АРСС

Ассоциация развития
стального строительства



Сталебетонные перекрытия на металлическом каркасе: как правильно считать совместную работу стали и бетона

21.07.2026. Сабуров Даниил Александрович

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

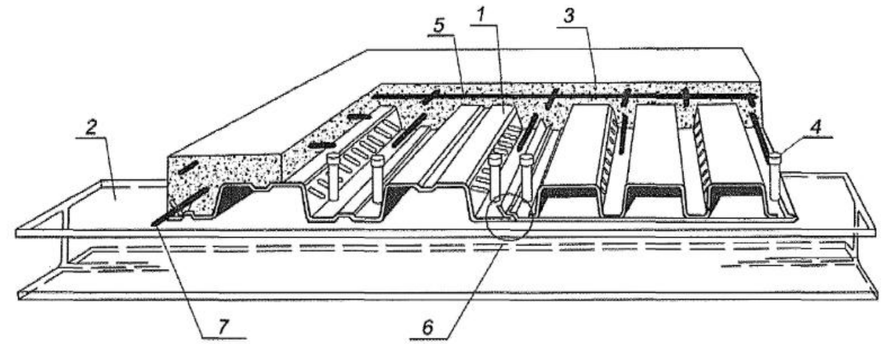
О чем данный вебинар?

ЭТАЛОН

Сталебетонное перекрытие выполняется по несъемной опалубке из профилированного настила. Настил в данном случае считается внешней арматурой, которая воспринимает растягивающие усилия в сечении.



Упрощенное представление сталебетонного перекрытия



1 — стальной профилированный настил с рифлеными стенками гофров;
2 — элемент балочной клетки; *3* — монолитный бетон плиты;
4 — стержневой анкер; *5* — сетка противоусадочного армирования;
6 — соединение гофрированных профилей между собой; *7* – рабочая арматура

Рисунок 4.1 –Конструкция сталежелезобетонной плиты, армированная профилированным настилом

Сталебетонное перекрытие из СП 266.1325800.2016

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

Варианты устройства перекрытия

ЭТАЛОН

Монолит по съемной опалубке

Опалубка:

съемная (монтаж + распалубка)

Стержневая арматура:

Двойная сетка (максимальный расход)

Профнастил:

Не используется

Совместная работа настила и бетона:

-

Монолит по профлисту

Опалубка:

Несъемная (профлист)

Стержневая арматура:

Одинарная сетка (примерно вдвое меньше)

Профнастил:

Опалубка

Совместная работа настила и бетона:

Нет

Сталебетон по профлисту

Опалубка:

Несъемная (профлист)

Стержневая арматура:

Конструктивная сетка / фибра

Профнастил:

Опалубка + листовая арматура

Совместная работа настила и бетона:

Да

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

Преимущества сталебетонного перекрытия

ЭТАЛОН

Расход арматуры:

Съемная опалубка:



Монолит по профлисту:



Сталебетон (СКН):



≈ вдвое меньше при переходе на профлист; в сталебетоне стержни заменяет работа профиля.

Отсутствие съемной опалубки

Профнастил – несъемная опалубка, нет аренды и цикла распалубки;

Профлист вместо стержневой арматуры

Профиль СКН работает как листовая арматура; стержневую заменяет конструктивная сетка или фибра.

Быстрее устройство перекрытия на площадке

Меньше арматурных работ и нет распалубки — короче цикл устройства этажа.

Сталебетонная плита получается легче и тоньше

Тоньше плита и меньше масса — ниже нагрузка на каркас и фундаменты.

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

Нормативные документы и пособия

ЭТАЛОН


МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА
И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

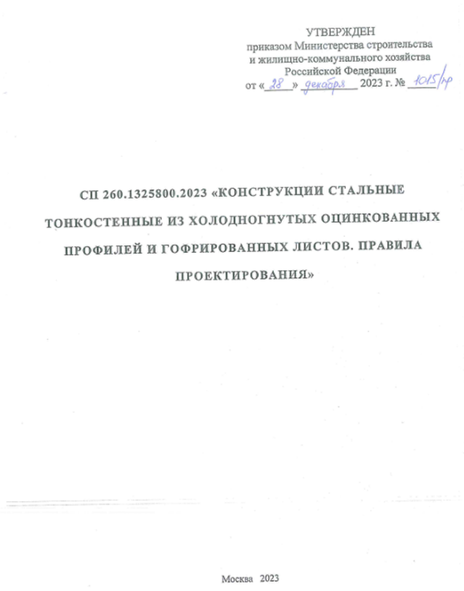
СВОД ПРАВИЛ СП 266.1325800.2016

КОНСТРУКЦИИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ. ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Издание официальное

Москва 2016

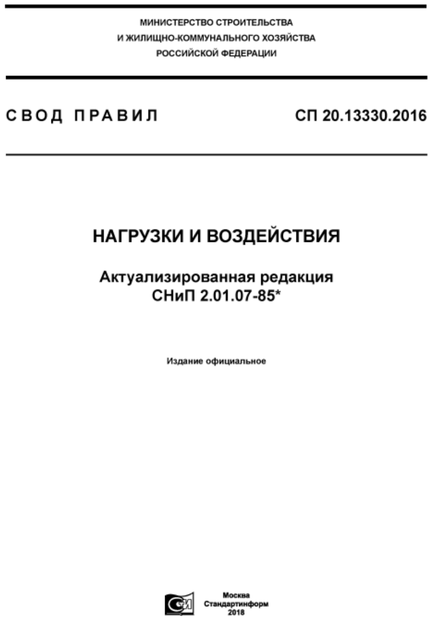
СП 266.1325800.2016


УТВЕРЖДЕН
приказом Министерства строительства
и жилищно-коммунального хозяйства
Российской Федерации
от «28» декабря 2023 г. № 1015/пр

СП 260.1325800.2023 «КОНСТРУКЦИИ СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ ИЗ ХОЛОДНОГНУТЫХ ОЦИНКОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ И ГОФРИРОВАННЫХ ЛИСТОВ. ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ»

Москва 2023

СП 260.1325800.2023 «КОНСТРУКЦИИ СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ ИЗ ХОЛОДНОГНУТЫХ ОЦИНКОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ И ГОФРИРОВАННЫХ ЛИСТОВ. ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ»


МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА
И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

СВОД ПРАВИЛ СП 20.13330.2016

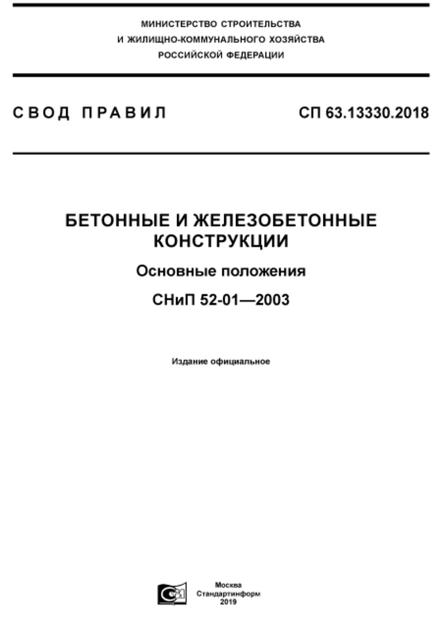
НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Актуализированная редакция
СНиП 2.01.07-85*

Издание официальное

Москва
Стандартинформ
2018

СП 20.13330.2016


МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА
И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

СВОД ПРАВИЛ СП 63.13330.2018

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Основные положения

СНиП 52-01—2003

Издание официальное

Москва
Стандартинформ
2019

СП 63.13330.2018

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

Нормативные документы и пособия

ЭТАЛОН


ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова»
ЗАО «Хилти Дистрибьюши Лтд»

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ

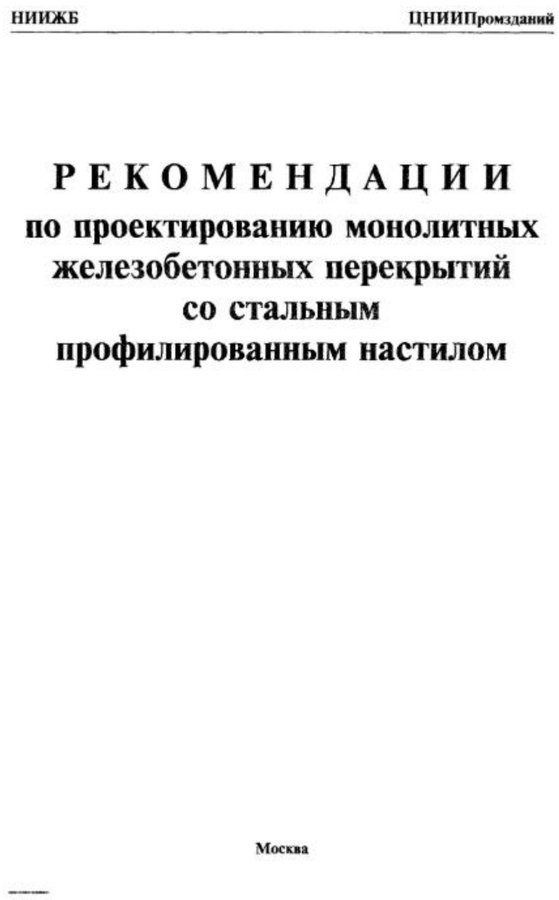
ПЕРЕКРЫТИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ С МОНОЛИТНОЙ ПЛИТОЙ ПО СТАЛЬНОМУ ПРОФИЛИРОВАННОМУ НАСТИЛУ

Расчет и проектирование

СТО 0047-2005
(02494680, 17523759)

Москва
2005

СТО 0047-2005


НИИЖБ ЦНИИПромзданий

РЕКОМЕНДАЦИИ
по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом

Москва

Пособие НИИЖБ и ЦНИИПромзданий по расчету плиты по СПН, 2007 г.

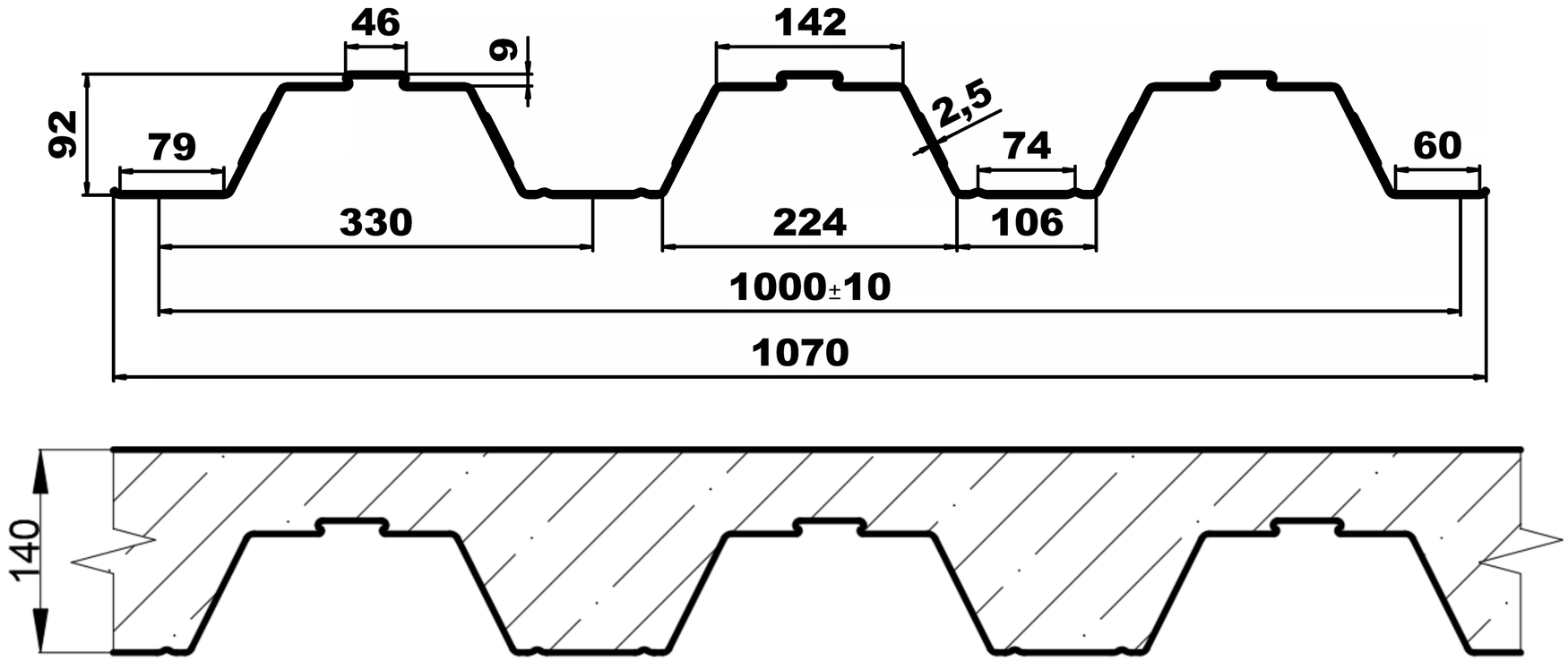
АРСС
Ассоциация развития стального строительства

Рассматриваемая задача

ЭТАЛОН

Сталебетонное перекрытие на настилу СКН90-1000-1,0 с засечками. Сталь 220. Бетон В15.

Высота плиты 140 мм. Длина опирания – 100 мм. Пролет плиты – 2 метра. На плиту действует полезная нагрузка от административных помещений.



АРСС
Ассоциация развития стального строительства

Стадии работы сталебетонной плиты

ЭТАЛОН

При расчете сталебетонного перекрытия необходимо учитывать две стадии работы плиты.

Стадии работы сталебетонной плиты

Стадия бетонирования
1. Нагрузка от веса бетона и настила;
2. Нагрузка от технологии производства работ;

Основной несущий элемент - настил

Стадия сталебетонной плиты
1. Нагрузка от веса бетона и настила;
2. Полезная нагрузка
3. Технологическая нагрузка (если есть)

Основной несущий элемент – сталебетонная плита

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

Стадия 1. Нагрузка от веса бетона и настила

ЭТАЛОН

В СП 266.1325800.2016 в таблице 6.1. приведены коэффициенты надежности для расчета нагрузки на настил на стадии укладки бетонной смеси, а также нагрузка от технологии производства работ.

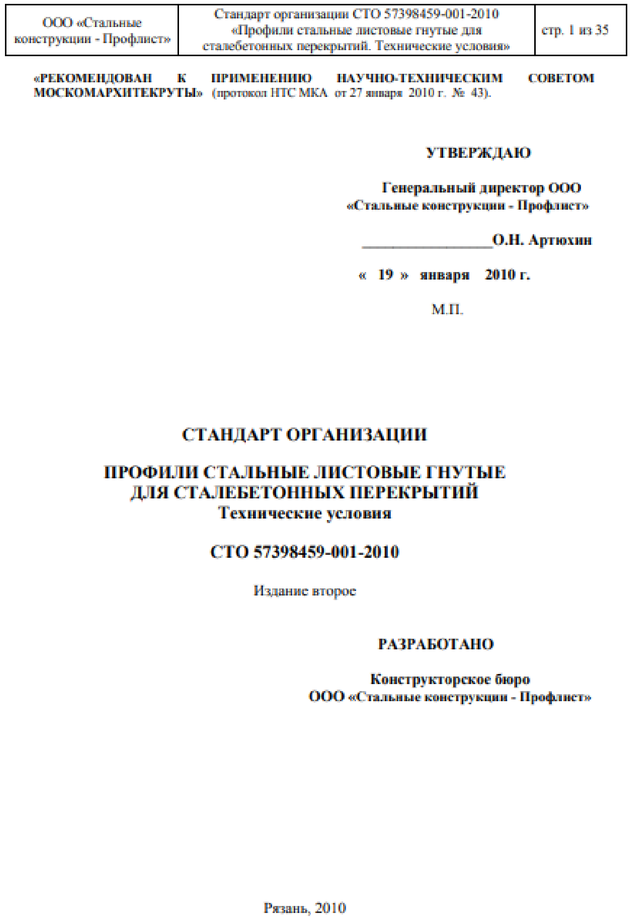
Таблица 6.1

Характеристика	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Нагрузка от собственного веса настила	по НД	1,05
Нагрузка от веса свежеуложенной бетонной смеси	по приведенному сечению плиты	1,2
Монтажная нагрузка: - при выгрузке бетонной смеси из бадей вместимостью до 0,8 м^3	2,5	1,3
- при подаче бетонной смеси бетоноводами равномерно в пределах настила	0,5	1,3

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

Стадия 1. Нагрузка от веса бетона и настила

ЭТАЛОН



ООО «Стальные конструкции - Профлист»	Стандарт организации СТО 57398459-001-2010 «Профили стальные листовые гнутые для сталебетонных перекрытий. Технические условия»	стр. 1 из 35

«РЕКОМЕНДОВАН К ПРИМЕНЕНИЮ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИМ СОВЕТОМ МОСКОМАРХИТЕКРУТЫ» (протокол НТС МКА от 27 января 2010 г. № 43).

УТВЕРЖДАЮ

Генеральный директор ООО «Стальные конструкции - Профлист»

_____О.Н. Артюхин

« 19 » января 2010 г.

М.П.

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ

ПРОФИЛИ СТАЛЬНЫЕ ЛИСТОВЫЕ ГНУТЫЕ ДЛЯ СТАЛЕБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ
Технические условия

СТО 57398459-001-2010

Издание второе

РАЗРАБОТАНО

Конструкторское бюро ООО «Стальные конструкции - Профлист»

Рязань, 2010

По документу СТО 57398459-001-2010 нормативный вес профилированного настила СКН90-1000-1,0 составляет 11,57 кг/м.кв.

Расчетное значение нагрузки:

$$q_{\text{н}} = q_{\text{н.н}} \times \gamma_f = 11{,}6 \times 1{,}05 = 12{,}18 \frac{\text{КГ}}{\text{М. КВ}}$$

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

Стадия 1. Нагрузка от веса бетона и настила

ЭТАЛОН

Нормативная нагрузка q_b от собственного веса свежеуложенной бетонной смеси определяется по формуле (6.1) с учетом приведенной толщины бетона h_b в пределах высоты сечения настила

$$q_b = \gamma \cdot (h_f + h_b), \quad (6.1)$$

где γ – удельный вес бетонной смеси;

h_f – толщина бетона над верхними полками настила;

h_b - приведенная толщина бетона в пределах высоты сечения настила, определяемая по формуле

$$h_b = \frac{b+b'}{2S_n} \cdot h_n, \quad (6.2)$$

b, b', S_n, h_n – показаны на рисунке 6.1.

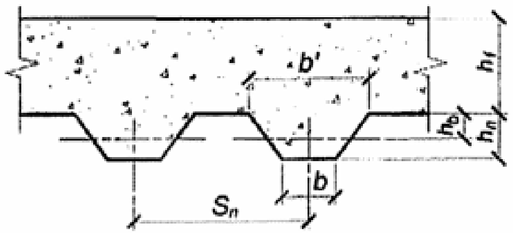


Рисунок 6.1 – К определению приведенной толщины бетона в пределах высоты сечения настила

Для настила СКН90-1000-1,0:

$$b = 10{,}6 \text{ см};\ b' = 18{,}8 \text{ см};\ S_n = 33 \text{ см};\ h_n = 9 \text{ см};$$

$$h_b = \frac{10{,}6 + 18{,}8}{2 \times 33} = 4 \text{ см}$$

Толщина бетона над настилом: $h_f = 5$ см

Тогда нормативная нагрузка от веса бетонной смеси:

$$q_b = 2500 \times \frac{(4+5)}{100} = 225 \frac{\text{кг}}{\text{м. кв}}$$

Расчетная нагрузка от веса бетонной смеси:

$$q_{b.p} = 225 \times 1{,}2 = 270 \frac{\text{кг}}{\text{м. кв}}$$

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

Стадия 1. Нагрузка от технологии производства работ

ЭТАЛОН

Нагрузка от технологии производства работ принимается по таблице 6.1. СП 266.1325800.2016. Для данного расчета мы принимаем выгрузку бетона бетоноводами.

$$q_т = 50 \times 1{,}3 = 65 \ \frac{\text{кг}}{\text{м. кв}}$$

Таблица 6.1

Характеристика	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Нагрузка от собственного веса настила	по НД	1,05
Нагрузка от веса свежеуложенной бетонной смеси	по приведенному сечению плиты	1,2
Монтажная нагрузка: - при выгрузке бетонной смеси из бадей вместимостью до 0,8 м^3	2,5	1,3
- при подаче бетонной смеси бетоноводами равномерно в пределах настила	0,5	1,3

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 1. Суммарные нагрузки

Теперь мы можем получить нормативные и расчетные нагрузки, которые будут использоваться для расчета настила.

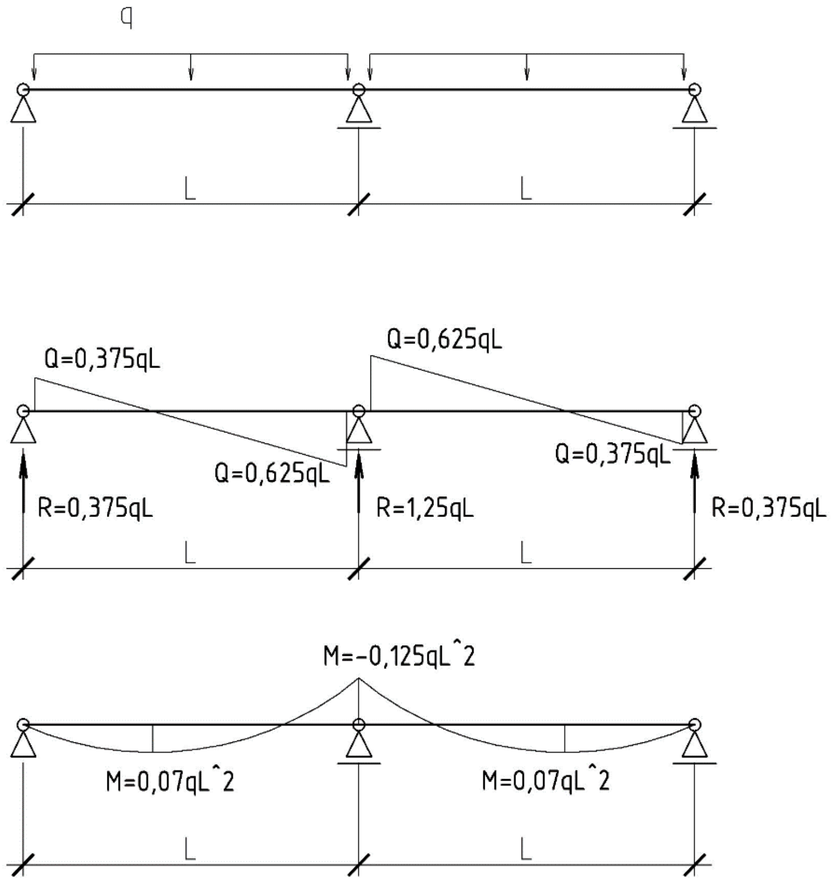
Нагрузка	Нормативное значение, кг/м.кв.	Коэффициент надежности	Расчетное значение, кг/м.кв.
С.В. Настила	11,6	1,05	12,18
С.В. Бетона	225	1,2	270
Технология произв. работ	50	1,3	65
Итого	286,5		347

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 1. Схема работы профлиста

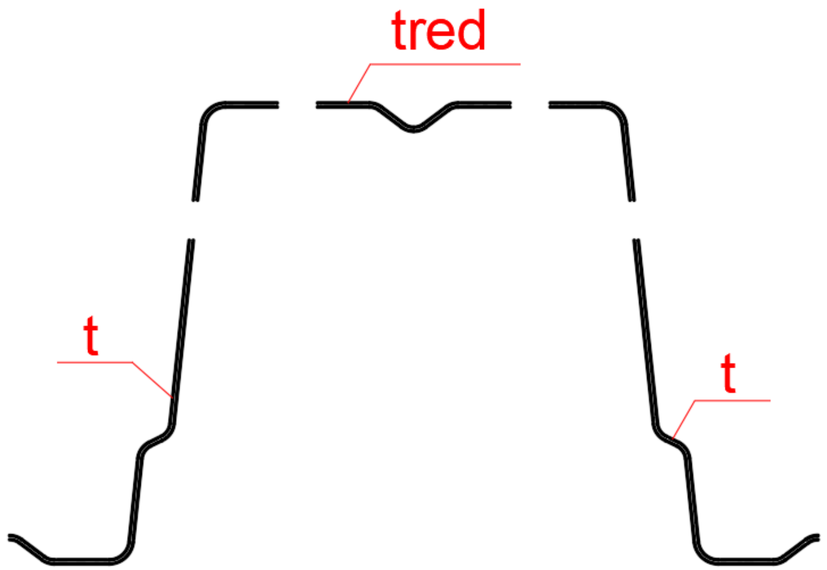
В данном примере мы будем рассматривать настил, разложенный по двухпролетной схеме.



Стадия 1. Расчет настила на прочность

> Расчет настила на прочность требует использования эффективных характеристик сечения рассчитанных СП 260.1325800.2023

Для настила СКН90-1000-1,0 из стали 220 эффективные характеристики на один метр ширины настила имеют значение:



При сжатых широких полках:

$$I_x = 135{,}6\ \text{см}^4; W_{x.max} = 32{,}94\ \text{см}^3;\ W_{x.max} = 27{,}73\ \text{см}^3$$

При узких широких полках:

$$I_x = 117{,}72\ \text{см}^4; W_{x.max} = 32{,}52\ \text{см}^3;\ W_{x.max} = 21{,}77\ \text{см}^3$$

Предел текучести настила:

$$R_y = 215\ \text{МПа} = 2191{,}64\ \frac{\text{кг}}{\text{см. кв.}}$$

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 1. Расчет настила на прогиб

> Расчет настила на прочность требует использования эффективных характеристик сечения рассчитанных СП 260.1325800.2023

6.1.1.5 Расчет прогиба настила

Максимальный прогиб профилированного настила нормативных нагрузок f_n не должен превышать 1/200 пролета:

$$f_n = k_2 \cdot \frac{q_n \cdot l^4}{E_{st} \cdot I_{n,x}} \leq \frac{1}{200} l \,, \qquad (6.7)$$

где k_2 – коэффициент, определяемый в зависимости от схемы раскладки настила и принимаемый равным:

0,013 для однопролетного настила;

0,0091 для двухпролетного настила;

0,0088 для настила с числом пролетов три и более;

q_n – нормативная равномерно-распределенная нагрузка на настил;

$I_{n,x}$ – момент инерции сечения профиля на 1 м ширины настила (по НД на профилированные листы).

Прогиб настила в пролете:

$$f_n = 0{,}0091 \times \frac{q_n \times l^4}{E_{st} \times I_{n,x}} = 0{,}0091 \times \frac{286{,}5 \times 2^4}{2100000 \times 135{,}6} = 0{,}15 \text{ см}$$

Допустимый прогиб:

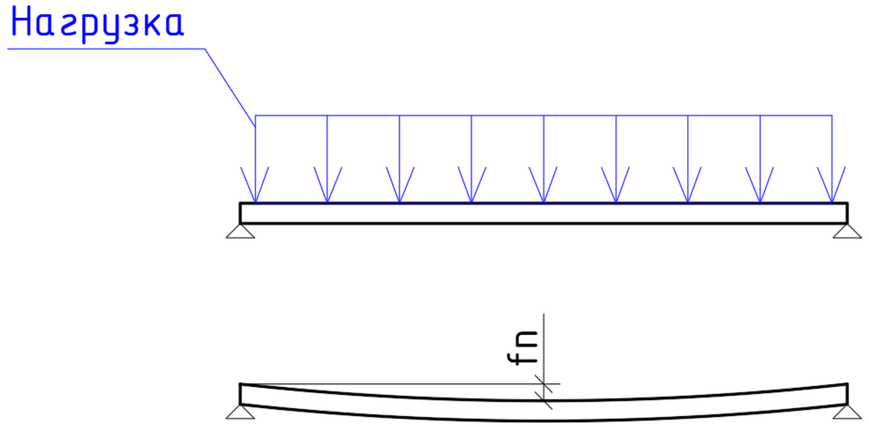
$$\frac{1}{200} \times l = \frac{1}{200} \times 200 = 1 \text{ см}$$

Тогда:

$$f_n = 0{,}15 \text{ см} < 1 \text{ см}$$

Стадия 1. Расчет настила на прогиб

При прогибе настила больше 1/10 высоты плиты необходимо дополнительно доливать бетон для выравнивания поверхности плиты. Этот дополнительный бетон необходимо учесть в нагрузке.



$$\frac{1}{10} \times h = \frac{1}{10} \times 14 = 1{,}4 \text{ см}$$

Тогда:

$$f_n = 0{,}15 \text{ см} < 1{,}4 \text{ см}$$

При прогибе настила более 1/10 высоты сечения плиты следует учитывать дополнительную нагрузку от собственного веса Δq_b свежеуложенного бетона, определяемую по формуле

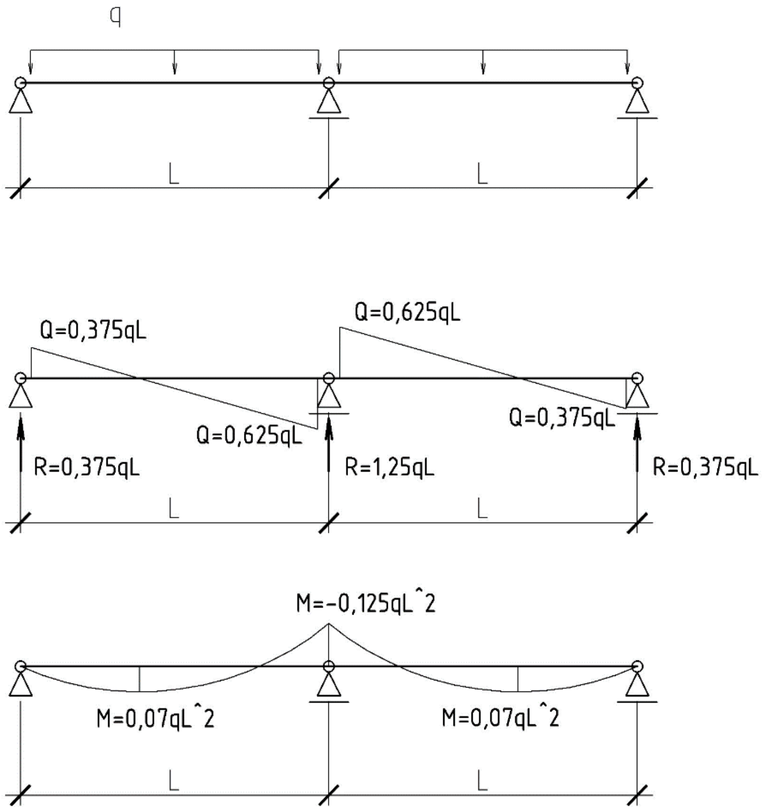
$$\Delta q_b = 0{,}7 \cdot \gamma \cdot f_n, \qquad (6.3)$$

где f_n – прогиб настила от нормативной нагрузки q_b.

Дополнительную нагрузку на настил не нужно учитывать

Стадия 1. Расчет настила на прочность

Расчет настила на прочность требует использования эффективных характеристик сечения рассчитанных СП 260.1325800.2023



Момент для двухпролетной схемы в пролете и на опоре:

$$M_{пр} = 0{,}07 \times q \times l^2 = 0{,}07 \times 347 \times 2^2 = 97{,}16 \frac{кг}{м.\ кв}$$

$$M_{оп} = 0{,}125 \times q \times l^2 = 0{,}125 \times 347 \times 2^2 = 173{,}52 \frac{кг}{м.\ кв}$$

Тогда напряжения в настиле:

$$\sigma_{пр} = \frac{M_{пр}}{W_{x,min}} = \frac{97{,}16 \times 100}{27{,}73} = 350{,}42 \frac{кг}{см.\ кв.} < 2191{,}64 \frac{кг}{см.\ кв.}$$

$$\sigma_{оп} = \frac{M_{оп}}{W_{x,min}} = \frac{173{,}52 \times 100}{21{,}77} = 797{,}07 \frac{кг}{см.\ кв.} < 2191{,}64 \frac{кг}{см.\ кв.}$$

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 1. Расчет настила на прочность

Расчет настила на поперечную силу по СП 266.1325800.2016

$$Q \geq 0{,}5 \cdot k_1 \cdot q_p \cdot l \cdot S_n \cdot \gamma_{M1}, \qquad (6.5)$$

где Q – поперечная критическая сила на одну стенку гофра, соответствующая потере ее местной устойчивости;

k_1 – коэффициент, зависящий от значения опорной реакции, определяемый в зависимости от схемы раскладки настила на опоры и принимаемый равным:

0,5 для однопролетного настила;

1,25 для двухпролетного настила;

1,2 для трехпролетного настила;

1,223 для четырехпролетного настила;

1,218 для настила с числом пролетов пять и более;

q_p – расчетная равномерно распределенная нагрузка на настил (таблица 6.1);

l – длина пролета гофров настила;

S_n – шаг гофров настила;

γ_{M1} – коэффициент условия работы стенок гофров настила равный:

1,25 – для настила на промежуточной опоре;

1,05 – для настила на крайней опоре.

Поперечная критическая сила на промежуточной опоре неразрезного настила, соответствующая потере местной устойчивости одной из стенок его гофра, определяется по формуле

$$Q = \alpha \cdot {t_n}^2 \cdot \sqrt{R_{yn} E_{st}} \cdot \left(1 - 0{,}1\sqrt{\frac{r_n}{t_n}}\right) \cdot \left(0{,}5 + \sqrt{\frac{0{,}02 l_a}{t_n}}\right) \cdot \left(2{,}4 + \left(\frac{\theta}{90}\right)^2\right), \qquad (6.6)$$

где $\alpha = 0{,}15$ – коэффициент для промежуточных опор;

t_n – толщина стенки настила;

R_{yn} – предел текучести стали ;

E_{st} – модуль упругости стали;

r_n – радиус гиба в гофрах;

l_a – расчетная ширина опоры настила;

θ – угол наклона стенки гофра в градусах.

Данный расчет учитывает только поперечную силу на промежуточной опоре. Кроме того, это не единственный расчет гофров настила на поперечную силу.

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 1. Расчет настила на прочность

Расчет настила на поперечную силу по СП 260.1325800.2023

8.9.3 Несущую способность на одну гладкую стенку при местном поперечном воздействии $Q_{w,p}$ в виде опорной реакции или местной нагрузки вычисляют по формуле

$$Q_{w,p} = \gamma_c C t^2 R_y \sin\varphi \left(1 - C_r\sqrt{\frac{r}{t}}\right) \cdot \left(1 + C_b\sqrt{\frac{b}{t}}\right) \cdot \left(1 - C_h\sqrt{\frac{h}{t}}\right), \qquad (8.49)$$

где C – коэффициент по таблицам 8.7–8.11;

t – толщина стенки;

φ – угол между плоскостью стенки и плоскостью опорной поверхности;

r – внутренний радиус изгиба;

C_r – коэффициент, учитывающий гибкость стенки, по таблицам 8.7–8.11;

b – длина опорной части или местной распределенной нагрузки;

C_b – коэффициент, учитывающий длину приложения локальной нагрузки на опоре или в пролете, по таблицам 8.7–8.11;

h – высота плоской части стенки профиля;

C_h – коэффициент, учитывающий высоту стенки, по таблицам 8.7–8.11.

8.9.7 Для сечений со стенками, усиленными продольными элементами жесткости, удовлетворяющими условию (8.50), несущую способность стенки при местном поперечном воздействии определяют умножением ее соответствующих значений для аналогичной стенки без элементов жесткости, приведенной в 8.9.3 или 8.9.5, на коэффициент $k_{a,s}$, определяемый по формуле

$$k_{a,s} = 1{,}45 - 0{,}05 \cdot \frac{e_{\max}}{t}, \text{ но } k_{a,s} \le 0{,}95 + 35000t^2 \cdot \frac{e_{\min}}{s_{pF} b_d^2}, \qquad (8.51)$$

8.9.8 Поперечное сечение при совместном действии изгибающего момента M_p и местной нагрузки или опорной реакции Q_r должно удовлетворять условиям:

$$M_p / M_R \le 1, \qquad (8.52)$$

$$Q_r / Q_{w,p} \le 1, \qquad (8.53)$$

$$\frac{M_p}{M_R} + \frac{Q_r}{Q_{w,p}} \le 1{,}25, \qquad (8.54)$$

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 1. Расчет настила на прочность

Расчет настила на поперечную силу по СП 266.1325800.2016

Поперечная сила на стенку настила на крайней и средней опоре:

$$Q_{ср} = 0{,}5 \times 1{,}25 \times 347 \times 2 \times 0{,}33 \times 1{,}25 = 178{,}94 \text{ кг}$$

$$Q_{кр} = 0{,}5 \times 0{,}5 \times 347 \times 2 \times 0{,}33 \times 1{,}05 = 60{,}13 \text{ кг}$$

Поперечная сила соответствующая потере местной устойчивости:

$$Q = 0{,}15 \times 0{,}1^2 \times \sqrt{2191{,}64 \times 2100000} \times \left(1 - 0{,}1 \times \sqrt{\frac{0{,}5}{0{,}1}}\right) \times \left(0{,}5 + \sqrt{\frac{0{,}02 \times 10}{0{,}1}}\right) \times \left(2{,}4 \times \left(\frac{62{,}9}{90}\right)^2\right) = 470{,}05 \text{ кг}$$

$$Q = 470{,}05 \text{ кг} > Q_{ср} = 178{,}94 \text{ кг}$$

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 1. Расчет настила на прочность

Расчет настила на поперечную силу по СП 260.1325800.2023

Поперечная сила соответствующая потере местной устойчивости на крайней и средней опоре:

$$Q_{w,p}^{\text{кр}} = 1 \times 3 \times 0{,}1^2 \times 2191{,}94 \times \sin 62{,}9 \times \left(1 - 0{,}08\sqrt{\frac{0{,}5}{0{,}1}}\right) \times \left(1 + 0{,}70\sqrt{\frac{10}{0{,}1}}\right) \times \left(1 - 0{,}055\sqrt{\frac{8{,}03}{0{,}1}}\right) = 179{,}01 \text{ кг}$$

$$Q_{w,p}^{\text{пр}} = 1 \times 8 \times 0{,}1^2 \times 2191{,}94 \times \sin 62{,}9 \times \left(1 - 0{,}1\sqrt{\frac{0{,}5}{0{,}1}}\right) \times \left(1 + 0{,}17\sqrt{\frac{10}{0{,}1}}\right) \times \left(1 - 0{,}004\sqrt{\frac{8{,}03}{0{,}1}}\right) = 293{,}28 \text{ кг}$$

Таблица 8.10 – **Профилированные настилы с несколькими стенками**

Конструкция опоры и полок	Опорная реакция или локальная нагрузка		C	C_r	C_b	C_h	Ограничения
Закрепленная на опоре	На одну полку	Концевая	3	0,08	0,70	0,055	$\frac{r}{t} \le 7$
		Промежуточная	8	0,10	0,17	0,004	$\frac{r}{t} \le 10$
	На две полки	Концевая	9	0,12	0,14	0,04	$\frac{r}{t} \le 10$
		Промежуточная	10	0,11	0,21	0,02	
Закрепленная на опоре	На одну полку	Концевая	3	0,08	0,70	0,055	$\frac{r}{t} \le 7$
		Промежуточная	8	0,10	0,17	0,004	
	На две полки	Концевая	6	0,16	0,17	0,05	$\frac{r}{t} \le 5$
		Промежуточная	17	0,10	0,10	0,046	–

$$Q_{w,p}^{\text{пр}} = 293{,}28 \text{ кг} > Q_{\text{ср}} = 178{,}94 \text{ кг}$$

$$Q_{w,p}^{\text{кр}} = 179{,}01 \text{ кг} > Q_{\text{кр}} = 60{,}13 \text{ кг}$$

Стадия 1. Расчет настила на прочность

Расчет настила на поперечную силу по СП 260.1325800.2023

Совместное действие момента и поперечной силы на средней опоре (п. 8.9.8):

$$\frac{M_{\text{р}}}{M_R} + \frac{Q_r}{Q_{w,p}} = \frac{\text{М}_{\text{оп}}}{W_{x,min} \times R_y} + \frac{Q_{\text{ср}}}{Q_{w,p}^{\text{пр}}} = \frac{97{,}16 \times 100}{27{,}73 \times 2191{,}64} + \frac{178{,}94}{293{,}28} = 0{,}36 + 0{,}61 = 0{,}97 \leq 1{,}25$$

Устойчивость стенки настила на средней опоре обеспечена!

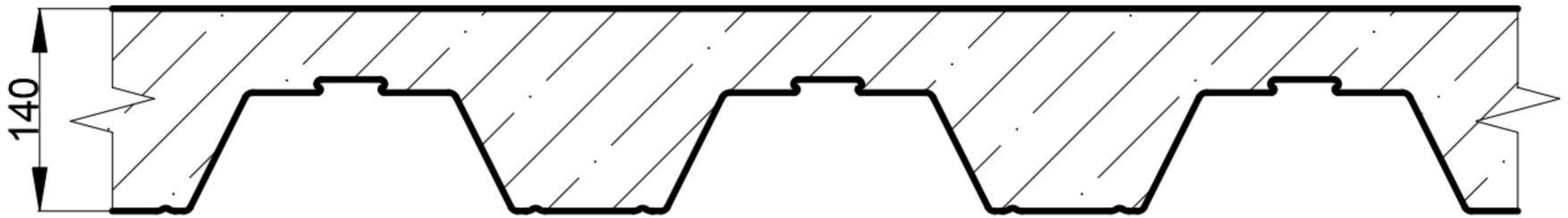
АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 2. Расчет сталебетонного сечения

Сталебетонное перекрытие на настилу СКН90-1000-1 с засечками. Сталь 220. Бетон В15

Высота плиты 140 мм. Пролет плиты – 2 метра. На плиту действует полезная нагрузка от административных помещений.



Расчет плиты проводится без учета гибкой арматуры. Плита имеет внешнее армирования профилированным настилом и конструктивное армирование.

Ключевое условие совместной работы бетона и настила – обеспечение прочности плиты на сдвиг!

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 2. Полезная нагрузка.

Полезную нагрузку на плиту мы определяем по таблице 8.3. СП 20.13330.2016

Коэффициенты надежности по пункту 8.2.

Таблица 8.3

№ пп.	Помещения зданий и сооружений	Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок P_t, кПа, не менее
1	Квартиры жилых зданий; спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5
2	Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений; офисы, классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные) промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	2,0
3	Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; помещения учреждений бытового обслуживания населения (парикмахерские, ателье и т.п.); технические этажи жилых и общественных зданий высотой менее 75 м; подвальные помещения	2,0
4	Залы: а) читальные б) обеденные (в кафе, ресторанах, столовых и т.п.) в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные, фитнес-центры, бильярдные г) торговые, выставочные и экспозиционные	 2,0 3,0 4,0 4,0
5	Книгохранилища; архивы	5,0
6	Сцены зрелищных предприятий	5,0
7	Трибуны: а) с закрепленными сиденьями б) для стоящих зрителей	 4,0 5,0
8	Чердачные помещения	0,7
9	Покрытия на участках: а) с возможным скоплением людей (выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т.п.) б) используемых для отдыха в) прочих	 4,0 1,5 0,7

8.2 Равномерно распределенные нагрузки

8.2.1 Нормативные значения равномерно распределенных кратковременных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах приведены в таблице 8.3.

8.2.2 Нормативные значения нагрузок на ригели и плиты перекрытий от веса временных перегородок следует принимать в зависимости от их конструкции, расположения и характера опирания на перекрытия и стены. Указанные нагрузки допускается учитывать как равномерно распределенные добавочные нагрузки, принимая их нормативные значения на основании расчета для предполагаемых схем размещения перегородок, но не менее 0,5 кПа.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для равномерно распределенных нагрузок следует принимать:

1,3 — при полном нормативном значении менее 2,0 кПа;

1,2 — при полном нормативном значении 2,0 кПа и более.

Коэффициент надежности по нагрузке от веса временных перегородок следует принимать в соответствии с 7.2.

$$q_{\text{п.н.}} = 2\ \text{кПа} = 203\ \frac{\text{кг}}{\text{м. кв}}$$

$$q_{\text{п.}} = 203 \times 1{,}2 = 244\ \frac{\text{кг}}{\text{м. кв}}$$

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 2. Суммарные нагрузки

Теперь мы можем получить нормативные и расчетные нагрузки, которые будут использоваться для расчета сталебетонной плиты.

Нагрузка	Нормативное значение, кг/м.кв.	Коэффициент надежности	Расчетное значение, кг/м.кв.
С.В. Настила	11,6	1,05	12,18
С.В. Бетона	225	1,2	270
Полезная нагрузка	203	1,2	244
Итого	439,6		526,8

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 2. Расчетная схема

По СП 266.1325800.2016 при отсутствии гибкой арматуры в надопорных зонах железобетонную плиту необходимо рассчитывать по однопролетной схеме. Моменты на опоре воспринимаются профилированным настилом. (п 6.1.2.1)

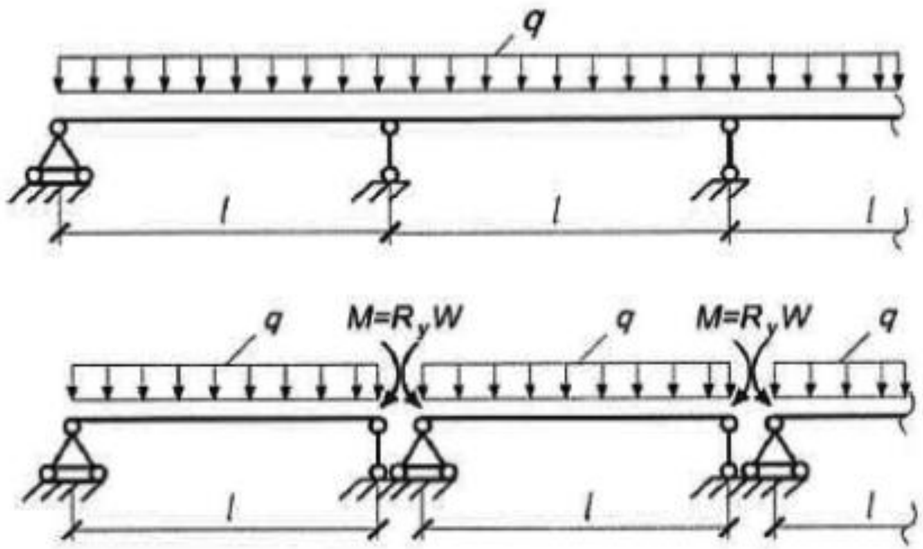
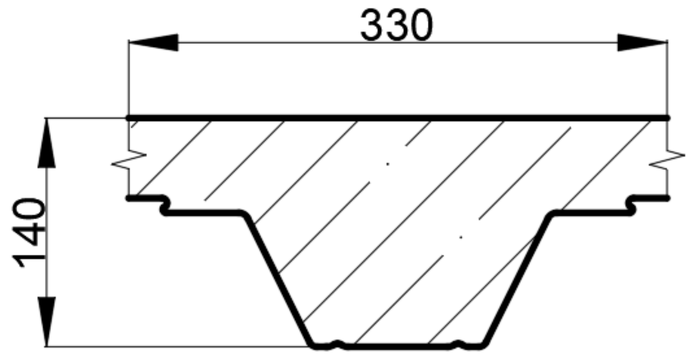


Рисунок 6.2 - Расчетная схема плиты при отсутствии гибкой арматуры в надопорной зоне

Стадия 2. Момент и поперечная сила

Рассчитаем момент и поперечную силу в сталебетонной плите.

За расчетное сечение принимаем участок плиты шириной в один гофр настила включающий в себя ребро плиты.



Рассчитаем нагрузку, действующую на расчетный участок

$$q_{\text{р.н}} = q_{\text{пл.н}} \times b_f = 439{,}6 \times 0{,}33 = 145{,}1 \text{ кг/м}$$

$$q_{\text{р}} = q_{\text{пл}} \times b_f = 526{,}8 \times 0{,}33 = 173{,}6 \text{ кг/м}$$

Момент в пролете плиты равен:

$$\text{М}_{\text{пр.н}} = \frac{q_{\text{р.н}} \times l^2}{8} = \frac{145{,}1 \times 2^2}{8} = 72{,}53 \text{ кг} \times \text{м}$$

$$\text{М}_{\text{пр}} = \frac{q_{\text{р}} \times l^2}{8} = \frac{173{,}6 \times 2^2}{8} = 86{,}82 \text{ кг} \times \text{м}$$

Момент для настила на опоре равен моменту для плиты в пролете!

Поперечная сила на опорах равна:

$$Q = \frac{q_{\text{р}} \times l}{2} = \frac{173{,}6 \times 2}{2} = 173{,}6 \text{ кг}$$

Стадия 2. Проверка настила на опоре

Изгибающий момент на опоре плиты воспринимается настилом. Рассчитаем прочность настила на опоре

Момент в на опоре на 1 м ширины плиты равен:

$$\text{М}_{\text{оп}} = \frac{86{,}82}{0{,}33} = 263{,}09 \text{ кг} \times \text{м} = 26309 \text{ кг} \times \text{см}$$

Напряжение в настиле равно:

$$\sigma_{\text{оп}} = \frac{\text{М}_{\text{оп}}}{W_{x,min}} = \frac{26309}{21{,}77} = 1208{,}5 \ \frac{\text{кг}}{\text{см. кв.}} < 2191{,}64 \ \frac{\text{кг}}{\text{см. кв.}}$$

Прочность настила на опоре обеспечена!

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 2. Расчет по нормальным сечениям

При расчете сталебетонных сечений для начала необходимо определить высоту сжатой зоны железобетона. (п. 6.1.2.2)

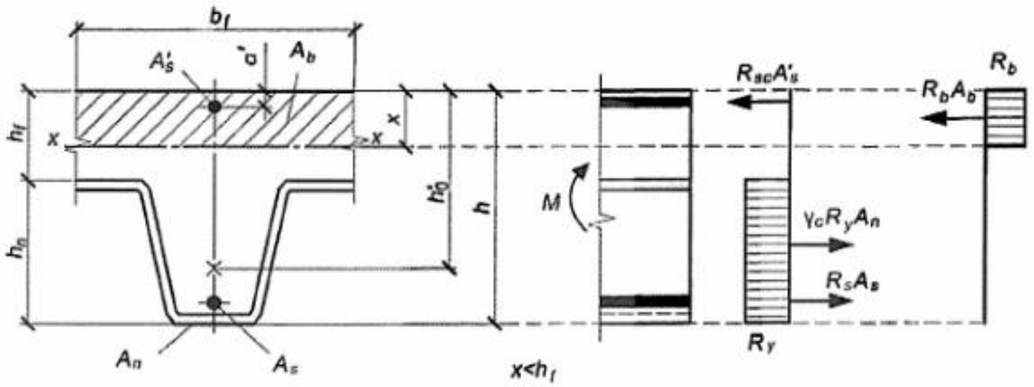
Значение граничной относительной высоты сжатой зоны сечения ξ_R определяют в соответствии с СП 63.13330 по формуле

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_o} = \frac{0{,}8}{1+\frac{\varepsilon_{s(n)}}{\varepsilon_{b2}}}, \qquad (6.8)$$

При подборе сечений плиты высота ее сжатой зоны x должна удовлетворять условию

$$x \le \xi_R \cdot h_o, \qquad (6.9)$$

где h_o – высота рабочего сечения плиты.



АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 2. Расчет по нормальным сечениям

При расчете сталебетонных сечений для начала необходимо определить высоту сжатой зоны железобетона. (п. 6.1.2.2)

Значение граничной относительной высоты сжатой зоны сечения ξ_R определяют в соответствии с СП 63.13330 по формуле

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_o} = \frac{0,8}{1+\frac{\varepsilon_{s(n)}}{\varepsilon_{b2}}}, \qquad (6.8)$$

Таблица 6.10

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Относительные деформации тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетона при продолжительном действии нагрузки					
	при сжатии			при растяжении		
	$\varepsilon_{b0} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{b2} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{b1,red} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt0} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt2} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt1,red} \cdot 10^3$
Выше 75	3,0	4,2	2,4	0,21	0,27	0,19
40—75	3,4	4,8	2,8	0,24	0,31	0,22
Ниже 40	4,0	5,6	3,4	0,28	0,36	0,26

Примечания

1 Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СП 131.13330 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

2 Для высокопрочных бетонов значения относительных деформаций ε_{b2} следует принимать с умножением на отношение (270 – В)/210.

$$\varepsilon_{s(n)} = \frac{R_y}{E_n} = \frac{2191,64}{2100000} = 0,001044$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1+\frac{\varepsilon_{s(n)}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0,8}{1+\frac{0,001044}{0,0048}} = 0,66$$

Стадия 2. Расчет по нормальным сечениям

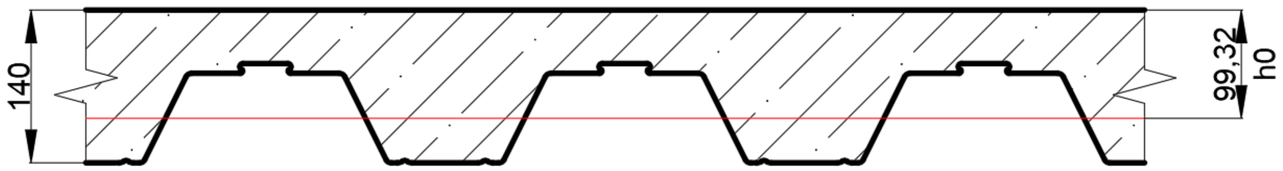
При расчете сталебетонных сечений для начала необходимо определить высоту сжатой зоны железобетона. (п. 6.1.2.2)

При подборе сечений плиты высота ее сжатой зоны x должна удовлетворять условию

$$x \leq \xi_R \cdot h_o, \qquad (6.9)$$

где h_o – высота рабочего сечения плиты.

Высота рабочего сечения – расстояние от верха плиты до центра тяжести настила



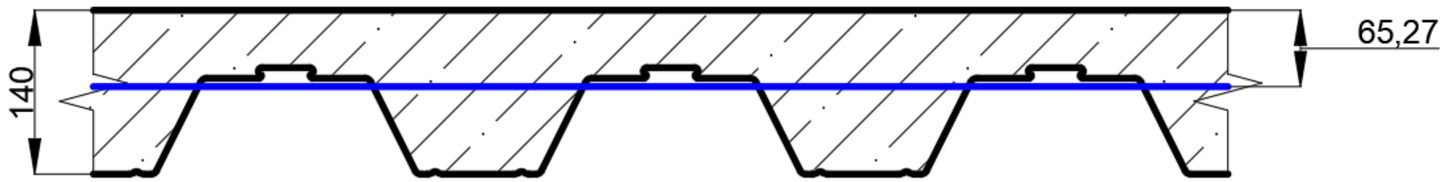
$$h_0 = 9{,}932 \text{ см}$$

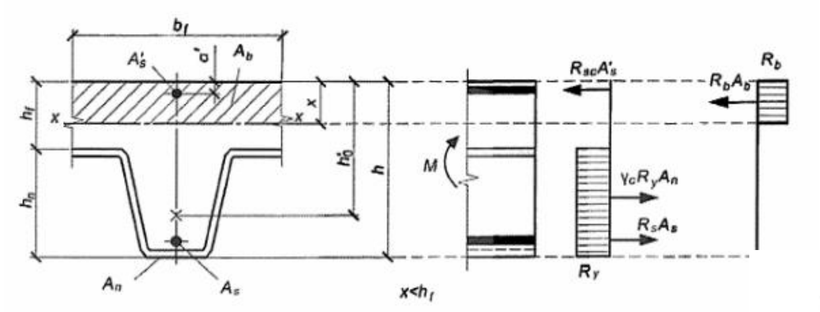
$$x \leq \xi_R \times h_0 = 0{,}67 \times 9{,}932 = 6{,}527 \text{ см}$$

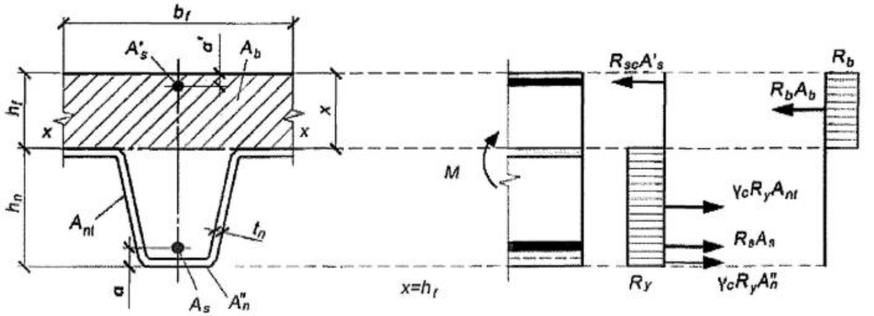
АРСС
Ассоциация развития стального строительства

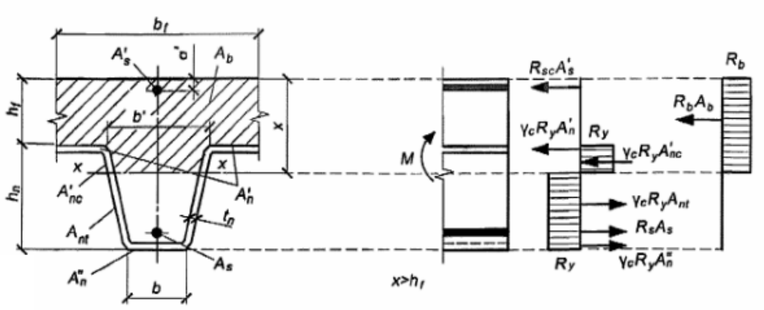
ЭТАЛОН

Стадия 2. Расчет по нормальным сечениям









Стадия 2. Расчет по нормальным сечениям. Случай 1

Высоту сжатой зоны сечения плиты определяют из условия

$$R_b b_f x = \gamma_c R_y A_n + R_s A_s - R_{sc} A'_s. \qquad (6.10)$$

$$x = \frac{\gamma_c \times R_y \times A_n}{R_b \times b_f}$$

γ_c – коэффициент условия работы, принимаемый равным:

0,4 для профилированных настилов без выштамповок на стенках гофров с двумя упорами в каждом гофре;

0,6 – для профилированных настилов с зигзагообразной выштамповкой на стенках гофров;

0,8 – то же, с одним упором в каждом гофре.

Площадь гофра настила:

$A_n = 3{,}748$ см. кв.

Прочность бетона В15 на сжатие:

$$R_b = 8{,}5 \text{ МПа} = 86{,}62 \ \frac{\text{кг}}{\text{см. кв.}}$$

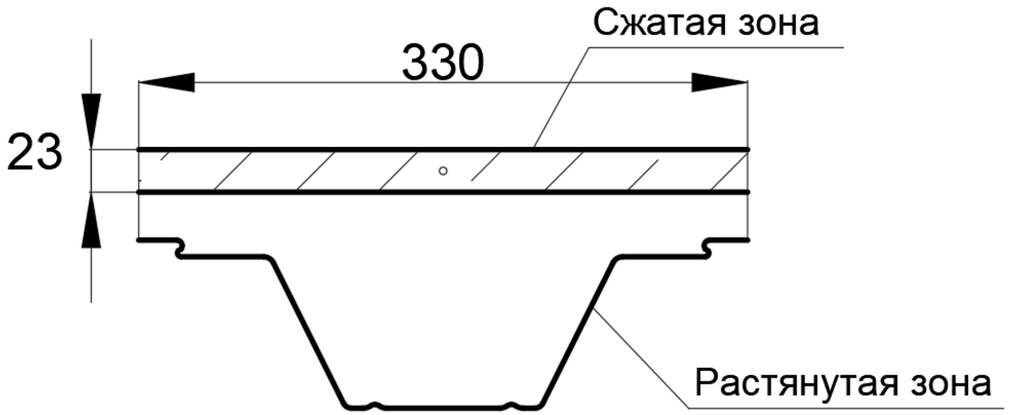
Ширина верхней части расчетного сечения:

$b_f = 33$ см

$$x = \frac{\gamma_c \times R_y \times A_n}{R_b \times b_f} = \frac{0{,}8 \times 2191{,}64 \times 3{,}748}{86{,}62 \times 33} = 2{,}3 \text{ см}$$

Нейтральная ось находится в пределах толщины полки плиты!

Стадия 2. Расчет по нормальным сечениям. Случай 1



При расчете прочности плиты должно выполняться условие

$$M \le R_b b_f x(h_0 - 0{,}5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \qquad (6.11)$$

Так как арматуры в сжатой зоне нет формула имеет вид:

$$M \le R_b b_f x(h_0 - 0{,}5x)$$

$$R_b b_f x(h_0 - 0{,}5x) = 86{,}62 \times 33 \times 2{,}3 \times (9{,}932 - 0{,}5 \times 2{,}3) = 57713 \text{ кг} \times \text{см} = 577{,}13 \text{ кг} \times \text{м}$$

$$\text{М}_{\text{пр}} = 86{,}82 \text{ кг} \times \text{м} < 577{,}13 \text{ кг} \times \text{м}$$

Прочность плиты в пролете обеспечена!

Стадия 2. Расчет по наклонным сечениям

Расчет плиты по наклонным сечениям проводим без учета дополнительной поперечной арматуры. Поперечное усилие воспринимается только бетоном и настилом.

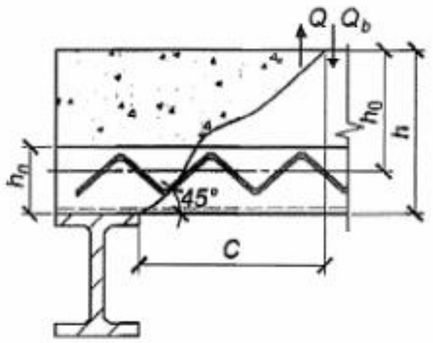


Рисунок 6.8 – Схема усилий в наклонном сечении при расчете его прочности на действие поперечной силы

$$\alpha = 45°; C = 140 \text{ мм}$$

$$Q \le 0{,}34 R_y \gamma_c h_n t_n + Q_b; \quad (6.18)$$

$$Q \le 0{,}15 R_b (b + b') h_0, \quad (6.19)$$

где $0{,}34 R_y \gamma_c h_n t_n$ – поперечное усилие, воспринимаемое стенками настила в одном гофре;

Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном.

Поперечное усилие Q_b, воспринимаемое бетоном в наклонном сечении, определяют по формуле

$$Q_b = \frac{0{,}75 \cdot R_{bt} (b + b') \cdot h_0^2}{C} \quad (6.20)$$

при условии, что

$$0{,}5 R_{bt} \frac{(b+b')}{2} h_0 \le Q_b \le 2{,}5 R_{bt} \frac{(b+b')}{2} h_0, \quad (6.21)$$

где C – длина проекции наклонного сечения;

b и b' - - ширина бетонного ребра (рисунок 6.1).

Стадия 2. Расчет по наклонным сечениям

Настил СКН90-1000-1,0

$$R_y = 2191{,}64 \ \frac{\text{кг}}{\text{см. кв.}}$$

$$\gamma_c = 0{,}8$$

$$h_n = 8{,}2 \text{ см}$$

$$t_n = 0{,}1 \text{ см}$$

$$0{,}34 \times R_y \times \gamma_c \times h_n \times t_n = 0{,}34 \times 2191{,}64 \times 0{,}8 \times 8{,}2 \times 0{,}1 = 488{,}82 \text{ кг}$$

$$Q \leq 0{,}34 \times R_y \times \gamma_c \times h_n \times t_n + Q_b$$

$$173{,}6 \text{ кг} \leq 488{,}82 \ + 1760{,}2 = 2249 \text{ кг}$$

$$Q \leq 0{,}15 \times R_b \times (b + b') \times h_0$$

$$173{,}6 \text{ кг} \leq 0{,}15 \times 86{,}62 \times (10{,}6 + 33) \times 9{,}93 = 5625{,}3 \text{ кг}$$

Бетон В15

$$R_{bt} = 7{,}64 \ \frac{\text{кг}}{\text{см. кв.}}$$

$$b = 10{,}6 \text{ см}$$

$$b' = 33 \text{ см}$$

$$h_0 = 9{,}93 \text{ см}$$

$$Q_b = \frac{0{,}75 \times R_{bt} \times (b + b') \times h_0^2}{C} = \frac{0{,}75 \times 7{,}64 \times (10{,}6 + 33) \times 9{,}93^2}{14} = 1760{,}2 \text{ кг}$$

$$\frac{0{,}5 \times R_{bt} \times (b + b') \times h_0}{2} \leq Q_b \leq \frac{2{,}5 \times R_{bt} \times (b + b') \times h_0}{2}$$

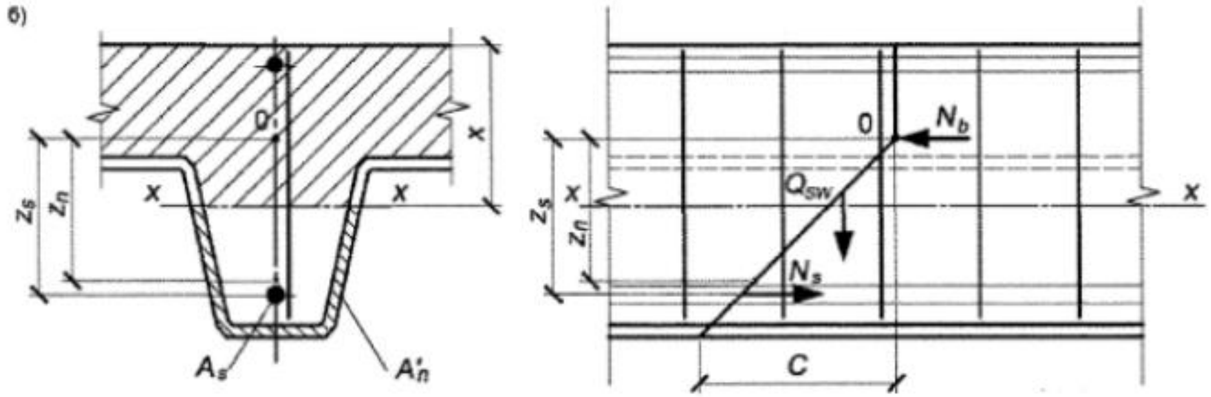
$$\frac{0{,}5 \times 7{,}64 \times (10{,}6 + 33) \times 9{,}93}{2} \leq Q_b \ \leq \frac{2{,}5 \times 7{,}64 \times (10{,}6 + 33) \times 9{,}93}{2}$$

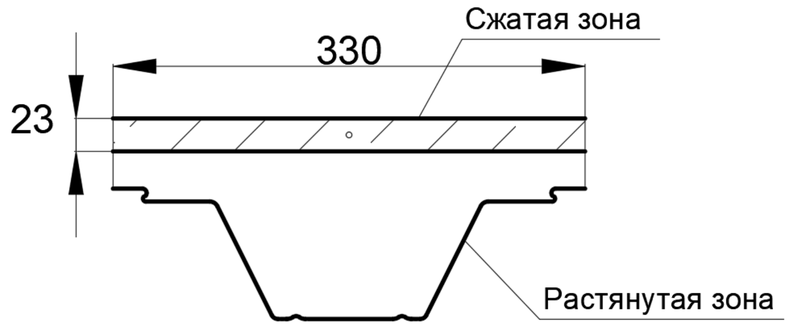
$$827{,}2 \text{ кг} \leq 1760{,}2 \text{ кг} \leq 4136 \text{ кг}$$

Прочность плиты по наклонным сечениям от действия поперечной нагрузки обеспечена!

Стадия 2. Расчет по наклонным сечениям

Расчет плиты по наклонным сечениям проводим без учета дополнительной поперечной арматуры. Поперечное усилие воспринимается только бетоном и настилом.





Момент M_n определяется по формуле

$$M_n = N_n z_n = A'_n R_y , \qquad (6.21в)$$

где A'_n - площадь сечения растянутого участка настила, пересекающего наклонное сечение;

z_n - расстояние от центра тяжести растянутой части настила до указанной выше оси.

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 2. Расчет по наклонным сечениям

$$A'_n = 3{,}748 \text{ см. кв.}$$

$$R_y = 215 \text{ МПа} = 2191{,}64 \frac{\text{кг}}{\text{см. кв.}}$$

$$z_n = 8{,}782 \text{ см}$$

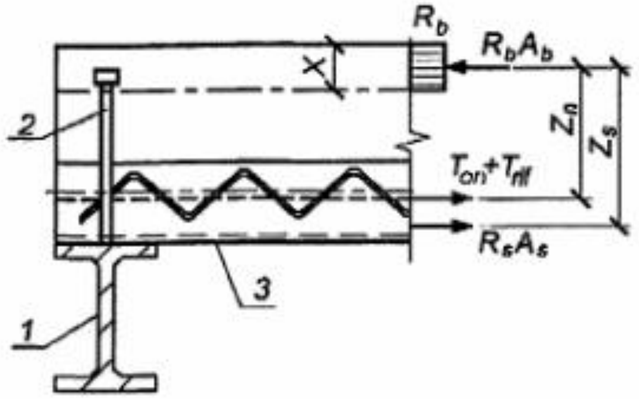
$$M_n = A'_n \times R_y \times z_n = 3{,}748 \times 2191{,}64 \times 7{,}632 \div 100 = 626{,}9 \text{ кг} \times \text{м}$$

$$M_n = 626{,}9 \text{ кг} \times \text{м} > M_{max} = 86{,}82 \text{ кг} \times \text{м}$$

Прочность плиты по наклонным сечениям от действия момента обеспечена!

Стадия 2. Проверка прочности сцепления настила с бетоном

Сцепление бетона и настила зависит от анкерных упорах на конце плиты и от рифов настила.



1 – прогон; *2* – анкер; *3* – стальной профилированный настил

Рисунок 6.9 – Схема усилий при расчете по прочности анкеровки

$$M \leq (T_{an} + T_{rif})z_n.$$

Прочность анкеровки (меньшее из двух)

$$T_{an1} = 0{,}64R_yA_{an}n_{an},$$

$$T_{an2} = \frac{1}{\gamma_\delta}0{,}29 \cdot n_{an} \cdot \alpha \cdot d_1^2\sqrt{R_b \cdot E_b},$$

Прочность рифов настила на смятие

$$T_{rif} = \gamma_c \cdot R_b \cdot l_{rif} \cdot a_{rif} \cdot n_{rif},$$

Стадия 2. Проверка прочности сцепления настила с бетоном

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО
ПО ТЕХНИЧЕСКОМУ РЕГУЛИРОВАНИЮ И МЕТРОЛОГИИ

НАЦИОНАЛЬНЫЙ СТАНДАРТ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ГОСТ Р 55738— 2013 (ИСО 13918:2008)

ШПИЛЬКИ И КЕРАМИЧЕСКИЕ КОЛЬЦА ДЛЯ СВАРКИ

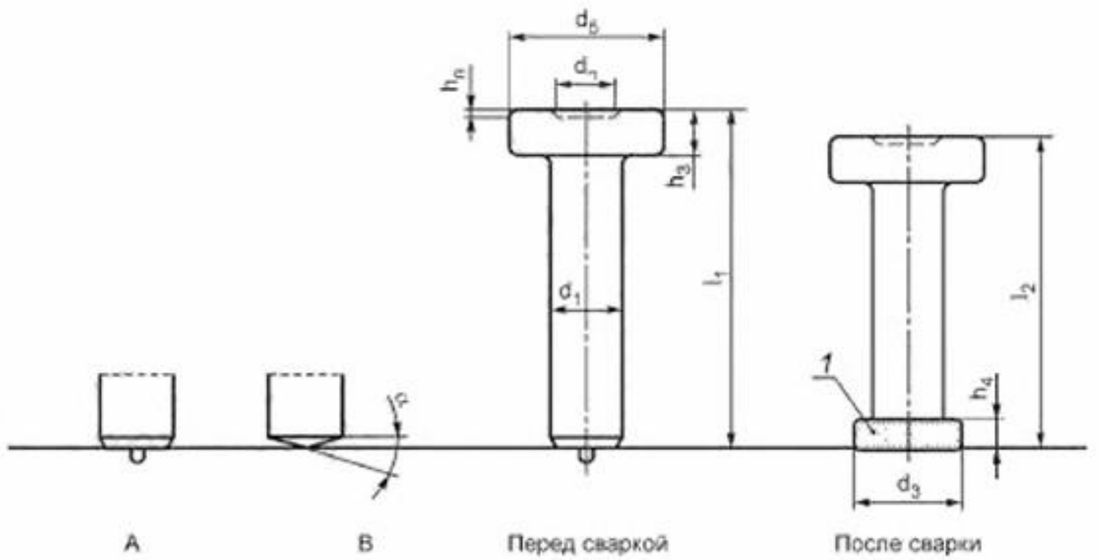
ISO 13918:2008
Welding — Studs and ceramic ferrules for arc stud welding (MOD)

Издание официальное

Москва
Стандартинформ
2014

Для нашего примера примем шпильки SD диаметром d1=13 мм и высотой l2=75 мм из стали марки 220.

5.3.1.6 Шпилька-упор (SD)



1 — кольцевой валик; A — форма торца A (пример); B — форма торца B (пример)

Рисунок 5 — Шпилька-упор (SD)

Стадия 2. Проверка прочности сцепления настила с бетоном

Расчет сопротивления анкерных упоров. Расчет проводится для сечения на середине пролета плиты.

$$R_y = 215 \text{ МПа} = 2191{,}64 \frac{\text{кг}}{\text{см. кв.}}$$

$$A_{an} = 1{,}33 \text{ см. кв.}$$

$$n_{an} = 1 \text{ шт}$$

$$T_{an1} = 0{,}64 \times R_y \times A_{an} \times n_{an} = 0{,}64 \times 2191{,}64 \times 1{,}33 \times 1 = 1861{,}77 \text{ кг}$$

Коэффициент α равен:

$0{,}2 \cdot (\frac{h_a}{d_1} + 1)$ при $3 \leq \frac{h_a}{d_1} \leq 4$, (6.26)

1 при $\frac{h_a}{d_1} > 4$ (6.27)

Здесь h_a – длина стад-болта;

γ_δ – коэффициент условия работы анкера (среднее значение γ_δ для стад болта следует принимать равным 1,25).

$$d_1 = 13 \text{ мм} = 1{,}3 \text{ см}$$

$$R_b = 86{,}62 \frac{\text{кг}}{\text{см. кв.}}$$

$$E_b = 24000 \text{ МПа} = 244648 \frac{\text{кг}}{\text{см. кв.}}$$

$$\gamma_\delta = 1{,}25$$

$$\frac{h_a}{d_1} = \frac{7{,}5}{1{,}3} = 5{,}76$$

$$\alpha = 1$$

$$T_{an2} = \frac{1}{\gamma_\delta} \times 0{,}29 \times n_{an} \times \alpha \times d_1^2 \times \sqrt{R_b \times E_b} = \frac{1}{1{,}25} \times 0{,}29 \times 1 \times 1 \times 1{,}3^2 \times \sqrt{86{,}62 \times 244648} = 1804{,}9 \text{ кг}$$

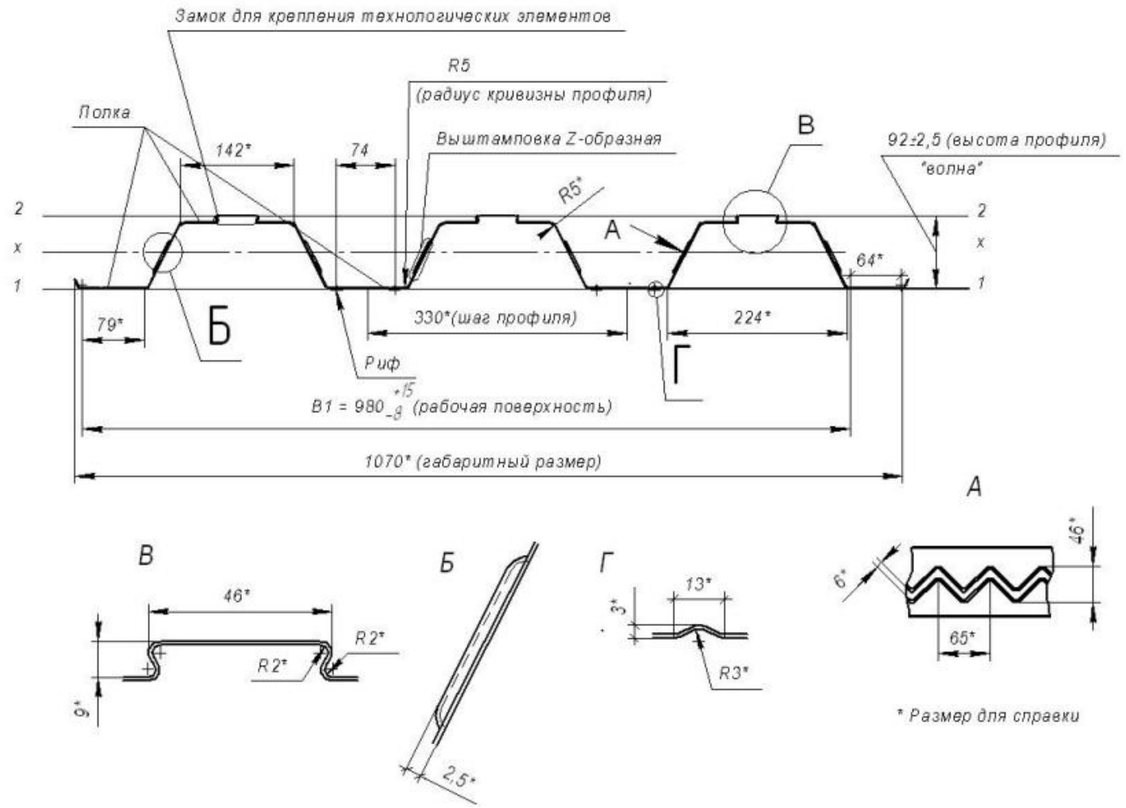
$$T_{an} = 1804{,}9 \text{ кг}$$

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

Стадия 2. Проверка прочности сцепления настила с бетоном

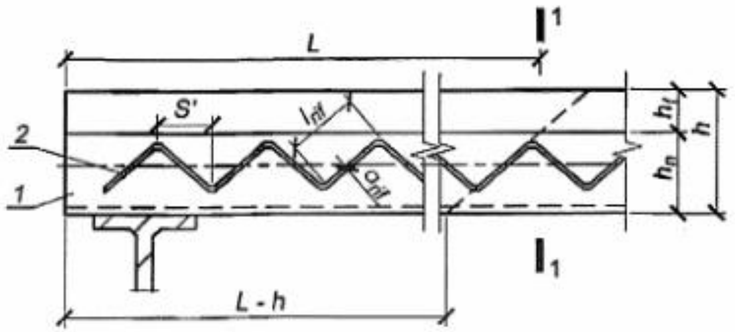
ЭТАЛОН

Расчет сопротивления рифов настила. Размер рифов определяется по нормативной документации.



Стадия 2. Проверка прочности сцепления настила с бетоном

Расчет сопротивления рифов настила. Размер рифов определяется по нормативной документации.



1 – стальной профилированный настил; *2* – выштампованные рифы; 1-1 – сечение по пролету настила в месте наибольшего изгибающего момента, в четверти пролета, в местах приложения сосредоточенных сил; *L* – длина участка расположения рифов на стенках настила, учитываемых в расчете его анкеровки по формуле (6.23)

Рисунок 6.10 – Схема расположения расчетного сечения для проверки сцепления настила с бетоном

Сопротивление рифов настила на смятие при его сдвиге относительно бетона определяется по формуле

$$T_{rif} = \gamma_c \cdot R_b \cdot l_{rif} \cdot a_{rif} \cdot n_{rif}, \quad (6.28)$$

где γ_c – коэффициент условия работы настила (см. 6.2.1);

l_{rif} – длина одного рифа;

a_{rif} – глубина выдавливания одного рифа.

n_{rif} – число рифов на стенках одного гофра по длине участка настила L от рассматриваемого сечения до ближайшей опоры настила (рисунок 6.10).

$$\gamma_c = 0{,}8$$

$$R_b = 8{,}5 \text{ МПа} = 86{,}62 \frac{\text{кг}}{\text{см. кв.}}$$

$$l_{rif} = 5{,}5 \text{ см}$$

$$a_{rif} = 0{,}6 \text{ см}$$

$$n_{rif} = 15 \text{ шт}$$

$$T_{rif} = \gamma_c \times R_b \times l_{rif} \times a_{rif} \times n_{rif} = 0{,}8 \times 86{,}62 \times 5{,}5 \times 0{,}6 \times 15 = 3429{,}9 \text{ кг}$$

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

Стадия 2. Проверка прочности сцепления настила с бетоном

ЭТАЛОН

$$T_{an} = 1804{,}9 \text{ кг}$$

$$T_{rif} = 3429{,}9 \text{ кг}$$

$$z_n = 8{,}782 \text{ см}$$

$$M \leq (T_{rif} + T_{an}) \times z_n$$

$$86{,}82 \text{ кг} \times \text{м} \leq (3429{,}9 + 1804{,}9) \times \frac{8{,}782}{100} = 459{,}7 \text{ кг} \times \text{м}$$

Прочность сцепления настила с бетоном обеспечена!

Стадия 2. Расчет ребра плиты на смятие на опорах

Прочность анкеров должна быть обеспечена в соответствии с 9.1.2.

6.1.2.5 Расчет ребра плиты на опорах

Ребра плиты на опорах должны рассчитываться на смятие. При этом должно быть выполнено следующее условие

$$N \le 0{,}75 \cdot R_{b,loc} \cdot b \cdot l_a, \qquad (6.29)$$

где N- опорная реакция на один гофр настила;

b– ширина нижней полки настила;

l_a–ширина опоры плиты.

По СП 63.13330.2018

Значение $R_{b,loc}$ определяют по формуле

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b, \qquad (8.81)$$

где φ_b — коэффициент, определяемый по формуле

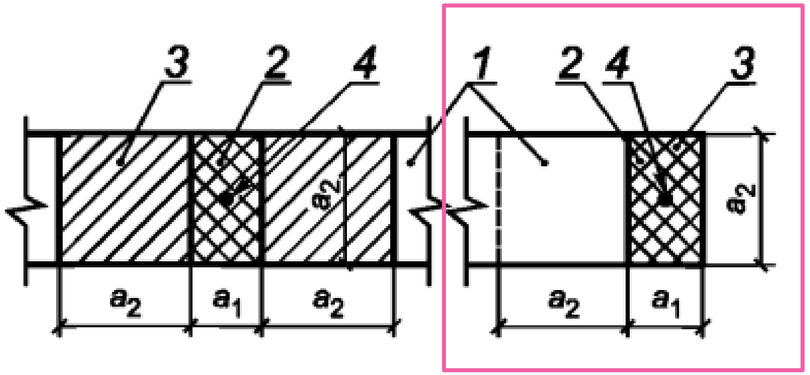
$$\varphi_b = 0{,}8 \cdot \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}}, \qquad (8.82)$$

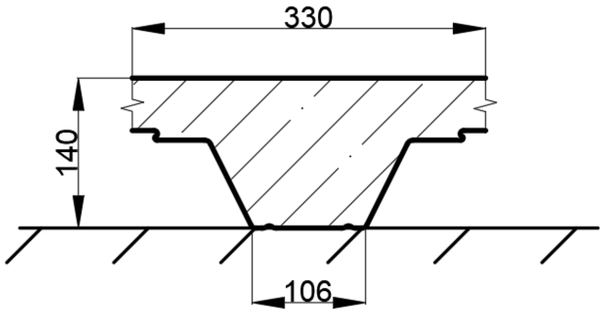
но принимаемый не более 2,5 и не менее 1,0.

$$N = Q = 173{,}6 \text{ кг}$$

$$l_a = 10 \text{ см}$$

$$b = 10{,}6 \text{ см}$$





$$0{,}75 \times 86{,}62 \times 10 \times 10{,}6 = 6886 \text{ кг} > N = 173{,}6 \text{ кг}$$

Прочность ребра плиты на смятие на опорах обеспечена!

$$\varphi_b = 0{,}8 \times \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}} = 0{,}8 \rightarrow \varphi_b = 1 \rightarrow R_{b,loc} = R_b = 86{,}62 \ \frac{\text{кг}}{\text{см. кв.}}$$

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

Стадия 2. Расчет плиты по образование и раскрытие трещин

ЭТАЛОН

6.1.2.6 Расчет плиты на образование и раскрытие трещин в растянутой зоне бетона

Расчет плиты на образование и раскрытие трещин в растянутой зоне бетона в пролете (на поверхности, закрытой профилированным настилом) не проводится. Для верхней поверхности бетона над промежуточными опорами неразрезной плиты расчет по трещиностойкости выполняется с учетом категории трещиностойкости по СП 63.13330 в зависимости от условий эксплуатации.

Расчет монолитной неразрезной плиты на раскрытие трещин над промежуточными опорами выполняется как для железобетонного изгибаемого элемента с обычным армированием без учета профилированного настила в соответствии с требованиями СП 63.13330.

Предельно допустимое значение ширины раскрытия трещин следует принимать не более 0,3 мм.

Так как в бетоне нет рабочей арматуры и используется однопролетная схема – расчет по на образование и раскрытие трещин не требуется.

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 2. Расчет плиты по прогибу

6.1.2.7 Расчет прогиба плиты

Прогиб плиты рассчитывают по формуле

$$f_m = f_n + f_{rc} + f_{add}, \quad (6.30)$$

где f_n – максимальный прогиб настила от нормативных нагрузок на стадии укладки бетонной смеси;

f_{rc} – прогиб плиты от действия постоянной и временной нагрузок на стадии эксплуатации с учетом ее расчетной кривизны;

f_{add} – дополнительный прогиб плиты за счет податливости анкерных связей.

Прогиб f_m не должен превышать предельных прогибов конструкций, устанавливаемых в СП 20.13330 для конструкций соответствующих видов, а также не должен превышать 1/150 значения пролета плиты.

$$f_n = 0{,}15 \text{ см}$$

При отсутствии расчетной надопорной стержневой арматуры прогиб плиты определяется как для однопролетной, свободно опертой конструкции по формуле

$$f_{rc} = \left(\frac{1}{r}\right) \cdot \delta \cdot l^2, \quad (6.31)$$

где $\frac{1}{r}$ – расчетная кривизна плиты на участке с наибольшим изгибающим моментом;

δ - коэффициент по таблице 6.2;

l – пролет плиты.

Дополнительный f_{add} прогиб следует определять как для однопролетной балки с моментами на опорах по формуле (6.31), принимая коэффициент $\delta = 0{,}125$.

Расчетная кривизна плиты определяется в соответствии с СП 63.13330 по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M_n}{D}, \quad (6.32)$$

где M_n – изгибающий момент от нормативной нагрузки;

D – изгибная жесткость приведенного сечения плиты, приведенная в Г.1 (приложения Г).

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 2. Расчет плиты по прогибу

Изгибная жесткость приведенного сечения D вычисляется по формуле

$$D = E_{b1} \cdot I_{red} \ , \qquad (Г.1)$$

где E_{b1} – модуль деформации сжатого бетона, определяемый в зависимости от продолжительности действия нагрузки с учетом наличия трещин в растянутой зоне в соответствии с 8.2.27 СП 63.13330.2012;

I_{red} – момент инерции приведенного сечения плиты в пролете.

$$I_{red} = I_b + I_S \cdot \alpha_{S2} + I'_S \cdot \alpha_{S1} + I_n \cdot \alpha_n \ , \qquad (Г.2)$$

где I_b – момент инерции сжатой зоны бетона относительно центра тяжести приведенного без учета бетона растянутой зоны поперечного сечения;

I_n, I_S, I'_S – моменты инерции площадей сечения настила, растянутой и сжатой арматуры, соответственно, относительно центра тяжести приведенного (с коэффициентами приведения α_{S1}, α_{S2} и α_n) поперечного сечения без учета бетона растянутой зоны определяют по общим правилам сопротивления материалов, принимая расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести $y_{cm} = x_m$. Расстояние x_m от центра тяжести приведенного сечения плиты до сжатой грани бетона, следует определять по формуле (6.37) или (6.38) в зависимости от положения нейтральной оси сечения.

Таблица 6.10

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Относительные деформации тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетона при продолжительном действии нагрузки					
	при сжатии			при растяжении		
	$\varepsilon_{b0} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{b2} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{b1,red} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt0} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt2} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt1,red} \cdot 10^3$
Выше 75	3,0	4,2	2,4	0,21	0,27	0,19
40—75	3,4	4,8	2,8	0,24	0,31	0,22
Ниже 40	4,0	5,6	3,4	0,28	0,36	0,26

Примечания

1 Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СП 131.13330 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

2 Для высокопрочных бетонов значения относительных деформаций ε_{b2} следует принимать с умножением на отношение (270 – В)/210.

$$E_{b,1} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{112}{0{,}0028} = 40000 \frac{\text{кг}}{\text{см. кв.}}$$

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 2. Расчет плиты по прогибу

Положение центра тяжести приведенного сечения плит, занимаемое относительно сжатой грани бетона $y_{cm} = x_m$, следует определять по следующим формулам:

- если нейтральная ось, на которой находится центр тяжести приведенного сечения, не пересекает ребро плиты и профилированный настил, то положение этой оси определяется по формуле

$$x_m = -\left(\frac{\sum A_{red}}{b_f}\right) + \sqrt{\left(\frac{\sum A_{red}}{b_f}\right)^2 + \left(\frac{2S_{red}}{b_f}\right)}\ , \qquad (6.37)$$

где x_m – средняя высота сжатой зоны бетона, учитывающая влияние работы растянутого бетона между трещинами;

$\sum A_{red}$ – сумма приведенных площадей сечения арматуры, определение которой приведено в Г.1 (приложения Г);

S_{red} – статический момент площади A_{red} относительно сжатой грани плиты;

- если нейтральная ось пересекает ребро плиты и профилированный настил, то:

$$x_m = -\left(\frac{\sum A'_{red}}{b}\right) + \sqrt{\left(\frac{\sum A'_{red}}{b_f}\right)^2 + \left(\frac{2S'_{red}}{b_f}\right)}, \qquad (6.38)$$

где A'_{red} – сумма приведенных площадей сечений арматуры и площади свесов таврового сечения бетона плиты, определение которой приведено в Г.1 (приложения Г);

S'_{red} – статический момент площади A'_{red} относительно сжатой грани плиты.

- если нейтральная ось располагается на уровне верхней полки профилированного настила, то $x_m = h_f$.

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 2. Расчет плиты по прогибу

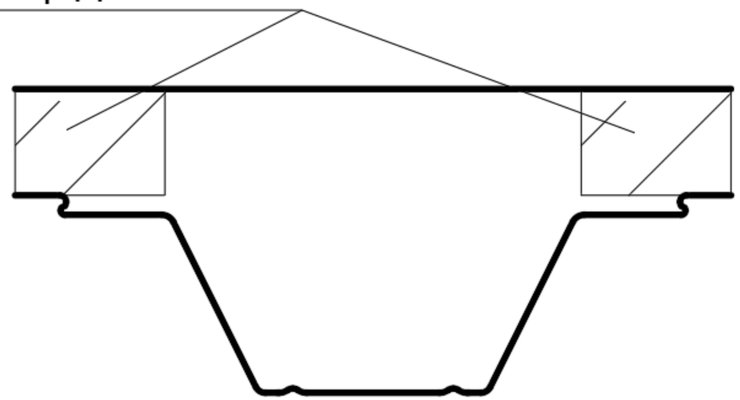
$$\Sigma A'_{red} = \alpha_n A_n + \alpha_{s2} A_s + \alpha_{s1} A'_s + A'_b,$$

где A'_b – площадь свесов бетона таврового сечения;

α_n – коэффициент приведения сечения настила к бетону:

$$\alpha_n = \frac{E_{st}}{E_{b,red}},$$

Площадь свесов



$$a_n = \frac{E_{st}}{E_{b,red}} = \frac{2140672}{40000} = 53{,}51$$

$$A_n = 3{,}748 \text{ см}^2$$

$$A'_b = 2 \times b_{св} \times h_{св} = 2 \times 7{,}1 \times 5 = 71 \text{ см}^2$$

$$\sum A'_{red} = a_n \times A_n + A'_b = 53{,}51 \times 3{,}748 + 71 = 271{,}58 \text{ см}^2$$

$$h_{0,прив} = \frac{a_n \times A_n \times h_0 + A'_b \times \frac{h_{св}}{2}}{a_n \times A_n + A'_b} = \frac{53{,}51 \times 3{,}748 \times 9{,}932 + 71 \times \frac{5}{2}}{53{,}51 \times 3{,}748 + 71} = 7{,}99 \text{ см}$$

$$S'_{red} = \sum A'_{red} \times h_{0,прив} = 271{,}58 \times 7{,}99 = 2169{,}67 \text{ см}^3$$

$$x_m = -\left(\frac{\sum A'_{red}}{b}\right) + \sqrt{\left(\frac{\sum A'_{red}}{b}\right)^2 + \left(\frac{2 \times S'_{red}}{b}\right)}$$

$$x_m = -\left(\frac{271{,}58}{10{,}6}\right) + \sqrt{\left(\frac{271{,}58}{10{,}6}\right)^2 + \left(\frac{2 \times 2169{,}67}{10{,}6}\right)} = 7{,}03$$

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 2. Расчет плиты по прогибу

$$I_n = 70{,}49 \text{ см}^4$$

$$I_b = 2653{,}85 \text{ см}^4$$

$$I_{red} = I_b + I_n \times a_n = 2653{,}85 + 70{,}49 \times 53{,}51 = 6426{,}62 \text{ см}^4$$

$$D = E_{b,1} \times I_{red} = 40000 \times 6426{,}62 = 257064983 \text{ кг} \times \text{см}^2$$

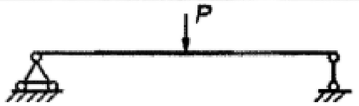
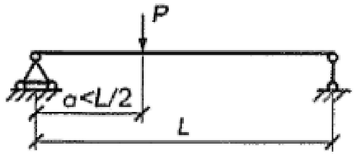
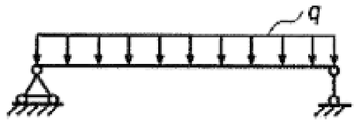
$$M_n = 72{,}53 \text{ кг} \times \text{м}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M_n}{D} = \frac{72{,}53 \times 100}{257064983} = 0{,}000028 \text{ 1/см}$$

$$\delta = \frac{5}{48}$$

$$f_{rc} = \left(\frac{1}{r}\right) \times \delta \times l^2 = 0{,}000028 \times \frac{5}{48} \times 2^2 = 0{,}12 \text{ см}$$

Таблица 6.2

Схема приложения нагрузки	δ
	$\frac{1}{12}$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6 \cdot l^2}$
	$\frac{1}{8}$
	$\frac{5}{48}$

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Стадия 2. Расчет плиты по прогибу

Дополнительную кривизну, обусловленную податливостью анкерных связей, определяют по формуле

$$\frac{1}{r_{add}} = \frac{k'\Delta}{0{,}75 \cdot l \cdot h_0}, \qquad (6.34)$$

где $k' = 2$ – для однопролетных плит;

$k' = 1{,}5$ и $1{,}0$ – для крайних и средних пролетов неразрезных плит соответственно;

Δ – сдвиг настила относительно бетона, определяемый по формуле

$$\Delta = \frac{M_{n,sp} \cdot A_n}{(h_0 - 0{,}5x) \cdot (\gamma_c \cdot A_n + A_s) \cdot \varepsilon_a}, \qquad (6.35)$$

где ε_a – коэффициент жесткости стержневого анкера:

$$\varepsilon_a = 0{,}15 \cdot n_{an} \cdot d \cdot E_b, \qquad (6.36)$$

здесь n_{an} – число анкерных стержней в одном гофре.

$$\varepsilon_a = 0{,}15 \times n_{an} \times d \times E_b = 0{,}15 \times 1 \times 1{,}3 \times 244648 = 47706{,}36 \text{ кг/см}$$

$$\Delta = \frac{M_{n,sp} \times A_n}{(h_0 - 0{,}5x) \times (\gamma_c \times A_n) \times \varepsilon_a} = \frac{72{,}53 \times 100 \times 3{,}748}{(9{,}932 - 0{,}5 \times 2{,}3) \times (0{,}8 \times 3{,}748) \times 47706{,}36} = 0{,}022$$

$$\frac{1}{r_{add}} = \frac{k' \times \Delta}{0{,}75 \times l \times h_0} = \frac{2 \times 0{,}022}{0{,}75 \times 2 \times 9{,}932} = 0{,}000029$$

$$f_{add} = \left(\frac{1}{r_{add}}\right) \times \delta \times l^2 = 0{,}000029 \times \frac{5}{48} \times 2^2 = 0{,}15 \text{ см}$$

$$f_m = f_n + f_{rc} + f_{add} = 0{,}15 + 0{,}12 + 0{,}15 = 0{,}42 \text{ см}$$

$$f_m = 0{,}42 \text{ см} < \frac{200}{150} = 1{,}33 \text{ см}$$

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Финал

1. Профилированный настил может служить внешней арматурой в составе сталебетонной плиты. Использование расчетной гибкой арматуры не обязательно;

2. Правильный подбор настила может обеспечить лучшее сцепление настила и бетона;

3. Важно учитывать все стадии работы сталебетонной плиты;

4. Сталебетонная плита – экономичное решение для зданий на металлокаркасе;

АРСС
Ассоциация развития стального строительства

ЭТАЛОН

Что осталось за кадром

1. Узлы сопряжения (балка-колонна, примыкание к ядрам жесткости, сталебетонные плиты с расчетным армированием);

2. Расчет сталебетонных плит согласно Еврокоду 4 (EN 1994);

3. Огнестойкость сталебетонных плит;

4. Глубокий расчет упоров (полный расчет анкерных связей с примерами, расчет связи сталебетонной плиты и стальной балки);

СПАСИБО ЗА ВНИМАНИЕ!

Сабуров Даниил Александрович
ООО ПО ЭТАЛОН
www.poetalon.ru
info@poetalon.ru