



УДК 624.04 (075.8)

© Ю. В. Тряпицын, Д. А. Тряпкин, 2013

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ НАПЛАВНЫХ МОСТОВ ШАРНИРНОЙ СХЕМЫ

Тряпицын Ю. В. – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительная механика», тел.: (4212) 40-76-02, e-mail: TryapitsinYV@mail.ru; *Тряпкин Д. А.* – старший преподаватель кафедры «Строительная механика» (ДВГУПС)

Усовершенствована и подтверждена испытанием методика расчета грузоподъемности наплавных мостов шарнирной схемы из двухопорных паромов на основе учета влияния поперечных балок на совместную работу главных балок путем введения поправочного коэффициента в формулу расчетного изгибающего момента.

The design procedure of the cargo-carrying capacity of the floating bridge joint scheme made of two-supporting ferries with consideration for the influence of the transverse beams on collaborative work of the main beams by introducing the correction coefficient in the formula of the bending moment has been improved and corroborated by testing.

Ключевые слова: ледовая переправа, наплавной мост, грузоподъемность.

В нормативной методике расчета грузоподъемности наплавных мостов шарнирной схемы из двухопорных паромов не учитывается влияние поперечных балок на совместную работу главных балок [4-5], поэтому целью работы является совершенствование данной методики.

Объектом исследования принята ледовая переправа, усиленная металлическими понтонными конструкциями из двухопорных паромов (далее, комбинированная переправа) через р. Усури расположенная в районе села Покровка Бикинского района Хабаровского края на границе с Китаем.

Комбинированная переправа устроена путем наведения и последующего вмораживания металлических понтонных конструкций наплавного автодорожного моста китайского производства в ледяной покров реки сразу после окончания ледостава. Техническая категория автодороги – IV. Схема наплавного моста $7,0+(20,32 \times 2 + 3,0) \times 10 + 20,32 \times 2 + 7,0$ (20,32м – полная длина пролетов мостовых участков; 3,0м – длина вставок через каждые два мостовых участка; 7,0 – длина аппарелей). Габарит проезжей части Г – 9,0 м, полная длина ком-

бинированной переправы составляет 491,04,0 м. Покрытие на палубе отсутствует. Устроена искусственная шероховатость путем приварки прутков противоскольжения 10x12 мм с шагом 15-20 см по всей ширине габарита проезжей части. Пролетные строения № 1-22 ($L_0 = L_{\text{полн.}} = 20,32$ м) выполнены из сварных двутавровых балок. Высота балок 0,51 м, в поперечном сечении расположено 10 балок с шагом 1,0 м, нижний пояс 1,4x18 см, верхний пояс, в виде включенного в работу металлического листа 0,1x100 см.

В продольном направлении пролетные строения на двухопорных парамах объединены по шарнирно-консольной системе сцепными устройствами в виде вертикальных проушин с горизонтальным выдвижным штырем на штифте (болтовыми шарнирами), образуя мост-ленту. Поперек моста в каждом пролете балки объединены тремя поперечными балками шагом 2,8 м и высотой, равной высоте главных балок и четырьмя вспомогательными поперечными балками с вдвое меньшей высотой, размещенными между ними (шаг 1,4м). Размеры поясов высоких поперечных балок – 1x20 см, вспомогательных поперечных – 1x10 см. Проезжая часть моста из металлического листа толщиной 1 см и главные балки пролетного строения жестко соединены с двумя понтонами. Вылет консолей главных балок из понтонов 1,0 м. Переходная часть – одноконсольная (аппарель), опертая на естественное основание.

Опоры №1-44 – понтоны индивидуального проектирования, грузоподъемностью 50 т каждый (аналог российской палубной баржи т.п. №XVII), разряд плавания “Р”. Площадь ватерлинии – 104,2 м². Длина площади ватерлинии – 20,84 м. Длина проезжей части понтонной конструкции – 20,32 м. длина понтона 19 м. Ширина понтона – 5 м. Ширина проезжей части – 9 м. Расстояние между осями понтонов – $l = 13$ м. Высота понтонов – 1,5 м. Допустимая осадка – 0,9 м. Осадка порожнем – 0,42 м. Тротуаров нет. Общий вид переправы показан на рис. 1.

Расчет автодорожного шарнирно-консольного моста из двухопорных паромов выполняется согласно [4-5]

Принимается центральное опирание пролетного строения на опоры.

Площадь ватерлинии

$$A_0 = \frac{Q_{\Gamma}}{\gamma(t_{\Gamma} - t_{\Pi})}$$

где:

$Q_{\Gamma} = 50$ т - грузоподъемность плавучей опоры (понтон), по технической документации, палубная баржа т.п. № XVII – российский аналог по РНМ-79 [5];
 $t_{\Gamma} = 0,90$ м – расчетная осадка плавучей опоры; $t_{\Pi} = 0,42$ м - осадка плавучей опоры в порожнем состоянии;

$\gamma = 1$ т/м³ - объемный вес воды.

$$A_0 = \frac{50}{1(0,90-0,42)} = 104,2 \text{ м}^2$$



Рис. 1. Общий вид ледовой переправы, усиленной металлическими понтонными конструкциями

Положительный участок линии влияния изгибающего момента (л.в. М, рис. 2) имеет длину

$$x_1 = \frac{2L_0l}{L_0 + l}$$

$$x_1 = \frac{2L_0l}{L_0 + l} = \frac{2 \cdot 20,32 \cdot 13}{33,32} = 15,86 \text{ м}$$

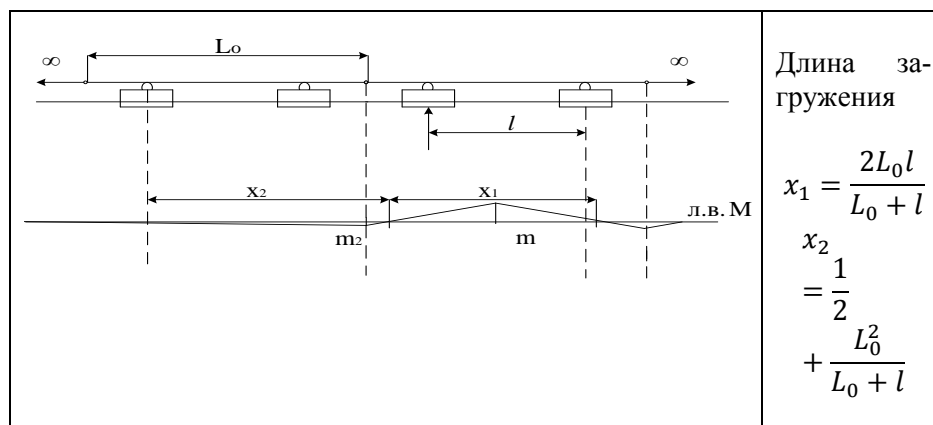


Рис. 2. Линии влияния (л.в.) в середине речной части шарнирно-консольного моста из двухопорных паров: а – расчетная схема моста; б – л.в. изгибающего момента в среднем сечении пролетного строения парама



$v_1 = 107,92 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ - интенсивность распределенной нагрузки Н-14 для участка длиной 15,86 м.

Наибольшая ордината л.в.М:

$$m = \frac{L_0 l}{2(L_0 + l)}$$

или

$$m = \frac{x_1}{4} = \frac{15,86}{4} = 3,97 \text{ м}$$

Откуда

$$M = 0,5(1 + \mu) m x_1 v_1 = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 3,97 \cdot 15,86 \cdot 107,92 = 3907,2 \text{ кНм}$$

где: $(1 + \mu) = 1,15$ - динамический коэффициент.

Минимальная ордината отрицательного участка л.в.М в шарнире

$$m_2 = -\frac{L_0(L_0 - l)}{4(L_0 + l)}$$

или

$$m_2 = m - 0,25L_0 = 3,97 - 0,5 \cdot 20,32 = -1,11 \text{ м}$$

Длина отрицательного участка л.в.М:

$$x_2 = \frac{l}{2} + \frac{L_0^2}{L_0 + l}$$

или

$$x_2 = L_0 + \frac{l}{2} - 2m = 20,32 + \frac{13}{2} - 2 \cdot 3,97 = 18,88 \text{ м}$$

$v_2 = 93,37 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ - интенсивность распределенной нагрузки Н-14 для участка длиной 18,88 м.

Откуда

$$M_2 = 0,5(1 + \mu) m_2 x_2 v_2 = 0,5 \cdot 1,15 \cdot (-1,11) \cdot 18,88 \cdot 93,37 = -1125,12 \text{ кНм}$$

Коэффициент поперечной установки для самой нагруженной, крайней балки определяется:

- при высоте главных ферм (главных балок или прогонов) менее 1,5 м

$$K_{\text{пу}} = \frac{1}{n} + 1,86 \frac{e z_k}{\sum_{i=1}^n z_i^2} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n z_i^2}{n L_{\text{оп}}^2}}$$

где:

e - величина поперечного смещения временной нагрузки с оси моста,

z_k - расстояние от оси моста до крайнего прогона (или шарнира)

z_i - расстояние до i -го прогона.

n - общее число прогонов в сечении пролетного строения

$L_{\text{оп}}$ - длина площади ватерлинии отдельной плавучей опоры (или шарнира моста-ленты)

$$K_{\text{пу}} = \frac{1}{n} + 1,86 \frac{e z_k}{\sum_{i=1}^n z_i^2} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n z_i^2}{n L_{\text{оп}}^2}} = \frac{1}{10} + 1,86 \frac{2,25 \cdot 4,5}{2(0,5^2 + 1,5^2 + 2,5^2 + 3,5^2 + 4,5^2)} \sqrt{\frac{82,5}{10 \cdot 20,84^2}} = 0,185,$$



где: $L_{оп} = \frac{A_0}{B} = \frac{104,2}{5} = 20,84$ м – длина площади ватерлинии

Расчетный изгибающий момент в крайнем, наиболее нагруженном прогоне равен [4-5]:

$$M_{пр} = M_p K_{ПУ} + \frac{M_m}{n},$$

где M_m – изгибающий момент в прогоне от местного изгиба

M_p – момент от подвижной нагрузки, принимаемый большим по абсолютному значению из моментов M_1 и M_2 , получаемых при загрузении соответственно положительного и отрицательного участка *л.в.М*.

Местный изгибающий момент возникает от действия собственного веса пролетного строения P и временной нагрузки, взятой в виде эквивалентной нагрузки v из вычислений максимального значения M_p . Местный изгибающий момент M_m вычисляется по формуле для трехпролетной балки на жестких опорах, причем за расчетный пролет местного изгиба l_1 принимается расчетный пролет между осями опор.

M_m – определен от:

$q_{пост} = 16,11 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ – нагрузка от собственного веса пролетного строения

и от $v_1 = 107,92 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ – интенсивность распределенной нагрузки Н-14 из вычислений максимального M_p , для расчета трехпролетной балки на жестких опорах расчетным пролетом $l = 13$ м.

$$M_{пр} = M_p K_{ПУ} + \frac{M_m}{n} = 3907,2 \cdot 0,185 + \frac{1161,52}{10} = 839 \text{ кНм}$$

Для учета влияния поперечных балок на совместную работу главных балок предлагается ввести коэффициент продольного распределения нагрузки между поперечными балками, Δ , определяемый методом конечных элементов по методике, описанной в [6], методом балочного ростверка [2], либо методом упруго-оседающих опор [7]. Тогда:

$$M_{пр} = M_p K_{ПУ} \Delta + \frac{M_m}{n}$$

С учетом предлагаемого коэффициента

$$\Delta = \frac{\max(\text{п. в. } M)}{\max(\text{л. в. } M)},$$

Где $\max(\text{п. в. } M) = 867,4$ мм (рис.5) – максимальная ордината поверхности влияния изгибающего момента в расчетном сечении балки;

$\max(\text{л. в. } M) = 3970$ мм – максимальная ордината линии влияния изгибающего момента в том же сечении балки (найдена выше).

$$\Delta = \frac{\max(\text{п. в. } M)}{\max(\text{л. в. } M)} = \frac{867,4}{3970} = 0,218$$

$$M_{пр} = M_p K_{ПУ} \Delta + \frac{M_m}{n} = 3907,2 \cdot 0,185 \cdot 0,218 + \frac{1161,52}{10} = 273,7 \text{ кНм}$$

Координата центра тяжести поперечного сечения крайней балки (рис. 3):

$$y_{цт}^{\text{кр.б}} = 36,14 \text{ см}$$

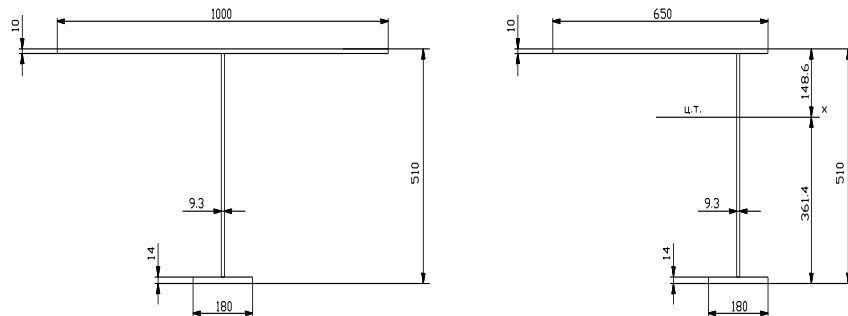


Рис. 3. Поперечное сечение средней и крайней балки

Осевой момент инерции площади поперечного сечения крайней балки:

$$J_x^{\text{кр.б}} = 59794.5 \text{ см}^4$$

Осевой момент сопротивления площади поперечного сечения крайней балки:

$$W_x^{\text{кр.б}} = \frac{59794.5}{36.14} = 1654.5 \text{ см}^3$$

Условие прочности по СНИП 2.05.03-84*(СП 35.13330.2011) [2]:

Без учета коэффициента Δ :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{83900}{1654.5} \cdot (10) = 507,1 \text{ Мпа} > m \cdot \sigma_T = 1 \cdot 235 = 235 \text{ Мпа}$$

С учетом коэффициента Δ :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{27370}{1654.5} \cdot (10) = 165,4 \text{ Мпа} < m \cdot \sigma_T = 1 \cdot 235 = 235 \text{ Мпа}$$

Проведение статических испытаний

Статические испытания проводились с целью оценки фактической работы наплавной части комбинированной переправы – совместной работы балок пролетного строения понтонных конструкций усиления под действием испытательной нагрузки и проверки достоверности определения коэффициента Δ .

В качестве испытательной нагрузки был принят автомобиль груженный товарами народного потребления автомобиль IVECO, общим весом 33 т (рис. 4, 5, 7).

Усилия и деформации в контролируемых сечениях определялись в соответствии с [1-5] от проектных нагрузок с динамическим коэффициентом.

Для оценки фактической работы самых нагруженных крайних балок, нагрузка устанавливалась по наиболее невыгодным схемам асимметрично относительно оси комбинированной переправы (рис. 5, 7). Испытанию подвергалось пролетное строение № 3.

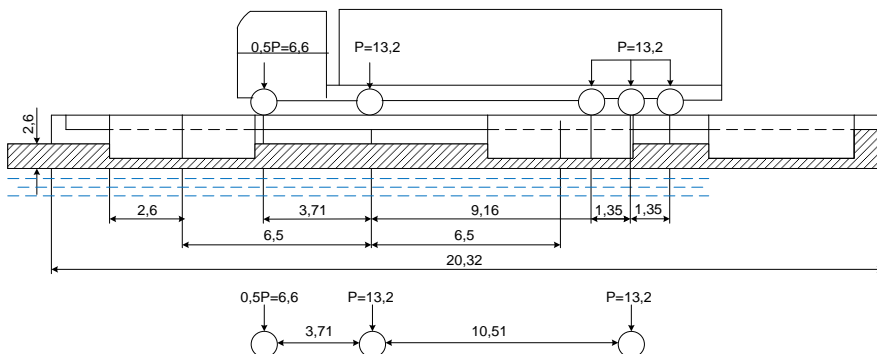


Рис. 4. Схема расположения испытательной нагрузки на сооружении

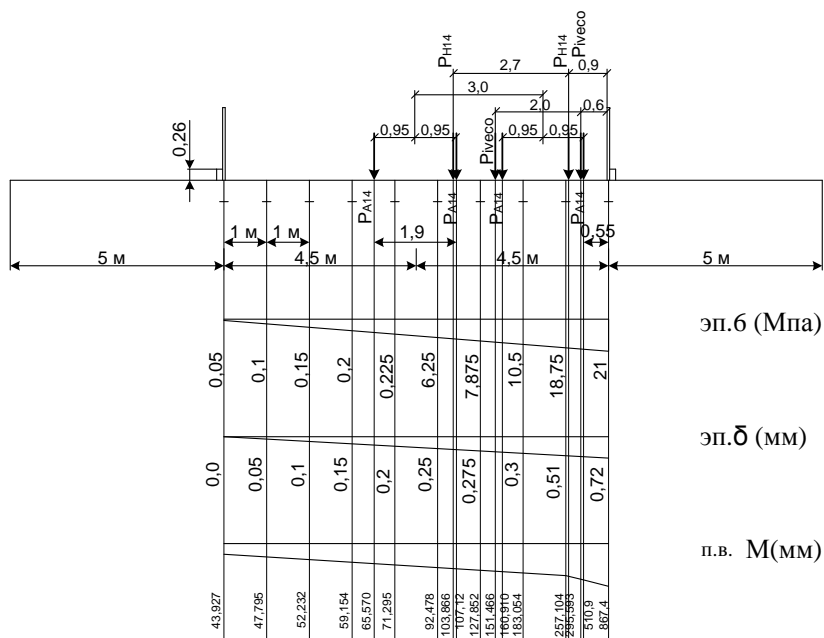


Рис. 5. Поперечные схемы загрузки наплавной части комбинированной переправы: эп.σ – эпюра нормальных напряжений в нижнем поясе главных балок под испытательной нагрузкой; эп.δ – эпюра прогибов главных балок под испытательной нагрузкой; п.в.М – след поверхности влияния изгибающего момента в расчетном сечении для определения коэффициента Δ

Для оценки несущей способности и деформативности главных балок и определения фактической пространственной работы пролётных строений конструкций усиления, измерялись прогибы балок и фибровые деформации в контролируемых сечениях. Схема расположения датчиков и контролируемых сечений в пролётных строениях приведены на рис. 6.

Прогибы балок в пролете №3 фиксировались прогибомерами 6 ПАО, что позволило выявить влияние схемы соединения балок между собой и с понтонами на пространственную работу пролетных строений собственно конструкций усиления. Линейные фибровые деформации в сечениях главных балок измерялись с помощью индикаторов часового типа (мессур) с ценой деления 0,01 мм на базе 420мм и тензометров Гугенбергера, установленных на нижнюю полку главных балок. Индикаторы были установлены только в пролете №3 на балках Б6, Б8, Б10 (рис. 6).

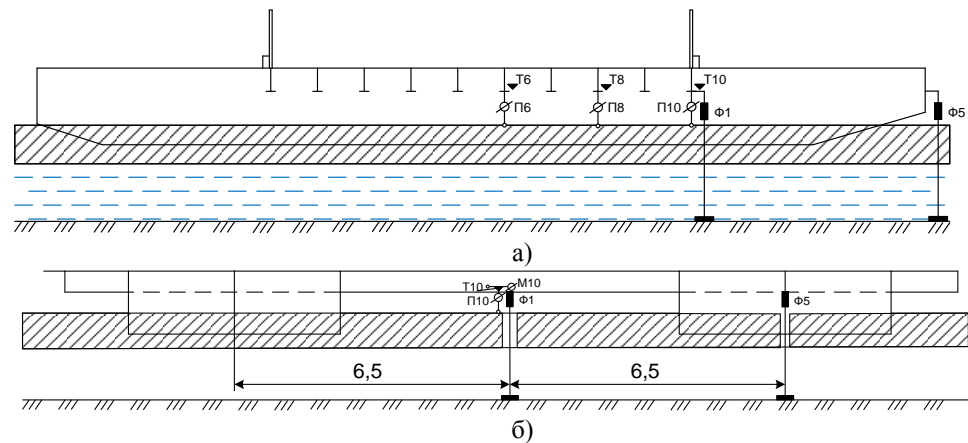


Рис. 6. Схема расположения датчиков и контролируемых сечений: а) – поперек пролетного строения; б) – вдоль пролетного строения



Рис. 7. Размещение испытательной нагрузки на комбинированной переправе при загрузке крайней балки

В табл. 1 и 2 приведены результаты расчета и испытания пролетных строений мостовых участков понтонных конструкций усиления. В табл. 2 теоретические прогибы крайней балки определены с учетом динамического коэффициента $(1 + \mu) = 1,15$, Δ и $K_{пу}$.



Таблица 1

Расчет грузоподъемности наплавной части комбинированной переправы на расчетные нагрузки и по результатам испытания

Параметр	A14	H14	Iveco
$\sum P \cdot y$, тм	100,66		66,4
$\sum q \cdot w$, кНм	$431 \cdot (1+0,6)/2$	3397,5	
$K_{пу}$	0,156	0,185	0,209
$K_{пу} \cdot (9,81 \cdot \sum P \cdot y + \sum q \cdot w)$, кНм	207,83	628,54	136,14
Коэфф. Перехода к норматив. Нагр	0,655	0,217	-
$\sigma(M_M)$, Мпа	70,2	70,2	70,2
$[\sigma(M_p)]$, Мпа	144,1	144,1	144,1
$\sigma(M_p(\text{эксп}))$, Мпа	32,06*	96,77*	21,0
Δ	0,218	0,218	0,218
$\sigma(M_p(\text{теор}))$, Мпа	27,4	82,8	18,0
$1+\mu$	1,15	1,15	1,15
$(1+\mu) \cdot \sigma(M_p(\text{теор}))$, Мпа	31,51	95,22	21,7
Констр. коэфф.	0,23	0,7	0,15

*- значения определены через коэффициент перехода от испытательной нагрузки.

Таблица 2

Прогибы в середине пролета крайней балки

нагрузка	Экспериментальные, мм	Теоретические, мм	
		При $K_{пу(\text{эксп})}=0,259$ по измеренным прогибам	$K_{пу(\text{теор})}=0,209$
Iveco	0,72	0,773	0,624

Из табл. 1 и 2 следует, что опытные и теоретические значения нормальных напряжений и прогибов в расчетном сечении крайней балки совпадают, несущая способность понтонных конструкций усиления достаточна для пропуска нормативных нагрузок. Установлена достоверность определения и обоснованность введения коэффициента Δ в методику расчета грузоподъемности наплавных мостов.

Заключение

Разработана и подтверждена испытанием методика учета влияния поперечных балок на совместную работу главных балок металлических понтонных конструкций шарнирной схемы наплавных мостов путем введения поправочного коэффициента Δ в формулу расчетного изгибающего момента.



Библиографические ссылки

1. *СНиП 3.06.07 – 86*. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний/ Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1987. – 40 с.
2. *СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы»*. М.: 2011. - 214 с.
3. *ОДМ 218.4.001-2008*. Методические рекомендации по организации обследования и испытания мостовых сооружений на автомобильных дорогах. М.: 2008. - 86 с.
4. *Телов В.И.* Наплавные мосты и паромные переправы: Монография: - М. Маршрут, 2006. – 423 с.
5. *Методические рекомендации по расчету железнодорожных наплавных мостов (РНМ-79)*. М., 1980. - 184 с.
6. *Тряпицын Ю.В.* К расчету металлических мостов с ортотропной плитой на подвижную нагрузку // Наука – Хабаровскому краю: материалы седьмого краевого конкурса –конференции молодых учёных и аспирантов (Секция технических наук), Хабаровск, 25 янв. 2005 г. – Хабаровск: Изд-во Тихоокеанского гос. ун-та, 2005, с.29-34
7. *Отчет* об оказании научно-технических услуг. Экспертная оценка соответствия действующим на территории России нормам и правилам китайских проектных решений ледовой переправы, через реку Уссури у села Покровка Бикинского района Хабаровского края нормативным документам, действующим на территории России. Научный руководитель – к.т.н., доцент кафедры МОФ ТОГУ В.Е. Казаринов. Хабаровск, ТОГУ, 2011.–30 с.