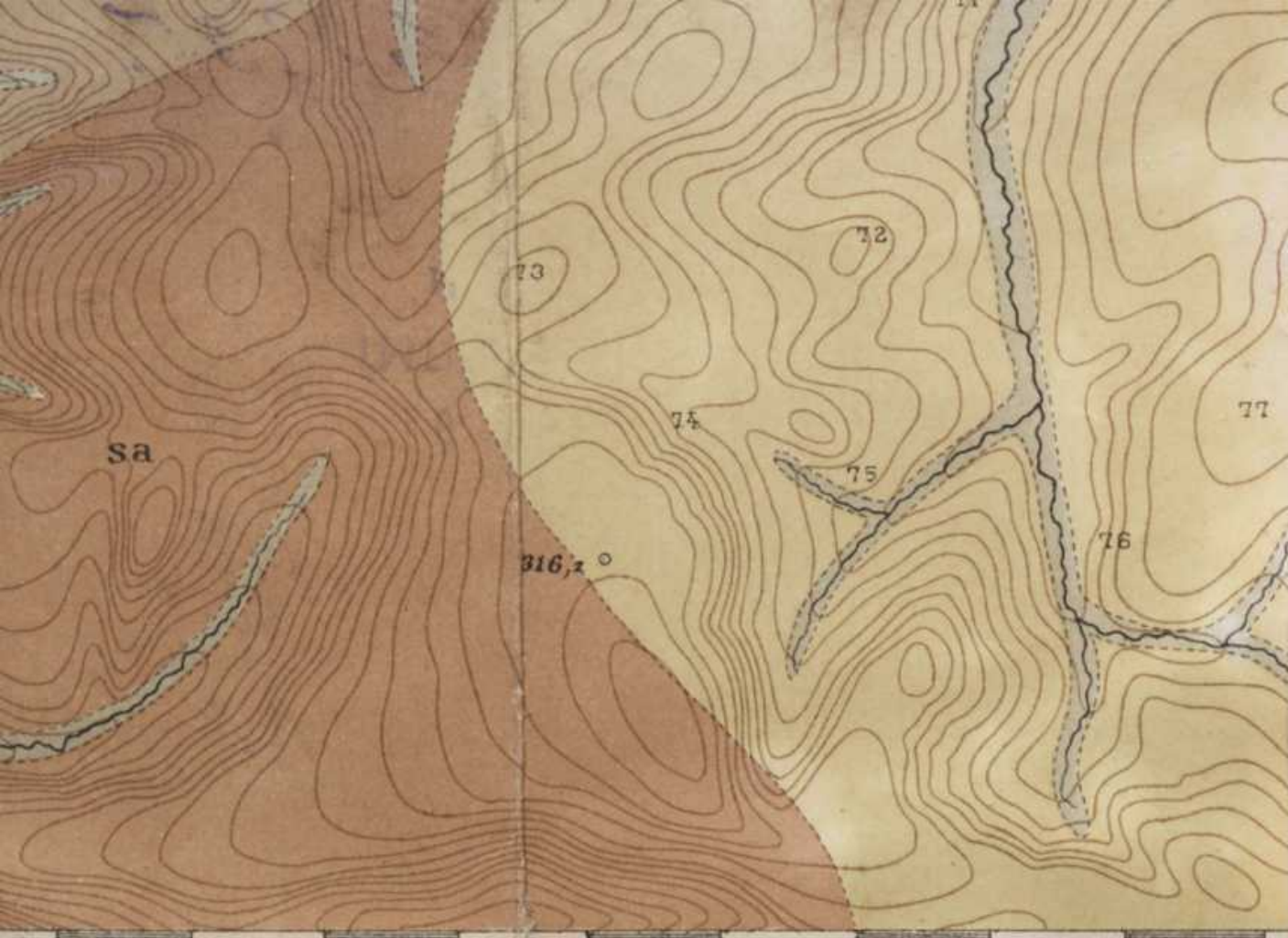


P2.4118



Масштабъ

1000 800 600 400 200 0

2

P2.4118

НТБ МГТУ им. Н.Э. Баумана



2.4118

Страхов П.С. Волнистое желе

ТЕХНИЧЕСКАГО АУДИИТА

МОСКОВСКАГО

ИМПЕРАТОРСКАГО

УЧЕБНАГО

5118

ВОЛНИСТОЕ ЖЕЛѢЗО

и его примѣненія въ строительномъ дѣлѣ.

Съ чертежами 1—27 на отдѣльной таблицѣ.

*Дѣйствительнаго члена Политехническаго Общества**Н. С. Страхова.*

Предлагаемая статья имѣетъ цѣлю пополнить хотя отчасти тотъ пробѣлъ, который существуетъ въ русской технической литературѣ относительно теоретическаго и практическаго обоснованія расчета сооружений изъ волнистаго желѣза.

Въ послѣдніе 15—20 лѣтъ этотъ матеріалъ получилъ весьма обширное распространеніе въ строительной практикѣ, благодаря своимъ существеннымъ достоинствамъ, заключающимся въ сравнительно маломъ собственномъ вѣсѣ, значительномъ сопротивленіи, а также въ быстротѣ и легкости сборки волнистыхъ сооружений, не требующихъ иногда почти никакихъ сложныхъ опорныхъ частей. Примѣромъ могутъ служить волнистыя, бомбированныя крыши, безъ всякихъ стропиль, допускающія въ нѣкоторыхъ случаяхъ перекрытія пролетовъ въ 35—40 мтр., при ходовыхъ величинахъ въ 15—16 метр. Кромѣ того, волнистое желѣзо употребляется какъ въ прямомъ, такъ и въ сводчатомъ видѣ, для половыхъ и мостовыхъ настиловъ, кровельныхъ покрытій, потолковъ, стѣнъ, оградъ, шпунтовыхъ стѣнокъ и даже для цѣлыхъ зданій, главнымъ образомъ предназначенныхъ для разнаго рода промышленныхъ цѣлей, а иногда, въ особенности заграницей, и для жилья. Все это заставляетъ серіозно отнестись къ дѣлу проектированія волнистыхъ сооружений, и потому въ дальнѣйшемъ, изложивъ способъ расчета сперва прямыхъ а за-

тѣмъ сводчатыхъ волнистыхъ покрытій, какъ занимающихъ главное мѣсто въ такого рода сооруженіяхъ, я приведу рядъ цифровыхъ и конструктивныхъ данныхъ, относящихся къ волнистымъ сооруженіямъ вообще.

Главнѣйшими сортами волнистаго желѣза являются желѣзо *плоское* (низкое) и *балочное* (высокое), называемое иногда въ нѣмецкихъ руководствахъ желѣзомъ *Hein'a*. Плоское желѣзо, имѣющее высоту волны меньшую половины ея ширины является, очевидно, болѣе слабымъ на изгибъ и употребляется главнымъ образомъ для легкихъ потолковъ, кровель, стѣнъ и бомбированныхъ крышъ пролетомъ до 15 мт. (7,5 саж.).

Балочное, съ высотой волны по крайней мѣрѣ равною или даже большею (на 20—25%) ея ширины, примѣняется въ болѣе легкихъ сортахъ также какъ и плоское, допуская большія перекрытія, а въ болѣе тяжелыхъ, при толщинѣ въ 3—5 мм. ($\frac{1}{8}$ — $\frac{3}{16}$ д.), для мостовыхъ и тяжелыхъ половыхъ настиловъ. Оба они вырабатываются также сводчатымъ съ подъемомъ въ $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{12}$ пролета и выдерживаютъ въ такомъ видѣ нагрузку въ 8—10 разъ большую.

Всякое прямое волнистое покрытие можно разсматривать состоящимъ какъ бы изъ цѣлаго ряда балокъ, поперечное сѣченіе которыхъ представляетъ очертаніе одной волны (фиг. 1), а длина равна пролету покрытия. Моментъ инерціи поперечнаго сѣченія такой балки можно вычислять различными способами, но проще всего по слѣдующимъ приближеннымъ формуламъ:

$$J = b \cdot h^3 \delta \left(0,11 + 0,18 \frac{h}{b} \right) \dots (1) *$$

$$J = b \cdot h^3 \delta \left(0,103 + 0,186 \frac{h}{b} \right) \dots (2) **$$

Формулы (1) и (2) относятся главнымъ образомъ къ плос-

*) *Winkler*.

**) *Handbuch d. Ingenieurwissenschaften*, 1890, Bd. II, 2 Abt., S. 186. *Des Ingenieurs—Taschenbuch „Hütte“*, 1890. S. 276. Здѣсь формула (2) примѣнена къ вычисленію м—та инерціи волнъ, приходящихся на 1-цу ширины волнистаго листа.

кому желѣзу. Для балочнаго-же можно съ достаточною точностью принять слѣдующую формулу:

$$J = \frac{\delta}{4} \left\{ \frac{2}{3} h^3 + \frac{b^3 \cdot \pi}{16} + b \cdot h + \frac{b \cdot h^2 \cdot \pi}{2} \right\} \dots (3) *$$

Во всѣхъ этихъ формулахъ размѣры желѣза вводятся въ мм. Формулы (1) и (2) весьма часто примѣняются и къ балочному желѣзу, давая ему значительную надежность. Модуль сопротивленія можно получить, или раздѣляя моментъ инерціи на разстояніе до крайняго наиболѣе напряженнаго элемента, или-же прямо по способу, предложенному профессоромъ *Grünwald* омъ и состоящему въ приведеніи волнистаго покрытія къ ряду *трубчатыхъ балокъ*, поперечное сѣченіе которыхъ равновелико сѣченію одной волны. (фиг. 2). На чертежѣ представлена половина поперечнаго сѣченія одной изъ такихъ балокъ. Взявъ начало координатъ въ точкѣ О, получимъ:

1) Модуль сопротивленія всей трубчатой балки:

$$W = \frac{4\delta}{h} \int_{x=0}^{x=\frac{h}{2}} x^2 \cdot ds$$

2) Периметръ поперечнаго сѣченія.

$$B = 2 \int_{x=0}^{x=\frac{h}{2}} ds.$$

Изслѣдованія проф. Грюнвальда показываютъ, что наибольшимъ сопротивленіемъ обладаетъ пустотѣлая балка прямоугольнаго поперечнаго сѣченія, и для такого случая:

$$W = \frac{\delta}{3} (h + 3b) \cdot h.$$

$$B = 2b + 2h.$$

При этомъ оказывается, что наиболѣе выгоднымъ по отношенію W будетъ прямоугольное сѣченіе, для котораго отношеніе $\frac{h}{b} = 3$ (фиг. 2а).

*) *Landsberg. Glas- und Wellblechbedeckungen der eisernen Dächer. 1887. S. 149.*

Переходя къ профилю балочнаго желѣза, имѣемъ для него:

$$B = (2a + b\pi).$$

$$W = \frac{\delta}{12(a+b)} [3\pi b^3 + 24ab^2 + 6\pi a^2b + 4a^3] \dots (4)$$

Обозначая отношеніе $\frac{a}{b} = v$ и подставляя величину B въ формулу (4), получимъ:

$$W = \frac{3\pi + 24v + 6\pi v^2 + 4v^3}{12(1+v)(2v+\pi)^2} \cdot \delta \cdot B^2 \dots (5).$$

Для плоскаго волнистаго желѣза

$$\frac{a}{b} = v = 0, \text{ т. е. } a = 0$$

и модуль сопротивленія одной волны будетъ (фиг. 2b):

$$W = 0,0796 \cdot \delta \cdot B^2$$

Для балочнаго, съ наиболѣе часто употребляемымъ отношеніемъ

$$\frac{a}{b} = v = 1, \text{ т. е. } a = b \text{ (фиг. 2c).}$$

$$W = 0,0887 \cdot \delta \cdot B^2.$$

Наибольшій-же модуль сопротивленія получится при отношеніи

$$\frac{a}{b} = v = 2,076,$$

какъ это получится изъ ур—ія (5), если возьмемъ его производную:

$$1,451v^3 - 0,29v^2 - 4,42v - 2,5752 = 0.$$

Величина модуля сопротивленія при этомъ будетъ:

$$W = 0,08976 \cdot \delta \cdot B^2.$$

Принципъ *приведенныхъ сѣченій* *), успѣшно прилагаемый въ Англіи для опредѣленія моментовъ инерціи различныхъ поперечныхъ сѣченій, въ данномъ случаѣ неудобенъ: съ одной стороны весьма трудно точно построить приведенное сѣченіе профиля поперечнаго сѣченія волны, благодаря незначительной толщинѣ желѣза; а съ другой стороны получаю-

*) Подробности у А. Ritter, „Lehrbuch der Ingenieur—Mechanik“, 1876, S. 81.

у W. Keck, „Vorträge über Elasticitäts—Lehre“, 1893, S. 56.

щаяся фигура неудобна для опредѣленія ея центра тяжести, благодаря своему очертанію.

Волнистыя покрытія нагружаются въ большинствѣ случаевъ равномерно, и въ такомъ случаѣ ломающій моментъ будетъ:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{P \cdot l^2}{n \cdot 8} = \sigma \cdot W,$$

$$W = \frac{P \cdot l^2}{8 \cdot \sigma \cdot n} = \frac{P \cdot l^2 \cdot b}{8 \sigma} \dots (6),$$

гдѣ P —нагрузка на квадратную 1-цу покрытія,
 n —число волнъ, приходящееся на 1-цу ширины,
 σ —допускаемое напряженіе желѣза на изломъ (1000 кг. на кв. см).

b —ширина волны.

Если имѣется какой нибудь единичный грузъ, лежащій или перемѣщающійся по волнистому покрытію, то необходимо принять во вниманіе его дѣйствіе, распространяющееся, какъ показали изслѣдованія *Fränkel'*я, *Gilles'*а и *Lempe*, на **3 волны**, при употребительныхъ въ практикѣ размѣрахъ волнистаго желѣза.

Winkler даетъ число такихъ волнъ по формулѣ:

$$n_1 = \frac{30 + 1.5 Z}{b} \dots (7)$$

гдѣ Z —высота заполнения волнистой поверхности какимъ-либо матеріаломъ надъ вершиной волны въ сантиметрахъ.

Слѣдовательно, при вычисленіи крѣпости въ расчетъ вводится въ этомъ случаѣ, или просто 3 волны по *Френкелю*, или-же число ихъ n_1 , опредѣляемое формулой (7).

При мостовыхъ настилахъ ломающій моментъ подъ давленіемъ колеса повозки можетъ быть вычисленъ по формулѣ:

$$M = \left(0,23 - 0,134 \frac{x}{l}\right) \frac{2 D \cdot b}{x} l + 0,1 g \cdot l^2 \cdot 2 b \dots (8)^*)$$

Обозначенія, входящія въ формулу (8), видны изъ *фиг. 3*. При этомъ:

$$x = a + 1,5 z \dots (Winkler),$$

гдѣ z колеблется между 10—15 сант. (4—6 д.) для засыпки изъ песку или гравія.

*) *Handb. d. Ingenieurwissensch., II Abt., 2 Bd., S. 187, 1890 г.*

При всѣхъ вычисленіяхъ, собственный вѣсъ 1 квадр. мт. волнистаго желѣза можетъ быть вычисленъ по формуламъ:

Плоское желѣзо (по Винклеру):

$$G = 112 \cdot \delta, \text{ гдѣ } \delta \text{—въ мм.}$$

Балочное желѣзо (по Ландсбергу):

$$G = 77 \left[0,57 + 2 \left(\frac{h}{b} - \frac{\delta}{b} \right) \right] \cdot \delta, \text{ гдѣ } \delta \text{—въ см.}$$

Опредѣливши по вышеприведеннымъ даннымъ модуль сопротивленія для заданнаго пролета и нагрузки, всего проще подыскать по таблицамъ, которыя даются обыкновенно и въ справочныхъ книжкахъ и въ каталогахъ желѣзопромышленныхъ фирмъ, соотвѣтствующій ближайшій болѣе большой модуль сопротивленія и принять для даннаго случая относящіяся къ нему размѣры волнистаго желѣза.

При этомъ слѣдуетъ обратить вниманіе на то, что всякому увеличенію высоты волны на 10 мм. при той же толщинѣ соотвѣтствуетъ возвышеніе вѣса его квадратной единицы (кв. метра) приблизительно на 3—7 кг., а увеличенію толщины его на 1 мм.—отъ 15 до 20 кг. Слѣдовательно, подбирая по таблицамъ модуль сопротивленія всегда можно съэкономить въ вѣсѣ, а поэтому и въ стоимости покрытія.

Наиболѣе допустимый пролетъ прямыхъ волнистыхъ покрытій опредѣляется длиною волнистаго желѣза, имѣющагося въ продажѣ, потому что поперечнаго стыка листовъ въ пролетѣ допустить нельзя, благодаря его крайней ненадежности. Длина волнистыхъ листовъ колеблется у насъ, въ Россіи, отъ 1,5 до 3,5 метровъ (2—5 арш.) и лишь въ рѣдкихъ случаяхъ можетъ достигнуть 5 мт. (7 арш.).

Въ мостовыхъ настилахъ пролеты рѣдко превосходятъ 1,8 мт. (2½ арш.).

При пролетахъ въ 2 мт. (1 саж.), оказывается выгоднымъ примѣнять *сводчатое* волнистое желѣзо, изготовляемое пролетами въ 2, 3 и 3,5 мт. (3, 4 и 5 арш.) съ подъемомъ въ 1:10. Такое желѣзо употребляется для сильно нагруженныхъ настиловъ, гдѣ поперечныхъ стыковъ тоже не допускается. Наконецъ при легкихъ покрытіяхъ, какъ, напримѣръ, при выпуклыхъ (бомбированныхъ) волнистыхъ крышахъ, пролеты достигаютъ 15 мт. (7 саж.) при плоскомъ, и 25 мт.

(12 саж.) и болѣе при высоко́мъ волнистомъ профилѣ. Насколько такія крыши экономичны указываетъ то, что при перекрытіи въ 12 мт. ($5\frac{1}{2}$ саж.); какъ это найдено изъ опытовъ, стропильная кровля обходится на 50% дороже волнистой.

Поэтому является весьма важнымъ установить правильный методъ расчета волнистыхъ сводчатыхъ покрытій, что я и попытаюсь сдѣлать, руководствуясь отчасти весьма интересною статьею инженера *Боллинера* *)

Всякое сводчатое покрытие можно рассматривать какъ упругую двухшарнирную арку, имѣющую параболическое очертаніе, и опредѣлять необходимую для расчета зависимость между внѣшними и внутренними силами для полосы ея съ шириною, равною единицѣ.

Какъ извѣстно, наиболѣе невыгодное расположеніе нагрузки (обыкновенно равномерной), будетъ при нагруженіи лишь одной половины арки. Въ случаѣ арки параболической это особенно важно потому, что при односторонней нагрузкѣ на ряду съ нормальными напряженіями въ ея сѣченіяхъ появятся еще и нѣкоторые моменты, отсутствующіе при полной (на всей длинѣ) нагрузкѣ. Это происходитъ потому, что въ параболической аркѣ линія давленія совпадаетъ съ ея осью, а въ этомъ случаѣ, какъ это доказалъ *Winkler*, моментовъ существовать небудетъ**) Всѣ силы, дѣйствующія на арку мы приводимъ къ вертикальнымъ, производящимъ равномерную нагрузку p на 1-цу пролета дуги l . (фиг. 4). Изъ условій равновѣсія получимъ, что горизонтальный распоръ арки, нагруженной односторонне, будетъ:

$$H = \frac{p \cdot l^2}{16h} = \frac{3}{8} p \cdot l \dots (9) \quad ***)$$

такъ какъ въ нашемъ случаѣ $h = l:6$, какъ это обыкновенно принимается для бомбированныхъ крышъ.

*) „Инженеръ“ (въ Кіевѣ), 1891, № 4. *Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure*, 1890, № 46—47; 1891, № 5.

**) *E. Winkler. Beitrag zur Theorie der Bogenträger. Zeitschrift des Architekten-und Ingenieur-Vereines zu Hannover*, 1879, S. 210.

См. статью автора „Сооруженія системы Монье“, стр. 6 и далѣе.

***) *Müller-Breslau. Theorie und Berechnung d. eisernen Bogenbrücken*, Gl. 155.

Моментъ въ произвольной точкѣ дуги, отстоящей отъ лѣвой опоры на разстояніе x , будетъ:

$$M_x = A.x - H.y \dots (10),$$

гдѣ A — реакція лѣвой опоры, равная $\frac{pl}{8}$, благодаря односторонней нагрузкѣ.

Для опредѣленія того сѣченія арки, для котораго моментъ будетъ имѣть наибольшее значеніе, поступаемъ по общимъ правиламъ и тогда будемъ имѣть:

$$\frac{dM}{dx} = A - H \cdot \frac{dy}{dx} = 0$$

Для параболы:

$$y = \frac{4h}{l^2} \cdot x(l - x) = \frac{2}{3} \frac{x}{l} (l - x),$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{2}{3} \frac{l - 2x}{l}, \text{ и потому}$$

$$\frac{dM}{dx} = \frac{pl}{8} - \frac{3}{8} p \cdot l \frac{2}{3l} (l - 2x) = 0,$$

$$\text{откуда } x = \frac{l}{4} \dots (11).$$

Слѣдовательно: наибольшій моментъ въ ненагруженной половинѣ односторонне нагруженнаго свода соответствуетъ сѣченію, отстоящему на $\frac{1}{4}$ пролета отъ опоры.

Взявъ вторую производную отъ M по x , убѣдимся, что она всегда положительна, слѣдовательно, моментъ M всегда отрицателенъ, и арка стремится измѣнить свою форму согласно фиг. 5.

Наибольшую величину момента M получимъ, положивши $x = \frac{l}{4}$, чему соответствуетъ $y = \frac{l}{8}$; подставивъ эти величины въ ур—іе (10), получимъ:

$$M_{max} = -\frac{1}{64} p l^2 \dots (12)$$

Для произвольнаго сѣченія нагруженной части арки, моментъ будетъ:

$$M' = Ax_1 - Hy_1 - \frac{p(2x_1 - l)^2}{8} \dots (13)$$

Поступая подобно предыдущему, найдемъ что M'_{max} соответствуетъ абсциссѣ:

$$x_1 = \frac{3}{4} l,$$

т. е., что наибольший моментъ нагруженной части будетъ тоже относиться къ ея срединѣ, съ тою лишь разницею, что моментъ этотъ будетъ положителенъ, что укажется знакомъ минусъ для второй производной отъ M по x .

Самый моментъ будетъ имѣть величину:

$$M'_{max} = + \frac{1}{64} p \cdot l^2 \dots (14)$$

Какъ извѣстно, для всякой прямой равномерно нагруженной балки наибольшій ломающій моментъ въ срединѣ равенъ

$$M_b = \frac{p l^2}{8}$$

слѣдовательно, для арки

$$M_{max} = \frac{1}{8} M_b \dots (15)$$

т. е. наибольшіе моменты, получающіеся въ дугѣ выпуклой крыши, на разстояніи $\frac{1}{4}$ ея пролета отъ опоръ, равны $\frac{1}{8}$ наибольшаго момента прямой равномерно-нагруженной балки того же пролета.

Такъ какъ изъ этого видно, что моменты не сохраняютъ постоянной величины на всемъ протяженіи волнистой крыши, поэтому является выгоднымъ составлять такое покрытие при значительныхъ пролетахъ изъ листовъ различной толщины.

Законъ измѣненія моментовъ въ различныхъ сѣченіяхъ крыши изображается графически линіею моментовъ, построенною по ея уравненіямъ, получаемымъ въ болѣе удобной формѣ изъ ур—ій (10) и (13):

$$M_x = - \frac{1}{8} p(lx - 2x^2) \dots (16).$$

$$M'_x = \frac{1}{8} p(3lx_1 - 2x_1^2 - l^2) \dots (17).$$

Для нулевыхъ значеній M_x получается изъ предыдущихъ ур—ій 4 корня, опредѣляющіе положеніе точекъ пересѣченія линіи моментовъ съ осью абсциссъ (фиг. 6).

Обѣ вѣтви такой линіи являются параболами, выражаемыми аналитически ур—іемъ, получаемымъ по чертежу 7 въ слѣдующемъ общемъ видѣ:

$$y_1 = \frac{4h_1}{l_1^2} (l_1 x - x^2) = \frac{8h_1}{l_1^2} (lx - 2x^2),$$

такъ какъ $l_1 = \frac{l}{2}$.

Сравнивая это ур—іе съ (16)*, можемъ заключить, что они тождественны, причемъ:

$$-\frac{1}{8} p = \frac{8h_1}{l^3},$$

откуда $h_1 = -\frac{pl^2}{64} = M_{max}$.

Точно также для нагруженной части

$$h_1 = +\frac{pl^2}{64} M'_{max}$$

Построивъ по этимъ даннымъ кривую моментовъ, легко будетъ опредѣлить и моментъ для произвольнаго сѣченія дуги, и необходимую толщину волнистаго листа въ этомъ мѣстѣ.

Величина нормального давленія въ произвольномъ сѣченіи арки опредѣлится по формулѣ (фиг. 4):

$$N_x = V_x \sin \varphi_x + H \cos \varphi_x \dots \dots (18).$$

причемъ уголъ φ_x опредѣлится изъ выраженія:

$$\operatorname{tg} \varphi_x = \frac{dy}{dx} = \frac{2}{3} \frac{l - 2x}{l} \dots \dots (19).$$

Въ виду незначительности угла φ , давленіе N будетъ вообще весьма мало сравнительно съ моментомъ въ данномъ сѣченіи арки, и потому при расчетѣ достаточно принять его во вниманіе лишь для опасныхъ сѣченій, отстоящихъ, какъ уже было сказано, на $\frac{1}{4}$ пролета отъ опоръ.

Кромѣ того, надо замѣтить, что величина нормального давленія будетъ больше при полной загрузкѣ дуги, чѣмъ при односторонней, что видно изъ слѣдующаго:

При $x = \frac{l}{4}$ вертикальная сила $V = A = \frac{pl}{8}$, а распоръ H по предыдущему равенъ $\frac{3}{8} pl$.

Опредѣляя уголъ φ для этихъ точекъ по ур—ію (19), подставляя въ ур—іе (18) величины его $\sin$ и $\cos$ и вводя V и H изъ предыдущихъ выраженій, получимъ:

При односторонней нагрузкѣ дуги для $x = \frac{l}{4}$:

$$N = 0,395.p.l.$$

При полной нагрузкѣ дуги для $x = \frac{l}{4}$:

$$N' = 0,79.p.l,$$

такъ какъ въ этомъ случаѣ:

$$V' = \frac{p.l}{4} \text{ и } H' = \frac{3}{4} p.l.$$

Изъ сравненія величинъ N и N' видно, что:

$$\text{для } x = \frac{l}{4} \dots \dots N' = 2 N \dots \dots (20),$$

т. е., что нормальное давленіе въ опасныхъ сѣченіяхъ волнистой арки при полной нагрузкѣ вдвое больше таковаго-же при односторонней.

Опредѣливши такимъ образомъ величины моментовъ и нормальныхъ давленій въ опасныхъ сѣченіяхъ волнистой арки, можно приступить къ вычисленію размѣровъ ея поперечнаго сѣченія по общей формулѣ:

$$\sigma \leq \frac{M}{W} + \frac{N}{F} \dots \dots (21).$$

гдѣ σ допускаемое напряженіе матеріала, а W и F —модуль сопротивленія и площадь поперечнаго сѣченія арки съ шириною, равною 1-цѣ.

Величину допускаемаго напряженія матеріала лучше всего опредѣлять по одному изъ современныхъ способовъ, основанныхъ на т. н. законахъ Вёлера относительно повторнаго дѣйствія силъ, солидно подтвержденныхъ въ послѣднее время опытами *Spangenberg'a*, *Bauschinger'a* и *Concidière'a*.

Согласно съ этими опытами, допускаемое напряженіе опредѣляется слѣдующей общей формулой

$$\sigma = \frac{Z}{m\left(1 + \frac{\omega}{\alpha}\right)} \dots \dots (22), \quad *)$$

гдѣ Z —наибольшая нагрузка, повтореніе которой данный

*) См. М. Черепашинскій. „Теорія сооружений“, 1889, стр. 31 и слѣд.

матеріаль можетъ выдержать безконечное число разъ, въ предѣлахъ отъ 0 до Z ,

$\omega = \frac{n}{N}$ — отношеніе наименьшаго напряженія къ наибольшему, вызываемому данной нагрузкой,

α — опытный коэффицентъ, равный для желѣза **2**_{,42}.

m — коэффицентъ, характеризующій вліяніе толчковъ и сотрясеній и равный для желѣза **3**_{,0}.

Изъ опытовъ найдено, что наименьшая величина Z для сварочнаго желѣза доходить до 21 клг. на кв. мм., и тогда, согласно съ вышеприведенными цифровыми величинами, допускаемое напряжение будетъ:

$$\sigma = \frac{21}{3 \left(1 - \frac{\omega}{2,42}\right)} = \frac{7}{1 - 0,4 \omega} \dots (23).$$

Наименьшее, вызываемое въ данномъ сооруженіи, напряжение будетъ равно напряженію отъ собственнаго вѣса, и въ большинствѣ случаевъ имъ можно совсѣмъ пренебречь, т. е. положить $n = 0$,

$$\text{тогда } \frac{n}{N} = \omega = 0,$$

и величина допускаемаго напряженія, будетъ:

$$\sigma = \mathbf{7} \text{ клг. на кв. мм. (700 кг. на кв. ст.).}$$

Такая величина допускаемаго напряженія, являясь, какъ извѣстно, самою употребительною, оказывается однако въ высшей степени неэкономичной при расчетѣ легкихъ волнистыхъ крышъ. Ссылаясь на то, что переменное дѣйствіе груза, толчки и полное загрузеніе кровли слоемъ снѣга максимальной толщины (0,5 мт.), представляютъ явленія, достаточно рѣдкія какъ сами по себѣ, такъ въ особенности совмѣстно, *Бёллингеръ* въ своей вышеуказанной статьѣ признаетъ возможнымъ совершенно пренебречь коэффицентомъ m въ формулѣ (22) и, слѣдовательно, принять величину допускаемаго напряженія въ **21** клг. на кв. мм. Онъ указываетъ между прочимъ на то, что извѣстный инженеръ *Герберъ* производилъ расчеты волнистыхъ крышъ, допуская напряжение въ **24** кг. на кв. мм., предполагая, что волнистое желѣзо по своимъ свойствамъ стоитъ значительно выше обыкновеннаго

и приближается по характеру своего внутреннего строения къ желѣзной проволоцѣ. *)

Мы съ своей стороны считаемъ такія величины допускаемыхъ напряженій для желѣза слишкомъ рискованными, но принимая во вниманіе все вышесказанное относительно характера нагрузки и качествъ волнистаго желѣза, рекомендуемъ допускать напряженія σ въ предѣлахъ *отъ 1000 и до 1300 кл. на кв. см.* Первое число соотвѣтствуетъ найденному при опытахъ *Баушингера* напряженію **Z** для желѣза *Пирсона* въ 29,2—30 кг. на кв. мм., а второе—допускаемому напряженію на разрывъ желѣзной проволоки, предѣлъ упругости которой можетъ быть принятъ въ 26 клг. на кв. мм., а слѣдовательно, при двойной надежности и получается приводимая величина напряженія въ 13 кг. на кв. мм.

Все сказанное относится, конечно, лишь къ легкимъ волнистымъ покрытіямъ; что же касается сильно нагруженныхъ половыхъ и въ особенности мостовыхъ настиловъ, то при ихъ расчетѣ величина допускаемаго напряженія не должна выходить изъ нормальныхъ предѣловъ 700—1000 клг. на кв. см.

Прилагая формулу (22) къ различнымъ сѣченіямъ арки, получимъ размѣры для каждаго изъ нихъ съ тою лишь разницей, что нормальными напряженіями *N* можно пренебречь.

Формула (22) относится и къ сильно нагруженнымъ сводамъ, для которыхъ точно также имѣютъ мѣсто полученныя выше величины *M* и *N*. Только въ такихъ покрытіяхъ никакихъ стыковъ не допускается и, значить, пролетъ ограничивается длиною продажныхъ сводчатыхъ волнистыхъ листовъ.

Горизонтальный распоръ волнистой, сводчатой крыши улавливается *затяжкой Z* (фиг 8), подвѣшиваемой въ свою очередь къ самой крышѣ, струнами *C, C₁*.

Такая затяжка рассчитывается на растяженіе силою *H* и на изгибъ отъ собственнаго вѣса моментами *M*, зависящими отъ числа подвѣшивающихъ струнъ, располагаемыхъ обыкновенно на разстояніи 3—4 мт. ($1\frac{1}{2}$ —2 саж.). Распоръ вычисляется по формуламъ, относящимся къ одностороннему расположенію нагрузки.

*) Сравни. „*Инженеръ*“ (Кіевск.), 1891 г., № 4, стр. 188.

Величина внутреннего діаметра имѣющихся на затыжкѣ винтовыхъ наръзокъ, вычисляется по формулѣ:

$$Z = 700 \text{ кг. на кв. ст.} \geq \frac{H}{\frac{\pi d^2}{4}} + \frac{M_{max}}{\frac{\pi d^3}{32}} \dots (24),$$

причемъ моментъ

$$M_{max} = \eta \cdot g \cdot l_1^2, *),$$

разсматривая затыжку какъ многоопорную балку, подпертую въ мѣстахъ подвѣса и нагруженную равномерно собственнымъ вѣсомъ g на 1-цу длины. При этомъ будутъ существовать слѣдующія соотношенія между числомъ струнъ n , разстояніемъ между ними l_1 , коэффициентами η , входящими въ выраженіе M_{max} и силами R_{max} , дѣйствующими на подвѣшивающія струны растягивающимъ образомъ (реакціями промежуточныхъ опоръ):

n	1	2	3	4	5	6
l_1	$\frac{l}{2}$	$\frac{l}{3}$	$\frac{l}{4}$	$\frac{l}{5}$	$\frac{l}{6}$	$\frac{l}{7}$
η	0,125	0,1	0,1071	0,1053	0,1058	0,1056
$\frac{R_{max}}{g \cdot l_1}$	1,25	1,1	0,9286	0,9736	1,0192	1,007

Вѣсъ единицы длины затыжки можно опредѣлить приближенно, вычисливъ первоначально ея діаметръ (въ мм.) по формулѣ:

$$d = 0,46 \sqrt{H} **)$$

и затѣмъ ввести его въ приведенную выше табличку.

По силѣ R_{max} рассчитывается толщина подвѣсныхъ струнъ, выбираемая на практикѣ въ предѣлахъ отъ 8 до 10 мм. ($\frac{1}{4} - \frac{3}{8}$ д.).

Наконецъ, кромѣ всего вышесказаннаго, расчету должны подлежать опорныя части волнистаго покрытія.

Если покрытіе сильно нагружено, то пяты волнистаго свода опираются обыкновенно или въ стѣны, или-же на полки двутавровыхъ балокъ, рассчитываемыхъ въ этомъ случаѣ на равномерную нагрузку одного пролета. Крайнія балки, вос-

*) Сравни. W. Keck. „Vorträge über die Elasticitäts-Lehre“, 1893, S. 85.

**) П. Худяковъ. „Детали машинъ“, ч. I, 1889, стр. 65.

припимающія нагрузку лишь отъ половины послѣдняго пролета, испытываютъ зато дѣйствіе распора крайняго опирающаго на нихъ свода и потому получаютъ обыкновенно одинаковые размѣры съ остальными. При покрытіи сводчатымъ желѣзомъ, опирающимся на стѣны, *иньзда* или *борозды*, въ которыя упираются концы желѣза достаточно дѣлать глубиною въ $\frac{1}{2}$ кирпича (3 верш.), обходясь безъ всякихъ желѣзныхъ подкладокъ.

Опоры легкихъ кровельныхъ покрытій устраиваются однимъ изъ способовъ, представленныхъ на фигурахъ 9 и 10. Въ первомъ случаѣ опорой служить швеллеръ, а во второмъ угольникъ, допускающій болѣе удобное расположеніе изолирующаго слоя въ томъ случаѣ, если помѣщеніе отапливается.

Опорныя части кровли располагаются въ свою очередь на особаго рода *чугунныхъ стульяхъ*, помѣщаемыхъ на разстояніи 2,5—4 мт. (1—2 саж.) другъ отъ друга. При среднихъ пролетахъ въ 12—15 мт. (6—8 саж.), разстояніе между стульями принимается въ 3 мт. ($1\frac{1}{2}$ саж.).

Въ срединѣ каждаго опорнаго прогона, между двумя со-сѣдними стульями, будутъ дѣйствовать двѣ взаимно перпендикулярныя силы—реакція отъ нагрузки кровли и распоръ *H*. Поэтому каждый элементъ опорнаго прогона, заключенный между двумя стульями, приходится разсчитывать какъ балку, лежащую свободно на опорахъ и нагруженную равномерно равнодѣйствующею изъ двухъ вышеупомянутыхъ силъ.

Реакція отъ нагрузки кровли будетъ равна полусуммѣ слѣдующихъ силъ: собственнаго вѣса, давленія снѣга и вѣтра, приходящихся на проекцію крыши между двумя опорами, т. е.

$$R = \frac{b}{2} \left[(p_g + p_s + \frac{3}{4} p_v) l + g \right] \dots (25),$$

гдѣ p_g —собственный вѣсъ покрытія, отнесенный къ квадратной 1-цѣ проекціи,

p_s и p_v —давленія снѣга и вѣтра на кв. 1-цу проекціи,

g —вѣсъ ногонной 1-цы опорнаго прогона,

l и b —пролетъ покрытія и разстояніе между двумя со-

сѣдними стульями (разсчетная длина опорнаго прогона).

Собственный вѣсъ покрытія на 1 кв. мт. проекціи и вѣсъ 1 погоннаго мт. соотвѣтствующаго опорнаго швеллера можно съ достаточною точностью сопоставить въ слѣдующей таблицѣ, увеличивая при разчетѣ приводимыя величины на 10⁰/₀ на заклепки и перекрышки въ соединеніяхъ:

p_g на 1 кв. мт. проекціи.	15	20	25	30	40	кг.
g на 1 пог. мт. швеллера.	13,3	18,8	29,3	37,8	45,9	„

Вертикальное давленіе снѣга, расположеннаго слоемъ въ 0,5 мт. (12 верш.), при удѣльномъ вѣсѣ снѣга въ 0,12, составляетъ нагрузку въ 60 кг. на 1 кв. метръ проекціи кровли. Хотя такая величина нѣсколько мала *), но допустима при выпуклыхъ крышахъ потому, что съ такого покрытія снѣгъ легко сдувается вѣтромъ и вообще плохо на немъ удерживается.

Наконецъ вертикальное давленіе отъ вѣтра, направленнаго подъ угломъ въ 10⁰ къ горизонту, можно вычислить по формулѣ, полученной эмпирически согласно съ законами аэродинамики:

$$p_v = \frac{P_v \cdot \sin(\alpha + 10^0)}{\cos^2 \alpha} \dots (26),$$

гдѣ α представляетъ уголъ наклона къ горизонту касательной, проведенной въ произвольной точкѣ дуги (фиг. 11), а P_v —давленіе вѣтра на 1 кв. метръ плоскости, перпендикулярной къ его направленію (CC_1 на фиг. 12). Величину P_v можно вычислить по извѣстной формулѣ:

$$P_v = 0,12 \cdot v^2 \text{ килогр.},$$

гдѣ v —скорость вѣтра, принимаемая обыкновенно въ 30 мт. въ 1", чему соотвѣтствуетъ $P_v = 108$ кг. (и до 120) на кв. метръ.

При среднихъ наклонахъ крышъ, можно, съ достаточною точностью, принять вертикальное давленіе отъ совмѣстнаго дѣйствія вѣса и снѣга въ 100 кг. на 1 кв. мм. проекціи.

*) Берлинскій полицейскій надзоръ обязываетъ при разчетахъ принимать давленіе снѣга въ 78 кг. на 1 кв. мт. проекціи, что соотвѣтствуетъ толщинѣ слоя въ 0,625 мт., при уд. вѣсѣ въ 0,125.

Такъ какъ волнистую крышу можно принять очерченной по дугѣ круга, то измѣняя α , при постоянномъ P_v и строя величины p_v изъ ур—ія (26) какъ ординаты, откладываемыя отъ дуги кровли, получимъ нѣкоторую кривую CD (фиг. 12), выражающую законъ измѣненія вертикальнаго давленія на данную крышу.

Площадь, ограничиваемая такой кривой, дастъ величину полной нагрузки отъ вѣтра для полосы крыши въ 1 мт. Проводя другую кривую EF , concentричную очертанію крыши такъ, чтобы площадь $AEFO$ была равновелика площади ADC , получимъ линію эквивалентной дѣйствию вѣтра вертикальной, односторонней нагрузки. Такая нагрузка будетъ въ среднемъ $p_v = 25$ клг. на кв. метръ.

Опредѣливъ нагрузку прогона R по формулѣ (25), а распоръ H по формулѣ (9), легко найти ихъ равнодѣйствующую, которая и будетъ расчетной нагрузкой элемента прогона между двумя опорами.

Дальнѣйшій расчетъ усложняется тѣмъ, что направленіе ломающаго усилія не совпадаетъ съ главными осями поперечнаго сѣченія данной балки.

Вслѣдствіе этого является неопредѣленнымъ, какъ положеніе нейтральной оси, такъ и моментъ инерціи, и модуль сопротивленія даннаго сѣченія по отношенію къ ней. Положеніе нейтральной оси можно опредѣлить слѣдующимъ способомъ, основаннымъ на построеніи т. н. эллипса энерціи *). Построеніе это заключается въ томъ, что по главнымъ осямъ сѣченія откладываютъ въ извѣстномъ масштабѣ величины $1:\sqrt{I_x}$ и $1:\sqrt{I_y}$, гдѣ I_x и I_y моменты инерціи относительно этихъ осей. Тогда всякій радіусъ-векторъ относительно центра эллипса, построеннаго на полуосяхъ $1:\sqrt{I_x}$ и $1:\sqrt{I_y}$, будетъ представлять въ томъ-же масштабѣ $1:\sqrt{I}$, гдѣ I —моментъ инерціи сѣченія относительно оси, совпадающей со взятымъ радіусомъ векторомъ. Если эта ось будетъ

*) Объ эллипсѣ энерціи см. Bauschinger, „Elemente der graphischen Statik, I Aufl., S. 124. Müller—Breslau, „Die Graphische Statik d. Baukonstruktionen“, 1887, S. 45.

М. Черепашинскій „Т. орія сооруженій“, 1889, стр. 132—134.

W. Keck. „Vorträge über Elasticitätslehre“, 1893, S. 25.

нейтральной, то *отрѣзокъ* ея между центромъ эллипса и его периферіей будетъ равенъ $1 : \sqrt{I_n}$, гдѣ I_n — моментъ инерціи относительно ея.

Это легко доказать по чертежу 13, гдѣ указаны всѣ необходимыя величины. Дѣйствительно, моментъ инерціи относительно произвольной оси MN , проходящей черезъ центръ тяжести будетъ:

но
$$I_m = \int v^2 \cdot d\Omega,$$

$$v = y_1 \cdot \cos \alpha - x_1 \cdot \sin \alpha, \text{ поэтому}$$

$$\begin{aligned} I_m &= \int (y_1 \cdot \cos \alpha - x_1 \cdot \sin \alpha) \cdot d\Omega = \\ &= I_x \cdot \cos^2 \alpha + I_y \cdot \sin^2 \alpha - Z_{xy} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha, \end{aligned}$$

гдѣ I_x и I_y — моменты инерціи сѣченія относительно осей x и y , а Z_{xy} — т. н. центробѣжный мом. инерціи относительно тѣхъ-же осей.

Отложивъ по оси MN отъ точки O отрѣзокъ

$$oi = \frac{1}{\sqrt{I_m}},$$

получимъ:

$$x = \frac{\sin \alpha}{\sqrt{I_m}} \text{ и } y = \frac{\cos \alpha}{\sqrt{I_m}},$$

гдѣ x и y — координаты точки i , принадлежащей эллипсу инерціи. Поэтому ур—іе (27) обратится въ слѣдующее:

$$\begin{aligned} I_m &= I_x \cdot y^2 + I_y \cdot x^2 - 2 Z_{xy} \cdot x \cdot y \text{ или} \\ I_x y^2 + I_y x^2 - 2 Z_{xy} \cdot x \cdot y &= 1 \dots (28), \end{aligned}$$

а такъ какъ величины J_y , J_x и Z_{xy} постоянны, то ур—іе (28) есть ур—іе эллипса по отношенію къ осямъ, проходящимъ черезъ его центръ. Для главныхъ осей, какъ извѣстно, центробѣжный моментъ инерцій $Z_{xy} = 0$, а потому, если оси x и y будутъ главными осями (осями симметріи), то ур—іе (28) напишется такъ:

$$I_x \cdot y^2 + I_y \cdot x^2 = 1.$$

Сравнивая это ур—іе съ общимъ ур—іемъ эллипса

$$\frac{y^2}{b^2} + \frac{x^2}{a^2} = 1,$$

видимъ, что:

$$b = \frac{1}{\sqrt{I_x}} \text{ и } a = \frac{1}{\sqrt{I_y}},$$

слѣдовательно, наше правило построения эллипса инерціи вполне справедливо. Зная полуоси эллипса, легко опредѣлить

его фокусы *) и построить его съ достаточною для даннаго случая точностью, хотя-бы при помощи нити, закрѣпленной концами въ фокусахъ и равной длинѣ большой оси эллипса.

Направленіе нейтральной оси опредѣлится, зная уголъ ея наклоненія къ оси x , а онъ получится по формулѣ;

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{I_x}{I_y} \cdot \operatorname{tg} \beta \dots (29),$$

гдѣ β есть уголъ наклоненія къ той-же оси направленія силы, производящей изгибъ, причемъ углы α и β отсчитываются въ противоположныя стороны **).

Такъ, напримѣръ, если опорный переводъ имѣетъ поперечное сѣченіе въ видѣ равносторонняго угольника, согласно фиг. 10, то построеніе нейтральной оси можетъ быть произведено слѣующимъ образомъ (фиг. 14).

Если угольникъ будетъ имѣть положеніе, представленное на чертежѣ 14 (что приблизительно соотвѣтствуетъ подъему крыши въ $\frac{1}{6}$ пролета), то равнодѣйствующая распора H и вертикальнаго давленія V , расположится такъ, какъ указано на чертежѣ 14 стрѣлкой R .

За ось XX , принимаемъ ту ось, относительно которой моментъ инерціи даннаго сѣченія будетъ наибольшій, слѣдовательно, въ нашемъ случаѣ вертикальную; углы α и β обозначены на чертежѣ и опредѣляютъ направленіе нейтральной оси по формулѣ (29).

Отложивъ по осямъ ox и oy соотвѣтствующіе величины $1:\sqrt{I_x}$ и $1:\sqrt{I_y}$ и построивъ на нихъ, какъ на полуосяхъ, эллипсъ инерціи, получимъ, что отрѣзокъ нейтральной оси

$$\overline{OA} = \frac{1}{\sqrt{I_m}}$$

въ томъ же масштабѣ.

Отсюда:

$$I_m = \frac{1}{\overline{OA}^2}$$

и модуль сопротивленія сѣченія относительно той-же оси:

$$W_m = \frac{1}{\overline{OA}^2 \cdot e}$$

*) Всего проще это сдѣлать, заставляя изъ конца малой полуоси радіусомъ равнымъ большой полуоси точки на этой послѣдней.

**) Grashof. „Theorie der Elasticität und Festigkeit, 2 Aufl., S. 85.
W. Keck. „Vorträge über Elast.—Lehre, S. 31, формула (3).
Ingenieurs Taschenbuch „Hütte“ 1890, I Abth., S. 265.

Слѣдовательно, задаваясь по таблицамъ размѣрами, поперечнаго сѣченія угольника, нѣсколько большими, чѣмъ это требовалось-бы въ томъ случаѣ, если-бы дѣйствіе силы R совпадало съ одной изъ главныхъ осей (въ нашемъ случаѣ съ осью X), и дѣлая вышеуказанное построеніе, смотримъ будетъ-ли W_m равно или менѣе W дѣйствительнаго. Если же W_m окажется болѣе W , то слѣдуетъ задаться большими размѣрами сѣченія. Такой расчетъ, при извѣстномъ навыкѣ, можно произвести весьма быстро.

Этимъ собственно и заканчивается расчетъ главнѣйшихъ частей волнистаго покрытія.

Что-же касается стѣнъ изъ волнистаго желѣза, то *длина* ихъ опредѣляется необходимыми для поддержанія покрытія опорными частями въ видѣ чугунныхъ или желѣзныхъ колоннъ, располагаемыхъ на разстояніи другъ отъ друга въ 2—5 мт. ($1—2\frac{1}{2}$ саж.), а *высота* ихъ равняется обыкновенно длинѣ волнистыхъ листовъ, идущихъ для ихъ сооруженія, и потому не превышаетъ 3,5—4,5 мт. ($5—6\frac{1}{2}$ арш.)

Къ колоннамъ волнистые листы, образующіе стѣну, прикрѣпляются заклепками, сообразно съ формой поперечнаго сѣченія колонны.

На *фиг. 15* и *16* представлены способы прикрѣпленія волнистыхъ листовъ къ чугунной и желѣзной колоннамъ. Вверху и внизу такія стѣны ограничиваются угольниками, связывающими между собой колонны.

Оконныя и дверныя отверстія выполняются тоже или изъ угольниковъ или изъ швеллеровъ (*фиг. 16а*).

Волнистыя стѣны строеній могутъ быть подвергнуты расчету развѣ лишь на дѣйствіе вѣтра, но и это оказывается излишнимъ, благодаря ихъ большой сопротивляемости изгибу.

Сорта волнистаго желѣза, употребляемаго для различныхъ сооруженій у насъ, въ Россіи, не особенно разнообразны, и обыкновенно помѣщаются въ каталогахъ желѣзопромышленныхъ фирмъ съ указаніемъ размѣровъ, вѣса квадратной единицы и соотвѣтствующаго модуля сопротивленія.

На таблицахъ I и II помѣщены этого рода данныя отъ извѣстной московской фирмы Л. В. Готье.

Т а б л и ц а I.

Номера профилей.	Размеры в и h на фиг. 1.		Толщина в миллиметрахъ	Максимумъ ширины листовъ в миллиметрахъ	Максимумъ длины в метрахъ.	Всѣ квадратнаго метра въ килограммахъ.	Минимальный радиусъ изгиба въ метрахъ.	Моментъ сопротивленія одной полны въ м/м.
	b	h						
1	130	32	0.75	780	2.50	7.00	2.00	—
			0.90	770	2.59	8.80	2.00	—
			1.00	770	2.50	9.23	2.00	1200
			1.10	770	2.50	10.40	2.00	—
			1.25	770	2.50	11.55	2.00	—
			1.50	770	2.50	13.85	3.00	—
2	60	20	0.40	600	1.50	4.00	—	—
			0.50	600	1.50	5.00	—	—
			0.60	600	1.50	6.00	—	—
			0.75	700	1.50	7.50	—	—
			0.90	700	1.50	9.00	—	170
3	76	20	0.50	760	2.44	4.75	1.00	—
			0.60	760	2.44	5.70	1.00	—
			0.75	836	2.44	7.40	1.00	—
			0.90	836	2.44	8.60	1.00	—
			1.00	836	2.44	9.50	1.00	280
4	100	35	0.90	800	3.50	9.31	—	1035
			1.00	800	3.50	10.35	—	1150
			1.10	800	3.50	11.65	—	1297
			1.25	800	3.50	12.95	—	1440
			1.50	800	3.00	15.52	—	1725
5	100	50	1.00	700	3.50	12.60	3.00	1970
			1.10	700	3.50	15.00	4.80	2216
			1.25	700	3.33	15.70	6.00	2462
			1.50	700	3.00	19.90	8.00	2955
			1.75	700	2.50	23.00	10.00	3447
			2.00	700	2.50	25.20	10.00	3940
			3.00	700	2.50	37.80	10.00	5910
			4.00	700	2.50	50.40	—	7880
			5.00	700	2.50	63.00	—	9850
			6.00	700	2.50	75.60	—	—

Т а б л и ц а II.

Номера профилей.	Размеры в и h на фиг. 1.		Толщина в миллиметрахъ	Максимумъ ширины листовъ в миллиметрахъ	Максимумъ длины в метрахъ.	Всѣхъ квадратнаго метра въ килограммахъ.	Минимальный радиусъ изгиба въ метрахъ.	Моментъ сопротивленія одной волны въ м/м.
	b	h						
6	100	60	1.00	600	3.50	14.25	6.00	2617
			1.10	600	3.50	15.08	7.00	2880
			1.25	600	3.33	17.81	8.00	3271
			1.50	600	3.00	21.40	10.00	3925
			1.75	600	2.50	25.00	10.00	4252
			2.00	600	2.50	28.50	10.00	5234
			3.00	600	2.50	42.75	10.00	8851
			4.00	600	2.00	57.00	—	10468
			5.00	600	1.70	70.50	—	13085
			6.00	600	1.60	85.00	—	—
7	100	70	1.10	500	3.00	17.40	—	3660
			1.25	500	3.60	19.70	—	4152
			1.50	500	2.50	23.00	—	5000
			1.75	500	2.00	27.00	—	5350
			2.00	500	2.00	31.60	—	6660
			3.00	500	2.00	47.50	—	9990
			4.00	500	1.75	63.25	—	13320
			5.00	500	1.60	79.00	—	16650
8	100	80	1.10	500	3.00	19.30	10.10	4500
			1.25	500	3.00	21.25	12.00	4950
			1.50	500	2.50	26.10	15.00	6000
			1.75	500	2.00	30.50	15.00	7000
			2.00	500	2.00	34.80	15.00	8000
			3.00	500	2.00	52.20	15.00	12000
			4.00	500	1.75	69.60	—	16000
			5.00	500	1.50	87.00	—	20000
9	100	90	1.50	500	2.00	27.70	—	7260
			1.75	500	2.00	32.50	—	8470
			2.00	500	2.00	37.00	—	9680
			3.00	500	2.00	55.50	—	14520
			4.00	500	2.00	74.00	—	19360
			5.00	500	1.75	92.50	—	24200
			6.00	500	1.50	111.00	—	29040
10	155	65	3.00	775	2.00	34.50	—	—
			4.00	775	2.00	46.00	—	—
			5.00	775	2.00	57.50	—	—
			6.00	775	2.00	69.50	—	—

Сорта желѣза подѣ №№ 1, 2 и 3 пригодны главнымъ образомъ для строительныхъ кровель, стѣнъ и легкихъ сводчатыхъ кровель, пролетомъ не выше 15 мт. ($7\frac{1}{2}$ саж.). Сорта же съ № 5 до № 10 допускаютъ увеличеніе этого пролета до 25 мт. (12 саж.) и, кромѣ того, идутъ въ прямомъ и сводчатомъ видѣ для сильно нагруженныхъ половыхъ и мостовыхъ настиловъ. Наиболѣе ходовымъ сортомъ является профиль № 5, изготовляемый въ сводчатомъ видѣ съ подъемомъ въ 1:10 для пролетовъ отъ 3 до 5 арш. При исчисленіи потребнаго матеріала для даннаго сооруженія, слѣдуетъ прибавлять 7—9% общаго количества на перекрытія въ стыкахъ листовъ.

При средней стоимости волнистаго желѣза въ 4 руб. за 1 пудъ обыкновенныя волнистыя покрытія обходятся приблизительно 15 руб. за 1 кв. саж. проекціи, а бомбированныя волнистыя крыши безъ стропиль отъ 35 до 50 руб. 1 кв. саж. *)

Для болѣе или менѣе солидныхъ построекъ лучше употреблять волнистое желѣзо, покрытое цинкомъ или свинцомъ, что значительно увеличиваетъ его долговѣчность. Во всякомъ случаѣ желѣзо должно быть хорошо покрашено съ обѣихъ сторонъ. **)

Отдѣльные волнистые листы соединяются между собою, какъ въ продольномъ, такъ и въ поперечномъ направленіи стыками въ накладку и склепываются въ холодномъ состояніи заклепками, діаметромъ въ 7 мм. ($\frac{1}{4}$ д.), которыхъ требуется около 60-ти ($1\frac{1}{4}$ фунт.) на 1 кв. сажень. Заклепки располагаются на 20—25 мм. (1 д.) отъ края и на разстояніи 30—35 мм. ($1\frac{1}{2}$ д.) другъ отъ друга. Перекрытіе листовъ дѣлается обыкновенно на 40—50 мм. (2 д.) Стыкъ, относящійся къ волнистому кровельному покрытію, изображенъ на *фиг. 17*, гдѣ указаны и его размѣры. Видимой на фигурѣ прокладки *a* часто не дѣлаютъ совсѣмъ.

Волнистымъ строительнымъ крышамъ найдено выгоднымъ придавать высоту въ срединѣ въ $\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{12}$ пролета. Волнистое

*) См. *И. Сальмоновичъ. „Руководство къ составленію сметъ“, 1894, Отд. Б, стр. 27.*

**) Производствомъ волнистаго оцинкованнаго желѣза занимается въ широкихъ размѣрахъ фабрика *Гейна, Лемана и К^о* близъ ст. Сосновицы, Варшавско Вѣнской жел. дороги.

жельзо прикрѣпляется къ переводамъ стропиль однимъ изъ способовъ, изображенныхъ на *фиг. 18 и 19*, скобками *a, b, c* съ размѣрами поперечнаго сѣченія 5×30 мм. ($\frac{1}{8} \times 1$ д.)

Тутъ-же указано устройство конька. Скобки *b* могутъ быть или приклепаны или припаяны къ жельзу.

При устройствѣ *теплыхъ крышъ* (см. *фиг. 10*), достаточно покрыть волнистое жельзо сверху слоемъ изъ двухъ досокъ по 1" съ прокладкой между ними двухъ слоевъ войлока и покрытіемъ сверху листовымъ жельзомъ или толемъ.*)

Вѣсъ такого изолирующаго слоя, при покрытіи жельзомъ, приблизительно составитъ 40 кг. на кв. мт. ($11\frac{1}{2}$ пуд. на 1 кв. саж.), а при покрытіи толемъ около 35 клг. на 1 кв. мт. ($9\frac{1}{2}$ пуд. на 1 кв. саж.), что слѣдуетъ принять во вниманіе при расчетѣ такого рода крыши.

Простѣйшая конструкція прямого волнистаго покрытія представлена на *фиг. 20*, гдѣ концы жельза уложены непосредственно на полкахъ двутавровыхъ балокъ. Пролетъ такихъ, сильно нагруженныхъ покрытій, вообще не превышаетъ 4, 5 мт. (2 саж.), но сообразуясь съ русскими, ходовыми длинами балочнаго волнистаго жельза, не дѣлаются больше 3,5—3 мт. ($1\frac{1}{2}$ саж.).

Фигура 21 представляетъ такое-же, но нѣсколько болѣе сложное покрытіе съ чистымъ поломъ и подштукатуреннымъ потолкомъ, маскирующимъ опорныя двутавровыя балки.

Фиг. 22 даетъ мостовой настилъ подъ каменную мостовку, проложенную на слоѣ асфальта.

Сводчатыя волнистыя покрытія большой нагрузки дѣлаются обыкновенно тоже пролетомъ не выше 3,5 мт. (5 арш.), но, вынося нагрузку приблизительно въ 9 разъ большую, они могутъ представить въ нѣкоторыхъ случаяхъ значительныя выгоды. Устройство волнистаго свода, опирающагося однимъ концомъ въ стѣну, указано на *фиг. 23*. Полъ сдѣланъ изъ бетонныхъ плитокъ толщиною въ 14 мм. ($\frac{1}{2}$ д.), располо-

*) Изолирующій слой волнистой стропильной кровли паровозныхъ мастерскихъ С.-Пб.-Варшавской жел. дор. въ Петербургѣ состоитъ изъ ряда $1\frac{1}{2}$ дюймовыхъ досокъ, положенныхъ поверхъ волнистаго жельза и покрытыхъ сперва двумя слоями войлока, а затѣмъ жельзными листами; такое покрытіе тоже оказывается вполне удовлетворительнымъ.

женныхъ на кирпичѣ, уложенномъ плашмя. Забутка сдѣлана изъ обыкновеннаго песку (с), и при толщинѣ не менѣе 290 мм. ($6\frac{1}{2}$ верш.) она вполне обезпечиваетъ изоляцію помѣщенія отъ холода.

На *фиг. 24* видѣнъ способъ помѣщенія пять волнистаго свода на полкахъ опорныхъ двутавровыхъ балокъ, при помощи особаго рода чугунныхъ или желѣзныхъ прокладокъ, передающихъ давленіе болѣе равномерно по длинѣ балки. Впрочемъ часто этого не дѣлають, упирая пяты непосредственно въ полку.

На *фиг. 25 и 26* представлена конструкція лѣстницъ, расположенныхъ на волнистомъ желѣзѣ. Первая основана на прямомъ желѣзѣ, положенномъ поперекъ, а вторая—на продолжномъ сводчатомъ.

Наконецъ *фиг. 27* изображаетъ волнистый настилъ легкаго желѣзнаго мостика съ бетоннымъ заполненіемъ и торцовой мостовой.

Въ заключеніе привожу величины нагрузокъ половыхъ и мостовыхъ настиловъ для различныхъ случаевъ и матеріаловъ.

1. Равномѣрная нагрузка покрытій.

	Въ кг. на кв. мт.	Въ пуд. на кв. саж.
Жилыя помѣщенія въ среднемъ	250	70.
Общественныя залы, казармы.	400	120.
Амбары и товарные склады .	1200—1500	330—390.
Фабричныя и заводскія зданія.	500—1000	150—300.
Мостовой настилъ проѣзжихъ мостовъ.	560	155.
Мостовой настилъ пѣшеходн.	400	120.

2. Въсѣ 1 кв. саж. настиловъ изъ различныхъ матеріаловъ.

Волнистое желѣзо со слоемъ бетона, толщиною въ 13 см. (5 д.)	250	кгр.
Деревянный полъ въ 5 д.	254	"
Бетонный слой въ 10 см. ($3\frac{1}{2}$ д.)	200	"
Кирпичный настилъ въ $\frac{1}{2}$ кирпича	200	"
Асфальтъ, толщиною въ 3 см. ($1\frac{1}{4}$ д.)	50	"
Песчаный слой, толщиной 5 см. (2 д.)	80	"
Бетонныя плитки, толщиной 1,5—2 ст. (1 д.)	70—80	"

3. Давленіе на 1 кв. метръ отъ различныхъ матеріаловъ, расположенныхъ слоемъ толщиною въ 1 метръ.

Всякаго рода зерно	750	килограмм.
Овесъ	500	" "
Сѣно и солома.	100	" "
Мука всякаго рода.	700	" "
Дерево	400	" "
Торфъ	600	" "
Каменный уголь	900	" "
Коксъ	450	" "
Цементъ.	1200	" "
Соль	800	" "
Сахаръ	750	" "

Сыпучіе матеріалы, располагаемые въ мѣшкахъ, даютъ нагрузку въ 0,8 приведенной.

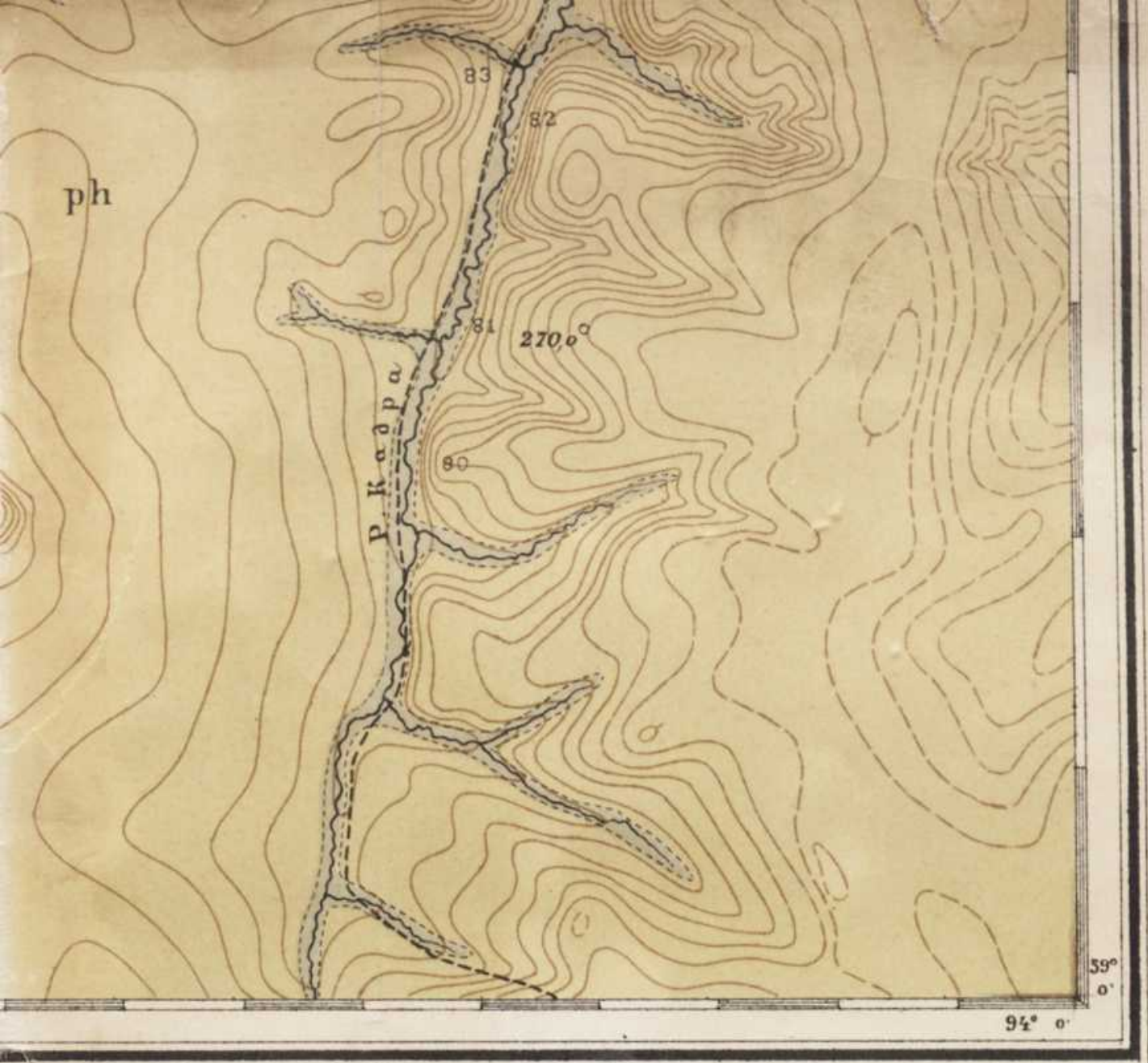
Что касается до такихъ матеріаловъ, какъ хлопокъ, шерсть, ленъ, бумага, стекло и т. п. и издѣлія изъ нихъ, то для нихъ нельзя дать общихъ величинъ потому, что на ихъ вѣсъ существенно вліяетъ тотъ видъ, въ которомъ данный матеріалъ находится, и потому въ каждомъ частномъ случаѣ приходится сообразоваться прямо съ вѣсомъ того продукта, который предполагается для расположенія на проектируемомъ половомъ настилѣ. Приблизительно *средніе* вѣса для 1 куб. мт. этихъ матеріаловъ могутъ быть взяты такими:

Хлопокъ	1950 кг.	Кожа	1660 кг.
Шерсть	1610 "	Крахмалъ	1550 "
Ленъ	1790 "	Мыло.	980 "
Шелкъ	1560 "	Стекло обыкн	2560 "

Нѣкоторые данныя относительно упаковки, вѣса и способовъ храненія различныхъ мануфактурныхъ товаровъ можно найти въ уже нѣсколько устарѣвшемъ въ настоящее время, но всетаки весьма обстоятельномъ сочиненіи, *Ф. Лесгафта „Товаровѣдніе сырыхъ продуктовъ и мануфактурныхъ издѣлій“*.

Декабрь, 1894.

Инженеръ-механикъ *Н. Страховъ*.



Картографическое завед.  А. Шмидта С. Петербурга.