются въ расчетъ, то во второмъ случаѣ также поперечныя удлиненія отъ сцѣпленія желѣза передаются бетону.

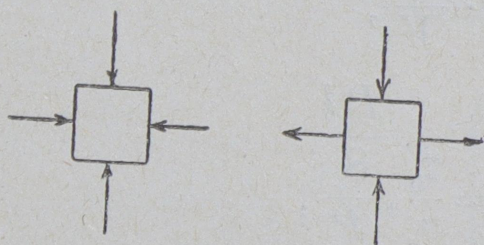


Рис. 38.

Вставляя въ расчетъ вліяніе поперечнаго удлиненія на деформацію, производимую главнымъ напряженіемъ, въ видѣ  $\frac{1}{m}$ , получимъ въ I слу-

чаѣ полное идеальное напряженіе матеріала:

$$\sigma_1 = \sigma + \frac{1}{m} \cdot \sigma',$$



гдѣ  $\sigma$  обозначаетъ напряженіе сжатія по длинѣ балки, вызываемое прогибомъ балки и  $\sigma'$  — второстепенное напряженіе растяженія, перпендикулярное къ  $\sigma$  и вызываемое прогибомъ плиты. Во II случаѣ получимъ

$$\sigma_{II} = \sigma - \frac{1}{m} \cdot \sigma'',$$

гдѣ на этотъ разъ  $\sigma''$  обозначаетъ второстепенное напряженіе сжатія.

Итакъ, главные напряженія увеличиваются или уменьшаются дѣйствующими перпендикулярно къ нимъ второстепенными напряженіями. Но такъ какъ  $\frac{1}{m}$  обыкновенно не превосходитъ  $\frac{1}{4}$  и, кромѣ того, поперечныя удлиненія значительно ограничиваются арматурой плиты, перпендикулярной къ направленію балки, то второстепенными напряженіями въ большинствѣ случаевъ пренебрегаютъ.

#### Данныя испытаній на изгибъ

вполнѣ сходятся съ вышеописанными вычисленіями. Мёршъ, производя опыты надъ желѣзобетонными балками съ пролетомъ въ 2 m и сѣченіемъ 15×30 см, снабженными различными арматурами, нашелъ, что нейтральная ось перемѣщается вверхъ при увеличеніи нагрузки и перемѣщеніе это начинается съ самаго начала нагрузки, такъ что стадія I проходитъ при остающейся постоянной упругости сжатаго и растянутого бетона. Наивысшее найденное положеніе нейтральной оси совпадаетъ съ началомъ границы текучести желѣза и очень точно сходится съ положеніемъ, вычисленнымъ по *Amtliche Bestimmungen*, которое одинаково по всей балкѣ при постоянномъ  $F_b$  и  $F_e$ , въ то время какъ дѣйстви-



тельное положеніе нейтральной оси по длинѣ балки указано на рис. 39. Она лежитъ, конечно, тѣмъ ниже, чѣмъ сильнѣе арматура.

До извѣстной величины процентнаго отношенія арматуры  $\varphi = \frac{F_e}{b \cdot h'}$  разрушеніе балки зависитъ отъ сопротивленія растяженію желѣза; при большей величинѣ арматуры разрушеніе обусловливается сопротивленіемъ бетона сжатію.

Расчетъ по *Amtlichen Bestimmungen* даетъ большія величины напряженія сжатія, чѣмъ они имѣютъ на самомъ дѣлѣ, но только пока допускаемое напряженіе — около  $40 \text{ kg/cm}^2$  — еще не перейдено. При бѣльшихъ напряженіяхъ сжатія, особенно въ стадіи IIb до наступленія трещинъ и при очень большой арматурѣ, вычисленная величина почти совпадаетъ съ найденной измѣреніемъ.

Вычисленные напряженія желѣза нѣсколько больше наблюдаемыхъ въ дѣйствительности, но только пока бетонъ воспринимаетъ еще напря-

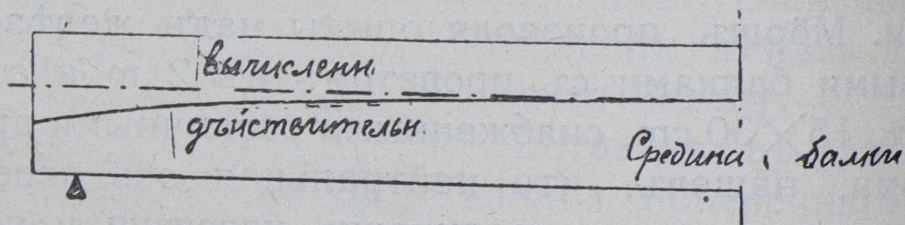


Рис. 39.

женія растяженія. При появленіи трещинъ обѣ величины сближаются.

Удлиненія желѣза вплоть до появленія трещинъ остаются, вслѣдствіе дѣйствующихъ напряженій растяженія бетона, ниже вычисленныхъ и притомъ тѣмъ болѣе, чѣмъ меньше арматура. При опредѣленіи размѣра по „Amt. Bestimmungen“,



1904 г., найдено, что коэффициентъ безопасности отъ образованія трещинъ равняется:

при 0,4%	арматуры	= 2,12,
„ 1,0%	„	= 1,5,
„ 1,9%	„	= 1,64 <sup>1)</sup> .

Распределение напряженій для растягивающей силы такое же, какъ и въ опытѣ Консидера (рис. 25) и даже тогда, когда уже въ бетонѣ появляются трещины растяженія, такъ что можно еще констатировать извѣстное дѣйствіе растянутого бетона.

#### Центральное сжатіе.

Для желѣзобетонныхъ тѣлъ, подверженныхъ сжатію, допускаютъ, что 1) воспринимаемая бетономъ часть осевой силы распредѣляется равномерно по его сѣченію и что 2) арматура, благодаря ея напряженію сдѣпленія, деформируется совместно съ бетономъ.

Въ такомъ случаѣ получается слѣдующее соотношеніе между нагрузкой  $P$ , сѣченіемъ бетона  $F_b$ , сѣченіемъ желѣза  $F_e$  и напряжениями бетона и желѣза  $\sigma_b$  и  $\sigma_e$ :

$$P = F_b \cdot \sigma_b + F_e \cdot \sigma_e$$

Изъ равенства измѣненій длины обоихъ матеріаловъ слѣдуетъ

$$\epsilon_b = \epsilon_e ;$$

1) Съ этой точки зрѣнія пробныя нагрузки должны производиться грузомъ отъ полуторнаго до двойного полезнаго. „Bestimmungen“ 1907 г. рекомендуютъ для пробной нагрузки (черезъ 45 дней по бетонированіи) всего потолка, грузъ до 0,5  $g + 1,5$  р, при нагрузкѣ же части потолка (не уже 1 м.) — до  $g + 2$  р. При полезн. нагр.  $\geq 1000$  kg/m<sup>2</sup> испытаніе дѣлаютъ полнымъ расчетнымъ грузомъ.



такъ какъ, далѣе,

$$\epsilon_e = \frac{\sigma_e}{E_e} \text{ и } \epsilon_b = \frac{1}{E_1} \sigma_b^m \left( = \frac{\sigma_b}{E_b} \right),$$

то

$$\sigma_e = \frac{E_e}{E_1} \sigma_b^m.$$

Принявъ снова среднія величины  $E_1 = 300000$  и  $m = 1,15$ , получимъ для величинъ соотношенія напряженій  $\sigma_e$  и  $\sigma_b$  таблицу:

Напряженія сжатія бетона

2 kg/cm<sup>2</sup>

10    "

20    "

30    "

40    "

50    "

60    "

$P =$

$$F_b \cdot 2 + F_e \cdot 14$$

$$F_b \cdot 10 + F_e \cdot 94$$

$$F_b \cdot 20 + F_e \cdot 200$$

$$F_b \cdot 30 + F_e \cdot 333$$

$$F_b \cdot 40 + F_e \cdot 470$$

$$F_b \cdot 50 + F_e \cdot 600$$

$$F_b \cdot 60 + F_e \cdot 740$$

Расчетъ упростится, если примемъ — по германскимъ „правительственнымъ постановленіямъ“ отношеніе обоихъ модулей упругости постояннымъ и

$$= \frac{E_e}{E_b} = n = 15;$$

въ этомъ случаѣ

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b,$$

т.-е. единица площади сѣченія желѣза должна воспринимать усиліе въ  $n$  разъ большее, чѣмъ единица поверхности сѣченія бетона, при чемъ измѣненія длины обоихъ веществъ должно быть одинаково. Отсюда для опредѣленія размѣровъ получится формула

(16)

$$P = F_b \cdot \sigma_b + n \cdot F_e \cdot \sigma_b.$$



По правительственнымъ постановленіямъ напряженія бетона въ колоннахъ не должны превосходить  $\frac{1}{10}$  его сопротивленія при разрушеніи. Относительно продольной арматуры „временное руководство“, по которому допускаемое напряжение бетона при сжатіи не должно превышать  $35 \text{ kg/cm}^2$ , предписываетъ, чтобы она составляла, по крайней мѣрѣ,  $0,8\%$  площади поперечнаго сѣченія бетона. Разстояніе между распорками, предохраняющими сжимаемые прутья продольной арматуры отъ изгиба, должно быть, по этому же руководству, меньше толщины столба, въ то время какъ „amtliche Bestimmungen“ допускаютъ для этого разстоянія тридцатикратный діаметръ желѣзнаго прута.

Произведенныя въ 1905 году Бахомъ испытанія на сжатіа желѣзобетонныхъ призмъ 1 м длинной и 25/25 см сѣченіемъ при пропорціи смѣси 1 : 4 дали слѣдующіе результаты.

Тѣла (приготовлены припл. 3 мѣсяца)	Сопротивленіе при разрушеніи $\text{kg/cm}^2$	Продольная арматура въ $\%$ поперечнаго сѣченія бетона.
Безъ арматуры . . . . .	141	$\varphi = 0$
Продольная арматура 4 $\varphi$ 15 mm прута { при разстояніи между хомутами въ 25 см . . . . .	168	1,14
{ при разстояніи между хомутами въ 12,5 см . . . . .	177	1,14
{ при разстояніи между хомутами въ 6,25 см . . . . .	205	1,14
4 $\varphi$ 20 mm прута при разстояніи между хомутами 25 см .	170	2,04
4 $\varphi$ 30 mm прута при разстояніи между хомутами 25 см .	190	4,60
Нормальный трамбованный кубъ . . . . .	175	—



Поперечная арматура была образована, какъ показываетъ рис. 40, хомутами изъ круглаго 7 mm желѣза. Изъ таблицы ясно видна важность этой арматуры, поэтому рекомендуется разстояніе между хомутами дѣлать еще меньше, чѣмъ это допускается временнымъ руководствомъ или постановленіями.

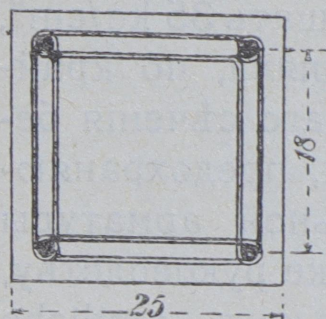


Рис. 40.

Сопротивленія при разрушеніи для трехъ арматуръ въ 1,14, 2,04 и 4,60‰, при нормальномъ разстояніи между хомутами въ 25 см, относятся, какъ это видно изъ таблицы, какъ 168 : 170 : 190. Вы-

числяя допускаемыя нагрузки столбовъ по формулѣ (16), данной правительственными постановленіями, получимъ, что расчетныя нагрузки столбовъ относятся какъ 168 : 187 : 241. Отсюда слѣдуетъ, что сопротивленіе при разрывѣ возрастаетъ при увеличеніи продольной арматуры совсѣмъ не въ той степени, какъ это слѣдуетъ изъ формулы. Итакъ, чтобы не произошло никакого вреднаго вліянія при непропорціонально сильной продольной арматурѣ, рекомендуется примѣнять, при нормальной поперечной арматурѣ, формулу (16) въ формѣ

$$P = F_e \cdot \sigma_b + n \cdot F_e \cdot \sigma_b \sqrt{\frac{1}{\varphi}},$$

дѣлая при этомъ допущеніе, что процентное отношеніе арматуры  $\varphi > 1$  <sup>1)</sup>. Вычисленные по этой формулѣ нагрузки столба будутъ относиться какъ

<sup>1)</sup> Обыкновенно  $\varphi = \frac{F_e}{F_b} = 0,8\% = 0,008$ , иногда болѣе.



168 : 175 : 191, что почти точно совпадаетъ съ данными въ таблицѣ числами.

Такъ какъ изъ упомянутыхъ опытовъ оказалось, что примѣненіе нѣкотораго количества желѣза въ видѣ поперечной арматуры обусловливаетъ большую грузоподъемность столба, чѣмъ употребленіе равнаго количества желѣза въ видѣ продольной арматуры, то ясно, что временное сопротивленіе столба можетъ быть сдѣлано выше кубическаго сопротивленія, если сильно сблизить хомуты.

Особенно сильно это происходитъ въ случаѣ употребленія предложеннаго *Considère* оми такъ называемаго „обернутаго бетона“ (*Beton brette*), въ которомъ поперечные хомуты замѣнены спиральной арматурой. Временную (разрушающую) нагрузку своего желѣзо-бетоннаго столба *Considère* вычисляетъ по формулѣ

$$P = F_b \cdot \sigma_b + \sigma_e (f_e + 2,4f'_e),$$

гдѣ  $\sigma_b$  обозначаетъ кубическое сопротивленіе невооруженнаго бетона,  $\sigma_e$  — границу вытекания желѣза (лежащую около 2400 kg/cm<sup>2</sup>),  $f_e$  — поперечное сѣченіе продольной арматуры и  $f'_e$  — поперечное сѣченіе идеальной продольной арматуры, вѣсъ которой равенъ вѣсу спирали.

### Спирально-армированный бетонъ.

(Дополненіе переводчика).

Въ виду важности предмета, въ дополненіе къ изложенному авторомъ о спиральной арматурѣ, помещаемъ слѣдующія дополнительныя о ней свѣдѣнія:

„Спирально-армированный или обернутый бетонъ (*umschnürte Beton, béton fretté*) изобрѣтенъ



французомъ, инженеромъ Консидеромъ. Основы его системы опираются на тотъ извѣстный фактъ, что величина сопротивленія сжатію тѣлъ тѣмъ больше, чѣмъ менѣ боковое выпучиваніе тѣла.

Еще до Консидера производились опыты въ этомъ направленіи, напр. Киксомъ (мраморные кубики въ стальной оберткѣ, шары изъ квасцовъ въ мѣдной оболочкѣ), Баушингеромъ, Фөпплемъ (каменные кубики подъ большимъ давленіемъ со всѣхъ сторонъ) и т. под. Но первый, кто далъ этому принципу практическое примѣненіе, былъ Консидеръ, который производилъ свои опыты надъ бетономъ, обернутымъ металлической спиралью.

Консидеръ говоритъ <sup>1)</sup>, что ему этотъ вопросъ сдѣлался совершенно яснымъ, когда онъ однажды имѣлъ случай наблюдать, какой большою прочностью обладаетъ песокъ, сжимаемый въ бумажной трубкѣ, обернутой шпагатомъ.

Ошнуровка, долженствующая препятствовать выпучиванію бетона, будетъ подвержена растяженію подобно стѣнкамъ цилиндрической бочки, наполненной жидкостью или сыпучимъ тѣломъ. Извѣстно, что въ послѣднемъ случаѣ, при діаметрѣ  $d$ , растягивающая сила, при высотѣ цилиндрическаго отрѣзка  $= 1$ ,

$$Z = \frac{1}{2} p d$$

и напряженіе стѣнки на растяженіе, при толщинѣ ея  $= \delta$

$$\sigma = \frac{Z}{\delta}.$$

<sup>1)</sup> Въ своей статьѣ, помѣщенной впервые въ „Génie Civil“ 1902; есть хорошій русскій переводъ въ журналѣ „Цементъ“ 1903 г., № 7, стр. 149 и далѣе.



Теперь замѣнимъ—въ случаѣ ошнуровки бетона—площадь  $\delta.1$  суммою  $f'_e$  поперечныхъ сѣченій спиральной арматуры, разрѣзаемыхъ на протяженіи высоты цилиндра=1 нѣкоторой меридіанной плоскостью—допустить это имѣемъ тѣмъ болѣе права, чѣмъ менѣе шагъ спирали (разстояніе между витками ея); при этомъ получимъ слѣдующій способъ расчета спирали:

Обозначимъ черезъ  $\sigma_e$  напряженіе растяженія въ спирали, тогда

$$\sigma_e = \frac{Z}{f'_e} = \frac{p d}{2 f'_e}.$$

Обозначимъ теперь черезъ  $m = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_q}$  отношеніе укороченія  $\varepsilon$  бетоннаго цилиндра къ его выпучиванію или поперечному удлинению (Querdehnung)  $\varepsilon_q$ , черезъ  $E_d$ —модуль упругости бетона при сжатіи и черезъ  $\sigma_b$ —напряженіе сжатія въ бетонѣ, тогда

$$\varepsilon_q = \frac{\varepsilon}{m} = \frac{\sigma_b}{m E_d}$$

и удѣльное давленіе, необходимое для того, чтобы послѣдовавшее расширеніе свести къ нулю, будетъ:

$$p = \varepsilon_q \cdot E_d = \frac{\sigma_b \cdot E_d}{m \cdot E_d} = \frac{\sigma_b}{m}.$$

При дѣйствующемъ по оси колонны грузѣ  $P$  и площади сѣченія обернутаго спиралью бетоннаго ядра колонны= $F_b$  будетъ:

$$p = \frac{P}{m F_b}$$

при чемъ

$$\sigma_e = \frac{P d}{2 m F_b f'_e}.$$



Эта формула не даетъ практически-правильныхъ результатовъ, какъ по случаю небезопасности произвольнаго выбора коэффиціента  $m$ , величина котораго зависитъ, въ сущности, также и отъ употребленной въ каждомъ отдѣльномъ случаѣ продольной арматуры, такъ и вслѣдствіе того, что въ формулѣ нѣтъ шага спирали, а между тѣмъ именно послѣдній долженъ быть положенъ въ ея основу.

Путь, которымъ Консидеръ преодолѣлъ это затрудненіе, также не ведетъ прямо къ цѣли, но даетъ болѣе надежные результаты. Консидеръ задался цѣлью опредѣлить на опытѣ, для призмы опредѣленной длины, отношеніе между вліяніемъ спирали и вліяніемъ воображаемой продольной арматуры, имѣющей (на единицу длины колонны) вѣсъ, равный вѣсу спирали. Онъ нашелъ, что желѣзо, употребленное въ формѣ спирали, увеличиваетъ грузоподъемность колонны въ 2,4 раза болѣе, чѣмъ въ случаѣ употребленія его въ видѣ обычной продольной арматуры. Онъ нашелъ, да- лѣе, что спиральная обертка повышаетъ сопротивленіе сжатію бетоннаго ядра, обернутаго спиралью, до  $1,5 k$ , гдѣ  $k$ —временное сопротивленіе (кубическое сопротивленіе) неармированнаго бетона. Если сѣченіе бетоннаго ядра, обернутаго спиралью, обозначимъ черезъ  $F_b$ , то для обыкновенной восьмиугольной колонны сѣченіемъ  $F$  имѣемъ  $F_b = 0,8 F$ . Такимъ образомъ, сплошное, всѣмъ сѣченіемъ колонны развиваемое сопротивленіе (увеличенное) будетъ  $0,8 \times 1,5 k = 1,2 k$ . Теперь можемъ вывести простыя практическія правила, для опредѣленія размѣровъ сѣченія колоннъ.

Обозначимъ черезъ:

$x$ —процентное содержаніе въ сѣченіи колонны продольной арматуры,



$y$ —тоже, спиральной арматуры (то и другое отнесены къ полному сѣченію колонны);

$P$ —дѣйствующій по оси колонны грузъ въ  $\text{kg}$  и  
 $F$ —сѣченіе колонны въ  $\text{cm}^2$ .

Такъ какъ, далѣе, граница скольженія (текучесть) желѣза  $= 2400 \text{ kg/cm}^2$ , то при пятикратномъ запасѣ прочности:

$$y = \frac{5 \frac{P}{F} (1,2 k + 24 x)}{2,4 \cdot 24}$$

или

$$y = \frac{1}{57,5} \left( \frac{5 P}{F} - 1,2 k - 24 x \right).$$

Или, при  $k = 180 \text{ kg/cm}^2$ :

$$y = 0,087 \frac{P}{F} - 0,417 y - 3,74 \dots (1).$$

Если дано  $x$ , опредѣлимъ легко  $y$ .

Пока отношеніе стоимости желѣза въ спирали къ стоимости желѣза въ продольной арматурѣ  $< 2,4$  — а въ настоящее время это встрѣчается всегда —, стоимость арматуры растетъ съ увеличеніемъ  $x$ .

Допускаемый минимумъ для  $x$  дасть и наименьшую стоимость. Если сѣченіе колонны будетъ правильный восьмиугольникъ со стороною  $a$ , то поверхность его

$$F = 4,828 a^2.$$

При напряженіи сжатія въ бетонномъ ядрѣ, ограниченномъ спиралью, равномъ  $100 \text{ kg/cm}^2$  и при установленномъ выше правилѣ, что сѣченіе ядра

$$F_b = 0,8 F,$$



получимъ:

$$\frac{P}{F_b} = \frac{P}{0,8 \cdot 4,828 \cdot a^2} = 100,$$

или

$$a = 0,051 \sqrt{P} \dots \dots \dots (2).$$

Примѣръ: для  $P = 220\,000$  kg. формула (2) даетъ

$$a = 0,051 \sqrt{220\,000} = 24 \text{ cm.}$$

$$F = 4,828 \cdot 24 = 2780 \text{ cm}^2.$$

При  $x = 1,5$  процента получимъ по формулѣ (1):

$$\begin{aligned} y &= 0,087 \cdot \frac{220\,000}{2780} - 0,417 \cdot 1,5 - 3,74 = \\ &= 2,54 \% \end{aligned}$$

что даетъ сѣченіе продольной арматуры

$$f'_e = 1,5 \cdot 27,8 = 41,6 \text{ cm}^2$$

и для спирали, вѣсъ которой на 1 погонный метръ колонны долженъ равняться вѣсу продольной арматуры (на той же длинѣ колонны), площадь сѣченія будетъ:

$$f'_e = 2,54 \cdot 27,8 = 71 \text{ cm}^2.$$

Эти данныя могутъ служить для предварительныхъ проектовъ и исчисленія цѣнъ. На спиральную арматуру имѣются французскій, нѣмецкій и австрійскій патенты.

Какъ въ Германіи, такъ и въ Австріи и въ Россіи правительственными учрежденіями не установлены еще обязательныя правила пользованія спиральной арматурой, а потому не будетъ лишнимъ привести здѣсь §§ 4 и 5 и продолженіе къ § 5 французскихъ офиціальныхъ инструкцій.



§ 4. При статическихъ расчетахъ желѣзобетонныхъ конструкцій допускаемое (прочное) сопротивленіе бетона сжатію не должно превосходить 0,28 временнаго сопротивленія неармированного бетона (испытаннаго въ формѣ кубиковъ разм. 20 см въ сторонѣ), какое онъ даетъ черезъ 90 дней по изготовленіи.

§ 5. Если бетонъ снабженъ спиральной арматурой или же если поперечная или косая арматура, въ немъ заключенная, расположена такъ, что она болѣе или менѣе умѣряетъ поперечное расширение (выпучиваніе) бетона, происходящее подъ вліяніемъ осевого давленія, то назначенная въ предыдущемъ пунктѣ граница допускаемыхъ напряженій можетъ быть болѣе или менѣе увеличена, смотря по количеству и дѣйствительности поперечной арматуры, но до предѣла не свыше 0,60 временнаго сопротивленія бетона (см. предыдущій параграфъ).

Продолженіе къ § 5. Принимаютъ, что при рациональномъ примѣненіи желѣза таковое должно всегда быть не только въ видѣ продольной арматуры, но и также въ видѣ арматуры поперечной и косой, которая умѣряла-бы выпучиваніе бетона, происходящее отъ дѣйствія осевыхъ силъ.

Сопротивленіе бетона сжатію повышается весьма значительно и достигаетъ—если поперечная арматура состоитъ изъ спирали съ возможно-малымъ разстояніемъ между вѣтками—величины, которая не можетъ быть заранѣе опредѣлена и которая можетъ быть выяснена только путемъ опытовъ. Разумѣется, допускаемое напряженіе на сжатіе можетъ быть повышено примѣненіемъ поперечной и косой арматуры, смотря по объему послѣдней. Трудно, однако же, въ этомъ отношеніи дать точныя данныя. Только срав-



неніе результатовъ точныхъ опытовъ въ лабораторіяхъ или на постройкѣ надъ армированнымъ и неармированнымъ поперечной и косою арматурами желѣзобетонномъ могутъ выяснить достигаемое упомянутыми арматурами повышение прочности и установить ту границу этого повышения, какая безопасно можетъ быть принята.

Во всякомъ случаѣ можно, за неимѣніемъ лучшаго, принимать—основываясь на опытахъ, произведенныхъ французской комиссіей по желѣзобетону,— что поперечная арматура и ошнуровка спиралью увеличиваетъ сопротивленіе бетонной призмы въ отношеніи

$$1 + m' \frac{V'}{V},$$

гдѣ  $V'$  объемъ поперечной или косою арматуры призмы и  $V$ —объемъ бетона этой призмы,  $m'$ —коэффициентъ, измѣняющійся въ зависимости отъ степени дѣйствія поперечной арматуры, связывающей продольные прутья. Въ случаѣ, если соединеніе продольныхъ стержней состоитъ изъ распорокъ, коихъ проекція на сѣченіе призмы будетъ прямоугольникъ, коэффициентъ  $m'$  можетъ измѣняться отъ 8 до 15, причемъ минимумъ соотвѣтствуетъ тому случаю, когда разстояніе между распорками не превышаетъ длины наименьшей стороны сѣченія призмы, а максимумъ—когда это разстояніе не превышаетъ  $\frac{1}{3}$  этого размѣра.

Если поперечная арматура состоитъ изъ болѣе или менѣе сближенныхъ витковъ спирали, коэфф.  $m'$  можетъ измѣняться отъ 15 до 32. Минимумъ соотвѣтствуетъ случаю, когда шагъ спирали не болѣе  $\frac{2}{3}$  наименьшей стороны сѣченія призмы, и максимумъ, когда шагъ спирали не превышаетъ:



$\frac{1}{3}$  наименьшей стороны сѣченія призмы—для осевого давленія до  $50 \text{ kg/cm}^2$ ;

$\frac{1}{8}$  упомянутаго размѣра—для давленія до  $100 \text{ kg/cm}^2$ .

Во всякомъ случаѣ, при всякомъ значеніи коэф-  
фиціента  $1 + m' \frac{V'}{V}$  и при всякомъ процентномъ

содержаніи арматуры допускаемое прочное сопроти-  
вление бетона не должно превышать 0,6 его  
временнаго сопротивленія, опредѣленнаго по § 4.

Это правило имѣетъ цѣлью держаться во всѣхъ  
случаяхъ границы напряженій, не превосходящихъ  
половины тѣхъ сжимающихъ напряженій, при  
которыхъ въ желѣзо-бетонѣ начинается образова-  
ніе поверхностныхъ трещинъ и которыя, по из-  
мѣреніямъ при опытахъ комиссіи по желѣзо-бето-  
ну, колеблются отъ 25 до 60 % всякій разъ  
послѣ того, какъ превзойдено давленіе, при ко-  
торомъ наступаетъ разрушеніе неармированнаго  
бетона отъ сжатія.

Вооруженіе спирально - армированнаго бетона  
заключается, главнымъ образомъ, въ металличе-  
ской спирали, отстоящей отъ поверхности на-  
столько, чтобы быть защищенной слоемъ бетона  
отъ вредныхъ внѣшнихъ вліяній. Она имѣетъ  
цѣлью уменьшить выпучиваніе бетона, при чемъ  
разрушенія послѣдовать не можетъ. Практическія  
или второстепенной важности соображенія за-  
ставляютъ укрѣплять спираль къ продольнымъ  
прутьямъ вполне неподвижно.

Въ послѣднее время новый матеріалъ—спи-  
рально-армированный бетонъ—служилъ предме-  
томъ многочисленныхъ опытовъ, а именно: въ  
лабораторіи Ecole des Ponts et Chaussées, музеѣ  
искусства и ремеслъ въ Парижѣ, высшихъ технич.  
школахъ въ Туринѣ, Штуттгартѣ, Цюрихѣ, лабо-



раторіи артиллерійскаго арсенала въ Туринѣ, и, благодаря этому, получилъ важныя и многочисленныя примѣненія въ различныхъ странахъ“.

Расчетъ на продольный изгибъ.

По „Amtliche Bestimmungen“ расчетъ опоръ на продольный изгибъ нужно производить только въ томъ случаѣ, если высота колонны превышаетъ 18-тикратную величину наименьшаго размѣра сѣченія. Для расчета на продольный изгибъ служить формула Эйлера.

По этой формулѣ

$$P = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{s \cdot l^2},$$

гдѣ  $P$  обозначаетъ нагрузку столба,  $E$ —модуль упругости бетона  $= \frac{2100000}{15} = 140,000$ ,  $J$ —идеальный моментъ инерціи сѣченія, въ которомъ сѣченіе желѣза подставляется увеличеннымъ въ  $n$  разъ,  $l$ —высоту столба въ *см* и  $S$ —коэффициентъ безопасности, принимаемый по „Bestimmungen“ равнымъ 10. Подставляя эти числа, получимъ:

$$(17) \quad P = \frac{140000 \cdot (J_b + 15J_e)}{l^2}.$$

Однако величина  $P$ , полученная изъ этого уравненія, только тогда можетъ считаться удовлетворительной, когда существуетъ на самомъ дѣлѣ опасность продольнаго изгиба, т.-е. когда

$$l \leq \sqrt{\frac{140\,000 \cdot J_b + 15J_e}{P}},$$

въ противоположномъ случаѣ получимъ величину  $P$  искаженною.



Напряженіе сжатія при изгибѣ  $\sigma_k$  опредѣляется, по Риттеру, прямымъ путемъ слѣдующимъ образомъ:

Изъ уравненія кривой деформациі бетона, которое онъ представляетъ въ видѣ:

$$\sigma = k (1 - r^{-1000 \varepsilon}),$$

гдѣ  $k$  обозначаетъ временное сопротивленіе бетона,  $e = 2,718$ ,  $\varepsilon$  — измѣненіе длины, мы получимъ, что модуль упругости при продольномъ изгибѣ:

$$E = 1000 (k - \sigma_k),$$

гдѣ  $\sigma_k$  обозначаетъ напряженіе сжатія въ моментъ начала изгиба. Подставляя въ Эйлерову формулу  $P = F \cdot \sigma_k$  и  $J = F \cdot i^2$ , мы получимъ:

$$F \cdot \sigma_k = \frac{10\,000 \cdot F \cdot i^2 (k - \sigma_k)}{l^2}$$

и

$$(18) \quad \sigma_k = \frac{k}{1 + 0,0001 \cdot \frac{l^2}{i^2}}.$$

Принимая 7—8-кратную прочность, мы получимъ для допускаемаго напряженія сжатія бетона выраженіе

$$\sigma_b = \text{отъ } \frac{\sigma_k}{7} \text{ до } \frac{\sigma_k}{8},$$

при чемъ, въ виду частичнаго закрѣпленія желѣзобетоннаго столба у концовъ, въ уравненіе вмѣсто свободной длины  $l$  лучше подставлять  $\frac{3}{4} l$ .

Разстояніе между хомутами, образующими поперечную арматуру, можно опредѣлить изъ условія,



что они должны уничтожать продольный изгибъ прутьевъ продольной арматуры. Мы имѣемъ

$$P = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{s \cdot l^2},$$

гдѣ  $P$  обозначаетъ нагрузку, приходящуюся на одинъ продольный пруть; слѣдовательно,

$$P = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_e, J = \frac{\pi \cdot d^4}{64};$$

а коэффициентъ безопасности  $s$ , по „Bestimmungen“ равенъ 5; подставляя въ формулу эти величины, а также  $E = 2100000$ , получимъ:

$$\frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sigma_e = \frac{10 \cdot 2100\,000 \cdot \pi \cdot d^4}{5 \cdot l_1^2 \cdot 64},$$

откуда и получимъ выраженіе для длины прута, безопасной отъ продольнаго изгиба, а слѣдовательно, и для наибольшаго разстоянія между поперечной арматурой:

$$l_1 = 262500 \cdot \frac{d^2}{\sigma_e} (d \text{ и } l_1 \text{ въ см})^1).$$

Столбы съ эксцентричной нагрузкой рассчитываются по формулѣ сложнаго изгиба.

### Сложный изгибъ.

При нагрузкѣ сѣченій сводовъ и эксцентрично нагруженныхъ столбовъ происходитъ изгибъ съ

---

<sup>1)</sup> Обыкновенно на практикѣ принимаютъ наименьшее разстояніе между хомутами равнымъ разстоянію между продольными прутьями наименьшей стороны столба, это дѣлается потому, что вычисленная по формулѣ Эйлера сво-



осевымъ сжатіемъ. Результирующая внѣшнихъ силъ (кривая давленій) пересѣкаетъ при этомъ сѣченіе въ большемъ или меньшемъ разстояніи отъ центра тяжести. Нормальная слагающая этой результирующей можетъ быть замѣнена осевой силой  $N$  и изгибающимъ моментомъ  $M$ , а касательная слагающая будетъ производить въ плоскости сѣченія сдвигъ, который вообще, однако, такъ незначителенъ, что имъ можно пренебречь.

Замѣняя попрежнему площадь сѣченія прутьевъ арматуры увеличенныхъ въ  $n$  разъ сѣченіемъ бетона, получимъ краевыя напряженія, какъ и въ однородномъ сѣченіи:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{F} \pm \frac{vM}{J},$$

гдѣ  $v$  обозначаетъ разстояніе внѣшняго слоя отъ оси.

1. Если точка приложенія кривой давленій лежитъ внутри ядра сѣченія, то въ сѣченіи будутъ дѣйствовать только напряженія сжатія и по предыдущему уравненію мы можемъ положить

$$F = F_b + n(F_e + F'_e),$$

а для прямоугольнаго сѣченія, которое только одно мы и будемъ разсматривать, имѣемъ, по обозначеніямъ рис. 41:

$$J = \frac{b}{3} \cdot v^3 + \frac{b}{3} (h - v)^3 + n F_e (h' - v)^2 + n F'_e (v - a)^2.$$

бодная длина прута между хомутами годится только для совершенно прямыхъ прутьевъ, на практикѣ же таковыя всегда нѣсколько изогнуты.

Пр. ред.



Центръ тяжести  $v$  опредѣлится условіемъ:

$$v = \frac{F_b \cdot \frac{h}{2} + n(F_e \cdot h' + F'_e \cdot a)}{F_b + n(F_e + F'_e)}.$$

Обыкновенно арматуры дѣлаются симметричными; въ такомъ случаѣ, дѣлая  $F_e = F'_e$  и  $v = \frac{h}{2}$ , получимъ величину краевого напряженія бетона:

$$(19) \quad \sigma_b = \frac{N}{F_b + 2n \cdot F_e} + \frac{\frac{h}{2} \cdot M}{\frac{b \cdot h^3}{12} + 2n \cdot F_e \left( \frac{h}{2} - a \right)^2}.$$

2. Если точка приложенія кривой давленія лежитъ внѣ ядра, то въ сѣченіи дѣйствуютъ также

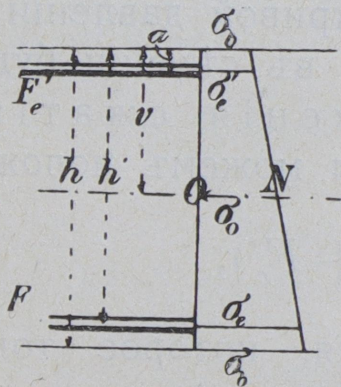


Рис. 41. Кривая давленій  
внутри ядра.

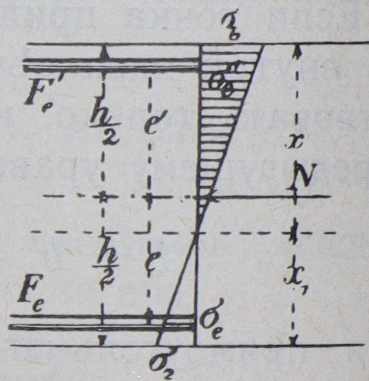


Рис. 42. Кривая давленій  
внѣ ядра.

и напряженія растяженія. Обозначивъ въ этомъ случаѣ черезъ  $x$  разстояніе нейтральнаго слоя отъ сжатого канта, при чемъ теперь оно не будетъ совпадать съ центромъ тяжести сѣченія, получимъ



четыре уравненія для симметричнаго прямоугольнаго сѣченія:

$$N = \frac{\sigma_b \cdot b \cdot x}{2} + F_e \cdot (\sigma'_e + \sigma_e),$$

$$M = \sigma_b \cdot \frac{b \cdot x}{2} \cdot \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + e \cdot F_e \cdot (\sigma'_e + \sigma_e),$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{e + \frac{h}{2} - x}{x},$$

$$\sigma'_e = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{e - \frac{h}{2} + x}{x}.$$

Исключая  $\sigma_e$ ,  $\sigma'_e$  и  $\sigma_b$ , получимъ отсюда слѣдующее уравненіе третьей степени, служащее для опредѣленія  $x$ :

$$(20) \quad x^3 \cdot \frac{N}{6} - x^2 \left( N \cdot \frac{d}{4} - \frac{M}{2} \right) + 2x \cdot M \cdot n \cdot \frac{F_e}{b} - \\ - n \frac{F_e}{b} (M \cdot d + 2 N \cdot e^2) = 0.$$

Это уравненіе можно рѣшить или по формулѣ Кардана, или приближеннымъ способомъ. Опредѣливъ  $x$ , мы можемъ по тремъ послѣднимъ уравненіямъ найти величину напряженій  $\sigma_e$ ,  $\sigma'_e$  и  $\sigma_b$  <sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Гораздо удобнѣе—въ особенности при проектированіи сооружений — пользоваться графическими таблицами (эпюрами). См., напр., такія таблицы: E. Mörsch, „Der Eisenbetonbau“, 3 Aufl., s. 132; Ad. Jöhrens: „Hilfsmittel für Eisenbeton berechnungen (11 таблицъ, изъ нихъ 3 — для расчета эксцентрически-сжатыхъ сѣченій); графическія и числовыя таблицы въ книгѣ Haberkraft u. Postuoanschitz „Die Berechnung der Tragwerke aus Beton-Eisen“. *Пр. ред.*



Къ тѣмъ же результатамъ мы можемъ придти гораздо проще приближеннымъ способомъ. Положимъ

$$(21) \quad \sigma_b = \frac{N}{F} + \frac{M}{W}$$

и

$$\sigma_z = \frac{N}{F} - \frac{M}{W},$$

гдѣ

$$F = b \cdot d \text{ и } W = \frac{1}{6} b \cdot h^2.$$

Полная растягивающая сила, дѣйствующая въ сѣченіи, должна восприниматься только арматурой; она равна

$$Z = b \cdot x_1 \cdot \frac{\sigma_z}{2};$$

$x_1$  мы можемъ опредѣлить изъ пропорціи

$$x_1 : h = \frac{\sigma_z}{\sigma_b + \sigma_z},$$

кромѣ того,

$$\sigma_b + \sigma_z = \frac{2M}{W}$$

(сумма обоихъ первыхъ уравненій при подстановкѣ абсолютныхъ величинъ  $\sigma_b$  и  $\sigma_z$ ), поэтому мы можемъ написать

$$Z = \frac{b^2 \cdot h^3 \cdot \sigma_z^2}{24M},$$

откуда

$$(22) \quad \sigma_s = \frac{Z}{F_s}.$$



Полученная этимъ приближеннымъ способомъ величина  $\sigma_e$  будетъ, конечно, больше найденной при помощи вышеописаннаго точнаго расчета.

### Прогибъ желѣзобетонныхъ балокъ.

Неармированныя бетонныя балки уже въ началѣ нагрузки приобрѣтають наибольшій остающійся прогибъ; въ желѣзобетонныхъ же балкахъ прогибъ до извѣстной величины нагрузки весьма незначителенъ. Армированная бетонная балка подобна по упругости желѣзной и обыкновенно имѣетъ еще меньшій прогибъ, чѣмъ эта послѣдняя, рассчитанная на ту же нагрузку и имѣющая ту же конструктивную высоту.

Принимая  $E_b$  и  $J_1$  постоянными по всей длинѣ балки, мы получимъ изъ дифференціальнаго уравненія упругой линіи

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EJ} = \frac{1}{\rho}$$

слѣдующее выраженіе для величины стрѣлы прогиба  $\delta$ :

$$\delta = \frac{\alpha \cdot Q \cdot l^3}{E_b \cdot J_1},$$

гдѣ  $l$  обозначаетъ пролетъ въ см.

Для свободнолежащей балки  $\alpha = \frac{5}{384},$

для балки наполовину закрѣпленной  $\alpha = \frac{3}{384},$

для вполнѣ закрѣпленной балки  $\alpha = \frac{1}{384}.$

Формулы введены для равномерно распределенной нагрузки  $Q$  въ  $kg$ ; для нагрузки, сосредоточенной въ серединѣ балки, величины надо удвоить.



Въ стадіи нагрузки II б, въ которой пренебрегаютъ напряжениями растяженія бетона, мы получимъ слѣдующія величины въ формулѣ для  $\delta$ ,

принимая  $\frac{E_e}{E_b} = n = 15$ :

$$E_b = \frac{2100\,000}{15} = 140000$$

и

$$J_1 = J_b + n \cdot J_e,$$

гдѣ  $J_b$  обозначаетъ моментъ инерціи пояса сжатія бетона и  $J_e$  моментъ инерціи поперечнаго сѣченія желѣза; моменты взяты относительно нейтральной оси.

Такъ какъ сдѣланныя допущенія (отбрасываніе дѣйствія растянутого пояса бетона) пригодны лишь для состоянія нагрузки, приблизительно соотвѣтствующаго границѣ пропорціональности желѣза, то вычисленные даннымъ способомъ прогибы будутъ соотвѣтствовать дѣйствительно наблюдаемымъ лишь вблизи этой нагрузки. До этого момента нагрузки наблюдаемые прогибы всегда меньше теоретическихъ, а при переходѣ за границу пропорціональности—больше.

### Начальныя напряжения въ желѣзобетонныхъ тѣлахъ.

Во всѣхъ бетонныхъ тѣлахъ замѣчается стремленіе уменьшаться въ объемѣ при твердѣніи на воздухѣ и увеличиваться—подъ водой, и притомъ тѣмъ болѣе, чѣмъ жирнѣе смѣсь. Поэтому въ желѣзобетонномъ тѣлѣ только тогда не будутъ дѣйствовать внутреннія или начальныя напряжения, когда ничто не будетъ препятствовать этому измѣненію объема. А этого-то и не бываетъ, какъ въ чисто бетонныхъ тѣлахъ, прочно связанныхъ



съ другими частями постройки, такъ и въ армированномъ бетонѣ; поэтому мы не можемъ считать эти тѣла и въ ненагруженномъ состояніи свободными отъ напряженій.

Арматура сопротивляется уменьшенію объема бетона; при этомъ въ желѣзѣ, которое получаетъ укорачиваніе, появляется сжатіе, а въ бетонѣ, благодаря растяженію,—напряженія растяженія.

Пусть бетонное тѣло, безъ арматуры, длиной  $l = AB$ , укорачивается на  $\lambda_1 = BC$ , при чемъ  $\frac{\lambda_1}{l} = \epsilon_1$  изобразить удѣльное сжатіе бетона.

Но, благодаря противодѣйствию арматуры, дѣйствительное сжатіе будетъ только  $\lambda = BD$ , такъ что удѣльное сжатіе

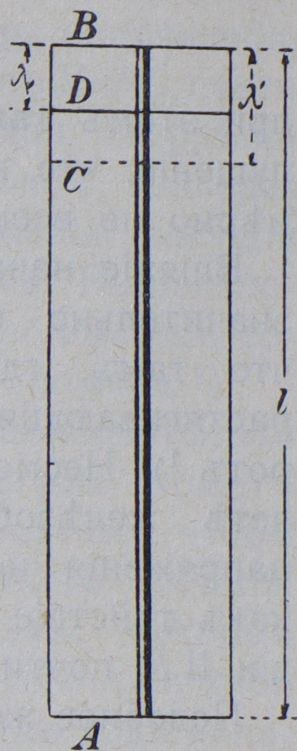


Рис. 43.

армированного бетона будетъ  $\epsilon = \frac{\lambda}{l}$ . Ту же величину будетъ, слѣдовательно, имѣть укороченіе желѣза. Сжимающая сила, производящая въ желѣзѣ это сжатіе, опредѣлится изъ

$$\frac{\lambda}{l} = \frac{\sigma_e}{E_e} \text{ и } \sigma_e = \epsilon \cdot E_e,$$

откуда

$$D = \sigma_e \cdot F_e = \epsilon \cdot E_e \cdot F_e.$$

Эта сжимающая сила должна быть равна всѣмъ дѣйствующимъ въ бетонѣ растягивающимъ силамъ т.-е.

$$Z = F_b \cdot \sigma_b = \epsilon \cdot E_e \cdot F_e.$$



откуда получится начальное напряжение (растяжения) въ бетонѣ:

$$\sigma_b = \frac{F}{F} \cdot \epsilon \cdot E_e;$$

при этомъ дѣлается нѣсколько произвольное допущеніе, что напряжения распредѣляются равномерно по всему сѣченію.

Вліяніе начальныхъ напряженій можетъ быть значительно и оно можетъ доходить до того, что тамъ, гдѣ по расчету должны дѣйствовать растягивающія силы, оказываются сжатія и наоборотъ <sup>1)</sup>. Несмотря на это, обыкновенно при расчетѣ желѣзобетонныхъ конструкцій начальныя напряжения не принимаются во вниманіе, такъ какъ дѣйствіе ихъ при появленіи трещинъ (въ стадіи II б) почти исчезаетъ.

Подобное же дѣйствіе, какъ процессъ твердѣнія, только въ меньшей степени, производитъ измѣненіе объема подъ вліяніемъ колебаній температуры, а также измѣненіе влажности. Какъ мы указывали раньше, коэффициентъ расширения бетона  $t_e = 0,0000137$ , а желѣза  $t_b = 0,0000123$ ; послѣдній, слѣдовательно, меньше. Значитъ, при пониженіи температуры бетонъ будетъ сжиматься сильнѣе желѣза и арматура будетъ тоже противодѣйствовать уменьшенію объема бетона, такъ что въ желѣзѣ будутъ дѣйствовать напряжения сжатія, а въ бетонѣ—напряженія растяженія. Удлиненіе, соотвѣтствующее разницѣ коэффициентовъ расширения при  $t^0C$ , равно

$$\epsilon = (t_b - t_e) \cdot t = 0,0000014 t.$$

<sup>1)</sup> Надъ начальными напряжениями бетона произведены Haberkalf интересные опыты, описанные имъ въ „Beton und Eisen“ 1903, Heft II. См. также книгу Saliger: „Über die Festigkeit von Eisenbetonbauten“, s. 109.



Определение напряжений производится при этомъ такъ, какъ было указано выше для начальныхъ напряжений. Однако получаемыя при этомъ величины относительно малы; такъ, напр., напряженія, вызываемыя разностью температуръ въ  $300^{\circ}\text{C}$ , почти равны начальнымъ напряженіямъ при твердѣніи на воздухѣ; только при очень высокой температурѣ появляются внутреннія напряженія, могущія нарушить связь бетона съ желѣзомъ. Вышеизложеннымъ объясняется необыкновенно высокое сопротивление желѣзобетона дѣйствию пожара <sup>1)</sup>).

Абсолютное измѣненіе объема желѣзобетонной конструкціи отъ колебаній температуры можетъ сдѣлаться весьма значительнымъ. Поэтому, чтобы оно не произвело какого-либо вреднаго вліянія, рекомендуется въ тѣхъ постройкахъ, которыя подвержены непосредственному дѣйствию наружной атмосферы, дѣлать приспособленія (въ родѣ дилатационныхъ швовъ, стыковъ и т. п.), позволяющія отдѣльнымъ частямъ конструкціи по возможности свободно сжиматься или расширяться.

---

<sup>1)</sup> Подробнѣе см. въ указанной книгѣ Saliger'a.



## ЧАСТЬ III.

### Примѣненія желѣзобетона.

#### а) Строительное дѣло.

Плоскія междубалочныя перекрытія съ желѣзными балками.

Если разстояніе между балками не велико (не болѣе 1 м.), то можно просто заполнять пространство отъ верхней до нижней полки балки трамбованнымъ бетономъ. Однако эти простыя „пли-



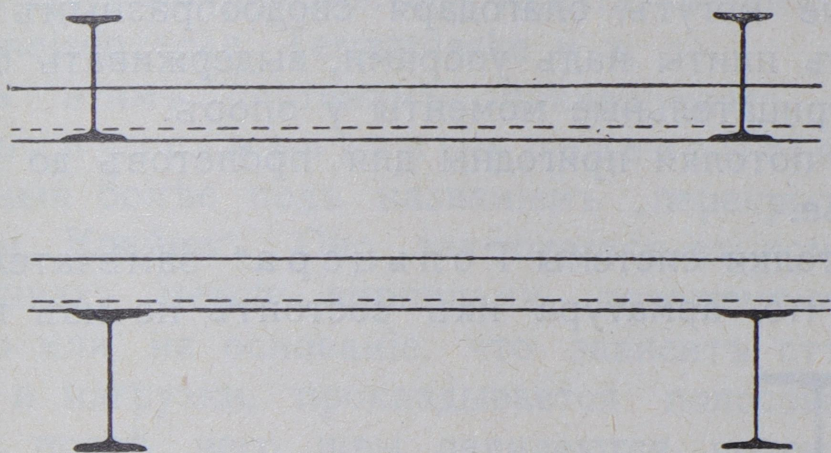
Фиг. 44. Плита изъ трамбованнаго бетона.

ты изъ трамбованнаго бетона“ пригодны лишь при небольшихъ профиляхъ балокъ, такъ какъ въ противномъ случаѣ собственный вѣсъ перекрытія становится слишкомъ большимъ. Пропорція смѣси зависитъ отъ пролета и колеблется между 1 : 6 и 1 : 9.

„Плита Монье“ (вооруженная бетонная плита) опирается обыкновенно на нижнюю полку балокъ; она можетъ, въ видѣ неразрѣзной плиты, лежать и на верхнихъ полкахъ. Эти потолки допу-



скаютъ бѣольшую величину пролета и, кромѣ того, они легче плитъ изъ трамбованнаго бетона. Относительно арматуры изъ круглаго желѣза было сказано на стр. 24. Толщина перекрытія зависитъ отъ пролета, который обыкновенно не превосходить 3 м. и колеблется между 5 и 14 см. Меньшая толщина встрѣчается только въ декоративныхъ, ненагруженныхъ перекрытіяхъ, называемыхъ также конструкціями изъ оштукатуренной проволоки. По-

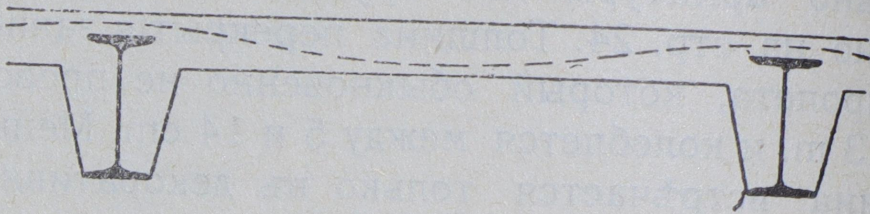


Фиг. 45. Плита Монье.

толки Монье, исполненные между свободно лежащими желѣзными балками, съ обнаженной нижней полкою, оставляютъ въ пожарномъ отношеніи желать много лучшаго, такъ какъ, начиная съ температуры въ  $600^{\circ}\text{C}$ , желѣзная балка прогибается и затѣмъ скоро наступаетъ разрушеніе конструкціи. Поэтому необходимо всѣ лежащія наружи части желѣзныхъ балокъ, особенно нижнюю полку, — а при потолкахъ, лежащихъ сверху, также и ребро, — покрыть проволоочной сѣткой и сверху оштукатурить; этимъ балка будетъ до нѣкоторой степени предохранена отъ непосредственнаго дѣйствія огня. Если плиты лежатъ сверху балокъ, то наиболѣе цѣлесообразно забетонировать ребро, какъ показываетъ рис. 46.



То же преимущество представляют ранѣе упомянутые „сводчатые (поддужные) потолки“,

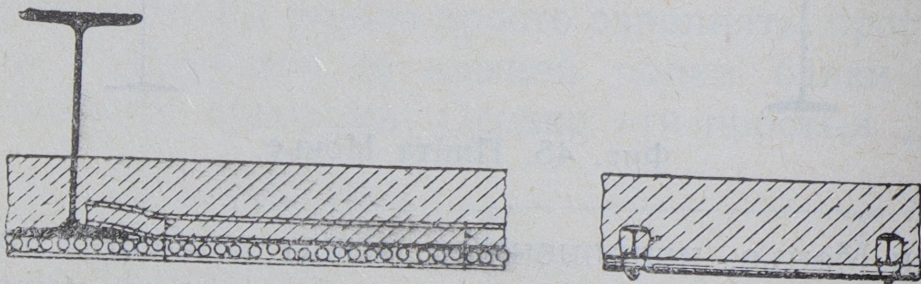


Фиг. 46.

которые могут, благодаря сводообразнымъ усиленіямъ плиты надъ упорами, выдерживать большіе отрицательные моменты у опоръ.

Эти потолки пригодны для пролетовъ до 5 м. и болѣе.

„Потолки системы Гольцера“ замѣчательны тѣмъ, что арматура ихъ состоитъ не изъ круг-



Фиг. 47. Потолокъ Гольцера.

лаго желѣза, а изъ небольшого (22 mm высоты) двутавроваго желѣза, которое обладаетъ значительной прочностью. На двутавровое желѣзо кладутся тростниковые маты, прикрѣпляемые вязальной проволокой. Эти маты могутъ служить опалубкой для бетона, что дѣлаетъ ненужнымъ устройство специальной опалубки <sup>1)</sup>.

„Перекрытие съ цѣльнорѣшетчатымъ металломъ“ американскаго происхо-

<sup>1)</sup> Врядъ ли тростниковые маты могутъ служить прочной опалубкой для желѣзобетонной плиты. *Прим. ред.*



жденія; оно было изобрѣтено Гольдингомъ. Употребляемый для вооруженія цѣльно-рѣшетчатый металлъ (expanded metal) штампуются изъ листовой стали и образуетъ прочно связанную съ бетономъ желѣзную сѣтку.

Изъ большого числа различныхъ системъ перекрытій, различающихся между собой, главнымъ образомъ, расположеніемъ и формой арматуры, упомянемъ о слѣдующихъ:

Система Матраи, система Клетта, система Труля, Spanneisendecke, Terrastdecke и т. п.

Къ этимъ системамъ принадлежатъ также „кирпично-желѣзныя перекрытія“, извѣстныя болѣе подъ названіемъ „перекрытія системы Клейна“. Оно заключается въ томъ, что въ швахъ между кирпичами, положенными на ребро или на основаніе, что зависитъ отъ пролета и нагрузки, прокладывается полосовое желѣзо, послѣ чего швы заливаются цементнымъ растворомъ. Для низведенія собственного вѣса перекрытія до минимума часто употребляютъ пористый и пустотѣлый кирпичъ <sup>1)</sup>.

### Сводчатыя перекрытія.

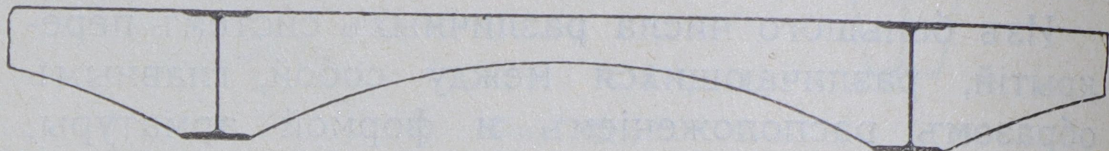
„Простой сводъ изъ трамбованнаго бетона“ безъ арматуры примѣняется только при небольшихъ разстояніяхъ между балками, при

---

<sup>1)</sup> Лучшими изъ безбалочныхъ перекрытій изъ пустотѣлаго кирпича, съ плоской нижней видимой поверхностью, считаются перекрытія системы Бремера-Вестфала, усовершенствованныя Кракоану (въ Россіи есть представители владѣльцевъ — фирмы Фаберъ, во всѣхъ большихъ городахъ). Прусское министерство общественныхъ работъ допускаетъ только эти перекрытія въ казенныхъ зданіяхъ (тамъ, гдѣ огнестойкіе потолки не должны имѣть, по проекту, балочныхъ выступовъ). *Пр. ред.*



чемъ верхняя поверхность свода дѣлается горизонтальной. Этотъ способъ исполненія весьма употребителенъ для подземныхъ помѣщеній, напр. погребовъ и т. п. Большое неудобство составля-



Фиг. 48. Сводъ изъ трамбованнаго бетона.

етъ, однако, значительный собственный вѣсъ перекрытія.

„Сводъ Монье“ выполняется при пролетахъ отъ 6 м и на желѣзныхъ балкахъ. Въ противоположность плоскимъ перекрытіямъ въ сводѣ Монье дѣйствуютъ, особенно при большихъ пролетахъ и нагрузкахъ, значительные горизонталь-



Рис. 49. Сводъ Монье.

ные распоры. Для воспринятія этихъ распоровъ балки, особенно въ конечныхъ пролетахъ, снабжаютъ анкерами. Своды Монье, употребляемые въ архитектурѣ, обыкновенно достигаютъ толщины въ 5—6 см и имѣютъ только одну арматуру, состоящую изъ желѣзной сѣтки. Рабочіе стержни арматуры располагаются по длинѣ пролета; толщина ихъ и разстояніе другъ отъ друга дѣлается обыкновенно больше, чѣмъ расположенныхъ перпендикулярно къ нимъ распределительныхъ стержней. Съ цѣлью достиженія лучшаго закрѣпленія свода у пятъ, мѣсто соприко-



сновенія сводовъ забетонировывается вблизи ребра балки. Пространство надъ наружной поверхностью свода можетъ быть заполнено или тощимъ бетономъ, или шлаковымъ бетономъ, или какой-либо легкой забуткой, въ родѣ шлака и т. д.; сверхъ забутки кладется половой настиль.

„Сводъ Мелана“ только немногимъ отличается отъ свода Монье. Роль арматуры въ системѣ Мелана играютъ вальцованные профили, равные (лучше нѣсколько меньшіе) по высотѣ толщинѣ свода, а при большихъ пролетахъ — клепанная балка, какъ и въ мостовыхъ сводахъ. Такъ, напримѣръ, при длинѣ пролета до 4 м и при толщинѣ свода въ 8 см арматурой служитъ двутавровая балка № 8 нѣмецкаго нормальнаго профиля, при чемъ разстояніе этихъ профильныхъ балокъ другъ отъ друга равно 1 м. Система эта очень распространена въ Сѣверной Америкѣ.

### Ребристыя перекрытія.

Потолки этого рода вытѣсняють все болѣе и болѣе тѣ потолки, конструкція которыхъ требуетъ желѣзныхъ балокъ. Существуетъ большое число системъ ребристыхъ перекрытій, которыя, однако, различаются другъ отъ друга лишь расположеніемъ арматуры и хомутовъ. Такъ, напр., Геннебикъ свое отогнутое желѣзо дѣлаетъ въ видѣ висячей конструкціи, а въ Германіи, наоборотъ, отогнутое желѣзо располагается по направленію главныхъ косыхъ напряженій, т.-е. подъ угломъ въ  $45^{\circ}$ . Геннебикъ, затѣмъ, дѣлаетъ хомуты изъ полосового желѣза, а въ Германіи они дѣлаются, обыкновенно, изъ круглаго желѣза; при этомъ многіе спеціалисты стремятся также къ тому, чтобы достигнуть посредствомъ хомутовъ лучшаго соединенія верхнихъ прутьевъ съ нижними.



Такъ какъ ребристыя перекрытія часто прямо соединяются съ желѣзобетонными столбами, т.-е. выполняются монолитнымъ способомъ, то желѣзобетонные столбы разсматриваются какъ одно цѣлое съ перекрытіемъ. Относительно общихъ свойствъ частей этой конструкціи и ихъ арматуръ мы говорили уже въ главахъ „Ребристое перекрытіе“ и „Столбы и колонны“.

При перекрываніи какого-либо пространства желѣзобетономъ нужно прежде всего расположить столбы. На столбы кладутся главныя балки въ какомъ-либо опредѣленномъ направленіи. Между главными балками кладутся, если нужно, второстепенныя балки, которыя соединяются, въ свою очередь, съ плитами. Поперечная устойчивость этой конструкціи очень велика, благодаря прочному соединенію плитъ съ балкой съ одной стороны, и балки съ столбомъ — съ другой. Прочность эта велика также и потому, что тутъ не происходитъ шарнирнаго дѣйствія, всегда бывающаго въ чистыхъ желѣзныхъ конструкціяхъ <sup>1)</sup>. На рис. 50 у насъ изображенъ ходъ работъ по сооруженію ребристаго перекрытія. На переднемъ планѣ видна уложенная арматура спирально армированныхъ балокъ. Далѣе видна уложенная арматура плитовой части перекрытія. На заднемъ планѣ виденъ уже насыпанный бетонъ.

Обыкновенно ребра балокъ остаются видными на нижней поверхности потолка и покрываются вмѣстѣ съ потолкомъ штукатуркой; часто однако же (въ особенности при тщательной работѣ палубы) ограничиваются лишь побѣлкой потолка

---

1) Большою частью, во избѣжаніе сложности расчета, существующею на практикѣ нѣкоторой задѣлкой концовъ балокъ и колоннъ пренебрегаютъ; разумѣется, это только въ пользу прочности. *Пр. ред.*



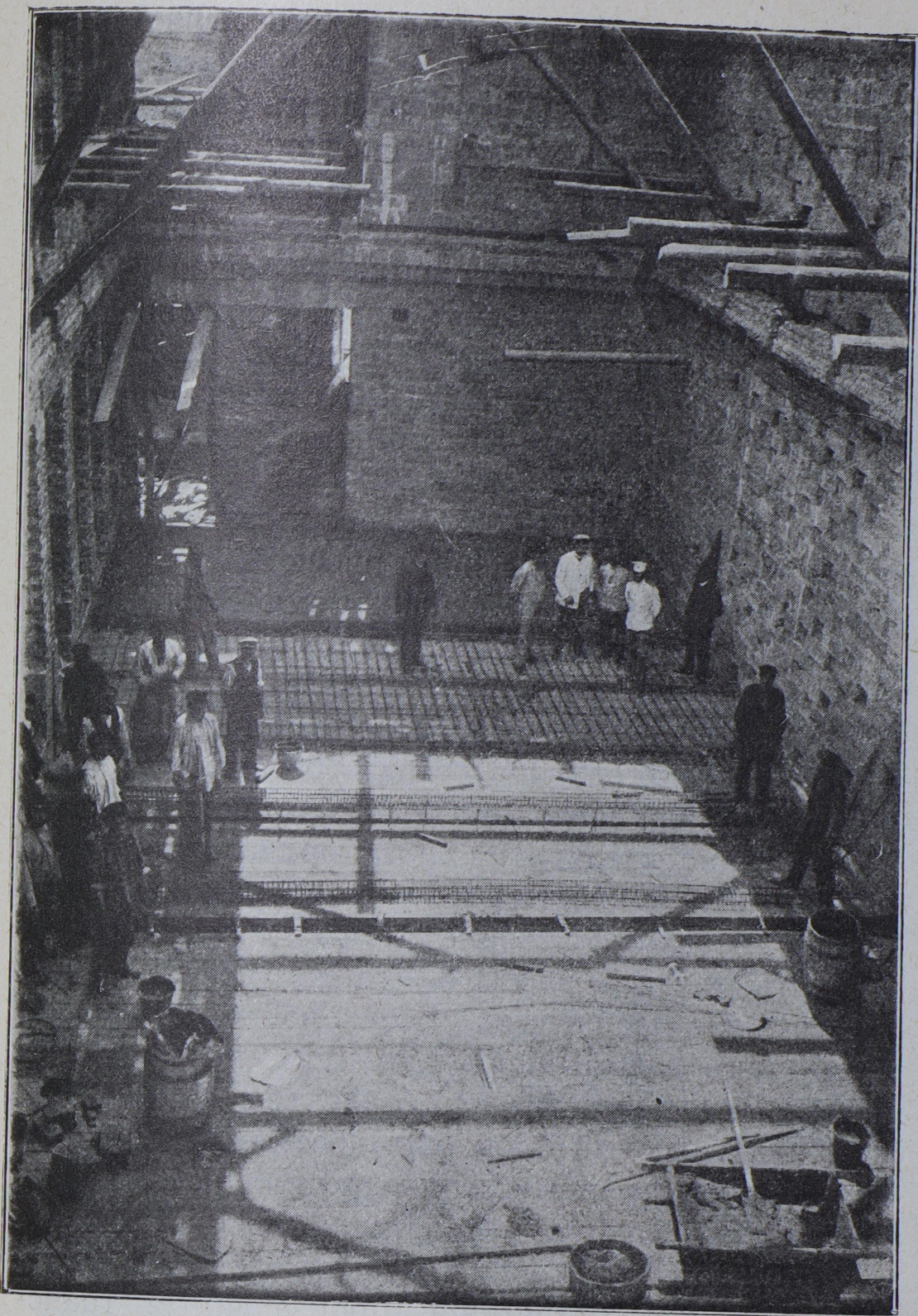


Рис. 50. Перекрытие (подъ столовой) въ здании Эконом. О-ва Офицеровъ Одесскаго В. О., сооруженное фирмой В. И. Кундерть и К<sup>о</sup> въ Одессѣ. Усиленіе сжатого пояса балокъ спиральной арматурой сист. инж. Н. Абрамова.



въ томъ его видѣ, въ какомъ онъ является по снятіи рѣштованій.

Рекомендуется придавать ребрамъ балокъ и колоннъ какіе-нибудь простые профили, или просто дѣлать на нихъ фаски, что достигается укладкой въ формы передъ бетонированіемъ планокъ съ соотвѣтствующими профилями. Хорошее декоративное впечатлѣніе достигается примѣненіемъ кассетныхъ потолковъ <sup>1)</sup>. Примѣръ кассетнаго потолка можно видѣть на рис. 51, гдѣ изображенъ потолокъ, сооруженный фирмой Кундертъ и К<sup>о</sup> въ Одессѣ.

Если нижняя поверхность ребристаго потолка должна быть совершенно плоской, то можно снабдить ее висячимъ перекрытіемъ Рабица.

Относительно половыхъ настиловъ для желѣзобетонныхъ перекрытій нельзя сказать ничего опредѣленнаго. При выборѣ деревяннаго настила цѣлесообразно сдѣлать сверхъ бетонныхъ плитъ шлаковую или иную подсыпку. Паркетные полы обыкновенно кладутъ на слоѣ горячаго асфальта, но можно ихъ класть и непосредственно на перекрытіе (необходимъ черный полъ). Половымъ настиламъ можетъ служить также асфальтъ, цементъ или пробковый камень во всѣхъ его видахъ (такъ назыв. полы безъ шва, магнезитовые полы). Линолеумъ можно наклеивать на цементный или гипсовый слой; для достиженія хорошей изоляціи между перекрытіемъ и линолеумомъ прокладывается слой изъ пробковой массы.

Относительно фабричныхъ построекъ замѣтимъ, что сотрясенія, производимыя транс-

---

<sup>1)</sup> Расчетъ кассетныхъ потолковъ см. G. Kaufmann: „Kassettendecke im Eisenbetonbau“ („Beton und Eisen“ 1905 г. Hefte XI, XII). *Пр. ред.*





Рис. 51. Кассетные потолки въ зд. „Т-ва Р.-А. Рез. М-ры“ въ Одессѣ, сооруж. фирмой „В. И. Кундертъ“ въ 1908 г.



миссіей, такъ сильно отражающіяся на всѣхъ другихъ конструкціяхъ, мало вліяють на желѣзобетонныя перекрытія, такъ какъ такія перекрытія воспринимаютъ сотрясеніе и удары, какъ монолитъ, всею своею массою.

### Примѣненіе желѣзобетона въ современномъ строительствѣ.

Простой, но типичный примѣръ постройки, сдѣланной всецѣло изъ бетона, представляетъ выстроенное въ Клостернейбургѣ фирмой Г. А. Вайсъ и К<sup>о</sup> военное депо (рис. 52 и 53). Въ наружныхъ стѣнахъ расположены желѣзобетонныя столбы, которымъ внутри постройки соотвѣтствуютъ тоже три ряда столбовъ. Наружные столбы, внутренніе столбы и потолки образуютъ вмѣстѣ родъ желѣзобетоннаго скелета, выступающаго и снаружи зданія.

Панели, заключенныя между крайними балками перекрытія, лежащими въ плоскости капитальной стѣны, и наружными колоннами, представляютъ пустотѣлыя стѣны, которыя тоже были исполнены изъ желѣзобетона; сооружены онѣ были по затвердѣнію несущихъ частей постройки. Разстояніе между колоннами, измѣренное по ширинѣ зданія, равно 5,24 м, а по длинѣ 4,80 м. Всѣ три этажа были устроены одинаковымъ способомъ; стропила изъ желѣзобетона имѣли соотвѣтствующій уклонъ.

Характеръ желѣзобетонной постройки придавали зданію только внѣшнія колонны, видимыя снаружи въ капитальныхъ стѣнахъ. Пріятное архитектурное впечатлѣніе было достигнуто соотвѣтствующей обработкой фасада и облицовкой видимыхъ поверхностей желѣзобетона искусственнымъ камнемъ. Стѣнныя колонны остальныхъ



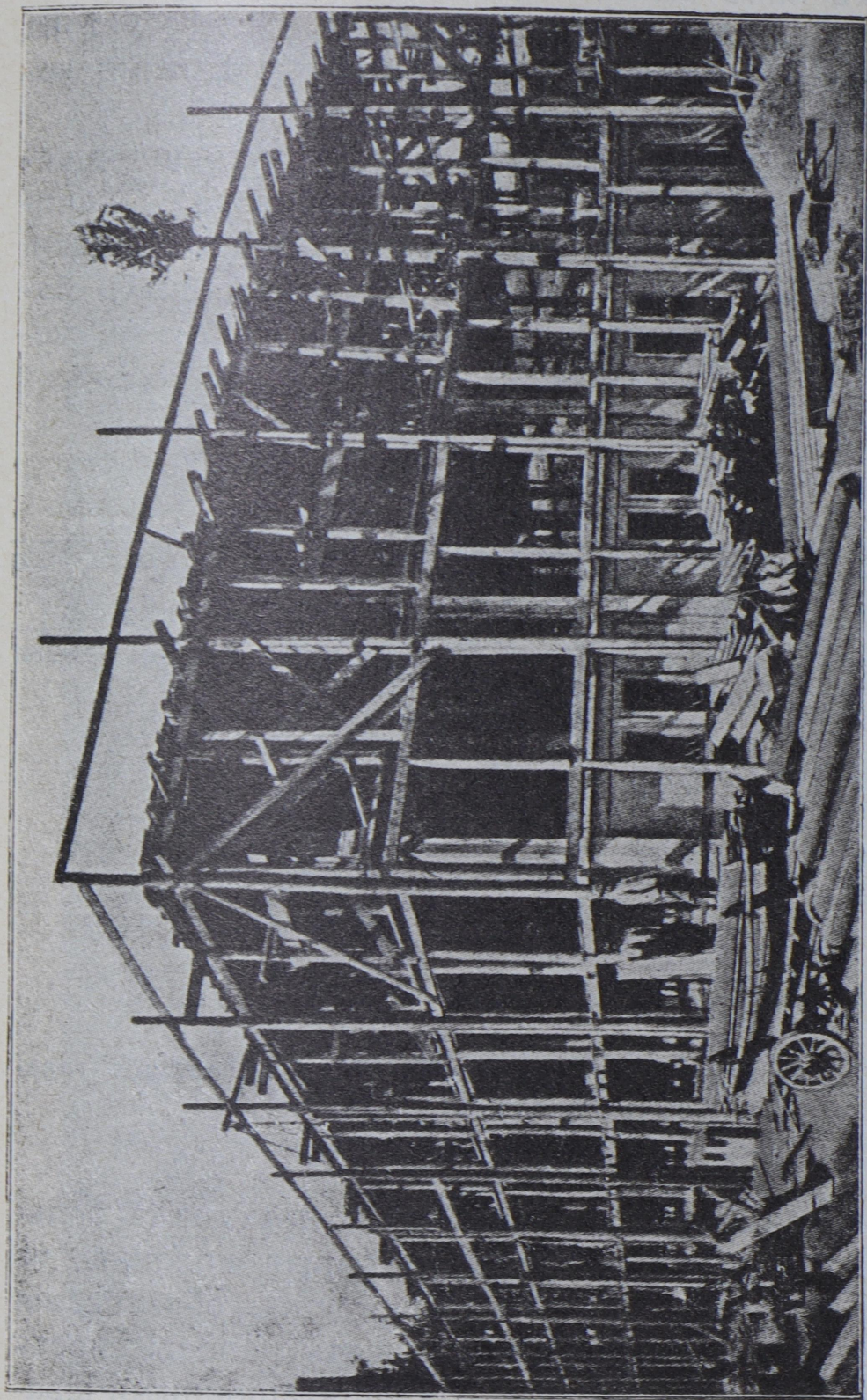


Рис. 52. Военное депо въ Клостернейбургѣ. Въ постройкѣ.



стѣны были вполнѣ замаскированы возведенными сверхъ нихъ облицовочными стѣнами. Нужно отмѣтить затѣмъ, что примѣненіе желѣзобетона дало возможность устроить между стѣнными колоннами большія оконныя отверстія.

Очень часто поступаютъ такъ: внутреннія колонны зданія дѣлаютъ изъ желѣзобетона, а капитальныя стѣны—изъ кирпича или каменной кладки. Въ такомъ случаѣ концы желѣзобетонныхъ балокъ лежатъ въ стѣнѣ, а среднія части на же-

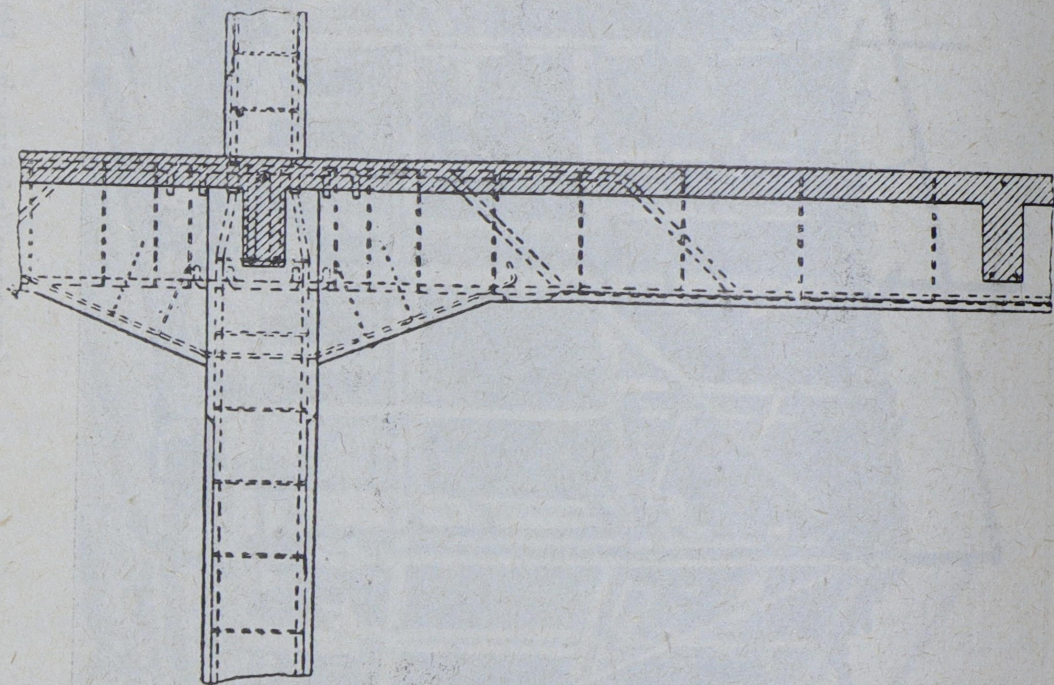


Рис. 53. Военное депо Клостернейбурга. Соединеніе главныхъ балокъ со столбами.

лѣзобетонныхъ столбахъ. Если стѣны даютъ большую осадку, чѣмъ желѣзобетонныя колонны, то рекомендуется, для предупрежденія образованія трещинъ въ перекрытіи, нарушать непрерывность желѣзобетоннаго перекрытія дилатационными швами (надъ столбами). Образецъ подобной конструкціи изображенъ на рис. 54 и 55; на послѣднемъ



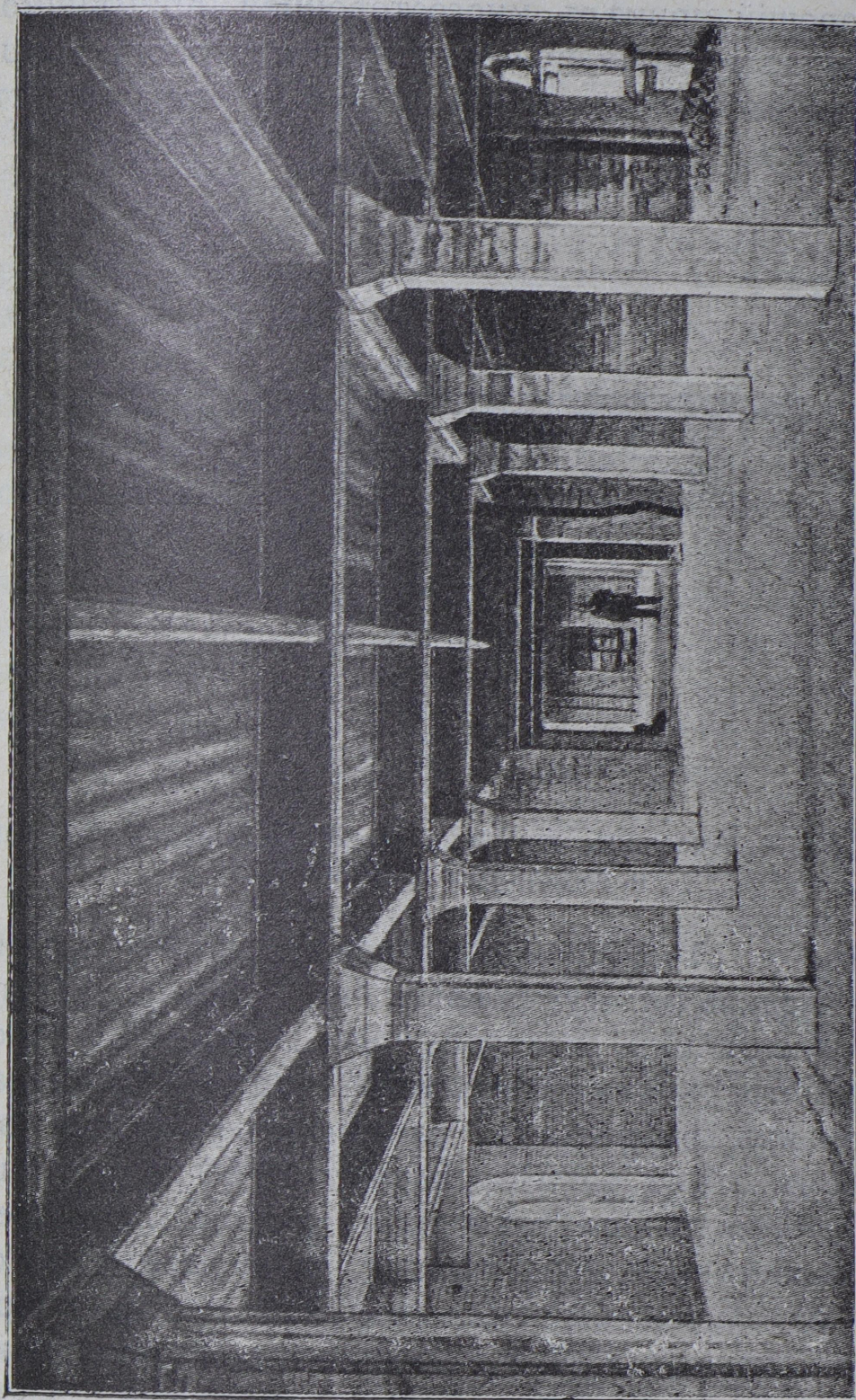


Рис. 54. Арсеналь ландвера въ Вѣнѣ.



изъ нихъ изображена арматура главной и вспомогательной балокъ и колоннъ.

Хорошій примѣръ многосторонней примѣнимости желѣзобетона представляетъ торговопромышленный музей въ Вѣнѣ. Рис. 56 показываетъ

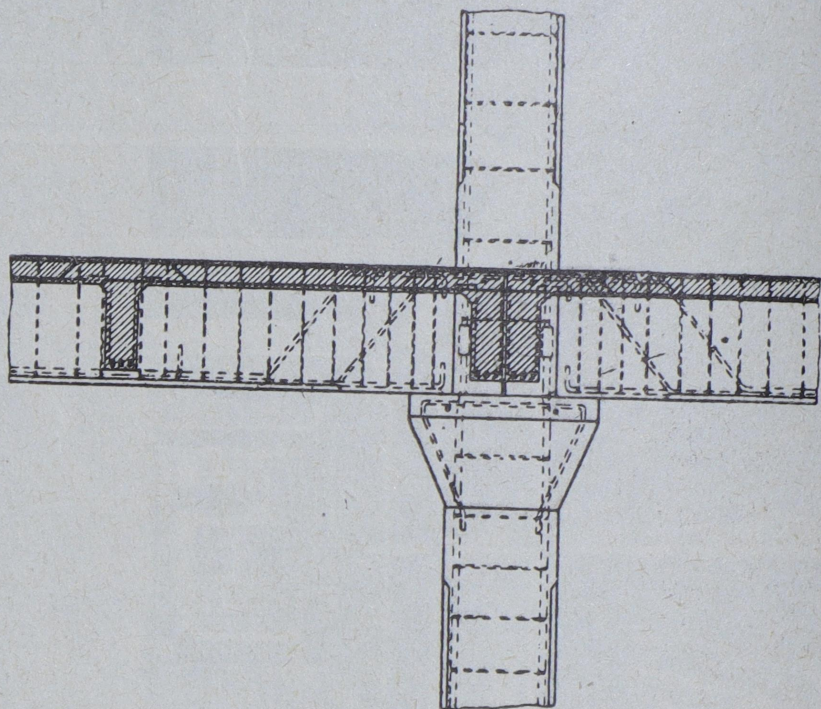


Рис. 55. — Арсеналъ ландвера въ Вѣнѣ. Соединеніе главной балки со столбомъ.

планъ и сѣченія черезъ архивъ этого зданія, всѣ перекрытія, фундаментъ и столбы котораго выполнены изъ желѣзобетона. Видно, что перекрытія трехъ нижнихъ этажей исполнены одинаково, изъ ребристыхъ плитъ. Находящаяся въ первомъ этажѣ зала засѣданій 12,60 м ширины и 15,70 м длины перекрыта свободно лежащей желѣзобетонной конструкціей, въ серединѣ которой находится большой свѣтовой фонарь. При этомъ главная 12,60 м свободно лежащая балка этой конструкціи воспринимаетъ нагрузки отъ капитальныхъ стѣнъ и перекрытій трехъ верхнихъ этажей, а такъ же отъ крыши. Высота этой бал-



ки достигаетъ 2,60 м, при ширинѣ въ нижней части равной 80 см и въ верхней части—60 см. Поэтому балка должна быть снабжена арматурой и въ поясѣ сжатія, иначе допускаемое напряженіе бетона на сжатіе было бы превзойдено. Наибольшій изгибающій моментъ названной балки  $M$  былъ по вычисленіямъ  $= 49500000 \text{ cm/kg}$ , площадь сѣченія арматуры пояса растяженія въ се-  
рединѣ балки достигала величины  $F_p = 255 \text{ cm}^2$ , а площадь сѣченія желѣза пояса сжатія  $F'_e = 196 \text{ cm}^2$ . Для предупрежденія продольнаго изгиба прутья пояса растяженія были связаны хомутами изъ круглаго желѣза, толщиной въ 20 mm, расстояние между которыми соотвѣтствовало той дли-  
нѣ главныхъ прутьевъ арматуры (діам. 50 mm), какая допустима безъ опасности продольнаго ихъ изгиба. Балка лежала концами на желѣзобетон-  
ныхъ столбахъ, высотой 19,20 м, а сѣченіемъ въ верхней части  $60 \times 80 \text{ cm}$ .

Разчетъ далъ слѣдующія напряженія:

Напряженіе растяженія нижнихъ прутьевъ .	$\sigma_e = 890 \text{ kg/cm}^2$ .
„ сжатія верхнихъ прутьевъ . . .	$\sigma'_e = 502$ „
„ сжатія бетона . . . . .	$\sigma_b = 39,5$ „
Косое напряженіе растяженія въ отогну- тыхъ прутьяхъ . . . . .	$\sigma_z = 610 \text{ kg/cm}^2$ .
Напряженіе сцѣпленія . . . . .	$\tau_x = 355$ „

Средняя стѣна изображенной на рисункѣ части постройки поддерживалась двумя желѣзобетонными столбами, вышиной въ 28,0 м; сѣченіе этихъ столбовъ въ самомъ верхнемъ этажѣ дости-  
гаетъ величины  $60 \times 60 \text{ cm}$ , а въ подвальномъ—  
 $75 \times 120 \text{ cm}$ . Всѣ среднихъ стѣнъ, а такъ же передаваемый имъ въсѣ конструкціи крыши, рас-  
предѣляется между тремя, лежащими другъ надъ  
другомъ, желѣзобетонными балками  $A, B, C$ , сво-  
бодный пролетъ которыхъ равенъ 12,60 м. Сѣче-



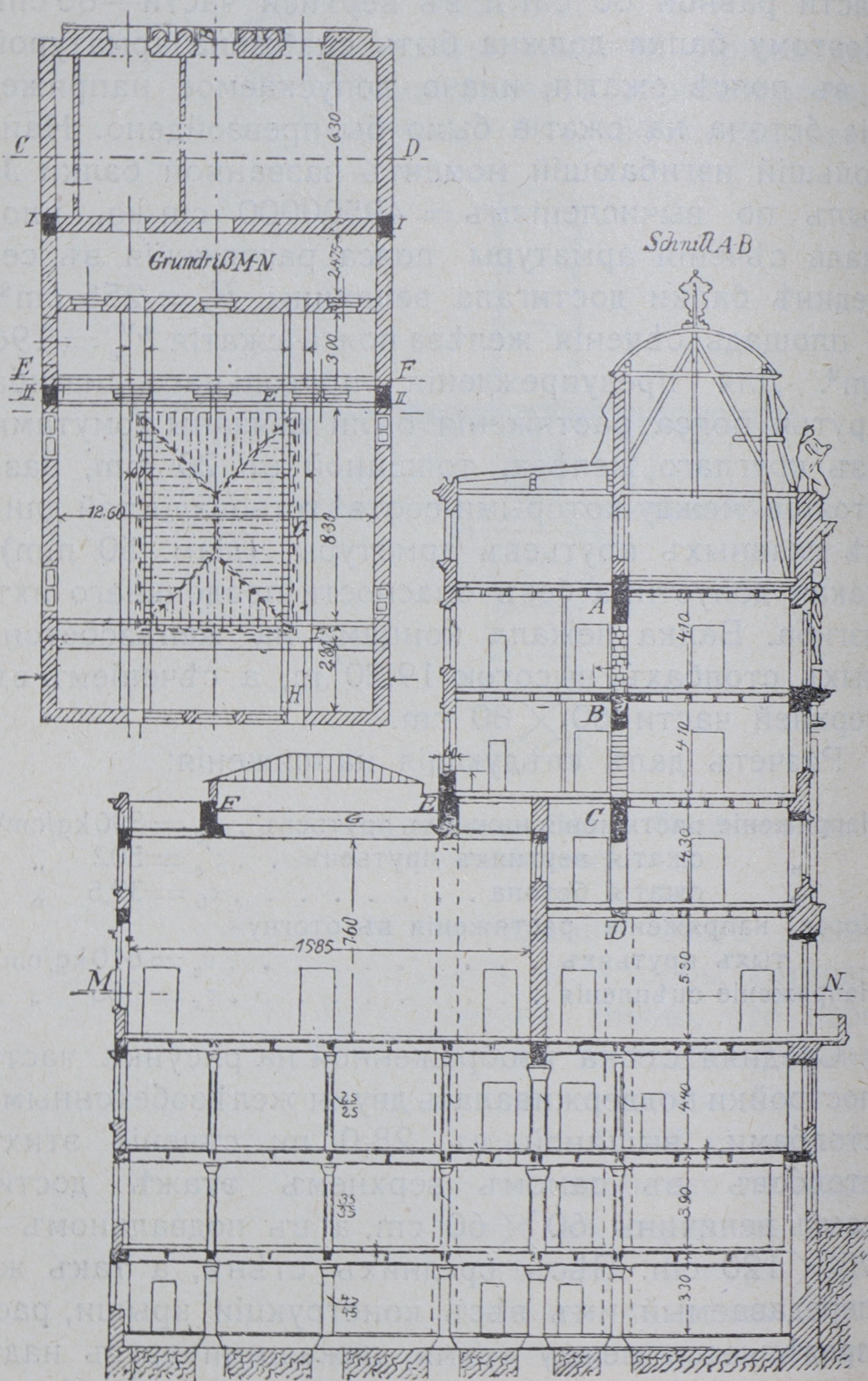
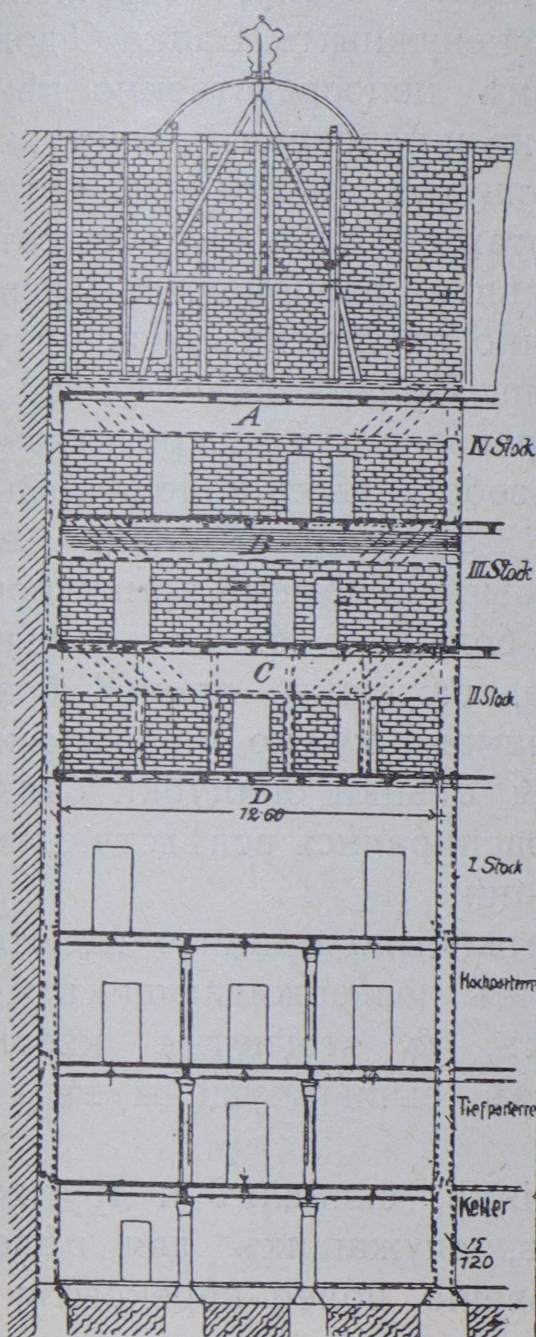


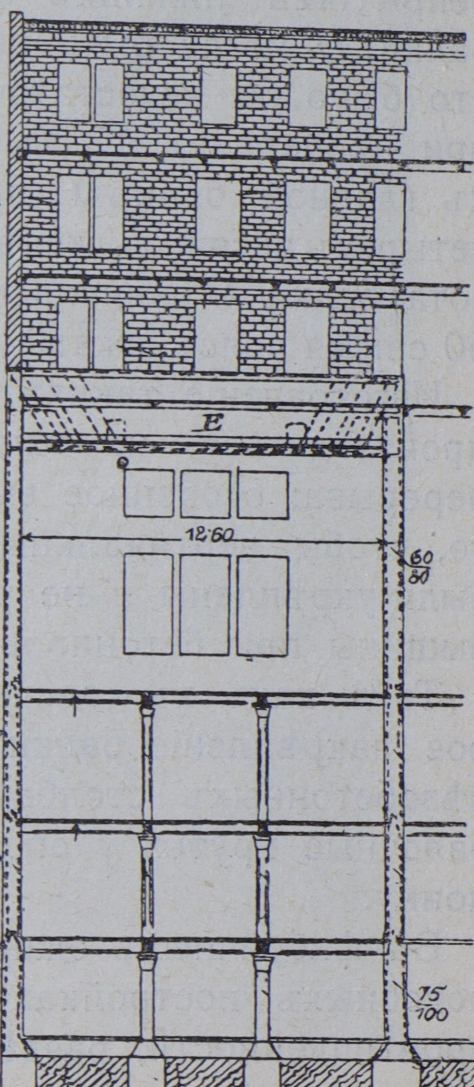
Рис. 56. Новоотстроенный торгово



Schnitt C-D.



Schnitt F-E.





ніе балки *A* представляеть прямоугольникъ, высотой въ 200 см и шириной въ 60 см, но она не имѣеть арматуры въ поясѣ сжатія. Высота балки *B* равна только 144 см, быть можетъ потому, что эта балка служить частью ребристой плиты, причемъ 5 см толщина желѣзобетонной плиты перекрытія утолщается здѣсь на протяженіе ширины 2,60 м до 30 см. Благодаря этому, вооруженіе пояса сжатія сдѣлалось ненужнымъ. Балка *C* должна воспринимать, кромѣ непосредственно дѣйствующихъ грузовъ стѣнъ и перекрытій, нагрузку отъ балки *D*, заключающуюся въ стѣнахъ и перекрытіяхъ нижнихъ этажей, такъ что высота балки *D* могла быть сдѣлана равной всего 30 см, что было бы недостаточно въ другихъ условіяхъ, при пролетѣ въ 12,60 м. Прикрѣпленіе балки *D* къ главной балкѣ *C* производится посредствомъ четырехъ висячихъ желѣзобетонныхъ колоннъ. Высота балки *C* равнялась 164 см при ширинѣ въ 60 см; ея поясъ сжатія былъ снабженъ арматурой.

Изготовленіе такихъ большихъ балокъ должно производиться, конечно, за одинъ пріемъ безъ перерыва; особенное вниманіе нужно обращать на то, чтобы вертикальныя стѣнки опалубки балки были укрѣплены и не распирались вслѣдствіе ихъ вышины при бетонированіи.

Такъ какъ въ расчетъ было принято нѣкоторое закрѣпленіе балки въ поддерживающихъ желѣзобетонныхъ столбахъ, то отогнутые кверху балочные прутья у опоръ были впущены въ колонну.

Въ фабричныхъ зданіяхъ, складахъ и другихъ подобныхъ постройкахъ, служащихъ для цѣлей промышленности, раздѣленіе полей перекрытія и расположеніе главныхъ и второстепенныхъ балокъ обусловливается исключительно конструктивной



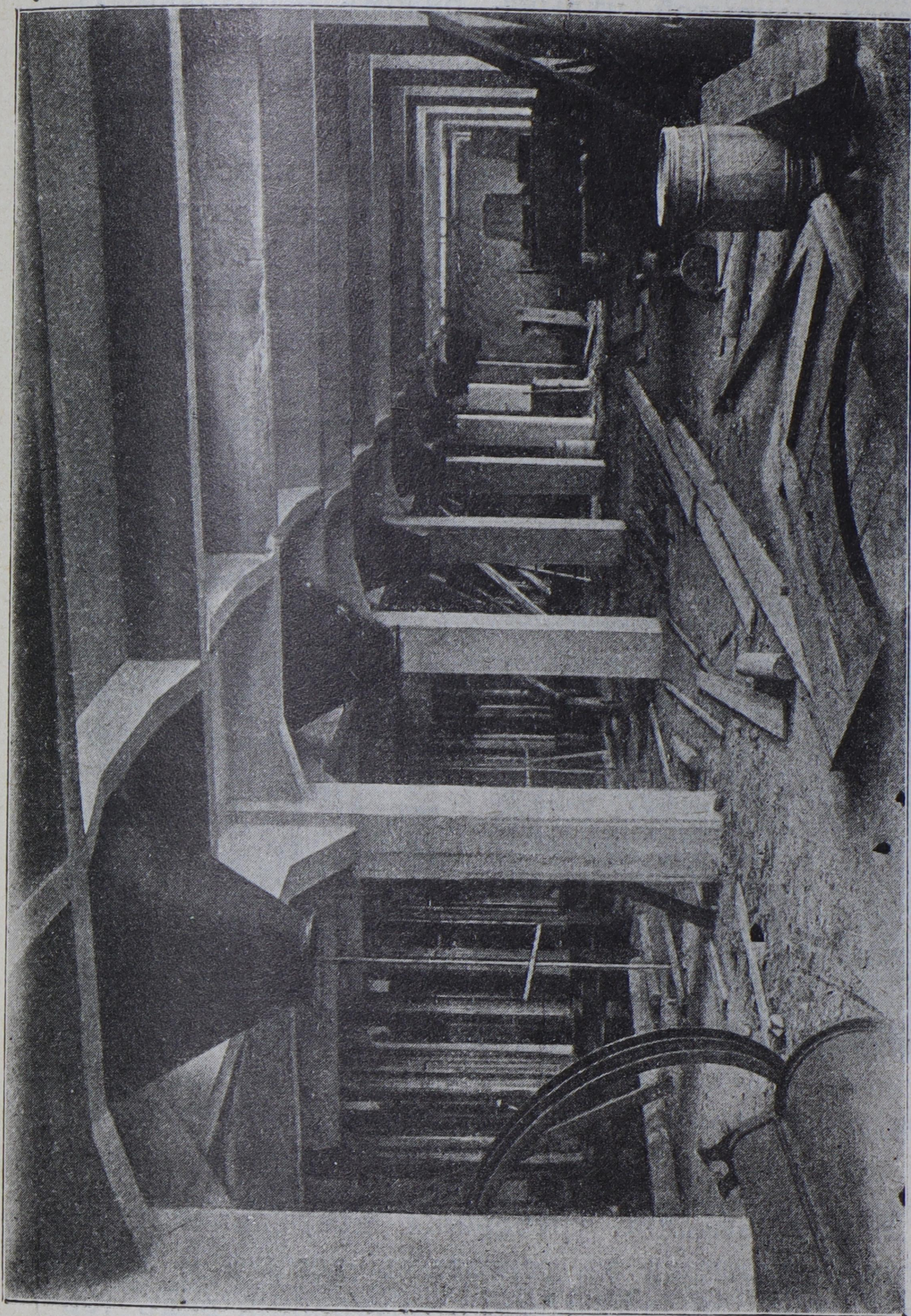


Рис. 57. Второй этажъ мельничн. зд. Насл. Терещенко въ с. Теткино, Курской губ.  
сооруж. въ 1908 г. фирмой „В. И. Кундергъ и К<sup>о</sup>“ въ Одессѣ.



и промышленной точкой зрѣнія. При этомъ, разумеется, нижняя поверхность перекрытія оказывается покрытой цѣлымъ рядомъ необходимыхъ балочныхъ выступовъ различной ширины. Такой потолокъ хотя и не можетъ удовлетворить всѣмъ эстетическимъ запросамъ, но про него нельзя также сказать, что онъ выглядитъ вовсе некрасиво. На рис. 57 у насъ изображенъ внутренній видъ мельницы въ Екатеринославѣ. Хотя ребра перекрытія и представлены здѣсь вышедшими прямо изъ формъ, все же они имѣютъ недурной видъ.

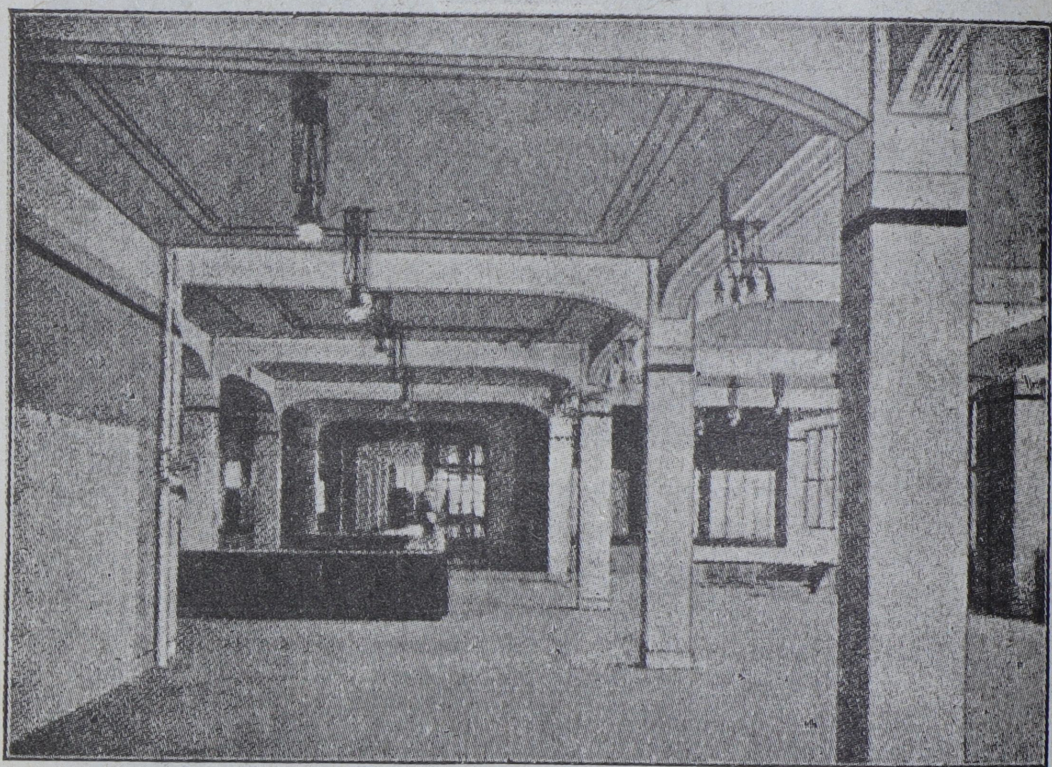


Рис. 58. Внутренній видъ торговаго дома Германа Тица въ Мюнхенѣ.

Болѣе высокія требованія предъявляются въ этомъ отношеніи въ торговыхъ домахъ и конторахъ. Рис. 58 показываетъ внутренній видъ торговаго дома Германа Тица въ Мюнхенѣ, который былъ выстроенъ фирмой „Wayss und Freytag A.-G.“



въ теченіе всего пяти мѣсяцевъ. Изъ желѣзобетона было сдѣлано почти все: перекрытія, балки, столбы, лѣстницы. Въ этой постройкѣ поддерживающія желѣзобетонныя конструкціи не были замаскированы архитектурными украшеніями, но выступали наружу.

Мы можемъ съ удовольствіемъ констатировать фактъ, что желѣзобетонъ находитъ все большее и большее примѣненіе при постройкѣ театровъ, такъ какъ именно тамъ огромное значеніе имѣетъ абсолютная огнестойкость этого матеріала. Къ тому же желѣзобетонъ легко принимаетъ любя конструктивныя формы и во многихъ случаяхъ замѣна его другимъ матеріаломъ привела бы къ тяжелымъ и сложнымъ конструкціямъ.

Особый интересъ представляетъ сооруженіе галлерей изъ желѣзобетона, т. к. онъ даетъ возможность доводить свободный пролетъ (выносъ) консольной плиты до 4 метр. и болѣе, не прибѣгая къ помощи колоннъ.

На рис. 59 изображена конструкція средней галлерей перваго и втораго ярусовъ, которая была примѣнена фирмой Г. А. Вайсъ и К<sup>о</sup> въ недавно отстроенномъ театрѣ въ Габлонцѣ.

Изъ другихъ театральныхъ построекъ этого рода упомянемъ о выстроенномъ въ 1903 г. Бернскомъ театрѣ (желѣзобетонныя работы Ансельми и Гаучи), затѣмъ о новомъ мюнхенскомъ народномъ театрѣ, для котораго желѣзобетонныя работы были исполнены бр. Ранъ (Мюнхенъ), и, наконецъ, о выстроенномъ фирмой Лолатъ Метропольтеатрѣ въ Бреславлѣ.

Изъ множества построекъ Геннебика необходимо упомянуть о его виллѣ, выстроенной цѣликомъ изъ желѣзобетона въ Бургъ-ла-Рейнѣ, близъ Парижа. Подробное описаніе ея смотри въ „Beton und



Eisen“, 1905, Heft 7. Она является вполне своеобразным сооружением со своими башнями и выступающими консольными частями и ясно по-

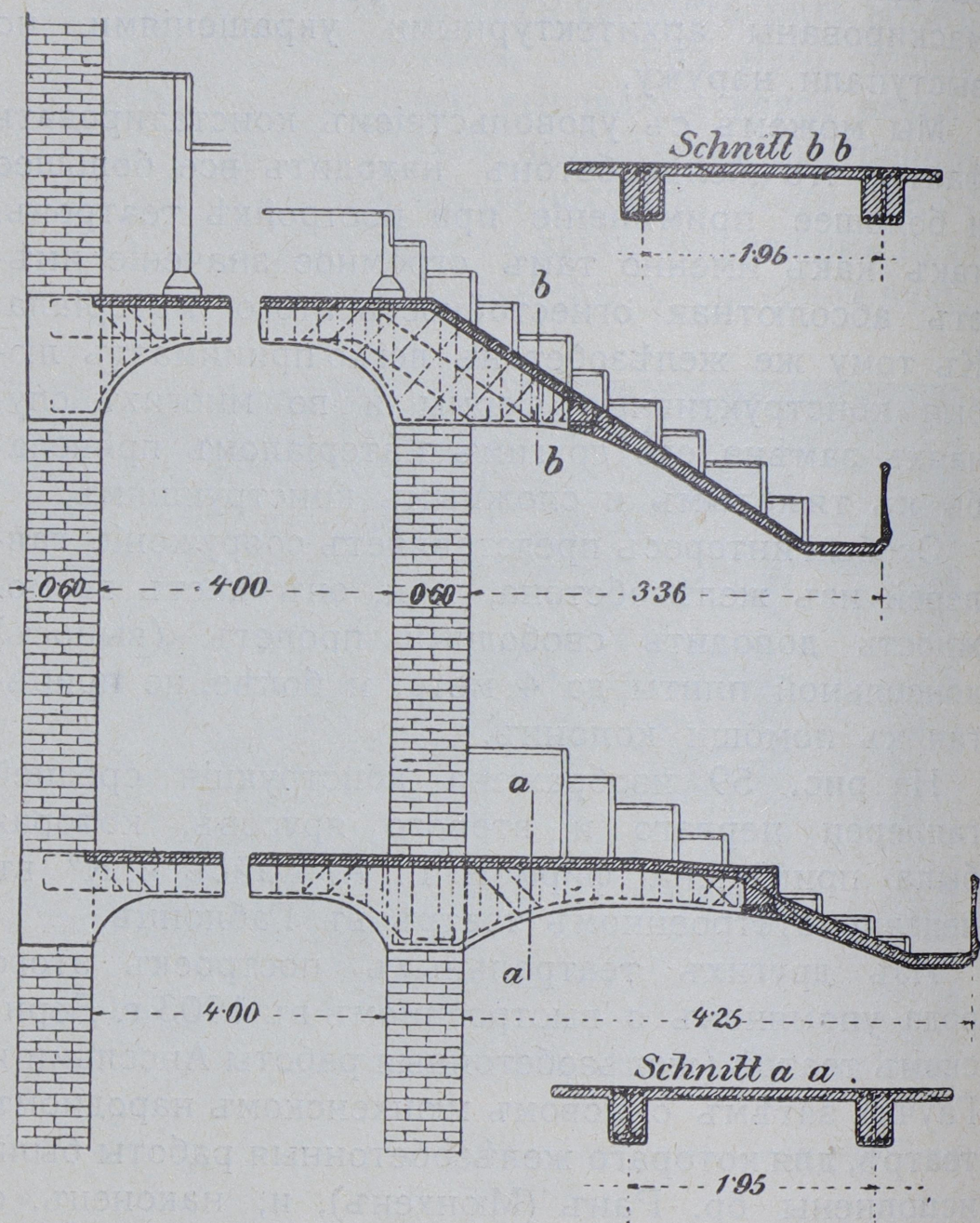


Рис. 59.

казывает всю многостороннюю применимость новой отрасли строительства. То же самое можно сказать о выставочных павильонах, хотя и не



столь обширныхъ, но то же замѣчательныхъ въ своемъ родѣ, одинъ изъ которыхъ былъ выстроенъ фирмой Руд. Волле на нѣмецкой выставкѣ городовъ 1903 г., а другой—фирмой Диккергоффа и Видманна для Баварской юбилейной сельскохозяйственной выставкѣ въ Нюренбергѣ,

Что желѣзобетонныя постройки получили большое распространеніе и у американцевъ, показываетъ примѣръ выстроеннаго въ 1906 въ Цинцинатѣ Pugh Power building, которая при длинѣ въ 108,2 m и ширинѣ въ 20,7 m имѣла съ одной стороны 6, а съ другой 9 этажей, такъ что высота ея надъ фундаментомъ достигала соответственно 39,3 и 48,4 m. Весь рабочій скелетъ зданія (колонны, балки и перекрытія) былъ сдѣланъ изъ желѣзобетона; главный фасадъ былъ затѣмъ облицованъ камнемъ, прикрѣпленнымъ желѣзными анкерами къ рабочей конструкціи. Нижнія колонны этого зданія должны были выдерживать нагрузку отъ 227 до 318 t; разстояніе между колоннами было въ одномъ направленіи равно 4,27 — 5,18 m, въ другомъ 6 — 7 m. Отмѣтимъ такъ же торговый домъ Леонгарта въ Лосъ-Анжелосъ въ Калифорніи, замѣчательный большими пролетами; перекрытія имѣютъ свободную длину пролета не меньше 37 m. (Подробнѣе см. „Beton und Eisen“, 1905, Heft 8 и 9).

Примѣромъ абсолютной прочности внутренней связи въ желѣзобетонныхъ сооруженіяхъ можетъ служить выстроенный недавно въ Тунисѣ хлѣбный амбаръ въ 20 m высотой. Онъ былъ выстроенъ у моря на размытой почвѣ и тотчасъ, благодаря осѣданію этой почвы, опустился на 5 m вертикально внизъ. Однако благодаря приспособленіямъ, приложеннымъ къ оставшимся на верху частямъ, удалось привести амбаръ въ его на-



чальное положеніе. При этомъ оказалось, что во всемъ сооруженіи не нашлось ни одной трещинки. Это служить лучшимъ доказательствомъ тому, что желѣзобетонъ является строительнымъ матеріаломъ, наиболѣе безопаснымъ отъ землетрясеній <sup>1)</sup>.

### Крыши.

*Плоскія крыши* представляютъ собой просто ребристыя перекрытія. Уклонъ крышѣ придается наметомъ изъ тощаго или шлаковаго бетона, а иногда просто придается уклонъ самой желѣзобетонной конструкціи.

Кровля желѣзобетонныхъ крышъ чаще всего дѣлается изъ гольццемента, сверхъ котораго насыпается слой гравія, при чемъ склонъ крыши можетъ достигать отъ 3 до 5 процентовъ. Асфальтовый настилъ примѣняется въ плоскихъ крышахъ рѣже. Болѣе крутыя крыши покрываются двойнымъ толемъ (или рубероидомъ), а иногда примѣняется и желѣзная кровля. Если нужно достигнуть хорошей изоляціи тепла, то между желѣзобетонной плитой и гольццементомъ (или другимъ кровельнымъ матеріаломъ) располагаютъ пробковый слой толщиной отъ 4 до 5 см, а если этого не хотятъ, то можно достигнуть изоляціи слоємъ шлаковаго бетона отъ 10 до 15 см толщиной, хотя при этомъ получается нежелательное возвышеніе вѣса крыши; хорошая изоляція достигается также прикрѣпленіемъ подъ желѣзобетоннымъ перекрытіемъ висячаго перекрытія Рабица.

Для промышленныхъ построекъ, особенно для такихъ, которыя расположены вровень съ землей, плоскія желѣзобетонныя крыши имѣютъ большое

---

<sup>1)</sup> См. такъ же статьи въ „Зодчемъ“ 1908 г. о постройкахъ въ С.-Франциско послѣ землетрясенія.



значение. При большомъ объемѣ этихъ сооружений необходимо располагать въ потолкѣ чердака окна для достиженія достаточнаго и равномернаго освѣщенія; отсюда развилась типичная для желѣзобетонныхъ построекъ форма свѣтового фонаря.

Въ крутыхъ крышахъ дѣйствуетъ извѣстный горизонтальный распоръ, для воспринятія котораго нужно установить соотвѣтствующія приспособленія. Проще всего это достигается въ томъ

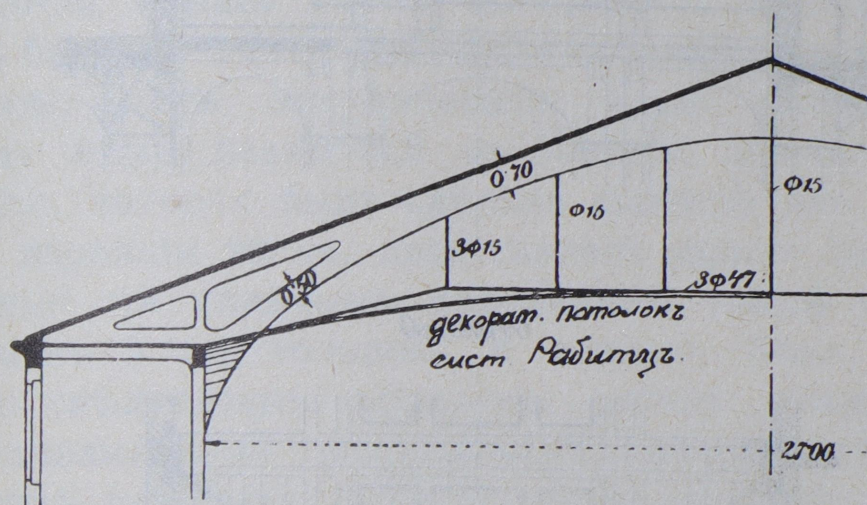


Рис. 60.

случаѣ, когда конструкція крыши находится въ непосредственномъ соединеніи съ горизонтальнымъ перекрытіемъ верхняго этажа и перекрытіе своими прутьями образуетъ анкерныя затяжки, воспринимающія горизонтальный распоръ. Въ перекрытіяхъ помѣщеній большого пролета (залъ) дѣйствующія сдвигающія усилія должны восприниматься или желѣзными затяжками, которыя, конечно, должны быть исполнены какъ желѣзобетонныя балки, или передаваться выступающимъ консолеобразнымъ формамъ, посредствомъ которыхъ горизонтальный распоръ долженъ сообщаться нижнимъ частямъ конструкціи или фундаменту.



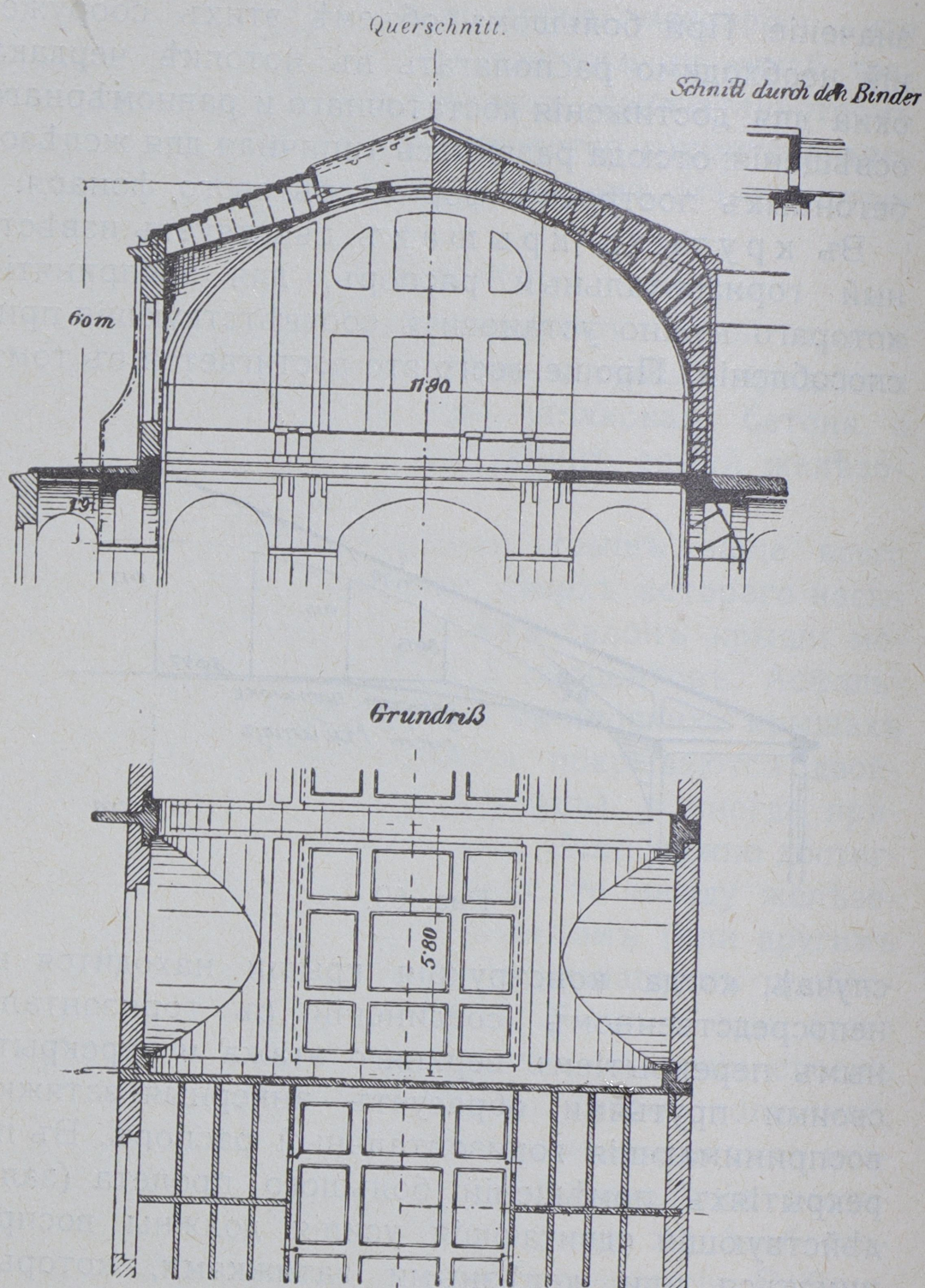


Рис. 61 а и б.

Примѣромъ перваго разрѣшенія вопроса можетъ служить крыша Метрополь-театра въ Бреславлѣ, выстроенная цѣликомъ изъ желѣзобетона фирмой



Лодать (рис. 60). Наибольшій пролетъ стропиль, исполненныхъ по концамъ въ видѣ фахверка изъ желѣзобетона, равенъ 27 м. Стропила имѣють желѣзные затяжки діаметромъ въ 47 мм. Подвѣски служатъ одновременно для прикрѣпленія перекрытія Рабица.

Типичной крышей для второго случая является выстроенная страсбургской фирмой Эд. Цюблина крыша народныхъ бань <sup>1)</sup> въ Кольмарѣ (въ Эльзасѣ) (рис. 61 а и в). Главныя стропила желѣзобетонной крыши 12 м. въ пролетѣ, проходящія подъ большимъ бассейномъ для плаванія, конструированы, какъ закрѣпленныя арки; разстояніе между ними равно 5,8 м. Нижняя поверхность крыши, которая была сдѣлана двойной для лучшей изоляціи тепла, представляла просто подвѣшенный къ главнымъ стропиламъ тонкій сводъ всего въ 5 см. толщины, а верхняя была сдѣлана слѣдующимъ образомъ: между главными стропилами были уложены желѣзобетонныя плиты, поверхъ которыхъ были устроены кирпичные выступы, по нимъ—слой шлаковаго бетона и черепичная кровля. Потолокъ, съ его свѣтовыми фонарями, рамы которыхъ были тоже сдѣланы изъ желѣзобетона, производилъ очень пріятное архитектурное впечатлѣніе.

### Другія системы перекрытій.

Непосредственно къ ребристымъ перекрытіямъ примыкають перекрытія изъ полыхъ тѣлъ, часто встрѣчающіяся въ послѣднее время и которыя, при раціональномъ использованіи конструктивной высоты, значительно уменьшаютъ собственный вѣсъ;

<sup>1)</sup> Подробнѣе см. „Beton und Eisen“, 1906, Heft. 1, 3, 8,  
Прим. перев.



при этомъ они имѣютъ, обыкновенно, нижнюю поверхность гладкой, что особенно важно для жилыхъ домовъ. Эти перекрытія исполняются надъ пролетами до 7 м, соотвѣтствуя наибольшей глубинѣ комнатъ обычнаго размѣра.

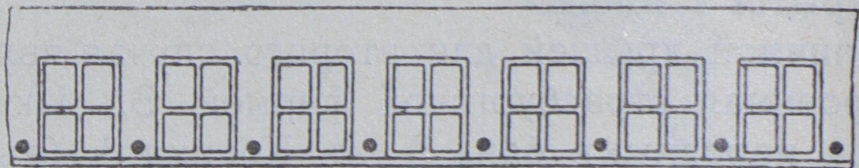


Рис. 62. Перекрытіе изъ полыхъ тѣлъ.

По статическому дѣйствию они ничѣмъ не отличаются отъ ребристыхъ перекрытій. Чисто внѣшнее значеніе имѣетъ то, что ребра расположены чаще; пространство между ними можетъ быть заполнено полыми тѣлами изъ са-

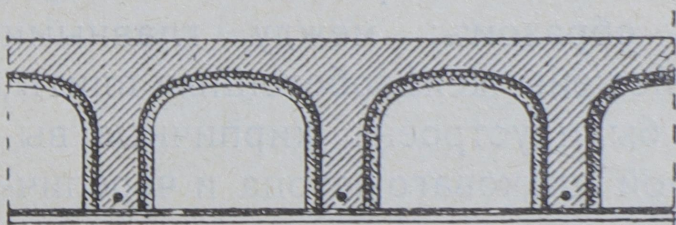


Рис. 63. „Zonendecke“.

мага разнообразнаго матеріала, какъ-то: пустотѣлый кирпичъ, трубы, гипсъ, цементные ящики и т. д.

Къ этой системѣ относится перекрытіе изъ полыхъ тѣлъ (Zellendecke) (рис. 62), Zonendecke, затѣмъ перекрытіе системы Бремера-Вестфала (Кракоану), Шнеля, Релла, Цюблина, Эггерта, плоское перекрытіе Кенена, перекрытіе изъ деревянныхъ рамокъ, обернутыхъ камышомъ (Rohrzellendecke) и т. д.

Желѣзобетонное перекрытіе „системы Мёллера“ характеризуется ребрами, которые проходятъ внизу въ видѣ рыбьяго живота. Арматура состоитъ изъ полосового желѣза, ограничивающаго нижнюю часть реберъ. Растяженія, дѣйствующія



въ этомъ полосовомъ желѣзѣ, передаются на опорныя части балки посредствомъ приклепанныхъ уголковъ и отсюда передаются на бетонъ плиты; благодаря этому, сцѣпленіе бетона съ арматурой дѣлается не столь необходимымъ.

Арматура перекрытія съ желѣзомъ бульбъ по системѣ Полльмана состоитъ изъ большихъ фасонныхъ балокъ особой формы,

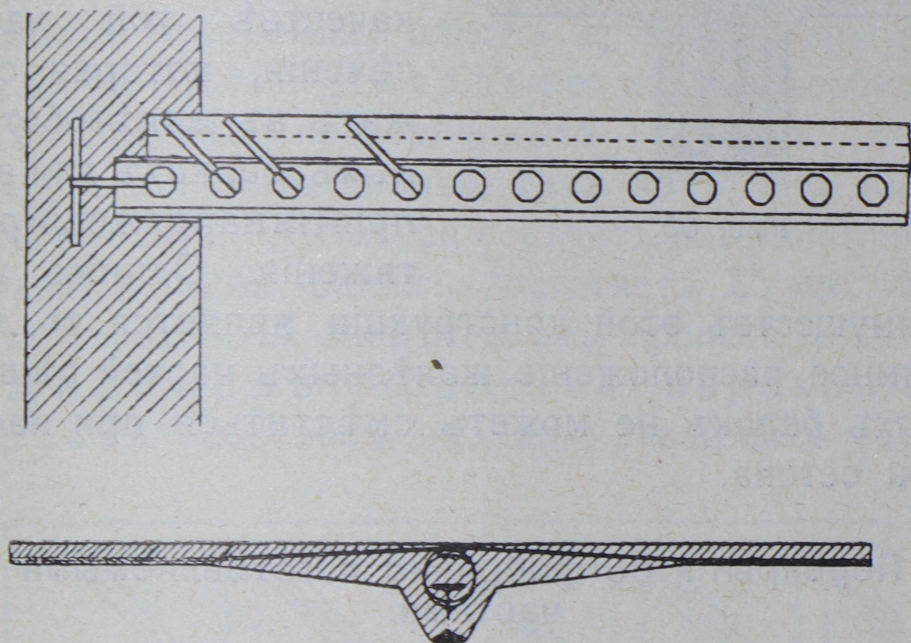


Рис. 64. Перекрытіе съ желѣзомъ бульбъ.

такъ называемаго бульбоваго желѣза. Наибольшая часть сѣченія балки приходится на долю нижней полки, которая воспринимаетъ растягивающія усилія, дѣйствующія въ балкѣ. Ребро желѣза „бульбъ“ прорѣзано восьмиугольными отверстіями. Соединеніе бетона пояса сжатія съ бульбовымъ желѣзомъ достигается петлеобразными хомутами изъ полосового желѣза, расположенными главнымъ образомъ вблизи опоръ, такъ какъ тамъ дѣйствуютъ наибольшія перерѣзывающія силы. Благодаря этому уменьшается насколько возможно вредъ, причиняемый недостаточностью



поверхности сцѣпленія, которая обусловливается примѣненіемъ большихъ профилей арматуры.

Перекрытія съ „арматурой изъ рѣшетчатыхъ балокъ“ (рис. 64), напр., перекрытіе Вайса „Junior“, стремятся къ возможному уменьшенію опалубки, используя подъемную силу рѣшетчатыхъ балокъ. При этомъ нижняя полка

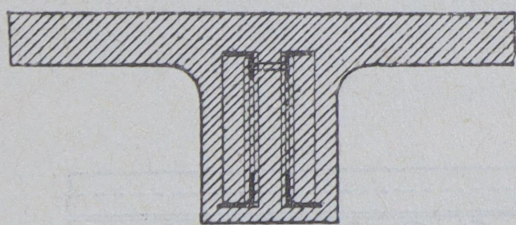


Рис. 65.

этихъ рѣшетчатыхъ балокъ дѣйствуетъ въ качествѣ той части сѣченія, которая служитъ въ желѣзобетонныхъ балкахъ для воспріятія напряженій растяженія. Однимъ изъ

преимуществъ этой конструкціи является то, что взаимное расположеніе желѣзныхъ частей рѣшетчатыхъ балокъ не можетъ смѣститься при насыпаніи бетона.

### Перекрытія съ фабрично изготовляемыми частями.

Перекрытія, описанныя до сихъ поръ, сооружаются на мѣстѣ постройки, т.-е. въ соединеніи со всѣмъ зданіемъ. Мы опишемъ теперь перекрытія, части которыхъ изготовляются фабричнымъ путемъ и доставляются на постройку совершенно готовыми для укладки на мѣсто.

Они не требуютъ особой опалубки и, кромѣ того, работа на мѣстѣ постройки сводится къ минимуму. Нужно отмѣтить также, что при фабричномъ производствѣ возможенъ строгій контроль при самомъ изготовленіи перекрытія, а это обусловливаетъ большую прочность. Однако эти перекрытія имѣютъ и недостатокъ, заключающійся въ томъ, что соединеніе частей перекрытія



какъ между собой, такъ и съ остальными частями зданія—балками и стѣнами—чисто внѣшнее, въ противоположность исполненію всего перекрытія въ самомъ зданіи. Точно такъ же измѣненіе проекта постройки совершается гораздо легче въ послѣднемъ случаѣ.

Простѣйшимъ примѣненіемъ этого принципа является фабрикаціи обыкновенныхъ плитъ Монье любой величины, которыя укладываются, затѣмъ, на мѣстѣ постройки, рядомъ другъ съ другомъ.

Перекрытіе „Штольте“ изъ желѣзобетонныхъ досокъ, поставленныхъ ребромъ, легче массивныхъ плитъ Монье, такъ какъ оно содержитъ пустоты. Арматура состоитъ изъ полосового желѣза; ширина балокъ достигаетъ 25 см; толщина перекрытія зависитъ отъ пролета.

„Цилиндроребристое перекрытіе Гербста“ состоитъ изъ армированныхъ бетон-

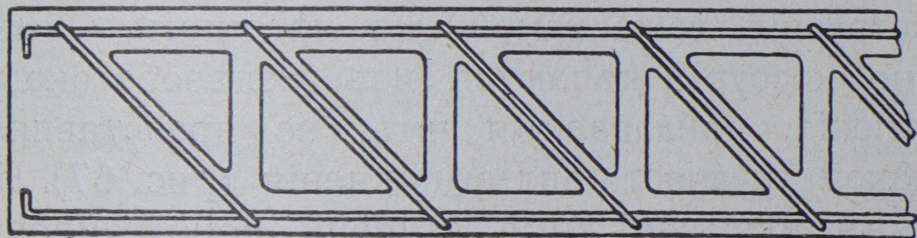


Рис. 66.

ныхъ реберъ, между которыми располагаются пористыя цилиндрическія трубы. Соединеніе ребра съ цилиндромъ достигается посредствомъ бетонной плиты, которая набивается сверху перекрытія, когда стояки и трубы установлены на мѣсто.

„Перекрытіе Зигварта“ состоитъ изъ пустотѣлыхъ балокъ, уложенныхъ рядомъ, въ стѣнкахъ которыхъ забетонирована арматура изъ круглаго желѣза. Швы между отдѣльными балками заливаются цементнымъ растворомъ.



„Рѣшетчатая балка системы Визин-тини“ (рис. 66) образованы изъ желѣзной фермы при чемъ арматурой снабжены верхній и нижній поясъ, а также всѣ растянутые стержни.

### Лѣстницы.

Наиболѣе простой конструкціей является та, въ которой косоуры дѣлаются изъ двутавровыхъ желѣзныхъ балокъ, между которыми укладываются плоскія плиты Монье. Подбутка подъ ступени дѣлается изъ трамбованнаго бетона или изъ кирпичной кладки.

Если желѣзныя двутавровыя балки взяты только для площадокъ, то рекомендуется примѣненіе сводовъ Монье, опирающихся на эти балки; къ этимъ сводамъ и прикрѣпляются ступени.

Лѣстницы, цѣликомъ исполненныя изъ желѣзобетона, должны быть въ пожарномъ отношеніи поставлены выше всѣхъ другихъ конструкцій, даже каменныхъ лѣстницъ. Обыкновенно косоуры дѣлаются изъ желѣзобетона; закругленія, придаваемые имъ, не представляютъ никакой трудности для выполненія (рис. 67). Если прямая или забѣжная ступени конструированы сами по себѣ какъ несущая конструкція, можно обойтись и безъ косоуръ.

Большимъ распространеніемъ пользуются также лѣстницы изъ искусственныхъ камней. Ступени при этой системѣ изготовляются фабричнымъ путемъ и устанавливаются готовыми на мѣстѣ. Ступени могутъ прикрѣпляться къ балкамъ лѣстницы или, если лѣстница сдѣлана свободно-висящей, ступени однимъ концомъ задѣлываются въ стѣну. Въ послѣднемъ случаѣ въ особенности необходимо снабдить ступени соответствующей арматурой.



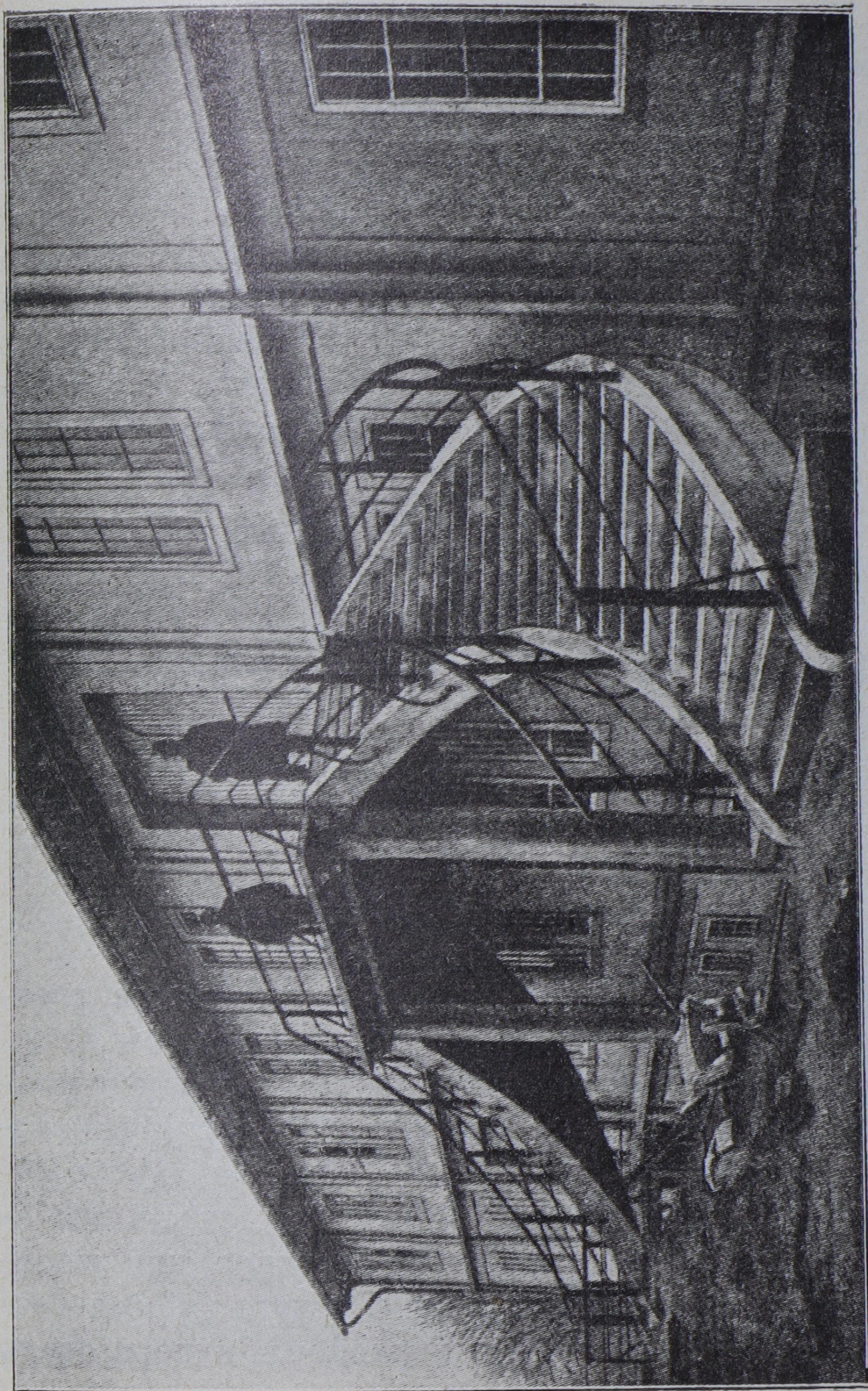


Рис. 67. Расположеніе лѣстницы.



Валики бетонныхъ ступеней снабжаютъ часто защитными полосами изъ углового или спеціальнаго фасоннаго желѣза; поверхность ступеней покрывается цементомъ, асфальтомъ, дубовымъ паркетомъ, линолеумомъ и т. д.

### Своды.

Въ архитектурѣ, кромѣ широко примѣняемыхъ сводчатыхъ перекрытій, для перекрытія большихъ пролетовъ служатъ своды и особенно большое значеніе имѣютъ сводчатая крыши. Арматура этихъ желѣзобетонныхъ сводовъ отличается отъ

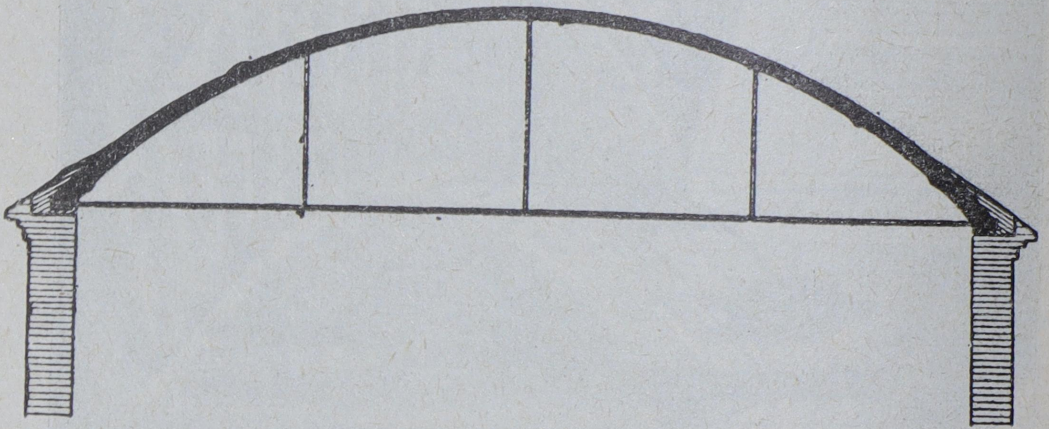


Рис. 68. Сводчатая конструкція крыши.

арматуры вышеописанныхъ сводовъ. Монье главнымъ образомъ толщиной; кромѣ того, въ этихъ сводахъ дѣйствуетъ болѣе или менѣе значительные горизонтальные распоры, для воспріятія которыхъ служатъ желѣзныя затяжки. Цѣлесообразнѣе располагать вдоль несущихъ стѣнъ фасонное желѣзо (швеллерное, двутавровое) или желѣзобетонныя балки; эти балки будутъ также воспринимать горизонтальный распоръ и передавать его желѣзнымъ затяжкамъ.

При большихъ пролетахъ затяжки въ одномъ или нѣсколькихъ мѣстахъ привѣшиваются къ своду,



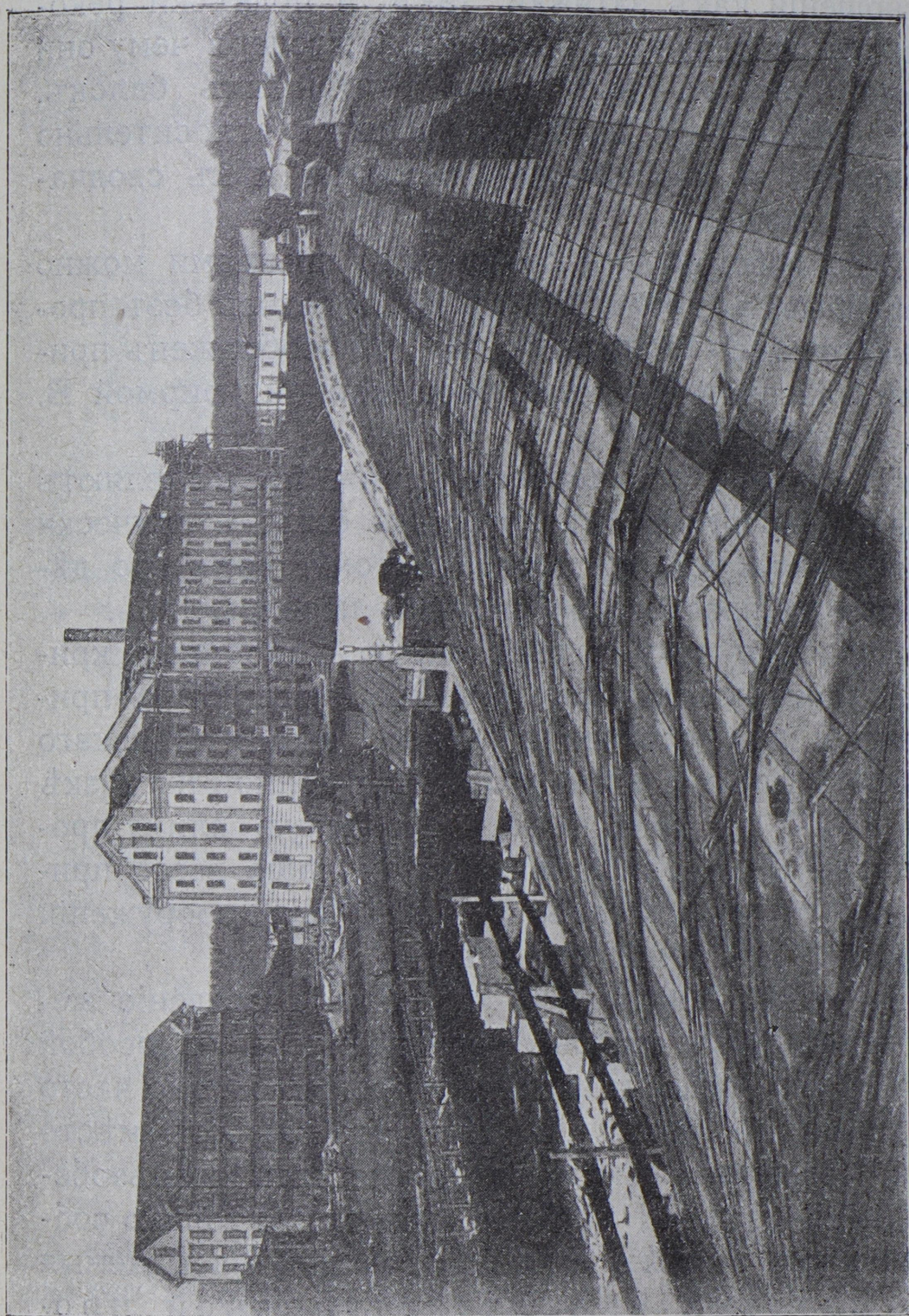


Рис. 69, Параболическое перекрытие склада при винокуренномъ заводѣ Насл. Терещенко въ с. Теткино, Курск. губ., соор. въ 1908 г. фирмой „В. И. Кундертъ и К<sup>о</sup>“ въ Одессѣ.



чтобы уничтожить возможность ихъ прогиба. Для достиженія полной безопасности въ пожарномъ отношеніи какъ затяжки, такъ и подвѣски рекомендуется окружить бетономъ, благодаря чему они тоже примутъ видъ желѣзобетонныхъ балокъ. Все сказанное о плоскихъ крышахъ относительно покрытія и изолировки относится и къ сводчатымъ крышамъ.

Желѣзобетонными сводчатыми крышами можно перекрывать пролеты до 20 м., обходясь безъ промежуточныхъ опоръ. На рис. 69 изображенъ примѣръ сводчатой крыши, сооруженной фирмой В. И. Кундертъ и К<sup>о</sup>.

Отклоненіе отъ арочной формы представляютъ такія конструкція, въ которыхъ сводъ статически связанъ съ ребромъ, подобно тому, какъ это дѣлается въ плоскихъ ребристыхъ перекрытіяхъ.

Подобную арку, ограниченную коробовой кривой, показываетъ рис. 69. Эта арка была примѣнена при постройкѣ новаго зданія Вѣнскаго участка фирмой Астъ и К<sup>о</sup>. При полной нагрузкѣ въ 14000 кг, арка имѣетъ свободную длину пролета въ 9 м. Такія конструкціи чаще всего примѣняются въ мостахъ, а также при сооруженіи крышъ надъ большими залами.

Во всѣхъ описанныхъ случаяхъ возведеніе желѣзобетонныхъ сводовъ производилось на особой опалубкѣ, поддерживаемой опорами; однако часто обходятся и безъ нея, какъ это имѣетъ мѣсто при возведеніи чисто декоративныхъ желѣзобетонныхъ сводовъ, которые нагружены только собственнымъ вѣсомъ. Эти конструкціи, называемыя еще сводами изъ штукатуренной проволоки (штукатурно-проволочными сводами), исполняются часто, какъ перекрытія Рабица, отъ котораго они отличаются, собственно говоря, только



примѣненіемъ цемента. Главныя ребра конструкции въ крестовомъ сводѣ, напр., снабжаются при этомъ скелетомъ изъ фасоннаго желѣза. Пролеты между ними заполняются сѣткой изъ круглаго желѣза, которая плотно проходитъ сквозь отверстия въ фасонномъ желѣзѣ. На этой основѣ рас-

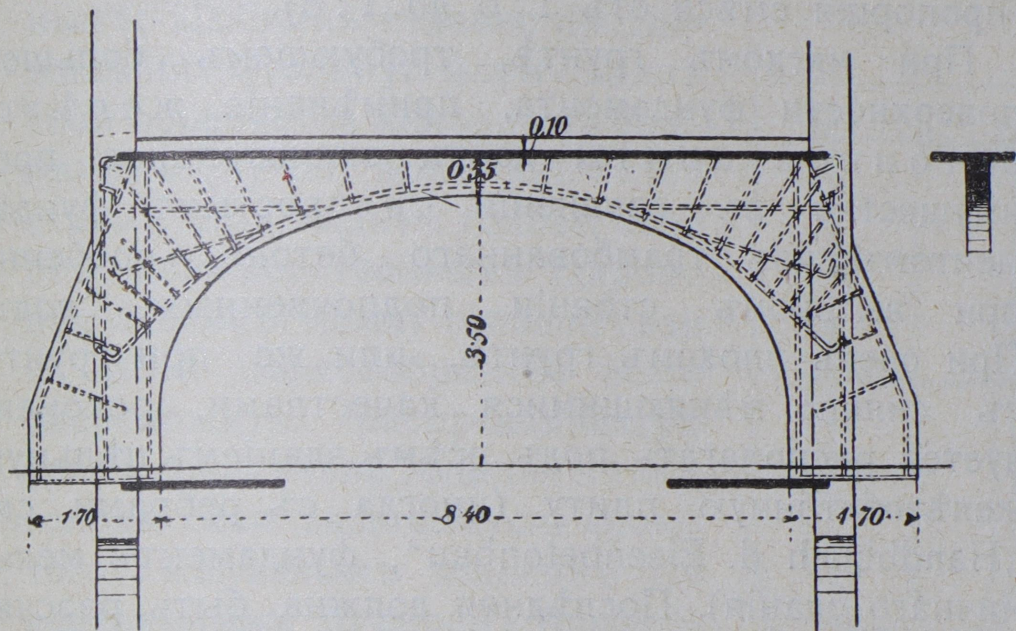


Рис. 70.

полагается частая сѣтка изъ тонкой проволоки, а затѣмъ все покрывается цементнымъ растворомъ, такъ, чтобы толщина свода была бы около 3 см. На практикѣ возведеніе свода можно облегчить, если возможно сводъ на время сооруженія подвѣсить къ вышележащимъ несущимъ частямъ конструкции, какъ это бываетъ, обыкновенно, въ церковныхъ сводахъ.

Въ купольныхъ сводахъ арматура располагается по направленію траекторіи главныхъ напряженій, слѣдовательно, по меридіанамъ и параллельнымъ кругамъ. Желѣзобетонные куполы могутъ быть выполняемы очень легко; они передаютъ на подпирающія ихъ стѣны только собственный вѣсъ.



## Основанія.

Наиболѣе простой формой является фундаментъ изъ трамбованнаго бетона съ пропорціей смѣси отъ 1:9 до 1:12. При подводныхъ сооруженіяхъ примѣняется и насыпной бетонъ (пропорція смѣси отъ 1:6 до 1:8).

При мягкомъ грунтѣ, требующемъ большой поверхности фундамента, примѣненіе желѣзобетонной плиты даетъ значительное преимущество въ сравненіи съ простымъ фундаментомъ изъ трамбованнаго бетона, особенно при высокомъ стояніи подпочвенныхъ водъ. При очень плохомъ грунтѣ, или же при грунтѣ съ сильно мѣняющимися качествами, рекомендуется располагать подъ всѣмъ зданіемъ цѣльную желѣзобетонную плиту (иногда съ ребрами, см. „Handbbuch d. Eisenbetonbau“, фундаментъ мельничнаго зданія). Послѣдняя должна быть рассчитана такъ, чтобы давленіе на плиту грунта представлялось бы равномернo распределеннымъ; стѣны зданія будутъ опорами для этой плиты, неразрывно проходящей надъ ними.

Искусственное закрѣпленіе строительнаго грунта достигается впрыскиваніемъ цемента; этотъ способъ даетъ хорошіе результаты лишь при достаточно пропускающемъ грунтѣ (состоящемъ изъ песка или щебня).

Въ послѣднее время получили большое распространеніе основанія съ желѣзобетонными сваями. Преимущество ихъ заключается въ томъ, что они нисколько не зависятъ отъ подпочвенныхъ водъ и не гніютъ, какъ деревянные сваи.

По дѣйствию онѣ ничѣмъ не отличаются отъ желѣзобетонныхъ столбовъ, но нужно имѣть въ виду, что при забивкѣ свай необходимыми для



этого весьма тяжелыми бабами, въ бетонѣ развиваются весьма большія напряженія.

Необходимо сдѣлать особенно прочной поперечную арматуру, такъ какъ въ сваяхъ она важнѣе продольной арматуры. Сѣченіе сваи дѣлается обыкновенно квадратнымъ или многоугольнымъ; Цюблинъ недавно предложилъ пятиугольную форму. Шипъ сваи образуется желѣзнымъ башмакомъ (лучше всего изъ литой стали). Для защиты головы сваи отъ непосредственныхъ ударовъ при забивкѣ, между головой сваи и бабой цѣлесообразнѣе всего расположить распредѣляющую ударъ среду (напр., опилки и т.п.); голова сваи защищается, кромѣ того, желѣзнымъ ящикомъ съ деревяннымъ буферомъ (подробности см. въ книгѣ Успенскаго: „Желѣзобетонные мосты въ Россіи“, гдѣ есть расчетъ вѣса бабы и пр.).

Для забивки обыкновенно применяется паровой коперъ съ бабой вѣсомъ отъ 2000 до 4000 kg. Въ песчаномъ грунтѣ погруженія свай часто достигаютъ впрыскиваніемъ подъ башмакъ воды; для водопроводной трубки въ сваѣ оставляется каналъ, заливаемый впоследствии цементнымъ растворомъ.

Изготовленіе желѣзобетонныхъ свай лучше производить въ горизонтальномъ положеніи. При длинѣ больше 12—15 m свая дѣлается изъ двухъ частей, а при еще большихъ длинахъ свая отли-

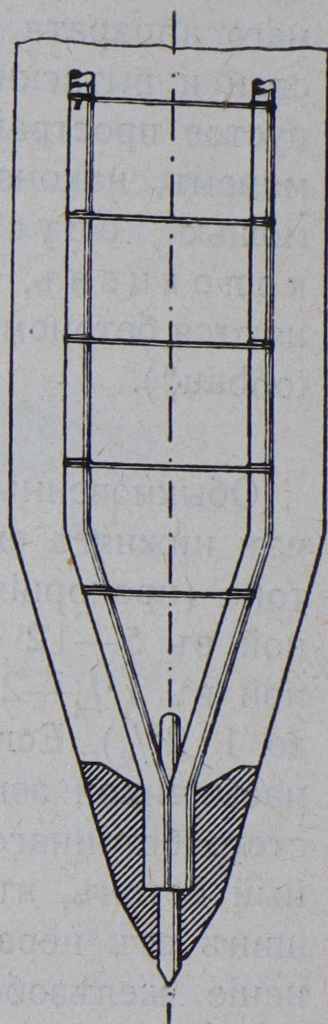


Рис. 71. Шипъ желѣзобетонной сваи.



вается на уже забитой части и затѣмъ забивается.

Однимъ изъ способовъ устройства основаній является опусканіе въ грунтъ желѣзныхъ трубъ, внутренность которыхъ наполняется затѣмъ бетономъ. Ту же цѣль можно достигнуть, пробивая въ почвѣ глубокія дыры при помощи особаго ударнаго аппарата или просто забивая деревянные сваи и вытаскивая ихъ затѣмъ; образовавшееся пустое пространство заполняется бетономъ. Упомянемъ, наконецъ, объ устройствѣ основаній помощью опускаемыхъ желѣзобетонныхъ колодцевъ, которые послѣ погруженія наполняются бетономъ (подр. см. „Handbuch der Eisenbetonbau“).

#### Половые настилы.

Обыкновенный цементный полъ состоитъ изъ нижняго слоя (основаніе) трамбованнаго бетона (пропорція смѣси отъ 1:8 до 1:12) толщиной въ 5—12 см и цементнаго настила толщиной въ  $1\frac{1}{2}$ —2 см (Пропорція смѣси отъ 1:1 $\frac{1}{2}$  до 1:2 $\frac{1}{2}$ ). Если подсыпка состоитъ изъ свѣже насыпанной земли, то рекомендуется вмѣсто простого бетоннаго основанія примѣнить армированный бетонъ, чтобы предупредить образованіе трещинъ отъ неравномѣрной осадки грунта. Примѣненіе желѣзобетона имѣетъ преимущество для свободныхъ половыхъ настиловъ, особенно для тротуаровъ, такъ какъ оно уничтожаетъ вліяніе температуры. Хотя цѣна сооруженія въ этомъ случаѣ немного повышается, зато увеличивается прочность и, кромѣ того, цѣлесообразно располагая температурные швы, можемъ достичь того, что верхняя поверхность не будетъ трескаться.

Полы и стѣны подваловъ и помѣщеній, подшва которыхъ лежитъ ниже горизонта под-



почвенныхъ водъ, необходимо должны быть сдѣланы водонепроницаемыми. Если горизонтъ подпочвенныхъ водъ стоитъ только немного выше подошвъ подвала и происходитъ, слѣдовательно, малое затопленіе, то достаточно одного увеличенія нижняго слоя бетона; въ противномъ случаѣ полъ дѣлается въ видѣ опрокинутаго свода. Водонепроницаемость достигается цементной штукатуркой (пропорція смѣси 1:1), которой покрывается сводъ пола и стѣны до наивысшаго уровня подпочвенныхъ водъ. Если подвальное помѣщеніе должно быть использовано, то дѣлается защита

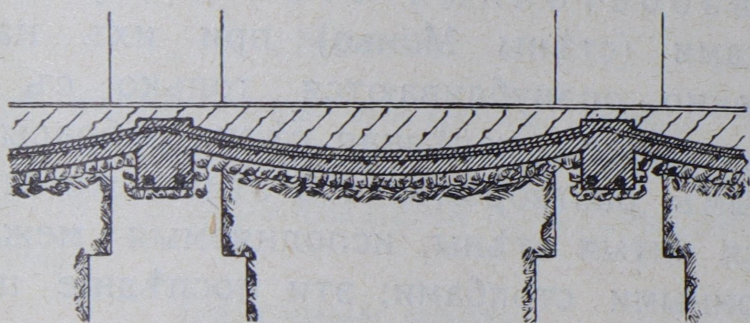


Рис. 72. Водонепроницаемая отдѣлка подвала.

пола накладываніемъ еще одного слоя литого бетона, который также покрывается водонепроницаемой штукатуркой.

При высокомъ горизонтѣ подпочвенныхъ водъ, обусловливающимъ собою большой напоръ ихъ снизу, эти основанія дѣлаются въ видѣ обратныхъ (перевернутыхъ) желѣзобетонныхъ сводовъ. Если помѣщеніе раздѣляется колоннами на нѣсколько пролетовъ, то между колоннами можно располагать крестовые своды или пропускать подъ ними желѣзные или желѣзобетонные балки, между которыми уже располагаются обратные, лучковые своды Монье. Въ этомъ случаѣ часто стѣны покрываются облицовкой Монье; водонепроницаемой



штукатуркой покрывается поверхность стѣнъ, половъ и столбовъ до горизонта подпочвенныхъ водъ. Вмѣсто этого можно примѣнить изолирующій слой изъ толя или асфальта.

### Стѣны.

Стѣны изъ трамбованнаго бетона сооружаются главнымъ образомъ въ нижнихъ этажахъ постройки. Въ нѣкоторыхъ странахъ, гдѣ чувствуется недостатокъ въ природныхъ и искусственныхъ камняхъ, изъ бетона дѣлаются даже наружныя стѣны и переборки.

Желѣзобетонныя стѣны, служащія перегородками (стѣны Монье) при ихъ набивкѣ обыкновенно опалубливаются только съ одной стороны, причемъ желѣзная сѣтка забрасывается цементнымъ растворомъ. Къ этимъ же стѣнамъ относятся литыя стѣны, исполняемыя между желѣзобетонными столбами; эти послѣдніе цѣлесообразнѣе всего снабжать пазами, въ которые и задѣлываются стѣны Монье. Если стѣна Монье перпендикулярна къ кирпичной стѣнѣ, то ихъ необходимо соединить крюками или прутьями круглаго желѣса, пропускаемыми въ швы кирпичной стѣны <sup>1)</sup>.

Стѣны, которыя должны сопротивляться также боковымъ усиліямъ, напр., наружныя стѣны и переборки магазиновъ и амбаровъ, должны быть задѣланы обоими концами и выполняться, какъ балочныя желѣзобетонныя конструкціи.

По принципу со стѣнами Монье схожи армированныя кирпичныя простѣнки сист. Пріоса. Толщина этихъ простѣнковъ равна  $\frac{1}{4}$

---

<sup>1)</sup> Расчетъ простѣнковъ изъ желѣзобетона см. Paul Hoeldel: „*Teorie und Praxis des Eisenbetons*“.



или половинѣ кирпича. Арматура состоитъ изъ обручнаго желѣза размѣромъ 26/1,5 mm, которое кладется въ швы между кирпичами и заливается цементнымъ растворомъ; прутья располагаются въ вертикальномъ и горизонтальномъ направленіи и дѣлятъ стѣну на отдѣльныя квадратныя или прямоугольныя панели. Стѣна представляетъ, слѣдовательно, своей массой армированную кирпичную балку и должна быть рассматриваема, какъ свободно висящая.

## б) Примѣненія въ инженерномъ дѣлѣ.

### Мосты.

Вообще различаютъ: мосты съ прямой поддерживающей конструкціей (балочные мосты) и мосты съ сводчатой поддерживающей конструкціей (арочные мосты).

#### Балочные мосты.

Могутъ исполняться только изъ желѣзобетона. Они передаютъ на устои только вертикальныя реакціи опоръ; размѣры устоевъ, при этомъ, гораздо меньше, чѣмъ при арочныхъ мостахъ. Если въ старомъ желѣзномъ или деревянномъ мосту, проѣзжую часть котораго желаютъ перемѣнить, дѣлаютъ несущую конструкцію изъ желѣзобетона, то можно, конечно, оставить существующіе устои, что обыкновенно и дѣлаютъ.

Простѣйшей формой балочныхъ мостовъ являются „путепроводы съ плоскимъ перекрытіемъ“, несущая конструкція которыхъ состоитъ изъ простой желѣзобетонной плиты. Плита эта можетъ быть изготовлена изъ отдѣльныхъ частей въ сторонѣ отъ мѣста постройки, а затѣмъ перенесена и уложена на предназначенное мѣсто.



Желѣзобетонныя плиты небольшихъ размѣровъ имѣютъ также примѣненіе въ желѣзныхъ мостахъ, именно при устройствѣ проѣзжей части и, притомъ, чаще готовыя плиты, чѣмъ изготовленныя на мѣстѣ.

При пролетахъ больше 4 м необходимо прибѣгать къ „ребристобалочнымъ мостамъ“, такъ какъ при примѣненіи массивной плиты ей пришлось бы придать слишкомъ большой собственный вѣсъ. Балочные мосты, вообще, могутъ имѣть пролеты до 25—28 м. При большихъ пролетахъ предпочтительнѣе, во всякомъ случаѣ, исполненіе арочныхъ мостовъ, такъ какъ желѣзобетонныя балки получаютъ тяжелыми и безформенными. Ребристобалочные мосты рассчитываются и выполняются какъ свободно лежащія балки; закрѣпленія конца балки у устоевъ надо избѣгать. Если мосты лежатъ больше чѣмъ на двухъ опорахъ, то расчетъ ведется какъ для неразрѣзныхъ балокъ, если только надъ опорами не должны быть расположены дилатаціонные швы. Послѣднихъ нельзя избѣжать при длинныхъ мостахъ, такъ какъ въ этомъ случаѣ могутъ появляться, вслѣдствіе колебаній температуры, измѣненія длины.

Наиболѣе распространенными являются балочные мосты съ ѣздою по верху. Кубики мостовой кладутся въ этомъ случаѣ прямо на желѣзобетонную плиту моста, по слою балласта или цемента. Между плитой проѣзжей части и настиломъ располагается изолирующій матеріалъ въ родѣ асфальта, асфальтовой бумаги и т. п.; при небольшихъ мостахъ можно ограничиться водонепроницаемой цементной штукатуркой плиты; для защиты этой штукатурки ее можно покрыть какой-нибудь изолирующей массой, вродѣ каменноугольнаго дегтя,



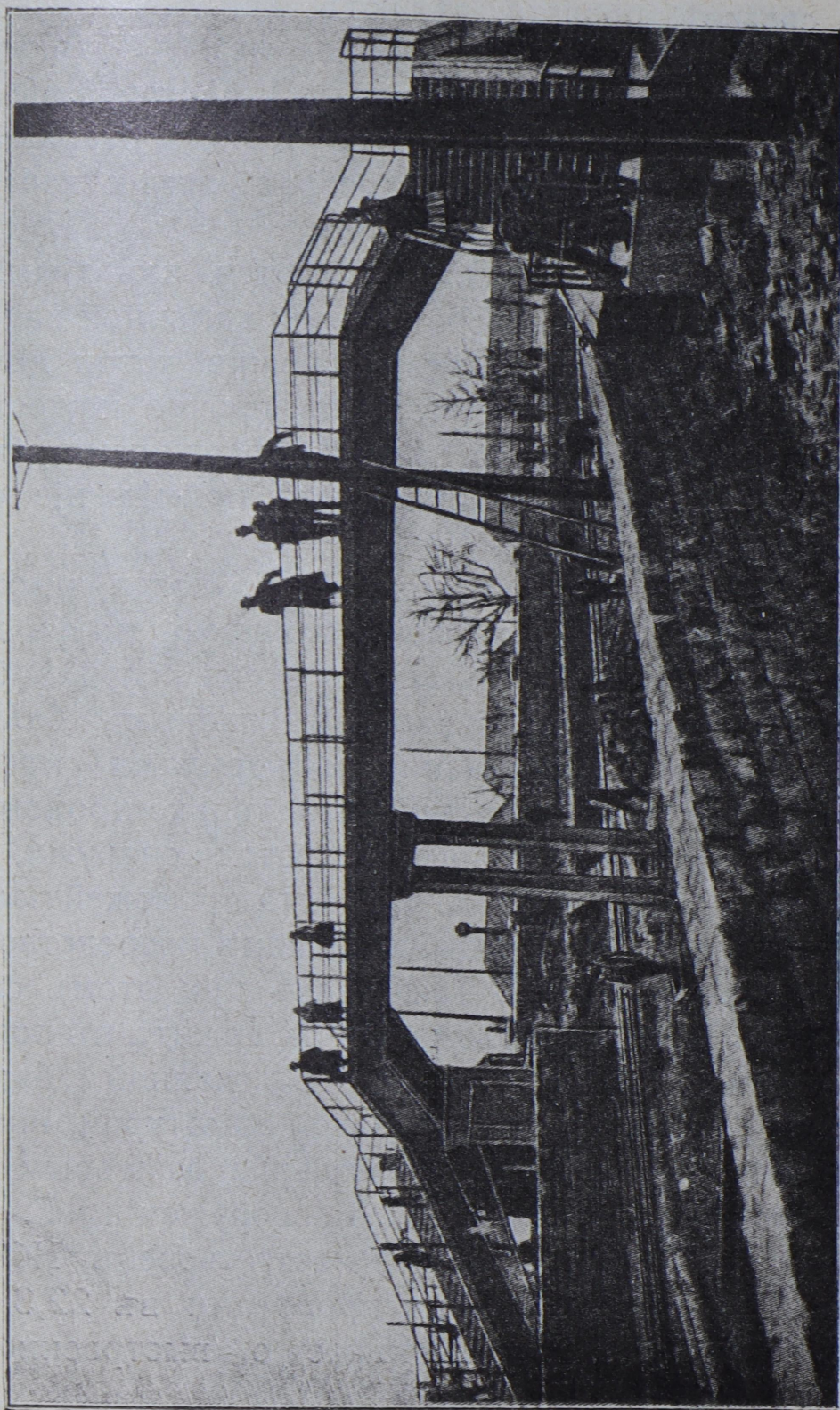


Рис. 73. Мостъ черезъ желѣзнодорожную линію Гѳрцъ-Тріестъ.



Preolita и т. п. Для облегченія стока воды мосту придаютъ небольшой уклонъ, или высоту балки въ срединѣ пролета дѣлаютъ немного больше, чѣмъ по концамъ. Разстояніе между балками, обыкновенно, колеблется между 1,20 m—1,60 m. Собственный вѣсъ высокихъ балокъ стараются уменьшить, располагая въ ребрахъ ихъ отверстія (См. мосты сист. Вирендееля.)

Конечные устои моста дѣлаются изъ трамбованнаго бетона, желѣзобетона или каменной кадки. Часто какъ крайніе, такъ и средніе устои дѣлаются изъ отдѣльныхъ столбовъ, прочно и жестко соединенныхъ въ одно цѣлое поперечными балками; хорошіе результаты даетъ примѣненіе желѣзобетонныхъ свай.

Въ исключительныхъ случаяхъ, когда высота конструкции выходитъ очень большою, мостъ дѣлается съ вѣдой по низу. Въ этомъ случаѣ бываетъ обыкновенно только двѣ главныхъ балки, являющихся одновременно и перилами моста, или—рѣже—онѣ ограничиваютъ только проѣзжую часть, и тогда тротуары дѣлаются снаружи, на консоляхъ. Желѣзобетонная плита проѣзжей части прикрѣпляется къ главнымъ балкамъ посредствомъ поперечныхъ балокъ. Такъ какъ при этомъ способѣ выполненія проѣзжая часть лежитъ въ поясѣ растяженія, то сжатый поясъ главной балки долженъ быть снабженъ сжатой арматурой, иначе балка получитъ слишкомъ большіе размѣры <sup>1)</sup>).

Необходимо упомянуть о сооруженіи Г. А. Вайса и К<sup>0</sup>, выстроившаго мостъ черезъ Иббсъ при Унтерцеллѣ съ двумя пролетами въ 22,3 m и 24,5 m (рис. 74), а также о выстроенномъ

---

1) Часто примѣняютъ въ этомъ случаѣ спирали Консидера.



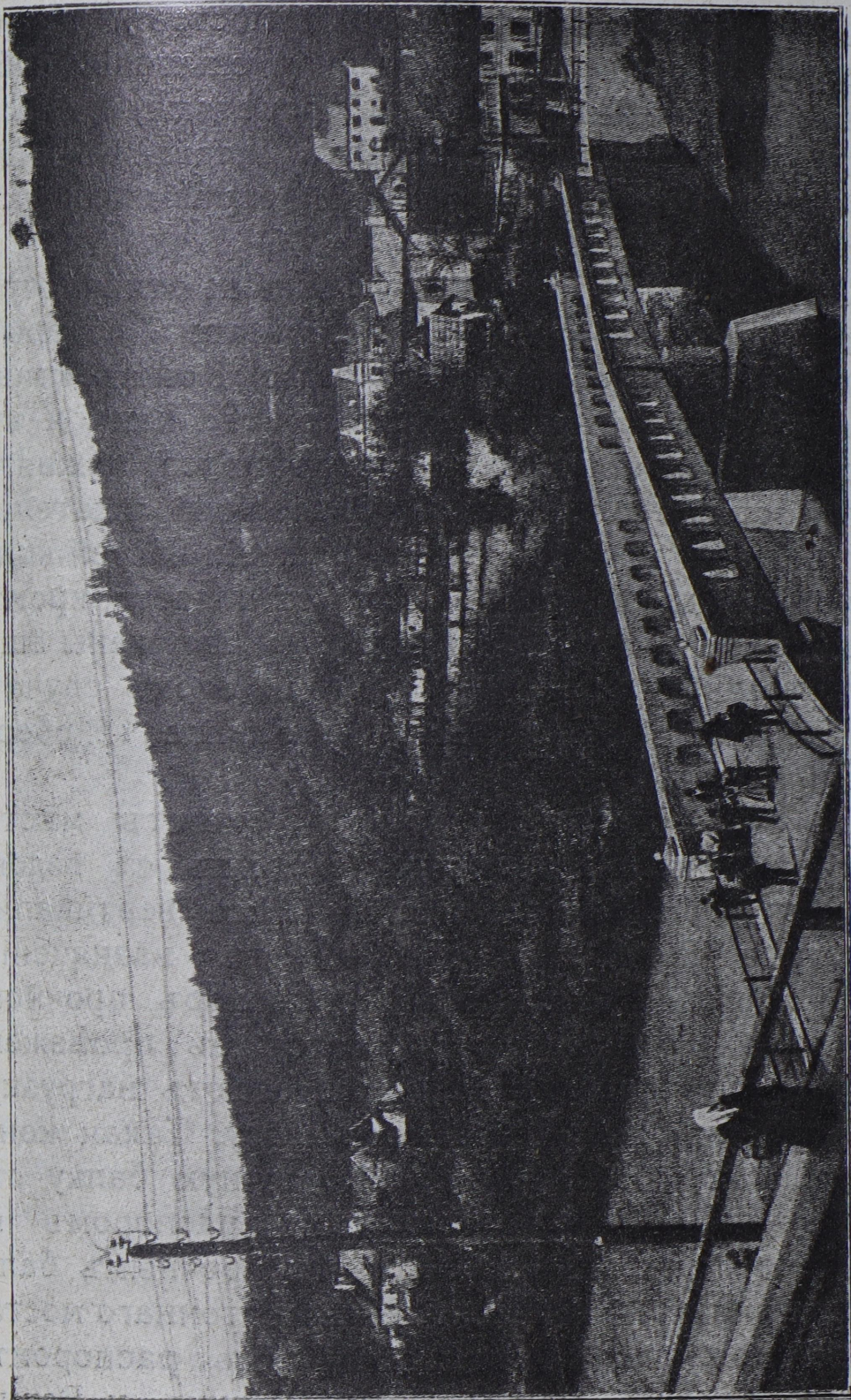


Рис. 74. Уличный мостъ въ Унтерцелль.



Люипольдомъ и Шнейдеромъ (въ Штутгартѣ) въ Фейденштадтѣ уличномъ, мостъ съ пролетомъ въ 17,50 м. Главныя балки обоихъ мостовъ, достигавшія высотой до 3 м, для уменьшенія собственного вѣса были снабжены прорѣзами, которыя отсутствовали только на концахъ балокъ, въ виду дѣйствующихъ тамъ большихъ перерѣзывающихъ силъ.

Отъ балокъ со сквозными стѣнками отличаются рѣшетчатые фермы изъ желѣзобетона, которые выполняются, вообще, гораздо рѣже. Конструктивные части этихъ мостовъ состоятъ, какъ и въ желѣзныхъ мостахъ, изъ верхняго пояса, нижняго пояса, стоекъ и раскосовъ. Особенную тщательность нужно проявить при сооруженіи частей конструкции, подверженныхъ сжатію; эти части, кромѣ продольной арматуры должны быть снабжены еще и поперечной; особенно у мѣста въ этомъ случаѣ рекомендуемый Консидеромъ *beton fretté* (обернутый бетонъ).

Въ видѣ исключенія, какъ это имѣетъ мѣсто при рѣшетчатыхъ арочныхъ фермахъ съ вѣдою по низу фермъ, употребляются также вертикали; въ этомъ случаѣ затяжка имѣетъ назначеніе воспринимать горизонтальный распоръ арочной фермы, а вертикали соединяются съ проѣзжей частью, какъ висячіе столбы и передаютъ нагрузку отъ проѣзжей части верхнему поясу. Такая конструкция представляетъ собой арочную балку съ уничтоженнымъ горизонтальнымъ распоромъ и является переходомъ къ чистымъ арочнымъ балкамъ. Примѣромъ арочнаго желѣзобетоннаго моста съ уничтоженнымъ горизонтальнымъ распоромъ можетъ служить мостъ черезъ Шлицъ, у Бернгаузена (великое герцогство Гессенское), выстроенный фирмой Дренкганъ и Зюдгопъ, При длинѣ



пролетовъ въ свѣту въ 20 m и полезной ширинѣ въ 4,25 m, конструктивная высота была ограничена въ этомъ случаѣ 0,60 m, включая сюда и толщину засыпки и мостовой проезжей части. Поэтому главные балки были сдѣланы въ видѣ двухъ массивныхъ желѣзобетонныхъ арокъ съ стрѣлой подъема  $\frac{1}{6}$  (рис. 75). Горизонтальный распоръ передавался круглымъ прутьямъ, расположеннымъ въ подвѣшенномъ нижнемъ поясѣ, которые у опоръ были закрѣплены при помощи вертикальных анкер-

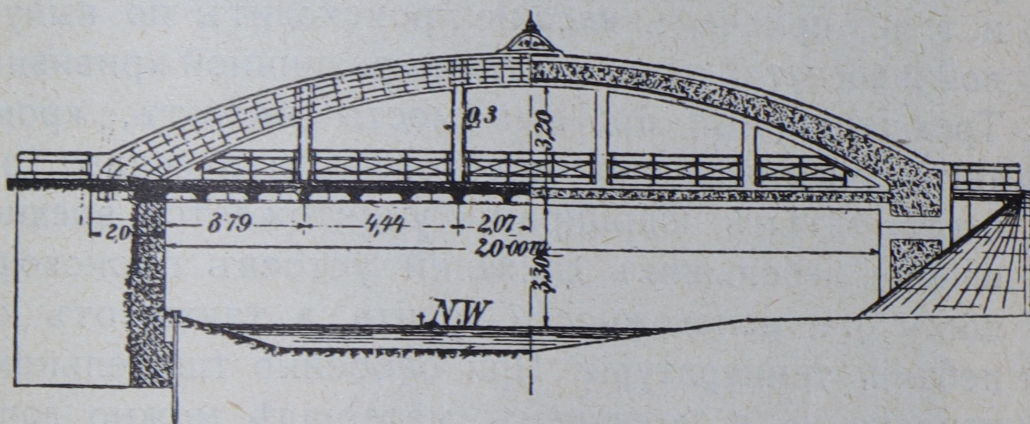
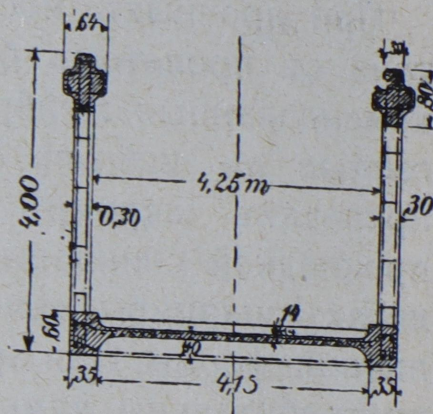


Рис. 75.

ныхъ пластинъ изъ литого желѣза. Арки, у вершины имѣвшія крестообразное, а у пятъ прямоугольное сѣченіе, были конструированы такъ, что кривая давленій проходила внѣ ядра сѣченія арки.

### Арочные мосты.

„Арочные мосты изъ трамбованнаго бетона“. Наибольшая величина пролета достигаетъ, обыкновенно, 50 m, хотя недавно выстроенный мостъ черезъ Сираталь у Плауена



(сооруженный Либольдомъ) имѣетъ пролетъ въ 90 м. Максимальное отношеніе стрѣлы подъема къ длинѣ пролета для желѣзобетонныхъ сводовъ равны  $\frac{1}{11}$ , а геометрическая ось арочной дуги должна, по возможности, совпадать съ кривой давленія.

При арочныхъ мостахъ изъ трамбованнаго бетона съ пролетомъ болѣе 15 м примѣняются рекомендованныя Лейбрандтомъ шарниры, располагаемые въ шельгѣ и у пятъ. При небольшихъ пролетахъ шарниръ можно образовать просто прокладкой свинцовыхъ плитъ, при большихъ пролетахъ шарниры дѣлаются изъ литой стали различной формы. При армированномъ бетонѣ весьма употребительны каменные шарниры изъ гранита и т. п., при чемъ касаніе происходитъ по выпуклой и вогнутой поверхностямъ различной кривизны. Трехшарнирные арочные мосты имѣютъ, кромѣ того, преимущество простого статическаго расчета; затѣмъ шарнирами уничтожается вредное вліяніе небольшихъ движеній устоевъ происходящихъ отъ ненадежности грунта, а также отъ колебаній температуры. При особенно тщательномъ исполненіи и хорошемъ матеріалѣ можно допускать довольно большія напряженія сжатія для бетона свода; такъ, наприм., въ мостѣ черезъ Дунай у Мундеркингена и черезъ Некаръ у Некаргаузена, пролеты которыхъ были равны 50 м, было допущено  $50 \text{ kg/cm}^2$ . Толщина сводовъ изъ трамбованнаго бетона зависитъ, кромѣ допускаемаго напряженія бетона на сжатіе, еще и отъ условія, чтобы въ сѣченіи не дѣйствовали напряженія растяженія.

„Желѣзобетонные арочные мосты“ отличаются арматурой отъ желѣзобетонныхъ сводовъ, примѣняемыхъ при постройкѣ зданій; въ нихъ почти



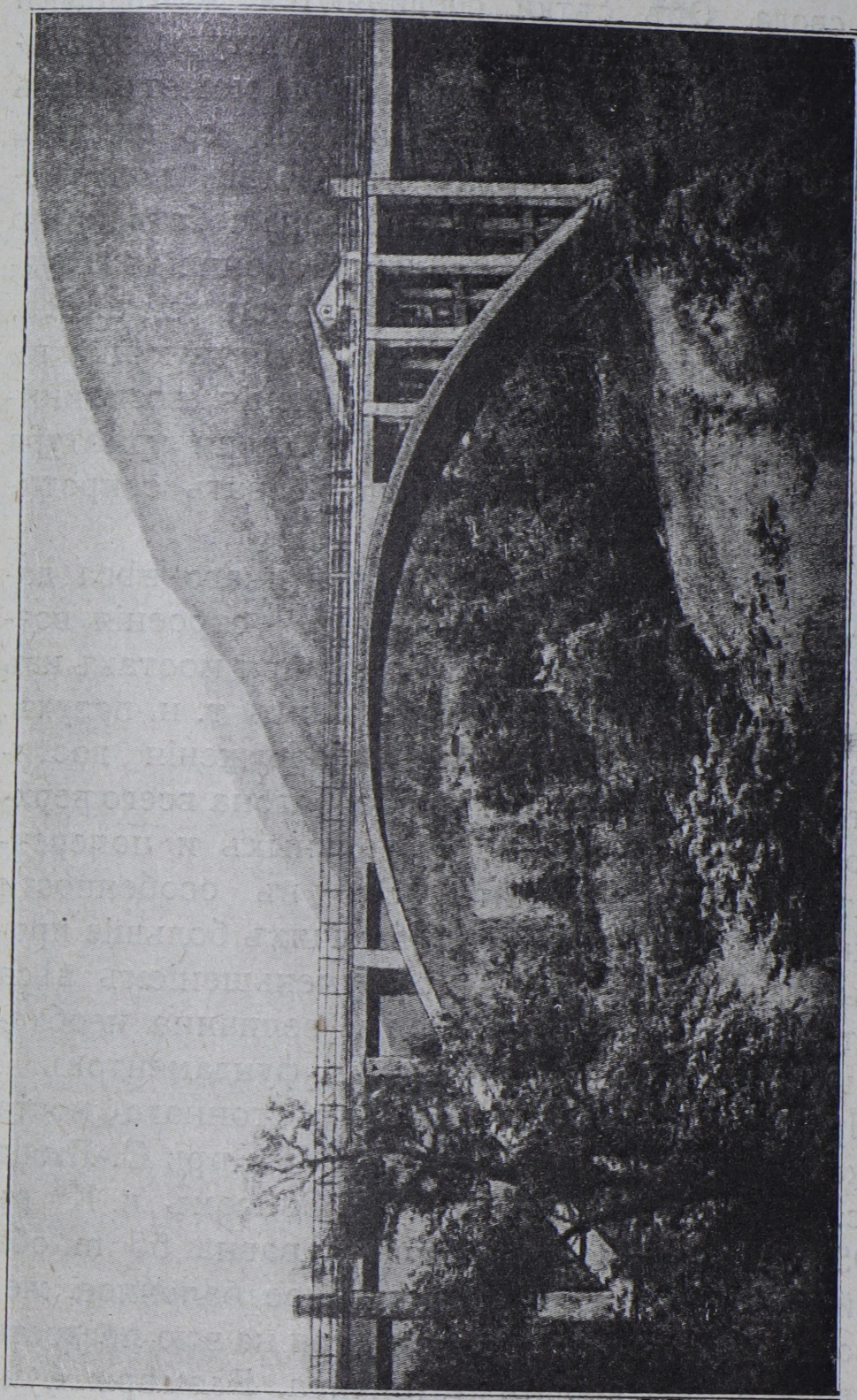


Рис. 76. Мостъ черезъ Идріа у С.-Лючіа.



всегда примѣняется двѣ арматуры, которыя располагаются у внутренней и наружной поверхности свода. Обѣ сѣтки соединяются желѣзными хомутами. Преимущество такой арматуры заключается въ томъ, что толщина свода можетъ быть сдѣлана очень малой въ сравненіи со сводомъ изъ трамбованнаго бетона. Вслѣдствіе получающагося благодаря этому уменьшенію собственного вѣса, кривая давленій при односторонней нагрузкѣ можетъ и не проходить вблизи оси свода, Но это не опасно, потому что дѣйствующія въ сѣченіи свода напряженія растяженія воспринимаются арматурой. Притомъ же такая арматура даетъ возможность вполнѣ использовать сопротивление сжатію бетона свода.

Дальнѣйшее уменьшеніе собственного вѣса достигается устройствомъ верхняго строенія возможно легкимъ, что производится при мостахъ изъ трамбованнаго бетона, устройствомъ т. н. пазухъ. Еще большая экономія вѣса сооруженія достигается устройствомъ изъ желѣзобетона всего верхняго строенія: колоннъ, продольныхъ и поперечныхъ прогоновъ и плиты. Это въ особенности важно для мостовъ, перекрывающихъ большіе пролеты, такъ какъ здѣсь — съ уменьшеніемъ вѣса моста — сильно уменьшается и величина необходимыхъ для него устоевъ и ихъ фундаментовъ.

Примѣромъ большого желѣзобетоннаго моста можетъ служить мостъ черезъ Идріа при С.-Лючіа (рис. 76), выстроенный Г. Л. Вайсомъ и К<sup>о</sup> въ 1905 г. Длина средняго пролета равна 55 м, оба крайнихъ пролета имѣютъ плоское балочное, желѣзобетонное перекрытіе. Несмотря на всю легкость постройки она вполнѣ устойчива. Размѣры фундамента, благодаря небольшому вѣсу конструкции, не выходятъ изъ обычныхъ предѣловъ.



Армированные арочные мосты выполняются и рассчитываются обыкновенно въ видѣ сводовъ, за-дѣланныхъ въ пятахъ, безъ шарнировъ. Исключе-ніемъ является армированный сводчатый мостъ черезъ Изаръ у Грюнвальда съ двумя пролетами по 70 m, конструированный Вайсомъ и Фрейтагомъ въ видѣ трехшарнирной арки. Примѣненіе шар-нировъ необходимо было здѣсь потому, что—при такомъ большомъ пролетѣ—малѣйшее отклоненіе свода отъ его теоретической формы, вслѣдствіе осадки кружалъ или смѣщенія устоевъ, привело бы (въ безшарнирномъ сводѣ) къ слишкомъ боль-шимъ измѣненіямъ въ напряженіяхъ, для него допущенныхъ. Упомянемъ еще объ арочныхъ мос-тахъ Геннебика съ арочными ребрами, сѣ-ченіе которыхъ напоминаетъ ребристое перекры-тіе. Большою извѣстностью пользуется мостъ у Шательро, два пролета котораго имѣютъ 60 m и одинъ—50 m.

Изъ числа интересныхъ выстроенныхъ желѣзо-бетонныхъ мостовъ упомянемъ еще виадукъ у Фабріано (Италія), который, при полной длинѣ въ 108 m, имѣлъ двѣ среднія арки по 25,90 m про-лета со стрѣлой подъема 8,20 m. Сооруженіе за-мѣчательно тѣмъ, что арки состоятъ изъ трехъ отдѣльныхъ параллельныхъ арокъ, которыя сое-диняются жесткими балками (см. „Beton und Eisen“ 1905, Heft 10.). Наибольшимъ мостомъ системы Мелана считается мостъ черезъ Тагліаменто у Пинцано; онъ имѣетъ три пролета по 52 m.

### Подпорныя и облицовочныя стѣны.

Подпорныя стѣны изъ трамбованнаго бетона, служащія для воспріятія бокового давленія воды или земли (напр., одежда береговъ, подпорныя стѣны, мостовые устои и т. д.) конструируются



такъ, чтобы въ сѣченіи уничтожена была возможность появленія растягивающихъ усилій. Кромѣ того,

стѣны должны обладать достаточной устойчивостью, не дающей имъ возможности опрокинуться. Поэтому, при большой высотѣ толщина стѣны у основанія можетъ быть и небольшой, но передняя стѣна въ большинствѣ случаевъ имѣетъ широкую подошву съ носкомъ, выступающимъ впередъ; большую пользу приносить примѣненіе усиливающихъ конструкцію реберъ (контрфорсовъ).

При возведеніи подпорныхъ стѣнъ изъ желѣзо-бетона получается весьма небольшая толщина стѣнъ. Обыкновенно вертикальная плоскость стѣны воспринимаетъ боковое давленіе земли или воды, а перпендикулярно расположенная къ ней горизонтальная плита—вертикальное давленіе. При

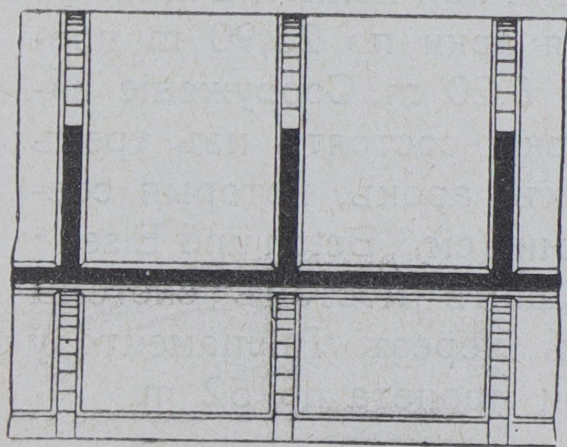
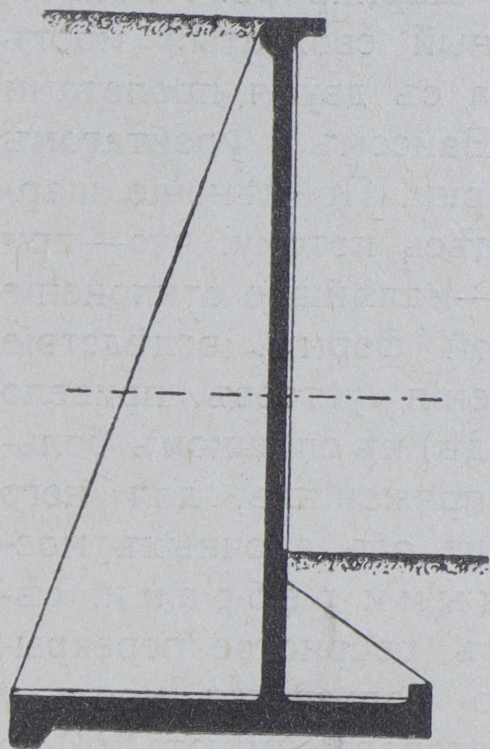


Рис. 77. Угловая подпорная стѣна.

этомъ получается вращающій моментъ, который долженъ быть уравновѣшенъ вращающимъ мо-



ментомъ отъ вѣса земли, насыпанной на подошвенную плиту.

При большой высотѣ этихъ угловыхъ подпорныхъ стѣнъ рекомендуется располагать особые ребра, прямо соединяющія подошвенную плиту съ вертикальной стѣной.

Дополненіемъ къ этимъ стѣнамъ являются желѣзобетонныя стѣны, изготовляемыя между перпендикулярно или наклонно закрѣпленными двутавровыми желѣзными балками. Эти стѣны или изготовляются на самомъ мѣстѣ въ формахъ, при чемъ нужно особенно тщательно заботиться о прочномъ соединеніи желѣзной сѣтки съ двутавровой балкой, или, еще проще, тотъ же результатъ достигается пропусканіемъ прутьевъ въ отверстія, продѣланныя въ ребрѣ балки. Желѣзобетонныя плиты могутъ быть также изготовлены заранее и затѣмъ вдвинуты въ пазы между полками двутавровыхъ балки. Оба способа примѣняются, главнымъ образомъ, для стѣнъ набережныхъ, примѣромъ которыхъ можетъ служить набережная Шпрее въ Берлинѣ, выполненная Акціонернымъ обществомъ бетонныхъ работъ по системѣ Монье.

Сюда же относятся желѣзобетонныя шпунтовые сваи, изготовляемыя, подобно деревяннымъ сваямъ, съ желѣзными бугелями и башмаками и затѣмъ забиваемыя. Онѣ столь же долговѣчны, какъ и деревянные. Самымъ простымъ и цѣлесообразнымъ средствомъ для защиты береговъ каналовъ и рѣкъ является облицовка ихъ желѣзобетонными плитами.

Укажемъ еще, что желѣзобетонныя стѣны и столбы имѣютъ большой успѣхъ при устройствѣ плотинъ, водосливовъ и шлюзовъ.



## Резервуары.

Наибольшимъ распространениемъ здѣсь пользуется старая форма примѣненія желѣзобетона Монье, вытѣснившая вскорѣ сооруженія изъ трамбованнаго бетона. Изъ простаго круга резервуара Монье развились мало-по-малу разнообразныя резервуары для жидкостей, форма которыхъ зависитъ отъ различныхъ промышленныхъ цѣлей.

Сюда относятся: ванны галлендеровъ, бродильныя чаны, творила, резервуары для кислотъ, для хлора, амбары, зольные ящики, мучныя лари, дубильныя чаны, отхожія мѣста, бассейны для плаванія, колодцы и т. п. Всѣ эти резервуары должны быть, конечно, водонепроницаемыми, для чего они покрываются изнутри водонепроницаемой цементной штукатуркой. Для защиты отъ дѣйствія кислотъ резервуары обкладываются плитами, на которыя кислоты не дѣйствуютъ. Арматура резервуаровъ состоитъ обыкновенно изъ одной или двухъ желѣзныхъ сѣтокъ, прутья которыхъ проходятъ въ горизонтальномъ и вертикальномъ направленіи. Желѣзобетонъ позволяетъ сдѣлать толщину стѣнки очень маленькой, что особенно важно, если содержимое резервуара мѣняетъ температуру, такъ какъ въ этомъ случаѣ въ толстыхъ стѣнахъ легко появляются трещины. Кромѣ того, желѣзобетонные резервуары гораздо дешевле желѣзныхъ.

Наибольшее значеніе имѣютъ служащія для водоснабженія водоемы, водонапорныя башни и фильтры. Раньше всѣ эти сооруженія изготовлялись во всѣхъ своихъ частяхъ — стѣнахъ, колоннахъ и сводахъ — изъ трамбованнаго бетона. Затѣмъ замѣнили своды изъ трамбованнаго бетона желѣзобетонными сводами. Однако встрѣчаются



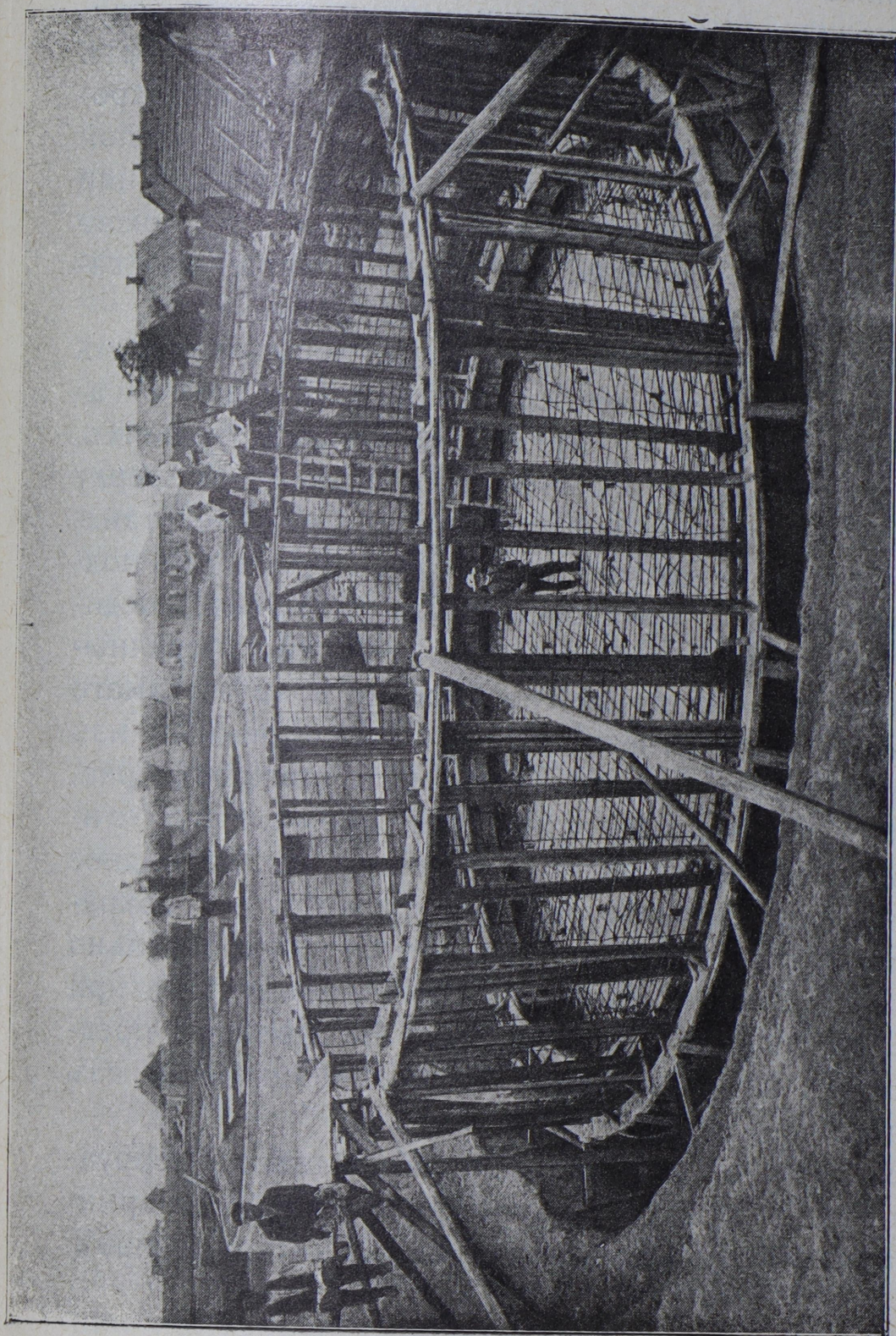


Рис. 78. Уравнительные резервуары Екатеринославского водопровода, сооруж. въ 1907 г. фирмой В. И. Кундертъ и К<sup>о</sup> въ Одессѣ.



случаи, когда весь резервуаръ — основаніе, стѣны, колонны и крыша — дѣлается изъ желѣзобетона; это можетъ быть очень экономично въ томъ случаѣ, когда песокъ и гравій, а также ихъ транспортъ обходятся очень дорого. Цилиндрическіе или шарообразные резервуары обладаютъ весьма малой толщиной стѣнокъ; однако и при квадратной или прямоугольной формѣ основанія резервуара можно получить относительно небольшую толщину стѣнокъ, усиливая ихъ жесткими ребрами.

Противоположность водоемамъ, сооружаемымъ обыкновенно подъ землей, составляютъ водонапорныя башни. Въ водонапорныхъ башняхъ, иногда не только водоемъ, расположенный вверху башни, но и сама башня дѣлается изъ желѣзобетона. Нижняя часть состоитъ въ этомъ случаѣ изъ поддерживающихъ желѣзобетонныхъ столбовъ, соединенныхъ, черезъ извѣстные промежутки поперечными балками. Для лучшей изолировки вокругъ самага водоема располагается кожухъ, исполненный изъ легкаго деревяннаго или желѣзобетоннаго фахверка.

Къ резервуарамъ относятся, кромѣ того, силосы, особенно часто дѣлаемые въ послѣднее время изъ желѣзобетона; они служатъ для сохраненія хлѣба, цемента, угля и т. п. Относительно легкіе небольшіе размѣры, придаваемые имъ при новомъ способѣ строительства, заставляютъ предпочитать ихъ старымъ способамъ исполненія, изъ желѣза или дерева.

Въ качествѣ примѣра желѣзобетоннаго резервуара можетъ служить изображенная на рис. 78 арматура уравнительнаго резервуара въ Екатеринославѣ.

Въ области

### Канализаціи

одинаково распространены какъ трамбованный бетонъ, такъ и желѣзобетонъ.



Водопроводныя трубы изготовляются изъ бетона рѣже, нежели водосточныя трубы. Поперечное сѣченіе дѣлается обыкновенно круглымъ или оvoidальнымъ. Наибольшій діаметръ круглыхъ трубъ достигаетъ 1,50 м, а продольный размѣръ оvoidальныхъ 1,0—1,50 м, если онѣ изготовляются на заводѣ и кладутся на подкладкахъ. При большихъ діаметрахъ ихъ необходимо сооружать на мѣстѣ, въ выемкѣ. Армированныя цементныя трубы (трубы Монье) требуютъ, конечно, меньшую толщину стѣнокъ, чѣмъ трубы изъ трамбованнаго бетона. Мѣста стыка усиливаются или муфтами, или бандажами изъ проволоочной сѣтки и цементнаго раствора. Арматура трубъ Монье состоитъ, при небольшихъ и среднихъ діаметрахъ, изъ простой желѣзной сѣтки; при значительныхъ размѣрахъ необходимо располагать двѣ сѣтки, одна изъ которыхъ располагается у наружной, другая у внутренней поверхности.

Трубы для небольшого напора воды изготовляются тоже изъ желѣзобетона, при чемъ особенно тщательно нужно смотрѣть за устройствомъ стыка. Давленіе не должно быть допускаемо выше 2 атм.

Изъ выстроенныхъ до сихъ поръ трубъ наибольшей является сифонъ черезъ Сосу у Монзона, составляющій часть системы орошенія арагонскаго плоскогорія въ Испаніи. Сифонъ состоитъ изъ двухъ, лежащихъ рядомъ, желѣзобетонныхъ трубъ, которыя, при толщинѣ стѣнокъ въ 17,5 см, имѣютъ діаметръ въ 3,80 м. Высота напора достигаетъ 27 м; полная пропускная способность трубъ равна 35000 литровъ въ секунду, при наибольшей скорости внутри трубы въ 1,50 м. Внутренняя поверхность трубъ, выстроенныхъ по системѣ Бонна, образована желѣзной трубой, ко-



торая одновременно служить и арматурой. Сифонъ проходитъ частью подъ водой, частью по особому віадуку; полная длина его равна 1008 m; вся постройка была выполнена въ необычайно короткій срокъ—5 мѣсяцевъ.

Большое значеніе имѣетъ желѣзобетонъ при сооруженіи каналовъ съ приплюснутымъ профилемъ, т.-е. при очень малой высотѣ конструкціи, какъ это имѣетъ мѣсто при постройкѣ шлюзовъ и другихъ сооружений канализаціи.

### Прочіе виды примѣненій.

Мы можемъ здѣсь упомянуть вкратцѣ о слѣдующихъ видахъ примѣненія желѣзобетона:

Фабричныя дымовыя трубы; особенно часто встрѣчаются въ Америкѣ. Наибольшая изъ нихъ при высотѣ въ 160 m имѣетъ діаметръ въ свѣту въ 5,50 m.

Для постройки охранныхъ галлерей отъ обваловъ и лавинъ желѣзобетонъ примѣняется въ австрійскихъ Альпахъ, на желѣзныхъ дорогахъ.

Спортивныя постройки, напр., желѣзобетонный стадіумъ (арена) на 26000 мѣстъ, выстроенный для Гарвардскаго университета въ Кембриджѣ (Массачузетъ); упомянемъ, затѣмъ, выстроенный Ганноверскимъ Акціонернымъ Обществомъ цементныхъ сооружений Ганноверскій циклодромъ, кривая котораго у вершины имѣла возвышеніе въ 5,12 m.

Пристани гаваней и морскихъ купаленъ, основаніе которыхъ дѣлается обыкновенно изъ желѣзобетонныхъ свай. Примѣръ: пристань въ Имюйденѣ, выстроенная Геннебикомъ.

Желѣзобетонная облицовка туннелей. Примѣняется главнымъ образомъ въ ста-



рыхъ туннеляхъ, которые съ самаго начала были устроены безъ всякой облицовки или облицовка которыхъ разрушилась подъ вліяніемъ давленія горъ или скверныхъ качествъ матеріала. При облицовкѣ туннелей, шахтъ, рудниковъ, штолень и т. п., проходящихъ въ рыхлой почвѣ, часто для арматуры употребляются профильныя балки или ребра въ видѣ рѣшетчатыхъ балокъ или арокъ, одновременно служащихъ и для опалубки.

При постройкѣ улицъ бетонъ давно уже примѣнялся въ видѣ основаній подъ различные настилы: асфальтъ, деревянные кубики и т. д. Большое распространеніе получилъ въ послѣднее время цементный македамъ, несмотря на неудачи, первоначально постигшія его. Для тротуаровъ, кромѣ обыкновеннаго трамбованнаго бетона съ цементнымъ настиломъ, употребляется также и желѣзобетонъ. Примѣромъ этого можетъ служить Белиць у Берлина, гдѣ фирмой Вайсъ и Фрейтагъ было сдѣлано около 15000 m желѣзобетонныхъ тротуаровъ, исполненныхъ прямо на почвѣ, но съ примѣненіемъ дилатаціонныхъ швовъ.

Упомянемъ еще объ опытахъ прочнаго укрѣпленія рельсовъ городскихъ трамваевъ помощью желѣзобетонныхъ тѣлъ. Желѣзобетонныя шпалы до сихъ поръ еще мало употреблялись благодаря различнымъ внѣшнимъ недостаткамъ и неудобствамъ. Однако крупные опыты, дѣлаемые теперь, особенно въ Италіи, показываютъ, что и въ этой области не замедлятъ добиться успѣха.

Оканчивая наше сочиненіе, замѣтимъ, что различные несчастные случаи, отъ которыхъ не застрахованы и желѣзобетонныя постройки, должны быть отнесены не на счетъ самой системы, но, какъ это оказалось во всѣхъ этихъ случаяхъ, несчастье должно быть приписано или ошибкѣ



въ конструкціи, или скверному исполненію работъ, или плохому матеріалу. Нѣкоторыхъ ошибокъ въ новомъ строительствѣ, считающемъ всего нѣсколь-ко лѣтъ, конечно, избѣжать нельзя. Будемъ, од-нако, надѣяться, что при лучшемъ знаніи стати-ческаго дѣйствія желѣзобетонныхъ конструкцій, какое замѣчается въ особенности въ послѣдніе годы, всѣ эти ошибки отойдутъ въ область пре-даній.



## Приложение 1.

Выдержки изъ прусскихъ постановленій отъ 24 мая 1907 г. относительно производства работъ при желѣзобетонныхъ конструкціяхъ гражданскихъ сооружений.

Примѣрные расчеты часто встрѣчающихся случаевъ.

1. Дано перекрытіе жилого дома пролетомъ въ 2 м и толщиной въ 10 см; сѣченіе арматуры равно  $5 \text{ см}^2$  на 1 м ширины перекрытія, а разстоянія прутьевъ отъ нижней поверхности плитъ— 1,5 см. Определить наибольшія напряженія, дѣйствующія въ бетонѣ и желѣзѣ.

Собственный вѣсъ перекрытія на $1 \text{ м}^2$	
равенъ $0,1 \cdot 2400 = \dots\dots\dots$	240 kg
Вѣсъ забутки изъ молотыхъ шлаковъ	
10 см толщиной $\dots\dots\dots$	60 „
Деревянный половой настилъ въ 3,3 см	
толщиной съ лагами $\dots\dots\dots$	20 „
Штукатурка толщиной въ 1,2 см $\dots\dots$	20 „
Полезная нагрузка $\dots\dots\dots$	250 „
	<hr/>
	Итого 590 kg;

отсюда

$$M = \frac{590 \cdot 2,1^2 \cdot 100}{8} = 32500,$$

$$x = \frac{15 \cdot 5}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 8,5}{15 \cdot 5}} - 1 \right] = 2,9 \text{ см.}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 32500}{100 \cdot 2,9 \cdot (8,5 - 0,97)} = 30 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{32500}{5 \cdot 7,53} = 865 \text{ kg/cm}^2.$$



Напряженіе сжатія бетона въ  $30 \text{ kg/cm}^2$  является допускаемымъ, если употребленный бетонъ имѣетъ временное сопротивленіе въ  $6 \cdot 30 = 180 \text{ kg/cm}^2$ .

4. Желѣзобетонная балка съ пролетомъ въ 4 м и данными размѣрами сѣченія, подвержена дѣй-

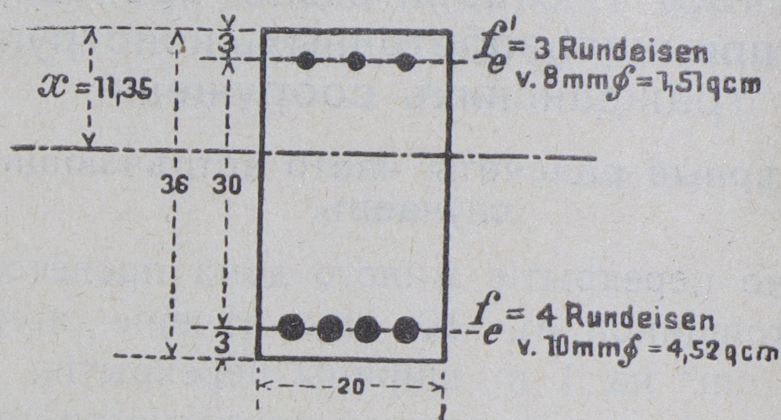


Рис. 79.

ствію изгибающаго момента, равнаго  $120000 \text{ kg/cm}$ . Определить наибольшее напряженіе бетона на сжатіе и напряженіе желѣза арматуры, пренебрегая напряженіемъ бетона на растяженіе.

По уравненію 17 (въ нашемъ сочиненіи уравненіе 6) имѣемъ

$$x = \frac{14 \cdot 1,51 + 15 \cdot 4,52}{20} + \sqrt{\left( \frac{14 \cdot 1,51 + 15 \cdot 4,52}{20} \right)^2 + \frac{2}{20} (14 \cdot 1,51 \cdot 3 + 15 \cdot 4,52 \cdot 33)}$$

$$x = 11,35 \text{ cm.}$$

По уравненію 19 (въ нашемъ сочиненіи 7) въ такомъ случаѣ

$$\sigma_b = \frac{120\,000}{\frac{20 \cdot 11,35}{3} (33 - 3,78) + 14 \cdot 1,51 \cdot \frac{8,35}{11,35} \cdot 30} =$$

$$= 31,7 \text{ kg/cm}^2,$$



$$\sigma'_e = \frac{15 \cdot 8,35}{11,35} \cdot 31,7 = 350 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{21,65}{8,35} \cdot 350 = 908 \text{ kg/cm}^2.$$

Нужное для опредѣленія напряженія сдвига разстояніе  $y_1$  опредѣлится изъ уравненія 24 (урав. 9 нашего сочиненія):

$$y_1 = \frac{\frac{20 \cdot 11,37^3}{3} + 14 \cdot 8,37^2 \cdot 1,51}{\frac{20 \cdot 11,37^2}{2} + 14 \cdot 8,37 \cdot 1,51} = 7,67 \text{ cm.}$$

Такъ какъ нагрузка на 1 м длины равна 600 kg, то  $V = 2 \cdot 600 = 1200 \text{ kg}$  и, слѣдовательно:

$$\tau_0 = \frac{1200}{20 (21,65 + 7,67)} = 2,05 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau_1 = \frac{20 \cdot 2,05}{4 \cdot 1 \cdot 3,14} = 3,27 \text{ kg/cm}^2.$$

Для верхней арматуры, такъ какъ

$$S = 20 \cdot \frac{11,35^2 - 8,35^2}{2} + 15 \cdot 1,51 \cdot 8,35 = 780$$

и

$$J = \frac{120\,000 \cdot 11,35}{31,7} = 42970,$$

получимъ

$$\tau'_0 = \frac{1200 \cdot 780}{20 \cdot 42970} = 1,09 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau'_1 = \frac{20 \cdot 1,09}{3 \cdot 0,8 \cdot 3,14} = 2,9 \text{ kg/cm}^2.$$



6. Ребристая плита доходного дома данных размеров, пролетъ

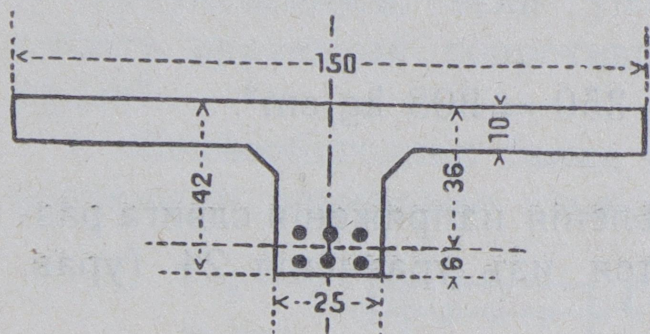


Рис. 80.

который равен 7,5 м, а расчетный пролетъ 7,8 м, нагружена полезной нагрузкой въ 500 kg/m. Полное сѣченіе арматуры, состоящей изъ шести прутьевъ въ 2,5 см

діаметромъ, равно 29,45 см<sup>2</sup>. Найти наибольшія напряженія въ бетонѣ и желѣзѣ.

Собственный вѣсъ перекрытія складывается изъ  
вѣса ребристой балки, который равенъ  
(1,5 · 0,10 + 0,32 · 0,25) · 2400 = . . . . . 552 kg  
вѣса забутки изъ шлака въ 6 см  
высотой . . . . . 36 kg.  
вѣса цементнаго настила въ  
2 см толщиной . . . . . 40 „  
вѣса штукатурки . . . . . 14 „

Итого на 1 м<sup>2</sup> . . . . . 90 kg.,

а на 1,5 м<sup>2</sup>, слѣдовательно, 1,5 · 90 = . . . 125 „  
полезной нагрузки . . . . . 500 „

Итого . . . . . 1187 kg.

или круглымъ числомъ 1200 kg. на 1 м. длины балки.

Итакъ,

$$M = \frac{1200 \cdot 7,8^2 \cdot 100}{8} = 912\,600,$$

$$x = \frac{\frac{150 \cdot 10^2}{2} + 15 \cdot 29,45 \cdot 36}{150 \cdot 10 + 15 \cdot 29,45} = 12,05 \text{ см},$$

$$y = 12,05 - 5 + \frac{10^2}{6(2 \cdot 12,05 - 10)} = 8,23 \text{ см},$$



$$\sigma_e = \frac{912\,600}{29,45 (36 - 12,05 + 8,23)} = 963 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{12,05}{15 (36 - 12,05)} \cdot 963 = 32,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Перерѣзывающая сила у опоръ равна

$$V = \frac{7,5 \cdot 1200}{2} = 4500 \text{ kg.}$$

Слѣдовательно, сдвигающее напряженіе въ бетонѣ.

$$\tau_0 = \frac{V}{b_1 (h - a - x + y)} = \frac{4500}{25 (56 - 12,05 + 8,23)} = 5,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Эта величина немного превосходитъ допускаемое напряженіе сдвига. Рекомендуются поэтому, отогнуть два прута арматуры у концовъ. Мѣсто, гдѣ долженъ произойти отгибъ, опредѣлится изъ условія, что въ немъ  $V_1$  должно быть равно  $\frac{4500 \cdot 4,5}{5,6} = 3616$ . Это мѣсто будетъ лежать въ разстояніи

$$\frac{4500 - 3616}{1200} = 0,74 \text{ m отъ опоръ.}$$

Воспринимаемая отогнутымъ желѣзомъ полная растягивающая сила  $Z$  равна перенимаемому имъ сдвигающему усилію, т.-е.

$$Z = \frac{74}{\sqrt{2}} (5,6 - 4,5) \frac{1}{2} \cdot 25 = 720 \text{ kg.}$$

Поэтому напряженіе въ отогнутомъ желѣзѣ равно

$$\sigma_e = \frac{720}{2 \cdot 4,91} = 73 \text{ kg/cm}^2.$$



Напряженіє сцѣпленія четырехъ нижнихъ прутьевъ у опоръ равно

$$\tau_1 = \frac{b_1 \tau_0}{u} = \frac{25 \cdot 5,6}{4 \cdot 2,5 \cdot 3,14} = 4,5 \text{ kg/cm}^2.$$

7. Неразрѣзная ребристая балка доходнаго дома, лежащая на четырехъ опорахъ, несетъ нагрузку

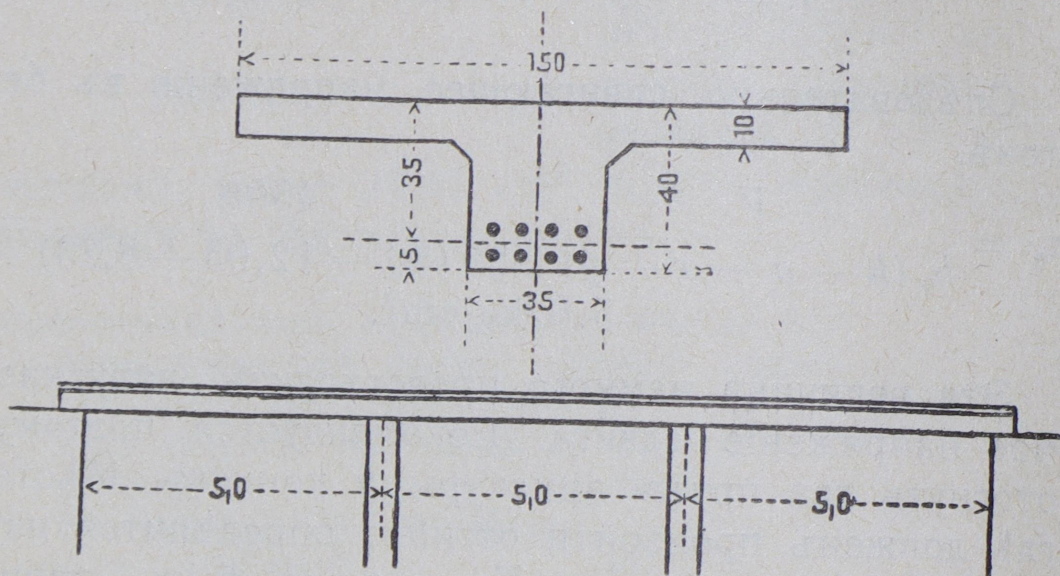


Рис. 81.

въ 500 kg/m. Определить наибольшія напряженія, дѣйствующія въ бетонѣ и желѣзѣ.

Собственный вѣсъ балки на 1 м. длины равенъ	
$(1,50 \cdot 0,10 + 0,3 \cdot 0,35) \cdot 2400 =$	612 kg.
остальная нагрузка, какъ и въ предыдущемъ	
примѣрѣ.	135 „
Итого	747 kg.

или круглымъ числомъ 750 kg. на 1 м. длины балки.

Изгибающіе моменты будутъ

а) у 0,4l перваго пролета

$$\begin{aligned} M_g &= + 0,08 \cdot 750 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 150000, \\ - M_p &= - 0,02 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 25000, \\ + M_p &= + 0,10 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 125000, \end{aligned}$$



откуда

$$M_{max} = + 275000;$$

b) надъ опорой

$$\begin{aligned} M_g &= - 0,10 \cdot 750 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 187000, \\ - M_p &= - 0,11667 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 145838, \\ + M_p &= + 0,01667 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 20838, \end{aligned}$$

откуда

$$M_{max} = - 333338;$$

c) въ среднемъ пролетѣ:

$$\begin{aligned} M_g &= + 0,025 \cdot 750 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 46875, \\ - M_p &= - 0,05 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 62500, \\ + M_p &= + 0,075 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 93750, \end{aligned}$$

Слѣдовательно,

$$\begin{aligned} + M_{max} &= + 140625, \\ - M_{max} &= - 15625. \end{aligned}$$

Теперь опредѣлимъ напряженія.

a) дѣйствующія на 0,4l перваго пролета:

Арматура состоитъ изъ восьми круглыхъ прутьевъ діаметромъ въ 14 mm, общее сѣченіе которыхъ равно 14,14 m, а разстояніе отъ нижней поверхности—5 cm.

Такъ какъ нейтральная ось проходитъ внутри плиты, то для опредѣленія ея положенія нужно рѣшить уравненіе 2 (нашего сочиненія урavn. 1):

$$x = \frac{15 \cdot 14,14}{150} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 150 \cdot 35}{15 \cdot 14,14}} - 1 \right] = 8,63 \text{ cm.}$$



$\sigma_b$  и  $\sigma_e$  получатся изъ уравнений 4 и 5 (въ нашемъ сочиненіи 2 и 3):

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 275\,000}{150 \cdot 8,63 \cdot 32,12} = 13,2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{275\,000}{14,14 \cdot 32,12} = 606 \text{ kg/cm}^2;$$

б) Надъ опорой:

Такъ какъ напряженія растяженія бетона не принимаются во вниманіе, то при опредѣленіи отрицательнаго момента надъ опорой разсматриваютъ только балочный выступъ (прямоугольнаго) сѣченія и отогнутую вверхъ часть арматуры. Такъ какъ при этомъ прокладываются еще два прута по 15 мм., то общее сѣченіе арматуры достигаетъ 17,67 см<sup>2</sup>.

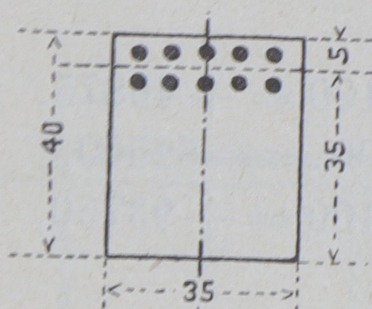


Рис. 82.

Опредѣленіе положенія нулевой линіи произведемъ по уравненію 2 (ур. 1 нашего соч.):

$$x = \frac{15 \cdot 17,67}{35} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 35 \cdot 35}{15 \cdot 17,67}} - 1 \right] = 16,66 \text{ см},$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 333\,338}{35 \cdot 16,66 \cdot 29,45} = 38,8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{333\,338}{17,67 \cdot 29,45} = 640 \text{ kg/cm}^2.$$

с) Въ среднемъ пролетѣ:

Положительный максимальный моментъ значительно меньше, чѣмъ въ 0,4l перваго пролета.



Достаточно четырех круглых прутьевъ съ общимъ сѣченіемъ въ  $7,07 \text{ cm}^2$ .

$$x = \frac{15 \cdot 7,07}{150} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 150 \cdot 37,25}{15 \cdot 7,07}} - 1 \right] = 6,58 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 140625}{150 \cdot 6,58 \cdot 35,06} = 8,1 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{140625}{7,07 \cdot 35,06} = 565 \text{ kg/cm}^2.$$

Для отрицательнаго момента—15625 достаточно пропустить вверхъ одинъ пруть въ 1 см. діаметромъ, поперечное сѣченіе котораго равно  $0,79 \text{ cm}^2$ . Въ такомъ случаѣ

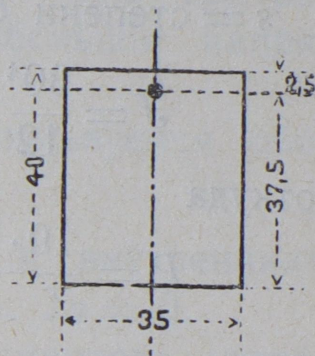


Рис. 83.

$$x = \frac{15 \cdot 0,79}{35} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 35 \cdot 37,5}{15 \cdot 0,79}} - 1 \right] = 4,71 \text{ cm},$$

$$\sigma_e = \frac{15625}{0,79 \cdot 35,93} = 550 \text{ kg/cm}^2.$$

8. Желѣзобетонный столбъ сѣченія  $30 \cdot 30 \text{ cm}$ , вооруженный четырьмя круглыми прутьями, общее сѣченіе которыхъ равно  $16 \text{ cm}^2$ , выдерживаетъ нагрузку въ  $30000 \text{ kg}$ . Определить дѣйствующія напряженія бетона и желѣза.

$$30000 = \sigma_b (30 \cdot 30 + 15 \cdot 16),$$

$$\sigma_b = \frac{30000}{1140} = 26,3 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 26,3 = 395 \text{ kg/cm}^2.$$

9. Разсчитать этотъ же столбъ на продольный изгибъ, зная, что длина его равна 4 м.



Примѣнимъ Эйлерову формулу:

$$P = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{s \cdot l^2}.$$

Примемъ для бетона

$$E = \frac{2100000}{15} = 140000$$

$s$  = степени безопасности = 10

$$J = \frac{30^4}{12} + 15 \cdot 4 \cdot 4,00 \cdot 12^2 = 102060,$$

откуда

$$P = \frac{10 \cdot 140000 \cdot 102060}{10 \cdot 160\,000} = 89303 \text{ kg } ^1).$$

Такъ какъ по предыдущему примѣру  $P$  равно только 30000 kg, то для бетона нѣтъ опасности продольнаго изгиба. Затѣмъ, чтобы въ желѣзѣ не происходило продольнаго изгиба, должно быть:

$$\frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{5l^2} = F \cdot k.$$

Напряженіе желѣза  $k$  мы нашли раньше равнымъ 385 kg/cm<sup>2</sup>. Такъ какъ для круглаго желѣза

$$F = \frac{\pi d^2}{4} \text{ и } J = \frac{\pi d^4}{64},$$

то

$$\frac{J}{F} = \frac{d^2}{16}$$

и допускаемая безъ опасности продольнаго изгиба длина желѣзнаго прута будетъ равна

$$l = d \sqrt{\frac{10 \cdot 2100000}{80 \cdot 395}} = 25,8 d.$$

---

<sup>1)</sup> См. замѣчаніе къ уравненію (17) на стр. 100.



Итакъ, чтобы уничтожить продольный изгибъ желѣзныхъ прутьевъ, ихъ надо связать черезъ  $25,8 \cdot 2,26 = 58$  см. поперечными хомутами.

10. Желѣзобетонный столбъ сѣченіемъ 25.25 см, армированный четырьмя круглыми прутьями діаметромъ въ 2 см, подвергнуть дѣйствию эксцентричной нагрузки въ 5000 kg, при чемъ нагрузка приложена на разстояніи 10 см. отъ центра. Определить дѣйствительныя наибольшія напряженія бетона и желѣза.

Для рѣшенія этой задачи воспользуемся обоими уравненіями условій:

1. Сумма всѣхъ внѣшнихъ и внутреннихъ силъ должна быть равна нулю.  $\sum y = 0$ .

2. Сумма статическихъ моментовъ силъ, дѣйствующихъ въ какомъ-либо сѣченіи, должна быть равна нулю.  $\sum Mom = 0$ .

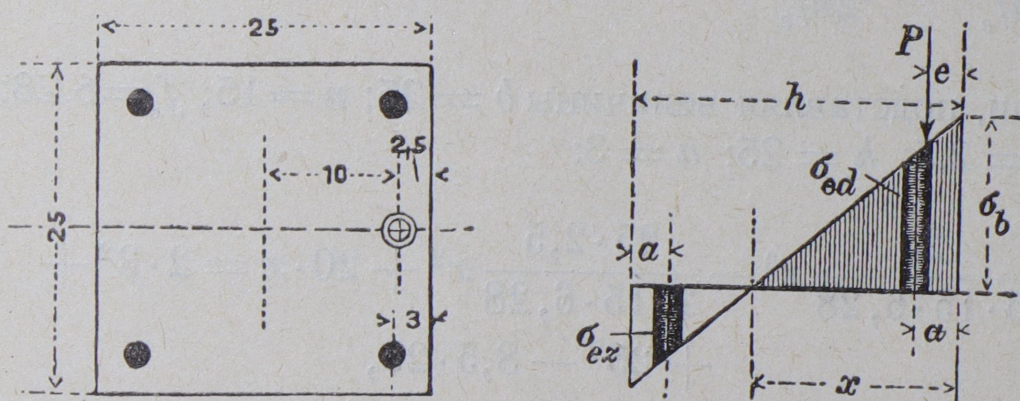


Рис. 84.

Къ этимъ уравненіямъ прибавимъ условіе, что напряженія относятся какъ разстоянія отъ нейтральной оси, помноженные на отношеніе модулей упругости, т.-е.

$$\sigma_b : \sigma_{ed} = x : n(x - a),$$

$$\sigma_b : \sigma_{ez} = x : n(h - a - x).$$



Изъ условія (1) получимъ

$$\begin{aligned} \text{I)} \quad P &= \frac{bx}{2} \sigma_b + n f_e \sigma_b \left( \frac{x-a}{x} - \frac{h-a-x}{x} \right) = \\ &= \sigma_b \left[ \frac{bx}{2} + \frac{n f_e}{x} (2x - h) \right], \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{II)} \quad P(x-e) &= \sigma_b \frac{x^2 b}{3} + n f_e \sigma_b \left[ \frac{(x-a)^2}{x} + \frac{(h-a-x)^2}{x} \right] = \\ &= \sigma_b \left[ \frac{bx^2}{3} + \frac{n f_e}{x} (2x^2 - 2hx + 2a^2 + h^2 - 2ah) \right]. \end{aligned}$$

Приравнивая величины  $\sigma_b$  изъ обоихъ уравнений, получимъ, послѣ немногихъ преобразованій:

$$\frac{b}{6n f_e} x^3 - \frac{b \cdot e}{2n f_e} x^2 - (2e - h) x = 2a^2 + h^2 - (2a + e)h$$

или, подставляя величины  $b = 25$ ;  $n = 15$ ;  $f_e = 6,28$ ;  $e = 2,5$ ;  $h = 25$ ;  $a = 3$ :

$$\begin{aligned} \frac{25}{6 \cdot 15 \cdot 6,28} x^3 - \frac{25 \cdot 2,5}{2 \cdot 15 \cdot 6,28} x^2 + 20 \cdot x &= 2 \cdot 3^2 + \\ &+ 25^2 - 8,5 \cdot 25, \end{aligned}$$

$$x^3 - 75x^2 + 452,16x = 9734.$$

Рѣшая лучше всего подстановкой найдемъ съ достаточной точностью  $x = 16,3$  см.

Тогда изъ уравненія (1) получимъ

$$5000 = \sigma_b \left( \frac{25 \cdot 16,3}{2} + \frac{15 \cdot 6,28}{16,3} \cdot 7,6 \right),$$

$$\sigma_b = 20,2 \text{ kg/cm}^2.$$



Итакъ,

$$\sigma_{ed} = \frac{15 \cdot 13,3 \cdot 20,2}{16,8} = 249 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 249 \cdot \frac{5,7}{13,3} = 107 \text{ kg/cm}^2.$$



Таблица для

Диаметръ		Вѣсъ kg/m	Окружность cm	Площадь сѣченія cm <sup>2</sup>	Площади	
Въ дюймахъ	Въ mm				2 шт. cm <sup>2</sup>	3 шт. cm <sup>2</sup>
1/16	1,59	0,016	0,50	0,020	0,040	0,060
3/32	2,38	0,035	0,75	0,045	0,090	0,135
1/8	3,17	0,062	1,00	0,079	0,158	0,237
5/32	3,97	0,097	1,25	0,124	0,25	0,37
3/16	4,76	0,139	1,50	0,178	0,36	0,53
7/32	5,56	0,189	1,75	0,242	0,48	0,73
1/4	6,35	0,247	1,99	0,317	0,63	0,95
5/16	7,94	0,386	2,49	0,495	0,99	1,49
3/8	9,52	0,555	2,99	0,712	1,42	2,14
7/16	11,11	0,757	3,49	0,970	1,94	2,91
1/2	12,70	0,987	3,99	1,266	2,53	3,80
9/16	14,29	1,250	4,49	1,603	3,21	4,81
5/8	15,87	1,544	4,99	1,979	3,96	5,94
11/16	17,46	1,867	5,49	2,394	4,79	7,18
3/4	19,05	2,223	5,98	2,850	5,70	8,55
13/16	20,64	2,608	6,48	3,344	6,69	10,03
7/8	22,22	3,026	6,98	3,879	7,76	11,64
1	25,40	3,951	7,98	5,066	10,13	15,20
1 1/8	28,57	5,001	8,98	6,411	12,82	19,23
1 1/4	31,75	6,174	9,97	7,915	15,83	23,75
1 3/8	34,92	7,471	10,97	9,578	19,16	28,73
1 1/2	38,10	8,890	11,97	11,398	22,80	34,19
1 5/8	41,27	10,434	12,97	13,377	26,75	40,13
1 3/4	44,45	12,101	13,96	15,514	31,03	46,54
1 7/8	47,62	13,892	14,96	17,810	35,62	53,43
2	50,80	15,805	15,96	20,263	40,53	60,79

Удѣльный вѣсъ сварочнаго желѣза принять = 7,80. Для перевода на 0,061  $\times$  2,13 = 0,13. 1 cm<sup>2</sup> длиною 1 метръ вѣситъ 0,04758 пуда;

Приложеніе II.

круглаго желѣза.

сѣченія для:

4 шт. cm <sup>2</sup>	5 шт. cm <sup>2</sup>	6 шт. cm <sup>2</sup>	7 шт. cm <sup>2</sup>	8 шт. cm <sup>2</sup>	10 шт. cm <sup>2</sup>
0,080	0,100	0,120	0,140	0,160	0,200
0,180	0,235	0,270	0,315	0,360	0,450
0,316	0,395	0,474	0,553	0,632	0,790
0,50	0,62	0,74	0,87	0,99	1,24
0,71	0,89	1,07	1,25	1,42	1,78
0,97	1,21	1,45	1,69	1,94	2,42
1,27	1,59	1,90	2,22	2,54	3,17
1,98	2,48	2,97	3,47	3,96	4,95
2,85	3,56	4,27	4,98	5,70	7,12
3,88	4,85	5,82	6,79	7,76	9,70
5,06	6,33	7,60	8,86	10,13	12,66
6,41	8,02	9,62	11,22	12,82	16,03
7,92	9,90	11,87	13,85	15,83	19,79
9,58	11,97	14,36	16,76	19,15	23,94
11,40	14,25	17,10	19,95	22,80	28,50
13,38	16,72	20,06	23,41	26,75	33,44
15,52	19,40	23,27	27,15	31,03	38,79
20,26	25,33	30,40	35,46	40,53	50,66
25,64	32,06	38,47	44,88	51,29	64,11
31,66	39,58	47,49	55,41	63,62	79,15
38,31	47,89	57,47	68,31	76,62	95,78
45,59	56,99	68,39	79,79	91,18	113,98
53,51	66,89	80,26	93,64	107,02	133,77
62,06	77,57	93,08	108,60	124,11	155,14
75,24	89,05	106,86	124,67	142,48	178,10
81,05	101,32	121,58	141,84	162,10	202,63

kg/m въ пуды/пог. саж. нужно помножить цифры 3-го столбца 1 cm<sup>2</sup> длиною 1 пог. саж. вѣситъ 0,1013 пуда.



## Алфавитный указатель.

- Арочные мосты изъ желѣзо-бетона. 174.  
Арочные мосты изъ трамбованнаго бетона. 173.  
Балласть. 15.  
Балочный мостъ. 167.  
Beton fretté. 103.  
Висячая колонна. 172.  
Внутреннія усилія. 69.  
Водонапорныя башни. 162.  
Водонепроницаемость. 16, 156.  
Вспрыскиваніе цемента. 162.  
Второстепенныя напряженія. 96.  
Вѣсь бетона. 15, 62.  
Геннебика способъ расчета. 65.  
Гидравлическія связывающія вещества. 2.  
Гравія, величина зеренъ. 13, 15.  
Деформація бетона. 45.  
Дилатационные швы. 136.  
Допускаемыя напряженія. 58.  
Закрѣпленная плита. 25.  
Землисто-влажный бетонъ. 12.  
Изгибающій моментъ. 61.  
Искусственные цементные камни. 4.  
Кассетовый потолокъ. 132.  
Кирпично-желѣзное перекрытіе. 127.  
Консольная плита. 28.  
Кривыя напряженій. 71.  
Круглыхъ резервуаровъ стѣны. 36.  
Крутыя крыши. 149.  
Кубическая крѣпость. 41.  
Кубъ пробный. 40.  
Литое желѣзо. 18.  
Литой бетонъ. 15.  
Мелана сводъ. 129.  
Монье перекрытіе. 124.  
Монье сводъ. 128.  
Монье труба. 183.  
Мороза дѣйствіе. 16, 38.  
Мягкій бетонъ. 12.  
Напряженій стадіи. 70.  
Насыпной бетонъ. 11.  
Начальныя напряженія. 120.  
Неразрѣзная плита. 26.  
Нормы цемента. 10.  
Обернутый бетонъ. 103.  
Объема измѣненіе. 17.



- Опалубка. 38.  
Опоры. 32, 99, 130.  
Опускные колодцы. 164.  
Отогнутое желѣзо. 30, 89.
- Перекрытие изъ полыхъ тѣлъ. 151.  
Перекрытие изъ трамбованнаго бетона. 124.  
Перекрытие съ цѣльнорѣшетчатымъ металломъ. 126.  
Пластичный бетонъ. 12.  
Плита съ двойной арматурой. 78.  
Плита съ ординарной арматурой. 72.  
Плиты сѣченія размѣры. 75.  
Плоскія крыши. 148.  
Плоское перекрытіе. 124.  
Погоды вліяніе. 37.  
Подпорныя стѣны. 36, 177.  
Пожарное испытаніе. 22.  
Поясъ растяженія. 29.  
Поясъ сжатія. 29.  
Прибавочныя вещества. 10.  
Пробная нагрузка. 99.  
Продольный изгибъ арматуры. 31, 114.  
Производство работъ. 37.  
Пропорція смѣси. 14, 16.  
Прорѣзныя балки. 172.  
Путепроводы. 167.
- Рабочіе прутья. 24.  
Размѣры плиты. 75.  
„ ребристой плиты. 83.  
Распоръ горизонтальный. 173.  
Распределительные прутья. 24.  
Растяжимость. 55.  
Расширенія коэффиціенты. 22.  
Реакція опоръ. 61.
- Ребристая плита. 29, 80, 129.  
Ребристобалочные мосты. 168.  
Ребро. 29.  
Резервуары. 180.  
Рѣшетчатая ферма изъ желѣзобетона. 172.  
Ржавчины образованіе. 21.
- Сваи желѣзобетонныя. 162.  
Сварки. 39.  
Сварочное желѣзо. 18.  
Свободно лежащая плита. 23.  
Сводчатое перекрытіе. 31, 127.  
Своды желѣзобетонныя. 34.  
Своды изъ трамбованнаго бетона. 127.  
Силосы. 182.  
Сложный изгибъ. 144.  
Смѣшиваніе бетона. 12.  
Сопротивленіе изгибу. 47.  
„ растяженію 43.  
„ сдвигу. 49, 84.  
„ сжатію. 41.  
„ скольженію 24, 52, 93.  
„ срѣзыванію 49.
- Спирально-армированный бетонъ. 103.  
Срѣзываніе. 49, 92.  
Столбовъ поперечная арматура. 33.  
Столбовъ продольная арматура. 33.  
Стѣны. 35.  
Сцѣпленія напряженіе. 24, 52, 93.
- Трамбованный бетонъ. 12.  
Трещинъ образованіе. 18, 136.



Угловыя подпорныя стѣны. 178.	Хомуты. 29, 89.
Узловое желѣзо. 19.	Цементный полъ. 164.
Упругость бетона. 45.	Цементо-проволочная кон- струкція. 160.
„ желѣза. 20.	Цѣльно - рѣшетчатый ме- таллъ. 19.
„ растяженія. 46.	
„ сжатія. 45.	
Фундаменты желѣзо-бетон- ные. 162.	Щебень. 13.
Фундаментъ изъ трамбован- наго бетона. 162.	Эйлерова формула. 112.
	Эксцентричная нагрузка опоръ. 114.



## Указатель литературы.

### Списокъ журналовъ, посвященныхъ желѣзобетону.

Armierter Beton, Berlin, 1909.  
Beton-Kalender, Berlin, 1906—1909.  
Beton und Eisen, 1902—1909.  
Betonzeitung, Berlin, 19.  
Cement, N. Y., U. S. A.  
Cement Age, N. Y., U. S. A.  
Cement & Engineering News, Chicago, U. S. A.  
Cement Era, Chicago, U. S. A.  
Ciment armé.  
Concrete, Detroit, Mich., U. S. A.  
Concrete & Constructional Engineering, London.  
Concrete Engineering, Cleweland, O., U. S. A.  
El Cemento armado, Madrid.  
Желѣзобетонъ, Москва.  
Il Cemento, Genua.  
Le Béton armé, Paris.  
Le Ciment, Paris.  
Le Fer-Béton, Paris.  
The doings of expanded metal, U. S. A.  
Stahl und Eisen.  
Zement und Beton, Berlin, 1902—1909.  
Цементъ, Спб.

### Отдѣльные труды.

#### 1) Русскіе.

Керстенъ, Желѣзобетонъ.  
Кристофъ, П. Желѣзобетонъ и его примѣненія, 2-е изд., 1905 г.  
Подольскій. Желѣзобетонные мосты и виадуки.



Успенский. Желѣзобетонные мосты и виадуки въ Россіи.

## 2) Иностранные.

Büsing, F. W. und C. Schumann. Der Portland Zement und seine Anwendungen im Bauwesen, 2-e Auflage. Berlin, 1899.

Coignet, F. Bétons agglomérés appliqués à l'art de construire. Paris, 1861.

Communications présentées devant le Congrès international des méthodes d'essai des matériaux de construction. Considère. Méthode d'épreuve des constructions en béton armé. Paris, 1900.

Idem. Feret. Recherches sur les résistances à la rupture des matériaux isotropes non ductile.

Delesse. Les matériaux de construction à l'Exposition universelle de 1855. Paris, 1856.

Dubois. Notice sur les constructions en ciment armé, 2-me édition. Paris, 1898.

Expanded metal. Its production and uses in fire resisting and other building constructions. 2-d edition. London, 1899.

Fer-Béton système Matrai. Notice descriptive. Paris, 1900.

Fire tests with floors. A floor by the Expanded metal Company. London, 1899.

Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons. Berlin.

Fortschritte der Ingenieurwissenschaften:

H. 13. M. Foerster. Das Material und die statische Berechnung der Eisenbetonbauten. Leipzig, 1907.

H. 15. M. Foerster. Balkenbrücken in Eisenbeton. Leipzig, 1908.

Hyatt, T. P. An account of some experiments with Portland cement and iron, 1873.

Koenen, Grundzüge für die statische Berechnung der Beton- und Eisenbetonbauten. Berlin, 1906.

Lavergne, C. Etude des divers systèmes des constructions en ciment armé, 2-e édition. Paris, 1901.

Linder, Rud. Beton-Eisen-Konstruktion System Hennebique. Basel, 1897.

Planat. Théorie des poutres droites en fer et ciment. Paris, 1899.

Saliger, Dr. Ing. R., Festigkeit veränderlicher, elastischer Konstruktionen, insbesondere von Eisenbetonbauten. Stuttgart, 1904.



Saliger, Dr. Ing. R. Der Eisenbeton in Theorie und Konstruktion. 2 Aufl., Stuttgart, 1908.

Vachelli, G. Le costruzioni in calcestruzzo ed in cemento armato. Milano, 1900.

Wayss, G. A., Das System Monier. Berlin, 1887.

Wayss, Freytag, A. G., und Mörsch. Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung. Stuttgart, 1905.

Печатается и уже почти весь вышел огромный коллективный трудъ нѣмецкихъ инженеровъ, энциклопедія желѣзобетона, выходящая подъ редакціей Эмпергера:

v. Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau.



## Списокъ замѣченныхъ недосмотровъ.

<i>Стран.</i>	<i>Стр.</i>		<i>Напечатано:</i>	<i>Слѣдуетъ читать:</i>
25	18	сверху	размѣровъ	размѣровъ сѣченія прута
34	4	"	подошву	подушку
—	9	"	подошвы	подушки
37	13	"	Насыпаніе	Трамбованіе
49	4	"	онѣ должны быть равны между собой (ошибка нѣм. подл.)	сумма статическихъ мо- ментовъ этихъ пло- щадей относительно нейтральной оси дол- жна быть равна нулю (испр. ред.)
50	17	снизу	срѣзываніи	срѣзываніе
52	6	"	тоже одинаковы	тоже неодинаковы
60	10	"	высотѣ основанія	толщинѣ мостовой или балласта подѣ шпа- лами
68	1	сверху	и	п
69	9	"	внѣшнихъ	внутреннихъ
78	10	"	растяженія	сжатія
79	3	"	$F_e a$	$F'_e a$
107	12	"	— 0,417 $y$	— 0,417 $x$
108	8	"	24	$24^2$
109	8	снизу	вѣтками	витками
112	12	сверху	$P = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{S \cdot l^2}$	$P = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{S \cdot l^2}$
—	8	снизу	$P = \frac{140000 (J_b + 15 J_e)}{l^2}$	$P = \frac{140000 (J_b + 15 J_e)}{l^2}$
113	6	сверху	$\sigma = k(1 - r^{-1000\epsilon})$	$\sigma = k(1 - e^{-1000\epsilon})$
144	9	"	Екатеринославѣ.	с. Теткино, Курск. губ.
154	4	"	рис. 64	рис. 65
178	11—12	"	передняя	подпорная
200	2	"	0,235	0,225
—	2	снизу	75,24	71,24