Госстрой СССР
ГЛАВПРОМСТРОЙПРОЕКТ
СОЮЗМЕТАЛЛОСТРОЙНИИПРОЕКТ
Ордена Трудового Красного Знамени
Центральный научно-исследовательский и проектный институт
строительных металлоконструкций
ЦНИИПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ

РЕКОМЕНДАЦИИ
ПО УЧЕТУ ЖЕСТКОСТИ ДИАФРАГМ ИЗ СТАЛЬНОГО ПРОФИЛИРОВАННОГО НАСТИЛА В ПОКРЫТИЯХ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ ПРИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗКАХ

МОСКВА - 1980

gost.e-ecolog.ru

Госстрой СССР
Главпромстройпроект
Союзметаллостройниипроект
Ордена Трудового Красного Знамени
Центральный научно-исследовательский и проектный институт
строительных металлоконструкций
ЦНИИПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ

УТВЕРЖДАЮ:
директор института
Н.П.Мельников
"21" декабря 1980 г.

Р Е К О М Е Н Д А Ц И И

по учёту жёсткости диафрагм из стального профилированного настила в покрытиях одноэтажных производственных зданий при горизонтальных нагрузках

Москва - 1980

УДК 624.073-42:69.024:725.4.011.261

Настоящие Рекомендации содержат требования к стальному профилированному настилу, который способен частично или полностью заменить горизонтальные связи в покрытиях одноэтажных производственных зданий, методику расчётной оценки его сдвиговой жёсткости и её учёта в пространственной работе лёгких металлических конструкций этих зданий при горизонтальных нагрузках, включая сейсмические.

Основным требованием к такому настилу является расчётная проверка прочности соединений профилированных листов между собой и с несущими конструкциями при сдвигающих нагрузках в плоскости его закрепления на опорах. Это требование относится только к тем участкам покрытия, на которых настил должен выполнять функцию исключённых горизонтальных связей, а на остальной части покрытия прочность соединений настила на срез проверять не требуется.

Первая редакция Рекомендаций разработана в отделе стандартизации и исследования профилей ЦНИИпроектстальконструкции под руководством к.т.н. Айрумяна Э.Л. при участии к.т.н. Беляева В.Ф., инженеров Парчевского Н.М., Григорьевой И.А., Усачёвой Т.М. Были использованы результаты исследований, проведённых в ЦНИИПСК, Казахском Промстройниипроекте и ВНИПИпромстальконструкции.

Рекомендации предназначены для проектировщиков и инженерно-технических работников строительно-монтажных организаций.

Отзывы и предложения направлять по адресу: 117393, г.Москва, Новые Черёмушки, квартал 28, корпус 2.

© Центральный научно-исследовательский и проектный институт строительных металлоконструкций (ЦНИИПСК) Госстроя СССР, 1980

СОДЕРЖАНИЕ

стр.

I. Общие положения 4
2. Материалы для настила и его соединений в диафрагмах .. 8
3. Расчётные характеристики жёсткости диафрагм из профилированного настила..... 8
4. Основные расчётные положения I0
5. Конструктивные требования I6

Приложение I. Примеры расчёта I8
Пример I. Расчёт диафрагм жёсткости из профилированного настила в покрытии одноэтажного здания на сейсмические нагрузки I8
Пример 2. Расчёт рам типа "Плауэн" с учётом диафрагмы жёсткости из профилированного настила в покрытии однопролётного здания 24

Приложение 2. Методика экспериментального исследования сдвиговой жёсткости дисков из профилированных металлических листов и их соединений 3I

Приложение 3.
Таблица I Значения "эталонной" жёсткости C_0 для испытанных диафрагм из профилированных листов 35

Таблица 2 Допускаемое срезающее усилие $[N_2]$ на одну комбинированную заклёпку в соединениях настила 35

Таблица 3 Допускаемое срезающее усилие $[N_1]$ на один метиз крепления настила на опорах 36

Таблица 4 Допускаемое выдерживающее усилие $[P_1]$ на один метиз крепления настила на опорах 36

Приложение 4.
Таблица I Значения коэффициентов β_1 и β_2 37
Таблица 2 Значения коэффициента β_m 37

Приложение 5. Варианты решения опорных узлов прогонов в составе диафрагм жёсткости 38

Приложение 6. Формулы для определения произвольных постоянных a_1, a_2, b_1 и b_2 39

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Предлагаемые рекомендации распространяются на проектирование лёгких металлических конструкций одноэтажных производственных зданий с покрытием, включающим стальной профилированный настил. При проектировании этих зданий учитывается, что профилированный настил кроме основных функций ограждающей конструкции выполняет функцию горизонтальных связей на отдельных участках покрытия, называемых диафрагмами жёсткости.

П р и м е ч а н и е. Данные рекомендации не распространяются на здания с уклоном кровли более 10^{o}.

I.2. Проектирование конструкций каркаса и покрытия осуществляется в соответствии с главами СНиП П-В.3-72 "Стальные конструкции. Нормы проектирования", СНиП П-А.12-69 "Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования", требованиями "Руководства по применению гофрированных профилей (стального оцинкованного профилированного настила) в утеплённых покрытиях производственных зданий" и "Руководства по проектированию одноэтажных и многоэтажных производственных зданий со стальным каркасом в сейсмических районах" с учётом публикуемых Рекомендаций.

I.3. Диафрагмы жёсткости должны воспринимать приходящуюся на них часть расчётных горизонтальных нагрузок, действующих на здание в продольном и поперечном направлениях и заменять (частично или полностью) горизонтальные связи покрытия.

В связи с этим в пределах диафрагмы должны соблюдаться следующие требования:

а) расчёт соединения профилированных листов настила между собой и с несущими элементами покрытия с учётом срезающих усилий, определяемых в соответствии с указаниями пп.4.2-4.5;

б) узлы опирания прогонов, к которым крепится профилированный настил, должны обладать повышенной жёсткостью на кручение и проектироваться с учётом указаний по п.5.3;

в) расчёт несущих элементов покрытия (прогонов, ригелей, верхних поясов ферм) с учётом дополнительных продольных усилий, вызванных в результате совместной работы этих элементов и профилированного настила при горизонтальных нагрузках.

Эти требования не распространяются на конструкции покрытия, расположенные за пределами диафрагм жёсткости.

I.4. Поперечные диафрагмы жёсткости располагаются в крайних шагах стропильных ферм или поперечных рам здания (отсека) длиной не более 72 м. При длине здания (отсека) более 72 м между крайними диафрагмами равномерно располагаются промежуточные диафрагмы аналогичной конструкции через каждые 36–60 м.

Продольные диафрагмы жёсткости в зданиях с числом пролётов не более трёх располагаются вдоль крайних рядов колонн, в зданиях с числом пролётов более трёх, также и вдоль средних рядов колонн с таким расчётом, чтобы расстояние между смежными диафрагмами не превышало двух пролётов.

I.5. Вертикальные связи в зданиях (отсеках) с диафрагмами жёсткости проектируются так же, как в зданиях с горизонтальными связевыми фермами.

Поперечные и продольные связевые фермы по верхним поясам стропильных ферм или ригелей поперечных рам, а также по фонарям в зданиях (отсеках) с диафрагмами жёсткости не предусматриваются.

Поперечные и продольные связевые фермы по нижним поясам стропильных ферм в зданиях (отсеках) с диафрагмами жёсткости устанавливаются в следующих случаях:

а) при опирании фахверковых стоек стен в уровне нижних поясов стропильных ферм;

б) в зданиях (отсеках) с подвесными кранами;

в) при крановых горизонтальных нагрузках, превышающих допустимое значение (см.п.I.9).

I.6. Размеры поперечных диафрагм жёсткости в плане рекомендуется принимать с учётом условия

$$\frac{L}{B} \geqslant 1{,}5 \quad , \qquad (I)$$

где L и B – пролёт и ширина диафрагмы соответственно.

Пролёт поперечных диафрагм равен пролёту стропильных ферм или поперечных рам, ширина этих диафрагм принимается кратной шагу стропильных ферм или поперечных рам (рис.I).

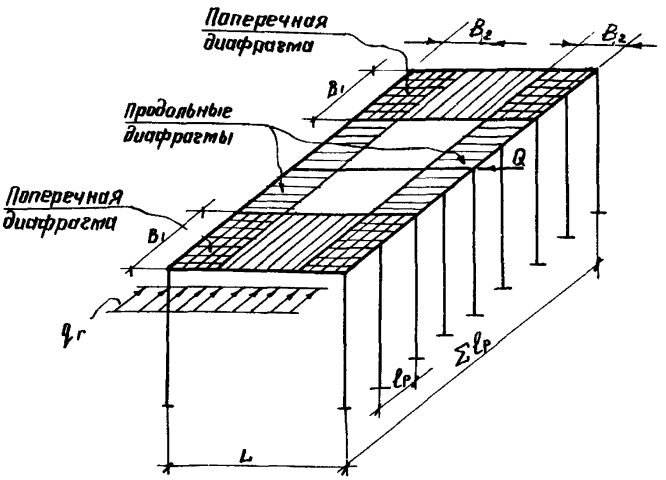


Рис. I. Расчетная схема здания (отсека) с продольными и поперечными диафрагмами.

Продольные диафрагмы, ширина которых принимается кратной пролёту настила, но не менее 6 м, следует выполнять на всю длину здания (отсека). Настил покрытия фонарей выполняется с учётом требований к продольным диафрагмам жёсткости.

I.7. Применение диафрагм жёсткости из профилированного настила можно предусматривать в тех случаях, когда технически и экономически целесообразно выполнять следующие условия:

а) повышать жёсткость здания (отсека) при горизонтальных нагрузках, объединяя несущие конструкции каркаса в единую пространственную систему;

б) уменьшать количество элементов горизонтальных связей в составе шатра здания;

в) обеспечивать устойчивость конструкций в процессе их монтажа без применения дополнительных связей;

г) повышать надёжность эксплуатации зданий в особых условиях.

I.8. Примерами зданий, в которых применяют диафрагмы жёсткости из профилированного настила, являются:

а) здания с типовыми конструкциями покрытия, в том числе предусматривающими конвейерную сборку и блочный монтаж;

б) здания с каркасом из поперечных рам типа "Плауэн";

в) здания с вертикальными поперечными диафрагмами в виде стенового заполнения или связей, расположенными не более, чем через 72 м;

г) здания с покрытием из пространственных решётчатых плит (структур).

I.9. Диафрагмы жёсткости из профилированного настила можно предусматривать для восприятия следующих горизонтальных нагрузок:

а) сил торможения кранов лёгкого и среднего режимов работы, если значения этих сил составляют не более 50% от полной расчётной нагрузки в том же направлении;

б) ветровых нагрузок для I-У районов;

в) сейсмических нагрузок при расчётной сейсмичности 7-9 баллов;

г) монтажных нагрузок, в том числе при крупноблочном монтаже;

д) любой местной нагрузки, вызывающей взаимный сдвиг несущих элементов в плоскости закрепления настила.

При расчёте диафрагм принимается, что эти нагрузки действуют на конструкции покрытия статически и независимо друг от друга.

I.I0. Горизонтальные нагрузки, действующие в плоскости закрепления настила в продольном или поперечном направлении здания (отсека), распределяются между параллельными диафрагмами жёсткости равномерно.

I.II. В зданиях (отсеках) со свободными торцами совместная работа поперечных рам, связанных продольными диафрагмами, учитывается при сосредоточенной или неравномерной горизонтальной нагрузке в поперечном направлении.

При равномерно распределённой горизонтальной нагрузке в поперечном направлении совместная работа поперечных рам, связанных продольными диафрагмами, учитывается только в зданиях (отсеках), отвечающих требованиям п.I.8в. В утеплённых покрытиях взаимный сдвиг соседних несущих элементов, к которым крепится профилированный настил, не должен превышать I0 мм в пределах диафрагмы жёсткости.

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ НАСТИЛА И ЕГО СОЕДИНЕНИЙ В ДИАФРАГМАХ

2.1. В диафрагмах жёсткости допускается применять настил из стальных гофрированных профилей, выпускаемых по ТУ 67-54-74, ТУ 36-1926-76 и ТУ 34-13-5914-79.

2.2. Применение гофрированных профилей разной высоты или толщины в составе одной диафрагмы не допускается.

2.3. В диафрагмах крепление профилированного настила к несущим конструкциям покрытия рекомендуется выполнять самонарезающими болтами по ОСТ 34-13-916-77 или ТУ 67-72-75. Между собой профили соединяются вдоль гофров комбинированными заклёпками по ОСТ 34-917-73 или ТУ 67-74-75.

2.4. В диафрагмах покрытия зданий в несейсмических районах допускается пристрелка профилированного настила дюбелями типа ДПШ $4,5_{\text{Х}}30\text{Ц}_{\text{хр}}$ (по ТУ 14-4-794-77) к несущим элементам из стали класса С38/23 толщиной не менее 5 и не более 12 мм.

2.5. Применение сварки для крепления настила на опорах и укрупнения настилов в карты разрешается в соответствии с "Инструкцией по сварке стального оцинкованного профилированного настила для облегченной кровли" (ВСН-349-75 / ММСС СССР).

Сварные соединения настила в диафрагмах рекомендуется применять только при заводском изготовлении панелей покрытия и конвейерной сборке монтажных блоков, осуществляя при этом повышенный контроль качества соединений.

3. РАСЧЁТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЖЁСТКОСТИ ДИАФРАГМ ИЗ ПРОФИЛИРОВАННОГО НАСТИЛА

3.1. Жёсткость диафрагмы из профилированного настила характеризуется величиной сдвигающей силы, вызывающей единичное смещение рассматриваемого прямоугольного участка настила по линии её действия. Эта жёсткость называется сдвиговой, обозначается C и имеет размерность кгс/мм или тс/см (рис.2а).

3.2. Расчётная сдвиговая жёсткость профилированного настила определяется при следующих допущениях:

а) значение C изменяется прямо пропорционально расчётной длине рассматриваемого участка настила, параллельной направлению сдвигающей силы, и обратно пропорционально его ширине;

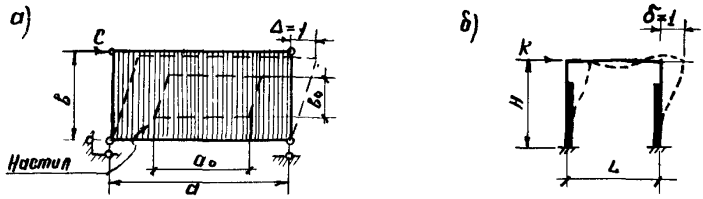


Рис. 2. К расчету параметров жесткости диафрагмы (а) и поперечной рамы (б)

б) сдвиговая жёсткость настила не зависит от направления действия сдвигающей силы (вдоль или поперёк гофров);

в) настил, прогоны и их соединения работают упруго при одновременном и раздельном действии сдвигающих сил в плоскости диафрагм и вертикальных нагрузок на покрытие;

г) поперечная нагрузка на настил не влияет на его сдвиговую жёсткость.

3.3. Сдвиговую жёсткость участка настила рекомендуется рассчитывать по формуле

$$C = K_0 \cdot \alpha_0 \cdot \beta_0 \cdot C_0 \cdot \frac{a}{в} \cdot \frac{в_0}{a_0} \qquad (2)$$

где C_0 – сдвиговая жёсткость прямоугольной панели-эталона из профилированных листов рассматриваемого настила (см.п.3.4);

$в_0$ и a_0 – соответственно ширина и длина эталонных панелей, на которые разбивается рассматриваемый участок диафрагмы;

a и $в$ – расчётные размеры рассматриваемого участка настила, параллельные сторонам панели-эталона a_0 и $в_0$ соответственно и определяемые с учётом п.5.5;

K_0 – коэффициент, учитывающий тип опорных креплений настила: для самонарезающих болтов и дюбелей – $K_0 = I$; для сварных электрозаклёпок – $K_0 = I,2$;

α_0 – коэффициент, учитывающий характер сдвигающей силы: при ветровых нагрузках $\alpha_0 = I,0$; при крановых и сейсмических нагрузках $\alpha_0 = 0,8$;

β_0 – коэффициент, учитывающий конструкцию покрытия и принимаемый по табл.I.

Таблица

Конструкция покрытия	Схема работы настила	Условия закрепления прогона на опорах	β_a
беспрогонная	разрезная	-	I,0
	неразрезная	-	I,2
с прогонами	разрезная	шарнирное опирание	0,7
		закрепление препятствует кручению	0,9
	неразрезная	шарнирное опирание	0,8
		закрепление препятствует кручению	I,0

3.4. Значения сдвиговой жёсткости C_a для панелей-эталонов рекомендуется определять экспериментальным путём по "Методике экспериментального исследования сдвиговой жёсткости дисков из профилированных металлических листов и их соединений", приведённой в приложении 2.

По результатам испытаний, выполненных по этой методике, значение C_a определяется как

$$C_a = \frac{T}{\Delta_{cp}}, \qquad (3)$$

где T и Δ_{cp} – соответственно сдвигающая сила и среднее значение перемещения по линии её действия в пределах упругой работы панели-эталона при испытаниях знакопеременной нагрузкой.

Расчётные значения эталонной сдвиговой жёсткости настилов из стандартных гофрированных профилей отечественного производства приводятся в табл.I приложения 3.

4. ОСНОВНЫЕ РАСЧЁТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

4.I. В соединениях листов настила на опорах и между собой распределение продольной силы между крепежными элементами принимается равномерным.

4.2. Прочность соединений настила с поперечными опорами проверяется по формуле (рис.3)

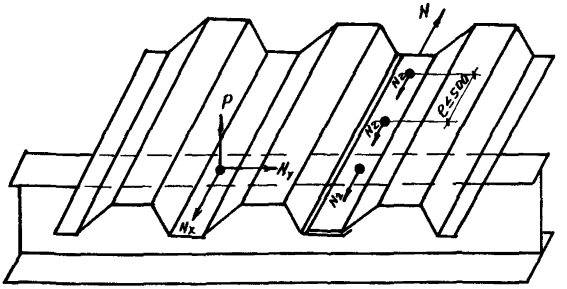


Рис. 3. Расчетные усилия в соединениях настила на опорах и в пролете.

$$\left(\frac{\sqrt{N_x^2 + N_y^2}}{[N_1]}\right)^2 + \left(\frac{P}{[P_1]}\right)^2 \leq 1, \qquad (4)$$

где N_x и N_y – расчётные срезающие усилия на один крепежный элемент или сварную точку, направленные соответственно параллельно и перпендикулярно горизонтальной нагрузке;

P – расчётное растягивающее (отрывающее) усилие на один крепежный элемент или сварную точку при ветровом отсосе;

$[N_1]$ и $[P_1]$ – допускаемые усилия на один крепежный элемент или сварную точку соответственно при срезе и растяжении (отрыве).

Значения $[N_1]$ и $[P_1]$ определяются экспериментальным путём по методике, приведённой в приложении 2 и получены для стандартных крепежных элементов (метизов) отечественного производства (приложение 3, таблицы 3; 4).

4.3. Прочность соединений профилированных листов настила между собой в пролёте проверяется по формуле

$$N \leq m \cdot n \, [N_2], \qquad (5)$$

где N – расчётная продольная сила, действующая на соединение;

n – число крепежных элементов или сварных точек в соединении;

m – коэффициент условия работы, принимаемый равным 0,9 для заклёпочных соединений и 0,8 для соединений на самонарезающих винтах или точечной сварке.

Допускаемое срезающее усилие $[N_2]$ на одну стандартную комбинированную заклёпку в соединениях листов приводится в таблице 2 приложения 3.

4.4. В поперечных диафрагмах расчётные срезающие усилия на соединения можно определять как в однопролётной балке двутаврового сечения с гофрированной стенкой из профилированного настила и поясами в виде верхних поясов стропильных ферм или ригелей поперечных рам, расположенных по продольным краям этих диафрагм.

При изгибе диафрагм в своей плоскости допускается, что стенка из профилированного настила воспринимает только сдвигающие усилия, а верхние пояса ферм или ригелей испытывают дополнительное сжатие или растяжение (рис.4а).

Погонное сдвигающее усилие в настиле от равномерно распределённой горизонтальной нагрузки q_r в плоскости диафрагмы определяется по формуле

$$t = \frac{q_r L}{2B}. \qquad (6)$$

Расчётная продольная сила, действующая на соединения листов настила между собой в поперечных диафрагмах имеет вид

$$N = n \cdot t \cdot e, \qquad (7)$$

где e – шаг крепежных элементов или сварных точек.

Максимальное дополнительное усилие в верхних поясах фермы или ригелей на продольных краях этих диафрагм от нагрузки q_r равно

$$N_n = \pm \frac{q_r L^2}{8B}. \qquad (8)$$

4.5. В продольных диафрагмах расчётные срезающие усилия на соединения настила определяются с учётом взаимных перемещений поперечных рам в направлении нагрузки согласно принятой расчётной схеме (рис.5). По этой схеме каждая продольная диафрагма здания (отсека) рассматривается как неразрезная равнопролётная балка на упруго-податливых опорах, которыми являются поперечные рамы.

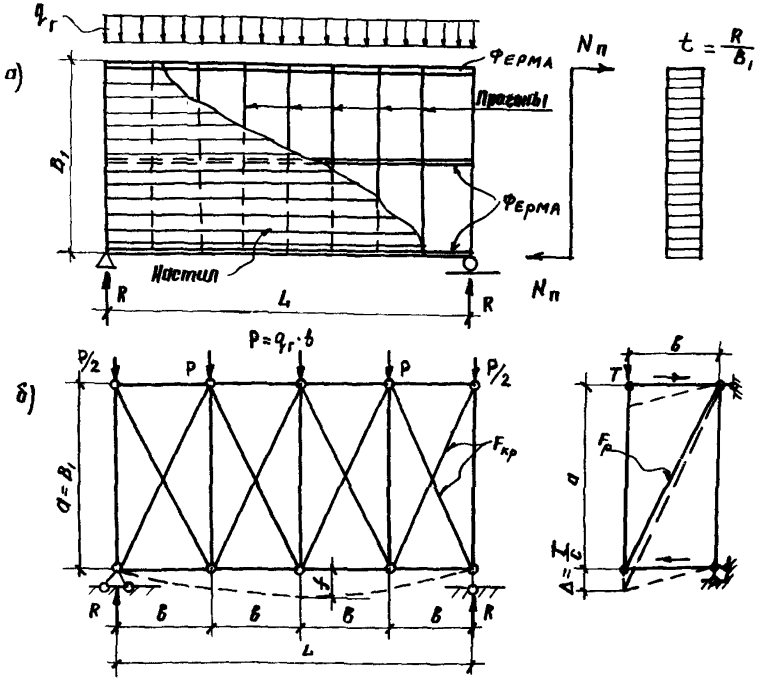


Рис. 4. Расчетная схема поперечной диафрагмы:
а - при определении усилий в соединениях настила,
б - при расчете изгибной жесткости в своей плоскости

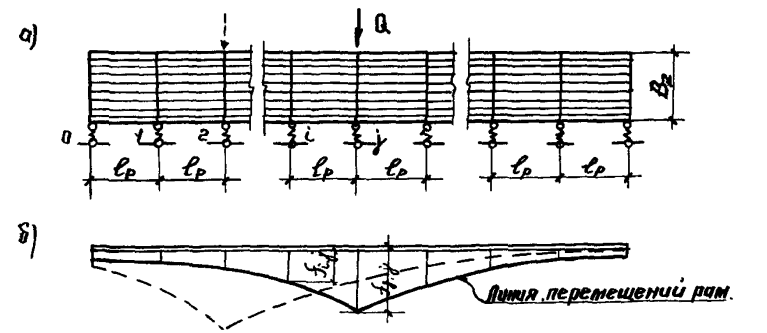


Рис. 5. Расчетная схема продольной диафрагмы:
а - в здании (отсеке) со свободными торцами,
б - при действии сосредоточенной силы на одну раму

При нагрузках, указанных в пп.I.9 и I.II поперечные рамы неравномерно смещаются в своей плоскости.

В зданиях (отсеках) со свободными торцами при действии горизонтальной нагрузки в плоскости одной из поперечных рам перемещение любой из них на уровне ригеля определяется по формуле

$$f_{ij} = B_1 \cdot x_1^{j-i} + B_2 \cdot x_2^{j-i}, \qquad (9)$$

где f_{ij} – перемещение ригеля любой поперечной рамы i при нагружении рамы j эквивалентной силой Q, приложенной на уровне её ригеля (см. рис.5а);

B_1 и B_2 – произвольные постоянные, определяемые по приложению 6;

$$x_1 = \left(1 + \frac{K}{2C}\right) - \sqrt{\left(1 + \frac{K}{2C}\right)^2 - 1};$$

$$x_2 = x_1^{-1};$$

K – параметр единичной жёсткости поперечных рам, равный горизонтальной силе на уровне ригеля, вызывающей его единичное перемещение в плоскости рамы (см.рис.2б);

C – сдвиговая жёсткость участка продольной диафрагмы между смежными поперечными рамами, определяемая по указаниям раздела 3;

j и i – порядковые номера нагруженной и рассматриваемой рамы при нумерации от одного торца здания (отсека) к другому, начиная с $i = 0$.

При действии силы Q на поперечную раму, расположенную в середине длины здания (отсека), взаимное смещение нагруженной и ближайшей к ней поперечных рам можно записать как

$$\Delta = f_{j,j} - f_{j-i,j} = \frac{Q}{K}\left(\beta_1 - \beta_2\right), \qquad (10)$$

где β_1 и β_2 – коэффициенты, определяемые по табл.I в приложении 4.

Расчётные срезающие усилия в соединениях настила продольной диафрагмы принимаются в зависимости от значения максимальной сдвигающей силы

$$T_{max} = C\,\Delta_{max}\,. \qquad (11)$$

В зданиях (отсеках), отвечающих требованиям п.I.8в, при действии сил Q на каждую поперечную раму смещение ригеля любой из них можно вычислить по формуле

$$f_i = \frac{Q}{K} - \left(a_1 x_1^i + a_2 x_2^i\right), \qquad (12)$$

где a_1 и a_2 – произвольные постоянные, определяемые по приложению 6.

В этом случае перемещение ригеля поперечной рамы в середине длины здания (отсека) является наибольшим и имеет вид

$$f_{max} = \frac{Q}{K}\cdot\beta_m\,, \qquad (13)$$

где β_m – коэффициент, определяемый по табл.2 приложения 4.

4.6. Для расчётной оценки горизонтального прогиба диафрагм с профилированным настилом при изгибе в своей плоскости рекомендуется прямоугольные участки настила между несущими элементами, к которым он прикреплён, заменить крестовой решёткой из фиктивных стержней-связей, шарнирно соединённых с этими элементами (см.рис.4б).

Условная площадь сечения этих стержней определяется из условия равенства сдвиговых жёсткостей каждой связевой панели и соответствующего ей участка настила

$$F_{ус} = \frac{c\cdot d^3}{2Ea^2}\,, \qquad (14)$$

где C и a – обозначения те же, что в формуле (2);

$d = \sqrt{a^2+\beta^2}$ – длина рассматриваемого участка настила по диагонали;

E – модуль упругости стали.

При односторонней нагрузке крестовая решётка из фиктивных связей может быть заменена раскосной, у которой условная площадь растянутого раскоса равна $F = 2F_{ус}$ (см.рис.4б).

Прогиб диафрагм в середине пролёта от расчётных горизонтальных нагрузок может быть определён как прогиб эквивалентной связевой фермы с бесконечно жёсткими поясами и деформируемой раскосной решёткой по формуле

$$f = \sum \frac{N_p N_1}{E F} \cdot d,$$

где N_p – усилия в элементах решётки эквивалентной связевой фермы от расчётной нагрузки;

N_1 – усилия в тех же элементах от единичной нагрузки, приложенной в середине пролёта фермы;

F – площадь сечения элементов решётки.

Замена диафрагм из профилированного настила эквивалентными по жёсткости связевыми фермами может использоваться также для расчёта пространственных систем покрытия и здания в целом на ЭВМ с помощью стандартных программ, типа РАСК, МАРС и др.

5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

5.I. Профилированный настил в составе диафрагм жёсткости крепится на всех опорах в каждой волне.

5.2. Шаг точечных соединений профилированных листов настила между собой в пролёте рекомендуется принимать постоянным, но не более 500 мм.

5.3. Конструкция опирания прогонов, поддерживающих настил в составе диафрагмы, должна практически исключать возможное закручивание их опорных сечений (варианты конструктивных решений жёсткого узла опирания прогонов приводятся в приложении 5).

5.4. В монтажных блоках покрытия с фонарями горизонтальные связи на уровне верхних поясов стропильных ферм рекомендуется ставить только в подфонарном пространстве.

В данных блоках горизонтальные связи по фонарю и на скатных участках можно не ставить, если профилированный настил и его соединения удовлетворяют требованиям, предъявляемым к диафрагмам жёсткости.

В бесфонарных блоках покрытия горизонтальные связи на уровне верхних поясов стропильных ферм рекомендуется не ставить, включив профилированный настил в диафрагму жёсткости по всей площади блока.

5.5. В диафрагмах не рекомендуется выполнять отверстия с размерами более I,0 м. Расстояние от краёв диафрагмы до отверстия должно быть не менее $B/4$. Если размеры отверстия в диафрагме превышают I м, то при определении её сдвиговой жёсткости C по формуле (2) расчётная длина a снижается пропорционально соотношению площадей этого отверстия и рассматриваемого участка настила.

ПРИМЕРЫ РАСЧЁТА

Пример I. Расчёт диафрагм жёсткости из профилированного настила в покрытии одноэтажного здания на сейсмические нагрузки

Требуется рассчитать диафрагмы жёсткости из профилированного настила марки Н60-845-I,0, выполняющего функцию горизонтальных связей в плоскости верхних поясов стропильных ферм покрытия одноэтажного трёхпролётного здания с расчётной сейсмичностью в 9 баллов.

Конструктивные схемы каркаса здания и нагрузки приняты из примера I Руководства по проектированию одноэтажных и многоэтажных производственных зданий со стальным каркасом в сейсмических районах (ЦНИИпромзданий, Москва, Стройиздат, 1977).

В отличие от этого Руководства в данном примере связевые фермы в плоскости верхних поясов стропильных ферм исключены во всех пролётах.

А. Расчёт поперечных диафрагм

I. В плоскости верхних поясов стропильных ферм в пролётах А-Б и В-Г без фонарей учитываем три поперечные диафрагмы - у торцов и в середине длины здания, так как она превышает 72 м (рис.I). Размеры каждой диафрагмы в плане принимаем равными L =24 м, B =I2 м, в соответствии с условием (I)

$$\frac{L}{B} = \frac{24}{12} = 2 \geqslant 1{,}5.$$

Продольная сейсмическая сила, передаваемая на всю диафрагму в пределах длины здания, принимается такой же, как в расчёте поперечных связевых ферм по Руководству

$$\sum S_1 = 59 \text{ т.с.}$$

Эта нагрузка равномерно распределяется между диафрагмами. Торцевую диафрагму, на которую кроме заданной нагрузки действует сила от веса части торцевой стены и парапета можно рассчитать таким образом

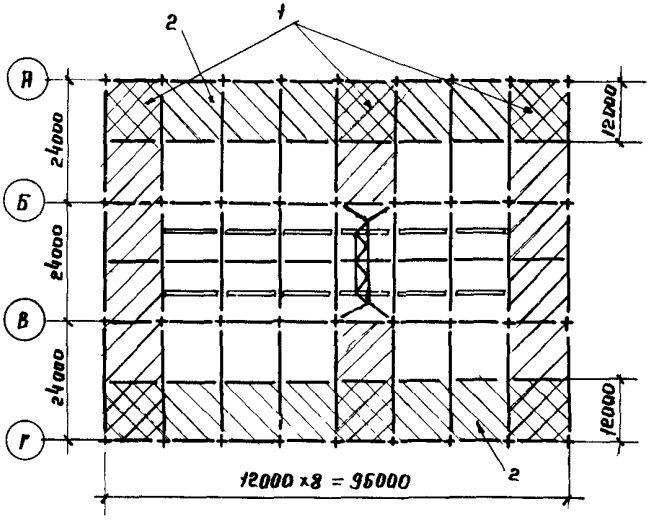


Рис. I. Схема диафрагм и связей по верхним поясам ферм:
I-поперечные диафрагмы, 2-продольная диафрагма

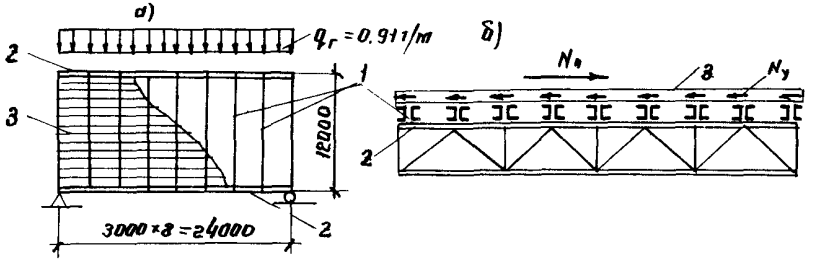


Рис. 2. Расчет поперечной диафрагмы:
а-расчетная схема диафрагмы в одном пролете,
б-усилия в опорных соединениях настила по продольным краям диафрагмы,
I-прогон, 2-ферма, 3-настил

$$\sum S_2 = 2{,}2 \text{ тс.}$$

Расчётная схема торцевой диафрагмы показана на рис.2а. Представим нагрузку на эту диафрагму как равномерно распределённую с интенсивностью, равной

$$q_г = (\frac{59}{3} + 2{,}2):24 = 0{,}9I \text{ т/м.}$$

Погонное сдвигающее усилие в продольных соединениях настила определяем по формуле (6)

$$t = \frac{0{,}9I \times 24}{2 \times I2} = 0{,}9I \text{ т/м.}$$

2. Соединения листов настила между собой выполняются в данном случае с помощью комбинированных заклёпок типа ЗК4I8х8. Допускаемый шаг заклёпок определяем из формул (5) и (7)

$$e = \frac{m \cdot [N_2]}{t} = \frac{0{,}9 \times 0{,}I2}{0{,}9I} = 0{,}II9 \text{ м ,}$$

$[N_2] = I20$ кгс – из таблицы 2 приложения 3.

В пределах поперечных диафрагм шаг заклёпок принимаем равным I00 мм.

Сдвигающее усилие по продольному краю торцевой диафрагмы определяем по формуле (8)

$$N_п = \frac{q_г L^2}{8B} = \frac{0{,}9I \times 24^2}{8 \times I2} = 5{,}45 \text{ т.}$$

Это усилие воспринимается самонарезающими болтами типа М6х20, прикрепляющими настил к девяти прогонам по продольным краям диафрагмы (см.рис.II2б). Требуемое количество болтов на каждом прогоне определяем по формуле (5)

$$n = \frac{N}{9m[N_1]} = \frac{5{,}45}{9 \times I{\times}0{,}32} = I{,}9 \text{ .}$$

Таким образом, по продольным краям диафрагм настил должен крепиться к каждому прогону двумя самонарезающими болтами. На каждый из этих болтов действует срезающее усилие, направленное перпендикулярно нагрузке и равное

$$N_у = \frac{5{,}45}{I8} = 0{,}302 \text{ тс .}$$

По поперечному краю диафрагмы на каждый из болтов, крепящих настил к крайнему прогону в каждой волне через 2II мм (для гофрированных профилей Н60-845-I,0) действует усилие, параллельное нагрузке и равное

$$N_x = \frac{R}{n} = \frac{q_r\, l}{2n} = \frac{0{,}9I \times 24}{2 \times 57} = 0{,}I92 \text{ т},$$

где $n = \frac{B}{0{,}2I1} = 57$ – число самонарезающих болтов на крайнем прогоне.

Так как в углах диафрагмы установлено по два болта, усилие на каждый из них снижается вдвое, т.е. $N_{x_1} = 96$ кгс.

Проверяем прочность наиболее напряжённых соединений настила в углах диафрагмы по формуле (4) без учёта ветровой нагрузки

$$\left(\frac{\sqrt{N_x^2 + N_y^2}}{[N_1]}\right)^2 = \left(\frac{\sqrt{96^2 + 302^2}}{320}\right)^2 = 0{,}98 < I{,}0 ,$$

где $[N_1]$ = 320 кгс по таблице 3 приложения 3.

Б. Расчёт продольных диафрагм

I. Две продольные диафрагмы предусмотрены в плоскости верхних поясов стропильных ферм (вдоль крайних рядов колонн). Допуская, что стропильные фермы обладают бесконечной жёсткостью при продольном сжатии, передадим сейсмическую нагрузку от собственного веса мостовых кранов в плоскость продольных диафрагм шириной l_p = I2 м каждая, которые распределяют эту нагрузку между всеми поперечными рамами здания.

На колонну в рядах Б и Г действует сосредоточенная нагрузка $S_1^{кр} = 3{,}55$ т, на колонну ряда В – $S_2^{кр} = 7{,}I$ т (рис.3).

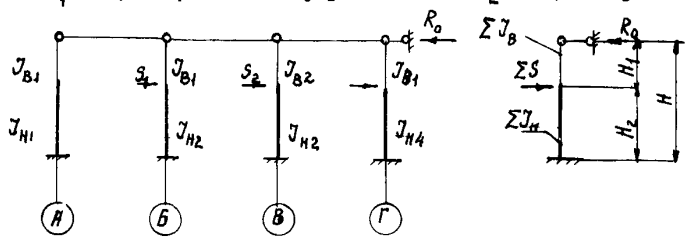


Рис. 3.

Заменяем все стойки поперечной рамы одной, эквивалентной по жёсткости (см.рис.3б).

Реакцию неподвижной опоры на уровне ригеля можно определить по известной формуле

$$R_0 = -K_3 \sum_1 S,$$

где K_3 – коэффициент определяем в зависимости от

$$\lambda = \frac{H_1}{H} \quad \text{и} \quad n = \frac{\sum J_в}{\sum J_н}.$$

В данном случае при $\lambda = \frac{5,4}{18,9} = 0,285$ и $n = \frac{5,24 \times 10^5}{6,2 \times 10^5} =$ $= 0,086$;

$K_3 = 0,461$[x]; $R_0 = 0,461 \times (2x3,55+7,1) = -6,55$ тс.

Сосредоточенная сила, приложенная в уровне ригеля средней поперечной рамы имеет вид

$$Q = -R_0 = 6,55 \text{ тс}.$$

Жёсткость поперечной рамы на уровне ригеля можно записать

$$K = \frac{1}{\delta_н} = \frac{3E\sum J_н}{H^3(1+\mu\lambda^3)} = 436,6 \text{ тс/м} \approx 4,37 \text{ т/см},$$

где $\mu = \frac{1}{n} - 1 = 10,63$.

Расчётную сдвиговую жёсткость продольных диафрагм определяем по формуле (2)

$$C = K_0 \cdot \alpha_0 \cdot \beta_0 C_0 \cdot \frac{a}{в} \frac{в_0}{a_0} = 1x0,8x1,0x3,6x\frac{12}{12} \times \frac{3}{6} = 1,52 \text{ т/см},$$

где $K_0 = 1$ – для самонарезающих болтов;

$\alpha_0 = 0,8$ – при сейсмической нагрузке;

$\beta_0 = 1,0$ – при неразрезном настиле по прогонам, закреплённым от кручения на опорах;

$C_0 = 3,6$ т/см – для панели настила Н60-845-1,0 размерами $a_0 = 6$ м и $в_0 = 3$ м (см.приложение 3 табл.1);

$в = a = 12$ м – ширина и длина сдвигаемого участка диафрагмы между соседними рамами.

---

x) Справочник проектировщика под ред.А.А.Уманского, ч.I, Стройиздат, 1972 г.

Сдвиговая жёсткость двух диафрагм равна

$$2C = 2 \times 1{,}52 = 3{,}04 \text{ т/см.}$$

Для отношения $\frac{2C}{K} = \frac{3{,}04}{4{,}37} = 0{,}7$ находим по табл.п.4.I приложения значения коэффициентов

$$\beta_1 = 0{,}527 \qquad \text{и} \qquad \beta_2 = 0{,}162.$$

Максимальное взаимное смещение соседних поперечных рам определяется по формуле (I0)

$$\Delta_{max} = \frac{Q}{K}(\beta_1 - \beta_2) = \frac{6{,}55}{4{,}37}(0{,}527 - 0{,}162) = 0{,}55 \text{ см.}$$

Максимальная сдвигающая сила в плоскости продольной диафрагмы по формуле (II) имеет вид

$$T_{max} = C\Delta_{max} = 1{,}52 \times 0{,}55 = 0{,}84 \text{ т.}$$

2. Наиболее нагруженными в пределах сдвигаемого участка диафрагмы являются угловые самонарезающие болты, крепящие настил к прогонам (см.рис.2б). На каждый из этих болтов действуют усилия:

$$N_x = \frac{T}{n_x} = \frac{840}{5} = 168 \text{ кгс,}$$

$$N_y = \frac{T}{n_y} = \frac{840}{57} = 14{,}7 \text{ кгс.}$$

Проверяем прочность углового самонарезающего болта по формуле

$$\left(\frac{\sqrt{N_x^2 + N_y^2}}{[N_1]}\right)^2 = \left(\frac{\sqrt{168^2 + 14{,}7^2}}{320}\right)^2 = 0{,}278 < 1{,}0.$$

Погонное сдвигающее усилие в соединениях профилей настила между собой равно

$$t = \frac{T}{B} = \frac{840}{12} = 70 \text{ кгс/м.}$$

Шаг заклёпок в соединениях настила не должен превышать

$$e = \frac{m\,[N_2]}{t} = \frac{0{,}9 \times 120}{70} = 1{,}54 \text{ м} > e_{max} = 0{,}5 \text{ м}.$$

Принимаем шаг заклёпок e =500 мм в соответствии с п. 5.2.

Таким образом, профилированный настил без дополнительного крепления к прогонам может выполнять в данном случае функцию продольной диафрагмы, воспринимающей часть сейсмической нагрузки от собственного веса мостовых кранов, при отсутствии горизонтальных связевых ферм.

П р и м е р 2. Расчёт рам типа "Плауэн" с учётом диафрагмы жёсткости из профилированного настила в покрытии одноэтажного здания.

Рассматривается однопролётное бесфонарное здание длиной 54 м с поперечными рамами типа "Плауэн", расположенными с шагом 6 м и мостовым краном грузоподъёмностью 5,0 т.

Покрытие здания выполняется из профилированного настила марки Н60–845–1,0 по прогонам через 3 м.

Расчётные нагрузки на каждую раму и эпюра расчётных моментов приводятся на рис.4. При этом снеговая нагрузка принимается для I-го района, а ветровая - для IУ-го.

Размеры рам приняты по типовому проекту "Стальные конструкции типа "Плауэн" одноэтажных производственных зданий с применением лёгких ограждающих конструкций", разработанному ЦНИИПСК. Материал - сталь класса С46/33.

Требуется определить расчётные напряжения в рамах при следующих допущениях:

а) профилированный настил и прогоны образуют диафрагму жёсткости в уровне ригелей рам по всей площади покрытия;

б) крайние рамы не смещаются в своей плоскости (благодаря вертикальным связям или стеновому заполнению).

I. Определение перемещений рам от поперечной горизонтальной нагрузки

При равномерно распределённой ветровой нагрузке на каждую раму действует эквивалентная сила Q , приложенная на уров-

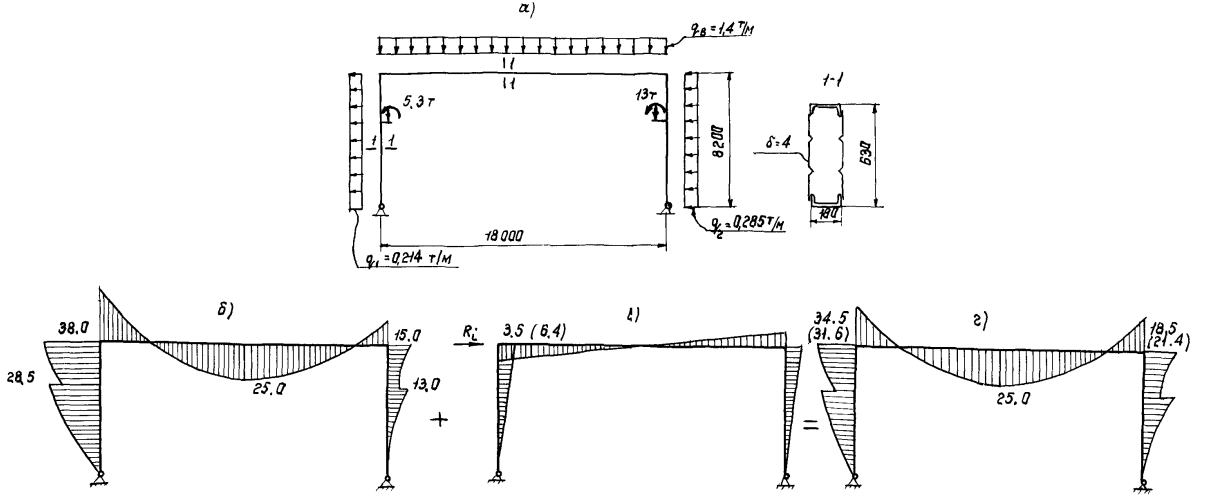

а)
$q_в$ = 1,4 т/м
1
1
5,3 т
13т
1
1
8200
18000
q_1 = 0,214 т/м
q_2 = 0,285 т/м
1-1
δ=4
630
180
б)
38,0
28,5
25,0
15,0
13,0
+
в)
R_1
3,5 (6,4)
=
г)
34,5
(31,6)
25,0
18,5
(21,4)

Рис. 4.

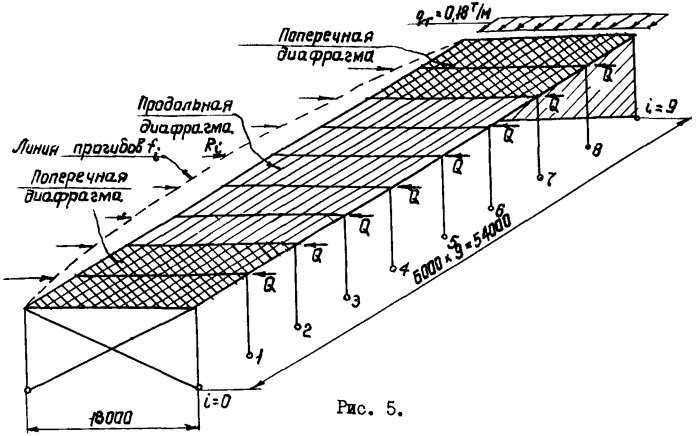


Рис. 5.

не ригеля (рис. 5)

$$Q = (q_{1} + q_{2}) \cdot \frac{h}{2} = (0{,}214 + 0{,}285) \text{ x } 4{,}1 = 2{,}05 \text{ тс.}$$

Перемещение ригеля рамы по направлению силы Q без учёта жёсткости продольной диафрагмы равно

$$\Delta_{пл} = \frac{Q}{K} = \frac{2050}{544} = 3{,}77 \text{ см ,}$$

где $K = \frac{12 E J_x}{H^2(2H+h)} = \frac{12 \text{x} 2{,}1 \text{x} 10^6 \text{ x} 49892}{820^2(820 \text{x} 2 + 1800)} = 544$ кг/см .

Сдвиговая жёсткость продольной диафрагмы из профилированного настила по прогонам определяется по формуле (2)

$$C = K_0 \cdot \lambda_0 C_0 \frac{a}{6} \cdot \frac{\delta_0}{a_0} = 1 \text{ x } 1 \text{ x } 3{,}6 \text{ x } \frac{18}{6} \text{ x } \frac{3}{6} = 5{,}4 \text{ т/см .}$$

Перемещения рам в своей плоскости на уровне ригелей от ветровой нагрузки с учётом жёсткости продольной диафрагмы можно определить по формуле (12)

$$f_i = \frac{Q}{K} - (a_1 x_1^i + a_2 x_2^i),$$

для I-й рамы от торца здания

$$f_1 = \frac{Q}{K} - \left(a_1 x_1 + a_2 x_2\right) = \frac{2050}{544} - (3,6IIx0,73I+0,I5xI,368)=0,9I4см$$

где

$$x_1 = \left(1+\frac{K}{2C}\right) - \sqrt{\left(1+\frac{K}{2C}\right)^2 - 1} = 0,73I ;$$

$$x_2 = \frac{1}{x_1} = I,368 ;$$

$$a_1 = \frac{Q}{K} \cdot \frac{x_2^9}{x_2^9+1} = \frac{2050}{544} \times \frac{I,368}{I,368+I} = 3,II ;$$

$$a_2 = \frac{Q}{K} \cdot \frac{1}{x_2^9+1} = 0,I57 ;$$

для 2-й рамы от торца здания

$$f_2 = \frac{Q}{K} - \left(a_1 x_1^2 + a_2 x_2^2\right) = \frac{2050}{544} - (3,6IIx0,73I^2+0,I57xI,368^2)=I,544см$$

для 3-й рамы от торца здания

$$f_3 = \frac{Q}{K} - \left(a_1 x_1^3 + a_2 x_2^3\right) = I,958$$

для 4-й рамы от торца здания

$$f_4 = \frac{Q}{K} - \left(a_1 x_1^4 + a_2 x_2^4\right) = 2,19 \text{ см.}$$

Учитывая симметричность нагрузки перемещения остальных рам равны соответственно:

$$f_5 = f_4 = 2,I9 \text{ см} ;$$

$$f_6 = f_3 = I,958 \text{ см} ;$$

$$f_7 = f_2 = I,544 \text{ см} ;$$

$$f_8 = f_1 = 0,9I4 \text{ см} .$$

Линия горизонтальных перемещений продольной диафрагмы показана на рис. 5.

II. Определение максимальных расчётных напряжений в рамах

Эпюра расчётных моментов в плоской раме определяется в соответствии с типовым проектом.

При совместной работе рам и продольной диафрагмы на ветровую нагрузку горизонтальное перемещение каждой рамы уменьшается по сравнению с плоской схемой благодаря отпорному усилию, приложенному на уровне ригеля и равному

$$R_i = \left(1 - \frac{f_i}{\Delta_{пл}}\right).$$

Эпюра моментов в раме от этого усилия дана на рис.4.

Результаты расчёта напряжений в наиболее опасном сечении стойки в месте пересечения её оси с осью ригеля даны в таблице.

Таблица

Номер рамы i	Вид нагрузки	M_{max}, тм		N, т		W	F	σ_{max} кг/см^2	
		проект	реком.	проект	реком.	см^3	см^2	проект	реком.
I и 4	вертикальная	26,6		I3,9					
	горизонтальная	9,0		I,02					
	крановая	2,39		0,3					
I	отпорное усилие R_1	-	-6,36	-	0,25	I420	76,2		
4	отпорное усилие R_4	-	-3,52	-	0,59				
I	суммарная	38,0	3I,6	I5,2	I4,45			2870	24I5
4	суммарная		34,3		I4,8				26I6

Напряжения в упругой стадии определялись по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M_{max}}{W};$$

$$\sigma_1 = \frac{I4,450}{76,2} + \frac{3I,6 \times I0^5}{I420} = I90 + 2225 = 24I5 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_2 = \frac{I4800}{76,2} + \frac{34,4 \times I0^5}{I420} = I94 + 2422 = 26I6 \text{ кгс/см}^2;$$

III. Проверка прочности соединений настила в составе диафрагмы

Ветровая нагрузка на торец здания на уровне покрытия равна

$$q_г = 0{,}8 \times 55 \times 4{,}1 = 180 \text{ кг/м} .$$

Ширина торцевой диафрагмы, воспринимающей эту нагрузку имеет вид

$$B = \sigma_м < \frac{l}{1{,}5} = \frac{18}{1{,}5} = 12 \text{ м} .$$

Продольное сдвигающее усилие в соединениях листов настила между собой определяем по формуле (6)

$$t = \frac{q_г l}{2B} = \frac{180 \times 18}{2 \times 6} = 270 \text{ кг/м}.$$

Допускаемый шаг комбинированных заклёпок можно записать

$$e = \frac{m[N_2]}{t} = \frac{0{,}9 \times 120}{270} = 0{,}4 \text{ м} .$$

Дополнительное нормальное усилие в ригеле крайней рамы по формуле (8) равно

$$N_п = \frac{q_г l^2}{8B} = \frac{0{,}18 \times 18^2}{8 \times 6} = 1{,}22 \text{ т}.$$

Требуемое количество самонарезающих винтов В6х25, воспринимающих это усилие в местах крепления настила к прогонам над крайней рамой, получаем из формулы (5)

$$n = \frac{N}{m \cdot [N_1]} = \frac{1{,}92}{1{,}0 \times 0{,}5} = 2{,}44 ,$$

где N_1 =500 кгс – для винта В6х25 при однозначной нагрузке (табл.П3.3).

Таким образом, над крайней рамой настил достаточно крепить к каждому из семи прогонов одним винтом. На каждый из этих винтов действует срезающее усилие

$$N_4 = \frac{1{,}220}{7} = 175 \text{ кгс} .$$

По длине прогона настил крепится в пределах диафрагмы в каждой волне винтами, общее число которых равно

$$n = \frac{B}{2l} = \frac{6000}{2II} \approx 28 .$$

Эти винты воспринимают на крайнем прогоне торцевой диафрагмы усилие

$$N_x = \frac{q_r \cdot L}{2 \cdot n} = \frac{270xI8}{2x28} = 87 \text{ кгс} .$$

Предельное усилие на винт настила в пределах торцевой диафрагмы от ветрового отсоса равно

$$P_1 = \frac{C \cdot q_o \cdot B \cdot L}{7n} = \frac{6,5x55x6xI8}{7x28} = I8 \text{ кгс} .$$

Таким образом, при ветровой нагрузке на торец здания самонарезающие винты в углах диафрагмы должны воспринять следующие усилия:

$$N_x = 87 \text{ кгс}; \qquad N_y = I75 \text{ кгс}; \qquad P_1 = I8 \text{ кгс}.$$

Проверяем прочность этих винтов по формуле (4)

$$\left(\frac{\sqrt{N_x^2 + N_y^2}}{[N_1]}\right)^2 + \left(\frac{P}{[P_1]}\right)^2 = \left(\frac{\sqrt{87^2 + I75^2}}{500}\right)^2 + \left(\frac{I8}{650}\right)^2 = 0,I805 .$$

При поперечной ветровой нагрузке максимальная сдвигающая сила действует на участки диафрагмы между крайней и первой от торца рамами, взаимное смещение которых по направлению нагрузки является наибольшим $\Delta_{max} = 0,9I4$ см. Эта сила определяется по формуле (II)

$$T = C \cdot \Delta_{max} = 5,44x0,9I4 = 4,95 \text{ т} ,$$

и передаётся на ряд самонарезающих винтов крепящих настил на поперечных краях продольной диафрагмы жёсткости. Если настил крепится к прогонам одним винтом, то в каждой волне срезающее усилие на него в направлении нагрузки равно

$$N_x = \frac{T}{n_x} = \frac{4950}{7} = 705 \text{ кгс} > [N_1] = 500 \text{ кгс} ,$$

где $n_x = 7$ – число прогонов на рассматриваемом участке диафрагмы;

$[N_1] = 500$ кгс – для винтов В6х25 при односторонней нагрузке (табл.3 приложения 3).

В связи с этим число винтов, крепящих настил к прогонам над торцевыми рамами, увеличиваем вдвое (см.рис.5 основного текста).

Усилия на винты, расположенные в углах диафрагмы, будут равны:

$$N_x = \frac{4950}{14} = 352 \text{ кгс} ;$$

$$N_y = \frac{T \cdot B}{i \cdot n_y} = \frac{4950 \times 6}{18 \times 28} = 59 \text{ кгс} ;$$

$$P_1 = 18 \text{ кгс} ;$$

$n_y = n = 28$ – число винтов на каждом прогоне при креплении настила в каждой волне.

Проверяем прочность угловых винтов по формуле (4)

$$\left(\frac{\sqrt{352^2 + 59^2}}{500} \right)^2 + \left(\frac{18}{650} \right)^2 = 0,716 < 1,0 .$$

Таким образом, учёт диафрагм из профилированного настила покрытия позволил без применения горизонтальных связей повысить пространственную жёсткость здания (горизонтальные перемещения ригелей в плоскости рам снизились более, чем в 1,7 раза) и снизить расчётные напряжения в стойках рам на 9–16%.

Приложение 2

МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ СДВИГОВОЙ ЖЁСТКОСТИ ДИСКОВ ИЗ ПРОФИЛИРОВАННЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЛИСТОВ И ИХ СОЕДИНЕНИЙ

Настоящая методика разработана в результате научно-технического сотрудничества институтов ВУПС Министерства строительства ЧССР и ЦНИИпроектстальконструкции Госстроя СССР в соответствии с рабочей программой по теме 2.I.4 "Разработка новых металлических, пластмассовых многослойных конструкций, развитие методов их расчёта и расширение области их применения".

I. Цель исследования

I.I. Исследование проводится с целью экспериментальной оценки жёсткости и несущей способности дисков из профилированного стального или алюминиевого настила при сдвигающих нагрузках в его плоскости.

I.2. Экспериментальное исследование включает два вида испытаний:

- испытания на сдвиг фрагментов профилированных настилов;
- испытания на срез соединений профилированных листов, образующих настил, между собой и с элементами каркаса здания.

2. Испытания профилированного настила на сдвиг

2.I. Испытания проводятся на прямоугольной силовой раме с размерами в осях 3х6 м, выполненной из жёстких стальных элементов. Одна длинная сторона горизонтально расположенной рамы закрепляется неподвижно, остальные стороны свободны. Длинные стороны соединяются в середине или третях длины соответственно одним или двумя поперечными элементами (рис.I). Поперечины и короткие стороны рамы крепятся к её длинным сторонам с помощью цилиндрических шарниров (на штифтах).

2.2. Испытываемый образец в виде участка настила с размерами не более 3х6 м должен крепиться к элементам силовой рамы таким же способом, как предусмотрено в реальной ограждающей конструкции. Все соединения настила с силовой рамой должны быть расположены в одной плоскости.

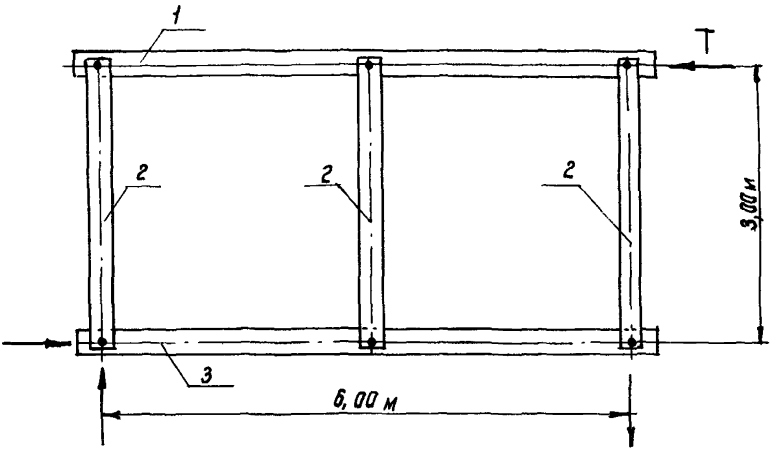


Рис.I. Схема силовой установки
I - подвижная сторона
2 - поперечина
3 - неподвижная сторона

Для изготовления образцов можно использовать профилированные металлические листы с различной формой гофров и разные способы крепежа.

Листы располагаются на раме гофрами вдоль или поперёк её длинных сторон.

2.3. Испытательная сдвигающая нагрузка прикладывается горизонтально, вдоль длинной свободной стороны силовой рамы. До закрепления настила на раме производится её тарировка, т.е. оценивается собственное сопротивление рамы сдвигу.

2.4. Каждый тип настила следует испытать на трёх одинаковых образцах, квадратной или прямоугольной формы в плане. Длинные стороны прямоугольных образцов должны располагаться параллельно направлению сдвигающей нагрузки.

Первый образец испытывается постоянно возрастающей нагрузкой до потери несущей способности.

Второй образец нагружается ступенями, равными I/I0 предела прочности первого образца, но не более 2,0 кН. На каждой ступени нагрузку выдерживают в течение 5 мин., затем производится полная разгрузка, и нагрузка увеличивается вновь до следующей ступени.

Третий образец испытывается знакопеременной нагрузкой, равной 0,4 среднего значения предела прочности, полученного по результатам испытаний I-го и 2-го образцов.

2.5. В процессе испытаний определяются: перемещения свободной длинной стороны силовой рамы по направлению сдвигающей силы, возможные случайные перемещения закреплённой длинной стороны рамы и нагрузка, соответствующая потере несущей способности образца настила.

3. Испытания соединений профилированного настила

3.I. Для соединений профилированных листов настила применяются разные по конструкции и материалам винты, болты и заклёпки.

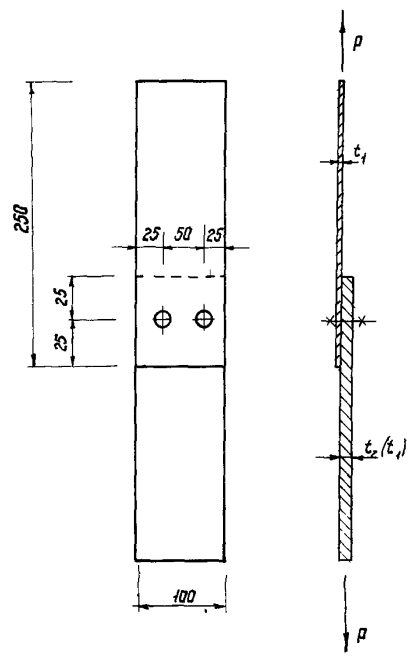


Рис.2. Образец для испытаний соединений настила
t_1- толщина профилированного листа
t_2- толщина полок конструкций, несущих настил

3.2. Для определения прочностных и жёсткостных характеристик соединений настилов, работающих на сдвигающие нагрузки, следует проводить самостоятельные испытания на срез простых образцов (рис.2). Толщина и качество листов, из которых изготовлены образцы, должны соответствовать настилу и поддерживающим его элементам каркаса.

3.3. Каждый вид соединения испытывают не менее, чем на IO образцах. Первый образец испытывают постоянно возрастающей нагрузкой до разрушения. Остальные образцы нагружают ступенями, равными I/IO полученной разрушающей нагрузки, но не более 0,5 кН. На каждой ступени нагрузку выдерживают 5 мин., затем производится полная разгрузка, и нагрузка увеличивается вновь до следующей ступени.

3.4. Испытания соединений на знакопеременную нагрузку необходимы только при аналогичном характере сдвигающих нагрузок, действующих на профилированный настил.

3.5. В процессе испытаний образцов соединений определяются взаимное смещение соединённых элементов в зависимости от испытательной нагрузки и её величина соответствующая пределу несущей способности соединения.

4. Обработка и применение результатов испытаний

4.I. Отчёт о результатах испытаний профилированного настила на сдвиг должен включать: размеры гофров испытанного настила; марку металла листов; схему расположения листов на раме; тип и шаг соединений листов между собой и с элементами рамы; график зависимости перекоса настила от сдвигающей нагрузки; данные о предельной несущей способности настила и характере его разрушения.

4.2. Отчёт о результатах испытаний соединений на срез должен содержать график зависимости сдвига соединяемых элементов от величины срезающей силы, среднее значение предела прочности и данные о характере разрушения соединений.

4.3. Результаты испытаний могут быть использованы при проектировании каркаса и систем связей в зданиях с ограждающими конструкциями, включающими панели или настил из профилированных металлических листов.

Приложение 3

Таблица I

Значение "эталонной" жёсткости C_0
для испытанных диафрагм из профилированных листов

№№ пп	Обозначение профилеразмеров	Размеры панели (мм)		C_0 кгс/мм	Технические условия на настил
		a_0	b_0		
I.	Н79-680-I,0	6000	3000	260	ТУ 34-I3-59I4-79
2.	Н80-674-I,0	3000	3000	I65	ТУ 67-54-74
3.	Н60-845-I,0	6000	3000	370	— " — " —
4.	Н60-782-I,0	3000	3000	I40	ТУ 34-I3-59I4-79
5.	С40-7I2-0,8	3000	3000	I30	— " — " —

Примечания: I. Настил № I,4,5 изготовляется заводом "Электрощит"(г.Куйбышев), настилы № 2 и № 3 - Челябинским заводом профилированного стального настила. Метизы для крепления настилов изготовляют те же заводы.

2. Настилы № I-3 крепились на опорах самонарезающими винтами, настилы № 4-5 - дюбелями (по одному в каждой волне).

Таблица 2

Допускаемое срезающее усилие $[N_z]$
на одну комбинированную заклёпку в соединениях настила

№№ пп	Обозначение заклёпки	Значение $[N_z]$ в кгс для заклёпок из сплава марки			Технические условия на изготовление	Завод-изготовитель
		АМц	АМг2	АМг3		
I.	ЗК 4,8х8	I20 / I50	—	I40 / I80	ТУ 34-58I4-70	"Электрощит" (Куйбышев)
2.	ЗК - I0	—	I40 / I70	—	ТУ 67-74-75	ЧЗПСН (Челябинск)
3.	ЗК 4,8х8	90 / II0	—	—	ОСТ 94-0I7-73	УПП № I0 (Москва)

Примечания: I.Значения $[N_z]$ даны для соединений профилей настилов из табл.I (в числителе - при знакопеременной нагрузке, в знаменателе - при однозначной).

2. По технологии изготовления отверстие в корпусе заклёпки № 3 сверлится.

Таблица 3

Допускаемое срезающее усилие $[N_1]$
на один метиз крепления настила на опорах

№№ пп	Обозначение и название метиза	Напряжённое состояние	Толщина настила, мм	Значение $[N_1]$ в кгс для метизов из стали марки				Технические условия на изготовление
				Ст10	Ст20	Ст30	Ст70	
I.	М 6х20 (самонарезающий болт)	Срез смятие		—	—	320 600	—	ТУ 34-5815-70
2.	В 6х25 (самонарезающий винт)	Срез	I,0	350 500	350 550	—	—	ТУ 67-72-75
3.	В 5х30 (самонарезающий винт)	Смятие		—	200 450	—	—	ГОСТ 10621-63
4.	ДПШ 4,5х30Цхр (дюбель)	Смятие	0,8 0,9 I,0				220 450 290 580 330 660	ТУ 4-794-77

Примечания: I. Значения $[N_1]$ даны для креплений настилов из табл.I к опорным полкам толщиной не менее 5,0 мм из стали класса С38/23 (в числителе - при знакопеременной нагрузке, в знаменателе - при однозначной).

2. В комплект винтов № 3 должны входить уплотнительные шайбы.

Таблица 4

Допускаемое выдёргивающее усилие $[P_1]$
на один метиз крепления настила на опорах

№№ пп	Обозначение и название метиза	Толщина настила мм	Значение $[P_1]$ (кгс)	Технические условия
I.	М 6х20 (самонарезающий болт)	I,0	600	ТУ 34-5815-70
2.	В 6х25 (самонарезающий винт)	I,0	650	ТУ 67-72-75
3.	ДПШ 4,5х30Цхр (дюбель)	0,8 0,9 I,0	430 560 625	ТУ 4-794-77

Приложение 4
Таблица I

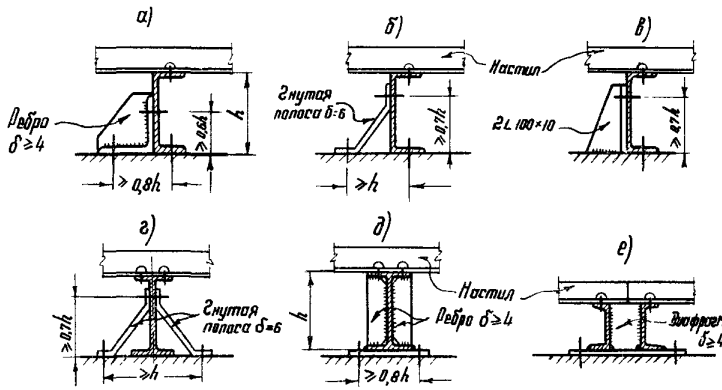
Соотношение жесткостей $\frac{C}{K}$	Коэффициенты β_1 и β_2 при числе рам в блоке									
	t +I=3		t +I=5		t +I=7		t +I=9		t +I=II	
	β_1	β_2	β_1	β_2	β_1	β_2	β_1	β_2	β_1	β_2
I	0,5	0,I9I	0,459	0,I75	0,448	0,I7I	0,447	0,I7	0,447	0,I7
2	0,428	0,2I4	0,344	0,I72	0,338	0,I69	0,335	0,I67	0,333	0,I66
3	0,399	0,225	0,3I	0,I75	0,287	0,I62	0,28	0,I58	0,278	0,I56
4	0,383	0,233	0,287	0,I75	0,257	0,I57	0,248	0,I5	0,243	0,I47
5	0,375	0,24	0,27I	0,I74	0,238	0,I5	0,226	0,I45	0,22	0,I4
6	0,37	0,246	0,26	0,I73	0,225	0,I5	0,2II	0,I4	0,2	0,I3
7	0,37	0,254	0,25	0,I7	0,2I7	0,I5	0,2	0,I38	0,I9	0,I3
8	0,37	0,26	0,245	0,I7	0,2I	0,I48	0,I95	0,I38	0,I85	0,I3
9	0,36	0,26	0,24	0,I7	0,2	0,I4	0,I8	0,I3	0,I7	0,I2
I0	0,35	0,255	0,23	0,I68	0,I9	0,I38	0,I7	0,I2	0,I65	0,I2

Таблица 2

$\frac{C}{K}$ \ t+1	Коэффициент β_m при числе рам					
	3	5	7	9	II	I3
I	0,333	0,7I4	0,889	0,958	0,984	0,994
2	0,200	0,530	0,754	0,875	0,937	0,969
3	0,I43	0,420	0,65I	0,799	0,885	0,935
4	0,II2	0,348	0,570	0,73	0,833	0,898
5	0,09I	0,296	0,506	0,670	0,785	0,86I
6	0,076	0,257	0,455	0,6I9	0,740	0,825
7	0,067	0,225	0,409	0,57I	0,697	0,788
8	0,057	0,I99	0,369	0,528	0,655	0,752
9	0,052	0,I84	0,347	0,499	0,630	0,729
I0	0,048	0,I72	0,326	0,477	0,606	0,706

Приложение 5

Варианты решения опорных узлов
прогонов в составе диска покрытия



Примечания: 1. Болты принимать диаметром не менее $d_б$=20 мм
2. Высота сварных швов не менее $h_{шв}$ = 4 мм.

Приложение 6

Формулы для определения произвольных постоянных
a_1, a_2; β_1 и β_2

$$a_1 = \frac{Q}{K} \cdot \frac{X^{2m}}{X_2^{2m}+1}$$

$$a_2 = \frac{Q}{K} \cdot \frac{1}{X_2^{2m}+1},$$

где $$X_2 = \frac{1}{\left(1+\frac{K}{2C}\right) - \sqrt{\left(1+\frac{K}{2C}\right)^2 - 1}}$$

m – порядковый номер рамы в середине блока

$$\beta_1 = \frac{Q}{C} \cdot \frac{1 + X_1^{4m-2j+1}}{(X_2 - X_1)(1 - X_1^{4m+2})}$$

$$\beta_2 = \frac{Q}{C} \cdot \frac{X_2^{4m-2j+1} + 1}{(X_2 - X_1)(X_2^{4m+2} - 1)}$$

где $X_1 = X_2^{-1}$

Q – эквивалентная горизонтальная сила, приложенная на уровне ригеля рамы с порядковым номером „j"

C и K – параметры жесткости в плоскостях диафрагмы покрытия и поперечной рамы соответственно (см. п.4.5)

Ответственный за выпуск Э.Л.Айрумян
Редактор М.Н.Павлова
Техн.редактор Л.А.Пыжова

Л-100252. Подписано в печать 7/I-8I г.
Формат 60x84/16 Объем 2,5 п.л. Тираж 470 экз.
Цена 55 коп. Заказ 129

Отпечатано на ротапринте ЦНИПИАСС

ОПЕЧАТКИ

Стр.	Напечатано	Должно быть
стр.8 п.2.1	ТУ 67-54-74 ТУ 36-1926-76	ТУ 67-199-78 ТУ 36-1929-76
п.2.3	ТУ 67-72-75	ТУ-269-79
стр.14. ф-ла(10)	$f_{j-i,j}$	$f_{j-1,j}$
стр.20 п.2	3К418×8	3К4,8×8
стр.21 раздел Б п.1	$l_p = 12$ м	$B_2 = l_p = 12$ м
стр.27 2-я снизу	$\sigma_1 = \frac{14,450}{76,2} + \ldots$	$\sigma_1 = \frac{14450}{76,2} + \ldots$
стр.28 п.3	$B = \sigma$ м ... $N_1 = 500$ кгс	$B = 6$ м ... $[N_1] = 500$ кгс
стр.29 3-я ф-ла сверху	$p_1 = \frac{c \cdot q_0 \cdot B \cdot L}{7n} =$	$P_1 = \frac{c_1 \cdot q_0 \cdot B \cdot L}{7n} =$
	$= \frac{6,5 \times 55 \times 6 \times 18}{7 \cdot 28} = 18$ кгс	$= \frac{0,6 \cdot 55 \cdot 6 \cdot 18}{7 \cdot 28} = 18$ кгс
Прилож.3 табл.1	ТУ 67-54-74 С 40-712-0,8	ТУ 67-199-78 Н 40-711-0,8
табл.2	ТУ 34-5814-70	ТУ 34-13-017-77
табл.3, 4	М6×20 ТУ 34-5815-70 ТУ 67-72-75	БС 6×20 ТУ 34-13-016-77 ТУ 67-269-79
Прилож.4 табл. 1, 2	t	i

Л-100252 от 5/III-81 г. Зак.167 Тир.470

gost.e-ecolog.ru