

SCAD Office
Версия 23

**ВЕРИФИКАЦИОННЫЕ
ПРИМЕРЫ**

Том 2

Электронное издание



Киев • 2024

© SCAD Soft

СОДЕРЖАНИЕ

КАМИН	6
Расчет несущей способности столба при центральном сжатии	7
Расчет участка стены таврового сечения на внецентренное сжатие (эксцентриситет в сторону ребра)	9
Расчет участка стены таврового сечения на внецентренное сжатие (эксцентриситет в сторону полки)	12
Расчет участка стены таврового сечения по несущей способности и по раскрытию трещин – жесткие опоры	14
Расчет кирпичного столба с сетчатым армированием по несущей способности	17
Расчет наружной несущей стены на внецентренное сжатие.....	20
Расчет несущей способности стены подвала кирпичного здания	22
Проверка опорного узла металлической балки перекрытия	25
Расчет заделки в кладку консольной балки и проверка кладки на местное смятие	27
Расчет висячей стены	29
КРИСТАЛЛ	31
СОПРОТИВЛЕНИЕ СЕЧЕНИЙ	32
Расчет прочности и жесткости сварной балки двутаврового сечения	32
Расчет прочности и жесткости прокатной балки двутаврового сечения.....	35
Расчет прочности и жесткости прокатной балки двутаврового сечения.....	38
Расчет прочности и жесткости прокатной балки двутаврового сечения.....	41
Расчет прочности и жесткости сварной балки двутаврового сечения	44
Расчет центрально-сжатой колонны из сварного двутаврового профиля	46
Расчет сквозной центрально-сжатой колонны из двух сплошностенчатых ветвей швеллерного сечения на планках.....	49
СТОЙКИ	54
Расчет центрально-сжатой колонны сварного двутаврового сечения	54
Расчет центрально-сжатой колонны сквозного сечения из двух прокатных швеллеров.....	57
БАЛКИ	62
Расчет прочности и жесткости балок настила для нормального типа балочной клетки	62
Расчет прочности и жесткости балок настила для усложненного типа балочной клетки	65
Расчет прочности и жесткости второстепенных балок для усложненного типа балочной клетки	68
Расчет прочности и жесткости главных балок балочных клеток	72
ЭЛЕМЕНТ ФЕРМЫ	76
Расчет верхнего пояса фермы из неравнополочных уголков	76
ОПОРНЫЕ ПЛИТЫ	79
Расчет базы сплошностенчатой колонны двутаврового сечения	79
Расчет базы сплошностенчатой колонны двутаврового сечения	81
Расчет базы сплошностенчатой колонны двутаврового сечения	83
СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ	85
Расчет сварного соединения с угловыми швами на действие изгибающего момента	85
Расчет сварного соединения с угловыми швами на действие момента в плоскости расположения швов	87
Расчет сварного соединения с угловыми швами при одновременном действии продольной и поперечной сил	90
Расчет крепления растянутого стержня из двух уголков к фасонке	93
Расчет сварного соединения опорного столика с полкой колонны.....	95
Расчет крепления опорного столика к полке колонны на действие силы, приложенной с эксцентриситетом	97
Расчет сварного стыка элементов на накладках.....	99

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Расчет сварного соединения на действие момента в плоскости угловых швов.....	101
Расчет сварного крепления внахлест растянутого элемента	104
Расчет сварного крепления растянутого стержня из двух уголков к фасонке	106
БОЛТОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ	109
Расчет нахлесточного болтового соединения листов стали на болтах обычной прочности	109
Расчет нахлесточного болтового соединения листов стали на болтах обычной прочности	111
Расчет болтового соединения углового профиля с фасонкой на болтах обычной прочности	113
ФРИКЦИОННЫЕ СОЕДИНЕНИЯ	116
Расчет нахлесточного болтового соединения листов стали на высокопрочных болтах	116
Расчет монтажного стыка пояса балки на высокопрочных болтах.....	118
Расчет монтажного стыка стенки балки на высокопрочных болтах.....	120
Расчет нахлесточного болтового соединения листов стали на высокопрочных болтах	122
АРБАТ	124
РАСЧЕТЫ ПО СНиП 2.03.01-84*	125
Расчет прочности прямоугольного сечения.....	125
Расчет прочности таврового сечения	128
Расчет прочности стеновой панели	131
Расчет на местное сжатие	134
Расчет прогиба плиты	137
Расчет прогиба ригеля.....	139
Расчет прогиба Т-образной плиты.....	142
Расчет коротких консолей	145
РАСЧЕТЫ ПО СНиП 52-01-2003	147
Расчет прочности сечения	147
Расчет ребра ТТ-образной плиты перекрытия по несущей способности на действие поперечных сил	150
Расчет свободно опертой балки перекрытия по несущей способности на действие поперечных сил	154
Расчет колонны многоэтажного рамного каркаса по несущей способности на действие поперечной силы	157
Расчет на местное сжатие	160
Расчет железобетонной плиты перекрытия на продавливание	162
Расчет плиты плоского монолитного перекрытия на продавливание	166
Расчет железобетонной плиты фундамента по раскрытию нормальных трещин	174
Расчет прогиба плиты	178
РАСЧЕТЫ ПО ДБН В 2.6-98:2009	180
Несущая способность сечения	180
Подбор арматуры в балке, пример 1.....	183
Подбор арматуры в балке, пример 2.....	185
Подбор арматуры в балке, пример 3.....	187
Расчет прогибов железобетонной балки	189
Расчет ширины раскрытия трещин.....	192
Несущая способность наклонного сечения	194
ДЕКОР	197
Проверка сечения центрально-растянутого нижнего пояса фермы по несущей способности	198
Проверка сечения центрально-сжатой колонны по несущей способности.....	200
Проверка сечения центрально-сжатого ослабленного элемента, имеющего симметрическое ослабление, выходящее за кромку, по несущей способности	202
Проверка сечения центрально-сжатого элемента, ослабленного отверстиями на участке 150 мм, по несущей способности.....	204
Проверка сечения изгибаемого элемента.....	206

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Расчет прогона на кривой изгиб.....	211
Проверка несущей способности соединения на нагелях.....	216
Проверка несущей способности узла стыковки нижнего (растянутого) пояса фермы.....	218
Проверка несущей способности опорного узла фермы.....	220
МАГНУМ	222
Расчет геометрических характеристик сечения брутто несущего элемента из холодногнутого С-образного профиля (поворот главных осей инерции).....	223
Расчет геометрических характеристик сечения брутто несущего элемента из холодногнутого С-образного профиля.....	225
Расчет геометрических характеристик сечения брутто несущего элемента из холодногнутого корытного профиля.....	227
Расчет геометрических характеристик «эффективного» сечения несущего элемента из С-образного холодногнутого профиля при осевом сжатии	229
Расчет геометрических характеристик «эффективного» сечения несущего элемента из корытного холодногнутого профиля при осевом сжатии	230
Расчет геометрических характеристик «эффективного» сечения элемента из С-образного холодногнутого профиля при изгибе	231
Расчет геометрических характеристик «эффективного» сечения элемента из корытного холодногнутого профиля при изгибе (полка профиля сжата)	233
Расчет геометрических характеристик «эффективного» сечения элемента из корытного холодногнутого профиля при изгибе (полка профиля растянута)	235
Расчет несущей способности стержневого элемента конструкции из С-образного холодногнутого профиля на осевое сжатие.....	237
Расчет несущей способности стержневого элемента конструкции из корытного холодногнутого профиля на осевое сжатие.....	239

КАМИН

Расчет несущей способности столба при центральном сжатии

Цель: Проверка несущей способности столба при центральном сжатии

Задача: Проверить способность кладки столба на центральное сжатие.

Ссылки: Насонов С.Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику. М.: Изд-во «АСВ», 2013, с. 181.

Файл с исходными данными:

Example 6.SAV

Example 6 mechanical.SAV

Example 6 fire.SAV

отчет – ComeIn 6 Nasonov.doc.

отчет – ComeIn 6 Nasonov-mechanical.doc.

отчет – ComeIn 6 Nasonov-fire.doc.

Соответствие нормативным документам: СП 15.13330.2012

Исходные данные:

$l_o = 4,5$ м

Высота столба

$h = 380$ мм

Высота поперечного сечения

$b = 510$ мм

Ширина поперечного сечения

$N = 200$ кН

Расчетная нагрузка на стену

Марка кирпича

M150

Марка раствора

M50

Исходные данные КАМИН:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Возраст кладки - до года

Срок службы 25 лет

Камень - Кирпич глиняный пластического прессования

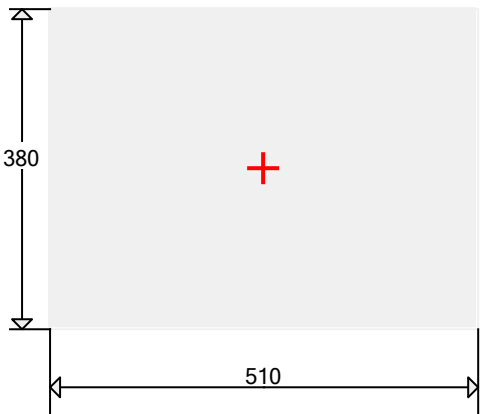
Марка камня - 150



Раствор - обычный цементный с минеральными пластификаторами

Марка раствора - 50

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Конструкция:

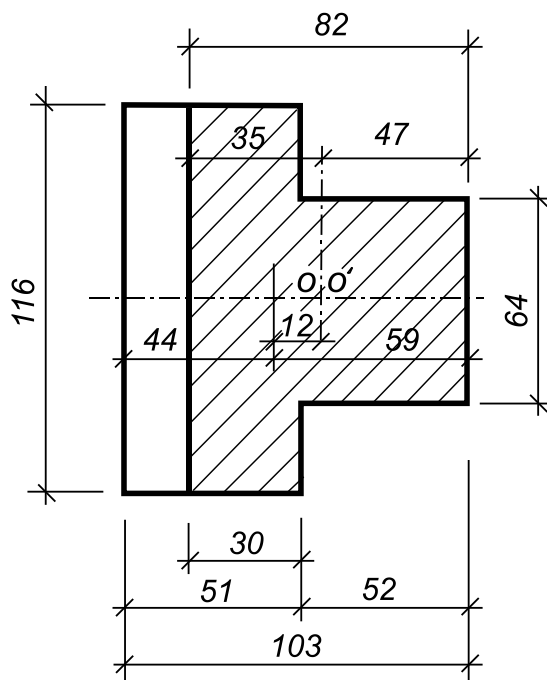
	<p>Высота столба 4,5 м Продольная сила 200 кН Коэффициент длительной части нагрузки 1</p>
---	---

Расчетная высота в плоскости ХоУ	Расчетная высота в плоскости ХоZ
	
<p>Схема закрепления Коэффициент расчетной высоты 1</p>	<p>Схема закрепления Коэффициент расчетной высоты 1</p>

Сравнение решений:

Проверка	Устойчивость при центральном сжатии
Руководство	$200/234,2 = 0,854$
КАМИН	0,848
Отклонение, %	0,7 %

Расчет участка стены таврового сечения на внецентренное сжатие (эксцентриситет в сторону ребра)



Цель: Проверка расчета внецентренно сжатых столбов.

Задача: Проверить правильность анализа устойчивости при внецентренном сжатии.

Ссылки: Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81), 1989, с. 18-19.

Соответствие нормативам: СНиП II-22-81, СП 15.13330.2012.

Файл с исходными данными:

Пример 1.SAV;
ComIn 1.doc — отчет

Исходные данные:

$N = 850$ кН	Продольная сила;
$M = 102$ кН·м	Изгибающий момент;
$H = 5$ м	Высота этажа;
Камень	Глиняный кирпич пластического прессования, марка 100;
Раствор	Обычный цементный с минеральными пластификаторами, марка 50;
$R = 1,5$ МПа	Расчетное сопротивление кладки;
$H_f = 0,22$ м	Толщина сборного железобетонного перекрытия, заделанного на опорах в кладку стены.

Исходные данные КАМИН:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$
 Возраст кладки - до года
 Срок службы 25 лет
 Камень - Кирпич глиняный пластического прессования

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Марка камня - 100

Раствор - обычный цементный с минеральными пластификаторами

Марка раствора - 50

Конструкция:

	<p>Эксцентриситет продольной силы - 12 см вдоль оси Y Высота столба 4,78 м Продольная сила 850 кН Коэффициент длительной части нагрузки 1</p>
--	--

Расчетная высота в плоскости XoY	Расчетная высота в плоскости XoZ
<p>Схема раскрепления Перекрытия сборные Расстояние между поперечными жесткими конструкциями 5 м Коэффициент расчетной высоты 0,9</p>	<p>Схема раскрепления Перекрытия сборные Расстояние между поперечными жесткими конструкциями 5 м Коэффициент расчетной высоты 0,9</p>

Сравнение решений:

Проверка	устойчивость в плоскости эксцентриситета
Теория	$850/1100 = 0,773$
КАМИН	0,757
Отклонение, %	2,07

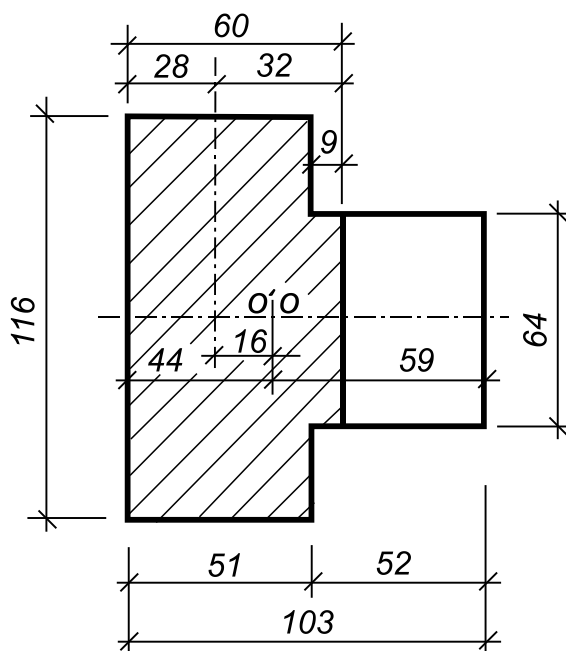
Комментарии:

1. В КАМИН вместо значения расчетного момента необходимо задать эксцентриситет продольной силы, значение которого равно $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{102}{850} = 0,12$ м.
2. В КАМИН за высоту столба принимается разность высоты этажа и толщины перекрытия $H - H_f = 5 - 0,22 = 4,78$ м.
3. В КАМИН необходимо ввести расстояние между поперечными жесткими конструкциями. Т.к. в задаче оно не определено, использовано значение 5 м.
4. В КАМИН необходимо ввести возраст кладки и срок службы. Т.к. в задаче они не определены, использованы данные "до года" и 25 лет соответственно.

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

5. Отклонение значение фактора устойчивости в КАМИН от результата решения задачи вызвано тем, что при решении задачи не учтены требования п. 4.7 СНиП II-22-81 (п. 7.7 СП 15.13330.2012) об определении гибкости для сжатой части сечение при знакопеременной эпюре изгибающего момента.

Расчет участка стены таврового сечения на внецентренное сжатие (эксцентриситет в сторону полки)



Цель: Проверка расчета внецентренно сжатых столбов.

Задача: Проверить правильность анализа устойчивости при внецентренном сжатии.

Ссылки: Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81), 1989, с. 19-20.

Файл с исходными данными:

Пример 2.SAV;

СomeIn 2.doc — отчет

Исходные данные:

$N = 850$ кН	Продольная сила;
$e_0 = 0,16$ м	Эксцентриситет приложения силы;
$H = 5$ м	Высота этажа;
Камень	Глиняный кирпич пластического прессования, марка 100;
Раствор	Обычный цементный с минеральными пластификаторами, марка 50;
$R = 1,5$ МПа	Расчетное сопротивление кладки;
$H_f = 0,22$ м	Толщина сборного железобетонного перекрытия, заделанного на опорах в кладку стены.

Исходные данные КАМИН:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Возраст кладки - до года

Срок службы 25 лет

Камень - Кирпич глиняный пластического прессования

Марка камня - 100

Раствор - обычный цементный с минеральными пластификаторами

Марка раствора - 50

Конструкция:

	<p>Эксцентриситет продольной силы 16 см вдоль оси Y Высота столба 4,78 м Продольная сила 850 кН Коэффициент длительной части нагрузки 1</p>
--	--

Расчетная высота в плоскости ХоУ	Расчетная высота в плоскости ХоZ
<p>Схема раскрепления Перекрытия сборные Расстояние между поперечными жесткими конструкциями 5 м Коэффициент расчетной высоты 0,9</p>	<p>Схема раскрепления Перекрытия сборные Расстояние между поперечными жесткими конструкциями 5 м Коэффициент расчетной высоты 0,9</p>

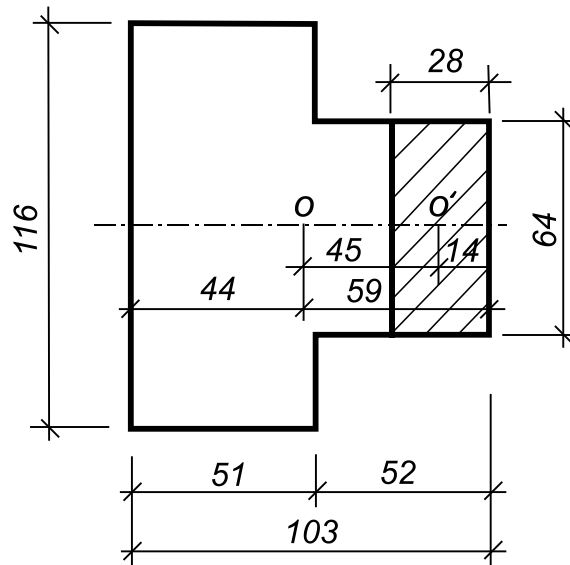
Сравнение решений:

Проверка	Устойчивость в плоскости эксцентриситета при внецентренном сжатии
Теория	$850/1080 = 0,787$
КАМИН	0,774
Отклонение, %	1,652

Комментарии:

1. В КАМИН за высоту столба принимается разность высоты этажа и толщины перекрытия $H - H_f = 5 - 0,22 = 4,78$ м.
2. В КАМИН необходимо ввести расстояние между поперечными жесткими конструкциями. Т.к. в задаче оно не определено, использовано значение 5 м.
3. В КАМИН необходимо ввести возраст кладки и срок службы. Т.к. в задаче они не определены, использованы данные "до года" и 25 лет соответственно.
4. Отклонение значение фактора устойчивости в КАМИН от результата решения задачи вызвано тем, что при решении задачи не учтены требования п. 4.7 СНиП II-22-81 (п. 7.7 СП 15.13330.2012) об определении гибкости для сжатой части сечение при знакопеременной эпюре изгибающего момента.

Расчет участка стены таврового сечения по несущей способности и по раскрытию трещин – жесткие опоры



Цель: Проверка расчета внецентренно сжатых столбов.

Задача: Проверить правильность анализа устойчивости и раскрытия швов кладки при внецентренном сжатии.

Ссылки: Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81), 1989, с. 20-21.

Файл с исходными данными:

1. при продольной силе $N = 326$ кН:
Пример 3.1.SAV;
ComeIn 3.1.doc — отчет
2. при продольной силе $N = 160$ кН:
Пример 3.2.SAV;
ComeIn 3.2.doc — отчет

Исходные данные:

$e_0 = -0,45$ м	Эксцентриситет приложения силы
$H = 5$ м	Высота этажа
Камень	Глиняный кирпич пластического прессования, марка 100
Раствор	Обычный цементный с минеральными пластификаторами, марка 50
$R = 1,5$ МПа	Расчетное сопротивление кладки
$H_f = 0,22$ м	Толщина сборного железобетонного перекрытия, заделанного на опорах в кладку стены

Исходные данные КАМИН при продольной силе $N = 326$ кН:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$
 Возраст кладки - до года
 Срок службы 50 лет
 Камень - Кирпич глиняный пластического прессования
 Марка камня - 100
 Раствор - обычный цементный с минеральными пластификаторами
 Марка раствора - 50

Конструкция:

	<p>Эксцентриситет продольной силы -45 см вдоль оси Y Высота столба 4,78 м Продольная сила 326 кН Коэффициент длительной части нагрузки 1</p>
--	---

Расчетная высота в плоскости XoY	Расчетная высота в плоскости XoZ
<p>Схема раскрепления Перекрытия сборные Расстояние между поперечными жесткими конструкциями 5 м Коэффициент расчетной высоты 0,9</p>	<p>Схема раскрепления Перекрытия сборные Расстояние между поперечными жесткими конструкциями 5 м Коэффициент расчетной высоты 0,9</p>

Исходные данные КАМИН при продольной силе $N = 160$ кН:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Возраст кладки - до года

Срок службы 50 лет

Камень - Кирпич глиняный пластического прессования

Марка камня - 100

Раствор - обычный цементный с минеральными пластификаторами

Марка раствора - 50

Конструкция:

	Эксцентриситет продольной силы -45 см вдоль оси Y Высота столба 4,78 м Продольная сила 160 кН Коэффициент длительной части нагрузки 1
--	--

Расчетная высота в плоскости ХоУ	Расчетная высота в плоскости ХоZ
Схема раскрепления Перекрытия сборные Расстояние между поперечными жесткими конструкциями 5 м Коэффициент расчетной высоты 0,9	Схема раскрепления Перекрытия сборные Расстояние между поперечными жесткими конструкциями 5 м Коэффициент расчетной высоты 0,9

Сравнение решений:

Продольная сила	$N = 326$ кН	$N = 160$ кН
Проверка	устойчивость положения	раскрытие швов кладки
Теория	$326/326 = 1$	$160/160 = 1$
КАМИН	0,958	0,999
Отклонение, %	0,398	0,1

Комментарии:

1. В задаче не определено конкретное значение приложенной продольной силы, поэтому в КАМИН использованы значения вычисленной в задаче несущей способности $N = 326$ кН и $N = 160$ кН по устойчивости и раскрытию швов кладки соответственно.
2. В КАМИН за высоту столба принимается разность высоты этажа и толщины перекрытия $H - H_f = 5 - 0,22 = 4,78$ м.
3. В КАМИН необходимо ввести расстояние между поперечными жесткими конструкциями. Т.к. в задаче оно не определено, использовано значение 5 м.
4. В КАМИН необходимо ввести возраст кладки. Т.к. в задаче возраст не определен, использовано значение "до года".

Расчет кирпичного столба с сетчатым армированием по несущей способности

Цель: Проверка расчета внецентренно сжатых армированных столбов.

Задача: Необходимо проверить правильность анализа устойчивости в плоскости эксцентриситета при внецентренном сжатии и из плоскости эксцентриситета при центральном сжатии.

Ссылки: Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81), 1989, с. 33-34.

Файл с исходными данными:

Пример 8.SAV;

ComIn 8.doc — отчет

Исходные данные:

$b \times h = 0,51 \times 0,64$ м	Размеры столба в плане
$l_0 = 3$ м	Расчетная высота столба
$N = 800$ кН	Расчетная продольная сила
$e_0 = 5$ см	Эксцентриситет приложения силы
Камень	Глиняный кирпич пластического прессования, марка 100
Раствор	Обычный цементный с минеральными пластификаторами, марка 75

В примере Пособия производится подбор арматуры, поэтому далее для верификации программы КАМИН используются результаты подбора.

Класс арматуры Вр-I

Диаметр арматуры 4 мм

Интервал расположения сеток 2 ряда кладки

Размер ячейки в плане 3,2×3,2 см

Исходные данные КАМИН:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Возраст кладки - до года

Срок службы 25 лет

Камень - Кирпич глиняный пластического прессования

Марка камня - 100

Раствор - обычный цементный с минеральными пластификаторами

Марка раствора - 75

Конструкция:

	<p>Эксцентриситет продольной силы 50 мм вдоль оси Y Высота столба 3 м Продольная сила 81,549 Т Коэффициент длительной части нагрузки 1</p>
--	---

Расчетная высота в плоскости ХоУ	Расчетная высота в плоскости ХоZ
<p>Схема раскрепления Коэффициент расчетной высоты 1</p>	<p>Схема раскрепления Коэффициент расчетной высоты 1</p>

Армирование:

<p>Сетки прямоугольные</p>	<p>Арматура класса Вр-I Диаметр стержней 4 мм Шаг стержней в сетках 40 мм Число рядов кладки между сетками 2</p>
----------------------------	---

Сравнение решений:

Проверка	устойчивость положения в плоскости эксцентриситета при внецентренном сжатии	устойчивость положения из плоскости эксцентриситета при центральном сжатии
Теория	$800/828 = 0,966$	$800/1060 = 0,755$
КАМИН	0,902	0,776
Отклонение, %	6,62	1,44

Комментарии:

- Для обеспечения значения процента армирования μ , равному полученному значению в задаче ($\mu = 0,4\%$) размер ячейки в плане принимается равным 40 мм.

2. В КАМИН необходимо ввести возраст кладки и срок службы. Т.к. в задаче они не определены, использованы данные "до года" и 50 лет соответственно.
3. В КАМИН необходимо ввести высоту столба. Т.к. в задаче определена расчетная высота столба 3 м, это значение использовано для высоты столба при схеме шарнирного закрепления, для которой коэффициент расчетной высоты равен 1.
4. Отклонение от теории значения фактора устойчивости положения в плоскости эксцентриситета при внецентренном сжатии в 6,62 % вызвано отличием нормативного и расчетного сопротивления арматуры R_{sn} и R_s . В задаче используются значения $R_{sn} \cdot \gamma_{cs} = 405 \cdot 0,6 = 243$ МПа и $R_s \cdot \gamma_{cs} = 365 \cdot 0,6 = 219$ МПа в соответствии со СНиП 2.03.01-84*; в КАМИН $R_{sn} \cdot \gamma_{cs} = 490 \cdot 0,6 = 294$ МПа и $R_s \cdot \gamma_{cs} = 410 \cdot 0,6 = 246$ МПа в соответствии с изменением № 2 к СНиП 2.03.01-84* (от 12.11.1991 г.).

Расчет наружной несущей стены на внецентренное сжатие

Цель: Проверка несущей способности наружной стены.

Задача: Проверить способность кладки на внецентренное сжатие.

Ссылки: Насонов С.Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику. М.: Изд-во «АСВ», 2013, с. 183-185.

Файл с исходными данными:

Example 7.SAV

отчет – ComeIn 7 Nasonov.doc.

Соответствие нормативным документам: СП 15.13330.2012

Исходные данные:

$l_0 = 3,0$ м	Высота стены
$h = 380$ мм	Ширина стены
$b = 1000$ мм	Длина участка стены без проемов
$N = 350$ кН	Расчетная нагрузка на стену
$e_0 = 0,03$ м	Эксцентриситет приложения нагрузки
Марка кирпича	M150
Марка раствора	M50

Исходные данные КАМИН:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1

Возраст кладки - до года

Срок службы 25 лет

Камень - Кирпич глиняный пластического прессования

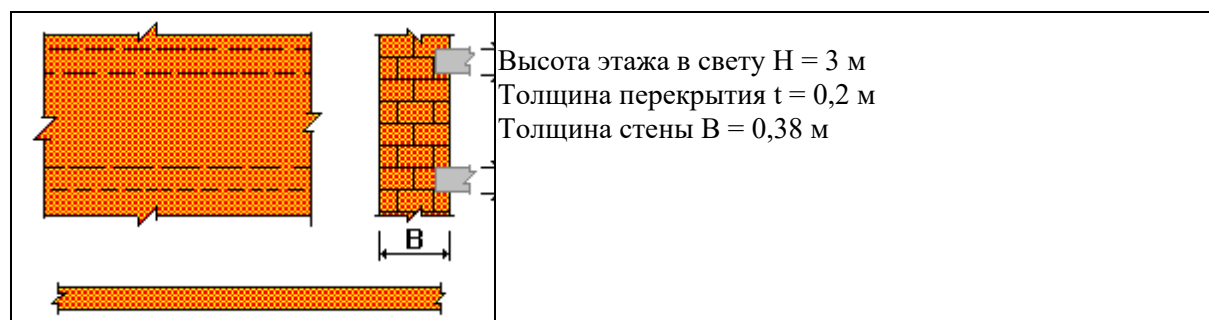
Марка камня - 150

Раствор - обычный цементный с минеральными пластификаторами

Марка раствора - 50

Объемный вес кладки $1,8$ Т/м³

Конструкция:



Расчетная высота



Перекрытия сборные.

Расстояние между поперечными жесткими конструкциями 6 м.

Коэффициент расчетной высоты 0,9.

Нагрузки по длине стены

	<p>Нагрузка от ветра $q = 0 \text{ Т/м}^2$</p> <p>Нагрузки от этажа над стеной</p> <p>$N_3 = 350 \text{ кН/м}$</p> <p>$E_3 = 0,03 \text{ м}$</p> <p>Коэффициент длительной части нагрузки 1</p>
--	--

Сравнение решений:

Проверка	На внецентренное сжатие в верхнем сечении (под перекрытием)
Источник	$350/563,18 = 0,621$
КАМИН	0,614
Отклонение, %	1,1 %

Расчет несущей способности стены подвала кирпичного здания

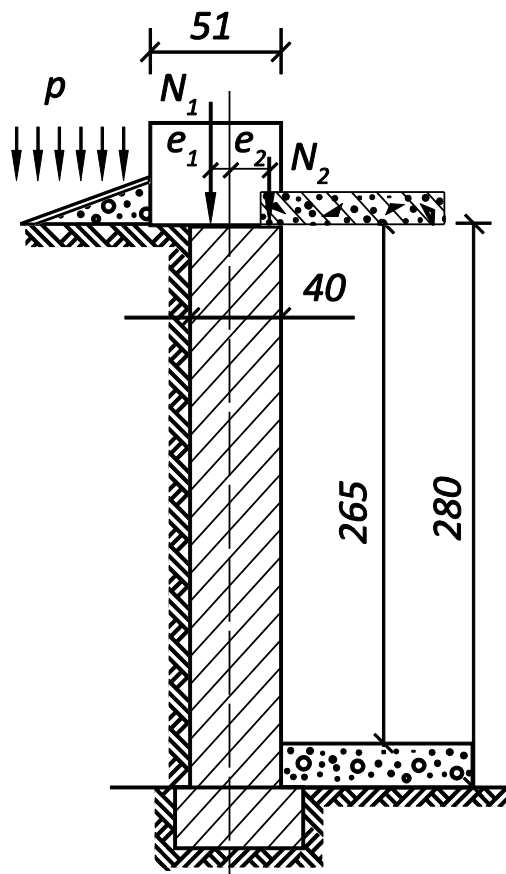


Схема приложения вертикальных нагрузок

Цель: Проверка расчета стены подвала.

Задача: Проверить правильность анализа устойчивости в плоскости эксцентриситета при внецентренном сжатии сечения, в котором действует максимальный изгибающий момент.

Ссылки: Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81), 1989, с. 81-82.

Файл с исходными данными:

Пример 18.SAV;

СomeIn 18.doc — отчет

Исходные данные:

$H = 2,8$ м

$b \times h = 0,4 \times 0,58$ м

$A_n = 25$ %

$V_n = 15$ %

$l_0 = 2,65$ м

$b_1 = 0,51$ м

$N_1 = 150$ кН

$e_1 = 5,5$ см

$N_2 = 22$ кН

Высота стены подвала;

Размеры бетонных блоков;

Пустотность блоков по площади среднего горизонтального сечения;

Пустотность блоков по объему;

Расчетная высота стены подвала;

Толщина кирпичной стены первого этажа;

Расчетная нагрузка на 1 м стены подвала от стены первого этажа;

Эксцентриситет приложения нагрузки от стены первого этажа;

Расчетная нагрузка на 1 м стены подвала от опирающегося на нее перекрытия над подвалом;

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

$$e_2 = 16 \text{ см}$$

$$\gamma = 16 \text{ кН/м}^3$$

$$\varphi = 38^\circ$$

$$p = 10 \text{ кН/м}^2$$

Камень

Раствор

Эксцентриситет приложения нагрузки от опирающегося на стену подвала перекрытия над подвалом;

Объемный вес грунта в насыпном состоянии;

Расчетный угол внутреннего трения грунта;

Нормативное значение поверхностной нагрузки от грунта в насыпном состоянии;

Крупные пустотелые бетонные блоки, марка 100;

Обычный цементный с минеральными пластификаторами, марка 50.

Исходные данные КАМИН:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Возраст кладки - до года

Срок службы 25 лет

Камень - Крупные бетонные блоки высотой 500-1000 мм

Марка камня - 100

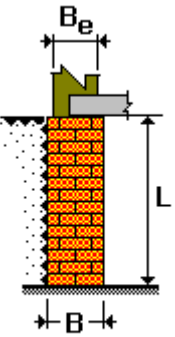
Раствор - обычный цементный с минеральными пластификаторами

Марка раствора - 50

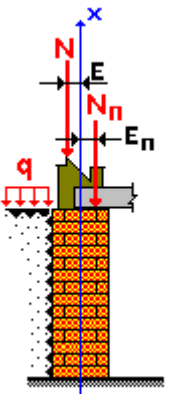
Понижающий коэффициент 0,5

Объемный вес кладки 22,44 кН/м³

Конструкция:

	$L = 2,65 \text{ м}$ $B = 0,4 \text{ м}$ $B_e = 0,51 \text{ м}$
--	---

Погонные нагрузки

	<p>Нагрузка на поверхности 12 кН/м²</p> <p>Объемный вес грунта 19,2 кН/м³</p> <p>Угол естественного откоса грунта 38 град</p> <p>Коэффициент длительной части нагрузки 1</p> <p>$N_n = 22 \text{ кН/м}$</p> <p>$E_n = 0,16 \text{ м}$</p> <p>Нагрузки от вышележащих перекрытий</p> <p>$N = 150 \text{ кН/м}$</p> <p>$E = 0,055 \text{ м}$</p> <p>Коэффициент длительной части нагрузки 1</p>
---	---

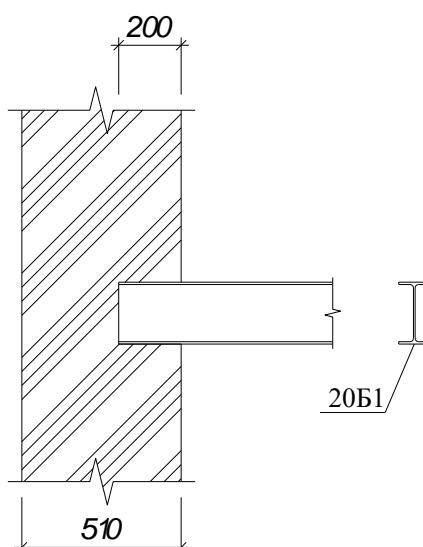
Сравнение решений:

Проверка	устойчивость при внецентренном сжатии среднего сечения
Теория	$181,5/380 = 0,478$
КАМИН	0,481
Отклонение, %	0,624

Комментарии:

1. В Пособии используются нормативные значения нагрузки на поверхности и объемного веса грунта, которые далее в процессе расчета умножают на соответственные коэффициенты перегрузки $n_1 = n_2 = 1,2$. В КАМИН используются полученные расчетные значения этих величин соответственно $p \cdot n_1 = 10 \cdot 1,2 = 12$ кН/м² и $\gamma \cdot n_2 = 16 \cdot 1,2 = 19,2$ кН/м³.
2. Значение объемного веса кладки получено умножением объемного веса бетона 24 кН/м³ на коэффициент 0,85, учитывающий пустотность блоков по объему $V_{\text{п}}=15\%$, и на коэффициент перегрузки для каменных конструкций 1,1: $\gamma_{\text{кл}} = 24 \cdot 0,85 \cdot 1,1 = 22,44$ кН/м³.
3. В КАМИН необходимо ввести возраст кладки и срок службы. Т.к. в задаче они не определены, использованы данные "до года" и 50 лет соответственно.
4. В КАМИН необходимо ввести высоту столба. Т.к. в задаче определена расчетная высота столба 3 м, это значение использовано для высоты столба при коэффициентах расчетной высоты, равными 1.

Проверка опорного узла металлической балки перекрытия



Цель: Проверка местной прочности кладки

Задача: Проверить несущую способность кладки при смятии

Ссылки: Насонов С.Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику. М.: Изд-во «АСВ», 2013, с. 217-221.

Файл с исходными данными:

Example 13 Nasonov-2.SAV

отчет – ComeIn 13 Nasonov.doc.

Соответствие нормативным документам: СП 15.13330.2012

Исходные данные:

$l_0 = 6,0$ м

Пролет балки

$a_1 = 200$ мм

Длина опорной части

$b = 510$ мм

Толщина кирпичной стены

$q = 5$ кН/м

Равномерно распределенная нагрузка на балку

$Q = 15$ кН

Опорная реакция балки

Марка кирпича

M100

Марка раствора

M50

Исходные данные КАМИН:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Возраст кладки - до года

Срок службы 25 лет

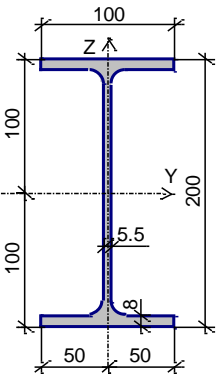
Камень - Кирпич глиняный пластического прессования

Марка камня - 100

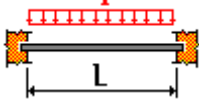
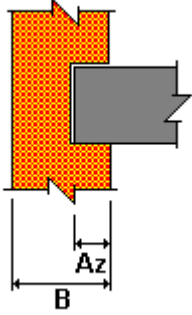
Раствор - обычный цементный с минеральными пластификаторами

Марка раствора - 50

Устройство опирания:

<p>Стальная балка</p> 	<p>Двутавр нормальный (Б) по СТО АСЧМ 20-93 - 20Б1</p>
--	--

Условия опирания:

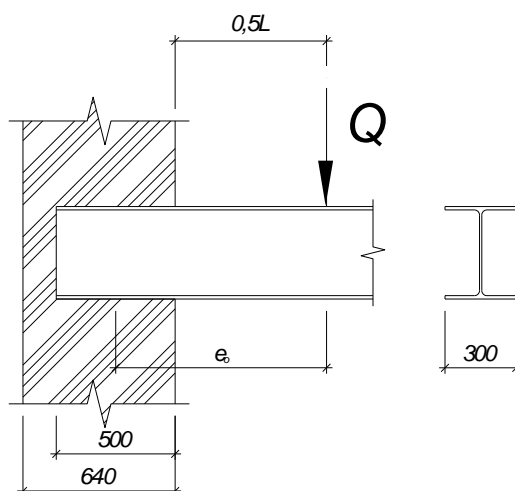
<p>Свободно опертая</p>  <p>$L = 6 \text{ м}$ $q = 0.5 \text{ Т/м}$</p>	 <p>$B = 510 \text{ мм}$ $Az = 200 \text{ мм}$</p>
--	--

Сравнение решений:

Проверка	По смятию кладки под балкой
Руководство	$15/23,4 = 0,641$
КАМИН	0,652
Отклонение, %	1,7 %

Комментарий: Отличие в результатах расчета связано с тем, что в программе КАМИН всегда учитывается собственный вес балок.

Расчет заделки в кладку консольной балки и проверка кладки на местное смятие



Цель: Проверка местной прочности кладки

Задача: Проверить несущую способность кладки при смятии

Ссылки: Насонов С.Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику. М.: Изд-во «АСВ», 2013, с. 234-235.

Файл с исходными данными:

Example 16 СП 2012.SAV

отчет – ComeIn 16 Nasonov.doc.

Соответствие нормативным документам: СП 15.13330.2012

Исходные данные:

$l_o = 1,5$ м

Вылет консоли балки

$a_1 = 500$ мм

Длина опорной части

$b = 640$ мм

Толщина кирпичной стены

$q = 5$ кН/м

Равномерно распределенная нагрузка на балку

$Q = 7,5$ кН

Опорная реакция балки

Марка кирпича

M150

Марка раствора

M50

Исходные данные КАМИН:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Возраст кладки - до года

Срок службы 25 лет

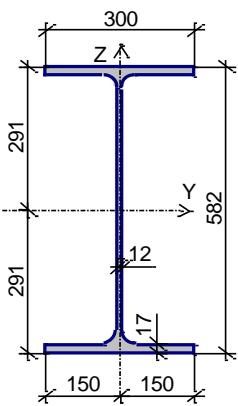
Камень - Кирпич глиняный пластического прессования

Марка камня - 150

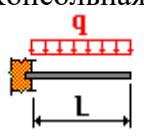
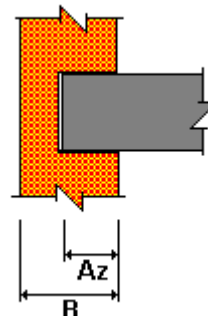
Раствор - обычный цементный с минеральными пластификаторами

Марка раствора - 50

Устройство опирания:

<p>Стальная балка</p> 	<p>Двутавр широкополочный по СТО АСЧМ 20-93 - 60Ш1</p>
--	--

Условия опирания:

<p>Консольная</p>  <p>без распределительных прокладок</p> <p>$L = 1.5$ м $q = 0.51$ Т/м</p>	 <p>$B = 640$ мм $Az = 500$ мм</p>
--	--

Сравнение решений:

Проверка	По смятию кладки под балкой
Руководство	$7,5/39,0 = 0,192$
КАМИН	0,185
Отклонение, %	3,8 %

Комментарий: Отличие в результатах расчета связано с тем, что в программе КАМИН всегда учитывается собственный вес балок и рассматриваются только одиночные балки.

Расчет висячей стены

Цель: Проверка несущую способность висячей стены.

Задача: Проверить способность кладки на смятие над опорой фундаментальной балки.

Ссылки: Бедов А. И., Щепетьева Т. А. Проектирование каменных и армокаменных конструкций. Москва: Изд-во АСВ, 2003, с. 228.

Соответствие нормативам: СНиП II-22-81, СП 15.13330.2012.

Файл с исходными данными:

Example 15.SAV;

СomeIn.doc — отчет.

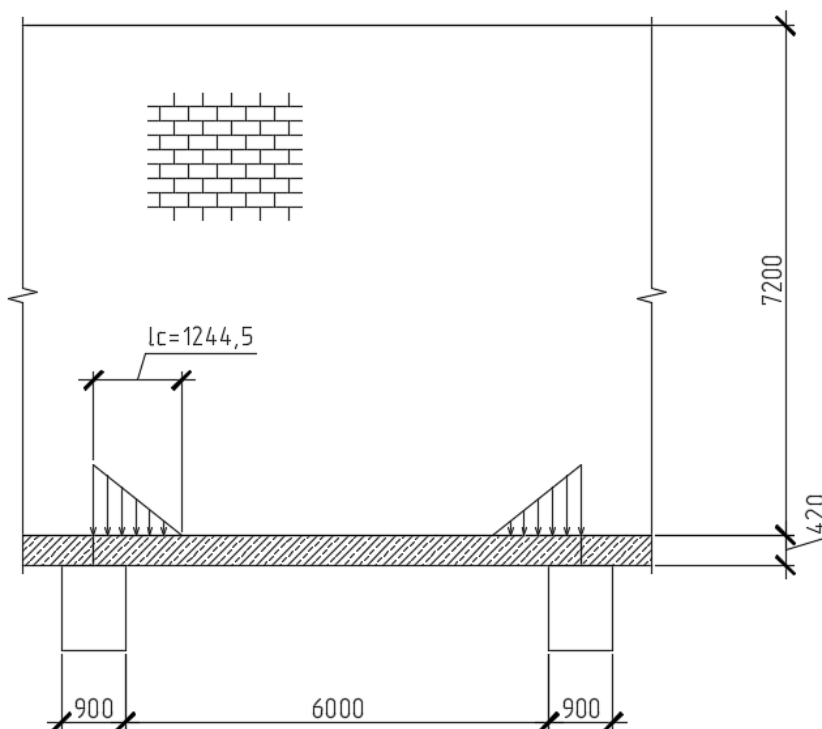
Исходные данные:

Висячая стена без проемов высотой 7,2 м и толщиной 0,8 м опирается на фундаментную железобетонную балку размерами 0,38х0,42 (h) из тяжелого бетона класса В15 естественного твердения ($E_b = 23\ 000$ МПа). Расстояние между опорами балки 6,0 м, ширина опоры 0,9 м.

Стена выложена из глиняного кирпича пластического прессования марки 75 на обычном цементно-песчаном растворе марки 25. Расчетное сопротивление кладки сжатию $R = 1,3$ МПа, временное сопротивление кладки сжатию $R_u = kR = 2 \times 1,3 = 2,6$ МПа. Упругая характеристика кладки $\alpha = 1000$. Модуль деформации кладки $E = 0,5E_0 = 0,5\alpha R_u = 0,5 \times 1000 \times 2,6 = 1300$ МПа.

Аналитическое решение:

Расчетная опорная реакция балки без учета нагрузки от ее собственного веса равна $N = 0,38 \times 7,2 \times 18 \times 1,1 \times (6 + 2 \times 0,45) / 2 = 186,89$ кН



Момент инерции балки

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,38 \cdot 0,42^3}{12} = 0,002346 \text{ м}^4.$$

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Высота эквивалентного по жесткости условным поясом, высота которого определяется по формуле

$$H_0 = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,85 E_b I}{E \cdot b}} = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,85 \cdot 23000 \cdot 0,002346}{1300 \cdot 0,38}} = 0,905 \text{ м}$$

Длина основания эпюры распределения давления

$$l_c = a_1 + 0,8H_0 = 0,43 + 0,9 \cdot 0,905 = 1,2445 \text{ м.}$$

Площадь смятия

$$A_c = 1,2445 \cdot 0,38 = 0,473 \text{ м}^2.$$

Расчетное сопротивление кладки на смятие

$$R_c = \xi R = 1,0 \cdot 1,3 = 1,3 \text{ МПа}$$

Несущая способность кладки на смятие

$$N_c = \psi d R_c A_c = \psi (1,5 - 0,5\psi) R_c A_c = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 1,3 \cdot 0,473 = 384,3 \text{ кН} > N = 186,89 \text{ кН,}$$

т.е. прочность кладки обеспечена.

Исходные данные КАМИН

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Возраст кладки - до года

Срок службы 25 лет

Камень - Кирпич глиняный пластического прессования

Марка камня - 75

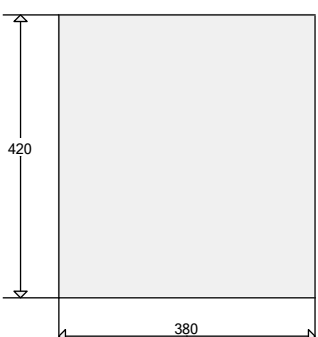
Раствор - обычный цементный с минеральными пластификаторами

Марка раствора - 50

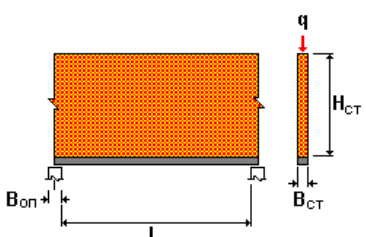
Опорная балка

Железобетонная балка

Однопролетная

	<p>Бетон Вид бетона: Тяжелый Класс бетона: В15 Плотность бетона 2,5 Т/м³</p> <p>Условия твердения: Естественное Коэффициент условий твердения 1</p>
---	---

Конструкция

	<p>Расчетная нагрузка на погонный метр стены $q = 0,001 \text{ Т/м}$ Объемный вес кладки 1,8 Т/м³ $H_{ст} = 7,2 \text{ м}$ $B_{ст} = 0,38 \text{ м}$ $L = 6 \text{ м}$ $B_{оп} = 0,9 \text{ м}$</p>
---	--

Сравнение решений:

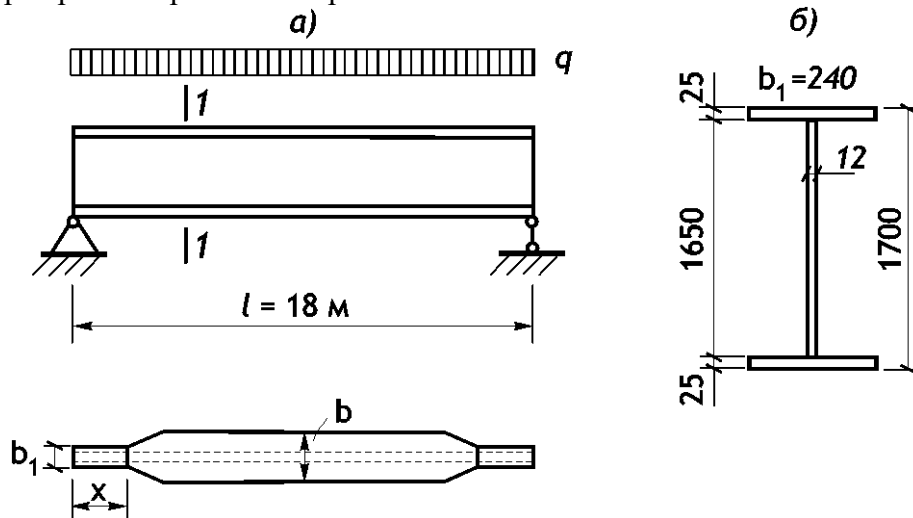
Проверка	Прочность по смятию кладки над опорой фундаментной балки
Ручной счет	$186,89/384,3 = 0,486$
КАМИН	0,465
Отклонение, %	3,6 %

КРИСТАЛЛ

СОПРОТИВЛЕНИЕ СЕЧЕНИЙ

Расчет прочности и жесткости сварной балки двутаврового сечения

Цель: Проверка режима расчета сопротивления сечений



а – схема изменения сечения по длине балки; б – сечение балки и эпюры напряжений

Задача: Проверить расчетное сечение сварного двутаврового профиля для главных балок пролетом 18 м в балочной клетке нормального типа. Верхний пояс главных балок раскреплен балками настила, расположенными с шагом 1,125 м.

Источник: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др.]; под. Ред. Ю. И. Кудишина. - 13-е изд., испр. - М. : Издательский центр "Академия", 2011. С 195.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

4.1.sav; отчет — Kristall4.1.doc

Исходные данные:

$$M_l = 3469,28 \text{ кНм}$$

$$Q_l = 925 \text{ кН}$$

$$R_y = 23 \text{ кН/см}^2, R_s = 0,58 \cdot 23 = 13,3 \text{ кН/см}^2$$

$$l = 18 \text{ м}$$

$$W_y = 15187,794 \text{ см}^3$$

$$I_y = 1290962,5 \text{ см}^4$$

$$S_y = 9108,75 \text{ см}^3$$

$$i_y = 63,715 \text{ см}, i_z = 4,265 \text{ см}$$

Расчетный изгибающий момент;

Расчетная перерезывающая сила;

Сталь марки С255 при толщине $t > 20$ мм;

Пролет балки;

Геометрические характеристики для сварного

двутавра с полками 240×25 мм и стенкой

1650×12 мм;

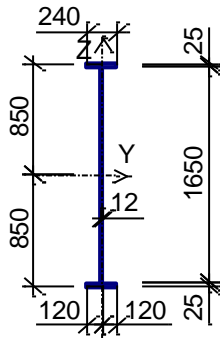
Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С255

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 3

Коэффициент надежности по ответственности 1
 Коэффициент условий работы 1
 Предельная гибкость для сжатых элементов: 220
 Предельная гибкость для растянутых элементов: 300

Сечение:



Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Необходимый момент сопротивления балки:

$$W_{nes} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c} = \frac{3469,28 \cdot 100}{23} = 15083,826 \text{ см}^3.$$

2. Максимальные касательные напряжения, возникающие в опорном сечении балки:

$$\tau_{max} = \frac{Q_{max} S_y}{I_y t_w} = \frac{925 \cdot 9108,75}{1290962,5 \cdot 1,2} = 5,4388 \text{ кН/см}^2.$$

3. Приведенные напряжения в рассматриваемом сечении балки:

$$\sigma_y = \frac{M_y}{I_y} \frac{h_w}{2} = \frac{3469,28 \cdot 100 \cdot 165}{1290962,5 \cdot 2} = 22,1707 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau_{yz} = \frac{Q_z S_{yf}}{I_y t_w} = \frac{925 \cdot (24 \cdot 2,5 \cdot (0,5 \cdot 165 + 0,5 \cdot 2,5))}{1290962,5 \cdot 1,2} = 3,00 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_y^2 + 3\tau_{yz}^2} = \sqrt{22,1707^2 + 3 \cdot 3,00^2} = 22,7715 \text{ кН/см}^2$$

4. Гибкость элемента в плоскости действия момента:

$$\lambda_y = \frac{\mu l}{i_y} = \frac{18 \cdot 100}{63,715} = 28,2508.$$

5. Гибкость элемента из плоскости действия момента:

$$\lambda_y = \frac{\mu l}{i_y} = \frac{1,125 \cdot 100}{4,265} = 26,3775.$$

Сравнение решений:

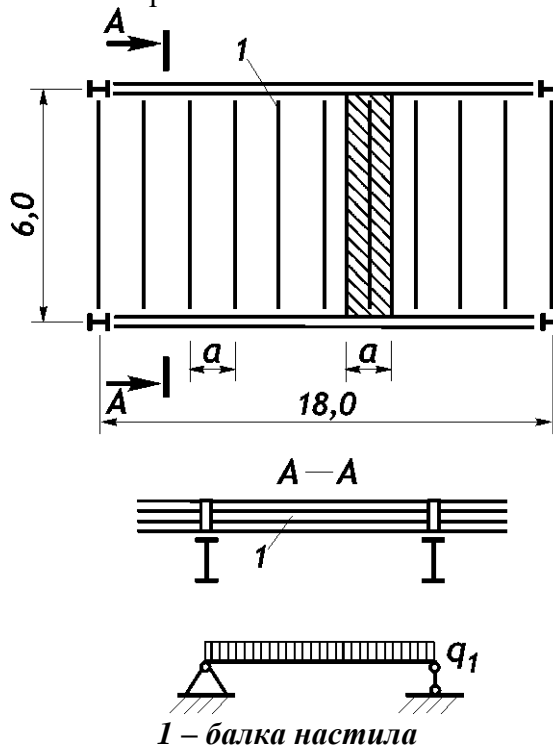
Фактор	Источник	Ручной счет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
Прочность при действии изгибающего момента M_y	0,99	$15083,826/15187,794 = 0,993$	0,993	0,0

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Фактор	Источник	Ручной счет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
Прочность при действии поперечной силы Q_z	–	$5,4388/13,3 = 0,4089$	0,408	0,0
Прочность по приведенным напряжениям	–	$22,7715/1,15/23 = 0,861$	0,861	0,0
Прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	–	$15083,826/15187,794 = 0,993$	0,993	0,0
Устойчивость плоской формы изгиба	–	$15083,826/1/15187,794 = 0,993$	0,993	0,0
Предельная гибкость в плоскости XoY	–	$26,3775/300 = 0,088$	0,088	0,0
Предельная гибкость в плоскости XoZ	–	$28,2508/300 = 0,094$	0,094	0,0

Расчет прочности и жесткости прокатной балки двутаврового сечения

Цель: Проверка режима расчета сопротивления сечений



Задача: Проверить расчетное сечение прокатного двутаврового профиля для балок настила пролетом 6 м в балочной клетке нормального типа. Верхний пояс балок настила непрерывно раскреплен настилом.

Источник: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др.]; под. Ред. Ю. И. Кудишина. - 13-е изд., испр. - М. : Издательский центр "Академия", 2011. С 183.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

4.2.sav; отчет — Kristall4.2.doc

Исходные данные:

$a = 1,125$ м

$R_y = 23$ кН/см²,

$M = 125,55$ кНм

$\gamma_c = 1$

$l = 6$ м

$c_x = 1,1$

$W_x = 597$ см³

$i_y = 13,524$ см, $i_z = 2,791$ см.

Шаг балок настила;

Сталь марки С235;

Расчетный изгибающий момент;

Коэффициент условий работы;

Пролет балки;

Коэффициент для учета пластических деформаций;

Принятый двутавр №33 по ГОСТ 8239-89;

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С235

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 4

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

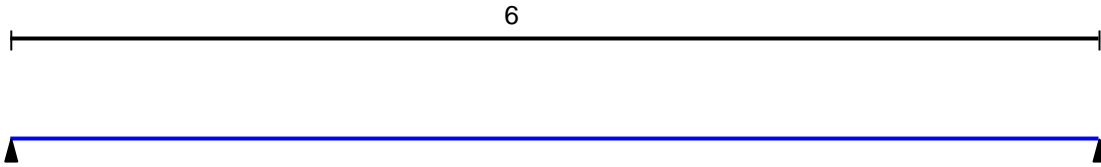
Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1

Коэффициент условий работы 1



Конструктивное решение:

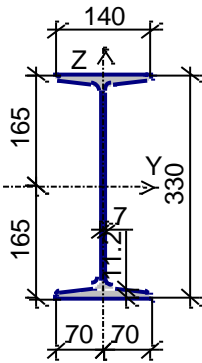


Закрепления от поперечных смещений и поворотов:

	Слева	Справа
Смещение вдоль Y	Закреплено	Закреплено
Смещение вдоль Z	Закреплено	Закреплено
Поворот вокруг Y		
Поворот вокруг Z		

Сплошное закрепление сжатого пояса из плоскости изгиба

Сечение:



Профиль: Двутавр с уклоном полок по ГОСТ 8239-89 33

Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Необходимый момент сопротивления балки:

$$W_{nes} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{125,55 \cdot 100}{23} = 545,8696 \text{ см}^3.$$

2. Гибкость элемента в плоскости действия момента:

$$\lambda_y = \frac{\mu l}{i_y} = \frac{6 \cdot 100}{13,524} = 44,3656.$$

3. Гибкость элемента из плоскости действия момента:

$$\lambda_z = \frac{l_{ef,z}}{i_z} = \frac{6 \cdot 100}{2,791} = 214,9767.$$

Сравнение решений:

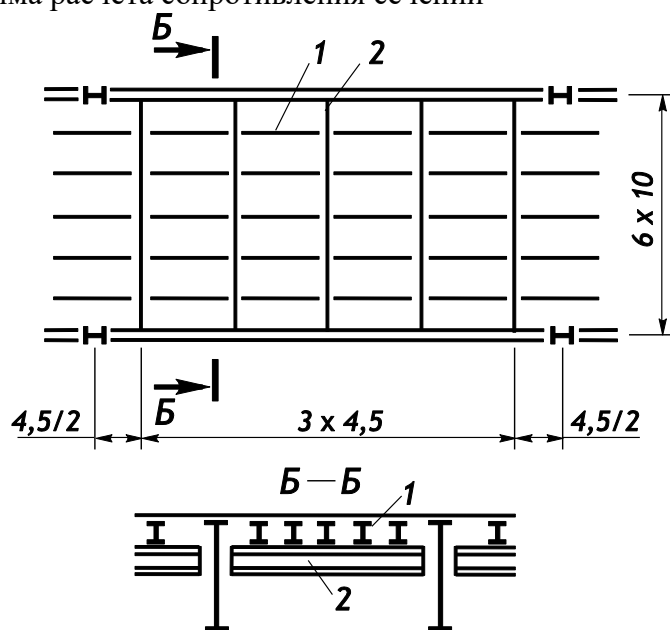
Фактор	Источник	Ручной счет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
Прочность при действии изгибающего момента M_y	0,83	$545,8696/597 = 0,914$	0,915	0,0
Прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	–	$545,8696/597 = 0,914$	0,915	0,0
Устойчивость плоской формы изгиба	–	$545,8696/1/597 = 0,914$	0,915	0,0
Предельная гибкость в плоскости XoY	–	$214,9767/250 = 0,86$	0,86	0,0
Предельная гибкость в плоскости XoZ	–	$44,3656/250 = 0,177$	0,177	0,0

Комментарии:

1. В источнике проверка прочности балки выполнялась с учетом развития ограниченных пластических деформаций.
2. Проверка прочности балки с учетом развития ограниченных пластических деформаций при ручном счете не выполнялась, поскольку согласно норм такой расчет возможен только при соответствующем оребрении стенки балки. В исходных данных примера балка настила задавалась без промежуточных ребер жесткости.

Расчет прочности и жесткости прокатной балки двутаврового сечения

Цель: Проверка режима расчета сопротивления сечений



1 – балка настила; 2 – второстепенная балка

Задача: Проверить расчетное сечение прокатного двутаврового профиля для балок настила пролетом 4,5 м в балочной клетке нормального типа. Верхний пояс балок настила непрерывно раскреплен настилом.

Источник: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева и др.]; под. Ред. Ю. И. Кудишина. - 13-е изд., испр. - М. : Издательский центр "Академия", 2011. С 183.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

4.3.sav; отчет — Kristall4.3.doc

Исходные данные:

$R_y = 23 \text{ кН/см}^2$

$M = 62,78 \text{ кНм}$

$\gamma_c = 1$

$l = 4,5 \text{ м}$

$c_x = 1,1$

деформаций;

$W_x = 288,33 \text{ см}^3$

$i_y = 9,971 \text{ см}, i_z = 2,385 \text{ см}$

Сталь марки С235;

Расчетный изгибающий момент;

Коэффициент условий работы;

Пролет балки;

Коэффициент для учета пластических

Принятый двутавр №24 по ГОСТ 8239-89;

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С235

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 4

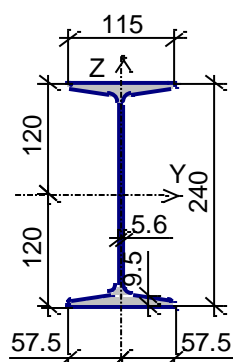
Коэффициент надежности по ответственности 1

Коэффициент условий работы 1

Предельная гибкость для сжатых элементов: $180 - 60\alpha$

Предельная гибкость для растянутых элементов: 250

Сечение:



Профиль: Двутавр с уклоном полок по ГОСТ 8239-89 24

Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Необходимый момент сопротивления балки:

$$W_{nes} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{62,78 \cdot 100}{23} = 272,9565 \text{ см}^3.$$

2. Гибкость элемента в плоскости действия момента:

$$\lambda_y = \frac{\mu l}{i_y} = \frac{4,5 \cdot 100}{9,971} = 45,131.$$

3. Гибкость элемента из плоскости действия момента:

$$\lambda_z = \frac{\mu l}{i_z} = \frac{4,5 \cdot 100}{2,385} = 188,679.$$

Сравнение решений:

Фактор	Источник	Ручной счет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
Прочность при действии изгибающего момента M_y	0,86	$272,9565/288,33 = 0,947$	0,947	0,0
Прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	–	$272,9565/288,33 = 0,947$	0,947	0,0
Устойчивость плоской формы изгиба	–	$272,9565/1/288,33 = 0,947$	0,947	0,0
Предельная гибкость в плоскости XoY	–	$188,679/250 = 0,755$	0,755	0,0
Предельная гибкость в плоскости XoZ	–	$45,131/250 = 0,1805$	0,181	0,0

Комментарии:

1. В источнике проверка прочности балки выполнялась с учетом ограниченных пластических деформаций.

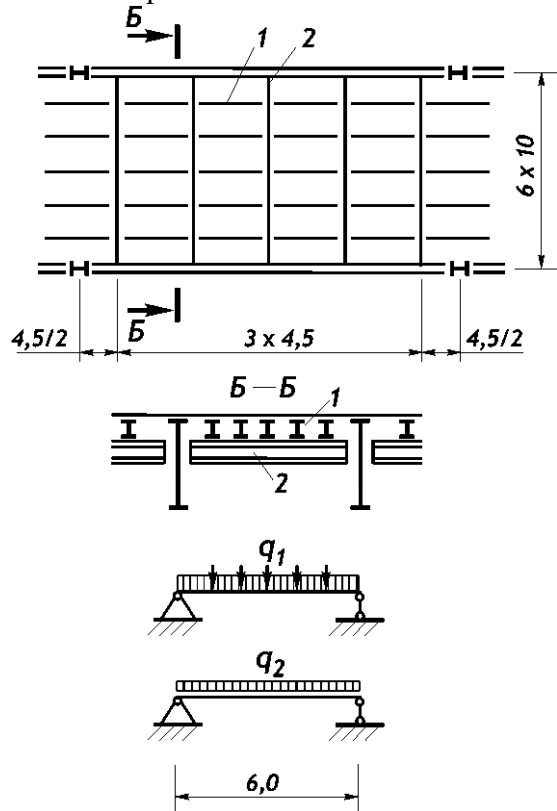
2. Проверка прочности балки с учетом развития ограниченных пластических деформаций при ручном счете не выполнялась, поскольку согласно норм такой расчет возможен только

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

при соответствующем ребрении стенки балки. В исходных данных примера балка настила задавалась без промежуточных ребер жесткости.

Расчет прочности и жесткости прокатной балки двутаврового сечения

Цель: Проверка режима расчета сопротивления сечений



1 – балка настила; 2 – второстепенная балка

Задача: Проверить расчетное сечение прокатного двутаврового профиля для второстепенных балок пролетом 6 м в балочной клетке усложненного типа. Верхний пояс второстепенных балок раскреплен балками настила, расположенными с шагом 1 м.

Источник: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др.]; под. Ред. Ю. И. Кудишина. - 13-е изд., испр. - М. : Издательский центр "Академия", 2011. С 183.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

4.4.sav; отчет — Kristall4.4.doc

Исходные данные:

$R_y = 23 \text{ кН/см}^2$,

$M = 508,5 \text{ кНм}$

$\gamma_c = 1$

$l = 6 \text{ м}$

$c_x = 1,1$

$W_x = 2034,982 \text{ см}^3$

$i_y = 21,777 \text{ см}, i_z = 3,39 \text{ см}.$

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С235

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 4

Сталь марки С235;

Расчетный изгибающий момент;

Коэффициент условий работы;

Пролет балки;

Коэффициент для учета пластических деформаций;

Принятый двутавр №55 по ГОСТ 8239-89;

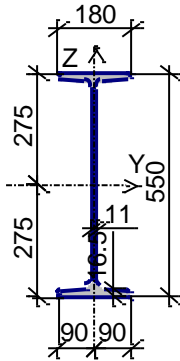
Коэффициент надежности по ответственности 1

Коэффициент условий работы 1

Предельная гибкость для сжатых элементов: $180 - 60\alpha$

Предельная гибкость для растянутых элементов: 250

Сечение:



Профиль: Двутавр с уклоном полок по ГОСТ 8239-89 55

Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Необходимый момент сопротивления балки:

$$W_{nes} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c} = \frac{508,5 \cdot 100}{23} = 2210,8696 \text{ см}^3.$$

2. Гибкость элемента в плоскости и из плоскости действия момента:

$$\lambda_y = \frac{\mu l}{i_y} = \frac{6,0 \cdot 100}{21,777} = 27,552;$$

$$\lambda_z = \frac{\mu l}{i_z} = \frac{6,0 \cdot 100}{3,39} = 176,99.$$

Сравнение решений:

Фактор	Источник	Ручной счет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
Прочность при действии изгибающего момента M_y	0,99	$2210,8696/2034,982 = 1,086$	1,086	0,0
Прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	–	$2210,8696/2034,982 = 1,086$	1,086	0,0
Устойчивость плоской формы изгиба	–	$2210,8696/1/2034,982 = 1,086$	1,086	0,0
Предельная гибкость в плоскости XoY	–	$176,99/250 = 0,708$	0,708	0,0

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

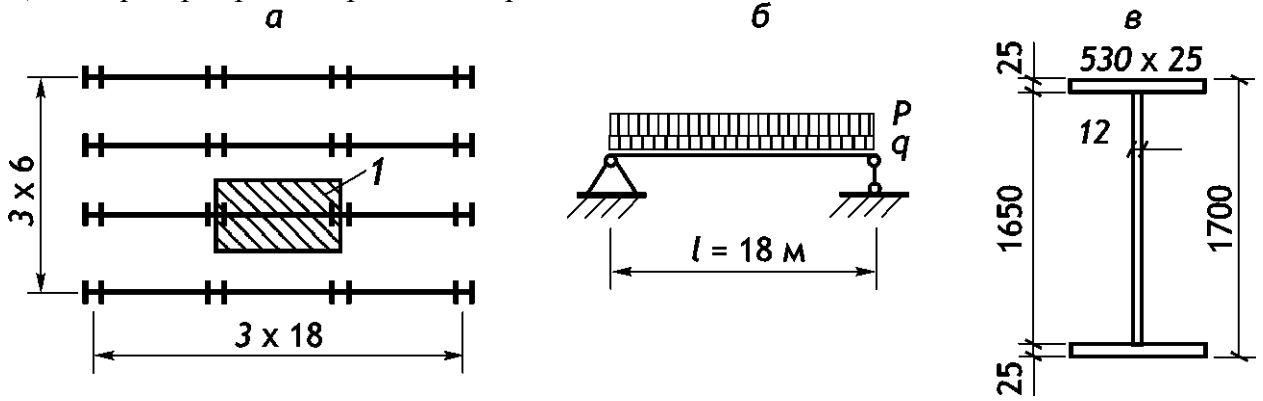
Фактор	Источник	Ручной счет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
Предельная гибкость в плоскости XoZ	–	$27,552/250 = 0,110$	0,11	0,0

Комментарии:

1. В источнике проверка прочности выполнялась с учетом развития ограниченных пластических деформаций.
2. Проверка прочности с учетом развития ограниченных пластических деформаций при ручном счете не выполнялась, поскольку согласно норм такой расчет возможен только при соответствующем оребрении стенки балки. В исходных данных примера балка настила задавалась без промежуточных ребер жесткости.

Расчет прочности и жесткости сварной балки двутаврового сечения

Цель: Проверка режима расчета сопротивления сечений



а – план перекрытия; **б** – расчетная схема главной балки; **в** – сечение балки;
1 – грузовая площадь

Задача: Проверить расчетное сечение сварного двутаврового профиля для главных балок пролетом 18 м в балочной клетке нормального типа. Верхний пояс главных балок раскреплен второстепенными балками, расположенными с шагом 1,0 м.

Источник: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др.]; под. Ред. Ю. И. Кудишина. - 13-е изд., испр. - М. : Издательский центр "Академия", 2011. С 192.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

4.5.sav; отчет — Kristall4.5.doc

Исходные данные:

$R_y = 23 \text{ кН/см}^2, R_s = 0,58 \cdot 23 = 13,3 \text{ кН/см}^2$

$M = 6245 \text{ кНм}$

$\gamma_c = 1$

$l = 18 \text{ м}$

$I_y = 2308077,083 \text{ см}^4$

$W_y = 27153,848 \text{ см}^3$

$i_y = 70,605 \text{ см}, i_z = 11,577 \text{ см.}$

Сталь марки С255 при толщине $t > 20 \text{ мм}$;

Расчетный изгибающий момент;

Коэффициент условий работы;

Пролет балки;

Геометрические характеристики для

сварного

двутавра со стенкой $1650 \times 12 \text{ мм}$ и полками

$530 \times 25 \text{ мм}$;

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С255

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 3

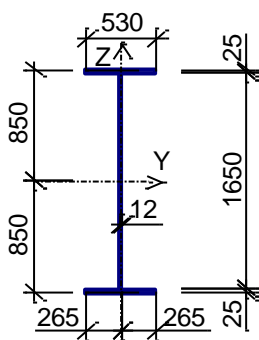
Коэффициент надежности по ответственности 1

Коэффициент условий работы 1

Предельная гибкость для сжатых элементов: $180 - 60\alpha$

Предельная гибкость для растянутых элементов: 250

Сечение:



Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Необходимый момент сопротивления балки:

$$W_{nes} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c} = \frac{6245 \cdot 100}{23} = 27152,174 \text{ см}^3.$$

2. Гибкость элемента в плоскости и из плоскости действия момента:

$$\lambda_y = \frac{\mu l}{i_y} = \frac{18,0 \cdot 100}{70,605} = 25,4939;$$

$$\lambda_z = \frac{\mu l}{i_z} = \frac{18,0 \cdot 100}{11,577} = 155,481.$$

Сравнение решений:

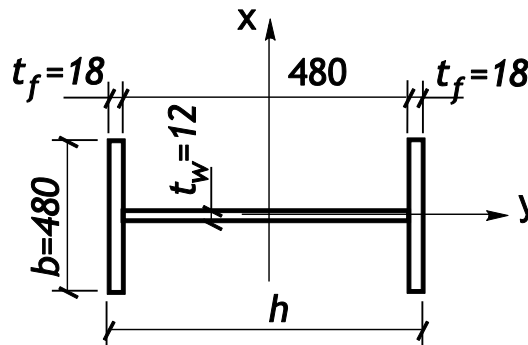
Фактор	Источник	Ручной счет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
Прочность при действии изгибающего момента M_y	1,0	$27152,174/27153,848 = 1,0$	1,0	0,0
Прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	–	$27152,174/27153,848 = 1,0$	1,0	0,0
Устойчивость плоской формы изгиба	–	$27152,174/1/27153,848 = 1,0$	1,0	0,0
Предельная гибкость в плоскости XoZ	–	$25,4939/250 = 0,102$	0,102	0,0
Предельная гибкость в плоскости XoY	–	$155,481/250 = 0,622$	0,622	0,0

Комментарии:

Проверка прочности балки с учетом развития ограниченных пластических деформаций не выполнялась, поскольку согласно норм такой расчет возможен только при соответствующем оребрении стенки балки. В исходных данных примера балка настила задавалась без промежуточных ребер жесткости.

Расчет центрально-сжатой колонны из сварного двутаврового профиля

Цель: Проверка режима расчета сопротивления сечений



Задача: Проверить расчетное сечение сварного двутаврового профиля для центрально-сжатой колонны высотой 6,5 м.

Источник: Металлические конструкции : учебник для студ. Учреждений высш. проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др.] ; под. Ред. Ю. И. Кудишина. - 13-е изд., испр. - М. : Издательский центр "Академия", 2011. С 256.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

4.6.sav; отчет — Kristall4.6.doc

Исходные данные:

$R_y = 24 \text{ кН/см}^2$

$l = 6,5 \text{ м}$

$N = 5000 \text{ кН}$

$\mu = 0,7$

$\gamma_c = 1$

$A = 230,4 \text{ см}^2$,

$I_y = 118243,584 \text{ см}^4$, $I_z = 33184,512 \text{ см}^4$

$W_y = 4583,085 \text{ см}^3$, $W_z = 1382,688 \text{ см}^3$

$i_y = 22,654 \text{ см}$, $i_z = 12,001 \text{ см}$

Сталь марки С245

Высота колонны

Расчетное продольное усилие сжатия

Закрепление внизу жесткое, сверху шарнирное

для обеих главных плоскостей инерции

Коэффициент условий работы

Геометрические характеристики для сечения

сварного двутавра со стенкой 480×12 мм и

полками

480×18 мм

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С245

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 3

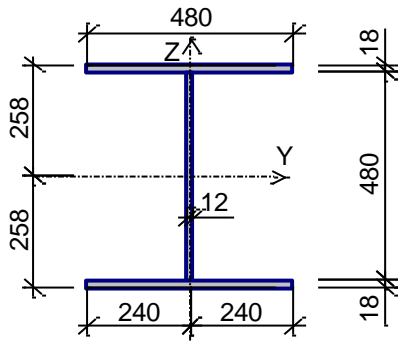
Коэффициент надежности по ответственности 1

Коэффициент условий работы 1

Предельная гибкость для сжатых элементов: 180 - 60□

Предельная гибкость для растянутых элементов: 250

Сечение:



Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Несущая способность элемента при центральном сжатии/растяжении:

$$N = AR_y\gamma_c = 230,4 \cdot 24 \cdot 1 = 5529,6 \text{ кН.}$$

2. Гибкости элемента для обеих главных плоскостей инерции:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{\mu l}{i_y} = \frac{0,7 \cdot 6,5 \cdot 100}{22,654} = 20,08475 ;$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{ef,z}}{i_z} = \frac{\mu l}{i_z} = \frac{0,7 \cdot 6,5 \cdot 100}{12,001} = 37,9135 .$$

3. Условные гибкости элемента для обеих главных плоскостей инерции:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{\mu l}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{0,7 \cdot 6,5 \cdot 100}{22,654} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,68555 ;$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{ef,z}}{i_z} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{\mu l}{i_z} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{0,7 \cdot 6,5 \cdot 100}{12,001} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,2941 .$$

4. Коэффициенты продольного изгиба при центральном сжатии:

$$\varphi_y = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}_y \sqrt{\bar{\lambda}_y} = 1 - \left(0,073 - 5,53 \cdot \frac{240}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 0,68555 \sqrt{0,68555} = 0,9622 ;$$

$$\varphi_z = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}_z \sqrt{\bar{\lambda}_z} = 1 - \left(0,073 - 5,53 \cdot \frac{240}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 1,2941 \sqrt{1,2941} = 0,902 ;$$

5. Несущая способность элемента при потере устойчивости:

$$N_{b,y} = \varphi_y AR_y\gamma_c = 0,9622 \cdot 230,4 \cdot 24 \cdot 1 = 5320,58 \text{ кН;}$$

$$N_{b,z} = \varphi_z AR_y\gamma_c = 0,902 \cdot 230,4 \cdot 24 \cdot 1 = 4987,7 \text{ кН.}$$

6. Предельные гибкости:

$$\lambda_{uy} = 180 - 60 \cdot \frac{N}{\varphi_y AR_y\gamma_c} = 180 - 60 \cdot \frac{5000}{0,9622 \cdot 230,4 \cdot 24 \cdot 1} = 123,615 ;$$

$$\lambda_{uz} = 180 - 60 \cdot \frac{N}{\varphi_z AR_y\gamma_c} = 180 - 60 \cdot \frac{5000}{0,902 \cdot 230,4 \cdot 24 \cdot 1} = 119,852 .$$

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Сравнение решений:

Фактор	Источник	Ручной счет	КРИСТАЛЛ	Отклонение %
Прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	–	$5000/5529,6 = 0,904$	0,904	–
Устойчивость при сжатии в плоскости ХоУ (ХоU)	$23,69/24 = 0,987$	$5000/4987,7 = 1,002$	1,002	–
Устойчивость при сжатии в плоскости ХоZ (ХоV)	–	$5000/5320,58 = 0,94$	0,94	–
Прочность при центральном сжатии/растяжении	0,904	$5000/5529,6 = 0,904$	0,904	–
Предельная гибкость в плоскости ХоУ	–	$37,9135/119,852 = 0,316$	0,316	–
Предельная гибкость в плоскости ХоZ	–	$20,085/123,615 = 0,162$	0,162	–

Расчет сквозной центрально-сжатой колонны из двух сплошностенчатых ветвей швеллерного сечения на планках

Цель: Проверка режима расчета сопротивления сечений

Задача: Проверить расчетное сквозное сечение на планках с двумя сплошностенчатыми ветвями из прокатных швеллеров для центрально-сжатой колонны высотой 6 м.

Источник: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева и др.]; под. Ред. Ю. И. Кудишина. - 13-е изд., испр. - М. : Издательский центр "Академия", 2011. С 257.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

4.7.sav; отчет — Kristall-4.7.doc

Исходные данные:

$l = 6$ м

$\mu = 1$

инерции;

$N = 1400$ кН

$\gamma_c = 1$

$R_y = 24$ кН/см²

$B = 300$ мм

$b = 170$ мм, $s = 1120$ мм

$t = 10$ мм

$A = 70,4$ см², $I_y = 8320$ см⁴, $I_z = 11576,86$ см⁴

$i_y = 10,871$ см, $i_z = 12,824$ см

$A_b = 35,2$ см², $I_b = I_z = 262$ см⁴

$i_y = 10,871$ см, $i_z = 2,728$ см

$W_{b,z,min} = 37,269$ см³.

Высота колонны;

Закрепление шарнирное в обеих плоскостях

Расчетное усилие сжатия;

Коэффициент условий работы;

Сталь марки С245;

Расстояние между ветвями (габарит по внешним граням);

Высота планки, расстояние между осями планок;

Толщина планок;

Геометрические характеристики сквозного сечения;

Геометрические характеристики сечения ветви;

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С245

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 3

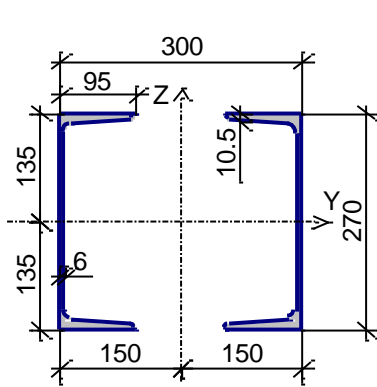
Коэффициент надежности по ответственности 1

Коэффициент условий работы 1

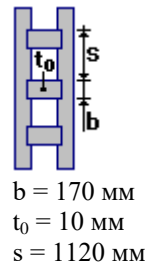
Предельная гибкость для сжатых элементов: $180 - 60\alpha$

Предельная гибкость для растянутых элементов: 250

Сечение:



Решетка



Профиль: Швеллер с уклоном полок по ГОСТ 8240-89 27

Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Момент инерции и момент сопротивления сечения одной планки относительно собственной оси:

$$I_s = \frac{t_0 b^3}{12} = \frac{1 \cdot 17^3}{12} = 409,4167 \text{ см}^4;$$

$$W_s = \frac{t_0 b^2}{6} = \frac{1 \cdot 17^2}{6} = 48,167 \text{ см}^3.$$

2. Расстояние между осями ветвей:

$$b = B - 2z_0 = 30 - 2 \cdot 2,47 = 25,06 \text{ см.}$$

3. Гибкости одной из веток на участках между планками (в свету):

$$\lambda_{1,y} = \frac{l_{1,y}}{i_{1,y}} = \frac{600}{10,871} = 55,193; \quad \bar{\lambda}_{1,y} = \lambda_{1,y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 55,193 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,884 \leq 5;$$

$$\lambda_{1,z} = \frac{l_{1,z}}{i_{1,z}} = \frac{s-b}{i_{1,z}} = \frac{112-17}{2,728} = 34,824 < 40; \quad \bar{\lambda}_{1,z} = \lambda_{1,z} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 34,824 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,1886 \leq 5.$$

4. Гибкости колонны и соответствующие условные гибкости:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{600}{10,871} = 55,193; \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 55,193 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,884 < 2,5;$$

$$\lambda_z = \frac{l_{ef,z}}{i_z} = \frac{600}{12,824} = 46,787.$$

5. Приведенная и условная приведенная гибкости колонны относительно свободной оси:

$$\text{При } \frac{I_s s}{I_b b} = \frac{409,4167 \cdot 112}{262 \cdot 25,06} = 6,984 > 5:$$

$$\lambda_z = \lambda_{ef,z} = \sqrt{\lambda_z^2 + \lambda_{1,z}^2} = \sqrt{46,787^2 + 34,824^2} = 58,3244;$$

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 58,3244 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,991 < 2,5.$$

6. Коэффициенты продольного изгиба:

$$\varphi_y = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}_y \sqrt{\bar{\lambda}_y} = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{240}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 1,884 \sqrt{1,884} = 0,8279;$$

$$\varphi_z = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}_z \sqrt{\bar{\lambda}_z} = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{240}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 1,991 \sqrt{1,991} = 0,813.$$

7. Предельные сжимающие усилия, при которых происходит потеря устойчивости колонны относительно соответствующих осей:

$$N_{b,y} = \varphi_y AR_y \gamma_c = 0,8279 \cdot 70,4 \cdot 24 \cdot 1 = 1398,82 \text{ кН};$$

$$N_{b,z} = \varphi_z AR_z \gamma_c = 0,813 \cdot 70,4 \cdot 24 \cdot 1 = 1373,645 \text{ кН}.$$

8. Условная поперечная сила Q_{fic} :

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi_z} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{240} \right) \frac{1400}{0,813} = 18,1198 \text{ кН}.$$

9. Сила F , срезающая планку, и момент M_1 , изгибающий планку в ее плоскости:

$$F = \frac{Q_s s}{b} = \frac{Q_{fic} s}{2b} = \frac{18,1198 \cdot 112}{2 \cdot 25,06} = 40,4912 \text{ кН};$$

$$M_1 = \frac{Q_s s}{2} = \frac{Q_{fic} s}{4} = \frac{18,1198 \cdot 112}{4} = 507,3544 \text{ кНсм}.$$

10. Несущая способность планки при изгибе:

$$W_s R_y \gamma_c = 48,167 \cdot 24 \cdot 1 = 1156,01 \text{ кНсм}.$$

11. Изгибающий момент, действующий на ветвь колонны и обусловленный изгибом планки:

$$M_b = 2M_1 = 2 \cdot 507,3544 = 1014,7088 \text{ кНсм}.$$

12. Несущая способность ветви при изгибе в плоскости планок:

$$W_{b,z,\min} R_y \gamma_c = 37,269 \cdot 24 \cdot 1 = 894,456 \text{ кНсм}.$$

13. Прочность ветви при совместном действии продольной силы и изгибающего момента в плоскости планок без учета пластики:

$$\frac{1}{R_y \gamma_c} \left(\frac{N}{A} + \frac{M_b}{W_{b,z,\min}} \right) = \frac{1}{24 \cdot 1} \left(\frac{1400}{70,4} + \frac{1014,7088}{37,269} \right) = 1,963.$$

14. Коэффициенты продольного изгиба для ветки:

$$\varphi_y = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}_{1,y} \sqrt{\lambda_{1,y}} = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{240}{2,06 \cdot 10^5} \right) 1,884 \sqrt{1,884} = 0,828;$$

$$\varphi_z = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \lambda_{1,z} \sqrt{\lambda_{1,z}} = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{240}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 1,1886 \sqrt{1,1886} = 0,914.$$

15. Несущая способность ветви при сжатии:

$$\varphi_y AR_y \gamma_c = 0,828 \cdot 35,2 \cdot 24 \cdot 1 = 699,398 \text{ кН};$$

$$\varphi_z AR_z \gamma_c = 0,914 \cdot 35,2 \cdot 24 \cdot 1 = 772,1472 \text{ кН}.$$

16. Относительный эксцентриситет, коэффициент влияния формы сечения, приведенный эксцентриситет и коэффициент продольного изгиба при внецентренном сжатии для ветви:

$$m_z = \frac{M_z}{N} \cdot \frac{A_b}{W_{b,z,\min}} = \frac{1014,7088}{700} \cdot \frac{35,2}{37,269} = 1,36911 \leq 5;$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{16,2}{19,95} = 0,812;$$

$$\eta = (1,25 - 0,05m_z) - 0,01(5 - m_z) \bar{\lambda}_{1,z} = (1,25 - 0,05 \cdot 1,36911) - 0,01(5 - 1,36911) \cdot 1,1886 = 1,13838$$

$$\text{(для типа сечения 9 по табл. 73 СНиП II-23-81* при } \frac{A_f}{A_w} = 0,5 \text{);}$$

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

$$\eta = (1,5 - 0,1m_z) - 0,02(5 - m_z)\bar{\lambda}_{1,z} = (1,5 - 0,1 \cdot 1,36911) - 0,02(5 - 1,36911) \cdot 1,1886 = 1,27678$$

(для типа сечения 9 по табл. 73 СНиП II-23-81* при $\frac{A_f}{A_w} = 1,0$);

$$\eta = 1,2247 \text{ (для типа сечения 9 по табл. 73 СНиП II-23-81* при } \frac{A_f}{A_w} = 0,812 \text{);}$$

$$\eta = 1,45 + 0,04m_z = 1,45 + 0,04 \cdot 1,36911 = 1,50476 \text{ (для типа сечения 11 по табл. 73 СНиП II-23-81* при } \frac{A_f}{A_w} = 0,5 \text{);}$$

$$\eta = 1,8 + 0,12m_z = 1,8 + 0,12 \cdot 1,36911 = 1,9643 \text{ (для типа сечения 11 по табл. 73 СНиП II-23-81* при } \frac{A_f}{A_w} = 1,0 \text{);}$$

$$\eta = 1,7915 \text{ (для типа сечения 11 по табл. 73 СНиП II-23-81* при } \frac{A_f}{A_w} = 1,33811 \text{);}$$

$$m_{z,ef} = \eta m_z = 1,7915 \cdot 1,36911 = 2,453;$$

$$\varphi_e = 0,4174 \text{ (по табл. 74 СНиП II-23-81*)}.$$

17. Проверка устойчивости ветви в плоскости изгиба планок:

$$\frac{N}{2\varphi_e A_b} = \frac{1400}{2 \cdot 0,4174 \cdot 35,2} = 47,6434 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2.$$

18. Проверка устойчивости ветви из плоскости изгиба планок производится как проверка устойчивости центрально-сжатого стержня в соответствующей плоскости согласно п. 5.32 СНиП II-23-81*.

Сравнение решений:

Фактор	Источник	Ручной счет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
Общая устойчивость стержня при центральном сжатии в плоскости ХоУ	24/24=1	1400/1373,645 = 1,019	1,019	0,0
Общая устойчивость стержня при центральном сжатии в плоскости ХоZ	23,6/24=0,983	1400/1398,82 = 1,001	1,001	0,0
Сопrotивление соединительной планки изгибу	–	507,3544/1156,01 = 0,439	0,439	0,0
Прочность ветви при действии изгибающего момента M_z	–	1014,7088/894,456 = 1,134	1,134	0,0
Прочность ветви при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	–	1,963	1,963	0,0

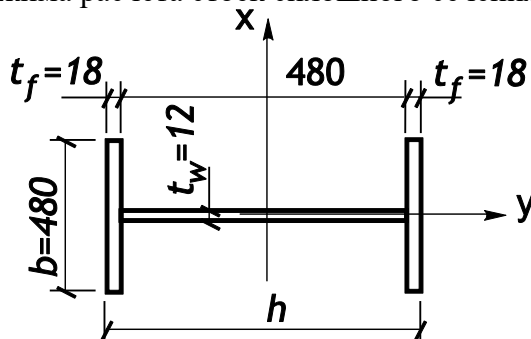
В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Фактор	Источник	Ручной счет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
Устойчивость ветви при сжатии в плоскости XoY	–	$700/772,1472 = 0,9066$	0,907	0,0
Устойчивость ветви при сжатии в плоскости XoZ	$23,6/24=0,983$	$700/699,398 = 1,001$	1,001	0,0
Устойчивость ветви в плоскости действия момента M_z при внецентренном сжатии	–	$47,6434/24 = 1,985$	1,985	0,0
Устойчивость ветви из плоскости действия момента M_z при внецентренном сжатии	–	$24,01735/24 = 1,001$	1,001	0,0
Предельная гибкость в плоскости XoY	–	$58,3244/120 = 0,486$	0,486	0,0
Предельная гибкость в плоскости XoZ	–	$55,193/120 = 0,46$	0,46	0,0

СТОЙКИ

Расчет центрально-сжатой колонны сварного двутаврового сечения

Цель: Проверка режима расчета стоек сплошного сечения



Задача: Проверить расчетное сечение сварного двутаврового профиля для центрально-сжатой стойки высотой 6,5 м.

Источник: Металлические конструкции : учебник для студ. Учреждений высш. проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др.] ; под. Ред. Ю. И. Кудишина. - 13-е изд., испр. - М. : Издательский центр "Академия", 2011. С 256.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

5.1.sav; отчет — Kristall-5.1.doc

Исходные данные:

$l = 6,5$ м

$\mu = 0,7$

$N = 5000$ кН

$\gamma_c = 1$

$R_y = 24$ кН/см²

$A = 230,4$ см²

$I_y = 118243,584$ см⁴, $I_z = 33184,512$ см⁴

$i_y = 22,654$ см, $i_z = 12,001$ см

Высота колонны

Закрепление внизу жесткое, сверху шарнирное

Расчетное сжимающее усилие

Коэффициент условий работы

Сталь марки С245

Геометрические характеристики

принятого сечения

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С245

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 3

Коэффициент надежности по ответственности 1

Коэффициент условий работы 1



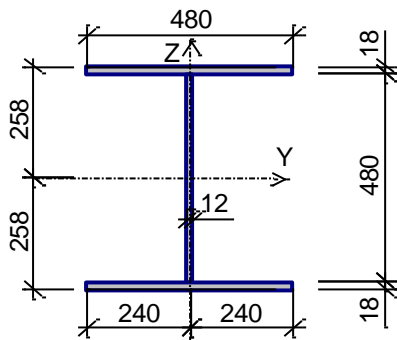
Длина элемента 6.5 м

Расстояние между точками раскрепления из плоскости 6.5 м

Предельная гибкость для сжатых элементов: $180 - 60 \square$

Предельная гибкость для растянутых элементов: 250

Сечение:



Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Проверка прочности принятого сечения колонны:

$$\frac{N}{AR_y \gamma_c} = \frac{5000}{230,4 \cdot 24 \cdot 1} = 0,904.$$

2. Гибкости колонны:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{0,7 \cdot 6,5 \cdot 100}{22,654} = 20,08475;$$

$$\lambda_z = \frac{l_{ef,z}}{i_z} = \frac{0,7 \cdot 6,5 \cdot 100}{12,001} = 37,9135.$$

3. Условные гибкости колонны:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{0,7 \cdot 6,5 \cdot 100}{22,654} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,68555;$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{ef,z}}{i_z} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{0,7 \cdot 6,5 \cdot 100}{12,001} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,2941.$$

4. Коэффициенты продольного изгиба:

$$\varphi_y = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}_y \sqrt{\bar{\lambda}_y} = 1 - \left(0,073 - \frac{5,53 \cdot 240}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 0,68555 \sqrt{0,68555} = 0,9622;$$

$$\varphi_z = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}_z \sqrt{\bar{\lambda}_z} = 1 - \left(0,073 - \frac{5,53 \cdot 240}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 1,2941 \sqrt{1,2941} = 0,902.$$

5. Несущая способность колонны из условия обеспечения общей устойчивости при центральном сжатии:

$$N_{b,y} = \varphi_y AR_y \gamma_c = 0,9622 \cdot 230,4 \cdot 24 \cdot 1 = 5320,58 \text{ кН};$$

$$N_{b,z} = \varphi_z AR_y \gamma_c = 0,902 \cdot 230,4 \cdot 24 \cdot 1 = 4987,7 \text{ кН}.$$

6. Предельная гибкость колонны:

$$[\lambda]_y = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot \frac{N}{\varphi_y AR_y \gamma_c} = 180 - 60 \cdot \frac{5000}{5320,58} = 123,615;$$

$$[\lambda]_z = 180 - 60\alpha_z = 180 - 60 \cdot \frac{N}{\varphi_z AR_y \gamma_c} = 180 - 60 \cdot 1 = 120.$$

Сравнение решений:

Фактор	Источник	Ручной расчет	КРИСТАЛЛ	Отклонение, %
Прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	–	0,904	0,904	–
Устойчивость при сжатии в плоскости ХоУ (ХоУ)	23,69/24=0,987	5000/4987,7 = 1,002	1,002	–
Устойчивость при сжатии в плоскости ХоZ (ХоV)	–	5000/5320,58 = 0,940	0,94	–
Прочность при центральном сжатии/растяжении	5000/230,4/24=0,904	0,904	0,904	–
Предельная гибкость в плоскости ХоУ	–	37,9135/120 = 0,316	0,316	–
Предельная гибкость в плоскости ХоZ	–	20,08475/123,615 = 0,1625	0,1625	–

Расчет центрально-сжатой колонны сквозного сечения из двух прокатных швеллеров

Цель: Проверка режима расчета стоек сквозного сечения

Задача: Проверить расчетное сквозное сечение из двух швеллеров на планках для центрально-сжатой стойки высотой 6,5 м.

Источник: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева и др.]; под. Ред. Ю. И. Кудишина. - 13-е изд., испр. - М. : Издательский центр "Академия", 2011. С 257.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

5.2.sav; отчет — Kristall-5.2.doc

Исходные данные:

$l = 6 \text{ м}$

$\mu = 1$

$N = 1400 \text{ кН}$

$\gamma_c = 1$

$R_y = 24 \text{ кН/см}^2$

$B = 300 \text{ мм}$

$b = 170 \text{ мм}, s = 1120 \text{ мм}$

$t = 10 \text{ мм}$

$A = 70,4 \text{ см}^2, I_y = 8320 \text{ см}^4, I_z = 11576,86 \text{ см}^4$

$i_y = 10,871 \text{ см}, i_z = 12,824 \text{ см}$

$A_b = 35,2 \text{ см}^2, I_b = I_z = 262 \text{ см}^4$

$i_y = 10,871 \text{ см}, i_z = 2,728 \text{ см}$

$W_{b,z,\min} = 37,269 \text{ см}^3$.

Высота колонны;

Закрепление шарнирное;

Расчетное сжимающее усилие;

Коэффициент условий работы;

Сталь марки С245;

Расстояние между внешними гранями веток;

Высота планки, расстояние между осями планок;

Толщина планок;

Геометрические характеристики сквозного сечения;

Геометрические характеристики сечения ветви;

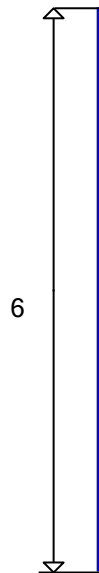
Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С245

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 3

Коэффициент надежности по ответственности 1

Коэффициент условий работы 1

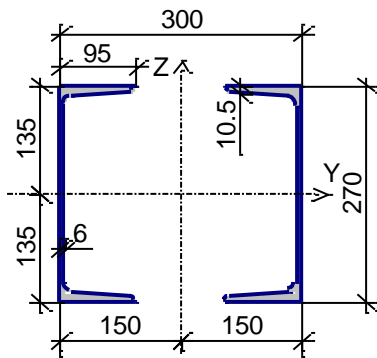


Длина элемента 6 м

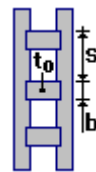
Предельная гибкость для сжатых элементов: $180 - 60\alpha$

Предельная гибкость для растянутых элементов: 250

Сечение:



Решетка



$b = 170 \text{ мм}$
 $t_0 = 10 \text{ мм}$
 $s = 1120 \text{ мм}$

Профиль: Швеллер с уклоном полок
 по ГОСТ 8240-89 27

Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Момент инерции и момент сопротивления сечения одной планки относительно собственной оси:

$$I_s = \frac{t_0 b^3}{12} = \frac{1 \cdot 17^3}{12} = 409,4167 \text{ см}^4;$$

$$W_s = \frac{t_0 b^2}{6} = \frac{1 \cdot 17^2}{6} = 48,167 \text{ см}^3.$$

2. Расстояние между осями ветвей:

$$b = B - 2z_0 = 30 - 2 \cdot 2,47 = 25,06 \text{ см.}$$

3. Гибкости одной из веток на участках между планками (в свету):

$$\lambda_{1,y} = \frac{l_{1,y}}{i_{1,y}} = \frac{600}{10,871} = 55,193; \quad \bar{\lambda}_{1,y} = \lambda_{1,y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 55,193 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,884 \leq 5;$$

$$\lambda_{1,z} = \frac{l_{1,z}}{i_{1,z}} = \frac{112 - 17}{2,728} = 34,824 < 40; \quad \bar{\lambda}_{1,z} = \lambda_{1,z} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 34,824 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,1886 \leq 5.$$

4. Гибкости колонны и соответствующие условные гибкости:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{600}{10,871} = 55,193; \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 55,193 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,884 < 2,5;$$

$$\lambda_z = \frac{l_{ef,z}}{i_z} = \frac{600}{12,824} = 46,787.$$

5. Приведенная и условная приведенная гибкости колонны относительно свободной оси:

$$\text{При } \frac{I_{s,s}}{I_b} = \frac{409,4167 \cdot 112}{262 \cdot 25,06} = 6,984 > 5:$$

$$\lambda_z = \lambda_{ef,z} = \sqrt{\lambda_z^2 + \lambda_{1,z}^2} = \sqrt{46,787^2 + 34,824^2} = 58,3244;$$

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 58,3244 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,991 < 2,5.$$

6. Коэффициенты продольного изгиба:

$$\varphi_y = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}_y \sqrt{\bar{\lambda}_y} = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{240}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 1,884 \sqrt{1,884} = 0,8279;$$

$$\varphi_z = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}_z \sqrt{\bar{\lambda}_z} = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{240}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 1,991 \sqrt{1,991} = 0,813.$$

7. Предельные сжимающие усилия, при которых происходит потеря устойчивости колонны относительно соответствующих осей:

$$N_{b,y} = \varphi_y A R_y \gamma_c = 0,8279 \cdot 70,4 \cdot 24 \cdot 1 = 1398,82 \text{ кН};$$

$$N_{b,z} = \varphi_z A R_y \gamma_c = 0,813 \cdot 70,4 \cdot 24 \cdot 1 = 1373,645 \text{ кН}.$$

8. Условная поперечная сила Q_{fic} :

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi_z} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{240} \right) \frac{1400}{0,813} = 18,1198 \text{ кН}.$$

9. Сила F , срезающая планку, и момент M_1 , изгибающий планку в ее плоскости:

$$F = \frac{Q_s s}{b} = \frac{Q_{fic} s}{2b} = \frac{18,1198 \cdot 112}{2 \cdot 25,06} = 40,4912 \text{ кН};$$

$$M_1 = \frac{Q_s s}{2} = \frac{Q_{fic} s}{4} = \frac{18,1198 \cdot 112}{4} = 507,3544 \text{ кНсм}.$$

10. Несущая способность планки при изгибе:

$$W_s R_y \gamma_c = 48,167 \cdot 24 \cdot 1 = 1156,01 \text{ кНсм}.$$

11. Изгибающий момент, действующий на ветвь колонны и обусловленный изгибом планки:

$$M_b = 2M_1 = 2 \cdot 507,3544 = 1014,7088 \text{ кНсм}.$$

12. Несущая способность ветви при изгибе в плоскости планок:

$$W_{b,z,\min} R_y \gamma_c = 37,269 \cdot 24 \cdot 1 = 894,456 \text{ кНсм}.$$

13. Прочность ветви при совместном действии продольной силы и изгибающего момента в плоскости планок без учета пластики:

$$\frac{1}{R_y \gamma_c} \left(\frac{N}{A} + \frac{M_b}{W_{b,z,\min}} \right) = \frac{1}{24 \cdot 1} \left(\frac{1400}{70,4} + \frac{1014,7088}{37,269} \right) = 1,963.$$

14. Коэффициенты продольного изгиба для ветки:

$$\varphi_y = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}_{1,y} \sqrt{\lambda_{1,y}} = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{240}{2,06 \cdot 10^5} \right) 1,884 \sqrt{1,884} = 0,828;$$

$$\varphi_z = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \lambda_{1,z} \sqrt{\lambda_{1,z}} = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{240}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 1,1886 \sqrt{1,1886} = 0,914.$$

15. Несущая способность ветви при сжатии:

$$\varphi_y AR_y \gamma_c = 0,828 \cdot 35,2 \cdot 24 \cdot 1 = 699,398 \text{ кН};$$

$$\varphi_z AR_y \gamma_c = 0,914 \cdot 35,2 \cdot 24 \cdot 1 = 772,1472 \text{ кН}.$$

16. Относительный эксцентриситет, коэффициент влияния формы сечения, приведенный эксцентриситет и коэффициент продольного изгиба при внецентренном сжатии для ветви:

$$m_z = \frac{M_z}{N} \cdot \frac{A_b}{W_{b,z,\min}} = \frac{1014,7088}{700} \cdot \frac{35,2}{37,269} = 1,36911 \leq 5;$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{16,2}{19,95} = 0,812;$$

$$\eta = (1,25 - 0,05m_z) - 0,01(5 - m_z) \bar{\lambda}_{1,z} = (1,25 - 0,05 \cdot 1,36911) - 0,01(5 - 1,36911) \cdot 1,1886 = 1,13838$$

$$\text{(для типа сечения 9 по табл. 73 СНиП II-23-81* при } \frac{A_f}{A_w} = 0,5 \text{);}$$

$$\eta = (1,5 - 0,1m_z) - 0,02(5 - m_z) \bar{\lambda}_{1,z} = (1,5 - 0,1 \cdot 1,36911) - 0,02(5 - 1,36911) \cdot 1,1886 = 1,27678$$

$$\text{(для типа сечения 9 по табл. 73 СНиП II-23-81* при } \frac{A_f}{A_w} = 1,0 \text{);}$$

$$\eta = 1,2247 \text{ (для типа сечения 9 по табл. 73 СНиП II-23-81* при } \frac{A_f}{A_w} = 0,812 \text{);}$$

$$\eta = 1,45 + 0,04m_z = 1,45 + 0,04 \cdot 1,36911 = 1,50476 \text{ (для типа сечения 11 по табл. 73 СНиП II-}$$

$$23-81* \text{ при } \frac{A_f}{A_w} = 0,5 \text{);}$$

$$\eta = 1,8 + 0,12m_z = 1,8 + 0,12 \cdot 1,36911 = 1,9643 \text{ (для типа сечения 11 по табл. 73 СНиП II-23-81*}$$

$$\text{при } \frac{A_f}{A_w} = 1,0 \text{);}$$

$$\eta = 1,7915 \text{ (для типа сечения 11 по табл. 73 СНиП II-23-81* при } \frac{A_f}{A_w} = 1,33811 \text{);}$$

$$m_{z,ef} = \eta m_z = 1,7915 \cdot 1,36911 = 2,453;$$

$$\varphi_e = 0,4174 \text{ (по табл. 74 СНиП II-23-81*)}.$$

17. Проверка устойчивости ветви в плоскости изгиба планок:

$$\frac{N}{2\varphi_e A_b} = \frac{1400}{2 \cdot 0,4174 \cdot 35,2} = 47,6434 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2.$$

18. Проверка устойчивости ветви из плоскости изгиба планок производится как проверка устойчивости центрально-сжатого стержня в соответствующей плоскости согласно п. 5.32 СНиП II-23-81*.

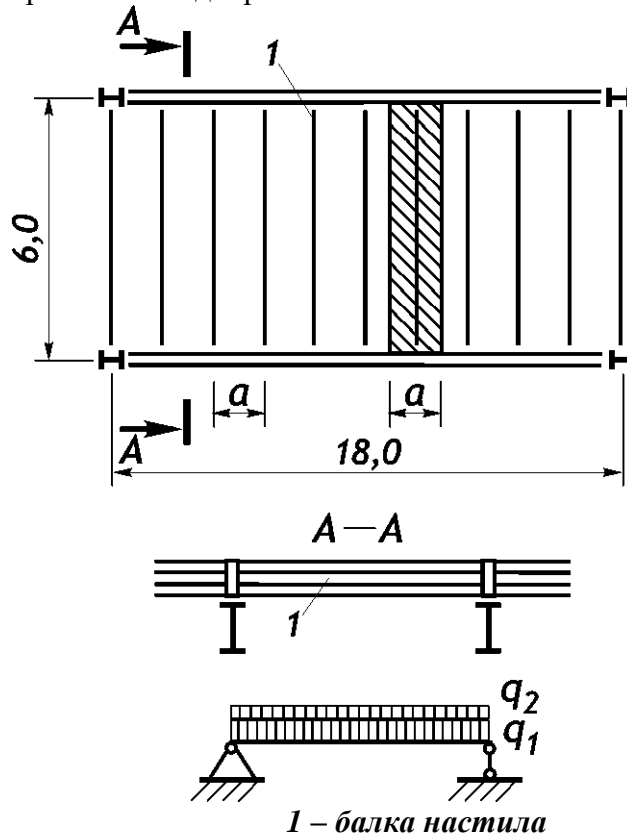
Сравнение решений:

Фактор	Источник	Ручной счет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
Общая устойчивость стержня при центральном сжатии в плоскости ХоУ	$24/24=1$	$1400/1373,645 = 1,019$	1,019	0,0
Общая устойчивость стержня при центральном сжатии в плоскости ХоZ	$23,6/24=0,983$	$1400/1398,82 = 1,001$	1,001	0,0
Сопротивление соединительной планки изгибу	–	$507,3544/1156,01 = 0,439$	0,439	0,0
Прочность ветви при действии изгибающего момента M_z	–	$1014,7088/894,456 = 1,134$	1,134	0,0
Прочность ветви при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	–	1,963	1,963	0,0
Устойчивость ветви при сжатии в плоскости ХоУ	–	$700/772,1472 = 0,9066$	0,907	0,0
Устойчивость ветви при сжатии в плоскости ХоZ	$23,6/24=0,983$	$700/699,398 = 1,001$	1,001	0,0
Устойчивость ветви в плоскости действия момента M_z при внецентренном сжатии	–	$47,6434/24 = 1,985$	1,985	0,0
Устойчивость ветви из плоскости действия момента M_z при внецентренном сжатии	–	$24,01735/24 = 1,001$	1,001	0,0
Предельная гибкость в плоскости ХоУ	–	$58,3244/120 = 0,486$	0,486	0,0
Предельная гибкость в плоскости ХоZ	–	$55,193/120 = 0,46$	0,46	0,0

БАЛКИ

Расчет прочности и жесткости балок настила для нормального типа балочной клетки

Цель: Проверка режима расчета и подбора балок



Задача: Подобрать прокатный двутавровый профиль для балок настила пролетом 6 м в балочной клетке нормального типа. Верхний пояс балок настила непрерывно раскреплен по всей длине настилом.

Ссылки: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. Проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др.]; под ед. Ю. И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М.: Издательский центр «Академия», 2011. С 183.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

3.1.sav; отчет — Kristall3.1.doc

Исходные данные:

$a = 1,125$ м

$q_n = (0,77 + 20) \text{ кН/м}^2 \times 1,125 \text{ м} = 23,37 \text{ кН/м}$

$q_1 = 1,05 \times 0,77 \text{ кН/м}^2 \times 1,125 \text{ м} = 0,91 \text{ кН/м}$

$q_2 = 1,2 \times 20 \text{ кН/м}^2 \times 1,125 \text{ м} = 27 \text{ кН/м}$

$R_y = 23 \text{ кН/см}^2$,

$l = 6$ м

$[f] = 1/250 \times 6,0 \text{ м} = 24 \text{ мм}$

Шаг балок настила;

Суммарная нормативная нагрузка;

Расчетная постоянная нагрузка;

Расчетная временная нагрузка;

Сталь марки С235;

Пролет балки;

Предельный прогиб;

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

$$\gamma_c = 1$$

$$W_x = 596,364 \text{ см}^3$$

$$I_x = 9840 \text{ см}^4, S_x = 339 \text{ см}^3, t_w = 7 \text{ мм.}$$

Коэффициент условий работы;

Принятый двутавр №33 по ГОСТ 8239-89;

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С235

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 4

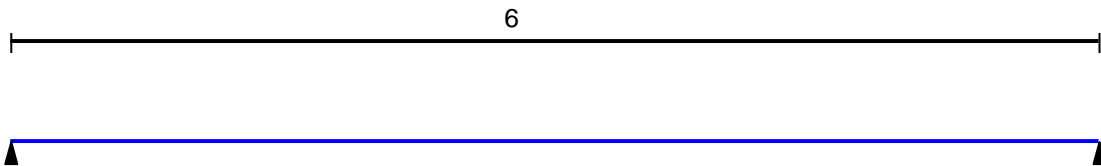
Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1

Коэффициент условий работы 1



Конструктивное решение:

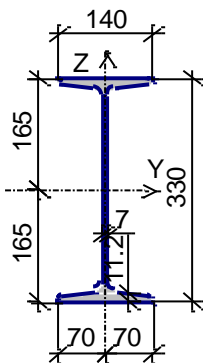


Закрепления от поперечных смещений и поворотов:

	Слева	Справа
Смещение вдоль Y	Закреплено	Закреплено
Смещение вдоль Z	Закреплено	Закреплено
Поворот вокруг Y		
Поворот вокруг Z		

Сплошное закрепление сжатого пояса из плоскости изгиба

Сечение:



Профиль: Двутавр с уклоном полок по ГОСТ 8239-89 33

Ручной расчет:

1. Расчетный изгибающий момент и поперечная сила:

$$M_{\max} = \frac{q_{\Sigma} l^2}{8} = \frac{(0.91 + 27) \cdot 6.0^2}{8} = 125.593 \text{ кНм};$$

$$Q_{\max} = \frac{q_{\Sigma} l}{2} = \frac{(0.91 + 27) \cdot 6.0}{2} = 83,73 \text{ кН}.$$

2. Необходимый момент сопротивления балки в предположении упругих деформаций стали:

$$W = \frac{M_{\max}}{R_y} = \frac{125.593 \cdot 100}{23} = 546.057 \text{ см}^3.$$

3. Максимальный прогиб, возникающий в середине пролета балки:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\Sigma} l^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{23,37 \cdot 6^4}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot 9840 \cdot 10^{-8}} = 19,46 \text{ мм}.$$

4. Проверка максимальных касательных напряжений:

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} S_x}{I_x t_w} = \frac{83,73 \cdot 339}{9840 \cdot 0,7} = 4,12577 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2.$$

Сравнение решений:

Фактор	Прочность при действии поперечной силы	Прочность при действии изгибающего момента	Устойчивость плоской формы изгиба при действии момента	Максимальный прогиб
Ручной счет	4,126/13,34 = 0,309	546,06/596,36 = 0,916	–	19,46/24 = 0,81
КРИСТАЛЛ	0,309	0,916	0,916	19,451/24 = 0,81
Отклонение от ручного счета, %	0,0	0,0	0,0	0,0
Источник	–	0,83	–	0,81

Комментарии:

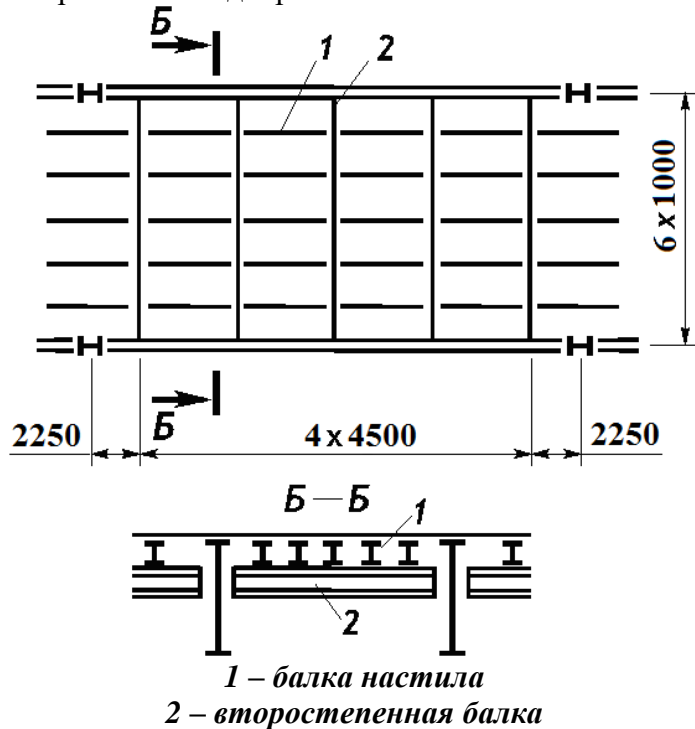
1. Проверка общей устойчивости балки при ручном счете не выполнялась, поскольку сжатый пояс балки раскреплен от поперечных смещений из плоскости изгиба приваренным настилом.

2. Проверка прочности при действии изгибающего момента в источнике выполнялась с учетом развития ограниченных пластических деформаций.

3. Проверка прочности балки с учетом развития ограниченных пластических деформаций не выполнялась, поскольку согласно норм такой расчет возможен только при соответствующем оребрении стенки балки. В исходных данных примера балка настила задавалась без промежуточных ребер жесткости.

Расчет прочности и жесткости балок настила для усложненного типа балочной клетки

Цель: Проверка режима расчета и подбора балок



Задача: Подобрать прокатный двутавровый профиль для балок настила пролетом 4,5 м в балочной клетке усложненного типа. Верхний пояс балок настила непрерывно раскреплен по всей длине настилом.

Ссылки: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др.] ; под. Ред. Ю. И. Кудишина. - 13-е изд., испр. - М. : Издательский центр "Академия", 2011. С 183.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

3.2.sav; отчет — Kristall3.2.doc

Исходные данные:

$a = 1,0$ м

$q_n = (0,77 + 20) \text{ кН/м}^2 \times 1 \text{ м} = 20,77 \text{ кН/м}$

$q_1 = 1,05 \times 0,77 \text{ кН/м}^2 \times 1 \text{ м} = 0,8085 \text{ кН/м}$

$q_2 = 1,2 \times 20 \text{ кН/м}^2 \times 1 \text{ м} = 24 \text{ кН/м}$

$R_y = 23 \text{ кН/см}^2$,

$l = 4,5$ м

$[f] = 1/250 \times 4,5 \text{ м} = 18 \text{ мм}$

$\gamma_c = 1$

$W_x = 288,33 \text{ см}^3$

$I_x = 3460 \text{ см}^4$.

Шаг балок настила;

Суммарная нормативная нагрузка;

Расчетная постоянная нагрузка;

Расчетная временная нагрузка;

Сталь марки С235;

Пролет балки;

Предельный прогиб;

Коэффициент условий работы;

Принятый двутавр №24 по ГОСТ 8239-89;

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С235

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 4

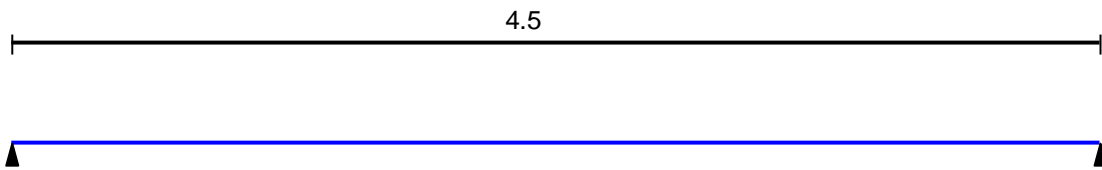
Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1

Коэффициент условий работы 1



Конструктивное решение:

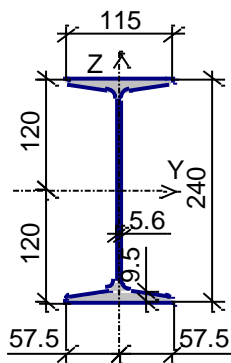


Закрепления от поперечных смещений и поворотов:

	Слева	Справа
Смещение вдоль Y	Закреплено	Закреплено
Смещение вдоль Z	Закреплено	Закреплено
Поворот вокруг Y		
Поворот вокруг Z		

Сплошное закрепление сжатого пояса из плоскости изгиба

Сечение:



Профиль: Двутавр с уклоном полок по ГОСТ 8239-89 24

Ручной расчет:

1. Расчетный изгибающий момент, действующий в пролете балки:

$$M_{\max} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{(0,8085 + 24) \cdot 4,5^2}{8} = 62,7965 \text{ кНм.}$$

2. Необходимый момент сопротивления балки в предположении упругих деформаций стали:

$$W = \frac{M_{\max}}{R_y} = \frac{62,7965 \cdot 100}{23} = 273,028 \text{ см}^3.$$

3 Максимальный прогиб, возникающий в середине пролета балки:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n l^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{20,77 \cdot 4,5^4}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot 3460 \cdot 10^{-8}} = 15,56 \text{ мм}.$$

Сравнение решений:

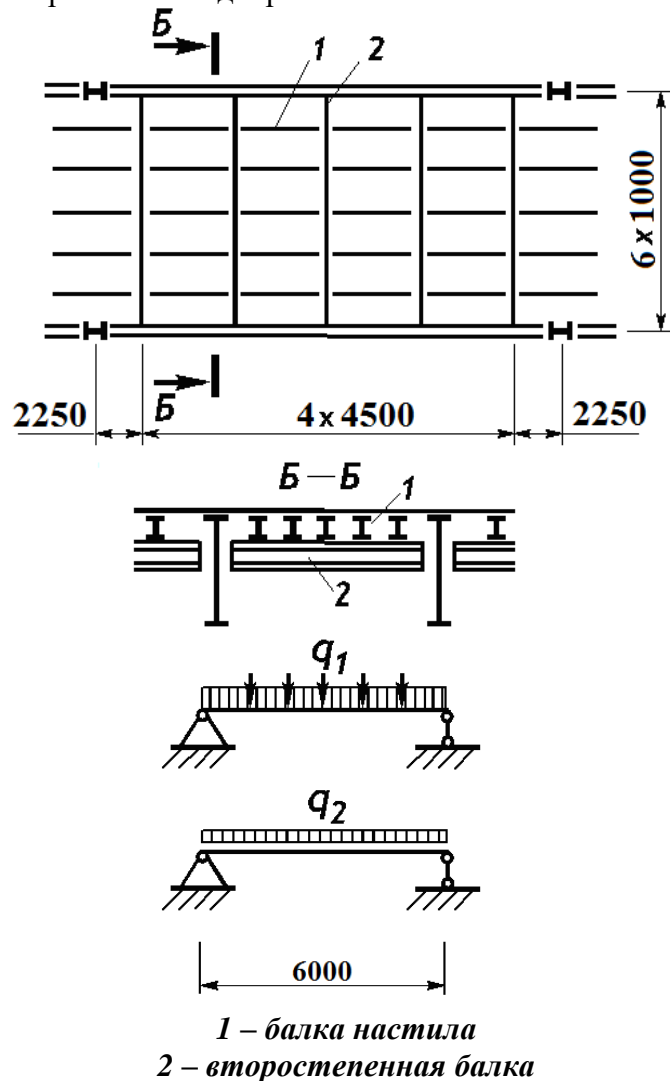
Фактор	Прочность при действии поперечной силы	Прочность при действии изгибающего момента	Устойчивость плоской формы изгиба при действии момента	Максимальный прогиб
Ручной счет	–	273,028/288,33 = 0,947	–	15,56/18 = 0,864
КРИСТАЛЛ	0,352	0,947	0,947	15,56/18 = 0,864
Отклонение от ручного счета, %	0,0	0,0	0,0	0,0
Источник	–	0,858	–	0,87

Комментарии:

1. Проверка касательных напряжений при ручном счете не произведена из-за отсутствия ослаблений и относительно большой толщины стенок балки.
2. Проверка общей устойчивости балки при ручном счете не произведена, поскольку сжатый пояс балки раскреплен от поперечных смещений из плоскости изгиба приваренным настилом.
3. Проверка прочности при действии изгибающего момента в источнике выполнялась с учетом развития ограниченных пластических деформаций.
4. Проверка прочности балки с учетом развития ограниченных пластических деформаций не выполнялась, поскольку согласно норм такой расчет возможен только при соответствующем оребрении стенки балки. В исходных данных примера балка настила задавалась без промежуточных ребер жесткости.

Расчет прочности и жесткости второстепенных балок для усложненного типа балочной клетки

Цель: Проверка режима расчета и подбора балок



Задача: Подобрать прокатный двутавровый профиль для второстепенных балок пролетом 6 м в балочной клетке усложненного типа. Верхний пояс второстепенных балок раскреплен по длине балками настила, расположенными с шагом 1 м.

Ссылки: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. Проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др.]; под. Ред. Ю. И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М. : Издательский центр «Академия», 2011. С 183.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:
3.3.sav; отчет — Kristall3.3.doc

Исходные данные:

$a = 4,5$ м	Шаг второстепенных балок;
$q_n = (0,77 + 27,3/102 + 20)$ кН/м ² × 4,5 м = 94,67 кН/м	Суммарная нормативная нагрузка;
$q_1 = 1,05 \times (0,77 + 27,3/102)$ кН/м ² × 4,5 м = 4,9 кН/м	Расчетная постоянная нагрузка;
$q_2 = 1,2 \times 20$ кН/м ² × 4,5 м = 108 кН/м	Расчетная временная нагрузка;

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

$R_y = 23 \text{ кН/см}^2,$

$l = 6,0 \text{ м}$

$[f] = 1/250 \times 6,0 \text{ м} = 24 \text{ мм}$

$\gamma_c = 1$

$W_y = 2034,98 \text{ см}^3$

$I_y = 55962 \text{ см}^4.$

Сталь марки С235;

Пролет балки;

Предельный прогиб;

Коэффициент условий работы;

Принятый двутавр №55 по ГОСТ 8239-89;

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С235

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 4

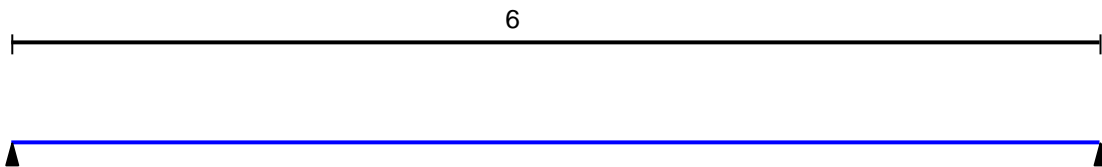
Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1

Коэффициент условий работы 1



Конструктивное решение:

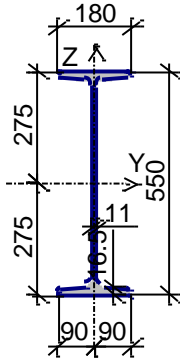


Закрепления от поперечных смещений и поворотов:

	Слева	Справа
Смещение вдоль Y	Закреплено	Закреплено
Смещение вдоль Z	Закреплено	Закреплено
Поворот вокруг Y		
Поворот вокруг Z		

Закрепления из плоскости изгиба n=6

Сечение:



Профиль: Двутавр с уклоном полок по ГОСТ 8239-89 55

Ручной расчет:

1. Расчетный изгибающий момент, действующий в пролете балки:

$$M_{\max} = \frac{q_{\Sigma} l^2}{8} = \frac{(4,9 + 108) \cdot 6,0^2}{8} = 508,05 \text{ кНм.}$$

2. Необходимый момент сопротивления балки в предположении упругих деформаций стали:

$$W_{\text{нес}} = \frac{M_{\max}}{R_y} = \frac{508,05 \cdot 100}{23} = 2208,913 \text{ см}^3.$$

3. Максимальный прогиб, возникающий в середине пролета балки:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{94,67 \cdot 6,0^4}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot 55962 \cdot 10^{-8}} = 13,858 \text{ мм.}$$

4. Условная предельная гибкость сжатого пояса балки:

$$\bar{\lambda}_{ub} = 0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_f} = 0,35 + 0,0032 \frac{180}{16,5} + \left(0,76 - 0,02 \frac{180}{16,5} \right) \frac{180}{533,5} = 0,5677$$

5. Условная фактическая гибкость сжатого пояса балки:

$$\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1000}{180} \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,1856 < \bar{\lambda}_{ub} = 0,5677 \text{ – проверка устойчивости не}$$

требуется.

Сравнение решений:

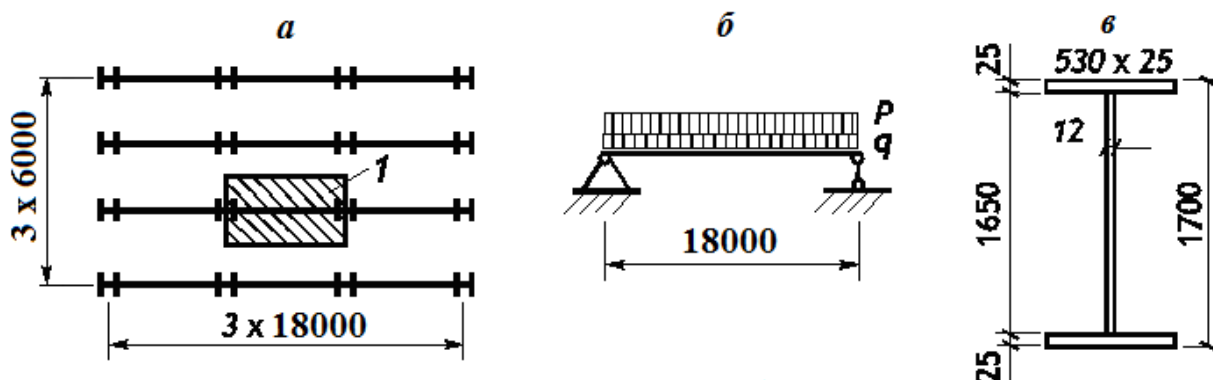
Фактор	Прочность при действии поперечной силы	Прочность при действии изгибающего момента	Устойчивость плоской формы изгиба при действии момента	Максимальный прогиб
Ручной счет	–	2208,913/2034,98 =1,085	–	13,858/24 = 0,577
КРИСТАЛЛ	0,488	1,085	1,085	13,856/24 = 0,577
Отклонение от ручного счета, %	0,0	0,0	0,0	0,0
Источник	–	0,99	–	0,58

Комментарии:

1. Проверка касательных напряжений при ручном счете не выполнялась из-за отсутствия ослаблений и относительно большой толщины стенок балки.
2. Проверка прочности при действии изгибающего момента в источнике выполнялась с учетом развития ограниченных пластических деформаций.
3. Проверка прочности балки с учетом развития ограниченных пластических деформаций не выполнялась, поскольку согласно норм такой расчет возможен только при соответствующем оребрении стенки балки. В исходных данных примера для второстепенной балки подбиралась прокатная балка без промежуточных ребер жесткости.

Расчет прочности и жесткости главных балок балочных клеток

Цель: Проверка режима расчета и подбора балок



a – план перекрытия; *б* – расчетная схема главной балки; *в* – сечение балки;
1 – грузовая площадь

Задача: Подобрать сварной двутавровый профиль для главных балок пролетом 18,0 м в балочной клетке нормального типа. Верхний пояс главных балок раскреплен по длине балками настила, расположенными с шагом 1 м.

Ссылки: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. Проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др.]; под. Ред. Ю. И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М. : Издательский центр «Академия», 2011. С 192.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

3.4.sav; отчет — Kristall3.4.doc

Исходные данные:

$$a = 6 \text{ м}$$

$$g_1 = 1,16 \text{ кН/м}^2$$

$$p = 20 \text{ кН/м}^2$$

$$q_n = 127,099 \text{ кН/м}$$

$$q_1 = 1,05 \cdot 1,16 \text{ кН/м}^2 \cdot 6 \text{ м} \cdot 1,02 = 7,454 \text{ кН/м}$$

$$q_2 = 1,2 \cdot 20 \text{ кН/м}^2 \cdot 6 \text{ м} = 144,0 \text{ кН/м}$$

$$l = 18 \text{ м}$$

$$R_y = 23 \text{ кН/см}^2$$

$$R_s = 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2$$

$$[f] = l/400 = 45 \text{ мм}$$

$$b_p \times t_p = 530 \times 20 \text{ мм}$$

$$k_p = 6 \text{ мм}$$

$$\gamma_c = 1$$

$$W_y = 27153,85 \text{ см}^3$$

Шаг главных балок;

Масса настила и балок настила;

Временная (полезная) нагрузка;

Суммарная нормативная нагрузка на балку;

Расчетная постоянная нагрузка;

(коэффициент 1,02 учитывает собственный вес

главной балки);

Расчетная полезная нагрузка;

Пролет главной балки;

Сталь марки С255 при толщине $t > 20$ мм;

Предельный прогиб;

Сечение опорного ребра;

Катет углового шва в сварном соединении

опорного ребра с балкой;

Коэффициент условий работы;

Геометрические характеристики для сварного

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

$$I_y = 2308077,083 \text{ см}^4$$

двутавра с полками 530×25 мм и стенкой
1650×12 мм;

$$S_y = 15180,625 \text{ см}^3.$$

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С255

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 3

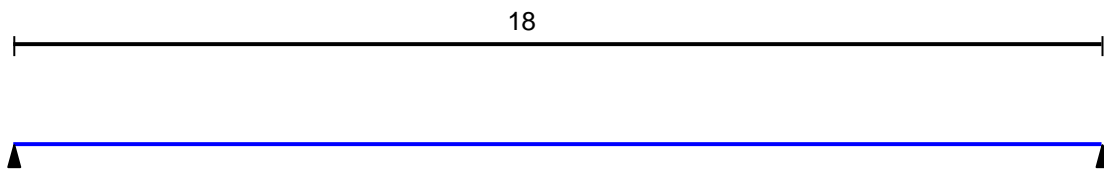
Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1

Коэффициент условий работы 1



Конструктивное решение:



Закрепления от поперечных смещений и поворотов:

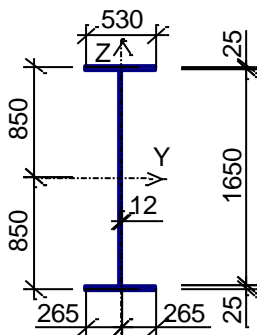
	Слева	Справа
Смещение вдоль Y	Закреплено	Закреплено
Смещение вдоль Z	Закреплено	Закреплено
Поворот вокруг Y		
Поворот вокруг Z		

Закрепления из плоскости изгиба $n=17$

Катет поясных швов 8 мм

Катет швов опорного ребра 6 мм

Сечение:



Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Максимальный изгибающий момент и поперечная сила, действующие в расчетных сечениях балки:

$$M_{\max} = \frac{q_{\Sigma} l^2}{8} = \frac{(7,454 + 144) \cdot 18,0^2}{8} = 6133,887 \text{ кНм.}$$

$$Q_{\max} = \frac{q_{\Sigma} l}{2} = \frac{(7,454 + 144) \cdot 18,0}{2} = 1363,086 \text{ кН.}$$

2. Необходимый момент сопротивления балки:

$$W_{\text{нес}} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{6133,887 \cdot 100}{23} = 26669,074 \text{ см}^3.$$

3. Максимальные касательные напряжения, возникающие в опорном сечении балки:

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} S_y}{I_y t_w} = \frac{1363,086 \cdot 15180,625}{2308077,083 \cdot 1,2} = 7,471 \text{ кН/см}^2.$$

4. Максимальный прогиб, возникающий в середине пролета балки:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\Sigma} l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{127,099 \cdot 18,0^4}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot 2308077,083 \cdot 10^{-8}} = 36,539 \text{ мм.}$$

5. Условная предельная гибкость сжатого пояса балки:

$$\bar{\lambda}_{ub} = 0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_f} = 0,35 + 0,0032 \frac{530}{25} + \left(0,76 - 0,02 \frac{530}{25} \right) \frac{530}{1675} = 0,524$$

6. Условная фактическая гибкость сжатого пояса балки:

$$\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1000}{530} \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,063 < \bar{\lambda}_{ub} = 0,524 \text{ – проверка устойчивости не требуется.}$$

7. Условная гибкость свеса сжатой полки балки:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{b_f - t_w}{2t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{530 - 12}{2 \cdot 25} \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,346 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,5.$$

8. Прочность опорного ребра при смятии его торцевой поверхности ($R_{um} = 370$ МПа,

$$R_p = \frac{370}{1,025} = 360,98 \text{ МПа (см. табл. 1*):}$$

$$N_p = A_p R_p = 53,0 \cdot 2 \cdot 360,98 = 3826,388 \text{ кН.}$$

9. Условная площадь, момент инерции и гибкость опорного ребра при расчете его устойчивости:

$$A_{red} = b_p t_p + 0,65 t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 53,0 \cdot 2,0 + 0,65 \cdot 1,2^2 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 134,012 \text{ см}^2;$$

$$I_p = \frac{1}{12} \left(t_p b_p^3 + 0,65 t_w^4 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \right) = \frac{1}{12} \left(2,0 \cdot 53,0^3 + 0,65 \cdot 1,2^4 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} \right) = 24816,1948 \text{ см}^4.$$

$$\lambda_p = l_{ef} \sqrt{\frac{A_{red}}{I_p}} = (165 + 2,5) \cdot \sqrt{\frac{134,012}{24816,1948}} = 12,309 ;$$

$$\bar{\lambda}_p = \lambda_p \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 12,309 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,411.$$

10. Коэффициент продольного изгиба опорного ребра балки:

$$\varphi = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}_p \sqrt{\bar{\lambda}_p} = 1 - \left(0,073 - 5,53 \cdot \frac{230}{2,06 \cdot 10^5} \right) 0,411 \sqrt{0,411} = 0,9824.$$

11. Несущая способность опорного ребра из условия обеспечения его устойчивости:

$$N_{p,b} = \varphi A_{red} R_y = 0,9824 \cdot 134,012 \cdot 23,0 = 3028,028 \text{ кН.}$$

12. Несущая способность угловых швов, крепящих опорное ребро к стенке балки:

$$N_f = 2\beta_f k_f l_f R_{wf} \gamma_{wf} = 2\beta_f k_f (85\beta_f k_f) R_{wf} \gamma_{wf} = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot (85 \cdot 0,7 \cdot 0,6) \cdot 18,0 \cdot 1,0 = 539,784 \text{ кН.}$$

13. Погонная несущая способность угловых швов, крепящих полки балки к стенке:

$$N_f = 2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18,0 \cdot 1,0 = 20,16 \text{ кН/см.}$$

14. Погонное сдвиговое усилие, действующее на угловые швы, крепящие полки балки к стенке:

$$T = \frac{Q_{max} S_{yf}}{I_y} = \frac{1363,086 \cdot 53,0 \cdot 2,5 \cdot 83,75}{2308077,083} = 6,5535 \text{ кН/см.}$$

Сравнение решений:

Фактор	Источник	Ручной счет	КРИСТАЛЛ	Отклонение, %
Устойчивость опорного ребра	–	1363,086/3028,028 = 0,450	0,45	0,0
Смятие опорного ребра	–	1363,086/3826,388 = 0,356	0,357	0,0
Прочность поясного шва	–	6,5535/20,16 = 0,325	0,315	1,23%
Прочность шва опорного ребра	–	1363,086/539,784 = 2,525	2,525	0,0
Прочность при действии поперечной силы	0,617	7,471/13,34 = 0,56	0,56	0,0
Прочность при действии изгибающего момента	1,0	26669,074/ 27153,85 = 0,982	0,982	0,0
Устойчивость плоской формы изгиба при действии момента	–	–	0,982	0,0
Местная устойчивость стенки	–	–	0,6	0,0
Местная устойчивость поясного свеса	0,71	0,346/0,5 = 0,692	0,692	0,0
Максимальный прогиб	–	36,539/45 = 0,812	0,812	0,0

Комментарии:

1. Проверка касательных напряжений в источнике производилась по приближенной формуле.
2. Проверка местной устойчивости поясного свеса в источнике выполнена неверно.

ЭЛЕМЕНТ ФЕРМЫ

Расчет верхнего пояса фермы из неравнополочных уголков

Цель: Проверка режима расчета элементов фермы

Задача: Проверить сечение верхнего пояса фермы из двух неравнополочных уголков L160x100x9. Длина панели фермы 2,58 м. Верхний пояс фермы раскреплен из плоскости через панель.

Источник: Металлические конструкции : учебник для студ. Учреждений высш. проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева и др.] ; под. Ред. Ю. И. Кудишина. - 13-е изд., испр. - М. : Издательский центр "Академия", 2011. С 280.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

7.1.sav; отчет — Kristall-7.1.doc

Исходные данные:

$N = 535$ кН

$R_y = 24$ кН/см²

$\gamma_c = 0,95$

$g = 12$ мм

$l_x = 2,58$ м, $l_y = 5,16$ м

$i_x = 2,851$ см, $A = 45,74$ см²

$i_y = 7,745$ см

160x100x9.

Расчетное сжимающее усилие;

Сталь марки С245;

Коэффициент условий работы;

Толщина фасонки;

Расчетные длины стержня;

Геометрические характеристики

сечения верхнего пояса из двух уголков

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С245

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 3

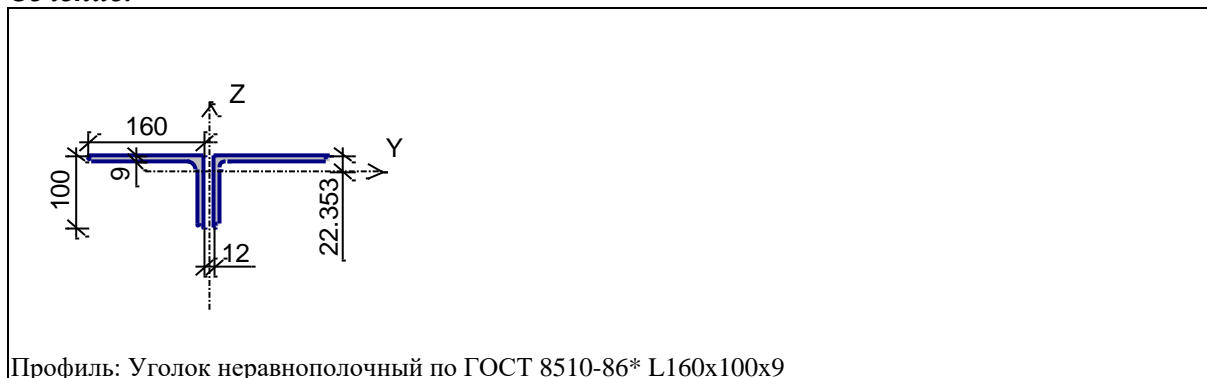
Коэффициент надежности по ответственности 1

Тип элемента - Элемент пояса

Длина панели 2.58 м

Расстояние между точками раскрепления из плоскости - 5.16 м

Сечение:



Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Проверка прочности

$$\frac{N}{A} = \frac{535}{45,74} = 11,69655 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

2. Гибкости элемента фермы:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{2,58 \cdot 100}{2,851} = 90,49456;$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{5,16 \cdot 100}{7,745} = 66,6236.$$

3. Условные гибкости элемента фермы:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{2,58 \cdot 100}{2,851} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,0888;$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{5,16 \cdot 100}{7,745} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,274.$$

4. Коэффициенты продольного изгиба:

$$\begin{aligned} \varphi_x &= 1,47 - 13,0 \frac{R_y}{E} - \left(0,371 - 27,3 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}_x + \left(0,0275 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}_x^2 = \\ &= 1,47 - \frac{13,0 \cdot 240}{2,06 \cdot 10^5} - \left(0,371 - \frac{27,3 \cdot 240}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 3,0888 + \left(0,0275 - \frac{5,53 \cdot 240}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 3,0888^2 = 0,60805 \end{aligned}$$

$$\varphi_y = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}_y \sqrt{\bar{\lambda}_y} = 1 - \left(0,073 - \frac{5,53 \cdot 240}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 2,274 \sqrt{2,274} = 0,77176.$$

5. Несущая способность элемента фермы из условия обеспечения общей устойчивости при центральном сжатии:

$$N_{b,x} = \varphi_x A R_y \gamma_c = 0,60805 \cdot 45,74 \cdot 24 \cdot 0,95 = 634,118 \text{ кН};$$

$$N_{b,y} = \varphi_y A R_y \gamma_c = 0,77176 \cdot 45,74 \cdot 24 \cdot 0,95 = 804,847 \text{ кН}.$$

6. Предельная гибкость элемента фермы:

$$[\lambda]_x = 180 - 60 \alpha_x = 180 - 60 \cdot \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = 180 - 60 \cdot \frac{535}{634,118} = 129,3785;$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60 \alpha_y = 180 - 60 \cdot \frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = 180 - 60 \cdot \frac{535}{804,847} = 140,1166.$$

Сравнение решений:

Фактор	Источник	Ручной расчет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
Прочность элемента	535/45,8/22,8= 0,512	11,6966/22,8 = 0,513	0,513	0,0
Устойчивость элемента в плоскости фермы	21,4/22,8=0,938	535/634,118 = 0,844	0,844	0,0
Устойчивость элемента из плоскости фермы	не определено	535/804,847 = 0,665	0,665	0,0

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Фактор	Источник	Ручной расчет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
Гибкость элемента	не определено	$90,4946/129,3785 = 0,7$ $66,6236/140,1166 = 0,4755$	0,7	0,0

Комментарии:

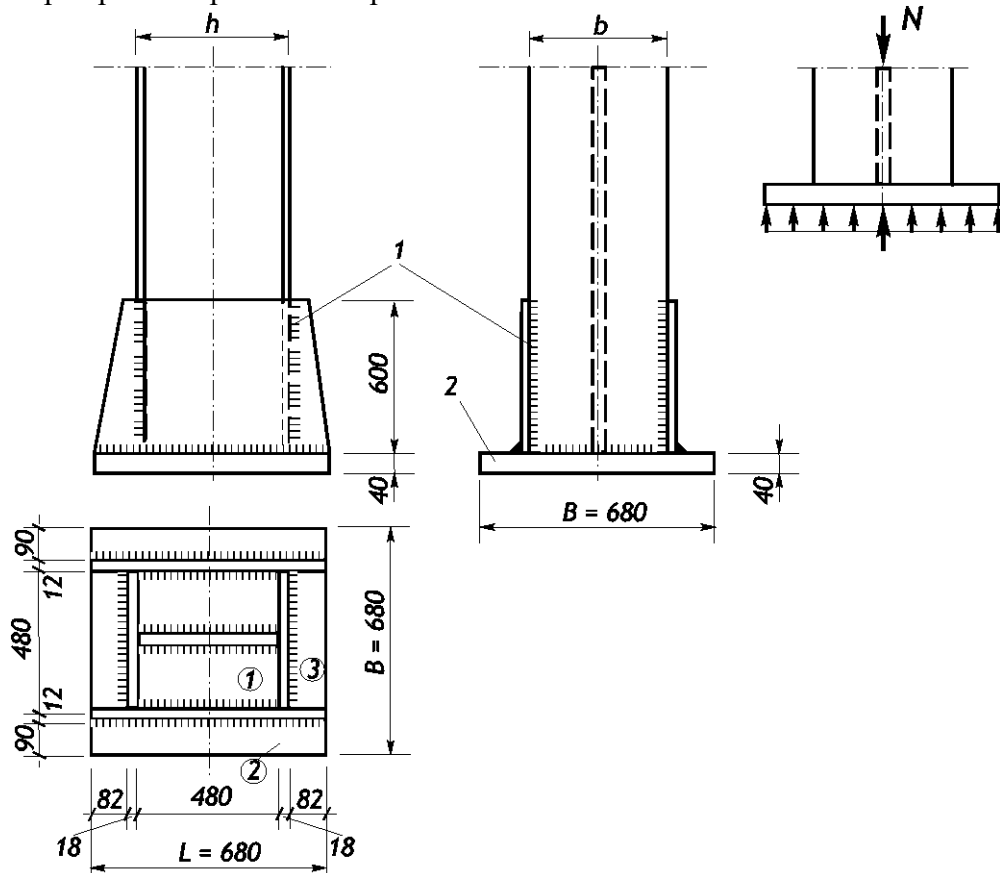
1. В источнике коэффициент продольного изгиба для условной гибкости стержня 3,09 принят ошибочно равным 0,546 вместо 0,6081, что и вызвало различия в результатах расчета устойчивости.

2. При проверке гибкости элемента фермы значение фактора принято как большее, вычисленное для гибкостей элемента в двух главных плоскостях инерции сечения.

ОПОРНЫЕ ПЛИТЫ

Расчет базы сплошнотенчатой колонны двутаврового сечения

Цель: Проверка режима расчета опорных плит



Расчетные схемы базы колонны (цифрами в кружках обозначены номера расчетных участков опорной плиты: 1 – траверса; 2 – плита базы)

Задача: Проверить несущую способность опорной плиты для расчетного участка №1.

Источник: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. Проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др.]; под. Ред. Ю. И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М. : Издательский центр «Академия», 2011. С 259.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

6.1.sav; отчет — Kristall-6.1.doc

Исходные данные:

$\sigma_f = 1,19 \text{ кН/см}^2 = 11,9 \text{ МПа}$

Напряжение под опорной плитой

$R_y = 30 \text{ кН/см}^2$

Сталь марки С345

$b/a = 480 \text{ мм} / 234 \text{ мм}$

Размеры расчетного участка опорной плиты

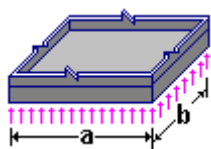
Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С345 категория 1

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 3

Коэффициент надежности по ответственности 1

Коэффициент условий работы 1,15



$$a = 0.48 \text{ м}$$

$$b = 0.234 \text{ м}$$

Толщина плиты = 4 см

Нагрузка 11.9 Н/мм²

Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Расчетный изгибающий момент, действующий на расчетном участке опорной плиты:

$$M = \alpha \sigma_y a^2 = 0,125 \cdot 1,19 \cdot 23,4^2 = 81,45 \text{ кН/см.}$$

2. Проверка прочности опорной плиты при изгибе ($\gamma_c = 1,15$ – согласно табл. 6*

СНиП II-23-81*):

$$\frac{6M}{t_p^2} = \frac{6 \cdot 81,45}{4^2} = 30,5436 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 30 \cdot 1,15 = 34,5 \text{ кН/см}^2.$$

Сравнение решений:

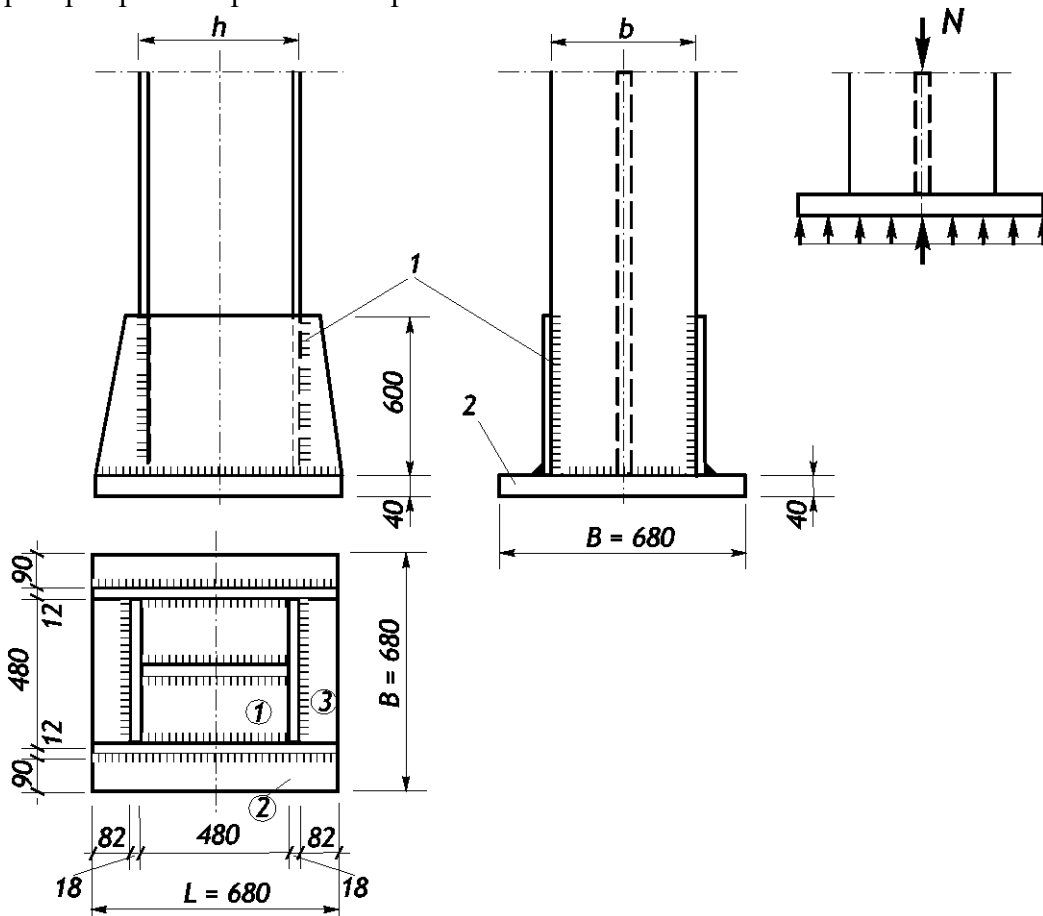
Фактор	Источник	Ручной расчет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
по прочности плиты на изгиб	4/4=1	30,5436/34,5 = 0,885	0,885	0,0

Комментарии:

В источнике не учтен коэффициент условий работы опорной плиты согласно табл. 6* СНиП II-23-81*.

Расчет базы сплошнотенчатой колонны двутаврового сечения

Цель: Проверка режима расчета опорных плит



Расчетные схемы базы колонны (цифрами в кружках обозначены номера расчетных участков опорной плиты: 1 – траверса; 2 – плита базы)

Задача: Проверить несущую способность опорной плиты для расчетного участка №2.

Источник: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. Проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева и др.] ; под. Ред. Ю. И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М. : Издательский центр «Академия», 2011. С 259.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

6.2.sav; отчет — Kristall-6.2.doc

Исходные данные:

$\sigma_f = 1,19 \text{ кН/см}^2 = 11,9 \text{ МПа}$

Напряжение под опорной плитой

$R_y = 30 \text{ кН/см}^2$

Сталь марки С345

$b/a = 90 \text{ мм} / 680 \text{ мм}$

Размеры расчетного участка опорной плиты

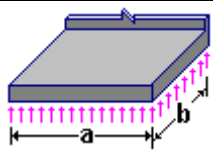
Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С345 категория 2

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 3

Коэффициент надежности по ответственности 1

Коэффициент условий работы 1,15

	<p>a = 0.68 м b = 0.09 м Толщина плиты = 4 см Нагрузка 11.9 Н/мм²</p>
---	---

Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Расчетный изгибающий момент, действующий на расчетном участке опорной плиты:

$$M = 0,5\sigma_f c^2 = 0,5 \cdot 1,19 \cdot 9,0^2 = 48,195 \text{ кН/см.}$$

2. Проверка прочности опорной плиты при изгибе ($\gamma_c = 1,15$ – согласно табл. 6* СНиП II-23-81*):

$$\frac{6M}{t_p^2} = \frac{6 \cdot 48,195}{4^2} = 18,073125 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 30 \cdot 1,15 = 34,5 \text{ кН/см}^2.$$

Сравнение решений:

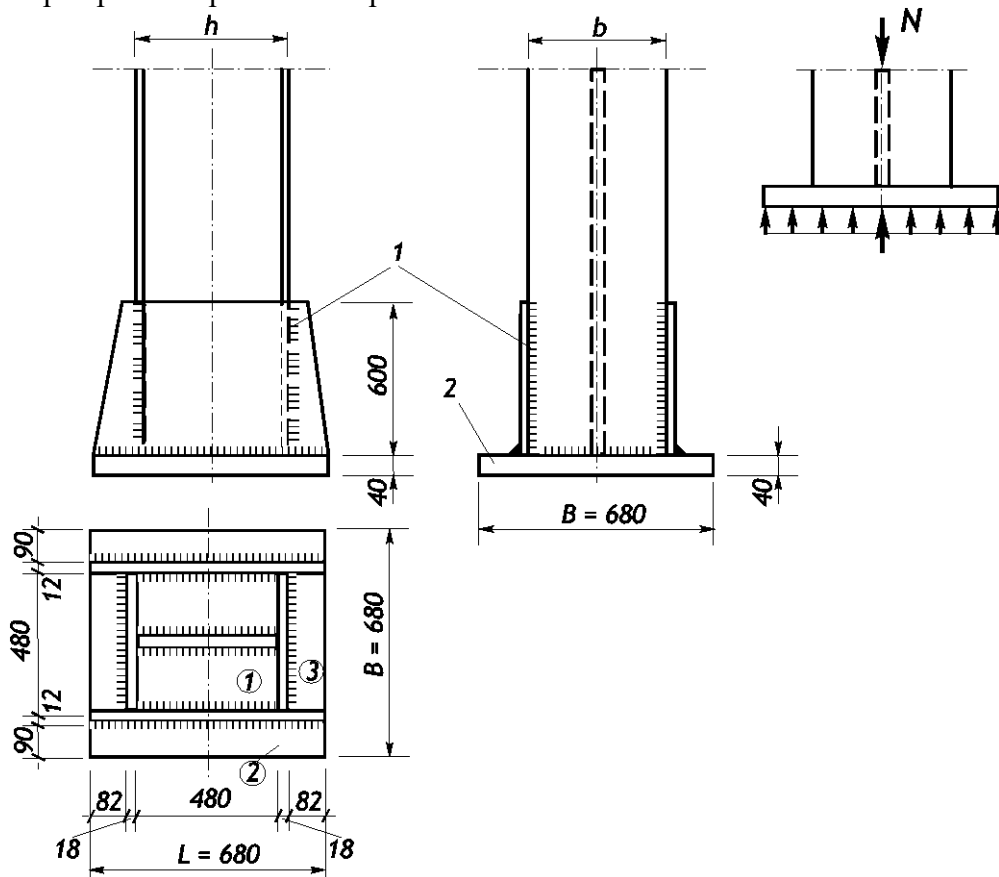
Фактор	Источник	Ручной расчет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
по прочности плиты на изгиб	48,2/81,45=0,592	18,073/34,5 = 0,524	0,524	0,0

Комментарии:

В источнике не учтен коэффициент условий работы опорной плиты согласно табл. 6* СНиП II-23-81*.

Расчет базы сплошнотенчатой колонны двутаврового сечения

Цель: Проверка режима расчета опорных плит



Расчетные схемы базы колонны (цифрами в кружках обозначены номера расчетных участков опорной плиты: 1 – траверса; 2 – плита базы)

Задача: Проверить несущую способность опорной плиты для расчетного участка №3.

Источник: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. Проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др.]; под. Ред. Ю. И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М. : Издательский центр «Академия», 2011. С 259.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

6.3.sav; отчет — Kristall-6.3.doc

Исходные данные:

$\sigma_f = 1,19 \text{ кН/см}^2 = 11,9 \text{ МПа}$

Напряжение под опорной плитой

$R_y = 30 \text{ кН/см}^2$

Сталь марки С345

$b/a = 480 \text{ мм} / 82 \text{ мм}$

Размеры расчетного участка опорной плиты

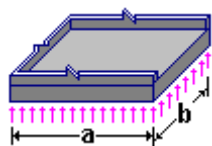
Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С345 категория 1

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 3

Коэффициент надежности по ответственности 1

Коэффициент условий работы 1,15



$a = 0.082 \text{ м}$
 $b = 0.48 \text{ м}$
 Толщина плиты = 4 см
 Нагрузка 11.9 Н/мм^2

Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Расчетный изгибающий момент, действующий на расчетном участке опорной плиты:

$$M = 0,5\sigma_f c^2 = 0,5 \cdot 1,19 \cdot 8,2^2 = 40,0078 \text{ кН/см.}$$

2. Проверка прочности опорной плиты при изгибе ($\gamma_c = 1,15$ – согласно табл. 6* СНиП II-23-81*):

$$\frac{6M}{t_p^2} = \frac{6 \cdot 40,0078}{4^2} = 15,002925 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 30 \cdot 1,15 = 34,5 \text{ кН/см}^2.$$

Сравнение решений:

Фактор	Источник	Ручной расчет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
по прочности плиты на изгиб	40/81,45=0,491	15,0029/34,5 = 0,43487	0,435	0,0

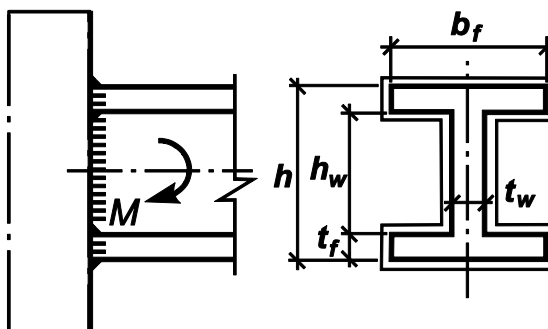
Комментарии:

В источнике не учтен коэффициент условий работы опорной плиты согласно табл. 6* СНиП II-23-81*.

СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Расчет сварного соединения с угловыми швами на действие изгибающего момента

Цель: Проверка режима расчета сварных соединений



$$b_f=18 \text{ см}; t_f=0,8 \text{ см}; t_w=0,6 \text{ см}; h_w=24 \text{ см}; h=25,6 \text{ см};$$

Задача: Выполнить проверку сварного соединения на угловых швах на действие изгибающего момента

Ссылки: Пособие к главе СНиП II-23-81. Сварные соединения. 1984. С. 28-29.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

1.1.sav; отчет — Kristall1.1.doc

Исходные данные:

$M = 75$ кНм

Изгибающий момент

$R_{yn} = 345$ МПа, $R_{un} = 490$ МПа

Сталь 15ХСНД

$R_{wf} = 215$ МПа, $\beta_f = 0,9$

Сварка полуавтоматом в углекислом газе проволокой диаметром 2 мм марки Св-08Г2С в нижнем положении

$\gamma_{wf} = \gamma_c = 1$

Коэффициенты условий работы

Параметры КРИСТАЛЛ:

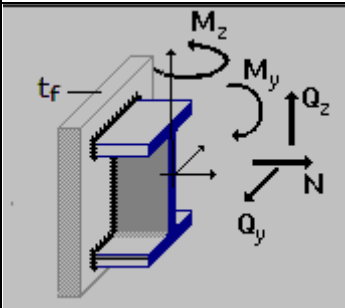
Сталь: С345 категория 3

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81*	1

<i>Свойства материалов сварки:</i>	
Нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению, R_{wun}	49949,032 Т/м ²
Расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, R_{wf}	21916,412 Т/м ²

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

<i>Свойства материалов сварки:</i>	
Вид сварки	Автоматическая и полуавтоматическая при диаметре сварной проволоки не менее 1.4-2.0 мм
Положение шва	Нижнее
Климатический район	с температурой $t > -40^{\circ}\text{C}$

<i>Тип:</i>	<i>Параметры:</i>
 <p>Сечение - Полный каталог профилей ГОСТ.. Двутавр широкополочный по ГОСТ 26020-83 26Ш1</p>	$t_f = 6 \text{ мм}$ Катет шва у полки = 4 мм Катет шва у стенки = 4 мм

Усилия:

$N = 0 \text{ Н}$
 $M_y = 75000 \text{ Нм}$
 $Q_z = 0 \text{ Н}$
 $M_z = 0 \text{ Нм}$
 $Q_y = 0 \text{ Н}$

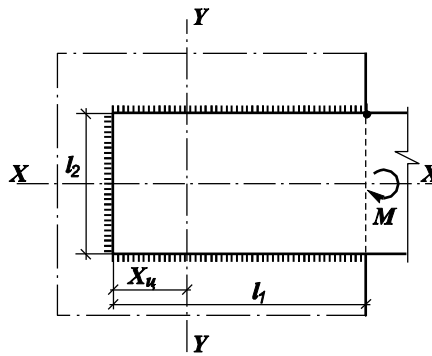
Сравнение решений:

Фактор	Прочность по металлу шва
Источник	$208/215 = 0,967$
КРИСТАЛЛ	0,951
Отклонение, %	1,655

Комментарии:

Отклонения в результатах расчета связано с различиями в исходных данных. В данном режиме программа КРИСТАЛЛ позволяет выбрать сечение двутавра только из сортамента металлопроката. В теоретическом решении задан двутавр с размерами сечений, которые не имеют точного сортаментного аналога. При проверке соединения с помощью программы КРИСТАЛЛ был выбран наиболее близкий двутавр – Двутавр 26Ш1 по ГОСТ 26020-83

Расчет сварного соединения с угловыми швами на действие момента в плоскости расположения швов



$l_1=30 \text{ см}; l_2=20 \text{ см}$

Цель: Проверка режима расчета сварных соединений

Задача: Выполнить проверку сварного соединения на угловых швах. Соединение нагружено изгибающим моментом, действующим в плоскости расположения швов.

Ссылки: Пособие к главе СНиП II-23-81. Сварные соединения. 1984. С. 29 – 30.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

1. при катете $k_f = 10 \text{ мм}$: 1.2-1.sav; отчет — Kristall1.2-1.doc

2. при катете $k_f = 6 \text{ мм}$: 1.2-2.sav; отчет — Kristall1.2-2.doc

Исходные данные:

$M = 55 \text{ кНм}$

Изгибающий момент

$R_{un} = 370 \text{ МПа}$

Сталь ВСт3

$R_{wf} = 200 \text{ МПа}, \beta_f = 0,7$

Сварка покрытыми электродами типа Э46

$\gamma_{wf} = \gamma_c = 1$

Коэффициенты условий работы

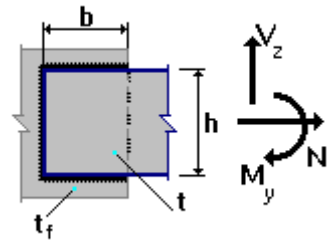
Исходные данные КРИСТАЛЛ при катете 10 мм:

Сталь: С255

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81*	1

Свойства материалов сварки:	
Нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению, R_{wun}	45871,56 Т/м ²
Расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, R_{wf}	20387,36 Т/м ²
Вид сварки	Ручная
Положение шва	Нижнее
Климатический район	с температурой $t > -40^\circ\text{C}$

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

<i>Тип:</i>	<i>Параметры:</i>
	Катет шва = 10 мм $b = 300$ мм $h = 200$ мм $t = 10$ мм $t_f = 10$ мм

Усилия:

$N = 0$ кН

$M_y = 55$ кНм

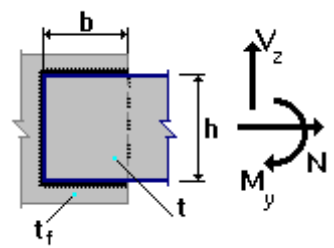
$Q_z = 0$ кН

Исходные данные КРИСТАЛЛ при катете 6 мм:

Сталь: С255

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81*	1

<i>Свойства материалов сварки:</i>	
Нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению, R_{wun}	$45871,56$ Т/м ²
Расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, R_{wf}	$20387,36$ Т/м ²
Вид сварки	Ручная
Положение шва	Нижнее
Климатический район	с температурой $t > -40^\circ\text{C}$

<i>Тип:</i>	<i>Параметры:</i>
	Катет шва = 6 мм $b = 300$ мм $h = 200$ мм $t = 10$ мм $t_f = 10$ мм

Усилия:

$N = 0$ кН

$M_y = 55$ кНм

$Q_z = 0$ кН

Сравнение решений:

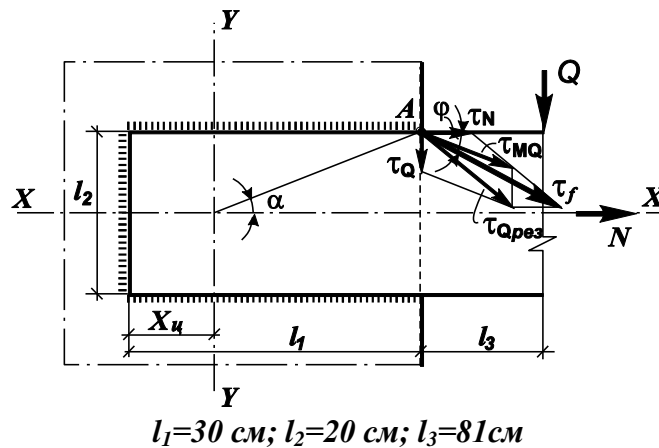
Катет шва, мм	10	6
Проверка	по металлу шва	по металлу шва
Источник	$117/200 = 0,58$	$199/200 = 0,995$
КРИСТАЛЛ	0,555	0,937
Отклонение, %	4,31	5,8

Комментарии:

Разница результатов объясняется неточностями, допущенными авторами примера при построении расчетного сечения шва.

Расчет сварного соединения с угловыми швами при одновременном действии продольной и поперечной сил

Цель: Проверка режима расчета сварных соединений



Задача: Выполнить проверку сварного соединения на угловых швах. Соединение нагружено продольной и поперечной силами.

Ссылки: Пособие к главе СНиП II-23-81. Сварные соединения. 1984. С. 30 – 33.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

1. при катете $k_f = 10 \text{ мм}$: 1.3-1.sav; отчет — Kristall1.3-1.doc
2. при катете $k_f = 5 \text{ мм}$: 1.3-1.sav; отчет — Kristall1.3-2.doc

Исходные данные:

$N = 100 \text{ кН}$	Продольная сила
$Q = 38 \text{ кН}$	Поперечная сила
$R_{un} = 370 \text{ МПа}$	Сталь ВСт3
$R_{wf} = 200 \text{ МПа}, \beta_f = 0,7$	Сварка покрытыми электродами типа Э46
$\gamma_{wf} = \gamma_c = 1$	Коэффициенты условий работы

Исходные данные КРИСТАЛЛ при катете 10 мм:

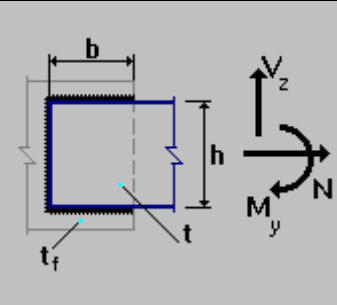
Сталь: С255

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81*	1

Свойства материалов сварки:	
Нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению, R_{wun}	45871.56 Т/м ²
Расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, R_{wf}	20387.36 Т/м ²
Вид сварки	Ручная

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Свойства материалов сварки:	
Положение шва	Нижнее
Климатический район	с температурой $t > -40^{\circ}\text{C}$

Тип:	Параметры:
	Катет шва = 10 мм $b = 300$ мм $h = 200$ мм $t = 10$ мм $t_f = 10$ мм

Усилия:

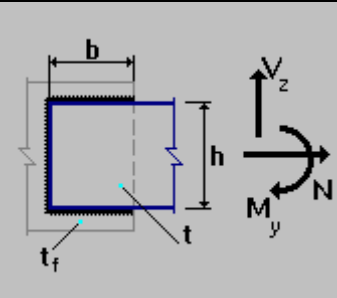
$N = 100$ кН
 $M_y = 30.78$ кНм
 $Q_z = -38$ кН

Исходные данные КРИСТАЛЛ при катете 5 мм:

Сталь: С255

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81*	1

Свойства материалов сварки:	
Нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению, R_{wun}	45871.56 Т/м ²
Расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, R_{wf}	20387.36 Т/м ²
Вид сварки	Ручная
Положение шва	Нижнее
Климатический район	с температурой $t > -40^{\circ}\text{C}$

Тип:	Параметры:
	Катет шва = 5 мм $b = 300$ мм $h = 200$ мм $t = 10$ мм $t_f = 10$ мм

Усилия:

$N = 100$ кН
 $M_y = 30.78$ кНм

$$Q_z = -38 \text{ кН}$$

Сравнение решений:

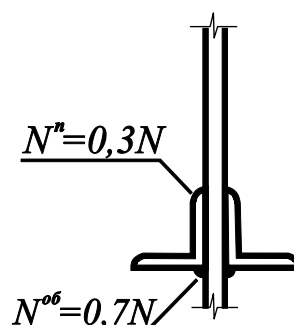
Катет шва, мм	10	5
Проверка	по металлу шва	по металлу шва
Источник	$96,2/200 = 0,48$	$198/200 = 0,99$
КРИСТАЛЛ	0,461	0,941
Отклонение, %	3,95	4,9

Комментарии:

Разница результатов объясняется неточностями, допущенными авторами примера при построении расчетного сечения шва. Необходимо также отметить, что в задаче сила Q передается через консоль в 81 см, поэтому в КРИСТАЛЛ дополнительно задается момент $M = 38 \text{ кН} * 0,81 \text{ м} = 30,78 \text{ кНм}$.

Расчет крепления растянутого стержня из двух уголков к фасонке

Цель: Проверка режима расчета сварных соединений.



Задача: Проверить крепление к фасонке растянутого стального стержня, состоящего из двух равнополочных уголков.

Ссылки: Н. С. Москалев, Я. А. Пронозин. Металлические конструкции. Учебник / М.: Издательство АСВ, 2010. С. 83 – 84.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Исходные данные:

$R_{un} = 490$ МПа	Сталь С345
Сечение	Уголок 80x7 мм
$t = 12$ мм	Толщина фасонки
$R_{wf} = 215$ МПа	Сварка полуавтоматическая в углекислом газе проволокой Св-08Г2С
$N = 700$ кН	Продольная сила
$k_{f1} = 6$ мм	Катет шва по обушку
$k_{f2} = 6$ мм	Катет шва по перу
$l_{w1} = 22$ см	длина шва по обушку
$l_{w2} = 10$ см	длина шва по перу

Имя файла с исходными данными:

1.4.sav; отчет — Kristall1.4.doc

Исходные данные КРИСТАЛЛ:

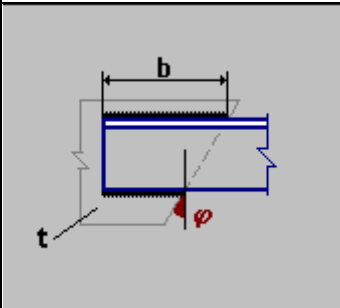
Сталь: С345 категория 1

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81*	1

Свойства материалов сварки:	
Нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению, R_{wun}	490 Н/мм ²
Расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, R_{wf}	215 Н/мм ²

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

<i>Свойства материалов сварки:</i>	
Вид сварки	Автоматическая и полуавтоматическая при диаметре сварной проволоки не менее 1.4-2.0 мм
Положение шва	Нижнее
Климатический район	с температурой $t > -40^{\circ}\text{C}$

<i>Тип:</i>	<i>Параметры:</i>
 <p>Сечение - Полный каталог профилей ГОСТ.. Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L80x7</p>	<p>Катет шва по обушку = 6 мм Катет шва по перу = 6 мм $b = 220$ мм $\varphi = 56.31$ град $t = 12$ мм</p>

Усилия:

$N = 700$ кН

Проверено по СНиП	Проверка	Коэффициент использования
п.11.2 формула (120)	по металлу шва	1.036
п.11.2 формула (121)	по металлу границы сплавления	0.902

Сравнение решений

Проверка	по металлу шва
Источник	9,04 см / 9 см = 1,0044 21,1 см / 21 см = 1,0048
КРИСТАЛЛ	1,036
Отклонение, %	3,01
Уточненный ручной счет (см. комментарии)	$0,72125 \times 9,04 \text{ см} / 0,7 \times 9 \text{ см} = 1,035$ $0,72125 \times 21,1 \text{ см} / 0,7 \times 21 \text{ см} = 1,035$
Отклонение, %	0,1

Комментарии:

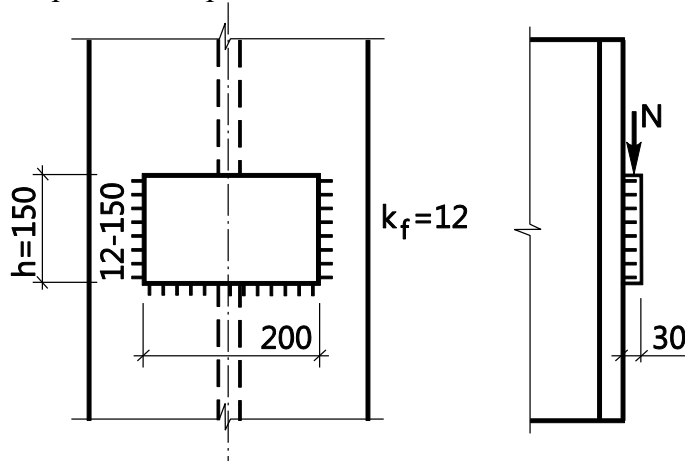
В верификационном примере не точно задано распределение внешнего продольного усилия между сварными швами по перу и по обушку уголка, а именно: продольное усилие в сварном шве по обушку задано в размере 70% от внешнего продольного усилия, а по перу – в размере 30%. Точное значение продольного усилия, действующего в сварных швах по обушку, вычисляется как:

$$(b_{\text{уголка}} - y_0) / b_{\text{уголка}} \times N = 0,72125 \times N,$$

где $b_{\text{уголка}}$ – ширина полки уголка, y_0 – длина перпендикуляра, опущенного из центра масс уголка до соответствующей внешней грани полки.

Расчет сварного соединения опорного столика с полкой колонны

Цель: Проверка режима расчета сварных соединений.



Задача: Выполнить проверку сварного соединения на угловых швах опорного столика с полкой колонны.

Ссылки: Н. С. Москалев, Я. А. Пронозин. Металлические конструкции. Учебник / М.: Издательство АСВ, 2010. С. 85.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Исходные данные:

$N = 1000$ кН	Усилие
$R_{un} = 370$ МПа	Сталь С245
$R_{wf} = 215$ МПа	Сварка полуавтоматическая в углекислом газе проволокой Св-08Г2С
$b = 200$ мм	ширина столика (лобовой шов)
$k_f = 12$ мм	Катет шва
$h = 150$ мм	высота столика (фланговые швы)

Имя файла с исходными данными:

1.5.sav; отчет — Kristall1.5.doc

Исходные данные КРИСТАЛЛ:

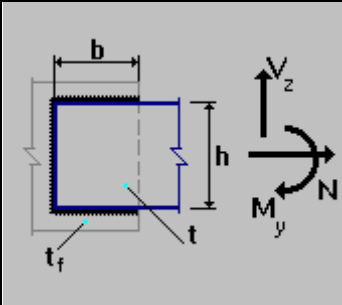
Сталь: С245

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81*	1

Свойства материалов сварки:	
Нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению, R_{wun}	490 Н/мм ²
Расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, R_{wf}	215 Н/мм ²
Вид сварки	Автоматическая и

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

<i>Свойства материалов сварки:</i>	
	полуавтоматическая при диаметре сварной проволоки не менее 1.4-2.0 мм
Положение шва	Нижнее
Климатический район	с температурой $t > -40^{\circ}\text{C}$

<i>Тип:</i>	<i>Параметры:</i>
 <p>Сечение - Полный каталог профилей ГОСТ. Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L80x7</p>	Катет шва = 12 мм $b = 150$ мм $h = 200$ мм $t = 30$ мм $t_f = 30$ мм

Усилия:

$N = 1000$ кН

$M_y = 0$ кНм

$Q_z = 0$ кН

Проверено по СНИП	Проверка	Коэффициент использования
п.11.2 формула (120)	по металлу шва	1.042
п.11.2 формула (121)	по металлу границы сплавления	1.001

Сравнение решений:

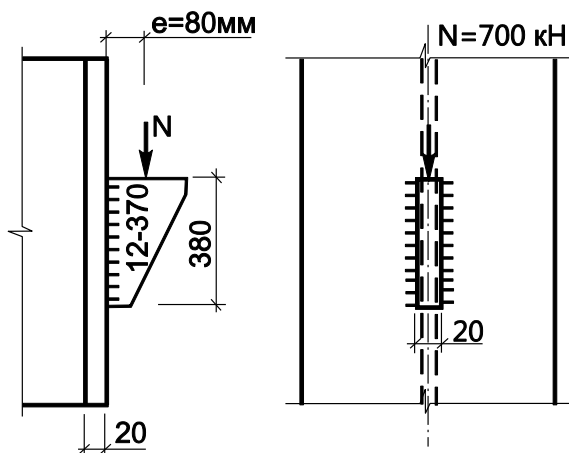
Проверка	по металлу шва
Теория	48 см / 47.64 см = 1,0076
КРИСТАЛЛ	1,042
Отклонение, %	3,3

Комментарии

Различие объясняется тем, что в книге принято значение расчетного сопротивления $R_{wf} = 215$ МПа, в то время как в программе КРИСТАЛЛ принимается значение $R_{wf} = 200$ МПа в полном соответствии с табл. 55* и 56 СНИП II-23-81*.

Расчет крепления опорного столика к полке колонны на действие силы, приложенной с эксцентриситетом

Цель: Проверка режима расчета сварных соединений



Задача: Выполнить проверку крепления опорного столика к полке колонны на действие силы, приложенной с эксцентриситетом. Крепление столика выполнено при помощи сварных угловых швов.

Ссылки: Н. С. Москалев, Я. А. Пронозин. Металлические конструкции. Учебник / М.: Издательство АСВ, 2010. С. 86-87.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Исходные данные:

$N = 700$ кН	Усилие
$e = 80$ мм	Эксцентриситет
$R_{un} = 370$ МПа	Сталь С245
$R_{wf} = 185$ МПа	Сварка ручная электродами Э42
$h = 380$ мм	высота столика
$k_f = 12$ мм	Катет шва
$t = 20$ мм	толщина элементов

Имя файла с исходными данными:

1.6.sav; отчет — Kristall1.6.doc

Исходные данные КРИСТАЛЛ:

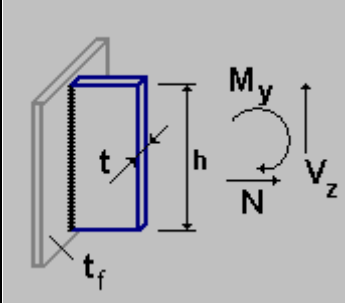
Сталь: С245

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81*	4

Свойства материалов сварки:	
Нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению, R_{wun}	410000 кН/м ²

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

<i>Свойства материалов сварки:</i>	
Расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, R_{wf}	180000 кН/м ²
Вид сварки	Ручная
Положение шва	Нижнее
Климатический район	с температурой $t > -40^{\circ}\text{C}$

<i>Тип:</i>	<i>Параметры:</i>
	Катет шва = 12 мм $h = 380$ мм $t = 20$ мм $t_f = 20$ мм

Усилия:

$N = 0$ Н
 $M_y = 56000$ Нм
 $Q_z = 700000$ Н

Проверено по СНиП	Проверка	Коэффициент использования
п.11.2 формула (120)	по металлу шва	1.025
п.11.2 формула (121)	по металлу границы сплавления	0.775

Сравнение решений:

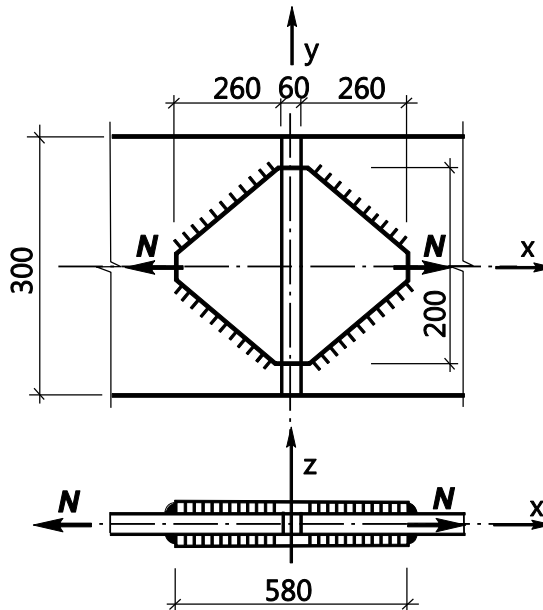
Проверка	по металлу шва
Теория	$18,44 \text{ кН/см}^2 / 18,5 \text{ кН/см}^2 = 0,997$
КРИСТАЛЛ	1,025
Отклонение, %	2,81

Комментарии:

Различие объясняется тем, что в книге принято значение расчетного сопротивления $R_{wf} = 185$ МПа, в то время как в программе КРИСТАЛЛ принимается значение $R_{wf} = 180$ МПа в полном соответствии с СП 16.13330 и ДБН В.2.6-163:2010.

Расчет сварного стыка элементов на накладках

Цель: Проверка режима расчета сварных соединений.



Задача: Выполнить проверку стыка двух растянутых полос, выполненного на накладках при помощи угловых швов.

Ссылки: Н. С. Москалев, Я. А. Пронозин. Металлические конструкции. Учебник / М.: Издательство АСВ, 2010. С. 87-88.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Исходные данные:

300x20 мм	Сечение полосы
250x12 мм	Сечение накладок
$R_{un} = 360$ МПа	Сталь С235
$N = 1380$ кН	Усилие
$R_{wf} = 180$ МПа	Сварка ручная электродами Э42
$k_f = 10$ мм	Катет шва

Имя файла с исходными данными:

1.7.sav; отчет — Kristall1.7.doc

Исходные данные КРИСТАЛЛ:

Сталь: C235

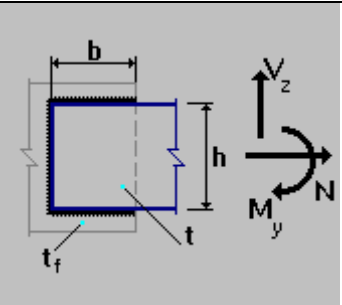
Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81*	4

Свойства материалов сварки:

Нормативное сопротивление металла шва по	410000 кН/м ²
--	--------------------------

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

<i>Свойства материалов сварки:</i>	
временному сопротивлению, R_{wun}	
Расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, R_{wf}	180000 кН/м ²
Вид сварки	Ручная
Положение шва	Нижнее
Климатический район	с температурой $t > -40^{\circ}\text{C}$

<i>Тип:</i>	<i>Параметры:</i>
	Катет шва = 10 мм $b = 260$ мм $h = 60$ мм $t = 12$ мм $t_f = 20$ мм

Усилия:

$N = 1380$ кН

$M_y = 0$ кНм

$Q_z = 0$ кН

Проверено по СНИП	Проверка	Коэффициент использования
п.11.2 формула (120)	по металлу шва	0.944
п.11.2 формула (121)	по металлу границы сплавления	0.734

Сравнение решений:

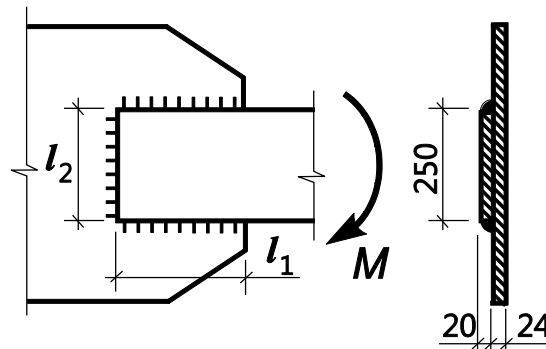
Проверка	по металлу шва
Источник	27,4 см / 28/см = 0,979
КРИСТАЛЛ	0,944
Отклонение, %	3,58

Комментарии:

В примере пластины обрезаны в форме рыбки, теоретическая длина шва по диагонали 290 мм, один катет рыбки имеет размер 260 мм, а второй $290 - 260 = 30$ мм. Поэтому ширина пластины задана в КРИСТАЛЛ равной $2 \cdot 30$ мм = 60 мм для сохранения одинаковой длины швов.

Расчет сварного соединения на действие момента в плоскости угловых швов

Цель: Проверка режима расчета сварных соединений.



Задача: Выполнить проверку сварного соединения на угловых швах. Соединение нагружено изгибающим моментом, действующим в плоскости расположения швов.

Ссылки: Н. С. Москалев, Я. А. Пронозин. Металлические конструкции. Учебник / М.: Издательство АСВ, 2010. С. 88-89.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Исходные данные:

$R_{un} = 370$ МПа	Сталь С245
$M = 51$ кНм	Усилие
$l_1 = 20$ см	Геометрическая длина фланговых швов
$l_2 = 25$ см	Геометрическая длина лобового шва
$R_{wf} = 185$ МПа	Сварка ручная электродами Э46
$k_f = 8$ мм	Катет шва

Имя файла с исходными данными:

1.8.sav; отчет — Kristall1.8.doc

Исходные данные КРИСТАЛЛ:

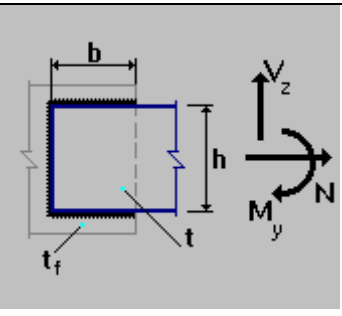
Сталь: С245

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81*	4

Свойства материалов сварки:	
Нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению, R_{wun}	450000 кН/м ²
Расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, R_{wf}	200000 кН/м ²
Вид сварки	Ручная
Положение шва	Нижнее

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

<i>Свойства материалов сварки:</i>	
Климатический район	с температурой $t > -40^{\circ}\text{C}$

<i>Тип:</i>	<i>Параметры:</i>
	Катет шва = 8 мм $b = 200$ мм $h = 250$ мм $t = 20$ мм $t_f = 24$ мм

Усилия:

$N = 0$ кН

$M_y = 51$ кНм

$Q_z = 0$ кН

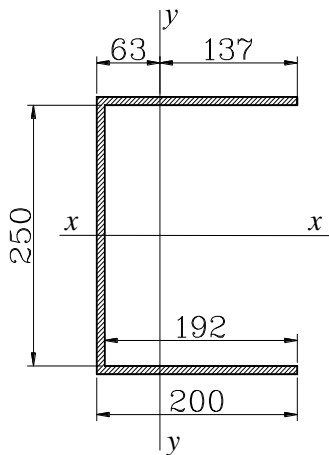
Проверено по СНиП	Проверка	Коэффициент использования
п.11.2 формула (120)	по металлу шва	0.793
п.11.2 формула (121)	по металлу границы сплавления	0.659

Сравнение решений

Проверка	по металлу шва	по металлу границы сплавления
Источник	1760 кН/см ² / 1850 кН/см ² = 0,951	1231,5 кН/см ² / 1665 кН/см ² = 0,740
КРИСТАЛЛ	0,793	0,659
Отклонение, %	16,6	10,95
Уточненный ручной счет (см. комментарий)	1636,178 кН/см ² / 2000 кН/см ² = 0,818	1135,787 кН/см ² / 1665 кН/см ² = 0,682
Отклонение, %	3,06	3,37

Комментарии:

Разница результатов объясняется **неточностями**, допущенными авторами примера при построении расчетного сечения шва. Кроме того, для электродов Э46 в примере неверно используется расчетное сопротивление по металлу шва $R_{wf} = 185$ МПа, а в КРИСТАЛЛе и в нормативных документах $R_{wf} = 200$ МПа.



Для правильного расчетного сечения сварного шва, приведенного на рисунке, определим моменты инерции шва относительно главных осей инерции:

$$I_{fx} = \frac{25^3 \cdot 0,7 \cdot 0,8}{12} + \frac{(0,7 \cdot 0,8)^3 \cdot 20}{6} + 2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 20 \cdot \left(\frac{25}{2} + \frac{0,8 \cdot 1}{2} \right)^2$$

$$= 4388,31 \text{ см}^4$$

$$I_{fy} = \frac{25 \cdot (0,7 \cdot 0,8)^3}{12} + 25 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot \left(6,31 - \frac{0,7 \cdot 0,8}{2} \right)^2 + \frac{0,7 \cdot 0,8 \cdot 20}{6} + 2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 20 \cdot \left(\frac{20}{2} - 6,31 \right)^2 = 1561,086 \text{ см}^4$$

Расчетное сечение сварного шва

$$I_{cx} = \frac{25^3 \cdot 1,0 \cdot 0,8}{12} + \frac{(1,0 \cdot 0,8)^3 \cdot 20}{6} + 2 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 20 \cdot \left(\frac{25}{2} + \frac{0,8 \cdot 1}{2} \right)^2$$

$$= 6368,5 \text{ см}^4$$

$$I_{cy} = \frac{25 \cdot (1,0 \cdot 0,8)^3}{12} + 25 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot \left(6,31 - \frac{1,0 \cdot 0,8}{2} \right)^2 + \frac{1,0 \cdot 0,8 \cdot 20}{6} + 2 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 20 \cdot \left(\frac{20}{2} - 6,31 \right)^2 = 2202,01 \text{ см}^4$$

Тогда проверки прочности шва запишутся как:

– по металлу шва:

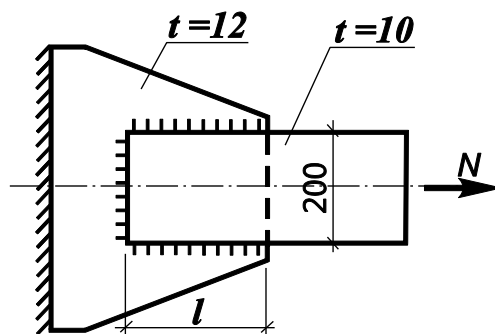
$$\sigma_f = \frac{510000}{4388,31 + 1561,086} \sqrt{13,3^2 + 13,69^2} = 1636,178 \text{ кН/см}^2 < 2000 \text{ кН/см}^2$$

– по металлу границы сплавления:

$$\sigma_f = \frac{510000}{6368,5 + 2202,01} \sqrt{13,3^2 + 13,69^2} = 1135,787 \text{ кН/см}^2 < 1665 \text{ кН/см}^2.$$

Расчет сварного крепления внахлест растянутого элемента

Цель: Проверка режима расчета сварных соединений.



Задача: Выполнить проверку сварного соединения на угловых швах крепления растянутого элемента, выполненного внахлест.

Ссылки: Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы конструкций: Учеб. Для строит. вузов/В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филипов и др.; Под. Ред. В. В. Горев. 3-е изд., стер. М.: Высш. Шк., 2004. С. 158-159.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Исходные данные:

$R_{un} = 400$ МПа	Сталь С285
$t = 10$ мм	Толщина накладки
$h = 200$ мм	Высота накладки
$N = 540$ кН	Продольная сила
$k_f = 8$ мм	Катет шва
$R_{wf} = 205$ МПа	Сварка ручная электродами Э46
$l = 15$ см	Длина нахлеста

Имя файла с исходными данными:

1.9.sav; отчет — Kristall1.9.doc

Исходные данные КРИСТАЛЛ:

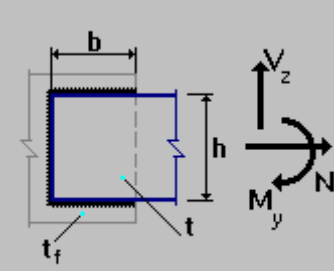
Сталь: С285

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81*	1

Свойства материалов сварки:	
Нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению, R_{wun}	450 Н/мм ²
Расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, R_{wf}	200 Н/мм ²
Вид сварки	Ручная
Положение шва	Нижнее

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

<i>Свойства материалов сварки:</i>	
Климатический район	с температурой $t > -40^{\circ}\text{C}$

<i>Тип:</i>	<i>Параметры:</i>
	Катет шва = 8 мм $b = 150$ мм $h = 200$ мм $t = 10$ мм $t_f = 12$ мм

Усилия:

$N = 540$ кН

$M_y = 0$ кНм

$Q_z = 0$ кН

Проверено по СНИП	Проверка	Коэффициент использования
п.11.2 формула (120)	по металлу шва	0.964
п.11.2 формула (121)	по металлу границы сплавления	0.789

Сравнение решений:

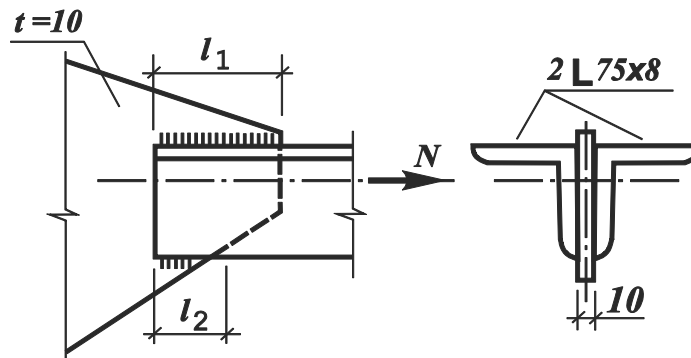
Проверка	по металлу шва
Источник	161 / 11,5 / 14 = 1
КРИСТАЛЛ	0,964
Отклонение, %	3,6

Комментарии

Небольшая разница результатов объясняется разницей в величине принятых расчетных сопротивлений $R_{wf} = 205$ МПа (источник) и $R_{wf} = 200$ МПа (нормативные документы и КРИСТАЛЛ).

Расчет сварного крепления растянутого стержня из двух уголков к фасонке

Цель: Проверка режима расчета сварных соединений.



Задача: Выполнить проверку сварного соединения на угловых швах крепления растянутого стержня, состоящего из двух уголков 75x8, к фасонке.

Ссылки: Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы конструкций: Учеб. Для строит. вузов/В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филипов и др.; Под. Ред. В. В. Горев. 3-е изд., стер. М.: Высш. Шк., 2004. С. 159-160.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Исходные данные:

$t = 10$ мм	толщина фасонки
$N = 425$ кН	Продольная сила
$R_{un} = 380$ МПа	Сталь С245
$R_{wf} = 220$ МПа	Сварка полуавтоматическая в углекислом газе проволокой Св-08Г2С, $d = 1,2$ мм
$k_{f1} = 6$ мм	Катет шва по обушку
$k_{f2} = 6$ мм	Катет шва по перу
Сечение	Уголок 75x8 мм
$l_{w1} = 175$ мм	длина шва по обушку
$l_{w2} = 80$ мм	длина шва по перу

Имя файла с исходными данными:

1.10.sav; отчет — Kristall1.10.doc

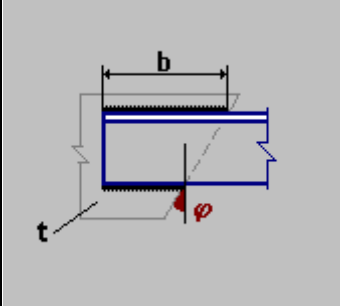
Исходные данные КРИСТАЛЛ:

Сталь: С245

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81*	1

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Свойства материалов сварки:	
Нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению, R_{wun}	490 Н/мм ²
Расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, R_{wf}	215 Н/мм ²
Вид сварки	Полуавтоматическая проволокой сплошного сечения при диаметре сварочной проволоки менее 1.4 мм
Положение шва	Нижнее
Климатический район	с температурой $t > -40^{\circ}\text{C}$

Тип:	Параметры:
 <p>Сечение - Полный каталог профилей ГОСТ.. Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L75x8</p>	<p>Катет шва по обушке = 6 мм Катет шва по перу = 6 мм $b = 175$ мм $\varphi = 51.71$ град $t = 10$ мм</p>

Усилия:

$N = 425$ кН

Проверено по СНиП	Проверка	Коэффициент использования
п.11.2 формула (120)	по металлу шва	1.018
п.11.2 формула (121)	по металлу границы сплавления	0.921

Сравнение решений:

Проверка	по металлу шва обушка
Источник	7,9 см / 8 см = 0,9875 17,2 см / 17,5 см = 0,9829
КРИСТАЛЛ	1,018
Отклонение, %	3,0
Уточненный ручной счет (см. комментарии)	$0,7133 \times 425 / (2 \times 0,7 \times 0,6 \times 16,5 \text{ см} \times 21,5) = 1,017$
Отклонение, %	0,1

Комментарии

Разница результатов объясняется разницей в величине принятых расчетных сопротивлений $R_{wf} = 220$ МПа (книга) и $R_{wf} = 215$ МПа (нормативные документы и КРИСТАЛЛ). Кроме того, в верификационном примере не точно задано распределение внешнего продольного усилия между сварными швами по перу и по обушке уголка, а именно: продольное усилие в сварном шве по обушке задано в размере 70% от внешнего продольного усилия, а по перу – в размере 30%. Точное значение продольного усилия, действующего в сварных швах по обушке, вычисляется как:

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

$(b_{\text{уголка}} - y_0)/b_{\text{уголка}} \times N = 0,7133 \times N$, где $b_{\text{уголка}}$ – ширина полки уголка, y_0 – длина перпендикуляра, опущенного из центра масс уголка до соответствующей внешней грани полки.

БОЛТОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Расчет нахлесточного болтового соединения листов стали на болтах обычной прочности

Цель: Проверка режима расчета болтовых соединений

Задача: Выполнить проверку нахлесточного соединения листов размером 500x12 мм на болтах обычной прочности из стали марки С245 на действие срезающего усилия.

Источник: Металлические конструкции : учебник для студ. Учреждений высш. проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева и др.] ; под. Ред. Ю. И. Кудишина. - 13-е изд., испр. - М. : Издательский центр "Академия", 2011. – С. 165.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

2.1.sav; отчет — Kristall2.1.doc

Исходные данные из источника:

$N = 1000$ кН	Усилие среза;
$R_{bp} = 450$ МПа	Сталь марки С245;
	Толщина пластин: двух внешних – 8 мм, внутренней – 12 мм;
$R_{bs} = 200$ МПа	Болты класса прочности 5.8, точности В;
	Диаметр болтов 20 мм, диаметр отверстий 23 мм;
$\gamma_c = 1$	Коэффициент условий работы конструкции;
$\gamma_b = 0,9$	Коэффициент условий работы болтового соединения.

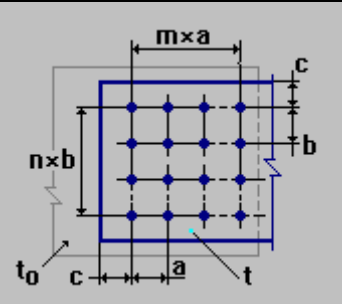
Исходные данные КРИСТАЛЛ:

Сталь: С245

Группа конструкций по приложению В СП 16.13330 2

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Коэффициент условий работы соединяемых элементов	1
Расчетное сопротивление срезу болтов R_{bs}	20897,044 Т/м ²
Расчетное сопротивление смятию болтовых элементов R_{bp}	49541,284 Т/м ²

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

<i>Тип:</i>	<i>Болты:</i>	<i>Параметры:</i>
	Диаметр болтов 20 мм Диаметр отверстий 23 мм Класс болтов 5.8 Класс точности В или С	$m = 5$ $n = 1$ $a = 60$ мм $b = 60$ мм $c = 50$ мм $t = 8$ мм $t_0 = 12$ мм

Усилия:

$N = 101,937$ Т

$M_y = 0$ Т*М

$Q_z = 0$ Т

Ручной расчет (СП 16.13330):

1. Расчетное сопротивление болтов на срез вычислялось как

$R_{bs} = 0.41R_{bun} = 0.41 \times 500 = 205$ МПа (см. табл. 5).

2. Расчетное сопротивление болтов на смятие принималось как

$R_{bp} = 1.35R_u = 1.35 \times 360 = 486$ МПа (см. табл. 5).

3. Несущая способность болтов на срез вычислялась по формуле:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c = 205 \times 10^3 \times 3,14 \times 10^{-4} \times 2 \times 1,0 \times 0,9 = 115,866 \text{ кН.}$$

4. Несущая способность болтов на смятие вычислялась по формуле:

$$N_{bp} = R_{bp} D \left(\sum_i t_i \right)_{\min} \gamma_b \gamma_c = 486 \times 10^3 \times 20 \times 12 \times 10^{-6} \times 1,0 \times 0,9 = 104,976 \text{ кН.}$$

Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Расчетное сопротивление болтов на срез вычислялось как

$R_{bs} = 0,4R_{bun} = 0,4 \times 500 = 200$ МПа (см. табл. 5*).

2. Расчетное сопротивление болтов на смятие принималось как (см. табл. 5*):

$$R_{bp} = \left(0,6 + 340 \frac{R_{un}}{E} \right) R_{un} = \left(0,6 + 340 \cdot \frac{370}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 370 = 447,95 \text{ МПа.}$$

3. Несущая способность болтов на срез вычислялась по формуле:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c = 200 \times 10^3 \times 3,14 \times 10^{-4} \times 2 \times 1,0 \times 0,9 = 113,04 \text{ кН.}$$

4. Несущая способность болтов на смятие вычислялась по формуле:

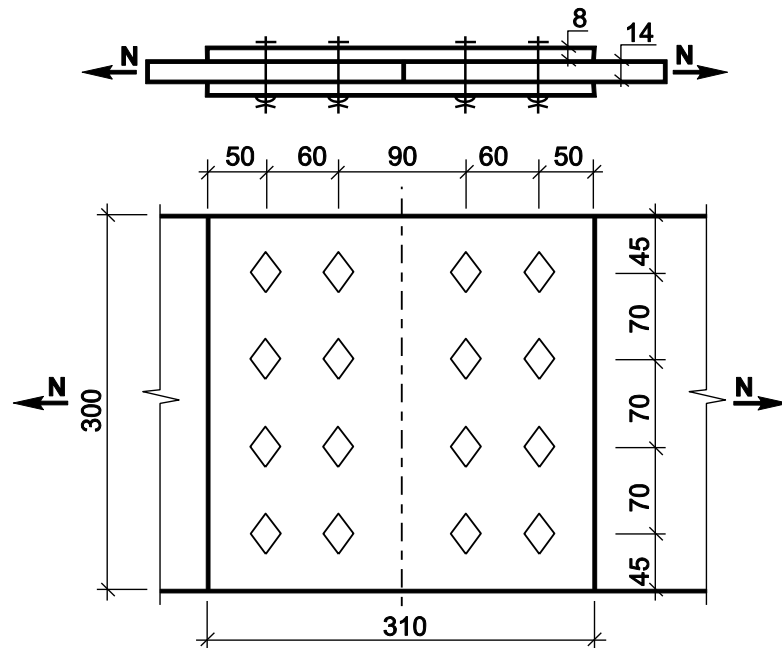
$$N_{bp} = R_{bp} D \left(\sum_i t_i \right)_{\min} \gamma_b \gamma_c = 447,95 \times 10^3 \times 20 \times 12 \times 10^{-6} \times 1,0 \times 0,9 = 96,7575 \text{ кН.}$$

Сравнение решений:

Фактор	Нормы	Прочность по срезу	Прочность по смятию
Ручной счет	СП 16.13330	$1000 / (12 * 115,866) = 0,719$	$1000 / (12 * 104,976) = 0,794$
КРИСТАЛЛ	СП 16.13330	0,719	0,794
Отклонение от ручного счета, %		0,0	0,0
Ручной счет	СНиП II-23-81*	$1000 / (12 * 113,04) = 0,737$	$1000 / (12 * 96,7575) = 0,861$
КРИСТАЛЛ	СНиП II-23-81*	0,737	0,865
Отклонение от ручного счета, %		0,0	0,5
Источник	СНиП II-23-81*	0,737	0,857

Расчет нахлесточного болтового соединения листов стали на болтах обычной прочности

Цель: Проверка режима расчета болтовых соединений



Задача: Выполнить проверку нахлесточного соединения листов размером 300x14 мм на болтах обычной прочности из стали марки С275 на действие срезающего усилия.

Источник: Н. С. Москалев, Я. А. Пронозин. Металлические конструкции. Учебник / М.: Издательство АСВ, 2010. С. 100.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

2.5.sav; отчет — Kristall2.5.doc

Исходные данные:

$N = 800$ кН

$R_{bp} = 450$ МПа,

$R_{bs} = 190$ МПа,

$\gamma_c = 1,1$

$\gamma_b = 0,9$

Усилие среза;

Сталь марки С275;

Толщина накладок 8 мм, средняя пластина 14 мм;

Болты класса прочности 5.6, точности В;

Диаметр болтов 20 мм, диаметр отверстий 22 мм;

Коэффициент условий работы;

Коэффициент условий работы болтового соединения.

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С275

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 3

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Коэффициент условий работы соединяемых элементов	1

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Произведение коэффициента условий работы соединения (γ_b) на коэффициент условий работы соединяемых элементов (γ_c)	1
Расчетное сопротивление срезу болтов R_{bs}	190 Н/мм ²
Расчетное сопротивление смятию болтовых элементов R_{bp}	459.139 Н/мм ²

<i>Тип:</i>	<i>Болты:</i>	<i>Параметры:</i>
	Диаметр болтов 20 мм Чернота 2 мм Диаметр отверстий 22 мм Класс болтов 5.6 Класс точности В или С	$m = 1$ $n = 3$ $a = 60$ мм $b = 70$ мм $c = 50$ мм $t = 8$ мм $t_0 = 14$ мм

Усилия:

$$N = 800 \text{ кН}$$

$$M_y = 0 \text{ кН*м}$$

$$Q_z = 0 \text{ кН}$$

Ручной расчет (СНиП II-23-81*):

1. Расчетное сопротивление болтов на срез вычислялось как

$$R_{bs} = 0,38R_{bun} = 0,38 \times 500 = 190 \text{ МПа (см. табл. 5*)}.$$

2. Расчетное сопротивление болтов на смятие принималось как (см. табл. 5*):

$$R_{bp} = \left(0,6 + 340 \frac{R_{un}}{E} \right) R_{un} = \left(0,6 + 340 \cdot \frac{370}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 370 = 447,95 \text{ МПа}.$$

3. Несущая способность болтов на срез вычислялась по формуле:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c = 190 \times 10^3 \times 3,14 \times 10^{-4} \times 2 \times 0,9 \times 1,1 = 118,127 \text{ кН}.$$

4. Несущая способность болтов на смятие вычислялась по формуле:

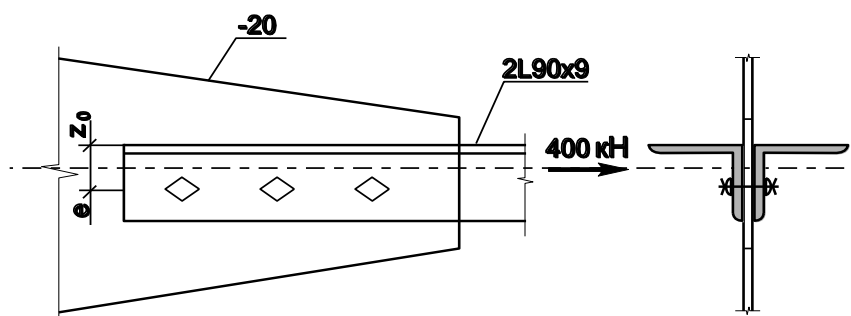
$$N_{bp} = R_{bp} D \left(\sum_i t_i \right)_{\min} \gamma_b \gamma_c = 447,95 \times 10^3 \times 20 \times 14 \times 10^{-6} \times 0,9 \times 1,1 = 124,172 \text{ кН}.$$

Сравнение решений:

Фактор	Ручной счет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
срез болтов	$800/8/118,127 = 0,8465$	0,846	0,06
смятие	$800/8/124,172 = 0,805$	0,809	0,5

Расчет болтового соединения уголкового профиля с фасонкой на болтах обычной прочности

Цель: Проверка режима расчета болтовых соединений



Задача: Выполнить проверку болтового соединения двух уголковых профилей 90x9 мм с фасонкой толщиной 20 мм на болтах класса прочности 8.8 на действие усилия среза в размере 400 кН.

Источник: Н. С. Москалев, Я. А. Пронозин. Металлические конструкции. Учебник / М.: Издательство АСВ, 2010. С. 102.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

2.7.sav; отчет — Kristall2.7.doc

Исходные данные:

$N = 400$ кН

$a = 100$ мм

$\gamma_b = 0,9$

Усилие среза;

Расстояние между болтами;

Коэффициент условий работы болтового соединения;

Диаметр болтов 20 мм, диаметр отверстий 22 мм.

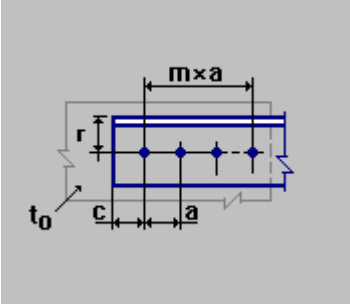
Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С255

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 3

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Коэффициент условий работы соединяемых элементов	1
Произведение коэффициента условий работы соединения (γ_b) на коэффициент условий работы соединяемых элементов (γ_c)	1
Расчетное сопротивление срезу болтов R_{bs}	320 Н/мм ²
Расчетное сопротивление смятию болтовых элементов R_{bp}	440.64 Н/мм ²

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

<i>Тип:</i>	<i>Болты:</i>	<i>Параметры:</i>
Прикрепление парных уголков 	Диаметр болтов 20 мм Чернота 2 мм Диаметр отверстий 22 мм Класс болтов 8.8 Класс точности В или С	$m = 2$ $a = 100$ мм $c = 50$ мм $r = 49$ мм $t_0 = 20$ мм
Сечение - Полный каталог профилей ГОСТ.. Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L90x9		

Усилия:

$N = 400$ кН

Ручной расчет (СНиП II-23-81):*

1. Расчетное сопротивление болтов на срез вычислялось как

$$R_{bs} = 0,40R_{bun} = 0,40 \times 800 = 320 \text{ МПа (см. табл. 5*)}.$$

2. Расчетное сопротивление болтов на смятие принималось как (см. табл. 5*):

– при смятии фасонки толщиной 20 мм, $R_{un} = 370$ МПа:

$$R_{bp} = \left(0,6 + 340 \frac{R_{un}}{E} \right) R_{un} = \left(0,6 + 340 \cdot \frac{370}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 370 = 447,95 \text{ МПа};$$

– при смятии уголка толщиной 9 мм, $R_{un} = 380$ МПа:

$$R_{bp} = \left(0,6 + 340 \frac{R_{un}}{E} \right) R_{un} = \left(0,6 + 340 \cdot \frac{380}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 380 = 466,33 \text{ МПа}.$$

3. Несущая способность болтов на срез вычислялась по формуле:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c = 320 \times 10^3 \times 3,14 \times 10^{-4} \times 2 \times 1,0 \times 0,9 = 180,864 \text{ кН}.$$

4. Несущая способность болтов на смятие вычислялась по формуле:

– при смятии фасонки толщиной 20 мм, $R_{bp} = 447,95$ МПа:

$$N_{bp} = R_{bp} D \left(\sum_i t_i \right)_{\min} \gamma_b \gamma_c = 447,95 \times 10^3 \times 20 \times 20 \times 10^{-6} \times 1,0 \times 0,9 = 161,262 \text{ кН};$$

– при смятии уголка толщиной 9 мм, $R_{bp} = 466,33$ МПа:

$$N_{bp} = R_{bp} D \left(\sum_i t_i \right)_{\min} \gamma_b \gamma_c = 466,33 \times 10^3 \times 20 \times 18 \times 10^{-6} \times 1,0 \times 0,9 = 151,091 \text{ кН}.$$

5. Расчетное усилие, приходящееся на один болт соединения, вычисленное с учетом эксцентриситета $e = 2,35$ мм:

$$N_{red} = \sqrt{\left(\frac{N}{3} \right)^2 + \left(\frac{eN}{2a} \right)^2} = \sqrt{\left(\frac{400}{3} \right)^2 + \left(\frac{400 \cdot 2,35}{2 \cdot 100} \right)^2} = 133,416 \text{ кН},$$

тут a – шаг болтов в соединении.

6. Площадь сечения одного уголка, ослабленного отверстиями:

$$A_{net} = A - t d_0 = 15,6 - 0,9 \cdot 2,2 = 13,62 \text{ см}^2.$$

Сравнение решений:

Фактор	Прочность по срезу	Прочность по смятию	Прочность ослабленного сечения
Ручной счет	$133,416/180,864 = 0,737$	$133,416/151,091 = 0,883$	$400/2/13,62/25 = 0,587$
КРИСТАЛЛ	0,737	0,885	0,587
Отклонение от ручного счета, %	0,0	0,2	0,0
Источник	0,737	0,857	–

ФРИКЦИОННЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Расчет нахлесточного болтового соединения листов стали на высокопрочных болтах

Цель: Проверка режима расчета фрикционных соединений

Задача: Выполнить проверку нахлесточного соединения листов размером 500x12 мм на высокопрочных болтах из стали марки С245 на действие срезающего усилия.

Ссылки: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева и др.]; под. Ред. Ю. И. Кудишина. - 13-е изд., испр. - М. : Издательский центр "Академия", 2011. С. 165.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

2.2.sav; отчет — Kristall2.1.doc

Исходные данные из источника:

$N = 1000$ кН

Усилие среза;

$R_y = 240$ МПа

Сталь марки С245;

Толщина пластин: двух внешних – 8 мм, внутренней – 12 мм;

$R_{bun} = 110$ кН/см²

Болты высокопрочные из стали 40Х «селект»;

Диаметр болтов 20 мм, диаметр отверстий 23 мм;

$\gamma_c = 1$

Коэффициент условий работы;

$\gamma_b = 0,9$

Коэффициент условий работы фрикционного соединения;

Обработка поверхностей – газопламенная без консервации;

$\mu = 0,42$

Коэффициент трения;

$\gamma_h = 1,12$

Контроль натяжения – по углу поворота гайки.

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С245

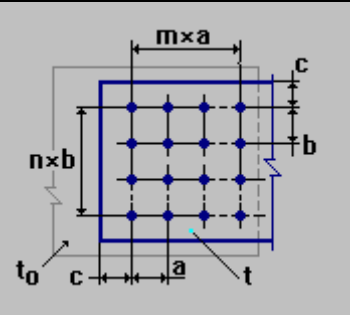
Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Коэффициент условий работы соединяемых элементов	1

Диаметр болтов 20 мм

Сталь: 40Х "селект"

Чернота 3 мм

Способ очистки соединяемых поверхностей: Газопламенный двух поверхностей без консервации

<i>Тип:</i>	<i>Параметры:</i>
	$m = 1$ $n = 3$ $a = 60 \text{ мм}$ $b = 60 \text{ мм}$ $c = 50 \text{ мм}$ $t = 8 \text{ мм}$ $t_0 = 12 \text{ мм}$

Усилия:

$N = 1000 \text{ кН}$

$M = 0 \text{ кНм}$

$Q = 0 \text{ кН}$

Ручной расчет:

1. Расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов вычислялось по формуле:

$$R_{bh} = 0.7R_{bun} = 0.7 \times 1100 = 770 \text{ Н/мм}^2 = 77,0 \text{ кН/см}^2.$$

2. Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой плоскостью трения:

$$Q_{bh} = R_{bh} A_{bn} \frac{\mu}{\gamma_h} = 77 \times 2.45 \times 0.42 / 1.02 = 77,68 \text{ кН},$$

тут $\gamma_h = 1,02$ для газопламенной обработки поверхностей без консервации при разности номинальных диаметров отверстий и болтов 3 мм при способе регулирования натяжения болтов по углу поворота гайки.

3. Необходимое количество болтов:

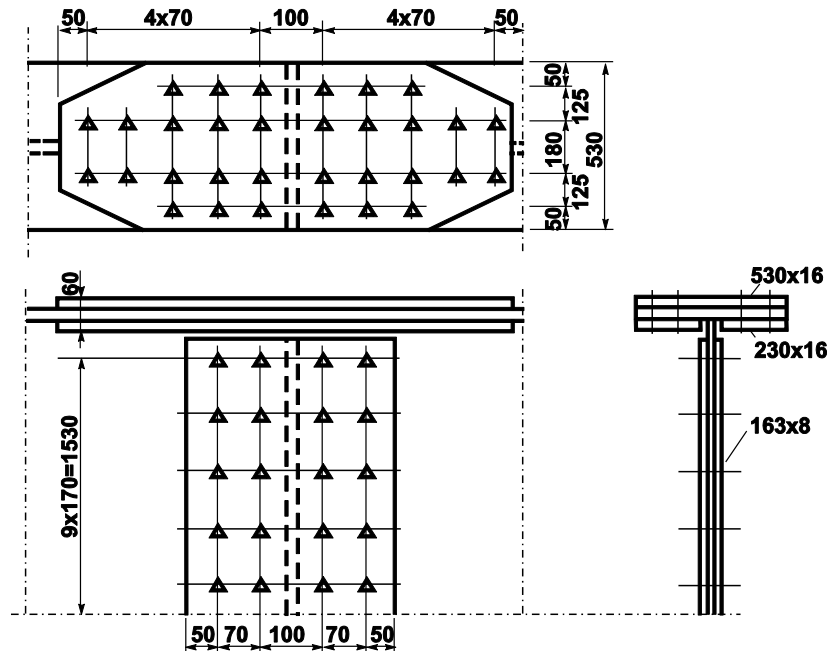
$$n \geq \frac{N}{Q_{bh} k \gamma_b \gamma_c} = \frac{1000}{77.68 \times 2 \times 0.9 \times 1.0} = 7,152.$$

Сравнение решений:

Фактор	Предельная сила трения
Ручной счет	$7,152/8 = 0,894$
КРИСТАЛЛ	0,894
Отклонение от ручного счета, %	0,0
Источник	0,893

Расчет монтажного стыка пояса балки на высокопрочных болтах

Цель: Проверка режима расчета фрикционных болтовых соединений



Задача: Проверить монтажный стык поясов составной двутавровой балки на высокопрочных болтах.

Источник: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. проф. образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др.]; под. Ред. Ю. И. Кудишина. - 13-е изд., испр. - М. : Издательский центр "Академия", 2011. С 216.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

2.3.sav; отчет — Kristall2.3.doc

Исходные данные из источника:

$N = 3003$ кН

$R_y = 240$ МПа

$R_{bun} = 110$ кН/см²

$\gamma_c = 1$

$\gamma_b = 1$

$\mu = 0,42$

$\gamma_h = 1,12$

Усилие среза;

Сталь марки С245;

Сечение пояса балки: 530×25 мм;

Болты высокопрочные 40Х «селект»;

Диаметр болтов 24 мм, диаметр отверстий 27 мм;

Коэффициент условий работы;

Коэффициент условий работы фрикционного соединения;

Обработка поверхностей – газопламенная без

консервации;

Коэффициент трения;

Контроль натяжения – по моменту закручивания.

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С245

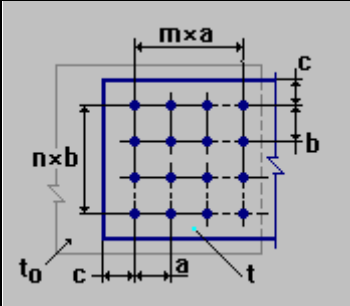
Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Коэффициент условий работы соединяемых элементов	1

Диаметр болтов 24 мм

Сталь: 40Х "селект"

Чернота 3 мм

Способ очистки соединяемых поверхностей: Газопламенный двух поверхностей без консервации

<i>Тип:</i>	<i>Параметры:</i>
	<p>m = 3 n = 3 a = 70 мм b = 125 мм c = 50 мм t = 16 мм t₀ = 24 мм</p>

Усилия:

N = 3003 кН

M = 0 кНм

Q = 0 кН

Ручной расчет:

1. Расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов вычислялось по формуле:

$$R_{bh} = 0.7R_{bun} = 0,7 \times 1100 = 770 \text{ Н/мм}^2 = 77,0 \text{ кН/см}^2.$$

2. Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой плоскостью трения:

$$Q_{bh} = R_{bh} A_{bn} \frac{\mu}{\gamma_h} = 77,0 \times 3,53 \times \frac{0,42}{1,12} = 101,93 \text{ кН}.$$

3. Необходимое количество болтов:

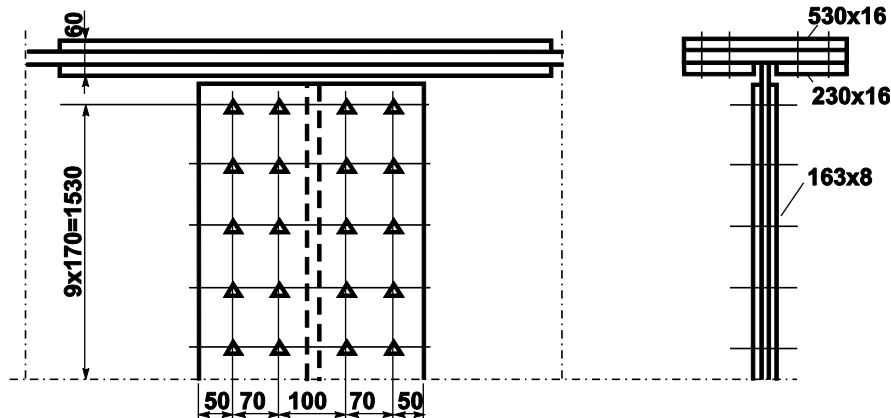
$$n \geq \frac{N}{Q_{bh} \kappa \gamma_b \gamma_c} = \frac{3003}{101,93 \times 2 \times 1,0 \times 1,0} = 14,731.$$

Сравнение решений:

Фактор	Предельная сила трения
Ручной счет	14,731/16 = 0,921
КРИСТАЛЛ	0,923
Отклонение от ручного счета, %	0,2
Источник	0,925

Расчет монтажного стыка стенки балки на высокопрочных болтах

Цель: Проверка режима расчета фрикционных болтовых соединений



Задача: Проверить монтажный стык стенки составной двутавровой балки на высокопрочных болтах

Источник: Металлические конструкции: учебник для студ. Учреждений высш. проф. Образования / [Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др.]; под. Ред. Ю. И. Кудишина. - 13-е изд., испр. - М. : Издательский центр "Академия", 2011. С 216.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

2.4.sav; отчет — Kristall2.4.doc

Исходные данные из источника:

$M = 1216$ кНм	Изгибающий момент, действующий в плоскости стенки;
$R_y = 240$ МПа,	Сталь С245;
	Толщина стенки балки 8 мм;
$R_{bun} = 110$ кН/см ² ,	Болты высокопрочные 40X «Селект»;
	Диаметр болтов 24 мм, диаметр отверстий 27 мм;
$\gamma_c = 1$	Коэффициент условий работы;
$\gamma_b = 1$	Коэффициент условий работы фрикционного соединения;
	Обработка поверхностей – газопламенная без консервации;
$\mu = 0,42$	Коэффициент трения;
$\gamma_h = 1,12$	Контроль натяжения – по моменту закручивания.

Параметры КРИСТАЛЛ:

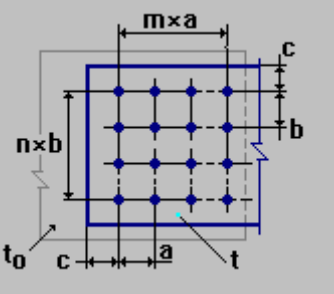
Сталь: С245

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Коэффициент условий работы соединяемых элементов	1

Диаметр болтов 24 мм
Сталь: 40X "селект"

Чернота 3 мм

Способ очистки соединяемых поверхностей: Газопламенный двух поверхностей без консервации

Тип	Параметры
	$m = 1$ $n = 9$ $a = 70 \text{ мм}$ $b = 170 \text{ мм}$ $c = 50 \text{ мм}$ $t = 16 \text{ мм}$ $t_0 = 16 \text{ мм}$

Усилия:

$N = 0 \text{ кН}$

$M = 1216 \text{ кНм}$

$Q = 0 \text{ кН}$

Ручной расчет:

1. Расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов вычислялось по формуле:

$$R_{bh} = 0.7 R_{bun} = 0.7 \times 1100 = 770 \text{ Н/мм}^2 = 77,0 \text{ кН/см}^2.$$

2. Расчетное усилие, которое может быть воспринято обеими плоскостями трения:

$$Q_{bh} = \kappa R_{bh} A_{bn} \frac{\mu}{\gamma_h} = 2 \times 77,0 \times 3,53 \times \frac{0.42}{1,12} = 203,8575 \text{ кН}.$$

3. Усилие, приходящееся на крайний болт:

$$N_{\max} = \frac{M \cdot y_{\max}}{2 \sum_i y_i^2} = \frac{1216 \cdot 1.53}{2 \left((1 \cdot 0.17)^2 + (3 \cdot 0.17)^2 + (5 \cdot 0.17)^2 + (7 \cdot 0.17)^2 + (9 \cdot 0.17)^2 \right)} = 195.080 \text{ кН}.$$

Сравнение решений:

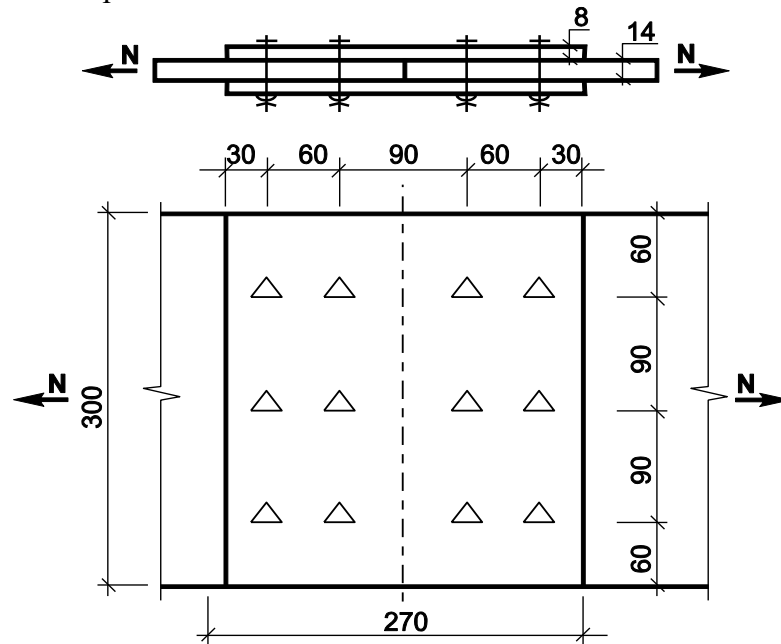
Фактор	Предельная сила трения
Ручной счет	$195,080/203,8575 = 0,957$
КРИСТАЛЛ	0,956
Отклонение от ручного счета, %	0,1
Источник	0,96

Комментарии:

В рассмотренном примере расстояние между болтами по вертикали принято 170 мм, что превышает предельное расстояние $12t = 12 \cdot 8 \text{ мм} = 96 \text{ мм}$, вычисленное согласно норм. Для выполнения автоматизированного расчета в КРИСТАЛЛ были заданы толщины стенки и накладок $t = t_0 = 16 \text{ мм}$, что не влияет на результат расчета.

Расчет нахлесточного болтового соединения листов стали на высокопрочных болтах

Цель: Проверка режима расчета болтовых соединений



Задача: Выполнить проверку нахлесточного соединения листов размером 300x14 мм на высокопрочных болтах из стали марки С275 на действие срезающего усилия.

Источник: Н. С. Москалев, Я. А. Пронозин. Металлические конструкции. Учебник / М.: Издательство АСВ, 2010. С. 101.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-23-81*, СП 16.13330.2011, СП 16.13330.2017, ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-198:2014.

Имя файла с исходными данными:

2.6.sav; отчет — Kristall2.6.doc

Исходные данные:

$N = 800$ кН

$R_{bh} = 945$ МПа

$\gamma_c = 1; \gamma_b = 0,9$

$\mu = 0,35$

$\gamma_h = 1,06$

Усилие среза;

Болты из стали марки 30Х3МФ;

Диаметр болтов 20 мм, диаметр отверстий 23 мм;

Коэффициенты условий работы;

Способ очистки поверхностей –стальными щетками;

Контроль натяжения – по углу поворота гайки.

Параметры КРИСТАЛЛ:

Сталь: С275

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Коэффициент условий работы соединяемых элементов	1

Диаметр болтов 20 мм

Сталь: 30Х3МФ

Чернота 3 мм

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Способ очистки соединяемых поверхностей: Стальными щетками двух поверхностей без консервации

<i>Тип:</i>	<i>Параметры:</i>
	$m = 1$ $n = 2$ $a = 60 \text{ мм}$ $b = 90 \text{ мм}$ $c = 30 \text{ мм}$ $t = 8 \text{ мм}$ $t_0 = 14 \text{ мм}$

Усилия:

$N = 800 \text{ кН}$

$M = 0 \text{ кНм}$

$Q = 0 \text{ кН}$

Ручной расчет:

1. Расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов вычислялось по формуле:

$$R_{bh} = 0.7R_{bun} = 0,7 \times 1350 = 945 \text{ Н/мм}^2 = 94,5 \text{ кН/см}^2.$$

2. Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой плоскостью трения:

$$Q_{bh} = R_{bh} A_{bn} \frac{\mu}{\gamma_h} = 94,5 \times 2,45 \times \frac{0,35}{1,06} = 76,447 \text{ кН}.$$

3. Необходимое количество болтов:

$$n \geq \frac{N}{Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c} = \frac{800}{76,447 \times 2 \times 0,9 \times 1,0} = 5,814.$$

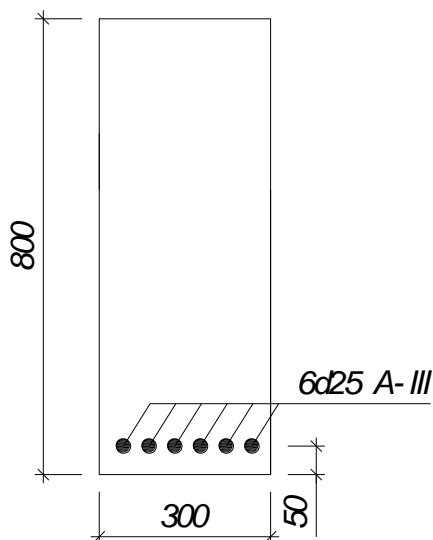
Сравнение решений:

Фактор	Ручной счет	КРИСТАЛЛ	Отклонение от ручного счета, %
Предельная сила трения	$5,814/6 = 0,969$	0,969	0,0

АРБАТ

РАСЧЕТЫ ПО СНиП 2.03.01-84*

Расчет прочности прямоугольного сечения



Цель: Проверка расчета прочности сечения

Задача: Проверить правильность расчета прочности сечения

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84), 1989, с. 26.

Файл с исходными данными:

Пример 3 Пособие СНиП.SAV

отчет – Arbat 3 SNiP.doc.

Соответствие нормативным документам: СНиП 2.03.01-84*.

Исходные данные:

$b = 200$ мм	Размеры сечения балки
$h = 800$ мм	
$a = 50$ мм	Расстояние от центра тяжести арматуры до сжатого края сечения
$A_s = 2945$ мм ² (6Ø25)	Площадь сечения арматуры
Класс бетона	B25
Класс арматуры	A-III
$M = 550$ кНм	Изгибающий момент в сечении

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Длина элемента 1 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоУ 1

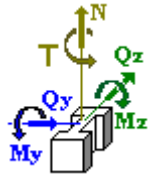
Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоZ 1

Случайный эксцентриситет по Z принят по СНиП 2.03.01-84* (Россия и другие страны СНГ)

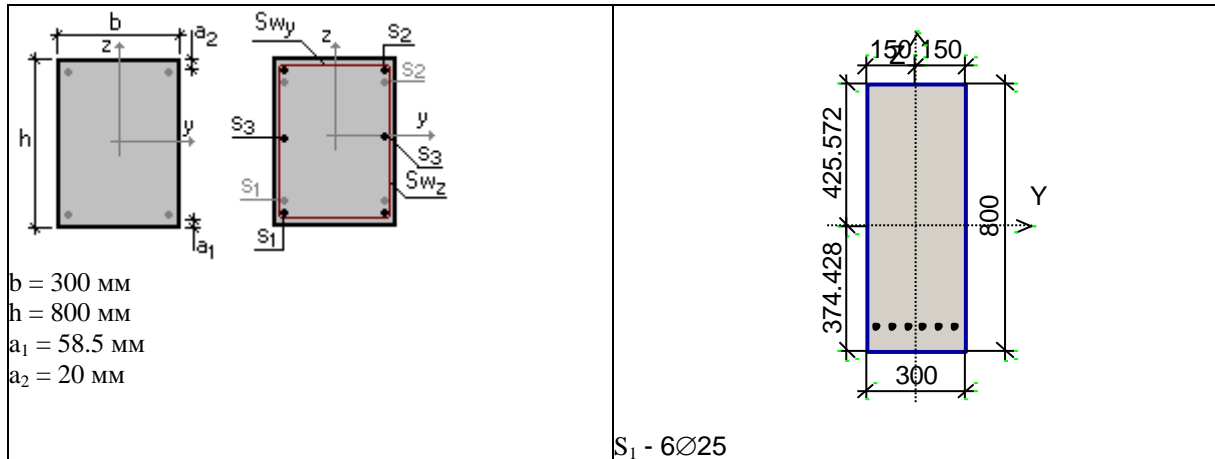
Случайный эксцентриситет по У принят по СНиП 2.03.01-84* (Россия и другие страны СНГ)

Конструкция статически определяемая

Предельная гибкость - 200



Сечение:



Арматура	Класс	Коэффициент условий работы
Продольная	А-III	1
Поперечная	А-I	1

Бетон:

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: В25

Условия твердения: Естественное

Коэффициент условий твердения 1

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b2}	учет нагрузок длительного действия	0.9
	результатирующий коэффициент без γ_{b2}	1

Результаты расчета по комбинациям загружений

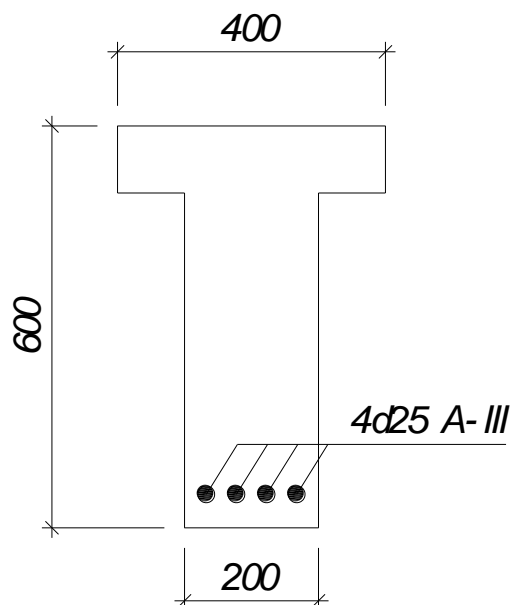
	N	M_y	Q_z	M_z	Q_y	T	Коэффициент надежности по нагрузке	Коэффициент длительной части	Кратковременная	Сейсмика
	кН	кН*м	кН	кН*м	кН	кН*м				
1	0	550	0	0	0	0	1	1		

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Сравнение решений:

Проверка	прочность сечения
Пособие	$550/636,4 = 0,864$
АРБАТ	0,859
Отклонение, %	0,6 %

Расчет прочности таврового сечения



Цель: Проверка расчета прочности сечения

Задача: Проверить правильность расчета прочности сечения

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84), 1989, с. 27-28.

Файл с исходными данными:

Example 7.SAV

отчет – Arbat 7 SNiP.doc.

Соответствие нормативным документам: СНиП 2.03.01-84*.

Исходные данные:

$b = 200$ мм

Размеры сечения балки

$h = 600$ мм

$b'_f = 400$ мм

$h'_f = 100$ мм

$a = 50$ мм

Расстояние от центра тяжести арматуры до сжатого края сечения

$A_s = 1964$ мм² (4Ø25)

Площадь сечения арматуры

Класс бетона

B25

Класс арматуры

A-III

$M=300$ кН*м

Изгибающий момент в сечении

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Длина элемента 1 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости XoY 1

Коэффициент расчетной длины в плоскости XoZ 1

Случайный эксцентриситет по Z принят по СНиП 2.03.01-84* (Россия и другие страны СНГ)

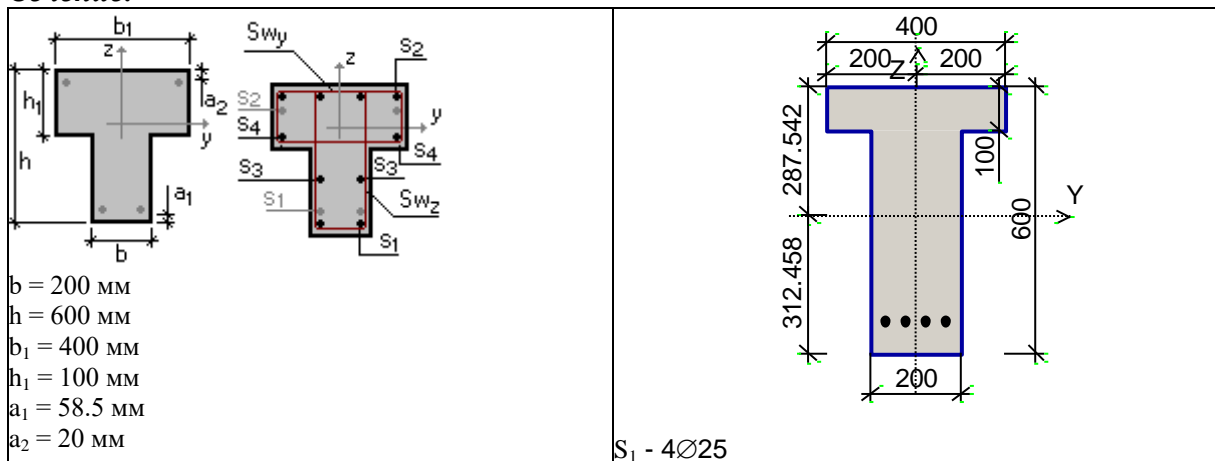
Случайный эксцентриситет по Y принят по СНиП 2.03.01-84* (Россия и другие страны СНГ)

Конструкция статически определяемая

Предельная гибкость - 200



Сечение:



Арматура	Класс	Коэффициент условий работы
Продольная	А-III	1
Поперечная	А-I	1

Бетон:

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: В25

Условия твердения: Естественное

Коэффициент условий твердения 1

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b2}	учет нагрузок длительного действия	0.9
	результатирующий коэффициент без γ_{b2}	1

Результаты расчета по комбинациям загрузжений

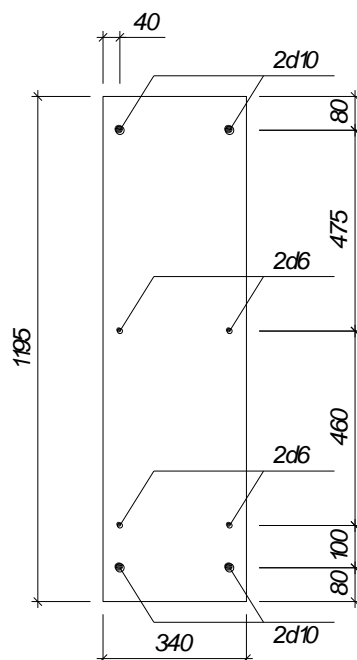
	N	M_y	Q_z	M_z	Q_y	T	Коэффициент надежности по нагрузке	Коэффициент длительной части	Кратковременная	Сейсмика
	кН	кН*м	кН	кН*м	кН	кН*м				
1	0	300	0	0	0	0	1	1		

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Сравнение решений:

Проверка	прочность сечения
Пособие	$300/327,1 = 0,917$
АРБАТ	0,914
Отклонение, %	0,3 %

Расчет прочности стеновой панели



Цель: Проверка прочности стеновой панели

Задача: Проверить прочность сечения

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84), 1989, с. 32-34.

Файл с исходными данными:

Example 12 SNiP.SAV

отчет – Arbat 12.doc.

Соответствие нормативным документам: СНиП 2.03.01-84*.

Исходные данные:

$l = 5,8$ м

Пролет стеновой панели

$b \times h = 340 \times 1195$ мм

Размеры сечения стеновой панели

$q_{tot} = 3,93$ кН/м²

Полная вертикальная равномерно распределенная нагрузка

$q_w = 0,912$ кН/м²

Ветровая нагрузка

Класс бетона

B3,5; D1100

Класс арматуры

A-III

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Длина элемента 5.8 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоУ 1

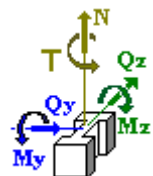
Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоZ 1

Случайный эксцентриситет по Z принят по СНиП 2.03.01-84* (Россия и другие страны СНГ)

Случайный эксцентриситет по Y принят по СНиП 2.03.01-84* (Россия и другие страны СНГ)

Конструкция статически определяемая

Предельная гибкость - 200



Сечение:

<p> $b = 340 \text{ мм}$ $h = 1195 \text{ мм}$ $a_1 = 75 \text{ мм}$ $a_2 = 75 \text{ мм}$ </p>	<p> $S_1 - 2\text{Ø}10$, второй ряд $2\text{Ø}6$ Расстояние в свету между рядами 92 мм $S_2 - 2\text{Ø}10$, второй ряд $2\text{Ø}6$ Расстояние в свету между рядами 467 мм </p>
--	--

Арматура	Класс	Коэффициент условий работы
Продольная	А-III	1
Поперечная	А-I	1

Бетон:

Вид бетона: Легкий

Класс бетона: В3,5

Марка по средней плотности: D1100

Заполнитель: Искусственный плотный

Условия твердения: Естественное

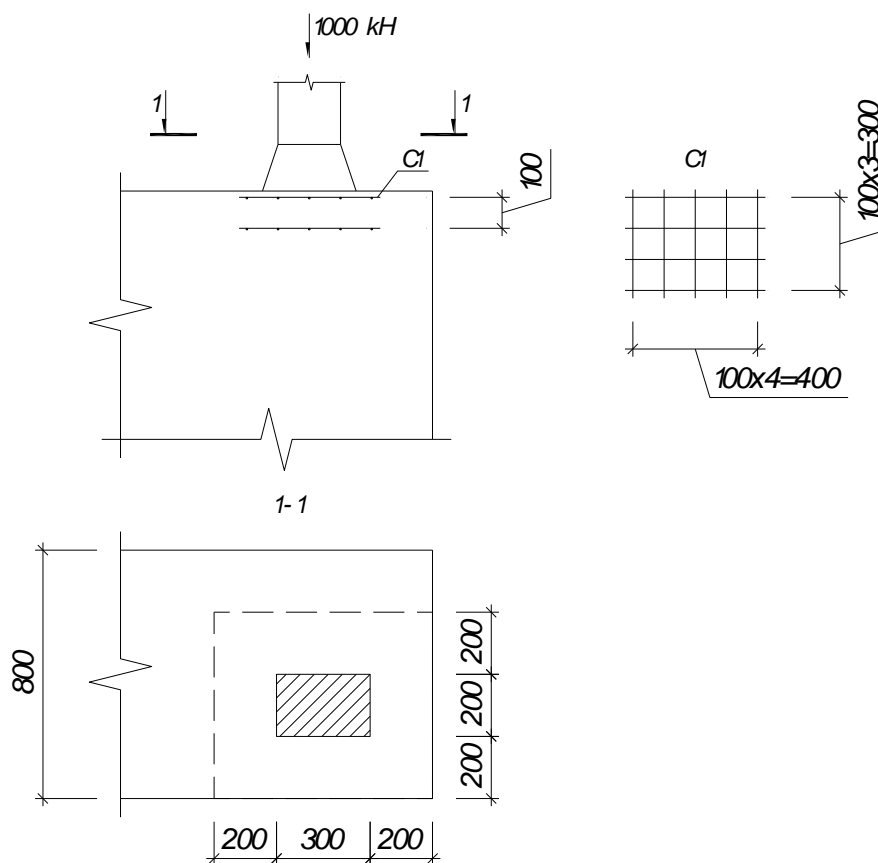
Коэффициент условий твердения 1

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b2}	учет нагрузок длительного действия	1.1
	результатирующий коэффициент без γ_{b2}	1

Сравнение решений:

Проверка	Прочности сечения
Пособие	$74,5/78,4= 0,950$
АРБАТ	0,953
Отклонение, %	0,3 %

Расчет на местное сжатие



Цель: Проверка расчета фундамента на местное сжатие

Задача: Проверить правильность расчета на местное сжатие

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84), 1989, с. 101-102.

Файл с исходными данными:

Example 48.SAV

отчет – Arbat 48.doc.

Соответствие нормативным документам: СНиП 2.03.01-84*.

Исходные данные:

$b = 0,8$ м

$a_1 \times a_2 = 300 \times 200$ мм

$A_{sx} = A_{sy} = 7,1$ мм² (1Ø3)

$N = 1000$ кН

Ширина фундамента

Размеры пятна приложения нагрузки

Площадь сечения арматуры

Вертикально действующая нагрузка

Класс бетона

Класс арматуры

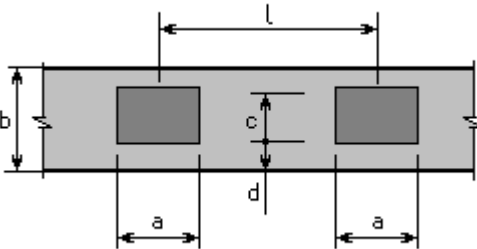
B12,5

Vp-I

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$


Схема нагружения:

<p>Местная нагрузка, приложенная на части длины и ширины элемента Местная краевая нагрузка, расположенная в пределах выступа стены или простенка</p> 	<p> $a = 300 \text{ мм}$ $b = 800 \text{ мм}$ $c = 200 \text{ мм}$ $d = 200 \text{ мм}$ </p> <p>Число зон приложения нагрузки - одна</p>
--	---

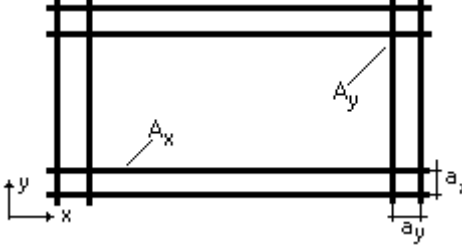
Косвенное армирование плоскими сетками:

Класс арматуры: В500

Расположение сеток

	<p> Защитный слой $a = 20 \text{ мм}$ Шаг сеток $b = 100 \text{ мм}$ Количество сеток - 2 </p>
--	--

Сетки:

	<p>Сетки</p> <p>Стержни вдоль X Диаметр 3 мм Шаг $a_x = 100 \text{ мм}$ Количество стержней - 4</p> <p>Стержни вдоль Y Диаметр 3 мм Шаг $a_y = 100 \text{ мм}$ Количество стержней - 5</p>
---	--

Бетон:

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: В12,5

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b2}	учет нагрузок длительного действия	0.9
	результатирующий коэффициент без γ_{b2}	1

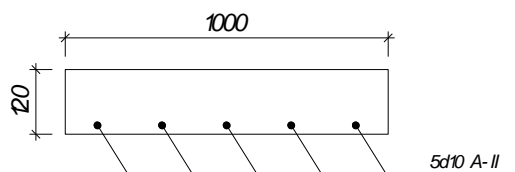
Сравнение решений:

Проверка	условие прочности местного сжатия
Пособие	$1000/1182 = 0,846$

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

АРБАТ	0,84
Отклонение, %	0,7 %

Расчет прогиба плиты



Цель: Проверка расчета плиты по деформациям

Задача: Проверить правильность вычисления прогиба

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84), 1989, с. 139-140.

Файл с исходными данными:

Example 57.SAV

отчет – Arbat 57.doc.

Соответствие нормативным документам: СНиП 2.03.01-84*.

Исходные данные:

$l = 3,1$ м

$b \times h = 1000 \times 150$ мм

$a = 15$ мм

$A_s = 393$ мм² (5Ø10)

$q_{tot} = 7$ кН/м

$q_l = 6$ кН/м

Класс бетона

Класс арматуры

Пролет плиты

Размеры сечения плиты

Расстояние от центра тяжести арматуры до сжатого края сечения

Площадь сечения арматуры

Полная равномерно распределенная нагрузка

Часть полной равномерно распределенной нагрузки от постоянных и длительных нагрузок

B25

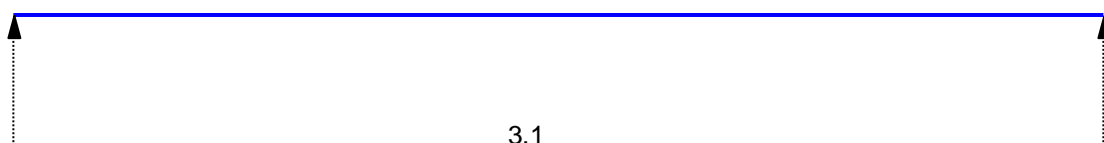
A-II

Исходные данные АРБАТ:

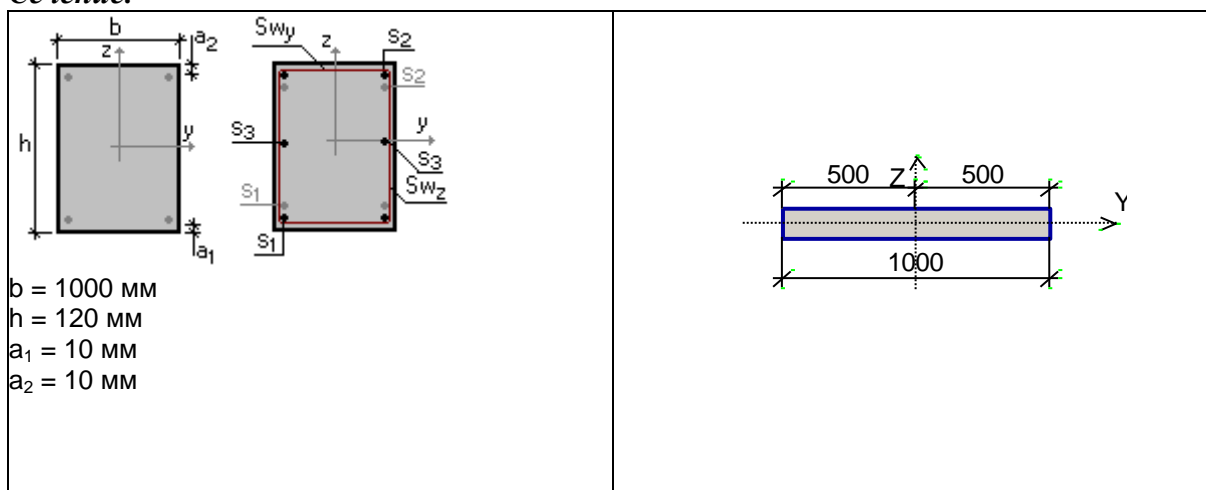
Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1

Конструктивное решение:



Сечение:



Арматура	Класс	Коэффициент условий работы
Продольная	А-II	1
Поперечная	А-I	1

Заданное армирование:

Пролет	Участок	Длина (м)	Арматура	Сечение
пролет 1	1	3.1	S ₁ - 5□10	

Бетон:

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: В25

Плотность бетона 2,5 Т/м³

Коэффициенты условий работы бетона:

γ_{b2}	учет нагрузок длительного действия	1
	результатирующий коэффициент без γ_{b2}	1

Условия эксплуатации:

Режим влажности бетона - Естественная влажность

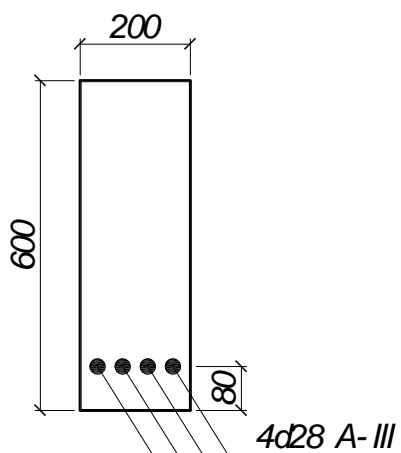
Влажность воздуха окружающей среды - 40-75%

Сравнение решений:

Проверка	максимальный прогиб
Пособие	12,1 мм
АРБАТ	13,098 мм
Отклонение, %	8,2 %

Комментарий: Различие в результатах связано с тем, что в Пособии используются приближенные эмпирические формулы.

Расчет прогиба ригеля



Цель: Проверка расчета ригеля по деформациям

Задача: Проверить правильность вычисления прогиба

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84), 1989, с. 140.

Файл с исходными данными:

Example 58.SAV

отчет – Arbat 58.doc.

Соответствие нормативным документам: СНиП 2.03.01-84*.

Исходные данные:

$l = 4,8$ м

$b \times h = 200 \times 600$ мм

$a = 80$ мм

$A_s = 2463$ мм² (4Ø28)

$q_{tot} = 85,5$ кН/м

$q_l = 64$ кН/м

Класс бетона

Класс арматуры

Пролет ригеля

Размеры сечения ригеля

Расстояние от центра тяжести арматуры до сжатого края сечения

Площадь сечения арматуры

Полная равномерно распределенная нагрузка

Часть полной равномерно распределенной нагрузки от постоянных и длительных нагрузок

B25

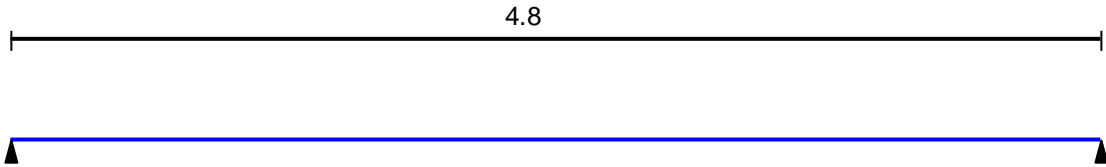
A-III

Прогиб ограничивается эстетическими требованиями.

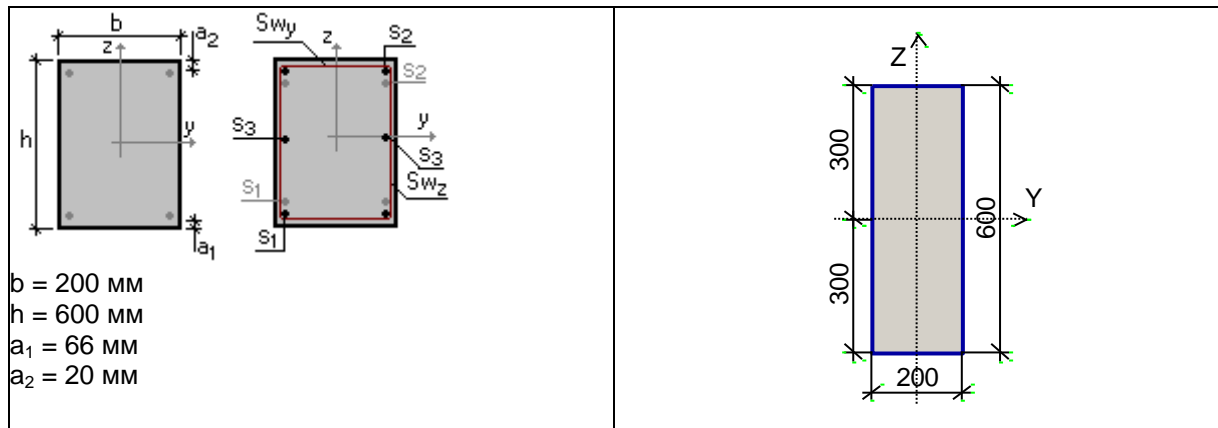
Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Конструктивное решение:



Сечение:



Арматура	Класс	Коэффициент условий работы
Продольная	А-III	1
Поперечная	А-I	1

Заданное армирование:

Пролет	Участок	Длина (м)	Арматура	Сечение
пролет 1	1	4.8	$S_1 - 4\text{Ø}28$	

Бетон:

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: В25

Плотность бетона $2,5 \text{ Т/м}^3$

Условия твердения: В пропарочных камерах

Коэффициент условий твердения 1

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b2}	учет нагрузок длительного действия	1
	результатирующий коэффициент без γ_{b2}	1

Условия эксплуатации:

Режим влажности бетона - Естественная влажность

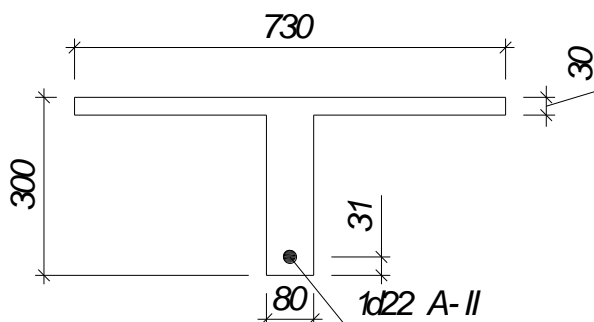
Влажность воздуха окружающей среды - 40-75%

Сравнение решений:

Проверка	максимальный прогиб
Пособие	19,7 мм
АРБАТ	20,298 мм
Отклонение, %	3,4 %

Комментарий: Поскольку прогиб ограничивается эстетическими требованиями, нагрузка принималась равной $q_l=64$ кН/м (см. п. 1.17 Пособия).

Расчет прогиба T-образной плиты



Цель: Проверка расчета плиты по деформациям

Задача: Проверить правильность вычисления прогиба

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84), 1989, с. 140-141.

Файл с исходными данными:

Example 59.SAV

отчет – Arbat 59.doc.

Соответствие нормативным документам: СНиП 2.03.01-84*.

Исходные данные:

$l = 5,7$ м

$b \times h = 80 \times 300$ мм

$a = 31$ мм

$A_s = 380$ мм² (1Ø22)

$q_l = 8,75$ кН/м

Пролет плиты

Размеры сечения плиты

Расстояние от центра тяжести арматуры до сжатого края сечения

Площадь сечения арматуры

Постоянная и длительная распределенная нагрузка

Класс бетона

Класс арматуры

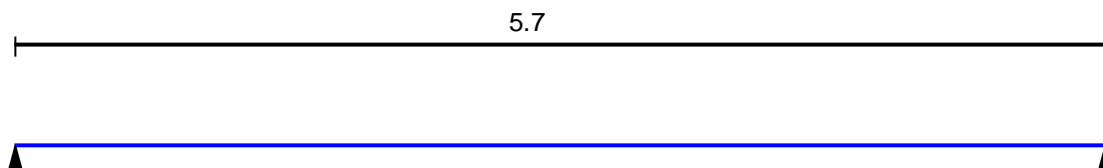
B25, D1600

A-II

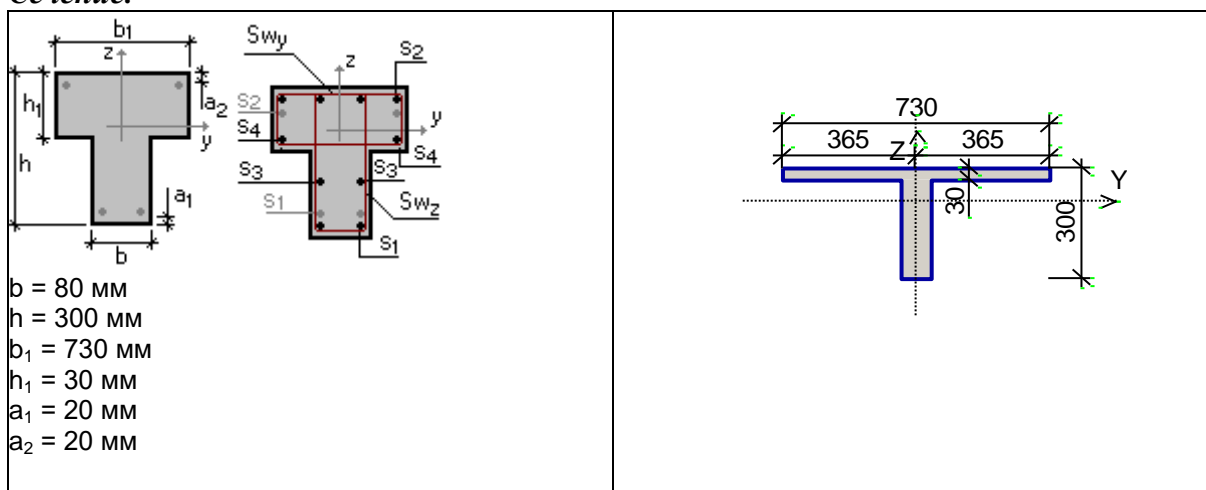
Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Конструктивное решение:



Сечение:



Арматура	Класс	Коэффициент условий работы
Продольная	А-II	1
Поперечная	А-I	1

Заданное армирование:

Пролет	Участок	Длина (м)	Арматура	Сечение
пролет 1	1	5.7	S ₁ - 1Ø22	

Бетон:

Вид бетона: Легкий
 Класс бетона: В25
 Марка по средней плотности: D1600
 Заполнитель: Искусственный плотный
 Плотность бетона 1.6 Т/м³

Условия твердения: В пропарочных камерах
 Коэффициент условий твердения 1

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b2}	учет нагрузок длительного действия	1
	результатирующий коэффициент без γ_{b2}	1

Условия эксплуатации:

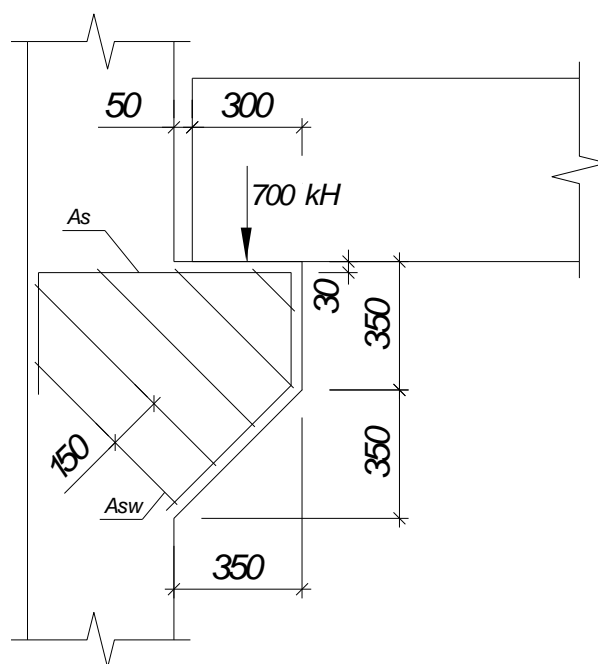
Режим влажности бетона - Естественная влажность
 Влажность воздуха окружающей среды - 40-75%

Сравнение решений:

Проверка	максимальный прогиб
Пособие	23,2 мм
АРБАТ	22,905 мм
Отклонение, %	1,3 %

Комментарий. Различие в результатах связано с тем, что в Пособии используются приближенные эмпирические формулы.

Расчет коротких консолей



Цель: Проверка расчета коротких консолей

Задача: Проверить правильность вычисления расчета коротких консолей

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84), 1989, с. 105-106.

Файл с исходными данными:

Example 49.SAV

отчет – Arbat 49.doc.

Соответствие нормативным документам: СНиП 2.03.01-84*.

Исходные данные:

$b = 400$ мм

Ширина консоли

$h = 700$ мм

Высота консоли

$l_1 = 350$ мм

Вылет консоли

$l_{sup,f} = 300$ мм

Длина площадки опирания на консоль

$A_s = 1140$ мм² (3Ø22)

Площадь сечения продольной арматуры

$A_{sw} = 157$ мм² (1Ø10)

Площадь сечения поперечной арматуры

$N = 700$ кН

Вертикально действующая нагрузка на консоль

Класс бетона

B25

Класс арматуры

AIII

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

	<p> $h = 700 \text{ мм}$ $h_1 = 350 \text{ мм}$ $a = 50 \text{ мм}$ $L_1 = 350 \text{ мм}$ $C_1 = 400 \text{ мм}$ $C_2 = 400 \text{ мм}$ </p>
<p>Шарнирное опирание ригеля на консоль колонны</p>	

Ширина колонны (консоли) $b = 400 \text{ мм}$
 Длина площадки опирания ригеля $L_2 = 300 \text{ мм}$
 Защитный слой $a_1 = 19 \text{ мм}$
 Ширина ригеля $b_1 = 400 \text{ мм}$
 Нагрузка на консоль колонны $Q_c = 700 \text{ кН}$
 Продольная арматура консоли А-III 3Ø22
 Поперечная арматура консоли А-III Ø10, шаг хомутов 150 мм

Бетон:

Вид бетона: Тяжелый
 Класс бетона: В25

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b2}	учет нагрузок длительного действия	0,9

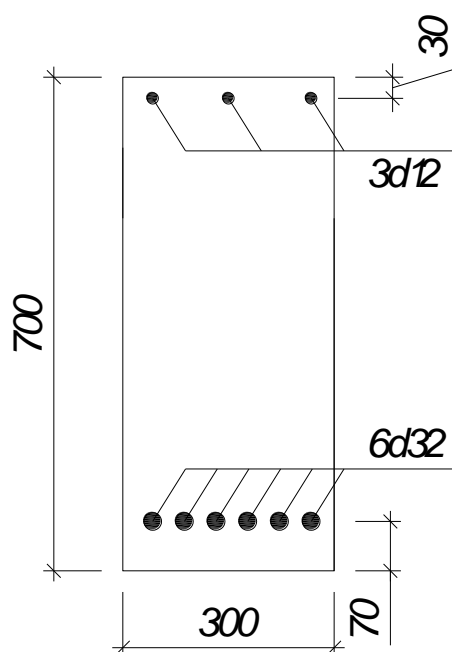
Сравнение решений:

Проверка	Обеспечение прочности по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой
Пособие	$700/717 = 0,976$
АРБАТ	0,973
Отклонение, %	0,3 %

Проверка	Несущая способность продольной арматуры
Пособие	$1002/1140 = 0,879$
АРБАТ	0,879
Отклонение, %	0 %

РАСЧЕТЫ ПО СНиП 52-01-2003

Расчет прочности сечения



Цель: Проверка прочности сечения

Задача: Проверить прочность сечения

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003), 2005, с. 28.

Файл с исходными данными:

Пример 6 Пособие СП.SAV
отчет – Arbat 6 SP.doc.

Соответствие нормативным документам: СП 52-101-2003.

Исходные данные:

$b \times h = 300 \times 700$ мм

$a = 70$ мм

$a' = 30$ мм

Размеры сечения

Расстояние до ц.т. растянутой арматуры

Расстояние до ц.т. сжатой арматуры

$A_s = 4826$ мм² (6Ø32)

$A'_s = 339$ мм² (3Ø12)

Площадь сечения растянутой арматуры

Площадь сечения сжатой арматуры

$M = 630$ кНм

Изгибающий момент

Класс бетона

Класс арматуры

B20

A400

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1

Длина элемента 3 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости ХoУ 1

Коэффициент расчетной длины в плоскости ХoZ 1

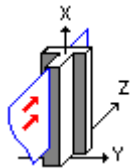
Случайный эксцентриситет по Z принят по СНиП 52-01-2003 (Россия)

Случайный эксцентриситет по Y принят по СНиП 52-01-2003 (Россия)

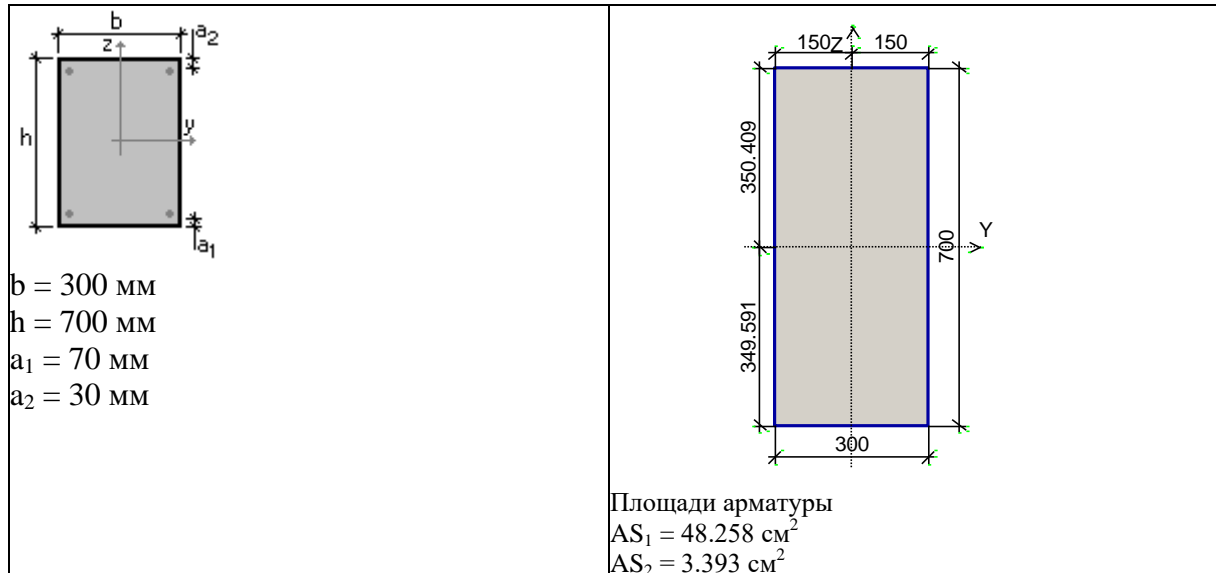
Конструкция статически определяемая

Предельная гибкость - 200

Силовая плоскость



Сечение:



Арматура	Класс	Коэффициент условий работы
Продольная	A400	1
Поперечная	A240	1

Бетон:

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: B20

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b1}	учет нагрузок длительного действия	1
γ_{b2}	учет характера разрушения	1
γ_{b3}	учет вертикального положения при бетонировании	1
γ_{b4}	учет замораживания/оттаивания и отрицательных температур	1

Влажность воздуха окружающей среды - 40-75%

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Сравнение решений:

Проверка	Прочности сечения
Пособие	$630/606,2 = 1,039$
АРБАТ	1,039
Отклонение, %	0 %

Расчет ребра ТТ-образной плиты перекрытия по несущей способности на действие поперечных сил

Цель: Проверка расчета сопротивления железобетонных сечений.

Задача: Проверить правильность анализа прочности наклонных сечений и бетонной полосы между наклонными сечениями.

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003), 2005, с. 56-57.

Файл с исходными данными:

- при поперечной силе $Q = 62$ кН — Example 12.1.SAV
отчет – Arbat 12.1.doc.
- при поперечной силе $Q = 58,4$ кН — Example 12.2.SAV
отчет – Arbat 12.2.doc.

Соответствие нормативным документам: СП 52-101-2003, СП 63.13330.2012.

Исходные данные:

$b \times h = 85 \times 350$ мм	Размеры сечения ребра плиты
$a = 35$ мм	Расстояние от центра тяжести продольной арматуры до наиболее растянутого волокна сечения
$d = 8$ мм	Диаметр поперечной арматуры
$s_w = 100$ мм	Шаг поперечной арматуры
$q = 21,9$ кН/м	Нагрузка, действующая на ребро
$q_v = 18$ кН/м	Временная эквивалентная нагрузка
$Q_{\max} = 62$ кН	Поперечная сила на опоре
Класс бетона В15	
Класс арматуры А400	

Исходные данные АРБАТ при поперечной силе $Q = 62$ кН:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1

Длина элемента 1 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоУ 1

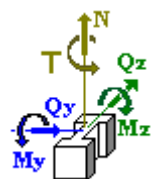
Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоZ 1

Случайный эксцентриситет по Z принят по СНиП 52-01-2003 (Россия)

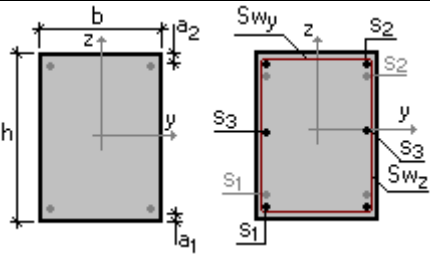
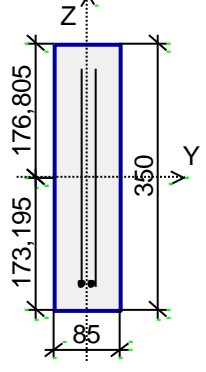
Случайный эксцентриситет по У принят по СНиП 52-01-2003 (Россия)

Конструкция статически неопределимая

Предельная гибкость - 200



Сечение:

 <p> $b = 85 \text{ мм}$ $h = 350 \text{ мм}$ $a_1 = 32 \text{ мм}$ $a_2 = 32 \text{ мм}$ </p>	 <p> $S_1 - 2\varnothing 6$ Поперечная арматура вдоль оси Z $1\varnothing 8$, шаг поперечной арматуры 100 мм </p>
--	---

Арматура	Класс	Коэффициент условий работы
Продольная	A400	1
Поперечная	A400	1

Бетон:

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: B15

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b1}	учет нагрузок длительного действия	1
γ_{b2}	учет характера разрушения	1
γ_{b3}	учет вертикального положения при бетонировании	1
γ_{b4}	учет замораживания/оттаивания и отрицательных температур	1

Влажность воздуха окружающей среды - 40-75%

Трещиностойкость:

Отсутствие трещин

Усилия:

$N = 0 \text{ кН}$

$M_y = 0 \text{ кН*м}$

$Q_z = 62 \text{ кН}$

$M_z = 0 \text{ кН*м}$

$Q_y = 0 \text{ кН}$

$T = 0 \text{ кН*м}$

Коэффициент длительной части 1

Исходные данные АРБАТ при поперечной силе $Q = 58,4 \text{ кН}$:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1

Длина элемента 1 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости XoY 1

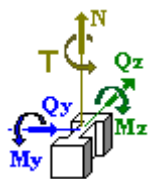
Коэффициент расчетной длины в плоскости XoZ 1

Случайный эксцентриситет по Z принят по СНиП 52-01-2003 (Россия)

Случайный эксцентриситет по Y принят по СНиП 52-01-2003 (Россия)

Конструкция статически неопределимая

Предельная гибкость - 200



Сечение:

<p> $b = 85 \text{ мм}$ $h = 350 \text{ мм}$ $a_1 = 32 \text{ мм}$ $a_2 = 32 \text{ мм}$ </p>	<p> $S_1 - 2\text{Ø}6$ Поперечная арматура вдоль оси Z $1\text{Ø}8$, шаг поперечной арматуры 100 мм </p>
--	---

Арматура	Класс	Коэффициент условий работы
Продольная	A400	1
Поперечная	A400	1

Бетон:

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: B15

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b1}	учет нагрузок длительного действия	1
γ_{b2}	учет характера разрушения	1
γ_{b3}	учет вертикального положения при бетонировании	1
γ_{b4}	учет замораживания/оттаивания и отрицательных температур	1

Влажность воздуха окружающей среды - 40-75%

Трещиностойкость:

Отсутствие трещин

Усилия:

$N = 0 \text{ кН}$

$M_y = 0 \text{ кН*м}$

$Q_z = 58,4 \text{ кН}$

$M_z = 0 \text{ кН*м}$

$Q_y = 0 \text{ кН}$

$T = 0 \text{ кН*м}$

Коэффициент длительной части 1

Сравнение решений:

Проверка	прочность по бетонной полосе между наклонными сечениями	прочность по наклонному сечению
Пособие	$62/68,276 = 0,908$	$58,4/63,97 = 0,913$
АРБАТ	0,908	0,912
Отклонение, %	–	0,11

Комментарии:

1. Проверка прочности по наклонному сечению заключается в сравнении суммы поперечных сил, воспринимаемых бетоном и хомутами в наклонном сечении ($Q_b + Q_{sw}$), с поперечной силой Q в наклонном сечении, которая определяется как проекция на нормаль к продольной оси элемента равнодействующей всех внешних сил, которые действуют на элемент по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения ($Q = Q_{max} - q_{1c}$). Для проверки прочности по наклонному сечению в качестве поперечной силы в нормальном сечении используется значение $Q = 58,4$ кН, полученное в Пособии.
2. В АРБАТ необходимо ввести длину элемента. Т.к. в задаче она не определена, использовано значение 1 м.
3. В АРБАТ необходимо ввести данные по продольной арматуре. Т.к. в задаче они не определены, использовано: арматура класса А400, стержни 2Ø6. Соответственно, значение защитного слоя $a_1 = a_2 = a - d/2 = 35 - 6/2 = 32$ мм.

Расчет свободно опертой балки перекрытия по несущей способности на действие поперечных сил

Цель: Проверка расчета сопротивления железобетонных сечений.

Задача: Проверить правильность анализа прочности наклонных сечений.

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003), 2005, с. 57-58.

Файл с исходными данными:

Example 13.SAV

отчет – Arbat 13.doc.

Соответствие нормативным документам: СП 52-101-2003, СП 63.13330.2012.

Исходные данные:

$b \times h = 200 \times 400$ мм

$h_0 = 370$ мм

$d = 8$ мм

$s_w = 150$ мм

$q_v = 36$ кН/м

$q_g = 14$ кН/м

$Q_{\max} = 137,5$ кН

Класс бетона В25

Класс арматуры А240

Размеры сечения балки

Рабочая высота сечения балки

Диаметр поперечной арматуры (хомуты двухветвевые)

Шаг поперечной арматуры

Временная эквивалентная нагрузка

Постоянная нагрузка

Поперечная сила на опоре

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1

Длина элемента 1 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоУ 1

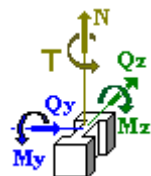
Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоZ 1

Случайный эксцентриситет по Z принят по СНиП 52-01-2003 (Россия)

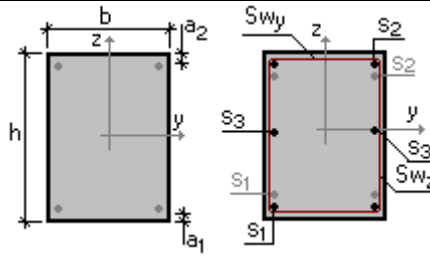
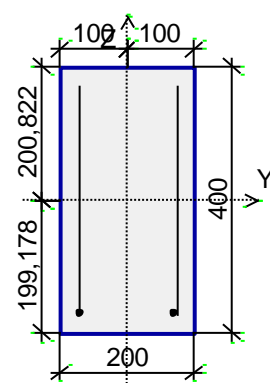
Случайный эксцентриситет по У принят по СНиП 52-01-2003 (Россия)

Конструкция статически неопределимая

Предельная гибкость - 200



Сечение:

 <p> $b = 200 \text{ мм}$ $h = 400 \text{ мм}$ $a_1 = 27 \text{ мм}$ $a_2 = 27 \text{ мм}$ </p>	 <p> $S_1 - 2\varnothing 6$ Поперечная арматура вдоль оси Z $2\varnothing 8$, шаг поперечной арматуры 150 мм </p>
---	--

Арматура	Класс	Коэффициент условий работы
Продольная	A240	1
Поперечная	A240	1

Бетон:

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: B25

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b1}	учет нагрузок длительного действия	1
γ_{b2}	учет характера разрушения	1
γ_{b3}	учет вертикального положения при бетонировании	1
γ_{b4}	учет замораживания/оттаивания и отрицательных температур	1

Влажность воздуха окружающей среды - 40-75%

Трещиностойкость:

Отсутствие трещин

Усилия:

$N = 0 \text{ кН}$

$M_y = 0 \text{ Т*м}$

$Q_z = 100,35 \text{ кН}$

$M_z = 0 \text{ Т*м}$

$Q_y = 0 \text{ кН}$

$T = 0 \text{ Т*м}$

Коэффициент длительной части 1

Сравнение решений:

Проверка	прочность по наклонному сечению
Пособие	$100,35/100,69 = 0,997$
АРБАТ	0,982
Отклонение, %	1,5

Комментарии:

1. Проверка прочности по наклонному сечению заключается в сравнении суммы поперечных сил, воспринимаемых бетоном и хомутами в наклонном сечении ($Q_b + Q_{sw}$), с поперечной силой Q в наклонном сечении, которая определяется как проекция на нормаль к продольной оси элемента равнодействующей всех внешних сил, которые действуют на элемент по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения ($Q = Q_{max} - q_1c$). В качестве поперечной силы в нормальном сечении используется значение $Q = 100,35$ кН, полученное в Пособии.
2. В АРБАТ необходимо ввести длину элемента. Т.к. в задаче она не определена, использовано значение 1 м.
3. В АРБАТ необходимо ввести данные по продольной арматуре. Т.к. в задаче они не определены, использовано: арматура класса А240, стержни 2Ø6. Соответственно, значение защитного слоя $a_1 = a_2 = h - h_0 - d/2 = 400 - 370 - 6/2 = 27$ мм.

Расчет колонны многоэтажного рамного каркаса по несущей способности на действие поперечной силы

Цель: Проверка расчета сопротивления железобетонных сечений.

Задача: Проверить правильность анализа прочности наклонных сечений.

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 52-101-2003), 2005, с. 104-105.

Имя файла с исходными данными:

Example 34.SAV;

отчет:

при расчете по СНиП 52-01-2003 – Arbat 34.1.doc,

при расчете по СП 63.13330.2012 – Arbat 34.2.doc.

Соответствие нормативным документам: СНиП 52-101-2003, СП 63.13330.2012.

Исходные данные из источника:

$b \times h = 400 \times 600$ мм	Размеры сечения колонны
$l = 3,3$ м	Длина колонны (расстояние между опорными сечениями)
$a = a' = 50$ мм	Расстояние от центра тяжести продольной арматуры до наиболее растянутого волокна сечения
$d = 12$ мм	Диаметр поперечной арматуры
$s_w = 400$ мм	Шаг поперечной арматуры
$M_{sup} = 350$ кН·м	Изгибающий момент в верхнем опорном сечении
$M_{inf} = 250$ кН·м	Изгибающий момент в нижнем опорном сечении
$N = 572$ кН	Продольная сила
Класс бетона	B25
Класс поперечной арматуры	A240

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1

Длина элемента 3,3 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоУ 1

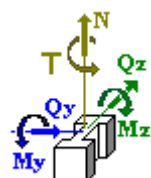
Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоZ 1

Случайный эксцентриситет по Z принят по СНиП 52-01-2003 (Россия)

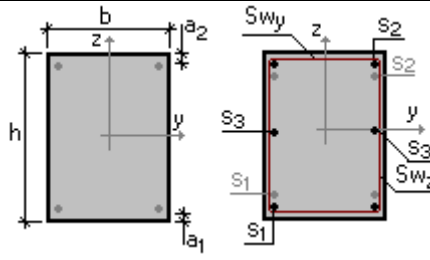
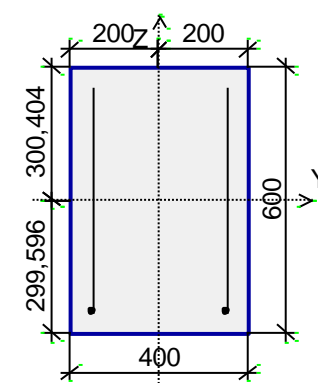
Случайный эксцентриситет по У принят по СНиП 52-01-2003 (Россия)

Конструкция статически неопределимая

Предельная гибкость - 200



Сечение

 <p> $b = 400 \text{ мм}$ $h = 600 \text{ мм}$ $a_1 = 47 \text{ мм}$ $a_2 = 47 \text{ мм}$ </p>	 <p> $S_1 - 2\text{Ø}6$ Поперечная арматура вдоль оси Z $2\text{Ø}12$, шаг поперечной арматуры 400 мм </p>
---	---

Арматура	Класс	Коэффициент условий работы
Продольная	A400	1
Поперечная	A240	1

Бетон

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: B25

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b1}	учет нагрузок длительного действия	1
γ_{b2}	учет характера разрушения	1
γ_{b3}	учет вертикального положения при бетонировании	1
γ_{b4}	учет замораживания/оттаивания и отрицательных температур	1

Влажность воздуха окружающей среды - 40-75%

Трещиностойкость

Отсутствие трещин

Усилия

	N	M_y	Q_z	M_z	Q_y	T	Коэффициент надежности по нагрузке	Коэффициент длительной части	Кратковременная	Сейсмика
	кН	кН*м	кН	кН*м	кН	кН*м				
1	-572	600	181,8	0	0	0	1	1		

Сравнение решений (по СНиП 52-101-2003):

Файл сохранения	Пример 34.SAV
Файл отчета	Arbat 34.1.doc
Проверка	прочность по наклонному сечению
Пособие	$181,8/184,8 = 0,984$
АРБАТ	0,982
Отклонение, %	0,17 %

Сравнение решений (по СП 63.13330.2012):

Файл сохранения	Пример 34.SAV
Файл отчета	Arbat 34.2.doc
Проверка	прочность по наклонному сечению

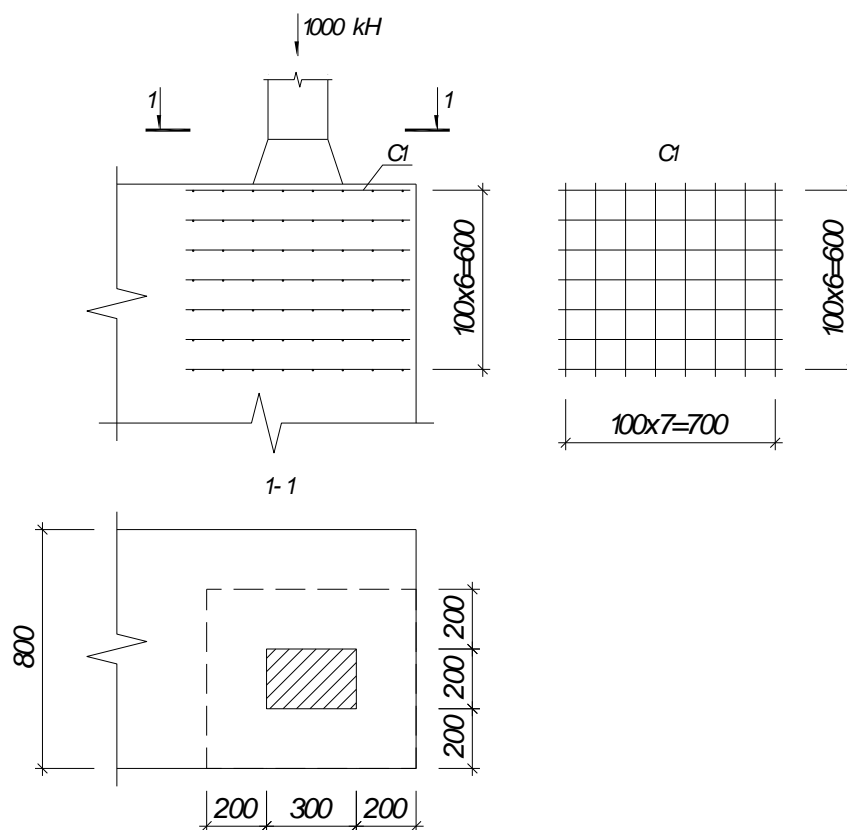
В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Пособие	$181,8/184,8 = 0,984$
АРБАТ	0,843
Отклонение, %	14,3%

Комментарии:

1. Изгибающий момент M_y определен как сумма моментов в верхнем и нижнем опорном сечениях $M_y = M_{sup} + M_{inf} = 350 + 250 = 600$ кН.
2. Поперечная сила в колонне определена: $Q_z = M_y/l = 600/3,3 = 181,8$ кН.
3. В АРБАТ необходимо ввести данные по продольной арматуре. Т.к. в задаче они не определены, использовано: арматура класса А400, стержни 2Ø6. Соответственно, значение защитного слоя $a_1 = a_2 = a - d/2 = 50 - 6/2 = 47$ мм.
4. Различие коэффициентов использования в 14,3% в результатах решения в Пособии и АРБАТ согласно СП 63.13330.2012 обусловлено иным учетом сжимающих напряжений соответственно с данными нормами (п. 8.1.34) в отличии от СНиП 52-101-2003.

Расчет на местное сжатие



Цель: Проверка расчета фундамента на местное сжатие

Задача: Проверить правильность вычисления расчета на местное сжатие

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003), 2005, с. 128-129.

Файл с исходными данными:

Example 39.SAV

отчет – Arbat 39.doc.

Соответствие нормативным документам: СП 52-101-2003, СП 63.13330.2012.

Исходные данные:

$b = 0,8$ м

$a_1 \times a_2 = 300 \times 200$ мм

$A_{sx} = A_{sy} = 12,6$ мм² (1Ø4)

$N = 1000$ кН

Ширина фундамента

Размеры пятна приложения нагрузки

Площадь сечения арматуры

Вертикально действующая нагрузка

Класс бетона

B10

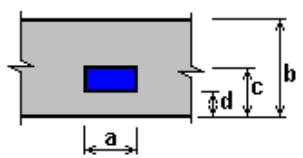
Класс арматуры

B500

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$


Схема нагружения:

Местная нагрузка вблизи одного края элемента	$a = 300$ мм $b = 800$ мм $c = 400$ мм $d = 200$ мм
	

Косвенное армирование плоскими сетками:

Класс арматуры: В500

Расположение сеток

	Защитный слой $a = 20$ мм Шаг сеток $b = 100$ мм Количество сеток - 4
---	---

Сетки:

	Сетки Стержни вдоль X Диаметр 4 мм Шаг $a_x = 100$ мм Количество стержней - 7 Стержни вдоль Y Диаметр 4 мм Шаг $a_y = 100$ мм Количество стержней - 8
---	---

Бетон:

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: В10

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b1}	учет нагрузок длительного действия	1
γ_{b2}	учет характера разрушения	1
γ_{b3}	учет вертикального положения при бетонировании	1
γ_{b4}	учет замораживания/оттаивания и отрицательных температур	1

Сравнение решений:

Проверка	условие прочности местного сжатия
Пособие	$1000/1147,2 = 0,872$
АРБАТ	0,873
Отклонение, %	0,1 %

Расчет железобетонной плиты перекрытия на продавливание

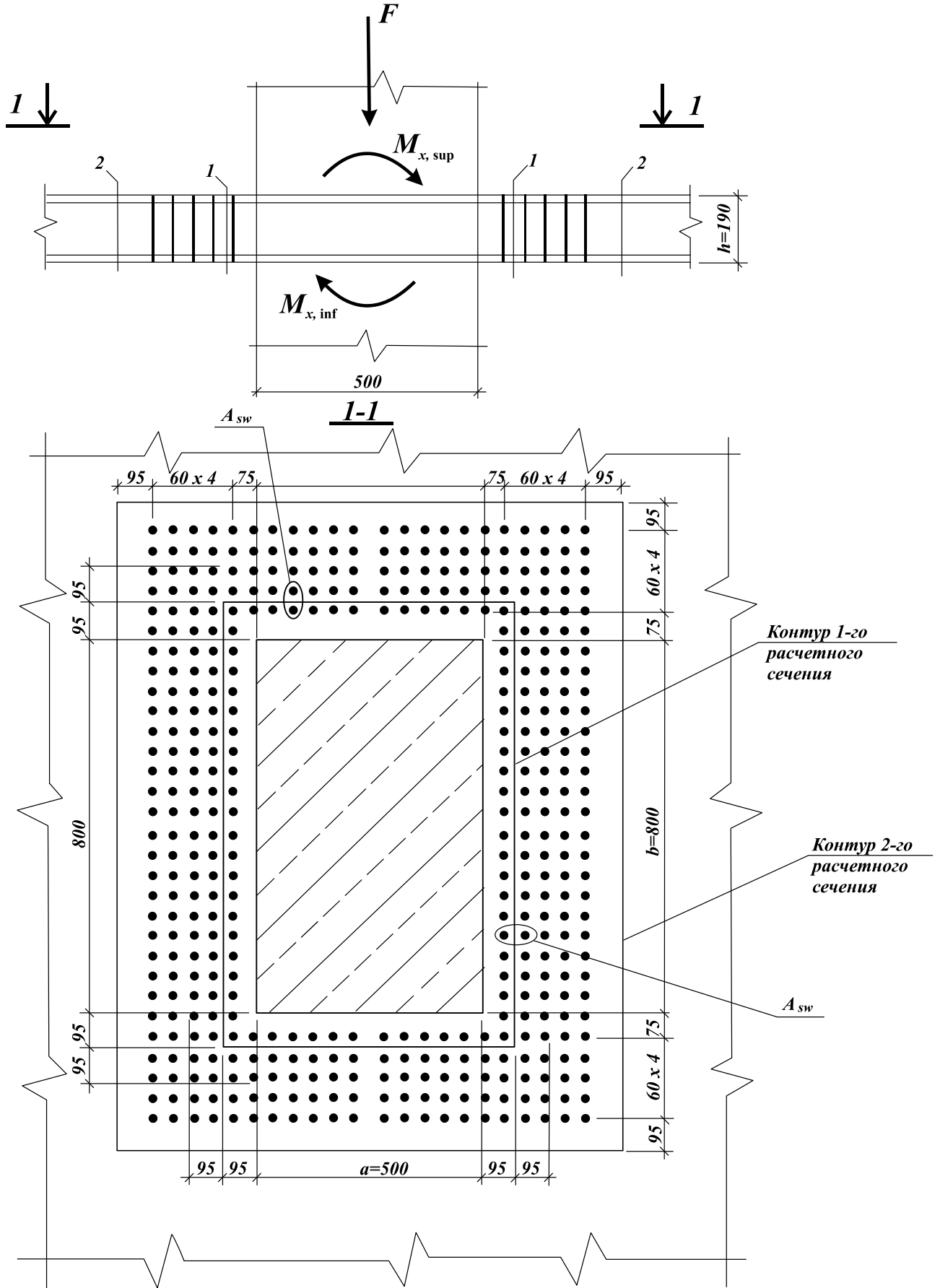


Рис 1. К примеру расчета 40
1 - 1-е расчетное сечение, 2 - 2-е расчетное сечение

Цель: Проверка режима расчета на продавливание.

Задача: Проверить правильность анализа прочности на продавливание бетонного элемента с поперечной арматурой при действии сосредоточенной силы и изгибающих моментов и анализа прочности на продавливание за границей расположения поперечной арматуры.

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003), 2005, с. 137-140.

Имя файла с исходными данными:

Пример 40.SAV

отчет – Arbat 40.doc

Соответствие нормативным документам: СП 52-101-2003, СП 63.13330.2012.

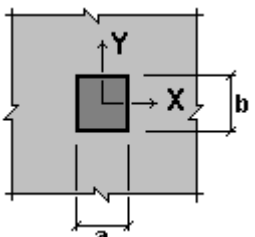
Исходные данные из источника:

$h = 220$ мм	Толщина плиты
$a \times b = 500 \times 800$ мм	Размеры сечения колонн
$N = 800$ кН	Нагрузка, передающаяся с перекрытия на колонну
$M_{x,sup} = 70$ кН·м	Момент в сечении колонны по верхней грани плиты в направлении оси X
$M_{y,sup} = 30$ кН·м	То же, в направлении оси Y
$M_{x,inf} = 60$ кН·м	Момент в сечении колонны по нижней грани плиты в направлении оси X
$M_{y,inf} = 27$ кН·м	То же, в направлении оси Y
$d = 6$ мм	Диаметр поперечной арматуры
Класс бетона	B30
Класс арматуры	A240

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Площадка приложения нагрузки расположена внутри элемента

	$a = 500$ мм $b = 800$ мм Рабочая высота сечения для продольной арматуры вдоль оси X - 190 мм вдоль оси Y - 190 мм
---	--

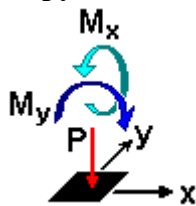
Бетон:

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: B30

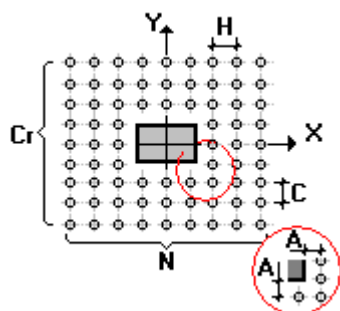
Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b1}	учет нагрузок длительного действия	1
γ_{b2}	учет характера разрушения	1
γ_{b3}	учет вертикального положения при бетонировании	1
γ_{b4}	учет замораживания/оттаивания и отрицательных температур	1

Нагрузки:



	P	M_x	M_y
	кН	кН*м	кН*м
1	800	57	130

Равномерное армирование:



Класс арматуры: A240

Диаметр 6 мм

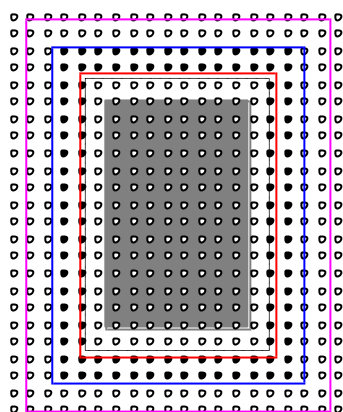
Приближение к зоне приложения нагрузки 75 мм

Расстояние между стержнями в ряду 60 мм

Число стержней в ряду 20

Расстояние между рядами 60 мм

Число рядов стержней 25



- - учитываемые стержни (120 шт)
- - неучитываемые стержни

Усилия:

$P = 800$ кН

$M_x = 57$ кН*м

$M_y = 130$ кН*м

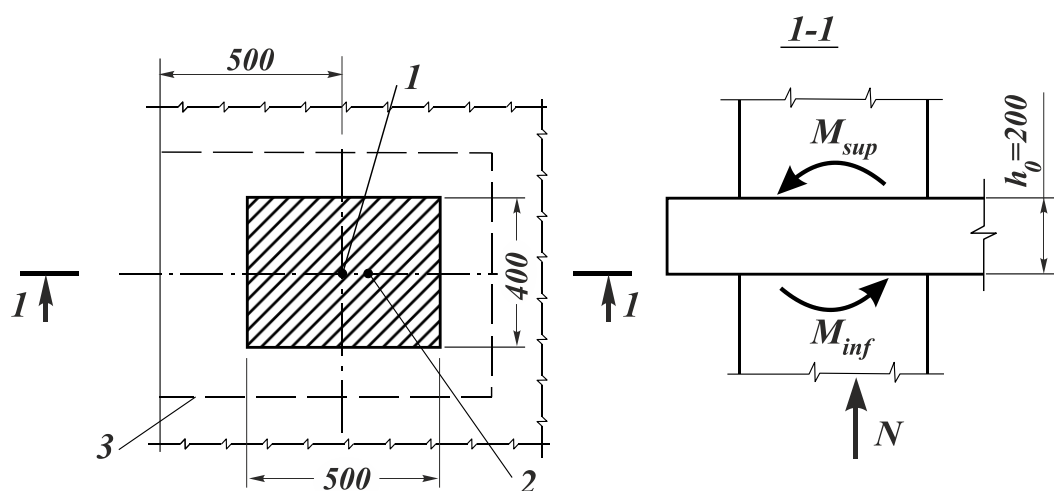
Сравнение решений:

Проверка	прочность на продавливание бетонного элемента с поперечной арматурой при действии сосредоточенной силы и изгибающих моментов с векторами вдоль осей X, Y	прочность на продавливание от действия сосредоточенной силы бетонного элемента с поперечной арматурой за границей расположения поперечной арматуры
Пособие	$343,5/347,7 = 0,988$	$146,5/218,5 = 0,67$
АРБАТ	0,973	0,75
Отклонение, %	1,518%	10,667%

Комментарии:

1. В Пособии при расчете задачи принята усредненная рабочая высота плиты равной $h_0 = 190$ мм. Это значение использовано в АРБАТ.
2. В Пособии в примере приняты обозначения моментов в сечениях колонн M_x и M_y как моменты соответственно в направлениях осей X и Y. В АРБАТ приняты обозначения M_x и M_y как моменты соответственно вокруг осей X и Y, поэтому моменты в примере Пособия M_x и M_y соответствуют в АРБАТ моментам M_y и M_x . В АРБАТ используются значения сумм моментов M_{sup} и M_{inf} по верхней и по нижним граням плиты. Таким образом, $M_x = 30 + 27 = 57$ кН·м, $M_y = 70 + 60 = 130$ кН·м.
3. Число стержней в ряду 20 и число рядов стержней 25 приняты в соответствии с размерами, указанными на чертеже в Пособии.
4. Различие второго фактора с решением из Пособия обусловлено следующими причинами:
 - в задаче границы второго расчетного контура рассматривают на расстоянии $0,5h_0$ от границы расположения всей заданной поперечной арматуры. Кроме того, в Пособии при вычислении геометрических характеристик были ошибочно использованы размеры контура на $0,5h_0$ большие, чем размеры рассматриваемого контура. В АРБАТ границы второго расчетного контура приняты на расстоянии $0,5h_0$ от границы расположения учитываемой в расчете поперечной арматуры;
 - в Пособии данную проверку прочности выполняют с учетом изгибающих моментов. В АРБАТ проверка выполняется в соответствии с п.6.2.48 СП 52-101-2003 по формуле расчета на продавливание при действии только сосредоточенной силы.

Расчет плиты плоского монолитного перекрытия на продавливание



1 - точка приложения силы N ; 2 - центр тяжести незамкнутого контура; 3 - незамкнутый контур расчетного сечения

Цель: Проверка режима расчета на продавливание.

Задача: Проверить правильность анализа прочности на продавливание бетонного элемента при действии сосредоточенной силы и изгибающего момента в случае расположения площадки приложения нагрузки у края плиты.

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003), 2005г., с. 140-142.

Имя файла с исходными данными:

Example 41.SAV;

отчет:

при расчете по СНиП 52-01-2003 – Arbat 41.1.doc,

при расчете по СП 63.13330.2012 – Arbat 41.2.doc.

Соответствие нормативным документам: СНиП 52-101-2003, СП 63.13330.2012.

Исходные данные из источника:

$h = 230$ мм	Толщина плиты
$a \times b = 500 \times 400$ мм	Размеры сечения колонн
$N = 150$ кН	Нагрузка, передающаяся с перекрытия на колонну
$M_{sup} = 80$ кН·м	Момент в сечении колонны по верхней грани плиты
$M_{inf} = 90$ кН·м	Момент в сечении колонны по нижней грани плиты
$x_0 = 500$ мм	Расстояние от центра сечения колонны до свободного края плиты
Класс бетона	B25

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Площадка приложения нагрузки расположена у свободного края элемента

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

	<p> $a = 0,5 \text{ м}$ $b = 0,4 \text{ м}$ $c = 0,25 \text{ м}$ $d = 4 \text{ м}$ </p> <p>Рабочая высота сечения для продольной арматуры</p> <p style="margin-left: 20px;">вдоль оси X - 0,2 м</p> <p style="margin-left: 20px;">вдоль оси Y - 0,2 м</p>
--	--

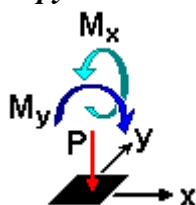
Бетон:

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: B25

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b1}	учет нагрузок длительного действия	1
γ_{b2}	учет характера разрушения	1
γ_{b3}	учет вертикального положения при бетонировании	1
γ_{b4}	учет замораживания/оттаивания и отрицательных температур	1

Нагрузки:



	P	M_x	M_y
	кН	кН*м	кН*м
1	150	0	170

Усилия:

$P = 150 \text{ кН}$

$M_x = 0 \text{ кН*м}$

$M_y = 170 \text{ кН*м}$

Сравнение решений (по СП 52-101-2003):

Файл отчета	Arbat 41.1.doc	
Проверка	прочность на продавливание бетонного элемента при действии сосредоточенной силы и изгибающих моментов с векторами вдоль осей X,Y	прочность на продавливание по незамкнутому контуру бетонного элемента при действии сосредоточенной силы и изгибающих моментов (в том числе дополнительных от внецентренного приложения силы относительно контура продавливания) с векторами вдоль осей X,Y (площадка приложения у края плиты)
Пособие	$203,4/210 = 0,969$	$202,2/210 = 0,963$
АРБАТ	0,549	0,621
Отклонение, %	43,4%	35,5%
Аналитическое решение (см. ниже)	0,550	0,622
Отклонение, %	0,1 %	0,1 %

Сравнение решений (по СП 63.13330.2012):

Файл отчета	Arbat 41.2.doc	
Проверка	прочность на продавливание бетонного элемента при действии сосредоточенной силы и изгибающих моментов с векторами вдоль осей X,Y	прочность на продавливание по незамкнутому контуру бетонного элемента при действии сосредоточенной силы и изгибающих моментов (в том числе дополнительных от внецентренного приложения силы относительно контура продавливания) с векторами вдоль осей X,Y (площадка приложения у края плиты)
АРБАТ	0,413	0,466
Аналитическое решение (см. ниже)	0,412	0,466
Отклонение, %	0,1 %	0 %

Комментарии:

1. В Пособии при расчете задачи принята усредненная рабочая высота плиты равной $h_0 = 200$ мм. Это значение использовано в АРБАТ.
2. В АРБАТ используется значение суммы моментов M_{sup} и M_{inf} по верхней и по нижней граням плиты. Таким образом, $M = 80 + 90 = 170$ кН·м.
3. Расстояние от края приложения нагрузки до свободного края плиты c равно разнице между расстоянием от центра сечения колонны до свободного края плиты и половиной размера сечения колонны в данном направлении: $c = x_0 - a/2 = 0,5 - 0,5/2 = 0,25$ м.
4. Для анализа случая расположения площадки передачи нагрузки (колонны) у края плоского элемента (плиты перекрытия) в АРБАТ необходимо задать одно из

значений расстояния от края приложения нагрузки до свободного края плиты большим, чем утроенная рабочая высота плиты. Таким образом, $d = 4 \text{ м} > 3h_0 = 0,6 \text{ м}$.

5. Столь значительные различия полученных факторов с решением из Пособия обусловлено следующими причинами:

- в нормах указано, что при расчетах принимают наименьшие значения моментов сопротивления W_{bx} , определенных из формул:

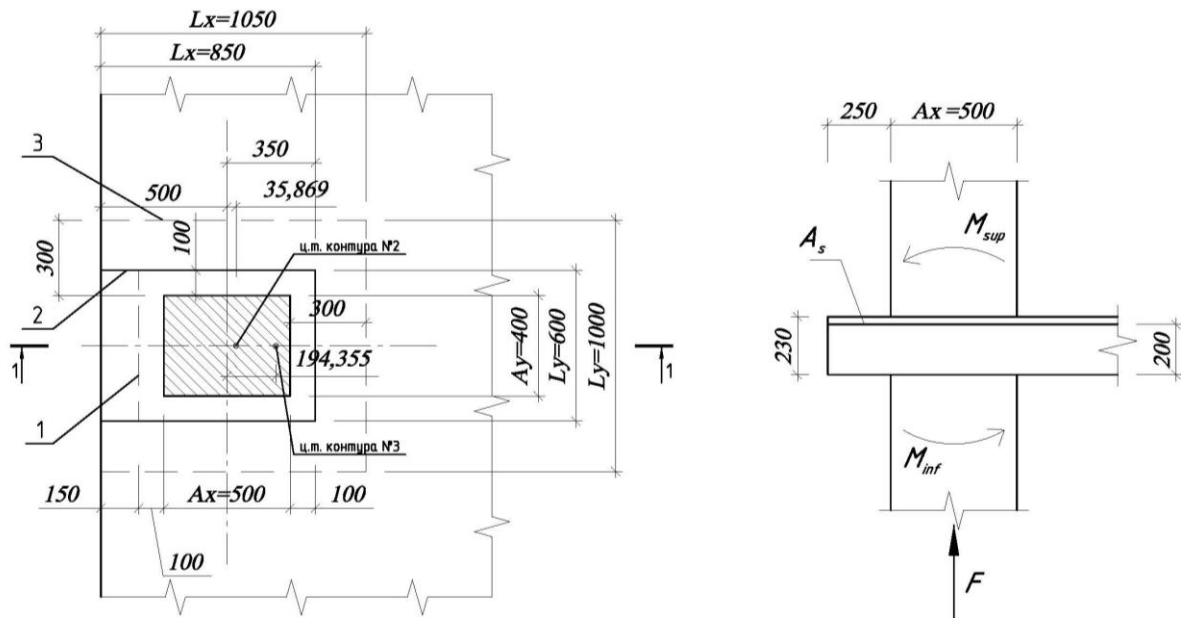
$$W_{bx} = \frac{I_{bx}}{x_0} \text{ и } W_{bx} = \frac{I_{bx}}{L_x - x_0}.$$

В данной задаче меньшим является значение, определенное по первой формуле, поскольку $x_0 = 0,5 + 0,0359 = 0,5359 \text{ м} > L_x - x_0 = 0,85 - 0,5359 = 0,3141 \text{ м}$ (здесь x_0 – положение центра тяжести расчетного незамкнутого контура в направлении оси X). Таким образом, в АРБАТ использовано значение W_{bx} , определенное по первой формуле. В Пособии же использовано значение, определенное по второй формуле;

- при проверке условий прочности в Пособии не учтено положение норм, согласно которому при действии сосредоточенных моментов и силы соотношение между действующими сосредоточенными моментами M , учитываемыми при продавливании, и предельными M_{ult} принимают не более соотношения между действующим сосредоточенным усилием F и предельным F_{ult} (п. 6.2.46 СНиП 52-101-2003) и не более половины соотношения между действующим сосредоточенным усилием F и предельным F_{ult} (п. 8.1.46 СП 63.13330.2012).

6. Аналитическое решение приведено ниже.

Аналитическое решение



1 – замкнутый расчетный контур №1, 2 – незамкнутый расчетный контур №2, 3 – незамкнутый расчетный контур №3.

В данном случае необходимо проверить прочность трех контуров расчетного поперечного сечения:

контур №1 – замкнутый контур вокруг сечения колонны на расстоянии $0,5h_0$ от контура колонны;

контур №2 – незамкнутый контур вокруг сечения колонны на расстоянии $0,5h_0$ от контура колонны с продлением контура до свободного края плиты;

контур №3 – незамкнутый контур вокруг сечения колонны на расстоянии $1,5h_0$ от контура колонны (контура поверочного расчета без учета арматуры).

Замкнутый контур №1:

$$L_x = A_x + h_0 = 500 + 200 = 700 \text{ мм} = 0,7 \text{ м},$$

$$L_y = A_y + h_0 = 400 + 200 = 600 \text{ мм} = 0,6 \text{ м},$$

Периметр расчетного контура поперечного сечения:

$$u = 2(L_x + L_y) = 2(0,7 + 0,6) = 2,6 \text{ м}.$$

Площадь расчетного контура поперечного сечения:

$$A_b = uh_0 = 2,6 \times 0,2 = 0,52 \text{ м}^2.$$

Предельное усилие, воспринимаемое бетоном:

$$F_{b,ult} = R_{bt}A_b = 1,05 \times 10^3 \times 0,52 = 546 \text{ кН}.$$

Момент инерции расчетного контура относительно оси X, проходящей через его центр тяжести:

$$I_{bx} = 2 \frac{L_y^3}{12} + 2L_x \left(\frac{L_y}{2} \right)^2 = 2 \frac{0,6^3}{12} + 2 \cdot 0,7 \left(\frac{0,6}{2} \right)^2 = 0,162 \text{ м}^3.$$

Момент сопротивления расчетного контура бетона

$$W_{bx} = \frac{I_{bx}}{y_{\max}} = \frac{0,162}{0,3} = 0,54 \text{ м}^2.$$

Момент инерции расчетного контура относительно оси Y, проходящей через его центр тяжести:

$$I_{by} = 2 \frac{L_x^3}{12} + 2 \cdot L_y \left(\frac{L_x}{2} \right)^2 = 2 \frac{0,7^3}{12} + 2 \cdot 0,6 \left(\frac{0,7}{2} \right)^2 = 0,204 \text{ м}^3.$$

Момент сопротивления расчетного контура бетона

$$W_{by} = \frac{I_{by}}{x_{\max}} = \frac{0,204}{0,35} = 0,583 \text{ м}^2.$$

Изгибающий момент, который может быть воспринят бетоном в расчетном поперечном сечении:

$$M_{bx,ult} = R_{bt}W_{bx}h_0 = 1,05 \times 10^3 \times 0,54 \times 0,2 = 113,4 \text{ кНм}.$$

$$M_{by,ult} = R_{bt}W_{by}h_0 = 1,05 \times 10^3 \times 0,583 \times 0,2 = 122,4 \text{ кНм}.$$

Для СНиП 52-101-2003:

$$\frac{M_x}{M_{bx,ult}} \leq \frac{F}{F_{b,ult}}; \quad \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq \frac{F}{F_{b,ult}}$$

$$\frac{M_y}{M_{by,ult}} = \frac{85}{122,4} = 0,694 \leq \frac{F}{F_{b,ult}} = \frac{150}{546} = 0,275 \text{ – условие не выполняется.}$$

Принимаем

$$\frac{M_y}{M_{by,ult}} = \frac{F}{F_{b,ult}} = 0,275$$

Прочность плиты при продавливании:

$$K_1 = \left[\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \right] \leq 1,0$$

$$K_1 = 0,275+0+0,275 = 0,55$$

Для СП 63.13330.2012:

$$\frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 0,5 \frac{F}{F_{b,ult}}$$

$$\frac{M_y}{M_{by,ult}} = \frac{85}{122,4} = 0,694 \leq 0,5 \frac{F}{F_{b,ult}} = \frac{150}{546} = 0,5 \cdot 0,275 = 0,1375 \quad - \quad \text{условие} \quad \text{не}$$

выполняется.

Принимаем

$$\frac{M_y}{M_{by,ult}} = \frac{F}{F_{b,ult}} = 0,1375$$

Прочность плиты при продавливании:

$$K_1 = \left[\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \right] \leq 1,0$$

$$K_1 = 0,275+0+0,1375 = 0,413$$

Незамкнутый контур №2:

$$L_x = A_x + h_0 + 150 = 500 + 200 + 150 = 850 \text{ мм} = 0,85 \text{ м},$$

$$L_y = A_y + h_0 = 400 + 200 = 600 \text{ мм} = 0,6 \text{ м},$$

Периметр расчетного контура поперечного сечения:

$$u = 2L_x + L_y = 2 \times 0,85 + 0,6 = 2,3 \text{ м}.$$

Площадь расчетного контура поперечного сечения:

$$A_b = uh_0 = 2,3 \times 0,2 = 0,46 \text{ м}^2.$$

Координата X центра тяжести незамкнутого контура относительно левого края плиты:

$$X = \frac{425 \cdot 850 \cdot 2 + 850 \cdot 600}{850 \cdot 2 + 600} = 535,869 \text{ мм}$$

Предельное усилие, воспринимаемое бетоном:

$$F_{b,ult} = R_{bt} A_b = 1,05 \times 10^3 \times 0,46 = 483 \text{ кН}.$$

Момент инерции расчетного контура относительно оси X, проходящей через его центр тяжести:

$$I_{bx} = \frac{L_y^3}{12} + 2L_x \left(\frac{L_y}{2} \right)^2 = \frac{0,6^3}{12} + 2 \cdot 0,85 \left(\frac{0,6}{2} \right)^2 = 0,171 \text{ м}^3.$$

Момент сопротивления расчетного контура бетона

$$W_{bx} = \frac{I_{bx}}{y_{\max}} = \frac{0,171}{0,3} = 0,57 \text{ м}^2.$$

Момент инерции расчетного контура относительно оси Y, проходящей через его центр тяжести:

$$I_{by} = 2 \frac{L_x^3}{12} + 2L_x (0,075 + 0,035869)^2 + L_y (0,35 - 0,035869)^2 = 2 \frac{0,85^3}{12} + 2 \cdot 0,85 (0,075 + 0,035869)^2 + 0,6 (0,35 - 0,035869)^2 = 0,183 \text{ м}^3.$$

Момент сопротивления расчетного контура бетона

$$W_{by} = \frac{I_{by}}{x_{\max}} = \frac{0,183}{0,535869} = 0,341 \text{ м}^2.$$

Изгибающий момент, который может быть воспринят бетоном в расчетном поперечном сечении:

$$M_{bx,ult} = R_{bt} W_{bx} h_0 = 1,05 \times 10^3 \times 0,57 \times 0,2 = 119,7 \text{ кНм};$$

$$M_{by,ult} = R_{bt} W_{by} h_0 = 1,05 \times 10^3 \times 0,341 \times 0,2 = 71,6 \text{ кНм};$$

$$M_y = M_y - F e_0 = 85 - 150 \times 0,035869 = 85 - 5,38 = 79,62 \text{ кНм}.$$

Для СНиП 52-101-2003:

$$\frac{M_x}{M_{bx,ult}} \leq \frac{F}{F_{b,ult}}; \quad \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq \frac{F}{F_{b,ult}}$$

$$\frac{M_y}{M_{by,ult}} = \frac{79,62}{71,6} = 1,112 \leq \frac{F}{F_{b,ult}} = \frac{150}{483} = 0,311 \text{ – условие не выполняется.}$$

Принимаем

$$\frac{M_y}{M_{by,ult}} = \frac{F}{F_{b,ult}} = 0,311$$

Прочность плиты при продавливании:

$$K_1 = \left[\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \right] \leq 1,0$$

$$K_1 = 0,311 + 0 + 0,311 = 0,622$$

Для СП 63.13330.2012:

$$\frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 0,5 \frac{F}{F_{b,ult}}$$

$$\frac{M_y}{M_{by,ult}} = \frac{79,62}{71,6} = 1,112 \leq 0,5 \frac{F}{F_{b,ult}} = \frac{150}{483} = 0,5 \cdot 0,311 = 0,155 \text{ – условие не выполняется.}$$

Принимаем

$$\frac{M_y}{M_{by,ult}} = \frac{F}{F_{b,ult}} = 0,155$$

Прочность плиты при продавливании:

$$K_1 = \left[\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \right] \leq 1,0$$

$$K_1 = 0,311 + 0 + 0,155 = 0,466$$

Незамкнутый контур №3:

$$L_x = A_x + 1,5h_0 + 250 = 500 + 1,5 \times 200 + 250 = 1050 \text{ мм} = 1,05 \text{ м},$$

$$L_y = A_y + 2 \cdot 1,5h_0 = 400 + 2 \times 1,5 \times 200 = 1000 \text{ мм} = 1,0 \text{ м},$$

Периметр расчетного контура поперечного сечения:

$$u = 2L_x + L_y = 2 \times 1,05 + 1,0 = 3,1 \text{ м}.$$

Площадь расчетного контура поперечного сечения:

$$A_b = u h_0 = 3,1 \times 0,2 = 0,62 \text{ м}^2.$$

Координата X центра тяжести незамкнутого контура относительно левого края плиты:

$$X = \frac{525 \cdot 1050 \cdot 2 + 1050 \cdot 1000}{1050 \cdot 2 + 1000} = 694,355 \text{ мм}$$

Предельное усилие, воспринимаемое бетоном:

$$F_{b,ult} = R_{bt} A_b = 1,05 \times 10^3 \times 0,62 = 651 \text{ кН}.$$

Момент инерции расчетного контура относительно оси X, проходящей через его центр тяжести:

$$I_{bx} = \frac{L_y^3}{12} + 2L_x \left(\frac{L_y}{2} \right)^2 = \frac{1,05^3}{12} + 2 \cdot 1,05 \left(\frac{1,0}{2} \right)^2 = 0,608 \text{ м}^3.$$

Момент сопротивления расчетного контура бетона

$$W_{bx} = \frac{I_{bx}}{y_{\max}} = \frac{0,608}{0,5} = 1,217 \text{ м}^2.$$

Момент инерции расчетного контура относительно оси Y, проходящей через его центр тяжести:

$$I_{by} = 2 \frac{L_x^3}{12} + 2L_x (0,194355 - 0,025)^2 + L_y (1,05 - 0,694355)^2 = 2 \frac{1,05^3}{12} + 2 \cdot 1,05 (0,194355 - 0,025)^2 + 1,0 (1,05 - 0,694355)^2 = 0,38 \text{ м}^3.$$

Момент сопротивления расчетного контура бетона

$$W_{by} = \frac{I_{by}}{x_{\max}} = \frac{0,38}{0,694355} = 0,547 \text{ м}^2.$$

Изгибающий момент, который может быть воспринят бетоном в расчетном поперечном сечении:

$$M_{bx,ult} = R_{bt} W_{bx} h_0 = 1,05 \times 10^3 \times 1,217 \times 0,2 = 255,57 \text{ кНм.}$$

$$M_{by,ult} = R_{bt} W_{by} h_0 = 1,05 \times 10^3 \times 0,547 \times 0,2 = 114,87 \text{ кНм.}$$

$$M_y = M_y - F e_0 = 85 - 150 \times 0,194355 = 85 - 29,15 = 55,85 \text{ кНм.}$$

Для СНиП 52-101-2003:

$$\frac{M_x}{M_{bx,ult}} \leq \frac{F}{F_{b,ult}}; \quad \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq \frac{F}{F_{b,ult}}$$

$$\frac{M_y}{M_{by,ult}} = \frac{55,85}{114,87} = 0,486 \leq \frac{F}{F_{b,ult}} = \frac{150}{651} = 0,23 \text{ – условие не выполняется.}$$

Принимаем

$$\frac{M_y}{M_{by,ult}} = \frac{F}{F_{b,ult}} = 0,23$$

Прочность плиты при продавливании:

$$K_1 = \left[\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \right] \leq 1,0$$

$$K_1 = 0,23 + 0 + 0,23 = 0,46$$

Для СП 63.13330.2012:

$$\frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 0,5 \frac{F}{F_{b,ult}}$$

$$\frac{M_y}{M_{by,ult}} = \frac{55,85}{114,87} = 0,486 \leq 0,5 \frac{F}{F_{b,ult}} = \frac{150}{651} = 0,5 \cdot 0,23 = 0,115 \text{ – условие не выполняется.}$$

Принимаем

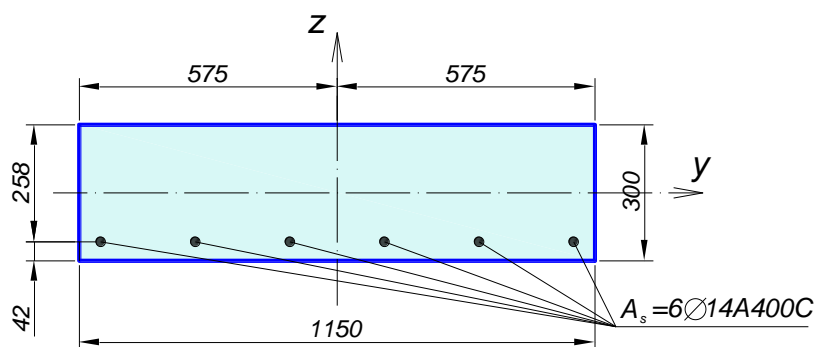
$$\frac{M_y}{M_{by,ult}} = \frac{F}{F_{b,ult}} = 0,115$$

Прочность плиты при продавливании:

$$K_1 = \left[\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \right] \leq 1,0$$

$$K_1 = 0,23 + 0 + 0,115 = 0,345$$

Расчет железобетонной плиты фундамента по раскрытию нормальных трещин



Расчетное сечение элемента

Цель: Проверка расчета ширины раскрытия трещин.

Задача: Проверить правильность анализа раскрытия нормальных трещин.

Ссылки:

1. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003), 2005, с. 155-157.
2. М.А. Перельмутер, К.В. Попок, Л.Н. Скорук, *Расчет ширины раскрытия нормальных трещин по СП 63.13330.2012*, Бетон и железобетон , 2014, №1, с.21,22

Файл с исходными данными:

Example 43.SAV
отчет – Arbat 43.doc

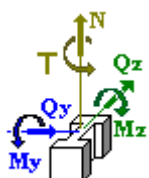
Соответствие нормативным документам: СП 52-101-2003, СП 63.13330.2012.

Исходные данные:

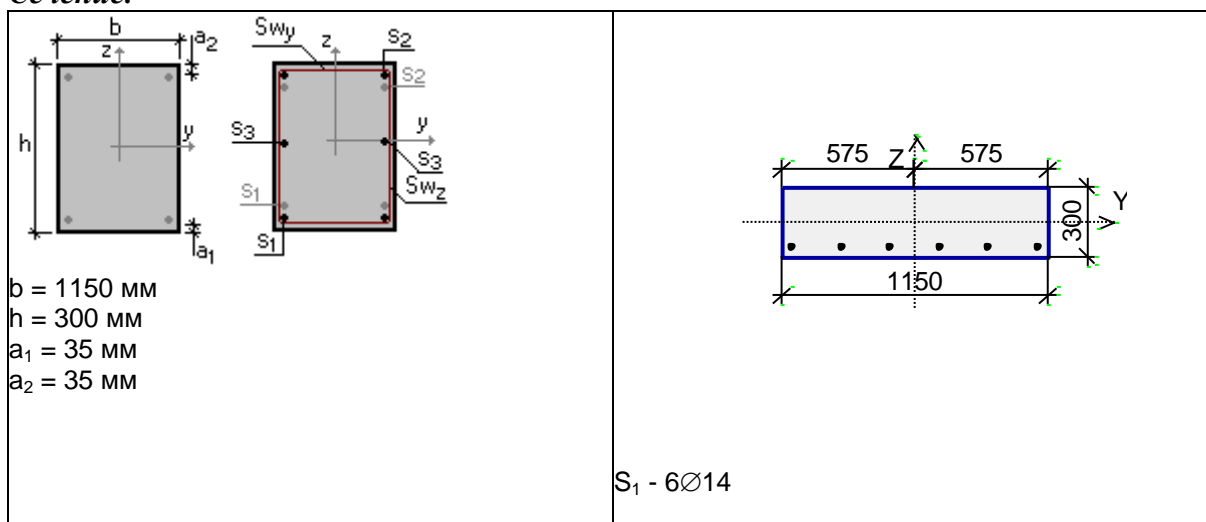
$b \times h = 1150 \times 300$ мм	Размеры сечения плиты
$a = 42$ мм	Расстояние от центра тяжести арматуры до сжатого края сечения
$A_s = 923$ мм ² (6Ø14)	Площадь сечения арматуры
$M_l = 50$ кН·м	Момент в расчетном сечении от постоянных и длительных нагрузок
$M_{sh} = 10$ кН·м	Момент от кратковременных нагрузок
Класс бетона В15	
Класс арматуры А400	

Исходные данные АРБАТ:

- Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$
- Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1
- Длина элемента 1 м
- Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоУ 1
- Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоZ 1
- Случайный эксцентриситет по Z принят по СНиП 52-01-2003 (Россия)
- Случайный эксцентриситет по У принят по СНиП 52-01-2003 (Россия)
- Конструкция статически неопределимая
- Предельная гибкость - 200



Сечение:



Арматура	Класс	Коэффициент условий работы
Продольная	A400	1
Поперечная	A240	1

Бетон:

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: В15

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b1}	учет нагрузок длительного действия	1
γ_{b2}	учет характера разрушения	1
γ_{b3}	учет вертикального положения при бетонировании	1
γ_{b4}	учет замораживания/оттаивания и отрицательных температур	1

Влажность воздуха окружающей среды - 40-75%

Трещиностойкость:

Ограниченная ширина раскрытия трещин

Требования к ширине раскрытия трещин выбираются из условия сохранности арматуры

Допустимая ширина раскрытия трещин:

Непродолжительное раскрытие 0,4 мм

Продолжительное раскрытие 0,3 мм

Усилия:

$N = 0 \text{ кН}$

$M_y = 60 \text{ кН*м}$

$Q_z = 0 \text{ кН}$

$M_z = 0 \text{ кН*м}$

$Q_y = 0 \text{ кН}$

$T = 0 \text{ кН*м}$

Коэффициент длительной части 0,83333

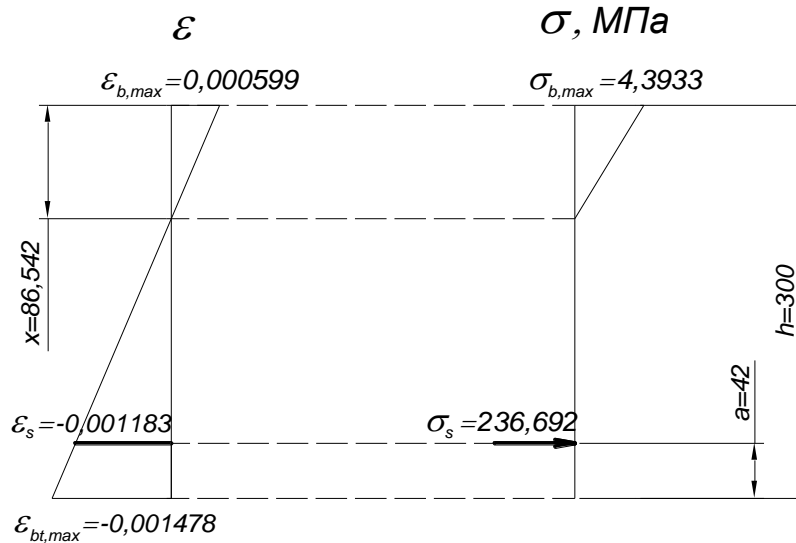
Теоретическое решение:

При теоретическом расчете [2] по нелинейной деформационной модели при определении напряжения σ_s получено эпюры распределения деформаций ε и напряжений σ в бетоне, показанные на рис. 2. Этим эпюрам соответствуют следующие значения внутренней продольной силы N и изгибающего момента M

$$N = 0,00439 \text{ кН} \approx 0;$$

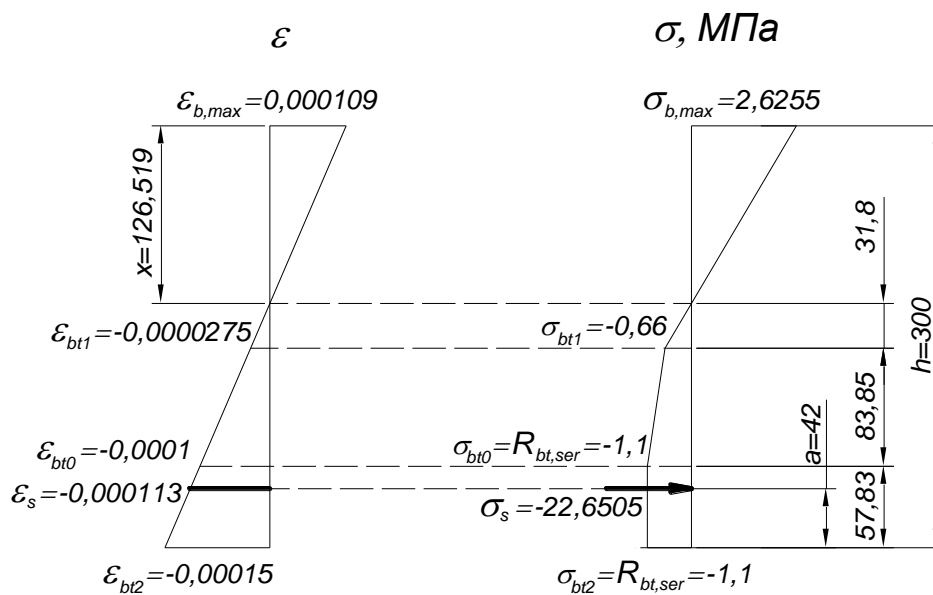
$$M = 50,096 \approx 50 \text{ кНм.}$$

Имеет место равновесие между внутренними и внешними усилиями. При этом решении напряжение в растянутой арматуре $\sigma_s = 236,692$ МПа.



Эпюры деформаций ε и напряжений σ (для определения σ_s)

Аналогично, решая задачу об определении момента трещинообразования, мы получим следующие эпюры (рис. 3), которые удовлетворяют требованиям п. 8.2.14 СП 63.13330.2012.



Эпюры деформаций ε и напряжений σ (для определения $\sigma_{s,cr}$)

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

В соответствии с этими эпюрами $M_{crc} = 36,244$ кН·м, $\sigma_{s,crc} = 22,651$ МПа.

На основании формулы (1) (формулы (8.128) СП 63.13330.2012) мы получаем $a_{crc} = 0,306$ мм.

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s. \quad (1)$$

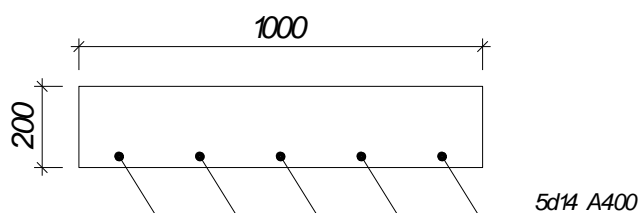
Сравнение решений:

Проверка	ширина раскрытия трещин (длительная)
Теория	$0,306/0,3 = 1,02$
АРБАТ	0,974
Отклонение, %	4,51%

Комментарии:

1. В АРБАТ необходимо ввести длину элемента и класс поперечной арматуры. Т.к. в задаче они не определены, использованы данные соответственно 1 м и А240.
2. Значение защитного слоя равно $a - d/2 = 42 - 14/2 = 35$ мм.
3. Значение полного момента, действующего в сечении, $M = M_l + M_{sh} = 50 + 10 = 60$ кН·м, коэффициент длительной части равен $M_l/M = 50/60 = 0,833$.
4. В Пособии [1] получена ширина раскрытия трещин, равная 0.227 мм. Столь значительное расхождение с приведенным теоретическим решением объясняется использованием подхода, основанного на предельных усилиях, вместо нелинейной деформационной модели (см. [2]).
5. Отклонение результатов АРБАТ от теоретического решения связано с тем, что в АРБАТ для обеспечения вычислительной устойчивости рассматриваются не идеальные диаграммы работы материалов, а диаграммы, в которых горизонтальная часть графика $\sigma(\varepsilon)$ имеет небольшой наклон.

Расчет прогиба плиты



Цель: Проверка расчета плиты по деформациям

Задача: Проверить правильность вычисления прогиба

Ссылки: Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003), 2005, с. 173-174.

Файл с исходными данными:

Example 45.SAV

отчет – Arbat 45.doc.

Соответствие нормативным документам: СП 52-101-2003, СП 63.13330.2012.

Исходные данные:

$l=5,6$ м

$b \times h = 1000 \times 200$ мм

$a = 27$ мм

$A_s = 769$ мм² (5Ø14)

$q = 7$ кН/м

$q_l = 6,5$ кН/м

Класс бетона

Класс арматуры

Пролет плиты

Размеры сечения плиты

Расстояние от центра тяжести арматуры до сжатого края сечения

Площадь сечения арматуры

Полная равномерно распределенная нагрузка

Часть полной равномерно распределенной нагрузки от постоянных и длительных нагрузок

B15

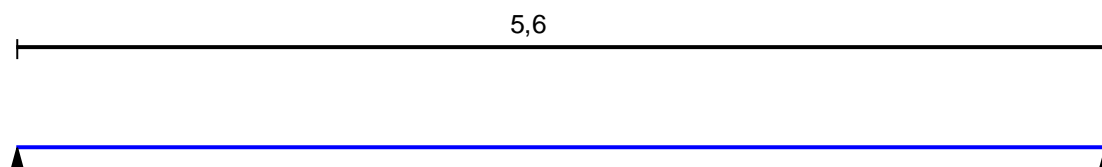
A400

Исходные данные АРБАТ:

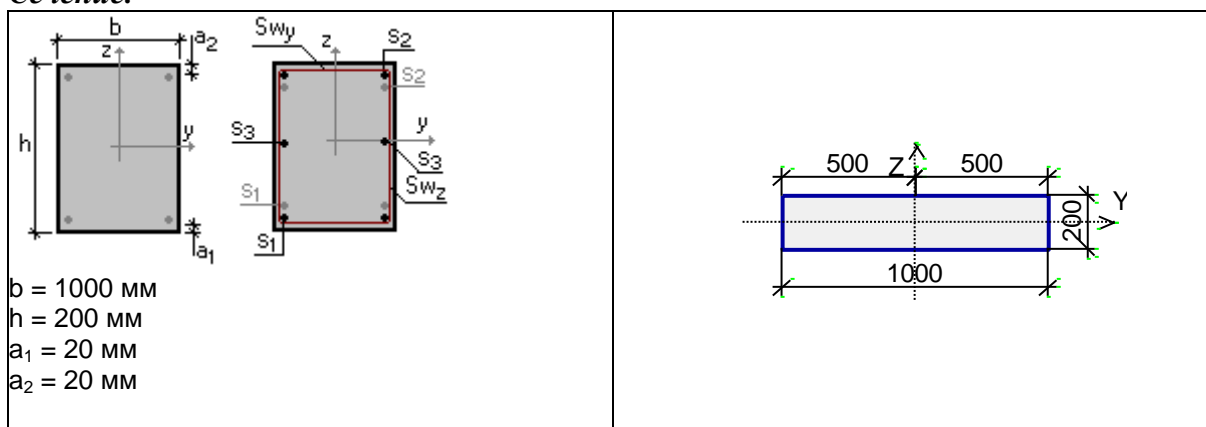
Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1

Конструктивное решение:



Сечение:



Арматура	Класс	Коэффициент условий работы
Продольная	A400	1
Поперечная	A240	1

Заданное армирование:

Пролет	Участок	Длина (м)	Арматура	Сечение
пролет 1	1	5,6	S ₁ - 5Ø14	

Бетон:

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: B15

Плотность бетона 2,5 Т/м³

Коэффициенты условий работы бетона		
γ_{b1}	учет нагрузок длительного действия	1
γ_{b2}	учет характера разрушения	1
γ_{b3}	учет вертикального положения при бетонировании	1
γ_{b5}	учет замораживания/оттаивания и отрицательных температур	1

Влажность воздуха окружающей среды - 40-75%

Условия эксплуатации:

Режим влажности бетона - Естественная влажность

Влажность воздуха окружающей среды - 40-75%

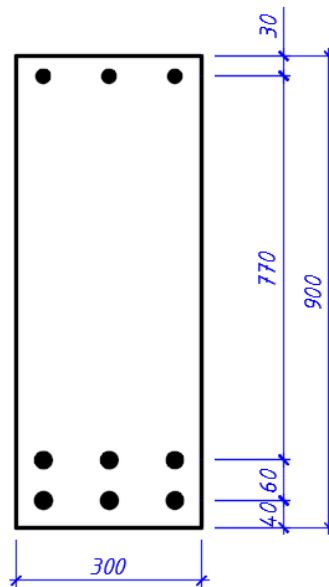
Сравнение решений:

Проверка	максимальный прогиб
Пособие	31,5 мм
АРБАТ	32,847 мм
Отклонение, %	4,2 %

Комментарий: Различие в результатах связано с тем, что в Пособии используются приближенные эмпирические формулы.

РАСЧЕТЫ ПО ДБН В 2.6-98:2009

Несущая способность сечения



Цель: Несущая способность сечения

Задача: Определить максимальный изгибающий момент, воспринимаемый сечением

Ссылки: Бліхарський З.Я. Розрахунок і конструювання згинальних залізобетонних елементів: навч. Посібник / З.Я. Бліхарський, І.І. Кархут. – Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2017. – 188 с. (Пример 5.10, с. 73-75)

Файл с исходными данными:

Раздел программы АРБАТ – Экспертиза, режим – Сопротивление ж/б сечений

[Example-5.10-DBN.SAV](#)

отчет – [Arbat 5.10-DBN.doc](#).

Соответствие нормативным документам: ДБН В 2.6-98:2009, ДСТУ Б.В 2.6-156:2010

Исходные данные:

$b \times h = 300 \times 900$ мм	Размеры сечения балки
$a_1 = 27,5$ мм	Расстояние от края нижней арматуры до нижнего края сечения (защитный слой)
$A_2 = 20$ мм	Расстояние от края верхней арматуры до верхнего края сечения (защитный слой)
$A_{s1} = 2945$ мм ² (6Ø25)	Площадь сечения нижней арматуры
$A_{s2} = 942$ мм ² (3Ø20)	Площадь сечения верхней арматуры
$M = 810,7$ кНм	Изгибающий момент
Класс бетона	C20/25
Класс арматуры	A400C

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

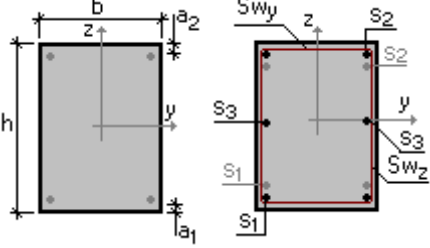
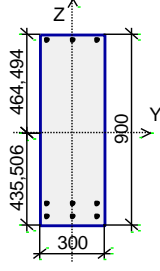
Коэффициент расчетной длины в плоскости ХoУ 1

Коэффициент расчетной длины в плоскости ХoZ 1

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Случайный эксцентриситет по Z принят по ДБН В.2.6-98:2009 с изменением №1
 Случайный эксцентриситет по Y принят по ДБН В.2.6-98:2009 с изменением №1
 Конструкция статически определимая

Сечение

 <p> $b = 300 \text{ мм}$ $h = 900 \text{ мм}$ $a_1 = 27,5 \text{ мм}$ $a_2 = 20 \text{ мм}$ </p>	 <p> $S_1 - 3\text{Ø}25$, второй ряд $3\text{Ø}25$ (расстояние в свету между рядами 35 мм) $S_2 - 3\text{Ø}20$ </p>
---	---

Арматура	Класс	Дополнительный коэффициент условий работы
Продольная	A400C	1
Поперечная	A240C	1

Бетон

Вид бетона: Тяжелый
 Класс бетона: C20/25
 Заполнитель: Кварцевый

Дополнительные параметры		
Дополнительный коэффициент условий работы	1	
Возраст бетона (дни)	28	
Класс прочности цемента	Класс R	
Время развития ползучести	36500	дней
Температура T(Δt)	20	°C
Количество суток, когда температура T преобладает Δt	28	дней
Относительная влажность воздуха	40	%

Результаты расчета по комбинациям нагрузок

	N	M_y	Q_z	M_z	Q_y	T	Коэффициент длительной части	Кратковременная	Сейсмическая	Особая
	кН	кН*м	кН	кН*м	кН	кН*м				
1	0	810,7	0	0	0	0	1			

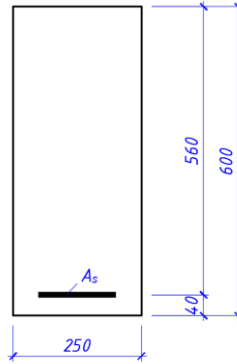
Проверено по ДБН	Проверка	Коэффициент использования
	Прочность по предельному моменту сечения	0,991

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Сравнение решений

Проверка	Прочность по предельному моменту сечения
Пособие	810,7 кНм
АРБАТ	$810,7/0,991 = 818,1$ кНм
Отклонение, %	0,9 %

Подбор арматуры в балке, пример 1



Цель: Подбор арматуры в балке

Задача: Определить площадь сечения продольной арматуры

Ссылки: Бліхарський З.Я. Розрахунок і конструювання згинальних залізобетонних елементів: навч. Посібник / З.Я. Бліхарський, І.І. Кархут. – Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2017. – 188 с. (Пример 4.1, с. 47-48)

Файл с исходными данными:

Раздел программы АРБАТ – Подбор арматуры, режим – Подбор арматуры в сечении

Example-4.1-DBN.SAV

отчет – Arbat 4.1-DBN.doc.

Соответствие нормативным документам: ДБН В 2.6-98:2009, ДСТУ Б.В 2.6-156:2010

Исходные данные:

$b \times h = 250 \times 600$ мм	Размеры сечения балки
$a = 40$ мм	Расстояние от ц.т. арматуры до края сечения
$M = 200$ кНм	Изгибающий момент
Класс бетона	C12/15
Класс арматуры	A240C

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Длина элемента 1 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости XoY 1

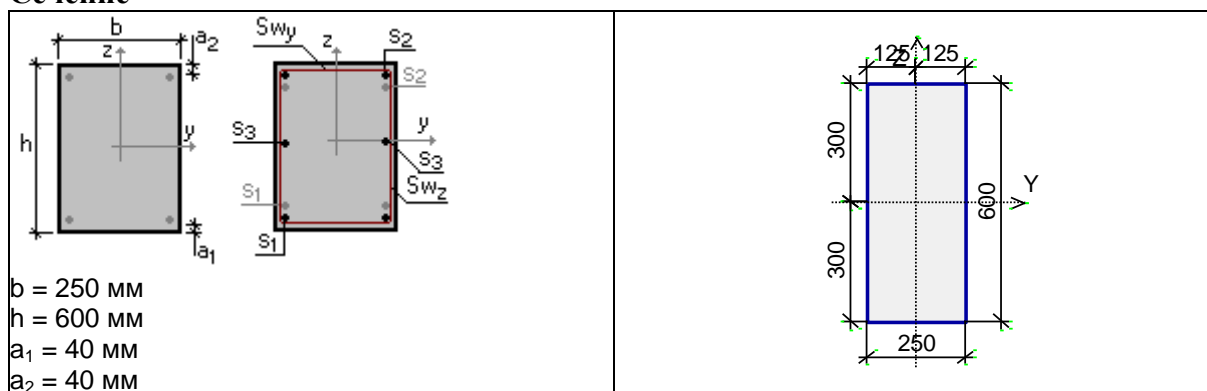
Коэффициент расчетной длины в плоскости XoZ 1

Случайный эксцентриситет по Z принят по ДБН В.2.6-98:2009 с изменением №1

Случайный эксцентриситет по Y принят по ДБН В.2.6-98:2009 с изменением №1

Конструкция статически определяемая

Сечение



Арматура	Класс	Дополнительный коэффициент условий работы
Продольная	A240C	1
Поперечная	A240C	1

Бетон

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: C12/15

Заполнитель: Кварцевый

Дополнительные параметры		
Дополнительный коэффициент условий работы	1	
Возраст бетона (дни)	28	
Класс прочности цемента	Класс R	
Время развития ползучести	36500	дней
Температура $T(\Delta t)$	20	°C
Количество суток, когда температура T преобладает Δt	28	дней
Относительная влажность воздуха	40	%

	N	M_v	Q_z	M_z	Q_v	T	Коэффициент длительной части	Кратковременная	Сейсмическая	Особая
	T	кН*м	T	кН*м	T	кН*м				
1	0	200	0	0	0	0	1			

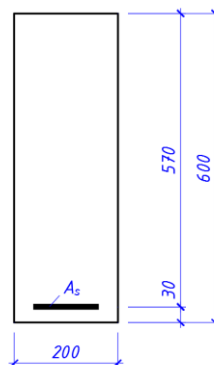
Результаты подбора арматуры

Тип	Несимметричное армирование		Симметричное армирование	
	AS_1 см ²	%	AS_1 см ²	%
суммарная	19,328	1,381	16,989	2,427

Сравнение решений

Проверка	Подобранное армирование
Пособие	1938,6 мм ²
АРБАТ	1932,8 мм ²
Отклонение, %	0,3 %

Подбор арматуры в балке, пример 2



Цель: Подбор арматуры в балке

Задача: Определить площадь сечения продольной арматуры

Ссылки: Бліхарський З.Я. Розрахунок і конструювання згинальних залізобетонних елементів: навч. Посібник / З.Я. Бліхарський, І.І. Кархут. – Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2017. – 188 с. (Пример 4.2, с. 48-49)

Файл с исходными данными:

Раздел программы АРБАТ – Подбор арматуры, режим – Подбор арматуры в сечении

Example-4.2-DBN.SAV

отчет – [Arbat 4.2-DBN.doc](#).

Соответствие нормативным документам: ДБН В 2.6-98:2009, ДСТУ Б.В 2.6-156:2010

Исходные данные:

$b \times h = 200 \times 600$ мм	Размеры сечения балки
$a = 30$ мм	Расстояние от ц.т. арматуры до края сечения
$M = 135$ кНм	Изгибающий момент
Класс бетона	C20/25
Класс арматуры	A400C

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Длина элемента 1 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости XoY 1

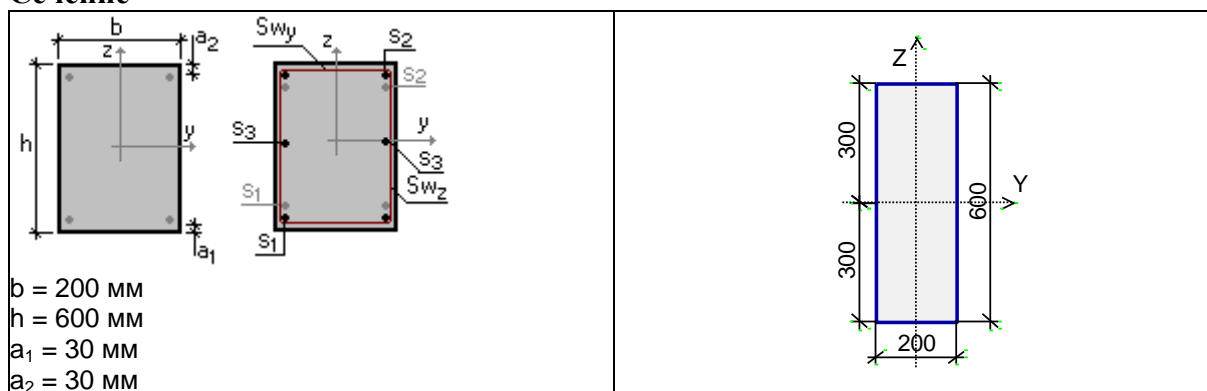
Коэффициент расчетной длины в плоскости XoZ 1

Случайный эксцентриситет по Z принят по ДБН В.2.6-98:2009 с изменением №1

Случайный эксцентриситет по Y принят по ДБН В.2.6-98:2009 с изменением №1

Конструкция статически определяемая

Сечение



Арматура	Класс	Дополнительный коэффициент условий работы
Продольная	A400C	1
Поперечная	A240C	1

Бетон

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: C20/25

Заполнитель: Кварцевый

Дополнительные параметры		
Дополнительный коэффициент условий работы	1	
Возраст бетона (дни)	28	
Класс прочности цемента	Класс R	
Время развития ползучести	36500	дней
Температура $T(\Delta t)$	20	°C
Количество суток, когда температура T преобладает Δt	28	дней
Относительная влажность воздуха	40	%

	N	M_v	Q_z	M_z	Q_v	T	Коэффициент длительной части	Кратковременная	Сейсмическая	Особая
	T	кН*м	T	кН*м	T	кН*м				
1	0	135	0	0	0	0	1			

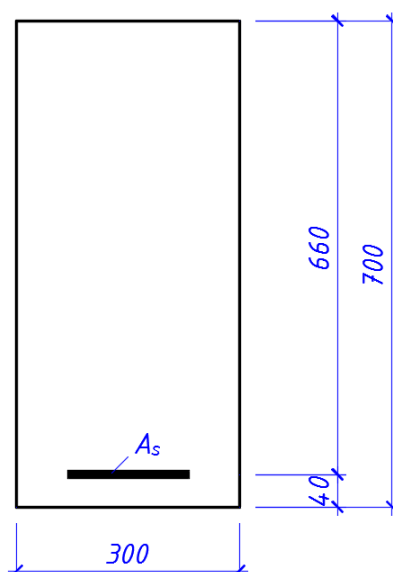
Результаты подбора арматуры

Тип	Несимметричное армирование		Симметричное армирование	
	AS_1 см ²	%	AS_1 см ²	%
суммарная	7,13	0,625	6,941	1,218

Сравнение решений

Проверка	Подобранное армирование
Пособие	707,6 мм ²
АРБАТ	713,0 мм ²
Отклонение, %	0,8 %

Подбор арматуры в балке, пример 3



Цель: Подбор арматуры в балке

Задача: Определить площадь сечения продольной арматуры

Ссылки: Бліхарський З.Я. Розрахунок і конструювання згинальних залізобетонних елементів: навч. Посібник / З.Я. Бліхарський, І.І. Кархут. – Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2017. – 188 с. (Пример 4.3, с. 50-51)

Файл с исходными данными:

Раздел программы АРБАТ – Подбор арматуры, режим – Подбор арматуры в сечении

Example-4.3-DBN.SAV

отчет – Arbat 4.3-DBN.doc.

Соответствие нормативным документам: ДБН В 2.6-98:2009, ДСТУ Б.В 2.6-156:2010

Исходные данные:

$b \times h = 300 \times 700$ мм	Размеры сечения балки
$a = 00$ мм	Расстояние от ц.т. арматуры до края сечения
$M = 475$ кНм	Изгибающий момент
Класс бетона	C30/35
Класс арматуры	A500C

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Длина элемента 1 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости XoY 1

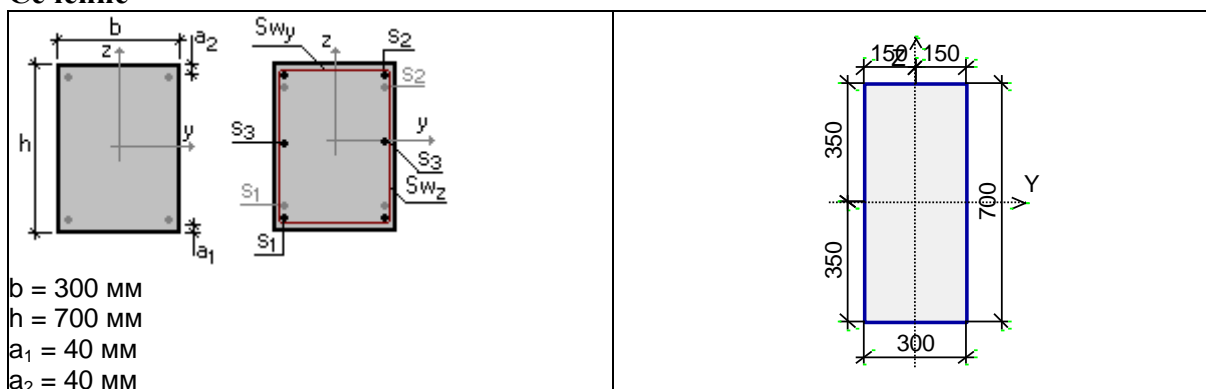
Коэффициент расчетной длины в плоскости XoZ 1

Случайный эксцентриситет по Z принят по ДБН В.2.6-98:2009 с изменением №1

Случайный эксцентриситет по Y принят по ДБН В.2.6-98:2009 с изменением №1

Конструкция статически определяемая

Сечение



Арматура	Класс	Дополнительный коэффициент условий работы
Продольная	A500C	1
Поперечная	A240C	1

Бетон

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: C30/35

Заполнитель: Кварцевый

Дополнительные параметры		
Дополнительный коэффициент условий работы	1	
Возраст бетона (дни)	28	
Класс прочности цемента	Класс R	
Время развития ползучести	36500	дней
Температура T(Δt)	20	°C
Количество суток, когда температура T преобладает Δt	28	дней
Относительная влажность воздуха	40	%

	N	M_y	Q_z	M_z	Q_y	T	Коэффициент длительной части	Кратковременная	Сейсмическая	Особая
	T	кН*м	T	кН*м	T	кН*м				
1	0	475	0	0	0	0	1			

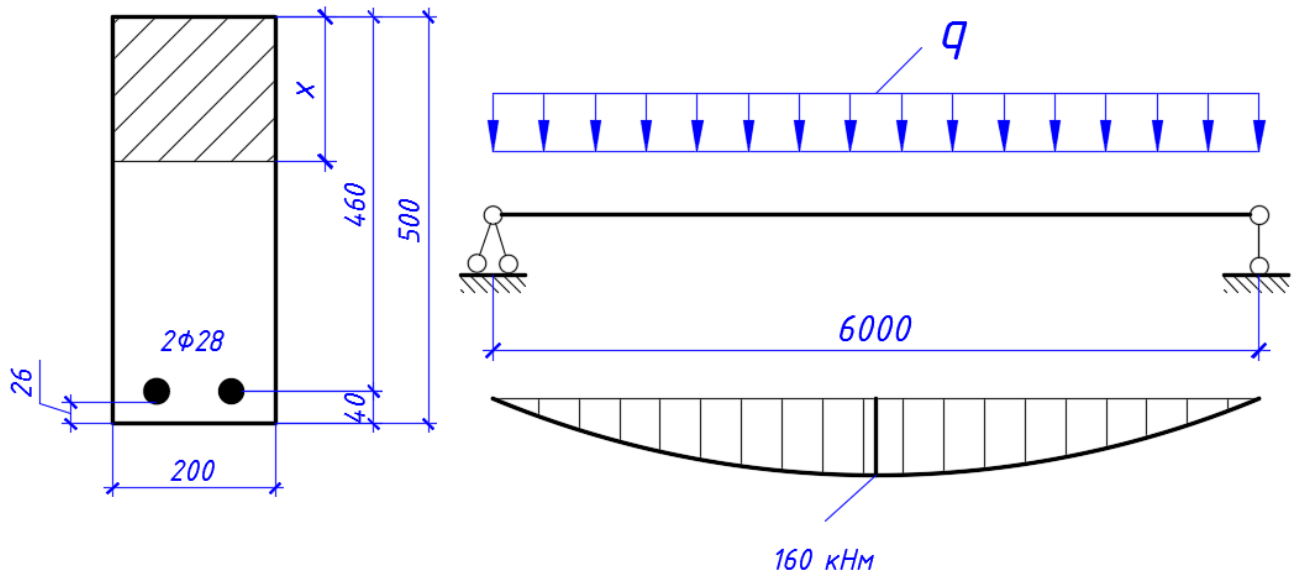
Результаты подбора арматуры

Тип	Несимметричное армирование		Симметричное армирование	
	AS_1 см ²	%	AS_1 см ²	%
суммарная	18,652	0,942	17,791	1,797

Сравнение решений

Проверка	Подобранное армирование
Пособие	1941,7 мм ²
АРБАТ	1865,2 мм ²
Отклонение, %	4,1 %

Расчет прогибов железобетонной балки



Цель: Определить прогиб балки при заданных исходных данных

Задача: Определить величину прогиба балки

Ссылки: Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін.; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків: Золоті сторінки, 2015. – 208 с. (Пример 15, с. 92.)

Файл с исходными данными:

Раздел программы АРБАТ – Экспертиза, режим – Прогиб однопролетной балки

Example-15.1-DBN.sav

отчет – Arbat 15.1-DBN.doc

Соответствие нормативным документам: ДБН В 2.6-98:2009, ДСТУ Б.В 2.6-156:2010

Исходные данные:

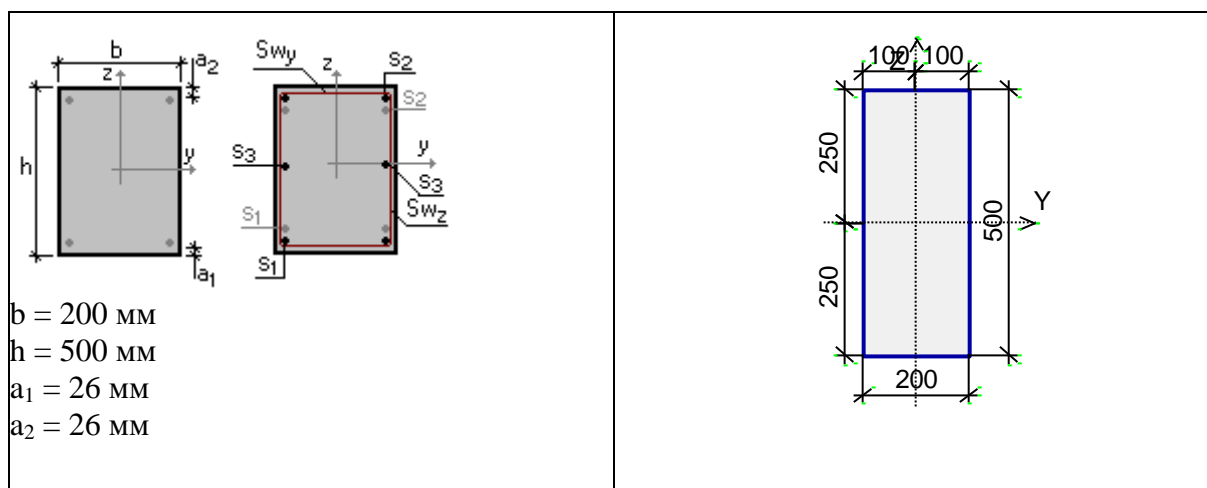
$l=6,0$ м	Пролет балки
$b \times h = 200 \times 500$ мм	Размеры сечения балки
$a = 26$ мм	Расстояние от края арматуры до края сечения (защитный слой)
$A_s = 1232$ мм ² (2Ø28)	Площадь сечения арматуры
$M = 160$ кНм	Изгибающий момент
Класс бетона	C20/25
Класс арматуры	A400C

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Длина элемента 6 м

Сечение



Арматура	Класс	Дополнительный коэффициент условий работы
Продольная	A400C	1
Поперечная	A240C	1

Заданное армирование

Пролет	Участок	Длина (м)	Арматура	Сечение
пролет 1	1	6	S ₁ - 2Ø28 Поперечная арматура вдоль оси Z 2Ø16, шаг поперечной арматуры 100 мм	

Бетон

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: C20/25

Заполнитель: Кварцевый

Дополнительные параметры		
Дополнительный коэффициент условий работы	1	
Возраст бетона (дни)	28	
Класс прочности цемента	Класс R	
Время развития ползучести	36500	дней
Температура T(Δt)	20	°C
Количество суток, когда температура T преобладает Δt	28	дней
Относительная влажность воздуха	40	%

Результаты расчета прогибов

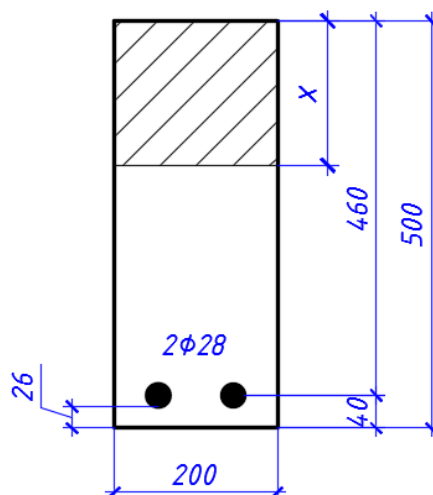
Пролет	Максимальный прогиб		Минимальный прогиб	
	Величина	Привязка	Величина	Привязка
	мм	м	мм	м
пролет 1	19,107	3,012	0	6

Сравнение решений

Проверка	Величина прогиба
Пособие	22,2 мм
АРБАТ	19,107 мм
Отклонение, %	16,2 %

Комментарий. Различие в результатах связано с тем, что в Пособии используются приближенные эмпирические формулы использующие кривизну в сечении с максимальным изгибающим моментом. В программе АРБАТ прогиб определяется на соответствующих кривизнах в разных сечениях по длине балки.

Расчет ширины раскрытия трещин



Цель: Определить трещиностойкость балки

Задача: Определить ширину раскрытия трещин

Ссылки: Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін.; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків: Золоті сторінки, 2015. – 208 с. (Пример 14, с. 88-90.)

Файл с исходными данными:

Раздел программы АРБАТ – Экспертиза, режим – Сопротивление ж/б сечений

Example-14-DBN.SAV

отчет – [Arbat 14-DBN.doc](#).

Соответствие нормативным документам: ДБН В 2.6-98:2009, ДСТУ Б.В 2.6-156:2010

Исходные данные:

$l=6,0$ м	Пролет балки
$b \times h = 200 \times 500$ мм	Размеры сечения балки
$a = 26$ мм	Расстояние от края арматуры до края сечения (защитный слой)
$A_s = 1232$ мм ² (2Ø28)	Площадь сечения арматуры
$M = 160$ кНм	Изгибающий момент
Класс бетона	C20/25
Класс арматуры	A400C

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Длина элемента 6 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости XoY 1

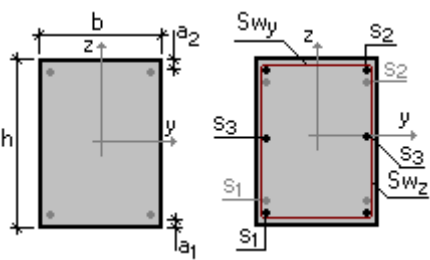
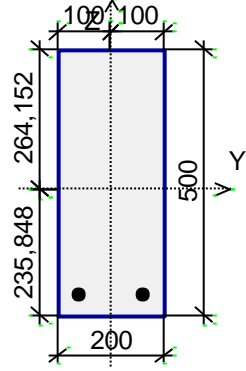
Коэффициент расчетной длины в плоскости XoZ 1

Случайный эксцентриситет по Z принят по ДБН В.2.6-98:2009 с изменением №1

Случайный эксцентриситет по Y принят по ДБН В.2.6-98:2009 с изменением №1

Конструкция статически определяемая

Сечение

 <p> $b = 200 \text{ мм}$ $h = 500 \text{ мм}$ $a_1 = 26 \text{ мм}$ $a_2 = 26 \text{ мм}$ </p>	 <p align="center">$S_1 - 2\text{Ø}28$</p>
---	--

Арматура	Класс	Дополнительный коэффициент условий работы
Продольная	A400C	1
Поперечная	A240C	1

Бетон

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: C20/25

Заполнитель: Кварцевый

Дополнительные параметры		
Дополнительный коэффициент условий работы	1	
Возраст бетона (дни)	28	
Класс прочности цемента	Класс R	
Время развития ползучести	36500	дней
Температура $T(\Delta t)$	20	°C
Количество суток, когда температура T преобладает Δt	28	дней
Относительная влажность воздуха	40	%

Трещиностойкость

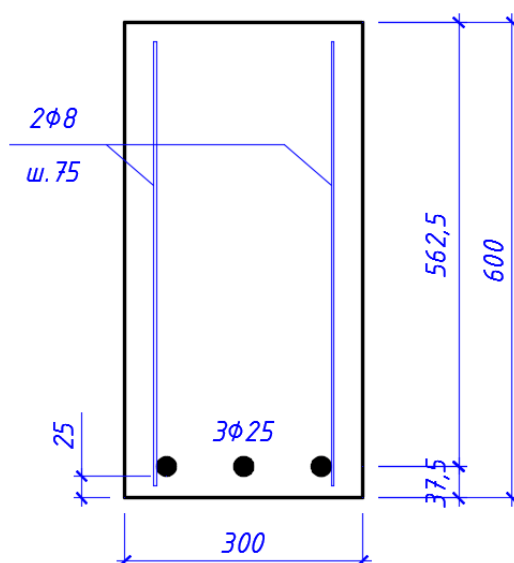
Параметры		
Максимальная ширина раскрытия трещин w_{\max}	0,3	мм

Проверено по ДБН	Проверка	Коэффициент использования
пп. 7.3.4.2, 5.3.1.4 ДСТУ Б В.2.6-156-2010	Ширина раскрытия трещин	0,869

Сравнение решений

Проверка	Ширина раскрытия трещин
Пособие	0,26 мм
АРБАТ	$0,869 \times 0,3 = 0,261 \text{ мм}$
Отклонение, %	0,4 %

Несущая способность наклонного сечения



Цель: Определить несущую способность наклонного сечения

Задача: Проверить сопротивления срезу элемента с поперечной арматурой

Ссылки: Проектування залізобетонних конструкцій. Посібник / А.М. Бамбура, І.Р. Сазонова, О.В. Дорогова, О.В. Войцехівський; За ред. А.М. Бамбура – Київ: Майстер книг, 2018. – 240 с. (Пример 5.2, с. 151-153)

Файл с исходными данными:

Раздел программы АРБАТ – Экспертиза, режим – Сопротивление ж/б сечений

[Example-5.2-DBN.SAV](#)

отчет – [Arbat 5.2-DBN.doc](#)

Соответствие нормативным документам: ДБН В 2.6-98:2009, ДСТУ Б.В 2.6-156:2010

Исходные данные:

$b \times h = 300 \times 600$ мм	Размеры сечения балки
$a = 25$ мм	Величина защитного слоя бетона
$V_{Ed} = 91$ кН	Расчетная поперечная сила
$3\phi 25 A500C$	Нижняя растянутая арматура возле опоры
Класс бетона	C25/30
Класс продольной арматуры	A500C
Класс поперечной арматуры	A400C

Исходные данные АРБАТ:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Длина элемента 6 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости XoY 1

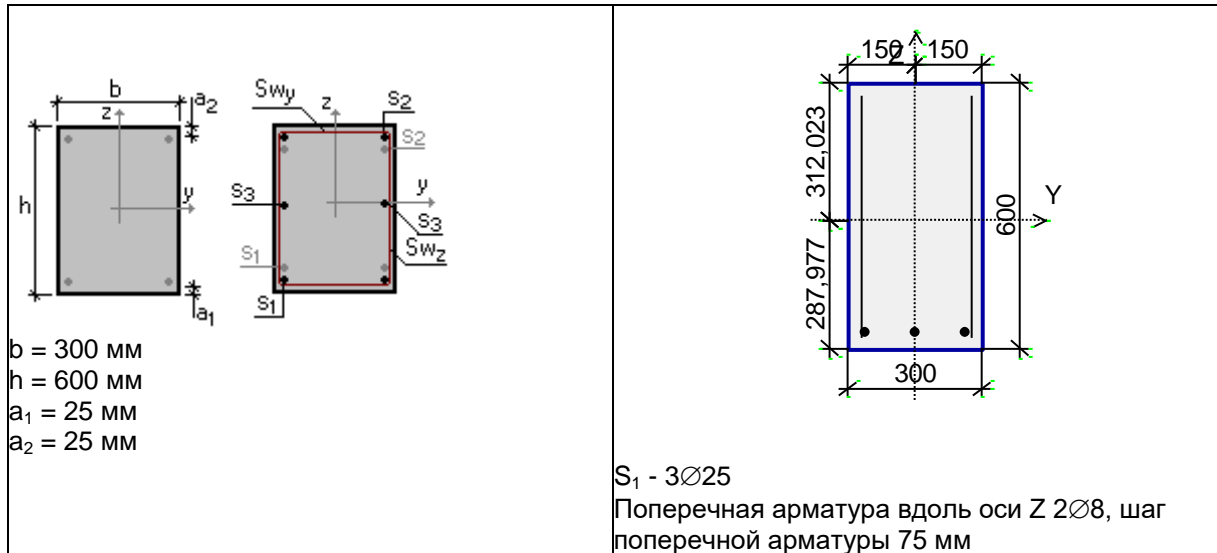
Коэффициент расчетной длины в плоскости XoZ 1

Случайный эксцентриситет по Z принят по ДБН В.2.6-98:2009 с изменением №1

Случайный эксцентриситет по Y принят по ДБН В.2.6-98:2009 с изменением №1

Конструкция статически определимая

Сечение



Арматура	Класс	Дополнительный коэффициент условий работы
Продольная	A500C	1
Поперечная	A400C	1

Бетон

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: C25/30

Заполнитель: Кварцевый

Дополнительные параметры		
Дополнительный коэффициент условий работы	1	
Возраст бетона (дни)	28	
Класс прочности цемента	Класс R	
Время развития ползучести	36500	дней
Температура T(Δt)	20	°C
Количество суток, когда температура T преобладает Δt	28	дней
Относительная влажность воздуха	40	%

	N	M_v	Q_z	M_z	Q_v	T	Коэффициент длительно й части	Кратковре менная	Сейсмика	Особая
	кН	кН*м	кН	кН*м	кН	кН*м				
1	1	0	191	0	0	0	1			

Проверено по ДБН	Проверка	Коэффициент использования
п. 6.2.1.7	Сопротивление срезу при действии V_z без поперечной арматуры	1,915
п. 6.2.1.6	Сопротивление срезу при действии V_z с поперечной арматурой	0,987

Сравнение решений

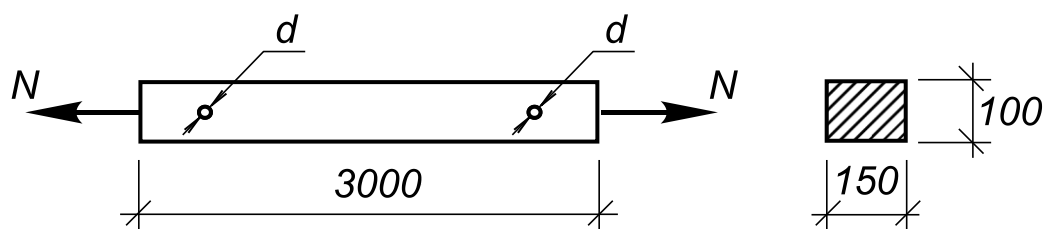
Проверка	Сопротивление срезу без поперечной арматуры
----------	---

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Пособие	$191/100=1,91$
АРБАТ	1,915
Отклонение, %	0,3 %
Проверка	Сопротивление срезам с поперечной арматурой
Пособие	$191/194=0,985$
АРБАТ	0,987
Отклонение, %	0,2 %

ДЕКОР

Проверка сечения центрально-растянутого нижнего пояса фермы по несущей способности



Цель: Проверка расчета сопротивления сечений.

Задача: Проверить правильность анализа прочности нормальных сечений.

Ссылки: Насонов С.Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику. – Москва: Издательство АСВ, 2013. – с. 62-63.

Имя файла с исходными данными: Example 3.SAV; отчет – Decor 3.doc.

Версия программы: ДЕКОР 21.1.1.1, 17.02.2016.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-25-80, СП 64.13330.2011.

Исходные данные из источника:

$b \times h = 15 \times 10$ см	Размеры сечения элемента
$l = 3$ м	Длина элемента
$d = 1,6$ см	Диаметр отверстия ослабления
$N = 60$ кН	Растягивающее усилие
Материал элемента: сосна.	
Сорт древесины: 2.	
Класс условия эксплуатации: 1 (А2 согласно СНиП II-25-80).	

Исходные данные ДЕКОР:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициенты условий работы	
Коэффициент условий работы на температурно-влажностный режим эксплуатации m_B	1
Учет влияния температурных условий эксплуатации m_T	1
Учет влияния длительности нагружения m_d	1
Коэффициент условий работы при воздействии кратковременных нагрузок m_H	1
Коэффициент, учитывающий влияние пропитки защитными составами m_a	1

Порода древесины - Сосна
 Сорт древесины - 2
 Предельная гибкость растянутых элементов - 200
 Предельная гибкость сжатых элементов - 120
 Длина элемента 3 м

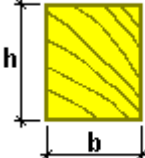
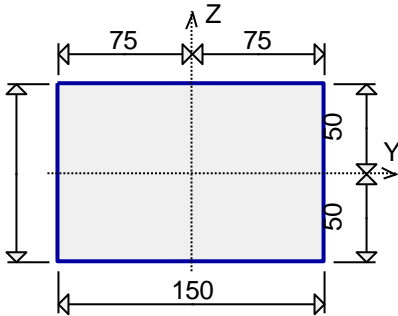


Коэффициент расчетной длины в плоскости ХОУ - 1



Коэффициент расчетной длины в плоскости XOZ - 1

Сечение:

 <p style="margin-top: 10px;">b = 150 мм h = 100 мм</p> <p>Сечение из неклееной древесины</p>	
--	--

Ослабление, не выходящее на кромку
Площадь ослабления - 24 см²

Усилия:

N = 60 кН
M_y = 0 кН*м
Q_z = 0 кН
M_z = 0 кН*м
Q_y = 0 кН

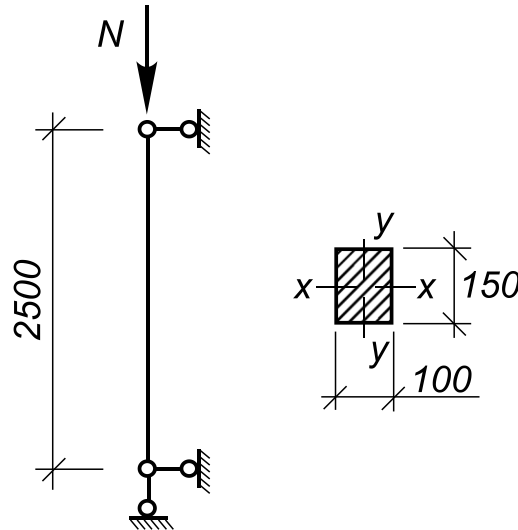
Сравнение решений:

Файл сохранения	Example 3.SAV
Файл отчета	Décor 3.doc
Проверка	Прочность элемента при действии растягивающей продольной силы
Теория	0,47/0,56 = 0,839
ДЕКОР	0,85
Отклонение, %	1,3 %

Комментарии:

1. Площадь ослабления в сечении определена как произведение ширины сечения на диаметр отверстия 15×1,6 = 24 см².
2. Коэффициент условия эксплуатации для 1 (A2) класса t_в = 1 (табл. 5 СНиП II-25-80, табл. 7 СП 64.13330.2011).
3. Предельная гибкость растянутого пояса фермы (не в вертикальной плоскости) равна λ_{макс} = 200 (табл. 14 СНиП II-25-80, табл. 17 СП 64.13330.2011).
4. В ДЕКОР необходимо задать условия закрепления элемента. Т.к. в задаче они не определены, используется шарнирное закрепление элемента с обеих сторон (μ_y = μ_z = 1).

Проверка сечения центрально-сжатой колонны по несущей способности



Цель: Проверка расчета сопротивления сечений.

Задача: Проверить правильность анализа устойчивости нормальных сечений.

Ссылки: Насонов С.Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику. – Москва: Издательство АСВ, 2013. – с. 66-67.

Имя файла с исходными данными: Example 4.SAV; отчет – Decor 4.doc.

Версия программы: ДЕКОР 21.1.1.1, 17.02.2016.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-25-80, СП 64.13330.2011.

Исходные данные из источника:

$b \times h = 10 \times 15$ см	Размеры сечения элемента
$l = 2,5$ м	Высота колонны
$\mu_x = \mu_y = 1$	Коэффициенты расчетной длины
$N = 60$ кН	Сжимающее усилие
Материал элемента: сосна.	
Сорт древесины: 2.	
Класс условия эксплуатации: 1 (А2 согласно СНиП II-25-80).	

Исходные данные ДЕКОР:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициенты условий работы	
Коэффициент условий работы на температурно-влажностный режим эксплуатации m_B	1
Учет влияния температурных условий эксплуатации m_T	1
Учет влияния длительности нагружения m_D	1
Коэффициент условий работы при воздействии кратковременных нагрузок m_H	1
Коэффициент, учитывающий влияние пропитки защитными составами m_A	1

Порода древесины - Сосна

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Сорт древесины - 2
 Предельная гибкость растянутых элементов - 200
 Предельная гибкость сжатых элементов - 120
 Длина элемента 2,5 м

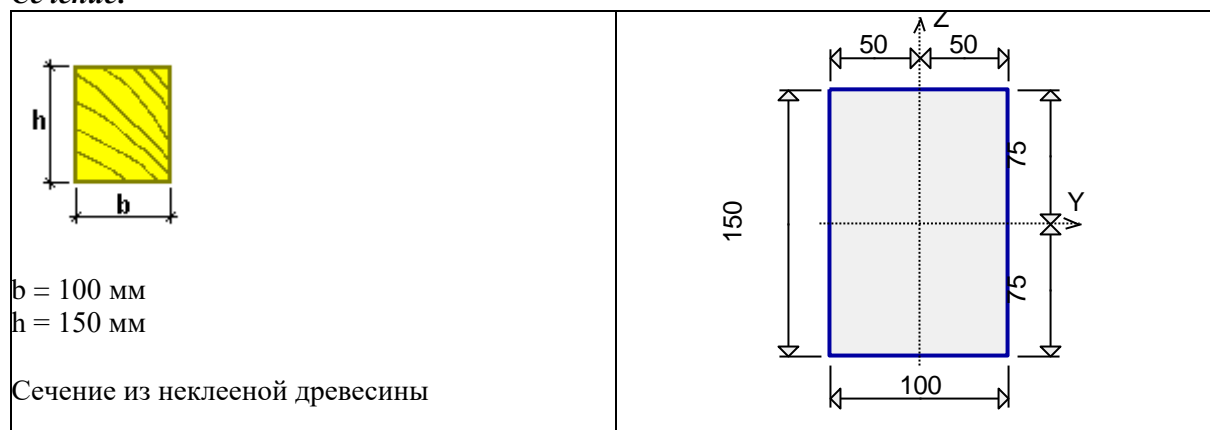


Коэффициент расчетной длины в плоскости ХОУ - 1



Коэффициент расчетной длины в плоскости ХОZ – 1

Сечение:



Усилия:

$N = -60 \text{ кН}$
 $M_y = 0 \text{ кН*м}$
 $Q_z = 0 \text{ кН}$
 $M_z = 0 \text{ кН*м}$
 $Q_y = 0 \text{ кН}$

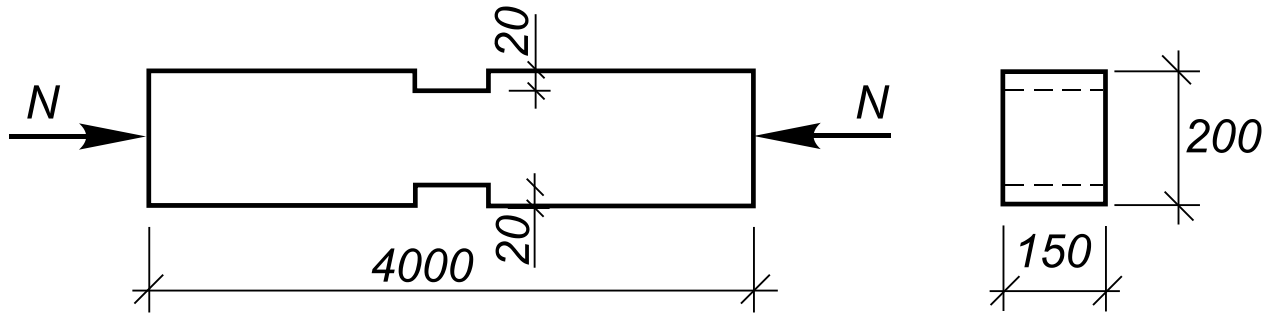
Сравнение решений:

Файл сохранения	Example 4.SAV	
Файл отчета	Décor 4.doc	
Проверка	Устойчивость в плоскости ХОZ при действии продольной силы	Устойчивость в плоскости ХОУ при действии продольной силы
Теория	$0,55/1,3 = 0,423$	$1/1,3 = 0,769$
ДЕКОР	0,42	0,769
Отклонение, %	0,83 %	–

Комментарии:

1. Коэффициент условия эксплуатации для 1 (A2) класса $m_b = 1$ (табл. 5 СНиП II-25-80, табл. 7 СП 64.13330.2011).
2. Предельная гибкость сжатой колонны равна $\lambda_{\text{макс}} = 120$ (табл. 14 СНиП II-25-80, табл. 17 СП 64.13330.2011).

Проверка сечения центрально-сжатого ослабленного элемента, имеющего симметрическое ослабление, выходящее за кромку, по несущей способности



Цель: Проверка расчета сопротивления сечений.

Задача: Проверить правильность анализа устойчивости нормальных сечений.

Ссылки: Насонов С.Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику. – Москва: Издательство АСВ, 2013. – с. 67-68.

Имя файла с исходными данными: Example 5.SAV; отчет – Decor 5.doc.

Версия программы: ДЕКОР 21.1.1.1, 17.02.2016.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-25-80, СП 64.13330.2011.

Исходные данные из источника:

$b \times h = 15 \times 20$ см	Размеры сечения элемента
$a = 20$ мм	Высота ослабления сечения (рис. 1)
$l = 4$ м	Длина элемента
$\mu_x = \mu_y = 1$	Коэффициенты расчетной длины
$N = 100$ кН	Сжимающее усилие

Материал элемента: сосна.
Сорт древесины: 2.
Класс условия эксплуатации: 1 (А2 согласно СНиП II-25-80).

Исходные данные ДЕКОР:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициенты условий работы	
Коэффициент условий работы на температурно-влажностный режим эксплуатации m_B	1
Учет влияния температурных условий эксплуатации m_T	1
Учет влияния длительности нагружения m_D	1
Коэффициент условий работы при воздействии кратковременных нагрузок m_H	1
Коэффициент, учитывающий влияние пропитки защитными составами m_A	1

Порода древесины - Сосна
Сорт древесины - 2
Предельная гибкость растянутых элементов - 200
Предельная гибкость сжатых элементов - 120
Длина элемента 4 м

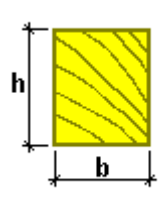
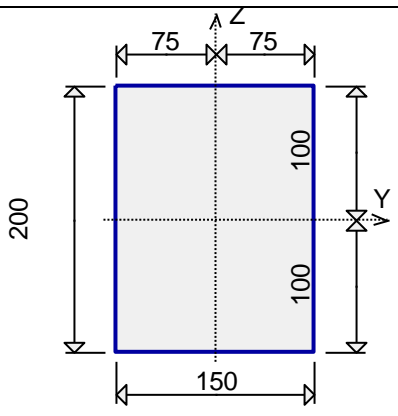


Коэффициент расчетной длины в плоскости XOY - 1



Коэффициент расчетной длины в плоскости XOZ - 1

Сечение:

 <p style="margin-top: 10px;"> $b = 150 \text{ мм}$ $h = 200 \text{ мм}$ </p> <p>Сечение из неклееной древесины</p>	
---	--

Ослабление, выходящее на кромку
 Площадь ослабления - 60 см^2

Усилия:

$N = -100 \text{ кН}$
 $M_y = 0 \text{ кН*м}$
 $Q_z = 0 \text{ кН}$
 $M_z = 0 \text{ кН*м}$
 $Q_y = 0 \text{ кН}$

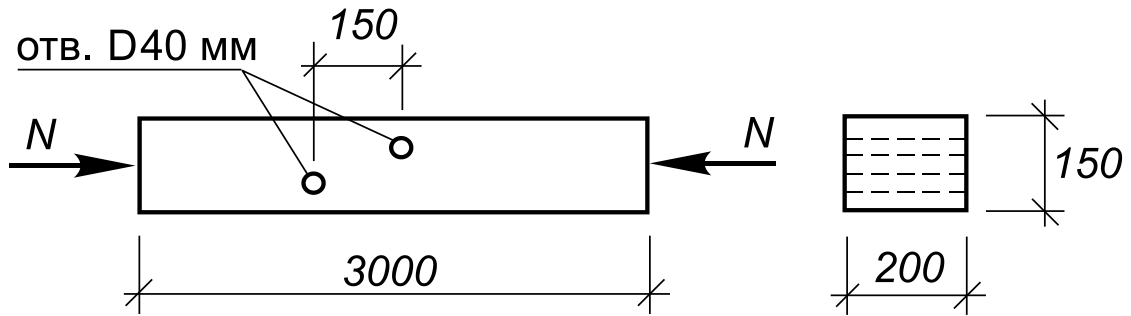
Сравнение решений:

Файл сохранения	Example 5.SAV
Файл отчета	Décor 5.doc
Проверка	Устойчивость в плоскости XOY при действии продольной силы
Теория	$1,19/1,5 = 0,793$
ДЕКОР	0,79
Отклонение, %	0,4 %

Комментарии:

1. Площадь ослабления в сечении определена как $2(a \times b) = 2 \cdot (2 \times 15) = 60 \text{ см}^2$.
2. Коэффициент условия эксплуатации для 1 (A2) класса $m_b = 1$ (табл. 5 СНИП II-25-80, табл. 7 СП 64.13330.2011).
3. Предельная гибкость сжатого элемента равна $\lambda_{\text{макс}} = 120$ (табл. 14 СНИП II-25-80, табл. 17 СП 64.13330.2011).

Проверка сечения центрально-сжатого элемента, ослабленного отверстиями на участке 150 мм, по несущей способности



Цель: Проверка расчета сопротивления сечений.

Задача: Проверить правильность анализа устойчивости нормальных сечений.

Ссылки: Насонов С.Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику. – Москва: Издательство АСВ, 2013. – с. 68-69.

Имя файла с исходными данными: Example 6.SAV; отчет – Decor 6.doc.

Версия программы: ДЕКОР 21.1.1.1, 28.03.2016.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-25-80, СП 64.13330.2011.

Исходные данные из источника:

- | | |
|--------------------------------|-------------------------------------|
| $b \times h = 20 \times 15$ см | Размеры сечения элемента |
| $d = 40$ мм | Диаметр отверстия ослабления |
| $a = 150$ мм | Расстояние между центрами отверстий |
| $l = 3$ м | Длина элемента |
| $\mu_x = \mu_y = 1$ | Коэффициенты расчетной длины |
| $N = 100$ кН | Сжимающее усилие |
- Материал элемента: сосна.
Сорт древесины: 2.
Класс условия эксплуатации: 1 (A2 согласно СНиП II-25-80).

Исходные данные ДЕКОР:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициенты условий работы	
Коэффициент условий работы на температурно-влажностный режим эксплуатации m_B	1
Учет влияния температурных условий эксплуатации m_T	1
Учет влияния длительности нагружения m_d	1
Коэффициент условий работы при воздействии кратковременных нагрузок m_H	1
Коэффициент, учитывающий влияние пропитки защитными составами m_a	1

- Порода древесины - Сосна
Сорт древесины - 2
Предельная гибкость растянутых элементов - 200
Предельная гибкость сжатых элементов - 120
Длина элемента 3 м

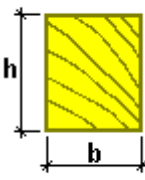
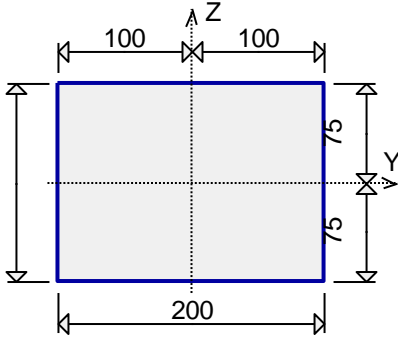


Коэффициент расчетной длины в плоскости XOY - 1



Коэффициент расчетной длины в плоскости XOZ - 1

Сечение:

 <p style="margin-top: 10px;">b = 200 мм h = 150 мм</p> <p>Сечение из неклееной древесины</p>	
--	--

Ослабление не выходящее на кромку
Площадь ослабления - 80 см²

Усилия:

N = -100 кН
M_y = 0 кН*м
Q_z = 0 кН
M_z = 0 кН*м
Q_y = 0 кН

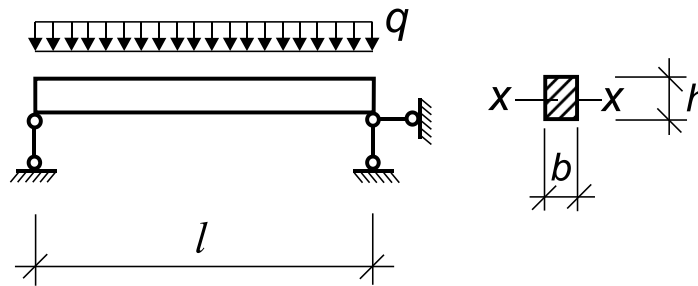
Сравнение решений:

Файл сохранения	Example 6.SAV
Файл отчета	Décor 6.doc
Проверка	Устойчивость в плоскости XOZ при действии продольной силы
Теория	0,55/1,5 = 0,367
ДЕКОР	0,369
Отклонение, %	0,62 %

Комментарии:

1. Площадь ослабления в сечении определена как произведение ширины сечения на диаметр отверстия 20×4 = 80 см².
2. Коэффициент условия эксплуатации для 1 (A2) класса $m_b = 1$ (табл. 5 СНиП II-25-80, табл. 7 СП 64.13330.2011).
3. Предельная гибкость сжатого элемента равна $\lambda_{\text{макс}} = 120$ (табл. 14 СНиП II-25-80, табл. 17 СП 64.13330.2011).

Проверка сечения изгибаемого элемента



Цель: Проверка расчета балок.

Задача: Проверить правильность анализа прочности и расчета прогиба элемента.

Ссылки: Насонов С.Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику. – Москва: Издательство АСВ, 2013. – с. 80-82.

Имя файла с исходными данными: Example 9.SAV; отчет – Decor 9.doc.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-25-80, СП 64.13330.2011.

Исходные данные из источника:

$b \times h = 10 \times 15$ см	Размеры сечения элемента
$l = 3$ м	Длина элемента
$\mu_x = \mu_y = 1$	Коэффициенты расчетной длины (рис. 1)
$q_{эк}^H = 3,1$ кН/м	Равномерно распределенная нормативная эксплуатационная нагрузка
$q_{эк}^P = 3,7$ кН/м	Равномерно распределенная расчетная эксплуатационная нагрузка

Материал элемента: сосна.

Сорт древесины: 2.

Класс условия эксплуатации: 1 (A2 согласно СНиП II-25-80).

Балка раскреплена из плоскости изгиба по всей длине сжатого пояса.

Исходные данные ДЕКОР:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1

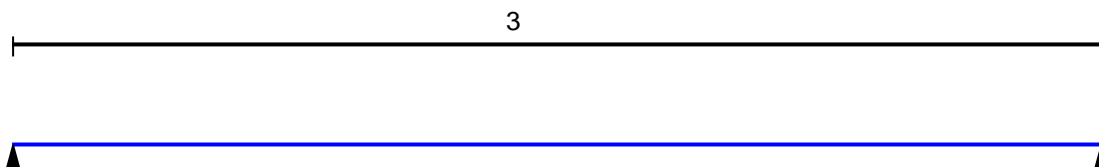
Коэффициенты условий работы	
Коэффициент условий работы на температурно-влажностный режим эксплуатации m_B	1
Учет влияния температурных условий эксплуатации m_T	1
Учет влияния длительности нагружения m_d	1
Коэффициент условий работы при воздействии кратковременных нагрузок m_H	1
Коэффициент, учитывающий влияние пропитки защитными составами m_a	1

Порода древесины - Сосна

Сорт древесины - 2

Плотность древесины 5 кН/м³

Конструктивное решение:

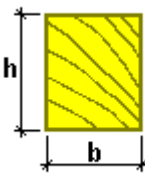
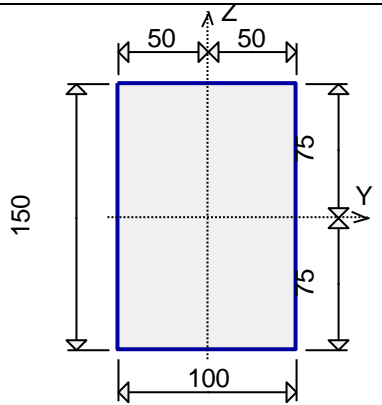


Закрепления от поперечных смещений и поворотов


	Слева	Справа
Смещение вдоль Y	Закреплено	Закреплено
Смещение вдоль Z	Закреплено	Закреплено
Поворот вокруг Y		
Поворот вокруг Z		

Сплошное закрепление сжатых элементов сечения из плоскости изгиба

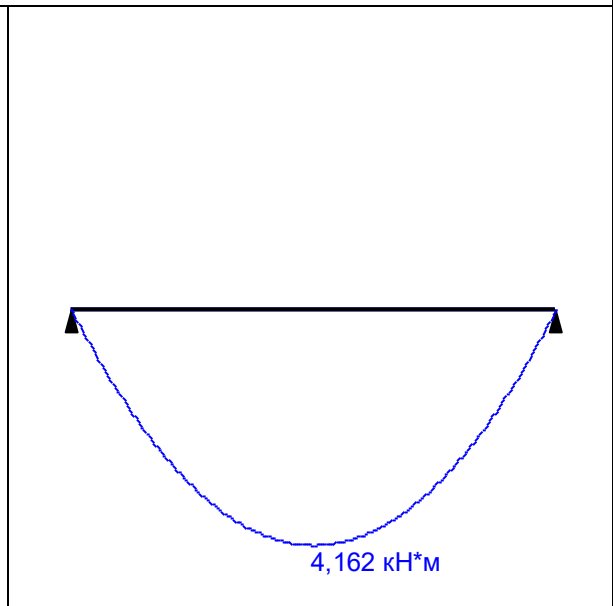
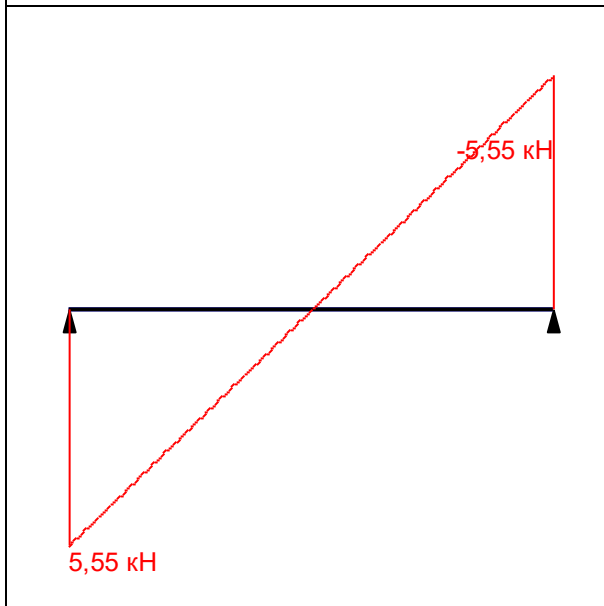
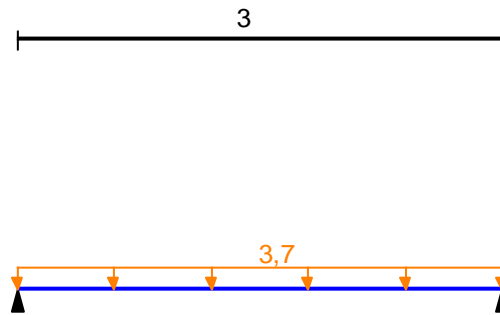
Сечение:

 <p>$b = 100 \text{ мм}$ $h = 150 \text{ мм}$</p> <p>Сечение из клееной древесины</p>	
--	---

Загрузка 1 - постоянное

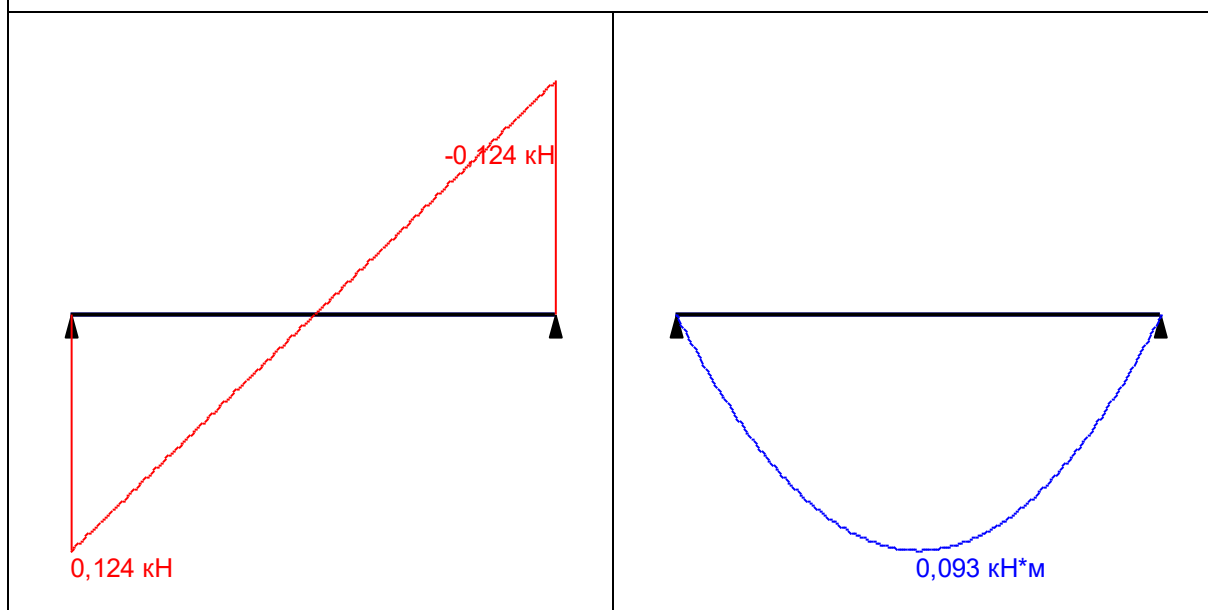
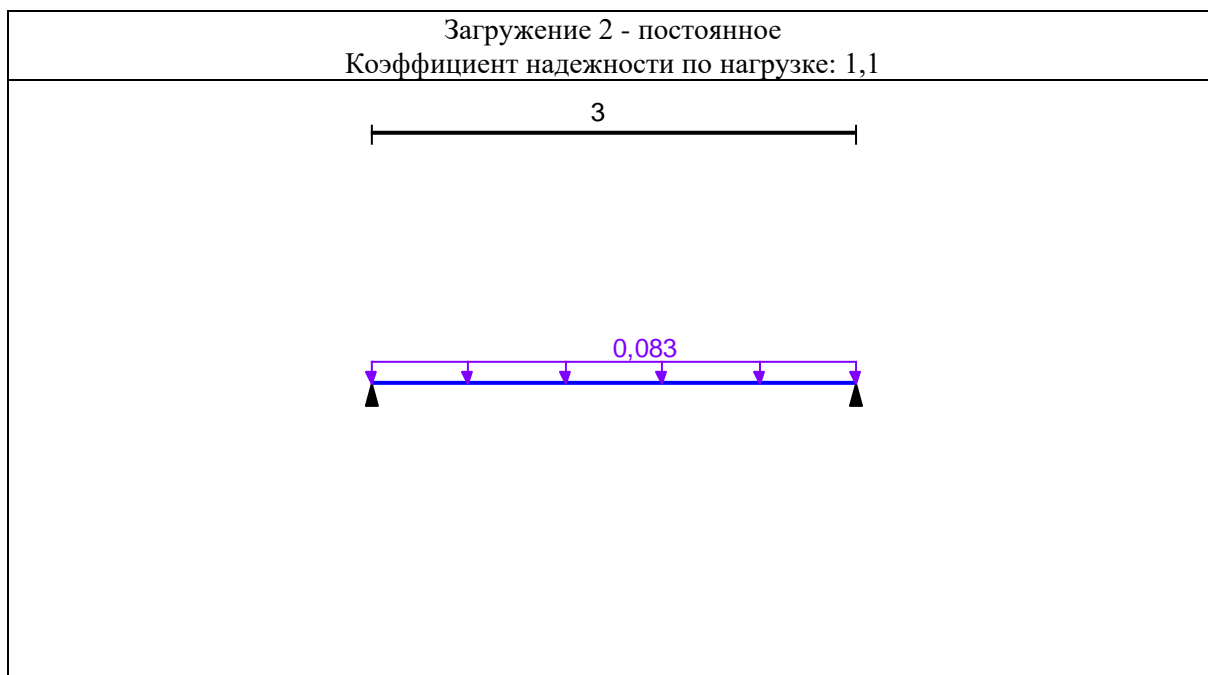
	Тип нагрузки	Величина	Коэффициент включения собственного веса
	длина = 3 м		
		3,7	кН/м

Загрузка 1 - постоянное
Коэффициент надежности по нагрузке: 1,19355



Загружение 2 - постоянное

	Тип нагрузки	Величина		Коэффициент включения собственного веса
	δ↓	0,075	кН/м	1,1



	Опорные реакции	
	Сила в опоре 1	Сила в опоре 2
	кН	кН
по критерию M_{\max}	5,674	5,674
по критерию M_{\min}	5,674	5,674
по критерию Q_{\max}	5,674	5,674
по критерию Q_{\min}	5,674	5,674

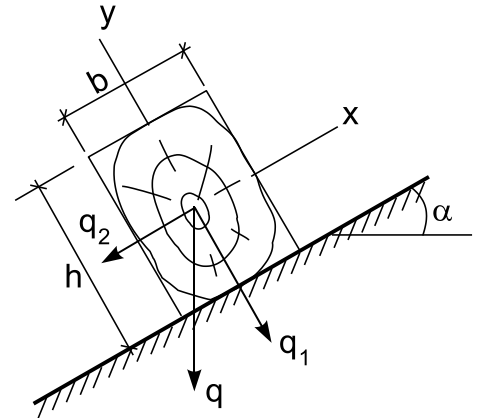
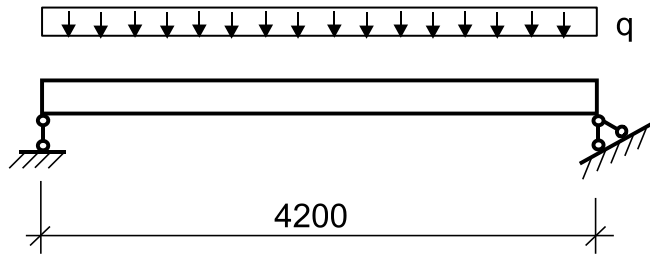
Сравнение решений:

Файл сохранения	Example 9SAV		
Файл отчета	Décor 9.doc		
Проверка	Прочность элемента при действии изгибающего момента	Прочность при действии поперечной силы	Прогиб
Теория	$1,14/1,3 = 0,877$	$0,057/0,16 = 0,356$	$1,19/1,2 = 0,992$
ДЕКОР	0,873	0,355	1,04
Отклонение, %	0,463%	0,46%	4,62%

Комментарии:

1. Предельно допустимый прогиб для междуэтажных балок перекрытия определен как $(1/250)l = 0,004l$ (табл. 16 СНиП II-25-80, табл. 19 СП 64.13330.2011).
2. Нагрузки в ДЕКОР заданы следующим образом:
 - Загрузка 1 – внешняя нагрузка (расчетное значение) 3,7 кН/м с коэффициентом надежности по нагрузке, равном $q_{эк}^p / q_{эк}^н = 3,7/3,1 = 1,19355$;
 - Загрузка 2 – нагрузка собственного веса с коэффициентом включения собственного веса 1,1 и коэффициентом надежности по нагрузке 1,1.
3. Расхождение в прогибе в 4,62% получено по той причине, что при расчете в источнике не учитывается влияние сдвига.

Расчет прогона на косо́й изги́б



Цель: Проверка расчета неразрезных прогонов.

Задача: Проверить правильность анализа прочности и расчета прогиба элемента.

Ссылки: Насонов С.Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику. – Москва: Издательство АСВ, 2013. – с. 86-88.

Имя файла с исходными данными: Example 11.SAV; отчет – Decor 11.doc.

Версия программы: ДЕКОР 21.1.1.1, 27.05.2016.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-25-80, СП 64.13330.2011.

Исходные данные из источника:

$b \times h = 15 \times 20$ см	Размеры сечения элемента
$l = 4,2$ м	Пролет прогона
$\mu_x = \mu_y = 1$	Коэффициенты расчетной длины
$q_{эк}^H = 3,0$ кН/м	Равномерно распределенная эксплуатационная нагрузка (нормативное значение)
$q_{эк}^P = 3,5$ кН/м	Равномерно распределенная эксплуатационная нагрузка (расчетное значение)
$\alpha = 30^\circ$	Угол наклона прогона
Материал элемента:	сосна
Сорт древесины:	2
Класс условия эксплуатации: 1 (А2 согласно СНиП II-25-80).	

Исходные данные ДЕКОР:

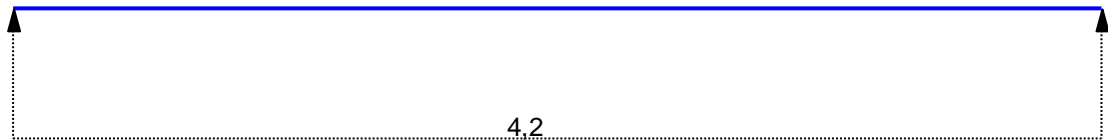
Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициент надежности по ответственности (2-е предельное состояние) = 1

Коэффициенты условий работы	
Коэффициент условий работы на температурно-влажностный режим эксплуатации m_B	1
Учет влияния температурных условий эксплуатации m_T	1
Учет влияния длительности нагружения m_d	1
Коэффициент условий работы при воздействии кратковременных нагрузок m_H	1
Коэффициент, учитывающий влияние пропитки защитными составами m_a	1

Порода древесины - Сосна
Сорт древесины - 2
Плотность древесины 5 кН/м³

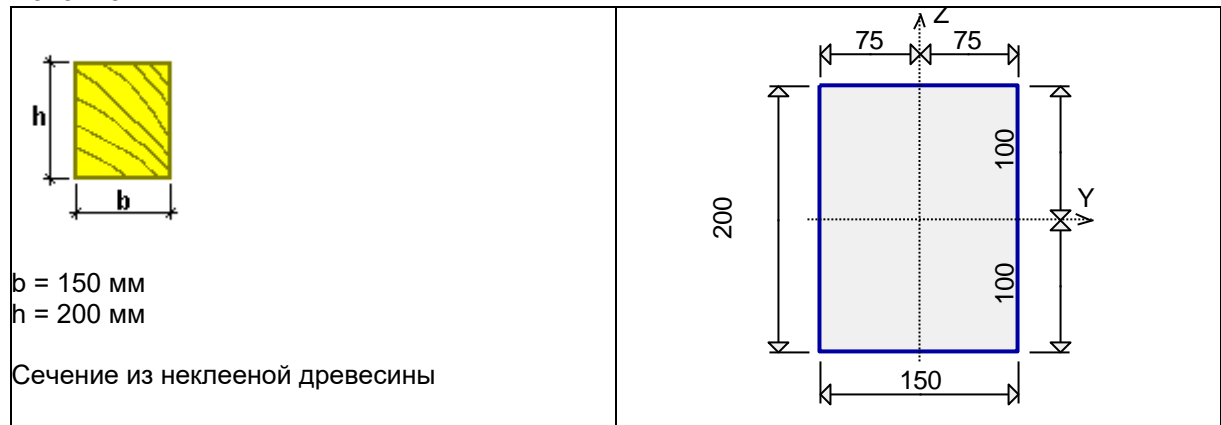
Конструктивное решение



Шаг раскрепления в плоскости кровли 0,6 м

Уклон кровли 30 град

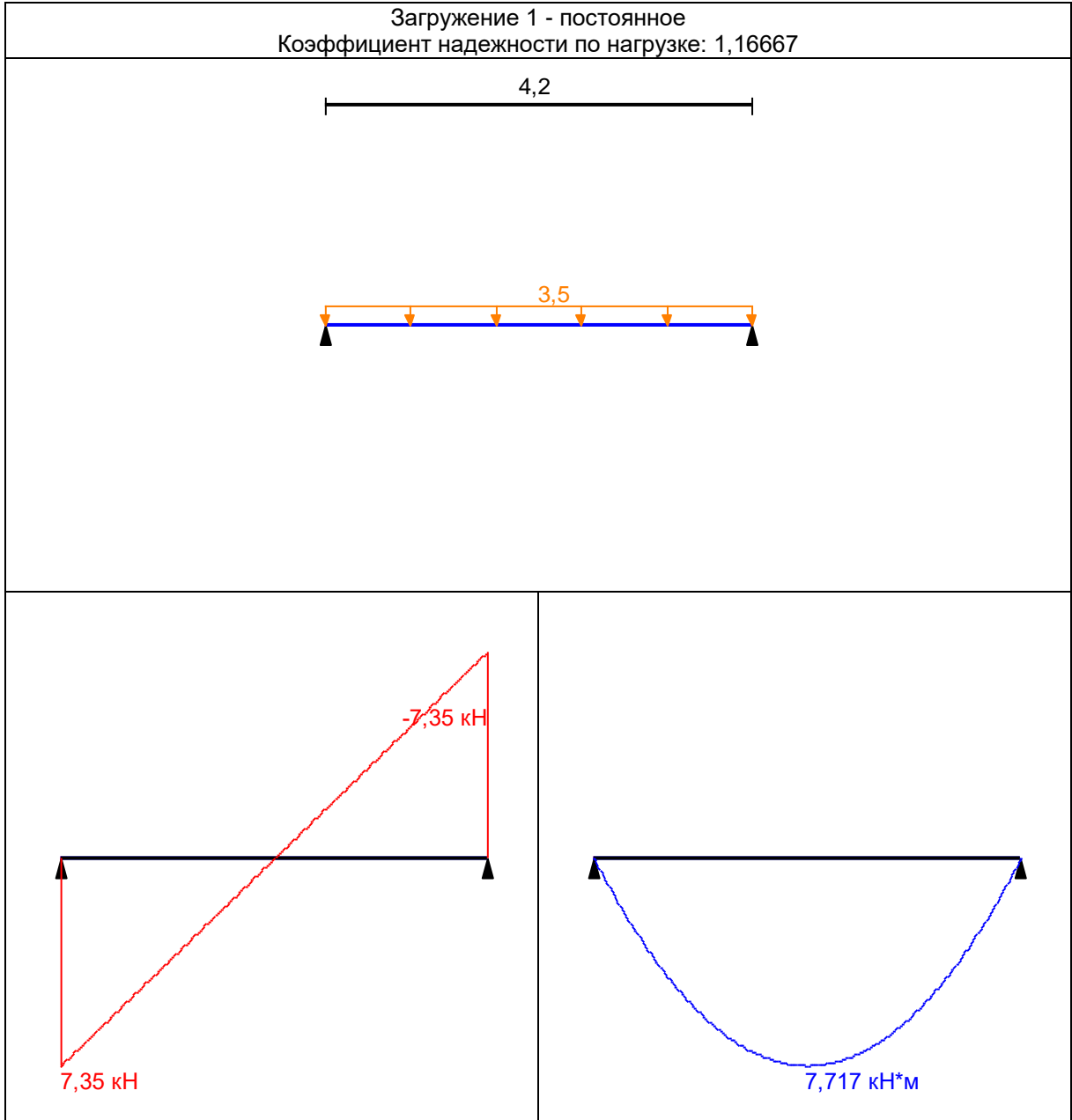
Сечение



Верификационные примеры

Загрузка 1 - постоянное

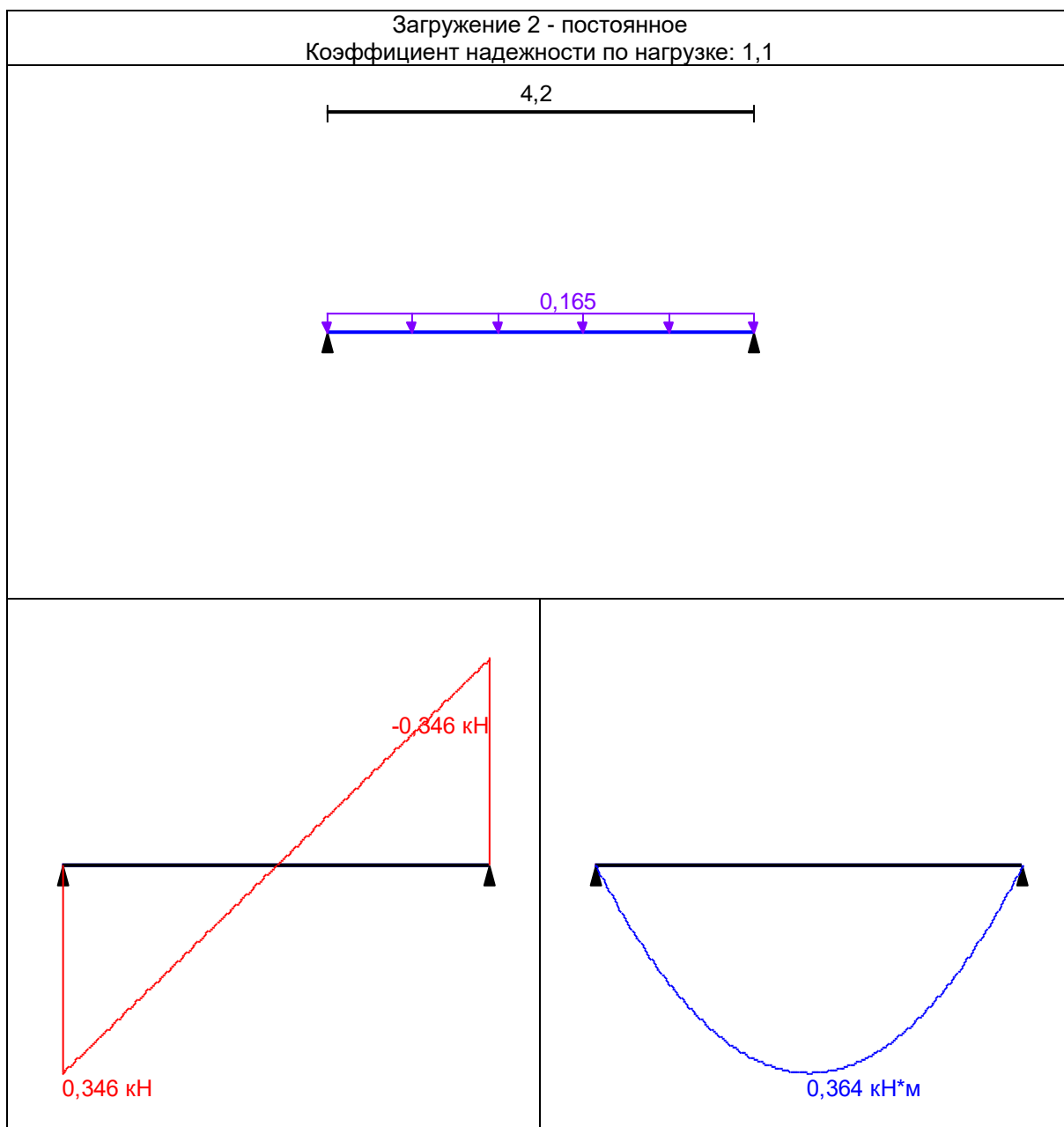
Тип нагрузки	Величина	Коэффициент включения собственного веса
пролет 1, длина = 4,2 м		
	3,5	кН/м



В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Загружение 2 - постоянное

	Тип нагрузки	Величина		Коэффициент включения собственного веса
	↓	0,15	кН/м	1,1



	Опорные реакции	
	Сила в опоре 1	Сила в опоре 2
	кН	кН
по критерию M_{max}	7,697	7,697
по критерию M_{min}	7,697	7,697
по критерию Q_{max}	7,697	7,697
по критерию Q_{min}	7,697	7,697

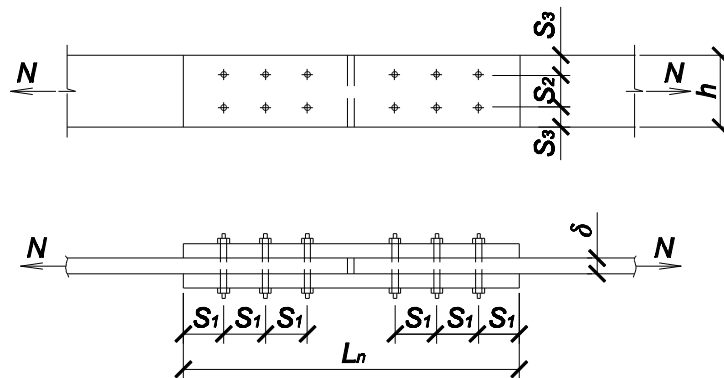
Сравнение решений:

Файл сохранения	Example 11.SAV	
Файл отчета	Decor 11.doc	
Проверка	Прочность элемента при действии изгибающего момента M_y	Прогиб
Теория	$1,24/1,5 = 0,827$	$1,59/2,1 = 0,757$
ДЕКОР	0,826	0,775
Отклонение, %	0,115%	2,36%

Комментарии:

1. Предельно допустимый прогиб для прогонов определен как $(1/200)l = 0,005l$ (табл. 16 СНиП II-25-80, табл. 19 СП 64.13330.2011).
2. В ДЕКОР требуется задать значение шага раскрепления в плоскости кровли. Т.к. в задаче оно не определено, используется значение 0,6 м.
3. Плотность сосны при 1 (A2) классе эксплуатации равна $\rho = 500 \text{ кг/м}^3 = 5 \text{ кН/м}^3$ (прил. 3 СНиП II-25-80, прил. Д СП 64.13330.2011).
4. Нагрузки в ДЕКОР заданы следующим образом:
 - Загружение 1 – внешняя нагрузка (расчетное значение) 3,5 кН/м с коэффициентом надежности по нагрузке, равном $q_{эк}^p / q_{эк}^н = 3,5/3,0 = 1,16667$;
 - Загружение 2 – нагрузка собственного веса с коэффициентом включения собственного веса 1,1 и коэффициентом надежности по нагрузке 1,1.
5. Расхождение в прогибе в 2,36% получено по той причине, что при расчете в теоретическом источнике расчет произведен без учета сдвига.

Проверка несущей способности соединения на нагелях



Цель: Проверка расчета сопротивления соединений.

Задача: Проверить правильность анализа несущей способности узла стыковки нижнего пояса фермы из условий смятия крайнего и среднего элементов и изгиба нагеля.

Ссылки: Насонов С.Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику. – Москва: Издательство АСВ, 2013. – с. 114-116.

Имя файла с исходными данными: Example 18.SAV; отчет – Decor 18.doc.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-25-80, СП 64.13330.2011.

Исходные данные из источника:

$\delta \times h = 5 \times 15$ см	Размеры сечения досок пояса и накладок
$d = 12$ мм	Диаметр болтов
$N = 30$ кН	Растягивающее усилие в поясе
Материал элемента:	сосна
Сорт древесины:	2
Класс условия эксплуатации:	1 (A2 согласно СНиП II-25-80).

Исходные данные ДЕКОР:

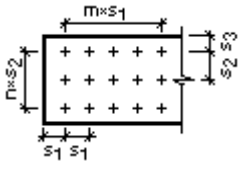
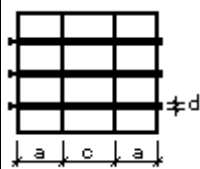
Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициенты условий работы	
Коэффициент условий работы на температурно-влажностный режим эксплуатации m_b	1
Учет влияния температурных условий эксплуатации m_T	1
Учет влияния длительности нагружения m_d	1
Коэффициент условий работы при воздействии кратковременных нагрузок m_n	1
Коэффициент, учитывающий влияние пропитки защитными составами m_a	1

Порода древесины - Сосна
 Сорт древесины - 2
 Сечение из неклееной древесины

Соединение на цилиндрических нагелях

Тип нагеля - Стальной

<p>Расстановка нагелей - прямая</p> 	<p>Симметричное соединение</p>  <p>Число расчетных швов одного нагеля - 2 Диаметр нагеля 12 мм $m = 2$ $n = 1$ $s_1 = 84$ мм $s_2 = 42$ мм $s_3 = 36$ мм $a = 50$ мм $c = 50$ мм</p>
---	---

Усилия

$N = 30$ кН

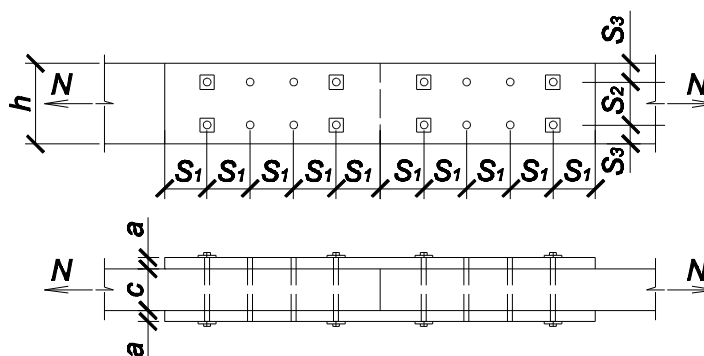
Сравнение решений:

Проверка	Несущая способность по смятию крайнего элемента	Несущая способность по смятию среднего элемента	Изгиб стального нагеля
Теория	$30/57,6 = 0,521$	$30/36 = 0,833$	$30/37,1 = 0,809$
ДЕКОР	0,521	0,833	0,809
Отклонение, %	0%	0%	0%

Комментарий:

В теоретическом решении задачи в источнике производилось определение необходимого числа нагелей в заданном стыке и, как следствие, конструирование узла. В ходе решения определено и принято по 6 нагелей с каждой стороны стыка, установленных в два ряда, а также определены расстояния между осями нагелей: $S_1 = 8,4$ см, $S_2 = 4,2$ см и $S_3 = 3,6$ см. Именно эти параметры используются в ДЕКОР для проверки соединения.

Проверка несущей способности узла стыковки нижнего (растянутого) пояса фермы



Цель: Проверка расчета сопротивления соединений.

Задача: Проверить правильность анализа несущей способности узла стыковки нижнего пояса фермы из условий смятия крайнего и среднего элементов и изгиба нагеля.

Ссылки: Насонов С.Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику. – Москва: Издательство АСВ, 2013. – с. 116-118.

Имя файла с исходными данными: Example 19.SAV; отчет – Decor 19.doc.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-25-80, СП 64.13330.2011.

Исходные данные из источника:

$c \times h = 10 \times 20$ см	Размеры сечения бруса пояса
$a \times h = 5 \times 20$ см	Размеры сечения стальных накладок
$d = 16$ мм	Диаметр болтов
$N = 80$ кН	Растягивающее усилие в поясе
Материал элемента:	сосна
Сорт древесины:	2
Марка стали накладок:	S235
Класс условия эксплуатации:	1 (A2 согласно СНиП II-25-80).

Исходные данные ДЕКОР:

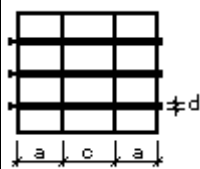
Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициенты условий работы	
Коэффициент условий работы на температурно-влажностный режим эксплуатации m_b	1
Учет влияния температурных условий эксплуатации m_T	1
Учет влияния длительности нагружения m_d	1
Коэффициент условий работы при воздействии кратковременных нагрузок m_H	1
Коэффициент, учитывающий влияние пропитки защитными составами m_a	1

Порода древесины - Сосна
 Сорт древесины - 2
 Сечение из неклееной древесины

Соединение на цилиндрических нагелях

Тип нагеля - Стальной

<p>Расстановка нагелей - прямая</p> 	<p>Симметричное соединение</p>  <p>Число расчетных швов одного нагеля - 2 Диаметр нагеля 16 мм $m = 3$ $n = 1$ $s_1 = 112$ мм $s_2 = 56$ мм $s_3 = 48$ мм $a = 50$ мм $c = 100$ мм</p>
---	---

Усилия

$N = 80$ кН

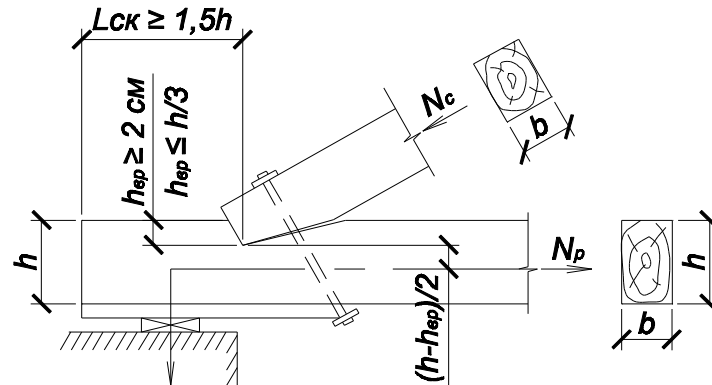
Сравнение решений:

Проверка	Несущая способность по смятию крайнего элемента	Несущая способность по смятию среднего элемента	Изгиб стального нагеля
Теория	$80/102,4 = 0,781$	$80/128 = 0,625$	$80/81,73 = 0,979$
ДЕКОР	0,781	0,625	0,979
Отклонение, %	0%	0%	0%

Комментарий:

В теоретическом решении задачи в источнике производилось определение необходимого числа нагелей в заданном стыке и, как следствие, конструирование узла. В ходе решения определено и принято по 6 нагелей с каждой стороны стыка, установленных в два ряда, а также определены расстояния между осями нагелей: $S_1 = 11,2$ см, $S_2 = 5,6$ см и $S_3 = 4,8$ см. Именно эти параметры используются в ДЕКОР для проверки соединения.

Проверка несущей способности опорного узла фермы



Цель: Проверка расчета сопротивления соединений.

Задача: Проверить правильность анализа прочности опорного узла фермы по условиям смятия и скалывания.

Ссылки: Насонов С.Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику. – Москва: Издательство АСВ, 2013. – с. 107-108.

Имя файла с исходными данными: Example 16.SAV; отчет – Decor 16.doc.

Версия программы: ДЕКОР 21.1.1.1, 27.05.2016.

Соответствие нормативным документам: СНиП II-25-80, СП 64.13330.2011.

Исходные данные из источника:

$b \times h = 15 \times 20$ см	Размеры сечений
$h_{вр} = 5,5$ см	Глубина врубки
$L_{ск} = 10h_{вр} = 55$ см	Длина площадки скалывания
$\alpha = 21^\circ 48'$	Угол между поясами
$N = 89$ кН	Сжимающая сила в верхнем поясе
Материал элемента:	сосна
Сорт древесины:	2
Класс условия эксплуатации:	1 (A2 согласно СНиП II-25-80).

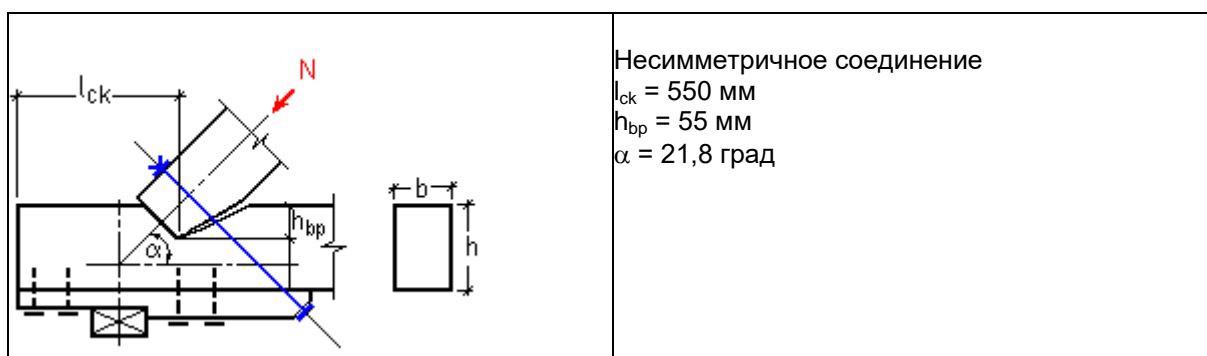
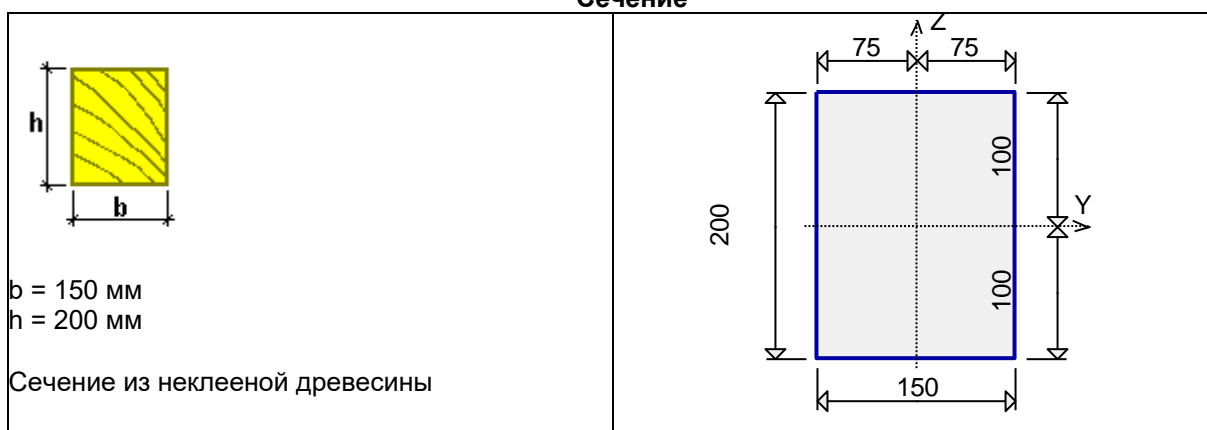
Исходные данные ДЕКОР:

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Коэффициенты условий работы	
Коэффициент условий работы на температурно-влажностный режим эксплуатации m_B	1
Учет влияния температурных условий эксплуатации m_T	1
Учет влияния длительности нагружения m_d	1
Коэффициент условий работы при воздействии кратковременных нагрузок m_H	1
Коэффициент, учитывающий влияние пропитки защитными составами m_a	1

Порода древесины - Сосна
Сорт древесины - 2

Соединение на врубках
Сечение



Усилия
 $N = 89 \text{ кН}$

Сравнение решений:

Проверка	Прочность по условиям смятия	Прочность по условиям скалывания
Теория	$89/110,11 = 0,808$	$82,6/83,32 = 0,991$
ДЕКОР	0,805	0,805
Отклонение, %	0,46 %	18,8%

Комментарий:

Разница в факторе прочности по условиям скалывания с результатом теоретического решения в 18,8% получена из-за различного определения расчетного среднего по площадке скалывания сопротивления древесины скалыванию $R_{ск}^{cp}$: в ДЕКОР реализовано определение данного фактора по формуле (59) согласно п. 7.3 СП 64.13330.2011 (формуле (54) согласно п. 5.3 СНиП II-25-80); в теоретическом источнике $R_{ск}^{cp}$ определено по приведенной в нем таблице, происхождение которой автор не поясняет.

МАГNUM

Расчет геометрических характеристик сечения брутто несущего элемента из холодногнутого С-образного профиля (поворот главных осей инерции)

Задача: Проверить правильность расчета геометрических характеристик сечений брутто для несущих элементов конструкций из холодногнутого профиля.

Источник: [1] Worked examples according to EN 1993-1-3, Eurocode 3, Part 1-3 // ECCS TC7 TWG 7.5 Practical Improvement of Design Procedure. – 1st Ed., ECCS CECM, EKS, 2008. – 235 p.

Соответствие нормативным документам: EN 1993-1-3.

Имя файла с исходными данными:

[Task 1.1.sav](#); отчет – [Report 1.1.doc](#)

Версия программы: МАГНУМ 23.1.1.3, 07.02.2024

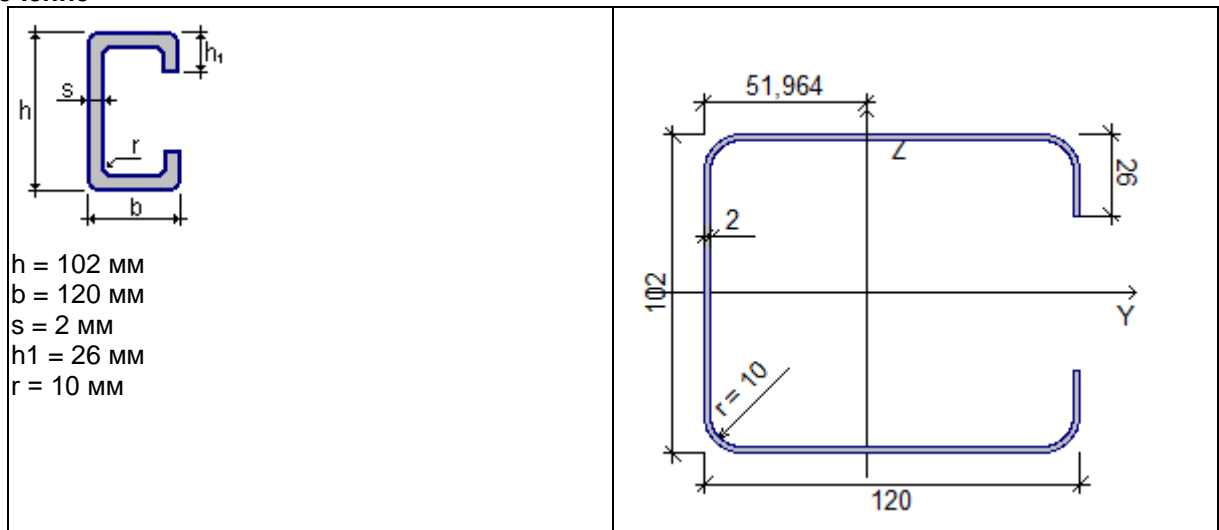
Исходные данные задачи:

$h = 102$ мм
 $b = 120$ мм
 $c = 26$ мм
 $t = 2$ мм
 $r = 10$ мм

Высота сечения (по внешней грани)
 Ширина полки (по внешней грани)
 Длина отгиба на полке (по внешней грани)
 Толщина профиля (за минусом толщины покрытия)
 Радиус сопряжения элементов сечения (внутренний)

Результаты программы МАГНУМ:

Сечение



Сравнение решений

Геометрическая характеристика	[1], стр. 147	MAGNUM, EN1993-1-1	%
Площадь поперечного сечения брутто, см ²	7,34	7,342	0,027
Момент инерции относительно оси у-у, см ⁴	139,10	139,185	0,06
Момент сопротивления относительно оси у-у, см ³	140,45	140,562	0,08

Комментарии

Вычисление геометрических характеристик сечений брутто в программе МАГНУМ выполняются точно, с учетом закруглений в местах сопряжений элементов сечения, благодаря чему результаты расчета соответствуют точному аналитическому решению.

Расчет геометрических характеристик сечения брутто несущего элемента из холодногнутого С-образного профиля

Задача: Проверить правильность расчета геометрических характеристик сечений брутто для несущих элементов конструкций из холодногнутого профиля.

Источник: [2] Leroy Gardner and David A. Nethercot. Designer’s guide to EuroCode 3: Design of steel buildings EN 1993-1-1, -1-3 and -1-8. Second edition. ISBN 978-0-7277-4172-1. doi: 10.1680/dsb.41721.001

Соответствие нормативным документам: EN 1993-1-3.

Имя файла с исходными данными:

[Task 1.2.sav](#); отчет – [Report 1.2.doc](#)

Версия программы: МАГНУМ 23.1.1.3, 07.02.2024

Исходные данные задачи:

$h = 200$ мм

Высота сечения (по внешней грани)

$b = 65$ мм

Ширина полки (по внешней грани)

$c = 15$ мм

Длина отгиба на полке (по внешней грани)

$t = 1.56$ мм

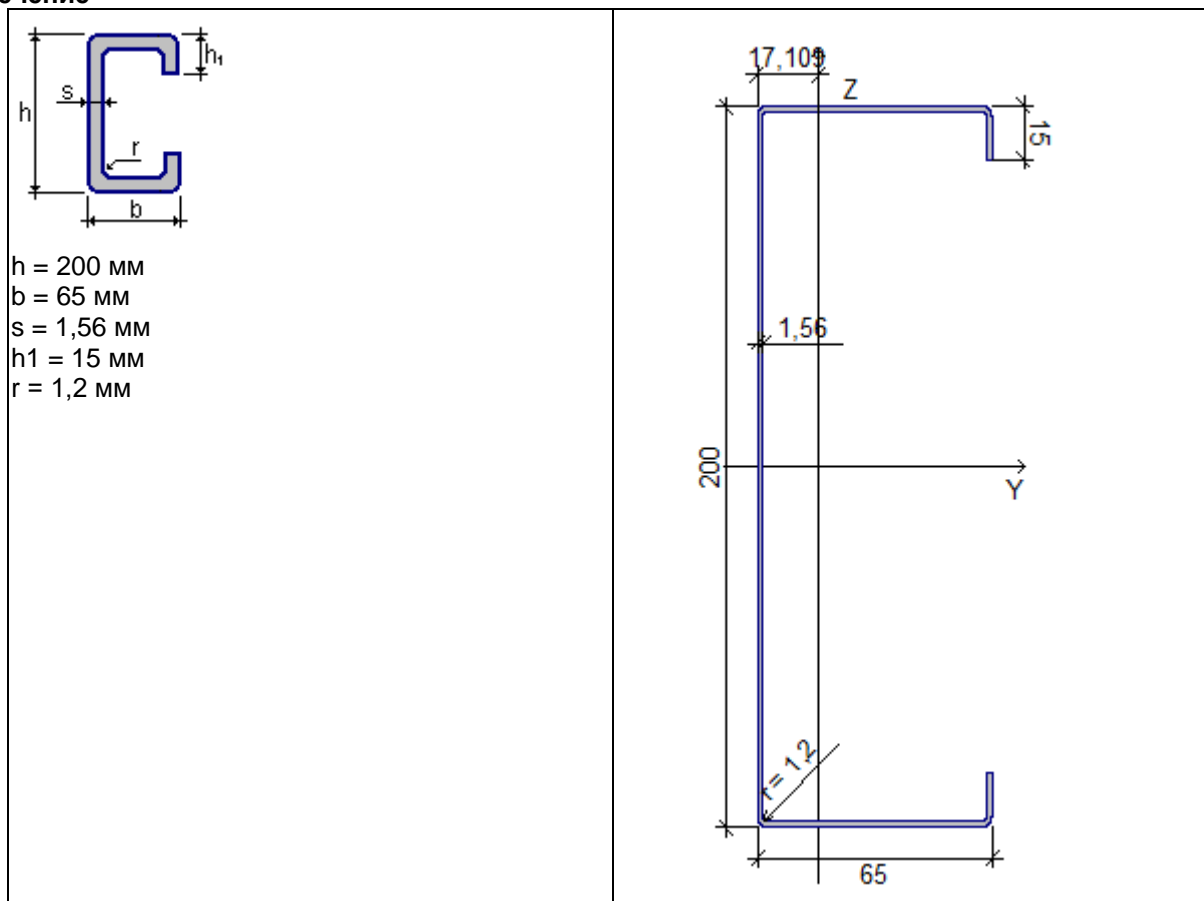
Толщина профиля (за минусом толщины покрытия)

$r = 1.2$ мм

Радиус сопряжения элементов сечения (внутренний)

Результаты программы МАГНУМ:

Сечение



Сравнение решений

Геометрическая характеристика	[2], стр. 139	MAGNUM, EN1993-1-1	%
Площадь поперечного сечения брутто, мм ²	551.6	546.6	0,9

Комментарии

Вычисление геометрических характеристик сечений брутто в программе МАГНУМ выполняются точно, с учетом закруглений в местах сопряжений элементов сечения, благодаря чему результаты расчета соответствуют точному аналитическому решению.

Расчет геометрических характеристик сечения брутто несущего элемента из холодногнутого корытного профиля

Задача: Проверить правильность расчета геометрических характеристик сечений брутто для несущих элементов конструкций из холодногнутого профиля.

Источник: [1] Worked examples according to EN 1993-1-3, Eurocode 3, Part 1-3 // ECCS TC7 TWG 7.5 Practical Improvement of Design Procedure. – 1st Ed., ECCS CECM, EKS, 2008. – 235 p.

Соответствие нормативным документам: EN 1993-1-3.

Имя файла с исходными данными:

[Task 1.3.sav](#); отчет – [Report 1.3.doc](#)

Версия программы: МАГНУМ 23.1.1.3, 07.02.2024

Исходные данные задачи:

$h = 180$ мм

Высота сечения (по внешней грани)

$b = 175$ мм

Ширина полки (по внешней грани)

$c = 95$ мм

Длина отгиба на полке (по внешней грани)

$t = 3$ мм

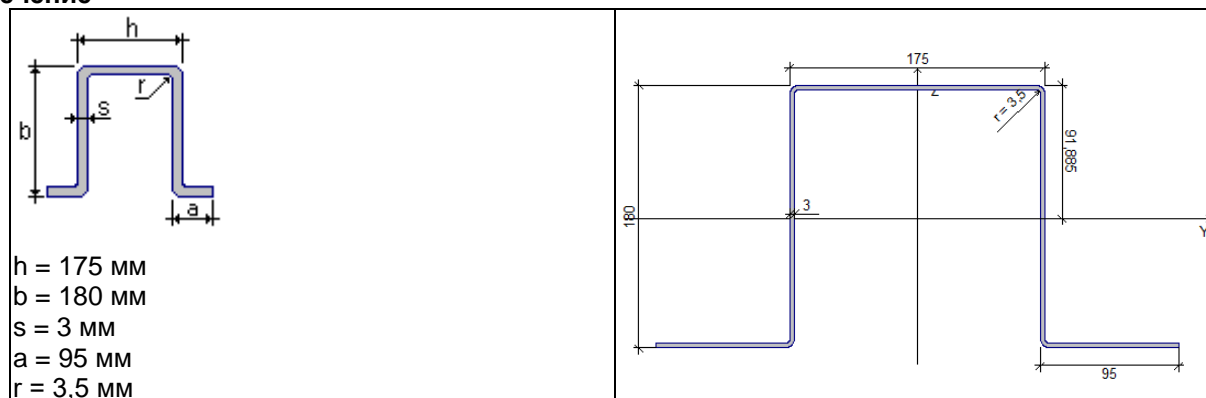
Толщина профиля (за минусом толщины покрытия)

$r = 3.5$ мм

Радиус сопряжения элементов сечения (внутренний)

Результаты программы МАГНУМ:

Сечение



Сравнение решений

Геометрическая характеристика	[1], стр. 170	MAGNUM, EN1993-1-1	%
Площадь поперечного сечения брутто, мм ²	2113,2	2113,2	0
Момент инерции относительно оси y-y, мм ⁴	$10,994 \times 10^6$	10997360	0,03
Момент инерции относительно оси z-z, мм ⁴	$19,231 \times 10^6$	19231920	0.005

Комментарии

Вычисление геометрических характеристик сечений брутто в программе МАГНУМ выполняются точно, с учетом закруглений в местах сопряжений элементов сечения, благодаря чему результаты расчета соответствуют точному аналитическому решению.

Расчет геометрических характеристик «эффективного» сечения несущего элемента из С-образного холодногнутого профиля при осевом сжатии

Задача: Проверить правильность расчета геометрических характеристик «эффективного» сечения для несущих элементов конструкций из холодногнутого профиля при осевом сжатии.

Источник: [1] Worked examples according to EN 1993-1-3, Eurocode 3, Part 1-3 // ECCS TC7 TWG 7.5 Practical Improvement of Design Procedure. – 1st Ed., ECCS CECM, EKS, 2008. – 235 p.

Соответствие нормативным документам: EN 1993-1-3.

Имя файла с исходными данными:

[Task 2.1.sav](#); отчет – [Report 2.1.doc](#)

Версия программы: МАГНУМ 23.1.1.3, 07.02.2024

Исходные данные задачи:

$$f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$$

$$h = 102 \text{ мм}$$

$$b = 120 \text{ мм}$$

$$c = 26 \text{ мм}$$

$$t = 2 \text{ мм}$$

$$r = 10 \text{ мм}$$

Граница текучести

Высота сечения (по внешней грани)

Ширина полки (по внешней грани)

Длина отгиба на полке (по внешней грани)

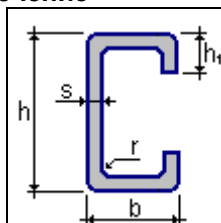
Толщина профиля (за минусом толщины покрытия)

Радиус сопряжения элементов сечения (внутренний)

Результаты программы МАГНУМ:

Сталь: S355

Сечение



$$h = 102 \text{ мм}$$

$$b = 120 \text{ мм}$$

$$s = 2 \text{ мм}$$

$$h1 = 26 \text{ мм}$$

$$r = 10 \text{ мм}$$

Сравнение решений

Геометрическая характеристика	[1], стр. 154	MAGNUM, EN1993-1-1	%
Площадь поперечного сечения брутто, см ²	4,67	4,609	1.3
Момент инерции относительно оси у-у, см ⁴	87,24	86,266	1.12
Момент инерции относительно оси z-z, см ⁴	94,80	94,18	0.65

Расчет геометрических характеристик «эффективного» сечения несущего элемента из корытного холодногнутого профиля при осевом сжатии

Задача: Проверить правильность расчета геометрических характеристик «эффективного» сечения для несущих элементов конструкций из холодногнутого профиля при осевом сжатии.

Источник: [1] Worked examples according to EN 1993-1-3, Eurocode 3, Part 1-3 // ECCS TC7 TWG 7.5 Practical Improvement of Design Procedure. – 1st Ed., ECCS CECM, EKS, 2008. – 235 p.

Соответствие нормативным документам: EN 1993-1-3.

Имя файла с исходными данными:

[Task 2.2.sav](#); отчет – [Report 2.2.doc](#)

Версия программы: МАГНУМ 23.1.1.3, 07.02.2024

Исходные данные задачи:

$$f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$$

$$h = 180 \text{ мм}$$

$$b = 175 \text{ мм}$$

$$c = 95 \text{ мм}$$

$$t = 3 \text{ мм}$$

$$r = 3.5 \text{ мм}$$

Граница текучести

Высота сечения (по внешней грани)

Ширина полки (по внешней грани)

Длина отгиба на полке (по внешней грани)

Толщина профиля (за минусом толщины покрытия)

Радиус сопряжения элементов сечения (внутренний)

Результаты программы МАГНУМ:

Сталь: S355

Сечение



Сравнение решений

Геометрическая характеристика	[1], стр. 175	MAGNUM, EN1993-1-1	%
Площадь поперечного сечения брутто, мм ²	1188.26	1229,7	3.37

Расчет геометрических характеристик «эффективного» сечения элемента из С-образного холодногнутого профиля при изгибе

Задача: Проверить правильность расчета геометрических характеристик «эффективного» сечения для элементов конструкций из холодногнутого профиля при изгибе.

Источник: [1] Worked examples according to EN 1993-1-3, Eurocode 3, Part 1-3 // ECCS TC7 TWG 7.5 Practical Improvement of Design Procedure. – 1st Ed., ECCS CECM, EKS, 2008. – 235 p.

Соответствие нормативным документам: EN 1993-1-3.

Имя файла с исходными данными:

[Task 3.1.sav](#); отчет – [Report 3.1.doc](#)

Версия программы: МАГНУМ 23.1.1.3, 07.02.2024

Исходные данные задачи:

$f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$

$h = 102 \text{ мм}$

$b = 120 \text{ мм}$

$c = 26 \text{ мм}$

$t = 2 \text{ мм}$

$r = 10 \text{ мм}$

Граница текучести

Высота сечения (по внешней грани)

Ширина полки (по внешней грани)

Длина отгиба на полке (по внешней грани)

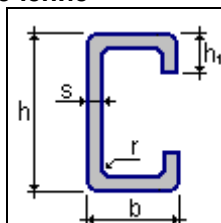
Толщина профиля (за минусом толщины покрытия)

Радиус сопряжения элементов сечения (внутренний)

Результаты программы МАГНУМ:

Сталь: S355

Сечение



$h = 102 \text{ мм}$

$b = 120 \text{ мм}$

$s = 2 \text{ мм}$

$h1 = 26 \text{ мм}$

$r = 10 \text{ мм}$

Сравнение решений

	[1], стр. 160	MAGNUM, EN1993-1-1	%
Площадь поперечного сечения брутто, см ²	6,86	6,602	3,76
Момент инерции относительно оси у-у, см ⁴	129,73	124,976	3,66
Момент сопротивления относительно оси у-у, см ³	122,49	113,842	7,06

Комментарии

В [1] вычисление геометрических характеристик «эффективного» сечения выполнено с учетом фигурного сопряжения элементов сечения в углах. В программе МАГНУМ указанные характеристики вычисляются для сечения с острыми углами (без учета фигурного сопряжения элементов сечения в углах), что разрешается нормами для рассматриваемого в примере радиуса сопряжения (см. п. 5.1(3) EN1993-1-3).

Расчет геометрических характеристик «эффективного» сечения элемента из корытного холодногнутого профиля при изгибе (полка профиля сжата)

Задача: Проверить правильность расчета геометрических характеристик «эффективного» сечения для элементов конструкций из холодногнутого профиля при изгибе (полка сжата).

Источник: [1] Worked examples according to EN 1993-1-3, Eurocode 3, Part 1-3 // ECCS TC7 TWG 7.5 Practical Improvement of Design Procedure. – 1st Ed., ECCS CECM, EKS, 2008. – 235 p.

Соответствие нормативным документам: EN 1993-1-3.

Имя файла с исходными данными:

[Task 3.2.sav](#); отчет – [Report 3.2.doc](#)

Версия программы: МАГНУМ 23.1.1.3, 07.02.2024

Исходные данные задачи:

$f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$

$h = 180 \text{ мм}$

$b = 175 \text{ мм}$

$c = 95 \text{ мм}$

$t = 3 \text{ мм}$

$r = 3.5 \text{ мм}$

Граница текучести

Высота сечения (по внешней грани)

Ширина полки (по внешней грани)

Длина отгиба на полке (по внешней грани)

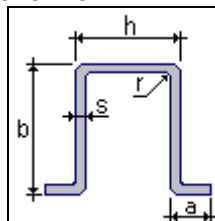
Толщина профиля (за минусом толщины покрытия)

Радиус сопряжения элементов сечения (внутренний)

Результаты программы МАГНУМ:

Сталь: S355

Сечение



$h = 175 \text{ мм}$

$b = 180 \text{ мм}$

$s = 3 \text{ мм}$

$a = 95 \text{ мм}$

$r = 3,5 \text{ мм}$

Сравнение решений

Геометрическая характеристика	[1], стр. 177	MAGNUM, EN1993-1-1	%
Площадь поперечного сечения, см ²	–	19,375	–
Момент инерции относительно оси у-у, мм ⁴	$9,73 \times 10^6$	$9,45217 \times 10^6$	2,86
Момент сопротивления относительно оси у-у, мм ³ (максимальный)	$123,11 \times 10^3$	$117,644 \times 10^3$	4,44
Момент сопротивления	$99,28 \times 10^3$	$94,85 \times 10^3$	4,46

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

относительно оси у-у, мм ³ (минимальный)			
--	--	--	--

Комментарии

В [1] вычисление геометрических характеристик «эффективного» сечения выполнено с учетом фигурного сопряжения элементов сечения в углах. В программе МАГНУМ указанные характеристики вычисляются для сечения с острыми углами (без учета фигурного сопряжения элементов сечения в углах), что разрешается нормами для рассматриваемого в примере радиуса сопряжения (см. п. 5.1(3) EN1993-1-3).

Расчет геометрических характеристик «эффективного» сечения элемента из корытного холодногнутого профиля при изгибе (полка профиля растянута)

Задача: Проверить правильность расчета геометрических характеристик «эффективного» сечения для элементов конструкций из холодногнутого профиля при изгибе (полка растянута).

Источник: [1] Worked examples according to EN 1993-1-3, Eurocode 3, Part 1-3 // ECCS TC7 TWG 7.5 Practical Improvement of Design Procedure. – 1st Ed., ECCS CECM, EKS, 2008. – 235 p.

Соответствие нормативным документам: EN 1993-1-3.

Имя файла с исходными данными:

[Task 3.3.sav](#); отчет – [Report 3.3.doc](#)

Версия программы: МАГНУМ 23.1.1.3, 07.02.2024

Исходные данные задачи:

$f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$

$h = 180 \text{ мм}$

$b = 175 \text{ мм}$

$c = 95 \text{ мм}$

$t = 3 \text{ мм}$

$r = 3.5 \text{ мм}$

Граница текучести

Высота сечения (по внешней грани)

Ширина полки (по внешней грани)

Длина отгиба на полке (по внешней грани)

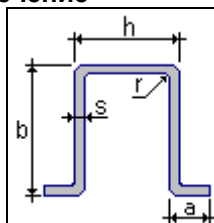
Толщина профиля (за минусом толщины покрытия)

Радиус сопряжения элементов сечения (внутренний)

Результаты программы МАГНУМ:

Сталь: S355

Сечение



$h = 175 \text{ мм}$

$b = 180 \text{ мм}$

$s = 3 \text{ мм}$

$a = 95 \text{ мм}$

$r = 3,5 \text{ мм}$

Сравнение решений

Геометрическая характеристика	[1], стр. 180	MAGNUM, EN1993-1-1	%
Площадь поперечного сечения, мм ²	1762,29	1773,5	0,63
Момент инерции относительно оси у-у, мм ⁴	$7,98 \times 10^6$	$8,15496 \times 10^6$	2,15
Момент сопротивления относительно оси у-у, мм ³ (максимальный)	$110,09 \times 10^3$	$106,908 \times 10^3$	2,89

В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Момент сопротивления относительно оси у-у, мм ³ (минимальный)	$76,37 \times 10^3$	$78,901 \times 10^3$	3,21
---	---------------------	----------------------	------

Комментарии

В [1] вычисление геометрических характеристик «эффективного» сечения выполнено с учетом фигурного сопряжения элементов сечения в углах. В программе МАГНУМ указанные характеристики вычисляются для сечения с острыми углами (без учета фигурного сопряжения элементов сечения в углах), что разрешается нормами для рассматриваемого в примере радиуса сопряжения (см. п. 5.1(3) EN1993-1-3).

Расчет несущей способности стержневого элемента конструкции из С-образного холодногнутого профиля на осевое сжатие

Задача: Проверить правильность расчета несущей способности стержневых элементов конструкций из холодногнутого профиля при осевом сжатии.

Источник: [1] Worked examples according to EN 1993-1-3, Eurocode 3, Part 1-3 // ECCS TC7 TWG 7.5 Practical Improvement of Design Procedure. – 1st Ed., ECCS CECM, EKS, 2008. – 235 p.

Соответствие нормативным документам: EN 1993-1-3.

Имя файла с исходными данными:

[Task 4.1.sav](#); отчет – [Report 4.1.doc](#)

Версия программы: МАГНУМ 23.1.1.3, 07.02.2024

Исходные данные задачи:

$E = 210000 \text{ Н/мм}^2$

$\nu = 0.3$

$f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$

$\gamma_{M0} = 1$

$\gamma_{M1} = 1$

$h = 102 \text{ мм}$

$b = 120 \text{ мм}$

$c = 26 \text{ мм}$

$t = 2 \text{ мм}$

$r = 10 \text{ мм}$

$N = 85.7 \text{ кН}$

$\ell = 150 \text{ см}$

Модуль упругости

Коэффициент Пуассона

Граница текучести

Частный коэффициент безопасности

Частный коэффициент безопасности

Высота сечения (по внешней грани)

Ширина полки (по внешней грани)

Длина отгиба на полке (по внешней грани)

Толщина профиля (за минусом толщины покрытия)

Радиус сопряжения элементов сечения (внутренний)

Расчетное осевое усилие

Расчетная длина стержневого элемента

Результаты программы МАГНУМ:

Сталь: S355

Коэффициент надежности по ответственности 1

Коэффициент расчетной длины при крутильном выпучивании:

коэффициент к геометрической длине = 1

Сечение



Длина элемента 1,5 м



Коэффициент расчетной длины в плоскости XOY - 1



Коэффициент расчетной длины в плоскости XOZ - 1

Тип эпюры моментов



Положение нагрузки



Высота точки приложения нагрузки = 0 мм

Расстояние между раскреплениями из плоскости изгиба:

коэффициент к геометрической длине = 1

Коэффициенты расчетной длины, зависящие от условий закреплений опорных сечений:

поворот из плоскости изгиба = 1

депланация = 1

	N	M _y	V _z	M _z	V _y	T	B	T _w
	кН	Т*м	кН	Т*м	кН	Т*м	кН*м ²	Т*м
1	-85,7	0	0	0	0	0	0	0

Сравнение решений

Фактор	[1], стр.143...165	MAGNUM, нормы EN1993-1-1	%
Прочность элемента	0,634	0.643	1,42
Устойчивость при центральном сжатии (изгибное выпучивание относительно оси y-y)	85,7/156,2 = 0,549	0.556	1,26
Устойчивость при центральном сжатии (изгибно-крутильное выпучивание)	85,7/109,7 = 0,781	0.791	1,26
Устойчивость при внецентренном сжатии	1,0	0.686	36,9

Комментарии

При оценке общей устойчивости стержневого элемента при внецентренном сжатии в [1] его несущая способность вычислялась с использованием упрощенного подхода по формуле согласно 6.2.5(2), (6.36) EN1993-1-3. В программе МАГНУМ общая устойчивость стержневого элемента из холодногнутого профиля вычисляется более точно согласно 6.2.5(1) EN1993-1-3.

Расчет несущей способности стержневого элемента конструкции из корытного холодногнутого профиля на осевое сжатие

Задача: Проверить правильность расчета несущей способности стержневых элементов конструкций из холодногнутого профиля при осевом сжатии.

Источник: [1] Worked examples according to EN 1993-1-3, Eurocode 3, Part 1-3 // ECCS TC7 TWG 7.5 Practical Improvement of Design Procedure. – 1st Ed., ECCS CECM, EKS, 2008. – 235 p.

Соответствие нормативным документам: EN 1993-1-3.

Имя файла с исходными данными:

[Task 4.2.sav](#); отчет – [Report 4.2.doc](#)

Версия программы: МАГНУМ 23.1.1.3, 07.02.2024

Исходные данные задачи:

$E = 210000 \text{ Н/мм}^2$

$\nu = 0.3$

$f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$

$\gamma_{M0} = 1$

$\gamma_{M1} = 1$

$h = 180 \text{ мм}$

$b = 175 \text{ мм}$

$c = 95 \text{ мм}$

$t = 3 \text{ мм}$

$r = 3.5 \text{ мм}$

$N = 214.29 \text{ кН}$

$\ell_y = 316 \text{ см}$

$\ell_z = 158 \text{ см}$

Модуль упругости

Коэффициент Пуассона

Граница текучести

Частный коэффициент безопасности

Частный коэффициент безопасности

Высота сечения (по внешней грани)

Ширина полки (по внешней грани)

Длина отгиба на полке (по внешней грани)

Толщина профиля (за минусом толщины покрытия)

Радиус сопряжения элементов сечения (внутренний)

Расчетное осевое усилие

Расчетная длина стержневого элемента относительно оси у-у

Расчетная длина стержневого элемента относительно оси z-z

Результаты программы МАГНУМ:

Сталь: S355

Коэффициент надежности по ответственности 1

Коэффициент расчетной длины при крутильном выпучивании:

коэффициент к геометрической длине = 1

Сечение



В е р и ф и к а ц и о н н ы е п р и м е р ы

Длина элемента 3,16 м



Коэффициент расчетной длины в плоскости XOY - 0,5

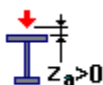


Коэффициент расчетной длины в плоскости XOZ - 1

Тип эпюры моментов



Положение нагрузки



Высота точки приложения нагрузки = 0 мм

Расстояние между раскреплениями из плоскости изгиба:

коэффициент к геометрической длине = 1

Коэффициенты расчетной длины, зависящие от условий закреплений опорных сечений:

поворот из плоскости изгиба = 1

депланация = 1

	N кН	M _y Т*м	V _z кН	M _z Т*м	V _y кН	T Т*м	B кН*м ²	T _w Т*м
1	-214,29	0	0	0	0	0	0	0

Сравнение решений

Фактор	[1], стр.181...184	MAGNUM, нормы EN1993-1-1	%
Прочность элемента	—	0,554	—
Устойчивость при центральном сжатии (изгибное выпучивание относительно оси y-y)	$214,29/385,56 = 0,556$	0,56	0,714
Устойчивость при центральном сжатии (изгибное выпучивание относительно оси z-z)	$214,29/421,83 = 0,508$	0,491	3,34
Устойчивость при центральном сжатии (крутильное и изгибно-крутильное выпучивание)	$214,29/214,29 = 1$	1,113	11,3

Комментарии

При оценке общей устойчивости стержневого элемента в [1] геометрические характеристики сечения вычислялись с учетом фигурного сопряжения элементов сечения в

углах. В программе МАГНУМ указанные характеристики вычислялись для сечения с острыми углами (без учета фигурного сопряжения элементов сечения в углах), что разрешается нормами для рассматриваемого в примере радиуса сопряжения (см. п. 5.1(3) EN1993-1-3).