



Санкт-Петербургский Государственный Политехнический Университет

Инженерно-строительный факультет
Кафедра технологии, организации и экономики строительства

Н.И.Ватин, Д.С.Демичев, А.Д.Иванов

Система композитных перекрытий «Vario-flex»

СПб 2004

Содержание:

1. Введение	4
2. Вариант конструкции с балочной плитой перекрытия	4
2.1 Назначение сечений балок и их пролётов	4
2.2 Определение нагрузок на плиту	5
2.3 Статический расчёт плиты	5
2.4 Точное определение толщины плиты	5
2.5 Подбор арматуры в расчётных сечениях плиты	6
2.6 Статический расчёт второстепенной балки	6
2.7 Уточнение размеров второстепенной балки	7
2.8 Подбор арматуры во второстепенной балке	8
2.9 Статический расчёт главной балки	9
2.10 Уточнение размеров главной балки	10
2.11 Подбор арматуры в главной балке	10
2.12 Экспертиза главной балки в программе «АРБАТ»	11
2.13 Расчёт колонны	11
2.13.1 Статический расчёт	12
2.13.2 Расчёт прочности	12
2.14 Проектирование фундамента	13
2.15 Экспертиза колонны в программе «АРБАТ»	14
2.16 Расчёт стоимости типового элемента (1 вариант)	15
2.16.1 Подсчёт расхода материалов	15
2.16.2 Подсчёт затрат на опалубку	15
2.16.3 Расчёт сметной стоимости (1 вариант)	16

3. Вариант конструкции с перекрытием «Vario-flex»	17
3.1 Общие сведения о разработчике технологии	17
3.2 Технология «Vario-flex»	17
3.2.1 Используемые материалы	17
3.2.2 Этапы возведения перекрытия	17
3.3 Расчёт конструкции на прочность	18
3.3.1 Расчёт балки на прочность по нормальным сечениям	19
3.3.2 Расчёт балки на прочность по наклонным сечениям	21
3.3.3 Расчёт на прочность по наклонной трещине	22
3.4 Расчёт стоимости типового элемента (2 вариант)	23
3.4.1 Подсчёт расхода материалов	23
3.4.2 Подсчёт затрат на опалубку	24
3.4.3 Расчёт сметной стоимости (2 вариант)	25
4. Технико-экономическое сопоставление вариантов	26
4.1 Техническое сопоставление	26
4.1.1 Конструкция с балочными плитами	26
4.1.2 Конструкция «Weiler»	26
4.2 Экономическое сопоставление	28
5. Выводы и рекомендации по использованию	30
Список использованной литературы	31

1. Введение

В данной работе было проведено технико-экономическое сопоставление двух вариантов исполнения железобетонного перекрытия здания общегражданского назначения. Конечная цель сопоставления различных вариантов конструкций – решение задач по улучшению условий проживания и работы людей в зданиях как жилого, так и офисного назначения; повышение экономических показателей сооружения; упрощение технологии и сокращение сроков возведения. Поиск новых вариантов конструкций позволяет решать и задачу повышения качества, как нового строительства, так и реконструкции.

В качестве базового варианта конструкции было взято здание с монолитными железобетонными ребристыми перекрытиями. Предполагалось после проведения всех необходимых по требованиям СНиП расчётов и определения экономических показателей найти недостатки технологии, наметить пути их устранения. В качестве альтернативного варианта рассматривалась конструкция каркаса из монолитного железобетона с композитными перекрытиями, возводимое по технологии «Vario-flex» (далее – «VF») немецкой фирмы «Weiler». Для второго варианта были решены задачи по конструированию перекрытия, расчёта по российским нормам его основных несущих элементов; определены основные экономические показатели.

В заключительной части работы проводится сопоставление вариантов. Формулируются выводы об эффективности применения новой технологии, как в рассмотренном сооружении, так и в целом в зданиях подобного типа. Приводятся рекомендации по сфере наиболее эффективного применения технологии «VF» и по направлению дальнейшего совершенствования имеющейся схемы.

Задача технико-экономического сопоставления решалась на примере условного жилого здания со следующими параметрами:

- Габариты сооружения в осях: $a \times b = 42 \times 35$ м;
- Полезная нагрузка: $P = 17$ кН/м²;
- Расчётное сопротивление грунта основания: $R_{гр} = 260$ кН/м²;
- Высота этажа: $H = 4$ м;
- Число этажей: $n = 4$

2. Вариант конструкции с балочной плитой перекрытия

2.1 Назначение сечений балок и их пролётов

В обоих рассматриваемых вариантах исполнения перекрытия используется одна и та же конструкция балочной клетки. Выбор направления главных и второстепенных балок при компоновке достаточно условен и зависит от конкретных условий (расположение оборудования, планировка помещений и т.д.). В данном проекте, где специальные требования не предъявлены, за направление главных балок принимается направление большего габарита сооружения.

Балочная клетка опирается на систему колонн. На балочную клетку опирается плита перекрытия. В первом варианте исполнения она производится из монолитного железобетона.

- Назначение длины главной и второстепенной балки:

$$l_{зл} = a/6 = 42/6 = 7 \text{ (м)} \quad (2.1)$$

$$l_{вт} = b/7 = 35/7 = 5 \text{ (м)} \quad (2.1)$$

- Назначение сечений балок:

Ширина поперечного сечения главных и второстепенных балок равна

$$b = (0,3 \div 0,5)h \quad (2.3)$$

В проекте принимаем:

$$h_{зл} = 0,1 \cdot l_{зл} \approx 0,75 \text{ (м)}; \quad b_{зл} = 0,5 \cdot l_{зл} = 0,35 \text{ (м)};$$

$$h_{вт} = 0,4 \text{ (м)}; \quad b_{вт} = 0,25 \text{ (м)}. \quad (2.4)$$

- Плита перекрытия:

$$l_{дл} \times l_{кор} = 1,75 \times 5 \text{ (м)}. \quad (2.5)$$

$$h_{пл} = 100 \text{ (мм)}. \quad (2.6)$$

- Сечение колонны:

Сечение принимается квадратной формы. Размер назначаем из конструктивных соображений равным ширине главной балки:

$$b_{кл} = 0,35 \text{ м.} \Rightarrow \text{Колонна } 0,35 \times 0,35 \text{ м.} \quad (2.7)$$

Окончательный вид запроектированного балочного перекрытия представлен в приложении 1.

2.2 Определение нагрузок на плиту

В данном сооружении на плиту перекрытия оказывают воздействие временная и постоянная нагрузки. Они представлены соответственно заданной полезной нагрузкой и весом самой плиты с полом. Постоянная нагрузка имеет распределённый характер, временная в соответствии с рекомендациями СНиП будет рассматриваться также как равномерно распределённая.

- Постоянная нагрузка.

Вес пола вычисляем в соответствии с его конструкцией, которая взята из пособия (1).

Вариант пола №3: Цементный слой 3 см. – ($\gamma = 2200 \text{ кг/м}^3$) – $660 \text{ Н/м}^2 = 66 \text{ кгс/м}^2$;
Шлакобетон слой 8 см. – ($\gamma = 1200 \text{ кг/м}^3$) – $960 \text{ Н/м}^2 = 96 \text{ кгс/м}^2$;
Всего – $1620 \text{ Н/м}^2 = 1,62 \text{ кгс/м}^2$.

При подсчёте веса плиты плотность бетона принимаем $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$.

В соответствии с [3] по нормативным значениям устанавливаем в таблице 2.1 расчётные значения нагрузок. Суммарно получим:

1. Постоянные нагрузки: $g = \sum \gamma_f g^H = 4,675 \text{ кН/м}^2$;
2. Временная: $p = \gamma_f p^H = 20,4 \text{ кН/м}^2$.

2.3 Статический расчёт плиты

При обычном статическом расчёте неразрезных балок предполагается шарнирное опирание их на опоры. Плита же ребристого перекрытия не может свободно поворачиваться на промежуточных опорах. Схемы можно найти на рисунке 1. Упругое защемление плиты косвенно можно учесть, если для статического расчёта в качестве условной постоянной и временной нагрузки принять величины:

$$\begin{aligned} g^{\cdot} &= g^* + 1/2 p^* ; \\ p^{\cdot} &= 1/2 p^* \end{aligned} \quad (2.8),$$

где: $g^* = g \cdot h$ и $p^* = p \cdot b$ – соответственно постоянная и временная расчётные нагрузки, действующие на 1 погонный метр балки шириной один метр.

Указанному перераспределению нагрузки соответствует уменьшение поворота опорных сечений. Тем самым и учитывается упругое защемление балки.

Решение задачи статического расчёта в данной работе можно считать решённой, когда будут найдены значения изгибающих моментов в расчётных сечениях (середины пролётов и на опорах). Изгибающие моменты в данной работе следует определять по упругой стадии. Причём, если пролёты неразрезной балки остаются постоянными по всей длине то изгибающие моменты можно определить при помощи специальных расчётных таблиц находящихся в пособии [1]. То же упомянуто в [6]. В данном проекте расчёт ведётся по пятипролётной схеме балки. Для выполнения статического расчёта необходимо определить значения пяти моментов: M_1, M_2, M_3, M_B, M_C . Первые три момента – это наибольшие положительные моменты соответственно в 1, 2 и 3 пролётах, а два последних – наибольшие отрицательные моменты соответственно на второй и третьей опорах. Значения этих моментов определяют с учётом невыгоднейшего расположения временной нагрузки. Схемы таких загрузок устанавливаются с помощью соответствующих линий влияния для моментов в расчётных сечениях. Расчётная схема представлена на рисунке 2.

Изгибающие моменты в расчётных сечениях определим из формулы:

$$M = M_g^{\cdot} + M_p^{\cdot} = \alpha \cdot g^{\cdot} \cdot l_{nl}^2 + \beta \cdot p^{\cdot} \cdot l_{nl}^2 \quad (2.9),$$

где α и β – коэффициенты влияния от действия постоянной и временной нагрузки (берутся из расчётных таблиц пособия [1]). Расчёт сведём в таблицу 2.2.

$$g^{\cdot} = g^* + 1/2 \cdot p^* = 14,857 \text{ (кН)}; \quad p^{\cdot} = 1/2 \cdot p^* = 10,2 \text{ (кН)}.$$

$$L_{nl} = 1750 \text{ мм}.$$

В таблице 2.2 B_{gp} и C_{gp} – граниевые моменты. Это моменты по граням второстепенных балок. Они вычисляются по формуле:

$$M_{gp} = |M_{oc}| - ((g^{\cdot} + p^{\cdot})/4) \cdot l_{nl} \cdot b_{ст} \quad (2.10).$$

2.4 Точное определение толщины плиты

Для конструирования плиты выбираем из числа рекомендуемых СНиП:

- Марка бетона М 400 (~ В 30) с $R_b = 17,5 \text{ МПа}$;
- Арматуру класса А III с $R_s = 365 \text{ МПа}$;

- Процент армирования $\mu_{\text{рл отн}} = 0,6$.
Сначала определим относительную высоту сжатой зоны по формуле:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{\mu\%}{100} \cdot \frac{R_s}{R_b} \leq \xi_R \quad (2.11),$$

где ξ_R – граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона (берём из таблицы 2 пособия (1)).

$$\xi = \frac{0,6}{100} \cdot \frac{365}{17,5} = 0,125 \leq \xi_R = 0,61$$

Затем по таблице 1 пособия [1] найдём соответствующее значению ξ значение относительного статического момента сжатой зоны бетона $A_0 = \xi(1 - (1-\xi/2))$ и подсчитаем точное значение толщины плиты по формуле:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{MAX}}{bA_0R_b}} \quad (2.12).$$

Произведём расчёт.

$$A_0 = 0,088, \text{ тогда: } h_0 = 863 \text{ (мм)},$$

значение округляем в меньшую сторону и прибавляем значение защитного слоя. $\Rightarrow h = 80 + 20 = 100$ (мм). Эта толщина плиты совпадает с предварительно назначенным значением. Пересчёт предыдущих алгоритмов не требуется.

2.5 Подбор арматуры в расчётных сечениях плиты

Определим площадь рабочей арматуры в расчётных сечениях плиты. Для этого сначала для каждого расчётного сечения определяем параметр A_0 :

$$A_0 = \frac{M_i}{bh_0^2R_b} \leq A_{0R} \quad (2.13),$$

и соответствующее ему значение относительного плеча внутренней пары сил $\eta = 1 - 0,5\xi$. Площадь арматуры найдем из зависимости:

$$A_s = \frac{M_i}{\eta h_0^2 R_s} \quad (2.14).$$

После подбора арматуры вычисляют фактический процент армирования по формуле:

$$\mu\% = \frac{100 \cdot A_{s\text{фак}}}{b \cdot h_0} \% \quad (2.15).$$

Армирование плиты производится сварными сетками. При составлении схемы армирования использовались рекомендации пособия [1]. Алгоритм подбора арматуры отражён в таблице 2.3. Запроектированную плиту можно найти в приложении 2, спецификацию арматуры – смотри в приложении 6.2.

2.6 Статический расчёт второстепенной балки

Второстепенные балки ребристого перекрытия по своей статической схеме в большинстве случаев представляют собой многопролетные неразрезные балки с двумя и более пролётами. Нагрузка на них передаётся от плиты, причём при подсчёте нагрузок неразрезностью плиты пренебрегаем.

С целью учёта упругого защемления второстепенных балок на опорах (вследствие жёсткого сопряжения с главными балками) четверть временной нагрузки присоединим к постоянной. То есть условными расчётными нагрузками будут:

$$\begin{aligned} g_{em} &= (g + 0,25 \cdot p) \cdot l_{nl} + g_{cv}; \\ p_{em} &= 0,75 \cdot p \cdot l_{nl} \end{aligned} \quad (2.16),$$

где: l_{nl} – ширина грузовой площади при расчёте второстепенной балки; g и p – соответственно постоянная и временная нагрузки на 1 м^2 перекрытия, подсчитанные с учётом коэффициентов надёжности по нагрузке; $g_{cv} = (h_{em} - h_{nl}) \cdot b_{em} \cdot \gamma_{ж/б}$ – собственный вес 1 погонного метра второстепенной балки. Подставив известные величины, получим:

$$g_{cv} = 0,225 \text{ (кН/м}^2\text{)}; \quad g_{em} = 17,33 \text{ (кН/м}^2\text{)}; \quad p_{em} = 26,775 \text{ (кН/м}^2\text{)}.$$

Для расчёта второстепенных балок требуется построить огибающие эпюры моментов и поперечных сил, т.е. найти максимальные и минимальные их значения в расчётных сечениях. Также как и при расчёте балочной плиты, в связи с тем, что пролёты второстепенной балки не меняются по всей длине для определения эпюр M и Q можно воспользоваться специальными расчётными таблицами в пособии [1].

В случае действия на балку равномерно распределенной нагрузки значения M и Q определяются по формулам:

$$\begin{aligned} M_i &= \alpha \cdot g_{em} \cdot l_{em}^2 + \beta \cdot p_{em} \cdot l_{em}^2; \\ Q_i &= \gamma \cdot g_{em} \cdot l_{em} + \delta \cdot p_{em} \cdot l_{em} \end{aligned} \quad (2.17),$$

где $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ - табличные коэффициенты.

Результат расчётов сведём в таблицу 2.4.

По данным таблицы строят огибающие эпюры M и Q. Эпюры представлены в приложении 3. За расчётные моменты и поперечные силы у опор второстепенных балок надлежит принимать их значения по граням главных балок, которые приближённо можно подсчитать по формулам:

$$\begin{aligned} M_{cp} &= |M_{ocb}| - 0,25 \cdot (g_{em} + p_{em}) \cdot l_{em} \cdot b_{zl}; \\ Q_{cp} &= |Q_{ocb}| - 0,5 \cdot (g_{em} + p_{em}) \cdot b_{zl} \end{aligned} \quad (2.18).$$

Также следует указать, что практически криволинейную огибающую эпюру Q заменяют прямолинейной. При этом точки пересечения эпюр Q_{MAX} и Q_{MIN} с осью балки определяются по формуле:

$$X_0 = |Q|_{наиб} / (g_{em} + p_{em}) \quad (2.19).$$

По данным определим гравиевые моменты:

$$M_{cp.B} = 106,378 \text{ (кНм)}; \quad Q_{cp.B} = 127,708 \text{ (кН)}; \quad M_{cp.C} = 89,751 \text{ (кНм)}; \quad Q_{cp.C} = 114,727 \text{ (кН)}.$$

2.7 Уточнение размеров второстепенной балки

Для конструирования второстепенной балки выбираем из числа рекомендуемых СНиП:

- Марка бетона М 400 (~ В 30) с $R_b = 17,5$ МПа;
- В качестве рабочей – арматуру класса А III с $R_s = 365$ МПа;
- Процент армирования $\mu_{рл\text{отн}} = 2,0$.

Сначала определим относительную высоту сжатой зоны по формуле:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{\mu\%}{100} \cdot \frac{R_s}{R_b} \leq \xi_R \quad (2.11),$$

где ξ_R – граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона (берём из таблицы 2 пособия [1]).

$$\xi = \frac{2}{100} \cdot \frac{280}{17,5} = 0,417 \leq \xi_R = 0,61$$

Затем по таблице 1 пособия [1] найдём соответствующее значению ξ значение относительного статического момента сжатой зоны бетона $A_0 = \xi (1 - (1 - \xi/2))$ и подсчитаем точное значение толщины плиты по формуле:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{MAX}}{b A_0 R_b}} \quad (2.12).$$

Произведём расчёт, при $A_0=0,255$ получим $h_0 \approx 350$ (мм). Прибавляем значение защитного слоя $\Rightarrow h = 35+5 = 40$ (мм). Размеры балки совпадают с предварительно назначенными. Пересчёт предыдущих алгоритмов не требуется.

Из условия прочности наклонной полосы между наклонными трещинами согласно [2] должно выполняться условие:

$$|Q|_{MAX} \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \quad (2.13),$$

где: φ_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси от элемента, определяется по формуле:

$$\varphi_{w1} = 1 + \alpha \cdot \mu_w \quad (2.14),$$

где: $\alpha = E_s / E_b$, $\mu_w = A_{sw} / (b \cdot S)$, где: A_{sw} – площадь поперечной арматуры в сечении; b – ширина сечения; S – шаг хомутов.

Коэффициент φ_{b1} определяется по формуле:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b \quad (2.15),$$

где $\beta = 0,01$ для тяжёлого бетона.

Для предварительных расчётов зависимость (2.13) можно представить в виде:

$$|Q|_{MAX} \leq 0,35 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \quad (2.16).$$

Подставив имеющиеся значения, получим:

$$125,426 \leq 0,35 \cdot 17500 \cdot 0,25 \cdot 0,35 = 535,94,$$

то есть условие выполняется.

2.8 Подбор арматуры во второстепенной балке

Уточнив геометрические размеры поперечного сечения балки, приступают к определению площади сечения продольной арматуры. На участках отрицательных изгибающих моментов, где плита попадает в растянутую зону, площадь арматуры определяется как в прямоугольном сечении (как в пункте 2.5).

На участках же положительных моментов, где плита попадает в сжатую зону, площадь арматуры определяется так же, как в балках таврового сечения. Расчётную схему можно увидеть на рисунке 3. Прежде всего, выбирается расчётная ширина полки в соответствии со следующими рекомендациями. По положениям [2] расчётная ширина полки b' ограничивается некоторыми пределами. Для тавровых балок в составе монолитных ребристых перекрытий b' принимается равной:

Т.к. $h_{nl}/h_{em} = 0,1/0,4 = 0,25 \geq 0,1$, то для второстепенной балки $b' \leq l_{nl} = 1750$ (мм) или $b' \leq 1/3 \cdot l_{zl} = 1666,67$ (мм). Выбираем $b' = 1666,67$ (мм).

После этого следует определить положение нейтральной оси. Если

$$M_{полки} = b' \cdot h_{nl} \cdot R_b \cdot (h_0 - h'/2) \geq M \quad (2.17),$$

то нейтральная ось проходит в полке и сечение рассчитывается как прямоугольное. В нашем случае:

$$1,667 \cdot 0,1 \cdot 17500 \cdot (0,35 - 0,05) = 875,175 \geq 99,95 = M_{MAX.пролети}$$

Таким образом, подбор арматуры в пролётах и на опорах проводим по одной схеме, подробно описанной в пункте 2.5. Расчёт сведём в таблицу 2.5.

После определения площади продольной арматуры в расчётных сечениях производится расчёт поперечной арматуры. Она ставится для обеспечения прочности балок по наклонным сечениям у опор, где действуют наибольшие поперечные силы $|Q|$. В данной работе она выполняется в виде хомутов.

Первым шагом расчёта является определение возможности восприятия перерезывающих сил бетоном без участия арматуры. В таком случае хомуты ставятся конструктивно. В противном случае они подлежат расчёту. Проверка прочности наклонных сечений производится из условия:

$$Q = Q_b + Q_{sw} + Q_{s-inc} \quad (2.18),$$

где: Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном; Q_{sw} – поперечное усилие, воспринимаемое хомутами; Q_{s-inc} – поперечное усилие, воспринимаемое отогнутой арматурой. Если окажется, что:

$$Q < Q_{b_min} = \varphi_{b3} \cdot b \cdot h_0 \cdot R_{bt} \quad (2.19),$$

где: Q_{b_min} – минимальное поперечное усилие, которое может быть воспринято бетоном ($\varphi_{b3} = 0,6$ для тяжёлого бетона), то поперечная арматура ставится конструктивно. В нашем случае:

$$127,708 < 0,6 \cdot 0,25 \cdot 0,35 \cdot 1200 = 63,$$

т.е. условие не выполняется, требуется провести расчёт хомутов.

Расчёт поперечной арматуры заключается в определении диаметра d_{sw} и шага S . При расчёте сначала определяют максимально допустимый шаг хомутов на участке с максимальным значением $|Q|$ по формуле:

$$S_{MAX} = (1,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2) / Q \quad (2.20),$$

Подставив известные значения, получим $S_{MAX} = 430$ (мм).

В соответствии с рекомендациями норм шаг уточняется (по пособию [1], стр.33, рис.12). Так как высота второстепенной балки составляет 400 мм., учащённый шаг хомутов на опорном участке (вблизи опор) – S_1 – составит 200 мм. Пролётный шаг принимается как $S_2 = 2S_1 = 400$ (мм).

Количество хомутов в сечении балки при её ширине 250 мм будет, по рекомендациям СНиП, равно: $n_{sw} = 2$. Схему расположения плоских сварных каркасов в сечении балки можно увидеть на рисунке 4. Диаметр хомутов в каркасе назначается равным 10 мм (из арматуры А1). Таким образом, определив все необходимые данные по поперечной арматуре, делают проверку прочности балки по наклонным сечениям в местах с максимальными значениями поперечной силы Q с использованием условий:

$$q_{sw} = \frac{n_{sw} \cdot a_{sw} \cdot R_{sw}}{S} \geq \frac{0,6 \cdot b \cdot R_{bt}}{2} \quad (2.21),$$

$$Q_{sw} = \sqrt{8 \cdot b \cdot h_0^2 \cdot q_{sw} \cdot R_{bt}} > Q \quad (2.22).$$

Подставив известные значения выполним проверки:

$$q_{sw} = 137,45 \geq 90 \text{ (кНм)},$$

$$Q_{sw} = 180,92 > 127,708 \text{ (кН)}.$$

Как видно обе проверки выполняются. Окончательно во второстепенной балке принимаются хомуты из арматуры А-1 ϕ 10 мм. На этом в данном проекте конструирование второстепенной балки заканчивается.

2.9 Статический расчёт главной балки

Статический расчёт главных балок монолитных ребристых перекрытий следовало бы выполнить с учётом влияния жёсткости колонн. Но, т.к. погонные жёсткости колонн, как правило, значительно меньше погонных жёсткостей главных балок, последние обычно рассчитываются без учёта защемления в колоннах.

Нагрузка на главную балку передаётся от второстепенных балок в виде сосредоточенных сил $G_{гр}$ и $P_{гр}$ в местах пересечения балок. Постоянная нагрузка $G_{гр}$ складывается из собственного веса пола, плиты перекрытия, второстепенной балки и собственного веса участка главной балки длиной, равной $l_{гр}$:

$$G_{зл} = G_{пол} + G_{пл} + G_{вт} + G_{зл} \quad (2.23),$$

где: $G_{пол} = g_{n_пол} \cdot \gamma_f \cdot A_{зп.зл}$ – составляющая нагрузка от собственного веса пола; $g_{n_пол}$ – из таблицы 2.1; $A_{зп.зл} = l_{вт} \cdot l_{пл}$ – грузовая площадь для определения сосредоточенных сил, действующих на главную балку.

$G_{пл} = q_{пл}^n \cdot \gamma_f \cdot A_{зп.пл}$ – то же от веса плиты.

$G_{вт} = (h_{вт} - h_{пл}) \cdot b_{пл} \cdot \gamma_{ж/б} \cdot \gamma_f \cdot l_{вт}$ – то же от веса участка второстепенной балки.

$G_{зл} = (h_{зл} - h_{пл}) \cdot b_{зл} \cdot \gamma_{ж/б} \cdot \gamma_f \cdot l_{зл}$ – то же от веса участка главной балки.

Все коэффициенты надёжности берём из [3]. Подставив все известные величины, получим:

$$G_{зл} = 17,01 + 24,06 + 12,38 + 10,95 = 64,36 \text{ (кН)}.$$

Расчётную полезную нагрузку P определим из зависимости:

$$P = p^n \cdot \gamma_f \cdot A_{зп.зл} \quad (2.24),$$

где: p^n – нормативная полезная нагрузка, действующая на 1 м² перекрытия. Подставив, получим:

$$P = 20,4 \cdot 8,75 = 178,5 \text{ (кН)}.$$

Моменты и перерезывающие силы, как и в случае с второстепенными балками, определим при помощи коэффициентов влияния от постоянной и временной нагрузки, взятых из пособия [1]. Так как число сосредоточенных нагрузок в одном пролёте главной балки равно трём, то сосредоточенные нагрузки при расчёте заменим на распределённые:

$$q_{зл} = G_{зл} / l_{зл};$$

$$p_{зл} = P_{зл} / l_{зл} \quad (2.25).$$

Подставив известные значения, получим:

$$q_{зл} = 64,36 / 1,75 = 36,8 \text{ (кН/м)}; \quad p_{зл} = 178,5 / 1,75 = 102 \text{ (кН/м)}.$$

Учитывая это, расчёт будем вести по формулам:

$$M_i = \alpha \cdot q_{зл} \cdot l_{зл}^2 + \beta \cdot p_{зл} \cdot l_{зл}^2;$$

$$Q_i = \gamma \cdot q_{зл} \cdot l_{зл} + \delta \cdot p_{зл} \cdot l_{зл} \quad (2.26).$$

где α , β , γ , δ - табличные коэффициенты.

Результат расчётов сведём в таблицу 2.6.

По данным таблицы строят огибающие эпюры M и Q для пятипролётной неразрезной балки. Эпюры представлены в приложении 4.1 и 4.2.

За расчётные моменты силы у опор балок надлежит принимать их значения по граням колонн, которые приближённо можно подсчитать по формуле:

$$M_{cp} = |M_{ось}| - |Q| \cdot b_k / 2 \quad (2.27).$$

Определим граничные моменты по формуле (2.27):

$$M_B^{cp} = 571,3 \text{ (кНм)}; M_C^{cp} = 589,03 \text{ (кНм)}.$$

2.10 Уточнение размеров главной балки

Данная операция проводится по алгоритму, описанному в пункте 2.7, поэтому многие разъяснения будут опущены. Для конструирования второстепенной балки выбираем из числа рекомендуемых:

- Марка бетона М 400 (~ В 30) с $R_b = 17,5$ МПа;
- В качестве рабочей – арматуру класса А III с $R_s = 365$ МПа;
- Процент армирования $\mu_{рл отн} = 2,0$.

Сначала определим относительную высоту сжатой зоны по формуле:

$$\xi = 0,417 \leq \xi_R = 0,61$$

Найдём соответствующее значению ξ значение относительного статического момента сжатой зоны бетона $A_0 = \zeta (1 - (1 - (\zeta/2)))$ и подсчитаем точное значение толщины плиты.

$A_0 = 0,261$, тогда по формуле 2.12 следует, что $h_0 \approx 70$ (см). Прибавляем значение защитного слоя $\Rightarrow h = 70 + 5 = 75$ (см). Размеры балки совпадают с предварительно назначенными.

Как и в случае с второстепенной балкой, из условия прочности наклонной полосы между наклонными трещинами согласно [2] должно выполняться условие (2.13). Для предварительных расчётов эту зависимость можно представить в виде (2.16):

$$|Q|_{MAX} \leq 0,35 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0.$$

Подставив имеющиеся значения, получим: $589,03 \leq 500,63$, то есть условие выполняется.

2.11 Подбор арматуры в главной балке

В данном пункте ведётся расчёт, в принципе схожий с расчётом, проведённым в пункте 2.8. Поэтому многие пояснения здесь опускаются. Начинаем, как и в вышеуказанном пункте, с того, что по [2] определим пределы, ограничивающие расчётную ширину полки b' . Для тавровых балок в составе монолитных ребристых перекрытий b' принимается равной:

Т.к. $h_{nl}/h_{zl} = 0,1/0,7 = 0,133 \geq 0,1$, то для главной балки $b' \leq l_{nl} = 1750$ (мм) или $b' \leq 1/3 \cdot l_{zl} = 2333,34$ (мм). Выбираем $b' = 1750$ (мм). Расчётную схему можно увидеть на рисунке 3.

После этого следует определить положение нейтральной оси. Если условие (2.17) выполняется, то нейтральная ось проходит в полке и сечение рассчитывается как прямоугольное. В нашем случае:

$$1990,625 \geq 589,03 = M_{\text{макс. пролётн.}}$$

Таким образом, подбор арматуры в пролётах и на опорах проводим по одной схеме, подробно описанной в пункте 2.5. Расчёт сведём в таблицу 2.7.

После определения площади продольной арматуры в расчётных сечениях производится расчёт поперечной арматуры. Первым шагом расчёта, как и в пункте 2.8, является определение возможности восприятия перерезывающих сил бетоном без участия арматуры. В нашем случае:

$$598,528 < 176,4,$$

т.е. условие не выполняется, требуется провести расчёт хомутов.

При расчёте сначала определяют максимально допустимый шаг хомутов на участке с максимальным значением $|Q|$ по формуле (2.20). Подставив известные значения, получим:

$$S_{MAX} = 516 \text{ (мм)}.$$

В соответствии с рекомендациями норм шаг уточняется (по пособию [1], стр.33, рис.12). Так как высота второстепенной балки составляет 750 мм., учащённый шаг хомутов на опорном участке (вблизи опор) – S_1 – составит 250 мм. Пролётный шаг принимается как $S_2 = 2S_1 = 500$ (мм).

Количество хомутов в сечении балки при её ширине 350 мм будет, по рекомендациям СНиП, равно: $n_{sw} = 4$. Диаметр хомутов в каркасе принимаем равным 10 мм (из арматуры класса АI). Таким образом, определив все необходимые данные по поперечной арматуре, делают проверку прочности балки по наклонным сечениям в местах с максимальными значениями поперечной силы Q с использованием условий (2.21) и (2.22).

Подставив известные значения выполним проверки:

$$q_{sw} = \frac{Q_B^2}{8 \cdot b \cdot h_0 \cdot R_{bt}} = 152,311 \text{ (кНм)},$$

С другой стороны:

$$q_{sw} = \frac{n_{sw} \cdot \pi \cdot d_{sw}^2 \cdot R_{sw}}{4 \cdot S_1} \Rightarrow d_{sw} = 2 \cdot \sqrt{\frac{q_{sw} \cdot S_1}{n_{sw} \cdot \pi \cdot R_{sw}}} = 8,32 \text{ (мм)} < 10 \text{ (мм)},$$

То есть назначенного диаметра хватает. И, наконец, проверка:

$$q_{sw} = 152,311 \geq \frac{0,6 \cdot R_{bt} \cdot b}{2} = 126 \text{ (кНм)}.$$

Как видно проверка выполняется. Окончательно в главной балке принимаются хомуты из арматуры А-I ϕ 10 мм. Теперь можно представить схему армирования неразрезной балки с учётом мест обрыва продольных стержней арматуры на эпюре материалов. Окончательный вид схем представлен на рисунке 5. Обрыв стержней назначается в соответствии с эпюрами изгибающих моментов. Для этого на арматурном чертеже балки строится так называемая эпюра материалов, представляющая собой эпюру предельных моментов M_s , которые может воспринять балка с имеющимся в рассматриваемом сечении прогона количеством арматуры. Для построения эпюры материалов можно воспользоваться формулой:

$$M_s = A_{s_факт} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0 \quad (2.28),$$

где: η – табличный коэффициент, зависит от $\xi = \frac{A_{s_факт} \cdot R_s}{b \cdot h_0 \cdot R_b}$.

Определение моментов M_s оформим в виде таблицы 2.8. Определим по формуле (2.29) длины заводов арматуры за точку теоретического обрыва стержней:

$$W = \frac{Q_{про}}{2 \cdot q_{sw}} + 5d_s \quad (2.29).$$

- Опора В. Как было получено $q_{sw} = 153,311$ (кН/м). Тогда:

$$W^a = 1,52 \text{ (м)}; \quad W^n = 1,25 \text{ (м)}.$$

- Аналогично получим на опоре С.

$$q_{sw} = 128,98 \text{ (кН/м)}; \quad W^a = 1,54 \text{ (м)}; \quad W^n = 1,66 \text{ (м)}.$$

В приложении 6.1 можно увидеть армирование главной балки. Отдельные расчётные данные брались из [9].

2.12 Экспертиза запроектированной главной балки в программном комплексе «АРБАТ»

Экспертиза проводится при помощи программы, входящей в группу программ «SCAD Office». Исходные данные расчёта, конструктивное решение и другие данные даны в приложении 7. По результатам расчёта было установлено, что максимальные прогибы в запроектированной главной балке будут в крайних, примыкающих к ограждающим конструкциям, пролётах. Они составят 1,306 см. По требованиям [3] предельные прогибы в конструкциях такого вида должны составлять не более 1/200 пролёта, т.е., в нашем случае $7000/200 = 35$ мм. Проверку по прогибам запроектированная главная балка прошла.

2.13 Расчёт колонны

Колонны предназначаются для поддержания железобетонного перекрытия. Будучи жёстко связанными с главными балками, они фактически представляют собой стойки рамной конструкции. Поэтому в них в общем случае возникают сжимающие усилия, изгибающие моменты и поперечные силы. Однако при равных пролётах главных балок средние колонны ребристого перекрытия, как правило, испытывают незначительный изгиб и их практически можно считать центрально сжатыми. Армирование железобетонной колонны осуществляется стержневой продольной арматурой и хомутами (поперечной арматурой) и выполняется из сварных каркасов. Как было назначено,

сечение колонны представляет собой квадрат со стороной 350 мм. Для изготовления колонны будем использовать бетон марки М 400 (~ В 30) с $R_b = 17,5$ МПа; арматуру класса АIII и А I (для хомутов).

2.13.1 Статический расчёт

Расчёт начинаем с определения сжимающей силы N . Нагрузка на колонну передаётся от главной балки перекрытия рассматриваемого этажа и от колонны вышележащего этажа. В расчётную силу N необходимо также включать собственный вес колонны. Расчетное значение N будет считаться по обрезу фундамента (т.е. по сечению 1-1) и складываться из:

$$N_{1-1} = N_{\text{длит}} + N_{\text{кратк}} + N_{\text{св}} \quad (2.30).$$

- Составляющая от длительной нагрузки вычисляется по формуле:

$$N_{\text{длит}} = A_g \cdot n_{\text{эт}} \cdot q_{\text{ср.пер}} \quad (2.31),$$

где: $A_g = l_{\text{ст}} \cdot l_{\text{ст}} = 35$ (м²) – грузовая площадь колонны (можно увидеть в приложении 1);
 $q_{\text{ср.пер}} = G/l_{\text{пл}} \cdot l_{\text{ст}} = 64,36/1,75 \cdot 5 = 7,355$ (кН/м²) – средняя длительная нагрузка перекрытия; $n_{\text{эт}}$ – число этажей.

- Составляющая от кратковременной нагрузки вычисляется по формуле:

$$N_{\text{кратк}} = A_g \cdot n_{\text{перекр}} \cdot P_{\text{расч}} \quad (2.32)$$

- Составляющая от собственного веса колонны вычисляется по формуле:

$$N_{\text{собств.вес}} = a^2 \cdot n_{\text{эт}} \cdot h_{\text{ст}} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \quad (2.33).$$

Подставив известные значения, получим:

$$N_{1-1} = 1029,76 + 2142,0 + 76,8 = 3248,56 \quad (\text{кН}).$$

В соответствии с [2] при расчёте центрально сжатых железобетонных элементов должен учитываться случайный эксцентриситет если, который принимается равным не менее: 1/600 свободной длины элемента; 1/30 высоты сечения и 1 см. Максимальное значение есл в нашем случае составит 2,67 см, что в свою очередь меньше, чем 20 расчётных размеров колонн. Последнее обстоятельство позволяет, в соответствии с действующими нормами, рассчитывать колонну на центральное сжатие, т.е. без учёта случайного эксцентриситета.

2.13.2 Расчёт прочности

При расчёте колонны на центральное сжатие используем формулу:

$$N_{1-1} \leq N_{\text{Lim}} = m \cdot \varphi \cdot (A_b \cdot R_b + A_s \cdot R_s) \quad (2.34),$$

где: $m = 1$ при ширине колонны более 20 см.; φ – коэффициент продольного изгиба, значение которого определяется из формулы:

$$\varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_s - \varphi_b) \cdot \frac{R_{sc} \cdot A_s}{R_b \cdot A_b} \quad (2.35),$$

где: φ_s и φ_b – коэффициенты, определяемые из таблицы 8 пособия [1]. Изначально, для расчёта, назначим коэффициент продольного изгиба равным:

$$\varphi \cong 0,90.$$

Принимая предельный случай, получим:

$$N_{1-1} = 3230,56 = 0,90 \cdot (A_b \cdot 17500 + A_s \cdot 365000).$$

Примем процент армирования равным 0,5%. Тогда A_b равно:

$$A_b = \frac{N_{1-1}}{m \cdot (R_b - \mu \cdot R_s) \cdot \varphi} = 0,146 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Так как была взята арматура АIII с $R_s = 365$ МПа, то, тогда :

$$A_s = 49,30 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Из сортамента по рекомендациям СНиП подбираем армирование колонны: 6 ϕ 32

Теперь пересчитаем коэффициент продольного изгиба:

$$\varphi = 0,921.$$

Тогда можно сделать проверку:

$$N_{\text{lim}} = 3975,49 > 3248,56 \text{ (кН)},$$

То есть:

$$N_{\text{lim}} > N_{1-1}$$

Проверка выполняется.

После проведённого расчёта решают конструктивные вопросы. Для объединения продольной арматуры в жёсткий каркас и придания ему жесткости ставят поперечную арматуру – хомуты. Диаметр хомута назначается в соответствии с требованиями норм проектирования равным 10 мм. (А1). Шаг хомутов и другие конструктивные особенности при армировании сварными каркасами определяются в соответствии с рекомендациями пособия [1]. Отдельно эти вопросы описаны не будут. Запроектированную колонну можно найти в приложении 7.

2.14 Проектирование фундамента

В проекте предусмотрено использование отдельных монолитных железобетонных фундаментов. Они выполняются ступенчатой формы.

Первым параметром, подлежащим определению, является необходимая глубина заложения фундамента (H_3). В общем случае её можно принять по глубине промерзания грунта. Для нашего района (СПб) её можно назначить равной 1,5 м

Для изготовления железобетонного фундамента применяем бетон В15 и арматурную сталь класса АIII. Расчёт отдельно стоящего железобетонного фундамента под центральную нагрузку состоит в определении размеров подошвы фундамента, его высоту и площади арматуры.

Так как при расчётах обычно нормативное усилие отдельно не учитывалось, то его можно определить делением расчётного значения N на усреднённый коэффициент надёжности по нагрузке, принимаемый равным 1,15. При расчёте фундамента давление на грунт под его подошвой условно принимается равномерно распределённым.

Площадь подошвы фундамента определяется по формуле:

$$A_{\phi} = \frac{N^n}{R_{cp} - \gamma_{cp} \cdot H_3} = \frac{N^p / \gamma_f}{R_{cp} - \gamma_{cp} \cdot H_3} \quad (2.36),$$

где: N^n – сосредоточенная сила от нормативной нагрузки, передаваемая на фундамент от колонны; R_{cp} – расчётное сопротивление грунта; γ_{cp} – усреднённая плотность фундамента и грунта, расположенного на уступах ($\gamma_{cp} = 2,0 \text{ т/м}^3$).

Подставив известные значения, получим:

$$A_{\phi} = 2809,18 / 216,76 = 12,96 = 3,6 \times 3,6 \text{ (м)}$$

Минимальная высота фундамента обычно назначается из условия прочности его на продавливание колонной в предположении, что оно происходит по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонны и наклонены под углом 45 градусов. При квадратной форме подошвы это условие запишется в виде:

$$P \leq k \cdot R_{bt} \cdot H_{оф} \cdot p_{cp} \quad (2.37),$$

где: P – расчётная продавливающая сила; $H_{оф}$ – рабочая высота фундамента;

$p_{cp} = 2 \cdot (a_k + b_k + 2 \cdot H_{оф})$ – среднее арифметическое между периметром верхнего и нижнего основания пирамиды; k – эмпирический коэффициент, принимаемый для тяжёлых бетонов равным единице.

P определяется как расчётная сила N_{1-1} за вычетом реактивного давления по площади основания пирамиды продавливания:

$$P = N - A_{осн} \cdot \sigma_{cp} \quad (2.38),$$

$$\text{где: } \sigma_{cp} = \frac{N}{A_{\phi}}; \quad A_{осн} = (a_k + 2 \cdot H_{оф}) \cdot (b_k + 2 \cdot H_{оф}).$$

В свою очередь предварительно высоту фундамента можно определить из условия прочности его против среза, которое записывается в виде:

$$H_{оф} \geq \frac{N}{2 \cdot (a_k + b_k) \cdot R_{cp}} \quad (2.39),$$

где: $R_{cp} \approx 2R_{bt}$

Подставив известные величины, выполним расчёт:

$$H_{оф} \cong 1,5 \text{ (м); } P = 1560,44 \text{ (кН);}$$

$$1560,44 \leq 8325,0,$$

То есть условие (3.37) выполняется.

Число ступеней по рекомендациям пособия [1] и [4] принимается равным трём. Причём следует указать, что размеры верхней ступени назначаются так, чтобы входящие углы уступов располагались на плоскости, проведённой под углом 45 градусов от основания колонны.

Высота нижней ступени h_1 подбирается в любом случае так, чтобы в ней не требовалось поперечной арматуры, т.е. из условия:

$$Q \leq 0,6 \cdot b_\phi \cdot h_{01} \cdot R_{bt} \quad (2.40),$$

где: $Q = b_\phi \cdot l_1 \cdot \sigma_{zp}$ – расчётная поперечная сила по грани ступени, второй снизу. После подстановки в это условие выражения для Q получим выражение для определения минимальной рабочей высоты нижней ступени:

$$h_{01} = \frac{\sigma_{zp} \cdot l_1}{0,6 \cdot R_{bt}} \quad (2.41).$$

Подставив известные значения, получим $h_0 = 0,462$ (м). Таким образом, с учётом защитного слоя, назначаем три ступени по 500 мм каждая.

Произведя расчёт геометрических характеристик, рассчитаем армирование по нижней грани нижней ступени. Площадь сечения рабочей арматуры определяется из расчёта на изгиб консольных выступов фундамента в сечениях I-I (у грани третьего уступа); II-II (у грани второго уступа) и III-III (у грани колонны). Общие изгибающие моменты в этих сечениях таковы:

$$M_{I-I} = \sigma_{zp} \cdot \frac{(l_1 + l_2 + l_3)^2}{2} \cdot b_\phi \quad (2.42);$$

$$M_{II-II} = \sigma_{zp} \cdot \frac{(l_1 + l_2)^2}{2} \cdot b_\phi \quad (2.43),$$

$$M_{III-III} = \sigma_{zp} \cdot \frac{l_1^2}{2} \cdot b_\phi \quad (2.44)$$

где: l_1 – вылет первой ступени и т.д.

Подставив известные значения, получим:

$$M_{I-I} = 1222,55 \text{ (кНм)}; M_{II-II} = 315,12 \text{ (кНм)}; M_{III-III} = 48,9 \text{ (кНм)}.$$

Площадь сечения арматуры на всю ширину фундамента b_ϕ в каждом направлении можно найти из зависимости, приняв в ней $\eta = 0,9$:

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} \quad (2.45)$$

По большему значению момента рассчитаем требуемую площадь арматуры:

$$A_s = 0,00801 \text{ (м}^2\text{)} = 80,03 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Проанализировав все возможные варианты с учётом рекомендаций пособия (1), выбираем: 24 ϕ 22 AIII с $A_s = 91,2 \text{ см}^2$. Детали конструирования колонны опускаются. Окончательно запроектированную колонну и фундамент можно найти в приложении 8.

2.15 Экспертиза запроектированной колонны в программном комплексе «АРБАТ»

Экспертиза, также как и в случае с главной балкой, проводится при помощи программы, входящей в группу программ «SCAD Office». Исходные данные расчёта, конструктивное решение и другие данные даны в приложении 9. По результатам введённых данных данная программа выдает коэффициент использования сечения. Критический фактор, по которому оценивается упомянутый коэффициент – прочность по предельному моменту сечения. Программа считает его на каждом введённом участке (в нашем случае их два). Значения коэффициента для правильно запроектированной колонны на каждом её участке не должно превышать единицы. В противном случае колонна проверку по этому критерию не проходит. По результатам расчёта было установлено, что значение коэффициента использования не превышает единицы. Результат экспертизы представлен в приложении 9.

2.16 Расчёт стоимости типового элемента запроектированного варианта конструкции с балочными плитами

В качестве типового элемента в принципе можно выбрать любой повторяющийся типовой элемент сооружения. В данной работе было принято решение назначить в качестве такого элемента – типовой этаж сооружения. Таковыми в равной степени являются второй, третий и четвёртый этажи. Следует заметить, что плита является той частью типового элемента, которая дальше будет заменена альтернативным вариантом исполнения перекрытия. При этом новая технология позволит оставить остальные части типового элемента без изменений. То есть при последующей стоимостной оценке материалов альтернативного исполнения будут внесены изменения, касающиеся только плиты перекрытия. Расчёт стоимости будем вести в виде сметы

2.16.1 Подсчёт расхода материалов на возведение типового элемента сооружения

Разобьём типовой элемент на несколько составных частей: главные балки перекрытия; второстепенные балки; колонны и балочные плиты. Вначале рассчитывается составная часть стоимости конструкции по бетону. Расчёт велся в форме таблицы 2.9. В принципе все расчёты в ней достаточно просты чтобы не давать им дополнительных пояснений. Стоимость бетона бралась как усреднённая величина, предлагаемая фирмами СПб в летний период.

Затем был выполнен расчёт по арматуре. Расчёт оформлен в виде таблицы 2.10. Алгоритм расчёта ясен из таблицы. Цена арматуры за 1 тонну принята по ценам прайс-листа ЗАО «НИЖНЕСЕРГИНСКИЙ МЕТИЗНО-МЕТАЛЛУРГИЧЕСКИЙ ЗАВОД» (смотри приложение 10). Полученные данные проанализируем в виде диаграмм 2.1 и 2.2.

По полученным диаграммам можно сделать вывод, что исходя из стоимости материалов, поиск и использование конструкции альтернативной схеме балочных плит целесообразен в условиях удалённости района строительства от бетонного завода, сложности условий бетонирования и других случаях, когда необходимо снизить объёмы бетонных работ. Напротив, затраты на арматуру относительно минимальны, поэтому уменьшение затрат на неё не будет определяющим фактором при использовании новой технологии.

2.16.2 Подсчёт затрат на опалубку

Расчёт стоимости опалубки проводился для возведения одной захватки типового этажа. При этом было решено использовать деревянную опалубку. В данном пункте будет рассчитана рыночная стоимость необходимой для возведения для типового этажа опалубочной системы. Учёт издержек на заработную плату, подъёмно-транспортное оборудование не ведётся.

На строительном рынке представлен широкий спектр фирм предоставляющих услуги по разработке, поставке, сборке опалубки. В проекте использовался материал, предоставленный фирмой «Контур». Она является в настоящее время одной из ведущих фирм отрасли в нашем регионе. Цены за отдельные элементы опалубочной системы бралась как средние на рынке нашего региона, после с консультацией со специалистом в этой области.

Была принята схема единичной захватки, которая в общем случае по периметру составляет два пролёта главных и два пролёта второстепенных балок. Была принята также доборная захватка. При подсчёте стоимости опалубки типовой этаж разбивался на четыре повторяющиеся балочные ячейки. Затем велся подсчёт стоимости опалубки на одну такую ячейку. Этот расчёт оформлялся в виде таблицы 2.11. Типовые балочные ячейки условно при расчёте обозначены римскими цифрами и представляют собой:

I – самый часто повторяющийся вид ячейки. Он представляет собой балочную плиту со всех четырёх сторон окружённую ригелями. Их можно найти в приложении 1 в центре балочной клетки.

II – представляет собой балочную плиту с коротких сторон окружённую двумя ригелями, а с длинной – только с одной. Это ячейки, примыкающие к короткой стороне стенового контура этажа.

III – угловой элемент балочной клетки, окружённый одним ригелем в коротком и в длинном направлении плиты.

IV – элемент, схожий с III, но у этого отсутствует один ригель не в длинном направлении плиты, а в коротком. Это ячейки, примыкающие к длинной стороне стенового контура этажа.

Отдельно велся расчёт стоимости опалубки для колонн. Общее их число в типовом этаже равно 30. Но сначала рассмотрим балочную клетку.

Все четыре вида ячеек состоят из одних и тех же элементов: стойки (обозначаем как «Ст»); треноги («Тр»); унвилки («Ув»); балки («Б»); фанерного листа 18 мм. («Ф») и замков («Зк»). Взятые единичные стоимости этих элементов:

Ст Ц = 750 р/шт.;
 Тр Ц = 450 р/шт.;
 Ув Ц = 270 р/шт.;
 Б Ц = 450 р/пог.м.;
 Ф Ц = 25000 р/м3 или 450 р/м2;
 Зк Ц = 450 р/шт.

Подсчёт расхода этих элементов подробно не будет описываться. После подсчета стоимости повторяющихся ячеек было установлено максимальное количество по каждому виду для одной захватки. Это необходимо для того, чтобы не докупать элементы опалубки в процессе возведения сооружения и не допустить перерасхода средств на лишние элементы. После подсчёта было установлено, будет необходимо иметь в распоряжении опалубку на следующее количество ячеек:

Ячейка I: 16 штук;
 Ячейка II: 2 штуки;
 Ячейка III: 1 штука;
 Ячейка IV: 7 штук.

Тогда легко подсчитать стоимость необходимой опалубки. Суммарно, без колонн, она составит:

$$Ц_{оп}^{без-К} = 3660310 (р).$$

Отдельно считаем стоимость опалубки колонн. Для возведения одной колонны потребуется:

Двойная раскосная стойка («Рс») с системой крепежа Ц = 1500 р/шт.;

Специальный Г – образный опалубочный щит («СОС») Ц = 23860 р.;

Замки («З») Ц = 450 р/шт.

Причем стоимость «СОС» рассчитывалась отдельно исходя из прайс-листов продукции фирмы «Контур». Для одной колонны потребуется:

«Рс» - 2 штуки;

«СОС» - 2 штуки;

«З» - 8штук.

То есть стоимость опалубки для одной колонны составит:

$$Ц_{оп}^{1-КОЛ} = 54320 (р).$$

Максимальное количество одновременно возводимых колонн, в соответствии с принятой типовой захваткой, составляет 4 штуки. Значит, полная стоимость приобретаемой опалубки колонн будет равна:

$$Ц_{оп}^{КОЛ} = 217280 (р).$$

В итоге получим суммарную стоимость опалубки:

$$Ц_{оп}^{\Sigma} = 3877590(р) \approx 1200000(\$).$$

2.16.3 Расчёт сметной стоимости типового этажа

Расчёт сметной стоимости типового элемента проводился в программе «Smeta Wizard», в соответствии с действующими нормами. Результат расчёта можно увидеть в приложении 13. Были определены значения сметной стоимости, нормативной трудоёмкости и сметной заработной платы. Они составили:

Сметная стоимость типового этажа -	7.163.270 руб
Нормативная трудоёмкость -	3429,03 чел-ч
Сметная заработная плата -	205.396 руб.

3. Вариант конструкции с перекрытием «Vario-flex»

Как было заявлено во введении, второй вариант исполнения конструкции основан на разработке немецкой фирмы «Weiler». Имея огромный опыт в проектировании и строительстве промышленно-гражданских сооружений, эта фирма разработала и уже более 10 лет использует технологию «VF». Именно эта технология возведения межэтажных перекрытий и будет использована в данной работе.

Перед проведением необходимых расчётов, следует уточнить, что так как полезная нагрузка во втором варианте конструкции не изменилась, а предварительные расчёты показали, что собственный вес конструкции в новом варианте всего на 4% больше прежнего варианта, то запроектированная система главных и второстепенных балок принимается во втором варианте конструкции без пересмотра. Как говорилось ранее изменения в конструкции, вносимые вторым вариантом, касаются только плиты перекрытия.

При рассмотрении данного варианта конструкции сначала будет представлена информация об используемых материалах, об особенностях технологической схемы возведения типового элемента при использовании данной технологии. Затем будет проверена несущая способность элемента конструкции и подсчитана стоимость типового этажа сооружения при использовании новой технологии. Но сначала хотелось бы пару слов сказать о фирме-разработчике технологии.

3.1 Общие сведения о разработчике технологии

Фирма «Weiler» (Weiler GmbH D-55 413 Weiler b.Bingen/Rhein) занимается на территории Германии разработкой и введением новых технологий в строительстве; разработкой, производством и продажей оборудования для производства железобетонных элементов оригинальной конструкции; оказывает помощь в организации, пуске и планировании производства строительных материалов. Основным направлением деятельности является разработка и производство различного рода железобетонных элементов сооружений.

3.2 Технология «Vario-flex»

«VF» позиционируется разработчиком как технология возведения перекрытий в промышленных и гражданских зданиях, позволяющая существенно снизить затраты на возведение опалубки, подъёмно-транспортное оборудование, а также наиболее полно реализующая свойства композитного материала. По сути дела название технологии продиктовано основной её составляющей – преднапряжённой железобетонной балки с двутавровым или «перевернутым Т – образным сечением». Ноу-хау «Weiler» - особая схема производства таких балок. В соответствии с этой схемой производство осуществляется специальным оборудованием, которое позволяет изготавливать балки с площадью поперечного сечения от 98 см² и длиной 150 метров. Затем такая балка режется специальной циркуляционной пилой на части, длины которых указаны заказчиком. Это позволяет при проектировании зданий отступать от модульных размеров и более полно реализовывать фантазию архитекторов. Особенно это видится актуальным в коттеджном строительстве и реконструкции зданий.

3.2.1 Используемые материалы

Производитель точно указывает состав бетонной смеси, использующийся при производстве этих балок:

Песок: до 4 мм.;

Гравий: 4 – 10 (15) мм.;

Цемент: 340 – 380 кг/м³;

Вода: 135 – 140 л/м³;

Водоцементное отношение: В/Ц = 0,38 – 0,40.

Используется обыкновенный портланд цемент с прочностью цементного камня 35 МПа.

Получаемое качество бетона: В45 – В55.

3.2.2 Этапы возведения перекрытия

Перекрытие «VF» состоит из трёх базовых частей:

преднапряжённой балки таврового сечения (технология изготовления которой была описана выше);

пустотелого керамического блока;

и монолитной железобетонной части (подробнее смотри далее).

В общем случае, при больших размерах типового этажа и невозможности перекрыть весь пролёт одной балкой, технологию рекомендуется применять при использовании схемы монолитного ребристого перекрытия, так распространенного в нашей стране.

Возведение перекрытия осуществляется в четыре этапа:

На первом этапе, опираясь на ниже возведённые этажи устанавливается опалубка под систему главных и второстепенных балок. При этом форма опалубки претерпевает небольшие изменения: делаются специальные отвороты на которые устанавливаются с запроектированным шагом балки «VF». При этом балки заводятся в опорную балку на некоторое расстояние, для обеспечения последующей жесткости сопряжения отдельных элементов конструкции. В опалубку укладывают арматурные каркасы. Следует сделать оговорку, что расстановка балок «VF» небольших сечений (например такого, какой используется в данном проекте) осуществляется в ручную, так как например балка используемая в данном проекте весит около 18 кг/м.пог. Первый этап графически представлен в приложении 12 на рисунке 1.

На втором этапе между балками вручную укладываются пустотелые керамические блоки. При необходимости используются доборные блоки. Второй этап можно увидеть на рисунке 2 приложения 12.

На третьем этапе проводится подготовка к четвёртому, самому ответственному этапу. По установленным керамическим блокам укладывают арматурную сетку в два ряда.

На четвёртом этапе производится бетонирование по установленной сетке. При этом одновременно производится бетонирование главных и второстепенных балок перекрытия. Тем самым обеспечивается замоноличивание конструкции. Довольно частый шаг балок позволяет существенно уменьшить объёмы бетона, необходимые для бетонирования плиты (в данной проекте замена технологии привела к уменьшению толщины монолитной плиты перекрытия в два раза – со 100 мм. до 50 мм. Последний этап возведения перекрытия можно увидеть во всё том же приложении на рисунке 4.

Описанная технология может применяться для нескольких схем перекрытий, соответствующих величинам полезной нагрузки. Отличия появятся только в конструкциях с особо большими нагрузками: в схеме исчезнут керамические блоки, а балки будут стоять вплотную друг к другу. На рисунке 6 показаны варианты исполнения конструкции для очень малых и малых нагрузок, а также так называемый вариант «heavy duty» для тяжёлых промышленных перекрытий. Помимо прочего, разработчик указывает, что вместо керамических блоков могут быть использованы блоки из лёгких бетонов или полимерного материала «Styrofoam».

В данной работе применялась схема А). Ввиду отсутствия точной информации о несущей способности конструкции отдельные конструктивные элементы были разработаны самостоятельно. Это прежде всего касается размеров поперечных сечений балки и керамического блока. Для балки были известны только базовые размеры. Остальные размеры были пропорционально восстановлены. Окончательный вариант принятой балки указан со всеми необходимыми размерами на рисунке 8. Керамический блок был также разработан автором работы с учётом указаний разработчика по конструктивным особенностям и с сохранением всех пропорций. По запроектированному блоку были проведены консультации по возможности изготовления и стоимости со специалистом фирмы «Победа – Knauf». Окончательный вариант блока представлен на рисунке 7.

При составлении плана раскладки балок и блоков были учтены некоторые особенности конструкции. Так, например, существует возможность немного (на 5 – 10 мм) увеличить шаг балок при перекрытии. В этом возникает необходимость если ширина пролёта не делится ровно на шаг балок (обусловленный шириной блока). При невозможности осуществить перекрытие целым числом балок и в этом случае, можно крайний нецелый пролет забетонировать. Для целоблочного покрытия пролёта применяются доборные блоки (длина – 100 мм, вместо 250. Половину типовой ячейки с планом раскладки балок и блоков, а также с поперечным разрезом можно найти в приложении 11.

После составления плана раскладки балок и блоков стало возможно определить собственный вес конструкции, грузовую площадь балки и расчётную схему. Всё это в свою очередь позволило произвести прочностные расчёты, представленные в следующем разделе.

3.3 Расчёт конструкции на прочность

Как было показано, в конструкцию перекрытия, возводимого по технологии «VF», входят три базовых элемента: балка «VF», керамический блок и монолитная железобетонная плита. Конструктивные особенности двух последних элементов были взяты по рекомендациям фирмы «Weileg», как разработчика и пользователя технологии. По опыту проектирования подобных конструкций фирма указала примерный диапазон нагрузок, воспринимаемый конструкцией при использовании двух указанных элементов. Конечно, для окончательного применения технологии будет необходима оценка несущей способности блоков и монолитной плиты, но в данной работе

эта проверка не предусматривается. Первый же элемент конструкции – предварительно напряжённая балка, является основной опорной частью конструкции, передающей усилия от внешних воздействий на систему перекрёстных главных и второстепенных балок. Такой элемент подлежит обязательному расчёту. При расчётах будем пользоваться [5] и [2]. Материал, из которого изготавливается балка будет взят такой, из которого можно было бы производить её в российских условиях.

Расчёт будем начинать с назначения величины преднапряжения и его потерь. «Weiler» указывает, что величина преднапряжения, при производстве в Германии, составляет 1650 МПа. Предварительные расчёты показали неприемственность такой большой величины в рассматриваемой в проекте конструкции. Это, прежде всего, связано с относительно небольшими пролётами балок «VF». Основываясь на проведённых предварительных расчётах, и используя опыт проектирования подобных конструкции в нашей стране, величина преднапряжения была назначена равной:

$$\sigma_{sp} = 94,0 \text{ кН/см}^2 = 940 \text{ МПа.}$$

Потери преднапряжения в данной работе рассчитываться не будут. Они назначаются по опыту проектирования для арматуры верхней части – 20% и нижней – 30%. Таким образом, величины преднапряжений арматуры в нижней и верхней полки за вычетом всех потерь составят соответственно:

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} &= 65,8 \text{ кН/см}^2; \\ \sigma_{sp} &= 75,2 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Прежде чем проводить основные расчёты не лишним будет показать основные размеры поперечного сечения балки, и что в данной балке будем понимать под верхней полкой (так как сечение балки представляет собой тавр). Эти вопросы освещены на рисунке 8.

Для выполнения элемента используем бетон класса не ниже В30; в качестве продольной и поперечной арматуры используем арматурную проволоку Вр-II, что не противоречит требованиям СНиП.

В качестве расчётной схемы была принята статически неопределимая балка с жестким шарнирным операнием (одна степень свободы – поворот) на второстепенные балки. За пролёт взят максимальный пролёт рассматриваемых балок в типовом этаже. Он составляет 1500 мм. На данную балку действует три нагрузки: полезная нагрузка, вес пола и собственный вес конструкции. Нагрузки считаются на грузовую площадь балки, которая в соответствии с приложением 13 составляет:

$$A_{гр} = 0,377 \times 1,5 = 0,5655 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Интенсивность полезной нагрузки остаётся неизменной и её воздействие на балку будет с учётом коэффициента надёжности равно:

$$p = 20,4 \cdot 0,377 = 7,701 \text{ (кН/м)}.$$

Вес конструкции пола также не изменится и его воздействие будет равно:

$$g_{пол} = 1,944 \cdot 0,377 = 0,734 \text{ (кН/м)}.$$

При подсчёте собственного веса конструкции плотность бетона принималась равной 25 кН/м³, а керамического элемента – 15 кН/м³. Суммарное воздействие веса композита будет равно:

$$g_{констр} = 1,1 \cdot (g_{плита} + g_{балка} + g_{блок}) = 1,0855 \text{ (кН/м)}.$$

При пересчёте веса первого варианта конструкции на $A_{гр} = 0,5655 \text{ м}^2$ было установлено, что второй вариант конструкции весит только на 4% тяжелее. Этот факт позволяет нам при рассмотрении второго варианта конструкции не пересчитывать систему перекрёстных балок перекрытия.

После определения расчётной схемы и воздействий производится расчёт балки, в результате чего были установлены максимальные внутренние усилия:

$$M_{MAX} = 272,948 \text{ (кН·см)} – \text{ в середине пролёта; } Q_{MIN} = 7,276 \text{ (кН)} – \text{ на опорах.}$$

3.3.1 Расчёт балки на прочность по нормальным сечениям

Как известно, предварительное напряжение практически не влияет на несущую способность элемента. Поэтому расчёт прочности преднапряжённых конструкций осуществляется также, как и в обычных. При этом исходят из следующих предпосылок:

Соппротивление бетона растяжению принимается равным нулю;

Соппротивление бетона сжатию принимается равным R_b , криволинейная эпюра напряжений в сжатой зоне заменяется прямоугольной.

Растягивающие напряжения в нижней напряжённой арматуре A_{sp} принимаются равными R_{sp} , сжимающие в верхней напряжённой арматуре A_{sp} – R_{sc} .

С учётом того, что растянутый бетон не работает, площадь нижней рабочей арматуры можно определить по формуле:

$$A_{sp} \cong \frac{N_{расм}}{R_{sp}} = \frac{M_{max}}{z \cdot R_{sp}} = \frac{M_{max}}{0,85 \cdot h \cdot R_{sp}} \quad (3.1).$$

А так как $R_{sp} = 98 \text{ кН/см}^2$ и $h = 11,7 \text{ см.}$, то:

$$A_{sp} \cong 0,2794 \text{ (см}^2\text{)},$$

По технологии в нижнем поясе ставятся три стержня. Назначаем 3φ4 с $A_{sp} = 0,38 \text{ см}^2$. Площадь верхней арматуры примерно определяется по соотношению:

$$\hat{A}_{sp} \approx 0,2 \cdot A_{sp} \quad (3.2),$$

Подставив известные значения, имеем: $A_{sp} = 0,076 \text{ (см}^2\text{)}$.

В соответствии с технологией в верхнем поясе – один стержень.

Принимаем 1φ4 с $A_{sp} = 0,126 \text{ см}^2$.

• Площади поясов

Площадь верхнего пояса определяют по формуле:

$$\hat{A}_f = \frac{N_{сж}}{R_b} = \frac{M_{max}}{0,85 \cdot h} \quad (3.3),$$

$$A_f = 16,15 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Площадь нижнего пояса определяем по формуле:

$$A_f = \frac{P_1}{R_{bp}} = \frac{A_{sp} \cdot \sigma_{sp}}{R_{bp}} \quad (3.4),$$

Где R_{bp} – передаточная прочность бетона. Нормы рекомендуют принимать её не менее 15,5 МПа, а также не менее 50% принятого класса бетона. В нашем случае:

$$R_{bp} = 1,55 \text{ (кН/см}^2\text{)},$$

Тогда:

$$A_f = 16,944 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Приоритет отдаём оригинальным размерам. Соответствующие им площади поясов превосходят полученные расчётом значения. Реально, в соответствии с рисунком 6 получаем:

$$A_f^{Real} = 46,28 \text{ (см}^2\text{)} = A_f$$

$$A_f^{Real} = 23,15 \text{ (см}^2\text{)} = \hat{A}_f.$$

Положение нейтральной линии

Как известно, при расчёте тавровых балок могут иметь место два случая – либо нейтральная линия проходит в полке ($x \leq hf$), либо пересекает ребро ($x > hf$). При выполнении условия:

$$A_{sp} \cdot R_{sp} \leq R_b \cdot b_f \cdot h_f + \hat{A}_{sp} \cdot \sigma_{sc} \quad (3.4)$$

нейтральная линия проходит в полке, в противном случае – в ребре. При этом σ_{sc} – напряжение в верхней арматуре. Они рассчитываются по зависимости:

$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc,u} - \gamma_{sp} \cdot \hat{\sigma}_{sp} \quad (3.5),$$

где $\sigma_{sc,u}$ – сжимающие напряжения в арматуре при достижении предельной сжимаемости бетона, принимаемой согласно нормам при отсутствии нагрузок малой длительности $\xi_{пр.сж} = 2,5 \cdot 10^{-3}$. Вследствие совместной работы бетона и арматуры вплоть до разрушения элемента и справедливости закона Гука, имеем:

$$\sigma_{sc,u} = \xi_{пр.сж} \cdot E_s \cong 500 \text{ (МПа)}.$$

Коэффициент прочности натяжения арматура определяют по формуле:

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} \quad (3.6),$$

где: $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$ – при механическом способе натяжения. Знак «плюс» - при неблагоприятном преднапряжении, «минус» - при благоприятном. В данном случае $\gamma_{sp} = 1,1$. Подставив все известные значения в формулу (3.5), получим:

$$\sigma_{sc} = -32,7 \text{ (кг/см}^2\text{)},$$

Тогда можно определить положение нейтральной линии:

$$37,32 \leq 37,53,$$

то есть условие (3.4) выполняется и зона сжатия из полки не выходит.

• **Высота сжатой зоны**

Когда нейтральная линия проходит в полке, её определяют по зависимости:

$$A_{sp} \cdot R_{sp} = R_b \cdot b_f \cdot x + A_{sp} \cdot \sigma_{sc} \quad (3.7),$$

Подставив куда известные значения, получим:

$$0,38 \cdot 98 = 1,7 \cdot 7 \cdot x + 0,126 \cdot (-32,7) \Rightarrow x = 3,48 \text{ (см)}.$$

Как известно, высота верхнего пояса составляет 3,5 см.

• **Проверка прочности**

Проверка прочности осуществляется сравнением максимального момента от расчётных нагрузок (M_{MAX}) с предельным моментом всех внутренних усилий в том же сечении по формуле:

$$M_{MAX} \leq M_{lim} = R_b \cdot b_f \cdot x \cdot (h_0 - \frac{x}{2}) + A_{sp} \cdot \sigma_{sc} \cdot (h_0 - a_p) \quad (3.8),$$

где: $M_{MAX} = 272,948$ кН·см; $a_p = a = h_f/2$; $h_0 = h - h_f/2$.

Тогда:

$$M_{Lim} = 300,765 \text{ (кН·см)},$$

$$272,948 \leq 300,765, \text{ то есть } M_{MAX} \leq M_{Lim}.$$

Условие (3.8) справедливо, если относительная высота сжатой зоны не превышает нормативного значения, которое можно определить по формуле:

$$\zeta_R = \frac{W}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \cdot (1 - \frac{W}{1,1})} \quad (3.9),$$

где: $W = \alpha - 0,008 \cdot R_b$ ($\alpha = 0,85$ – для тяжёлого бетона, R_b – принимается в МПа)

$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{SP}$ – напряжения для арматуры с условным пределом текучести, в основном применяемой в преднапряжённых конструкциях (всё в МПа). Подставив значения, получим в итоге:

$$\zeta_R = 0,3563,$$

а чтобы подсчитать значение этой величины в нашем случае воспользуемся формулой:

$$\zeta = \frac{x}{h_0} = 0,3554.$$

Очевидно, что допустимое значение относительной высоты сжатой зоны практически совпало с реальной величиной. В этом случае зависимость (3.8) справедлива и на основании проделанных проверок можно сделать вывод о том, что проверку прочности по нормальным сечения балка прошла.

В соответствии с нормами следует также сделать проверку прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами.

3.3.2 Расчёт на прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами

Цель этого расчёта – предотвратить разрушение бетона от действия главных сжимающих напряжений. Он производится из условия:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{W1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \quad (3.10),$$

где: Q – максимальное значение перерезывающей силы в пролёте балки (на опорах);

φ_{W1} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, определяемый по формуле:

$$\varphi_{W1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_W, \text{ но } \varphi_{W1} \leq 1,3,$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}, \mu_W = \frac{A_{SW}}{b \cdot S} \quad (3.11).$$

В формуле (3.11) A_{SW} – площадь сечения хомутов в одной плоскости, нормальной к продольной к продольной оси; S – шаг хомутов; толщина ребра. Предварительно назначаем в качестве хомута 1ϕ5 В-II, приопорный шаг хомутов – 20,0 см.

Коэффициент φ_{b1} для тяжёлого бетона в соответствии с нормами проектирования, определяют по зависимости:

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b \quad (3.12),$$

где: R_b – в МПа.

Рассчитав все коэффициенты по формуле (3.11) и (3.12) получим:

$$Q = 7,276 < 29,0 \text{ (кН)},$$

то есть условие прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами выполняется.

Теперь следует выполнить проверку запроектированной балки по наклонному сечению.

3.3.3 Расчёт на прочность по наклонной трещине

Расчёт должен производиться по наиболее опасному наклонному сечению из условия:

$$Q \leq Q_{b,sw} \quad (3.13),$$

где: $Q_{b,sw}$ – минимальная предельная поперечная сила, воспринимаемая совместно бетоном сжатой зоны и хомутами при наименеевыгоднейшем наклонном сечении, определяемая по формуле:

$$Q_{b,sw} = \sqrt{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_{bt} \cdot q_{sw}} \quad (3.14).$$

Коэффициент φ_{b2} – принимается равным 2,0 для тяжёлого бетона. Коэффициент φ_f учитывает положительное влияние сжатых полок тавровых элементов и определяется следующим образом:

$$\varphi_f = 0,75 \cdot \frac{(b_f - b)}{b \cdot h_0}, \text{ но } \varphi_f \leq 0,5, \text{ а } b_f \leq b + 3 \cdot h_f \quad (3.15).$$

Коэффициент φ_n учитывает положительное влияние продольных сжимающих сил на прочность элемента по наклонной трещине и определяется по формуле:

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{N}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}, \text{ но } \varphi_n \leq 0,5 \quad (3.16).$$

В нашем случае перечисленные зависимости, входящие в условие (3.13) равны:

$b_f = 7 < b + 3 \cdot h_f = 17$ (см), в расчёт вводим $b_f = 7$ (см). Тогда:

$$\varphi_f = 0,0206;$$

$$N = P = A_{sp} \cdot \sigma_{sp} + A_{sp} \cdot \sigma_{sp} = 30,7 \text{ (кН)};$$

$$\varphi_n = 0,3615;$$

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,0206 + 0,3615 = 1,3821 \leq 1,5.$$

Усилие в хомутах на единицу длины элемента следует определять по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S},$$

где: R_{sw} – расчётное сопротивление поперечной арматуры, определяемое по специальным таблицам в соответствии с назначенным материалом для хомутов. При 1 ϕ 5 В-II $R_{sw} = 83,5$ (кН/см²). В нашем случае оно равно:

$$q_{sw} = 0,8183 \text{ (кН/см)},$$

причём, в соответствии с нормами, должно соблюдаться условие:

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b}{2} \quad (3.17),$$

где: φ_{b3} – принимают равным 0,6 для тяжёлого бетона. В нашем случае:

$$q_{sw} = 0,8183 \geq 0,3230,$$

то есть проверка выполняется. Теперь подставим все полученные значения в зависимость (3.14) и получим:

$$Q_{b,sw} = \sqrt{2 \cdot 1,3821 \cdot 6,5 \cdot 96,04 \cdot 0,12 \cdot 0,8183} = 13,017 < 7,276 \text{ (кН)},$$

$$\text{или: } Q_{b,sw} = 13,017 < Q_{\max} = 7,276 \text{ (кН)}.$$

То есть последняя проверка на прочность выполняется. На приопорном участке шаг хомутов остаётся равным 20 см., в середине балки, в соответствии с нормами, шаг назначается равным 40 см.

По положениям действующих норм проектирования преднапряжённых железобетонных конструкций необходимо также делать проверку по раскрытию трещин. В данном проекте эта

проверка не предусмотрена (в виду малости пролёта балки можно с уверенностью говорить, что оно не будет выходить за границы допустимых значений).

На этом прочностные расчёты конструкции, предусмотренные данным проектом, заканчиваются.

3.4 Расчёт стоимости типового элемента запроектированного варианта конструкции с перекрытием «Vario-flex»

Типовым элементом, как и в случае с балочной плитой будет типовой этаж. О нём подробнее можно прочитать в пункте 2.16. Типовой элемент, стоимость которого будет ниже определена, состоит из балочной клетки и колонн (принято без изменений из первого варианта); преднапряжённых железобетонных балок; керамических блоков и монолитной плиты.

Как было сказано в пункте 2.16, расчёт стоимости будем вести в виде сметы. Отдельно будут подсчитаны издержки на материалы и опалубочную систему.

3.4.1 Подсчёт расхода материалов на возведение типового элемента сооружения

Стоимость бетона и арматуры для балочной клетки и колонн типового этажа может быть полностью перенесена из таблиц 2.9 и 2.10. По бетону получим:

$$C_{\text{Т}^{\text{Б}}} = 307526 \text{ (р)},$$

по арматуре:

$$C_{\text{Т}^{\text{А}^{\text{PM}}}} = 702108 \text{ (р)}.$$

Стоимость материалов плиты возводимой по новой технологии будем считать отдельно по каждой составляющей. Сначала определим суммарную стоимость всех балок.

Стоимость преднапряжённых балок «VF».

В типовом этаже используется два вида балок: основная, длиной 1700 мм. и доборная, длиной 1600 мм. Расчёты по составленным планам раскладки балок показали, что на этаже имеется 28 ячеек (в осях 1750×5000 мм.) с основной балкой и 14 ячеек с доборной балкой. В каждой ячейке – 52 балки. Подсчитав стоимость основной и доборной балки, легко получим искомую суммарную стоимость.

Площадь поперечного сечения используемой балки, представленной на рисунке 8, равна 98 см². Класс используемого бетона – В30. Также используется арматурная проволока

Вр-II ϕ 4. Назначаем стоимость бетона 3000 р/м³ и арматурной проволоки 8000 р/т. Тогда получим следующие значения стоимостей:

Бетон в основной балке: $C_{\text{Босн}} = 50,0 \text{ р.}$; Бетон в доборной балке: $C_{\text{Бдоб}} = 48,5 \text{ р.}$;

Арматура в основной балке: $C_{\text{Аосн}} = 7,0 \text{ р.}$; Арматура в доборной балке $C_{\text{Адоб}} = 6,6 \text{ р.}$

Стоимость материалов, полученную выше, было решено увеличить на 35%, чтобы приблизить цену балки к реальной стоимости. Балка производится не в условиях стройплощадки, на объект строительства доставляется с завода железобетонных изделий. В процессе производства возникают различные косвенные издержки, кроме того, производитель должен иметь прибыль с реализованного товара. Именно по этому эта операция и выполняется. Учтя это, получим, что основная балка стоит 77 р., а доборная – 75 р. По всему типовому этажу получим:

$$C_{\text{Т}^{\text{БАЛ}}} = 112112 + 54600 = 166712 \text{ р.}$$

Стоимость пустотелых керамических элементов.

В типовом этаже можно выделить ячейки со стандартной и нестандартной раскладкой блоков. Последние – ячейки, у которых отсутствует короткий ригель (ячейки, которые на чертеже Приложения 1 примыкают к наружным ограждающим конструкциям короткого в осях направления). Всего их 14 штук. Ячеек со стандартной раскладкой – 28 штук, в каждой из которых, в соответствии с Приложением 13, находится 132 основных блока (l = 250 мм.) и 24 доборных блоков (l = 100 мм.). В ячейке с нестандартной раскладкой находится соответственно 132 + 18 блоков. Стоимость одного блока была назначена после проведения экспертной оценки специалиста фирмы «Победа – Кнауф» к которому автор обратился за помощью. Была назначена следующая рыночная стоимость блоков:

1) Основной блок: $C_{\text{Бл}^{\text{ОСН}}} = 50 \text{ р.}$;

2) Доборный блок: $C_{\text{Бл}^{\text{ДОБ}}} = 30 \text{ р.}$

Тогда для всего типового этажа получим:

$$C_{\text{Т}^{\text{БЛ}}} = 277200 + 27720 = 304920 \text{ (р)}.$$

Стоимость монолитной плиты.

Стоимость будет складываться из затрат на бетон и арматуру.

В качестве используемого материала был назначен бетон класса не ниже В30.

Оценка стоимости необходимого бетона будет проводиться по упрощённой схеме: не будет учитываться тот факт, что у ячеек, примыкающих к длинным сторонам границ этажа (к ограждающим конструкциям по осям 1 и 8), по конструктивным особенностям изменён шаг крайних балок. Соответственно меняется и объём плиты таких ячеек. При расчёте же берём объём для стандартной ячейки (как в центре типового этажа). Расчёт посредством этого значительно упрощается, а, как показали предварительные расчёты, различие в стоимости не превысит 3 – 5 %.

При расчете объёма плиты в типовой ячейке сначала рассчитывалась площадь поперечному сечению, приходящаяся на один керамический блок и половину балки. Она составила 0,0234 м². Умножая это значение на число блоков (12 шт.) и прибавляя к нему две поперечные площади граничных элементов плиты (2×0,00655 м²) получим полную площадь поперечного сечения плиты. Она равна 0,294 м². Чтобы теперь получить объём плиты нужно площадь поперечного сечения умножить на её длину, которая равна пролёту балки «VF». Эти пролёты составляют 1450 и 1500 мм для разных основных ячеек (это можно увидеть в приложении 13). Так как в типовом этаже находится одинаковое число этих основных ячеек, можно усреднить пролёт до 1475 мм. и принять его за расчётный. Ячейку с таким пролётом балки назовём в этом пункте основной. В тоже время ячейки, примыкающие к ограждающим конструкциям по осям А и Ж имеют балки с пролётом равным 1370 мм. Такие ячейки назовём доборными. Произведём расчёт:

Число основных ячеек: 22×7 = 154 шт.; Число доборных ячеек: 2×1×7 = 14 шт.;

Объём основной ячейки: 1,475×0,294 = 0,434 м³;

Объём доборной ячейки: 1,370×0,294 = 0,403 м³;

Стоимость бетона: 2000 р/м³;

Стоимость основной ячейки: 868 р.; Стоимость доборной ячейки: 806 р.;

В итоге получим полную стоимость бетона монолитной плиты:

$$Ст_{\text{Б}}^{\text{МП}} = 133672 + 11284 = 144956 \text{ (р.)}$$

Армирование плиты в данном проекте не будет рассчитано. Для подсчёта армирования назначаем вариант, рекомендованный для подобных конструкций разработчиком технологии. В качестве продольной арматуры будем использовать арматуру класса АIII ϕ 12, а как поперечную будем использовать проволоку Вр-1 ϕ 5. По указанию разработчика армирование производится двойными сварными сетками.

Сначала рассматриваем одну сетку. Шаг продольной арматуры назначаем равным 300 мм., поперечной 150 мм. Исходя из того, что число основных и доборных ячеек остаётся неизменным, проведем расчет:

Общая длина продольной арматуры в основной ячейке: 23,25 м.;

Общая длина поперечной арматуры в основной ячейке: 45,73 м.;

Общая длина продольной арматуры в доборной ячейке: 23,25 м.;

Общая длина поперечной арматуры в доборной ячейке: 42,47 м.;

Вес продольной арматуры в основной ячейке: 20,65 кг.;

Вес поперечной арматуры в основной ячейке: 7,05 кг.;

Вес продольной арматуры в доборной ячейке: 20,65 кг.;

Вес поперечной арматуры в доборной ячейке: 6,54 кг.;

Стоимость одной тонны продольной арматуры: 22656 р.;

Стоимость одной тонны поперечной арматуры: 8000 р.;

Стоимость арматуры основной ячейки: 467,23 + 56,40 = 523,63 р.;

Стоимость арматуры доборной ячейки: 467,23 + 52,32 = 519,55 р.;

Зная количество основных и доборных ячеек в типовом этаже, получим стоимость одной арматурной сетки. Умножая это значение на два, получим полную стоимость арматуры, необходимую для армирования монолитной плиты типового этажа:

$$Ст_{\text{АРМ}}^{\text{МП}} = 2 \times (80640 + 7274) = 175850 \text{ (р.)}$$

Суммарная стоимость материалов для возведения монолитной плиты составит:

$$Ст^{\text{МП}} = 144956 + 175850 = 320806 \text{ (р.)}$$

3.4.2 Подсчёт затрат на опалубку

Практически все исходные данные и весь расчетный алгоритм здесь сохраняется из П.2.16.2. Более того, так как размеры сечений составляющих балочной клетки остались без изменения, можно без пересчёта пользоваться таблицей 2.11 для определения стоимости необходимой опалубки.

Для возведения перекрытия по технологии «VF» опалубка требуется для системы ребристого перекрытия. Это обусловлено описанной в пункте 3.2 технологией. Конструкция применяемой опалубки такова, что для определения цены такой системы необходимо уменьшить стоимость рассчитанной в пункте 2.16.2 системы на стоимость опалубки для балочной плиты (она посчитана там же). Второй особенностью системы опалубки приобретаемой для возведения перекрытия по второй технологии, является специально устраиваемые опоры под балки «VF» на

опалубке под главные/второстепенные балки. Эту особенность можно увидеть на рисунках приложения 12. Отдельно этот конструктивный элемент и его стоимость в данной работе не просчитывается. Было принято решение для учёта увеличения стоимости такой системы увеличить базовую стоимость опалубки ребристого перекрытия на 10%. С учётом этого, пользуясь данными таблицы 2.11, пересчитаем стоимости расчётных ячеек:

Ячейка I: $Ст_{ОпI} = 134200$ р.;

Ячейка II: $Ст_{ОпII} = 95500$ р.;

Ячейка III: $Ст_{ОпIII} = 64550$ р.;

Ячейка IV: $Ст_{ОпIV} = 113200$ р.

Зная из пункта 2.16.2 общее число перечисленных ячеек в типовом этаже подсчитаем стоимость опалубки для определённой захватки. Прибавим к ней неизменившуюся стоимость опалубки под четыре колонны и получим суммарную стоимость:

$$Ц_{\Sigma_{Оп}} = 3195150 + 217280 = 3412430(p) \approx 106600(\$).$$

Стоимость опалубки в обоих вариантах конструкции можно уменьшить если не покупать опалубку а брать её в аренду.

Получив затраты на приобретаемые материалы и опалубку по обоим вариантам исполнения конструкции можно провести анализ распределения капитальных затрат при различных исполнениях перекрытия. Прежде всего сложим полученные стоимости по элементам конструкции. Получим:

Вариант с балочными плитами.

1. Материалы: Бетон - $3(1)_{Б} = 600.791$ р. 00 коп.;

Арматура - $3(1)_{Арм} = 813.708$ р. 70 коп.

2. Опалубка - $3^{(1)}_{Оп} = 3.877.590$ р. 00 коп.

Всего: $3^{(1)} = 5.292.090$ р.

Вариант с плитами «VF».

1. Материалы: Бетон - $3^{(2)}_{Б} = 307.526$ р. 00 коп.;

Арматура - $3^{(2)}_{Арм} = 702.108$ р. 00 коп.;

Балки «Vario-flex» - $3^{(2)}_{VF} = 166.712$ р. 00 коп.;

Керамические блоки - $3^{(2)}_{Бл} = 304.920$ р. 00 коп.;

Бетон в м.п. - $3^{(2)}_{МПб} = 144956$ р. 00 коп.;

Арматура в м.п. - $3^{(2)}_{МПарм} = 175.850$ р. 00 коп.;

2. Опалубка - $3^{(2)}_{Оп} = 3.412.430$ р. 00 коп.

Всего: $3^{(2)} = 5.214.502$ р.

То есть по затратам на материалы и опалубку второй вариант конструкции получился дешевле на 77.588 р. или на 1,5 %. Несмотря близкие суммарные стоимости материалов и опалубки, структура затрат у одного и другого варианта будет различной. Отообразим это на диаграммах 3.1 и 3.2.

3.4.3 Расчёт сметной стоимости типового этажа

Как и в случае с первым вариантом, локальная смета на возведение типового этажа по новой технологии будет рассчитываться в программе «Smeta Wizard». Набор и последовательность проводимых работ при возведении конструкции брались исходя из технологической схемы, представленной в Приложении 14. Хотелось бы обратить внимание на то, что при составлении сметы решался вопрос об оценке стоимости работ не указанных в нормативных документах, используемых в программе. Это стоимость укладки балок «VF» и пустотелых керамических блоков. Эти работы были оценены путём анализа набора схожих по трудоёмкости и сложности работ, имеющих в территориальных расценках (ТЕРax). Как и для конструкции по первому варианту исполнения были определены значения сметной стоимости, нормативной трудоёмкости и сметной заработной платы. Они в этом варианте составили:

Сметная стоимость типового этажа -	7.033.154 руб
Нормативная трудоёмкость -	3908,26 чел-ч
Сметная заработная плата -	225.634 руб.

4. Техничко-экономическое сопоставление вариантов

В этом разделе, основываясь на полученных данных по прочностному и экономическому расчёту обоих вариантов конструкции перекрытия, будет проведён анализ, сопоставлены плюсы и минусы рассмотренной новой технологии и технологии широко применяемой на территории России. Будет дан ответ на вопрос о технической и экономической целесообразности инновации; будут намечены пути повышения эффективности применения новой технологии и даны рекомендации по сфере использования её на территории России.

В начале будут отдельно рассмотрены отдельно техническая и экономическая часть, затем будут сделаны общие выводы.

4.1 Техническое сопоставление

В целом техническую сторону вопроса можно рассматривать в двух ракурсах: как особенности напряженно-деформированного состояния элементов конструкции и как особенности технологии её возведения.

4.1.1 Конструкция с балочными плитами

Особенности напряженно-деформированного состояния элементов конструкции перекрытия с балочными плитами хорошо известны, прежде всего вследствие относительно долгого использования такой технологии возведения перекрытий в России. Методика прочностные расчётов элементов конструкции строго регламентирована в действующих нормах. В частности, для элемента, альтернативное исполнение которого и было рассмотрено в данной работе, - балочной плиты, нормами предлагается расчётная схема многопролётной неразрезной балки. Из расчётной схемы вытекает, что в середине пролётов второстепенных балок вырезается полоса шириной один метр. Именно эта полоса и рассматривается как многопролётная балка. Опираение – шарнирное, на пересечениях со второстепенными балками. При этом упругое защемление в опорах учитывается путём введения поправок в расчётные нагрузки. Всё это было описано в пункте 2.3. Можно было бы отметить следующие недостатки такой расчётной схемы. Многопролётная балка рассматривается в наиболее неблагоприятном с точки зрения работы в направлении осей главных балок месте. Наиболее неблагоприятным это место является поскольку расчётная балка, находящаяся в середине пролётов второстепенных балок, практически не учитывает защемление в районе примыкания к главной балке. То есть расчёт по такой схеме даёт нам максимальные площади рабочей арматуры. Тем не менее, этот расчётный участок шириной один метр с подобранной арматурой распространяется на всё перекрытие. Достаточно очевидно, что армирование в областях примыкания плиты к главной балке должно быть другим. Изменится как площадь рабочей арматуры, так и возможно ориентация рабочей арматуры. Предполагается, что более жёсткое условие опираение плиты в этой области приведёт к уменьшению рабочей площади арматуры. Это в свою очередь означает перерасход арматуры. Так же на армирование может повлиять тот факт, что работа балочной плиты по определению не рассматривается в направлении параллельном осям второстепенных балок и не учитывается совместная работа расчётных участков плиты шириной один метр. Конечно, все перечисленные допущения расчётной схемы направлены на значительное упрощение расчётной схемы. Более того, ни один из фактов упрощения не влечёт завышения несущей способности перекрытия. Автор работы безусловно осознаёт, что если данные упрощения расчётной схемы плиты нормативно закреплены, то перерасход материалов в конечном итоге сопоставим с упрощением, а значит и ускорением расчётов. Практически указанная схема расчёта нашла широкое применение, все допуски делались при её разработке исходя из опыта проектирования подобных конструкций.

4.1.2 Конструкция «Weiler»

Второй вариант конструкции – с перекрытиями «VF». В этом варианте перекрытие состояло из следующих конструктивных элементов: преднапряжённые балки «VF»; пустотелые керамические блоки и монолитная плита. Подробно описание конструкции можно найти в пункте 3.2 и приложении 12. Рассмотренный вариант перекрытия можно назвать композитным, так как в одной конструкции жёстко увязываются несколько видов материалов, имеющих весьма различные свойства. В целом, и железобетон можно назвать простейшим композитом, так как в одной конструкции работает и сталь и бетон. Бетон хорошо работает на сжатие, однако почти не воспринимает растяжение (в соответствии с действующими нормами при расчёте железобетонных элементов конструкций работа на растяжение вообще не учитывается). Там где появляются растягивающие напряжения ставят арматуру, прерасно работающую на растяжение. Таким образом сочетаются положительные свойства материала в железобетоне. В альтернативном рассмотренном варианте разработчиком была предпринята попытка совместить в одной конструкции не только прочностные, но и теплофизические и производственные особенности

материалов. Более того, конструкция перекрытия по задумке разработчиков должна была упростить часть процесса возведения (у конструкции отсутствует опалубка при замоноличивании – смотри приложение 13).

Особенности работы конструкции в соответствии с вышесказанными соображениями будут следующими. Один из базовых элементов – монолитная плита в середине ячейки (смотри разрез по 1-1 в приложении 13) представляет собой конструкцию сильно напоминающую собой плиту перекрытия (швеллерное сечение), которая широко применяется при конструировании сборных перекрытий зданий в нашей стране. Такое сечение плиты позволяет избежать перерасход бетона в балочной плите возникающий в нижней части конструкции где появляются растягивающие напряжения и в соответствии с нормами работа бетона не учитывается. При предполагаемом симметричном по длине балки распределённом нагружении в балке «VF» не будет возникать крутящий момент, и, следовательно, на данной стадии расчётов можно принять расчётную схему в виде отдельных упомянутого вида плит. Если внимательно взглянуть на такую схему, то можно увидеть, что она отчасти будет работать как арка – вид перекрытия, позволяющий уменьшить значения изгибающего момента. Это позволяет уменьшить продольное армирование.

На участках, примыкающих к главным балкам, возникает дополнительное защемление, что обуславливает дополнительное усиление конструкции. Принятое армирование для промежуточных участков здесь будет излишним и частично пойдёт в запас прочности. Введение в рассмотрение расчётной схемы в направлении, параллельном осям второстепенных балок позволяет при последующем проектировании подобных перекрытий широко варьировать соотношение длины к ширине ячейки, которое для балочной плиты строго ограничивается нормами. В направлении параллельном осям главных балок было принято решение оставить расчётную схему без изменений, так как и балки «VF» и плита замоноличиваются во второстепенных балках. Расчёт монолитной плиты в данном проекте не был предусмотрен (смотри пункт 3.3). Второй базовый элемент – преднапряжённая железобетонная балка перевёрнутого таврового сечения. Этот элемент является опорным для упомянутой плиты. Балки работают на изгиб. Их длины составляют 1,7 и 1,65 м. в ячейках разного типа. Из анализа расчётов, проведённых в пункте 3.3, следует, что в целом использование преднапряжённой арматуры в балках такого пролёта себя не оправдало. Большое число балок в ячейке позволяет считать нагрузку, передаваемую на второстепенные балки равномерно распределённой. Особенностью напряженно-деформированного состояния является схема опирания плиты и пустотелого блока на балку. Монолитная плита передаёт нагрузку только на вертикальную часть балки. А вот керамический блок опирается на полки сечения. Он является третьим базовым элементом. Автор работы предполагает, что разработчик технологии не рассматривал блок как несущий элемент при длительном нагружении. Прежде всего, это связано с материалом, из которого он изготавливается. Известно, что керамический черепок практически не воспринимает растягивающие напряжения. Автором работы в программе «SCAD» была построена объёмная конечно-элементная модель блока. Задаваясь различными значениями нагрузки на верхний пояс, была получена закономерность: по нижнему поясу и в ребрах жёсткости блока возникают растягивающие напряжения. Был сделан вывод о необходимости ограничивать по времени неравномерные нагрузки на перекрытие, а лучше свести их к минимуму или исключить. Несущая способность блока не была установлена, однако автором был намечен путь решения этой проблемы. За основу была взята теория хрупкого разрушения и критерий Гриффитса критического трещинообразования, изложенная в [8]. При детальном проектировании конструкции следовало бы рассмотреть случай критической сосредоточенной (несимметричной) нагрузки при котором нижний пояс блока находится в критическом состоянии. При этом определить усилия, которые передаются от блока на полки балки и сделать дополнительную проверку на прочность по сохранению целостности балки (отсутствие отрыва полки от вертикальной части).

Как видно из приведённых выводов по изучаемому вопросу, напряженно-деформированное состояние всей конструкции в целом при использовании альтернативного варианта значительно усложняется. Требуются дополнительные прочностные проверки. Можно с уверенностью сказать, что использование новой технологии не будет в данном случае продиктовано технической стороной вопроса. Оно не приводит к упрощению ни напряженно-деформированного состояния, ни расчётных схем. Относительно надёжности на взгляд автора однозначного ответа на вопрос о предпочтении того или иного варианта нет. Эта проблема требует отдельного детального изучения.

Из всего вышесказанного можно сделать вывод, что использование новой технологии может быть продиктовано только технологическими или экономическими аспектами. Перейдём к рассмотрению этой стороны вопроса.

Сточки зрения технологии возведения перекрытия второй вариант является более сложным хотя бы по тому, что большее число элементов перекрытия обуславливает большее число видов работ. Однако виды работ, появляющиеся во втором варианте не являются очень трудоёмкими и не требуют от строителей на местах глубоких профессиональных знаний. Так, например,

раскладка балок в ячейке перекрытия производится в соответствии с утверждённым проектом шагом, который в свою очередь обусловлен габаритами керамического блока. Если на стройке будет нарушен шаг раскладки, то блок просто не «влезет» между балками. В плане трудоёмкости эта работа также не представляет собой ничего особенного. Напротив, относительно небольшой вес балки с габаритами, которые были использованы в проекте, позволяет частично или полностью отказаться от использования подъёмного оборудования. В смете на возведение перекрытия по второму варианту при раскладке балок затраты машинного времени учитывались. Однако при мало- или одноэтажном строительстве (например коттеджей) возможно организовать доставку балок на высоту перекрытия вручную, предположим при помощи системы блоков. Ведь вес одной балки составляет около 45 кг. Второй вид работы, отсутствовавший в первоначальном варианте – укладка керамических блоков – также работа простая, но в принципе трудоёмкая (на этапе требуется уложить около 6500 блоков). При правильной раскладке балок она не должна вызывать затруднений. Опять, как и в случае с балками при мало- и одноэтажном строительстве возможно отказаться от подъёмного оборудования. Эти два упомянутых вида работ не приводят к серьёзному удорожанию сметной стоимости работ. Остальные виды работ по сути являются теми же, что и в первом исполнении конструкции. Объём арматурных работ возрастает, но объём бетонных работ значительно уменьшаются. Вывод – несмотря на введение дополнительных видов работ и повышения нормативного значения трудозатрат новые работы достаточно просты и в значительной мере защищены от случайного нарушения карт раскладок и другой рабочей документации. Не следует забывать о том, что, разложив балки и блоки, мы уже формально установили основание под монолитное бетонирование плиты. Т.е. опалубка под бетонирование плиты во втором варианте исключается. Это в свою очередь ведёт к снижению как капитальных затрат на приобретение (аренду) опалубки, так и нормативного значения трудозатрат на её возведение. Уменьшается и время возведения/разборки опалубки типовой захватки. Это является неоспоримым преимуществом новой технологии.

Единственным серьёзным минусом в организации строительства при использовании технологии «Weiler» является необходимость минимизации простоев вследствие плохой организации поставок строительных материалов. Число поставщиков увеличивается до четырёх. Это бетонозавод, завод-производитель балок «VF», поставщик керамических блоков и поставщик арматуры. Однако с большой степенью уверенности можно говорить о возможности совмещения первых двух субъектов. Кроме того, поставка керамических блоков может осуществляться вместе с кирпичом, использующимся для возведения ограждающих конструкций. Так что в идеальном случае число поставщиков не возрастает. Задача по преодолению привычного стремления строительными организациями получать всё от одного поставщика уходит уже в область маркетинга. Это конечно в данной работе не рассматривается.

Очевидно, что существенных минусов при применении конструкции «VF» относительно технологии и организации строительства нет. Каждый минус, как было показано выше, имеет обратную сторону. При серьёзном подходе к планированию работ удастся избежать нежелательных остановок в процессе строительства. Если сопоставление напряженно-деформированных состояний конструкций и их работы не давало поводов усомниться в выгоде применения варианта перекрытия с балочными плитами, то с точки зрения технологии при определённых условиях новый вариант будет лучше. Так, например, при коттеджном строительстве будет возможно отказаться от дополнительного подъёмного оборудования, а следовательно снизить издержки. В любом случае при использовании новой технологии будет возможно отказаться от опалубки плиты. Выгоды от этого указаны выше. Теплофизические свойства нового варианта исполнения перекрытия позволяют отказаться от ряда работ по тепло-звукоизоляции.

Особые теплофизические свойства перекрытия «VF» обусловлены введением в бетонную конструкцию, отличающуюся достаточно высоким коэффициентом теплопроводности, пустотелого керамического элемента. Так, например, известно, что коэффициент теплопроводности кирпичной кладки в два раза ниже чем у железобетона.

Вывод – при хорошей организации труда и правильном выборе сферы использования новая технология принесёт несомненную выгоду.

4.2 Экономическое сопоставление

Как известно из опыта строительства подобных сооружений на возведение монолитного каркаса может приходиться до 60% стоимости здания. Поэтому при конструировании следует стремиться не только к наиболее прочной и надёжной, но и к более экономичной конструкции.

Отправным пунктом при исследовании экономической целесообразности применения новой технологии может служить анализ распределения стоимостей материалов в перекрытии с балочными плитами. В пункте 2.16.1 были построены диаграммы 2.1 и 2.2, отражающие распределение затрат на бетон и арматуру в элементах запроектированной по первому варианту.

На основании этих диаграмм был сделан вывод о том, что значительная доля в стоимости бетона составляет бетон, расходуемый на возведение балочной плиты. Это около 49% полной стоимости бетона, в два раза больше, чем стоимости бетона для главных или второстепенных балок. Решение по армированию балочных плит можно признать экономичным – стоимость арматуры для возведения этого элемента составляет 14% полной стоимости. Был сделан вывод о том, что для уменьшения себестоимости перекрытия необходимо искать вариант исполнения, позволяющий сократить объёмы бетона, укладываемые в плиты.

После проведения всех необходимых расчётов по второму варианту конструкции были рассчитаны стоимости необходимых материалов и опалубки. Затем были рассмотрены структуры материальных затрат на возведение типового элемента по обоим вариантам. Распределение затрат наглядно представлено на диаграммах 3.1 и 3.2. В результате применения новой технологии суммарные материальные затраты сократились с 5.292.090 руб. до 5.214.502 руб., или на 1,5%. Помимо этого существенно изменилась структура этих затрат. Так объём монолитного бетонирования сократился на 24,7%; капитальные затраты на опалубочную систему – на 12%. Однако затраты на арматуру возросли на 8%. Значительное уменьшение затрат на монолитное бетонирование и опалубку стало возможным за счёт введения издержек на балки «VF» и керамические блоки. Они соответственно равны 3 и 6% от общей величины материальных капиталовложений. Достаточно очевидно, что введение новых расходов на материалы не приводит к равно пропорциональному уменьшению стоимости укладываемого бетона. Если рассмотреть стоимость материалов, укладываемых в перекрытие, то увеличение стоимости этого элемента достигло 50% (или 387.571 руб.), хотя экономия по суммарной стоимости бетона и арматуры находится в пределах 21%.

Промежуточный вывод, который можно было бы сделать, следующий: удорожание перекрытия при использовании новой технологии происходит только за счёт введения новых материалов, а по базовым материалам имеется значительная экономия. Итоговая экономия в 1,5% была получена только за счёт уменьшения стоимости опалубочной системы. Если бы опалубка бралась в аренду, то экономический эффект от применения технологии «VF» был бы отрицательный.

Кроме капитальных затрат можно также рассмотреть и сметную стоимость строительства типового этажа. Сметы приведены в Приложении 13 и 14. В сметах помимо капитальных затрат учитываются затраты на производство работ. Прежде всего, следует сказать что в результате применения новой технологии сметная стоимость типового элемента сократилась с 7.163.270 руб. до 7.033.154 руб. (или на 1,8%). То есть сметная стоимость уменьшилась ещё больше, чем величина капитальных затрат. Это значит, что по производству работ типовой элемент во втором варианте исполнения также получается дешевле. Чтобы точно установить причины уменьшения стоимости работ при увеличении их разновидностей, из смет отдельно были выделены суммарные стоимости по каждому виду работ. Пересчитав на обобщённый множитель (принимался как по множителям смет – 2,94) получим суммарные стоимости производства работ в ценах мая 2004 года. Эта стоимость в результате применения новой технологии упала с 346.523 руб. до 292.370 руб. (или на 15,6%). Помимо общей суммы изменилась и структура затрат. Всё это нашло отражение на Диаграммах 4.1 и 4.2. Из них видно, что основным фактором, влияющим на суммарную стоимость производства работ, является значительное уменьшение объёмов работ по монтажу и демонтажу опалубочной системы. Практически при применении новой технологии из одной из основных видов работ она переходит в разряд второстепенных. Главным в стоимостном отношении видом работ остаётся только устройство ребристых перекрытий. Данная картина изменения затрат имела бы место и в случае взятия опалубочной системы в аренду. По данному разделу можно сделать вывод, что применение новой технологии повлекло уменьшение стоимости производства работ на 15,6%, что в целом следует признать удовлетворительным.

Ещё одним аспектом который можно рассмотреть является нормативная трудоёмкость. Она также была подсчитана при составлении смет. В результате оказалась, что трудоёмкость при использовании второго варианта возрастает на 12,3% (или на 480 чел-ч). Такой результат следовало ожидать, поскольку большее число видов работ по определению должно приносить увеличение трудоёмкости. Фактически увеличение воплотится в увеличение сроков возведения типового этажа. Однако увеличение только на 12,3% нельзя назвать большим. На взгляд автора фактор увеличения трудоёмкости можно было бы рассматривать при разнице в 25 и более процентов.

Подведём итог по экономической части. Поставленную задачу – уменьшение стоимости монолитного бетонирования – можно считать выполненной. В одной только плите эта экономия достигает 50,6% (или 148.310 руб.). С учётом увеличения армирования экономия снижается до 20,7%. Однако, цель для которой решалась поставленная задача – уменьшение стоимости всего типового элемента, можно считать не достигнутой. Уменьшение сметной стоимости типового этажа оказалось всего на 1,8%. Как показал анализ распределения материальных и трудовых затрат, экономия возможна лишь за счёт уменьшения затрат на покупку, монтаж и демонтаж

опалубки, а не за счёт уменьшения стоимости конструкции перекрытия. В более распространенной ситуации аренды опалубки экономический эффект приблизился бы нулю.

В целом для данного проекта применение новой технологии позволило сэкономить на одном типовом этаже около 130.000 руб. при полной сметной стоимости около 7.100.000 руб. Увеличение нормативной трудоёмкости признано незначительным.

На основании проведённого анализа были разработаны рекомендации по повышению экономического эффекта при применении рассмотренной новой технологии. Они приводятся в следующем пункте.

5. Выводы и рекомендации по использованию

На основе анализа технологической схемы, напряжённо-деформируемого состояния, распределения затрат и эффективности использования материальных и трудовых ресурсов при использовании новой технологии был сделан вывод о том, что использование конструкции с перекрытием «VF» не привело к существенному экономическому эффекту по сравнению с сопоставимым вариантом.

В целом технология «VF» для данного проекта при сохранении прочности и надёжности конструкции не снизила показатели материальных и трудовых затрат, обуславливающих себестоимость здания, а, следовательно и прибыль от его возведения.

Нельзя не отметить однозначных плюсов технологии «VF»:

При большом удалении района строительства от баз снабжения удастся сократить издержки на доставку бетона и опалубки.

При мало- и одноэтажном строительстве существует возможность отказаться от тяжёлого подъёмного оборудования.

Существует возможность простого сочетания конструкции нового вида с конструкцией ребристого перекрытия с балочными плитами или с конструкцией безбалочного перекрытия (это позволит более полно реализовать фантазию архитекторов).

Объём монолитного бетонирования плиты уменьшается в два раза, стоимости бетона и арматуры вместе на 20-25%.

В целом при высокой культуре работы и хорошей организации труда дополнительно вводимые виды работ не являются сложными. Система «блок-балка-блок» защищена от случайной ошибки при раскладке балок. При несоблюдении расчётного шага блок просто «не встанет» между балками.

Усложнение расчётной схемы не приводит к разработке новых алгоритмов прочностных расчётов: отдельные элементы конструкции можно рассчитать в соответствии с действующими на территории РФ нормами. Обратной стороной усложнения расчётной схемы является тот факт, что существует возможность отойти от строго ограниченного соотношения длинной и короткой стороны плиты, что позволяет выполнять более комфортные для жизнедеятельности человека планировки.

Альтернативная конструкция перекрытия обладает несравнимо лучшими теплофизическими характеристиками, что безусловно скажется на комфорте жизнедеятельности людей. Следовательно данную конструкцию можно было бы порекомендовать для жилищного строительства.

Результаты использования нового перекрытия в данном проекте не был удачен по целому ряду причин. Неудачным оказалось решение по сохранению разбивки балочной клетки перекрытия. Это повлекло целый ряд последствий нейтрализующих многие положительные аспекты новой технологии. Так, например элемент перекрытия, который значительно удешевился – монолитная плита, занимает недостаточно большую долю в общей стоимости. Именно поэтому нововведённые элементы – балки «VF» и керамические блоки поглотили своей стоимостью выгоду от уменьшения монолитного бетонирования.

Чтобы дать рекомендации по дальнейшему совершенствованию рассмотренной альтернативной технологии необходимо к упомянутому вопросу увязать ещё один аспект. Он касается опалубки. Как было показано, удешевление конструкции во втором варианте стало возможным лишь за счёт значительного уменьшения издержек на покупку и обслуживание опалубочной системы. Так, например её монтаж и демонтаж во втором варианте однозначно перешёл из разряда основных по стоимости работ во второстепенные.

Рекомендации по дальнейшему совершенствованию этой технологии будут следующие. Необходимо увеличивать площадь перекрытия, в которой будет использоваться стоимостной эффект отсутствия опалубки. Для этого необходимо увеличивать шаг колонн, возможно, отказаться от части второстепенных балок, тем самым увеличив их шаг сверх рекомендуемого нормами. Также представляется рациональным вариант перехода к кессонному перекрытию. Возможно и совершенствование конструкции самой плиты. Так, предлагается на 20-25% увеличить толщину монолитной части. При этом попытаться разработать такой блок, который позволит

увеличить шаг установки балок «VF», а следовательно и их расход. При этом блок должен оставаться легким, позволяющим не использовать тяжёлое подъёмное оборудование. Работу блока в эксплуатационный период исключить полностью. Рассчитывать его только на нагрузки в эксплуатационный период, т.е. до набора монолитной частью необходимой прочности.

Все эти мероприятия приведут к более сбалансированному по распределению стоимостей решению. Часть выгоды за счёт утолщения плиты потеряется, зато предполагается уменьшение затрат на сборную часть конструкции.

Как было, сказано рациональным представляется использование данной конструкции в жилищном строительстве. Особенно эффективно данная технология может быть использована при капитальном ремонте старого фонда. В таких случаях часто основные несущие конструкции сооружения оставляют, полностью заменяя пришедшие в негодность перекрытия. В идеале технология «VF» позволит полностью отказаться от опалубки при решении таких задач. Также эта технология может быть широко использована в пригородном малоэтажном строительстве, когда местонахождение бетонозаводов значительно удалено от стройплощадки.

Новая технология позволит отказаться от жестко закреплённых Гост 23638-89 «Здания предприятий. Параметры» модульных размеров. Это позволит при конструировании производственных зданий в большей степени учитывать пожелания заказчика по планировке, связанные с особенностями технологической схемы производства и расстановкой в цехах оборудования. Используя рассмотренную технологию станет возможным более полно реализовать фантазию архитекторов.

Список использованной литературы:

1. Кононов Ю.И. Железобетонные конструкции. Монолитное железобетонное ребристое перекрытие с балочными плитами: Учеб. пособие. СПб.: Изд-во СПбГПУ, 2003. 66 с.
2. СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции»
3. СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»
4. СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений»
5. Малинин Н.А., Страхов А.Д. Проектирование предварительно-напряжённых железобетонных ригелей балочного типа: Метод. указания к курсовому проектированию. Л.: ЛПИ им М.И. Калинина, 1990. 38 с.
6. Строительная механика. Основы теории с примерами расчётов: Учебник/Под. ред. А.Е. Саргсяна. -2-е изд., испр. и доп. – М.: Высш. шк., 2000. – 416 с.
7. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. Для строит. Спец. Вузов/Под ред. В.М. Бондаренко. – 3-е изд., исправл. – М.:Высш. Шк., 2004 - 876 с.: ил.
8. Партон В.З Механика разрушения: от теории к практике. – М.: Наука. Гл. ред. Физ.-мат. Лит., 1990. – 250 с.: ил.
9. Железобетонные конструкции т.1 и т.2/Под ред. А.Б. Голышева. – К.:Логос, 2001.

Таблицы и рисунки к работе:

«Система композитных перекрытий «Vario-flex»

Сбор нагрузок на плиту. Таблица 2.1

Наименование нагрузки.	Нормативная нагрузка, кН/м ² .	γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м ² .
Постоянная:			
Собственный вес плиты.	1,62	1,2	1,944
Собственный вес пола.	2,5	1,1	2,750
Временная полезная.	17	1,2	20,4

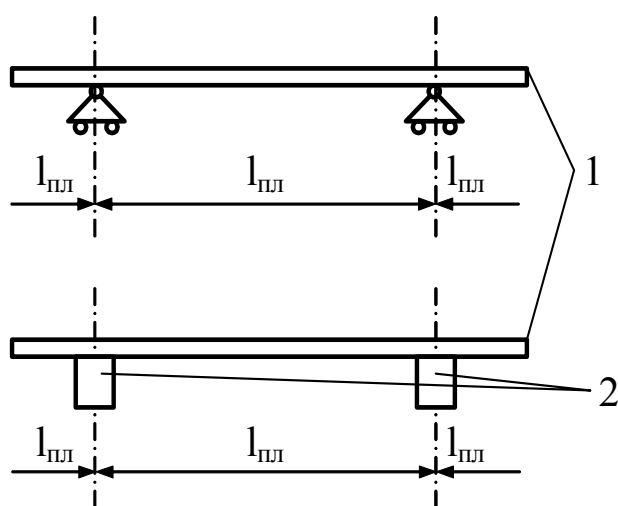


Рис. 1

Расчетная (а) и фактическая (б) схемы опирания балочной плиты на промежуточные опоры

1 – плита; 2 – второстепенные балки

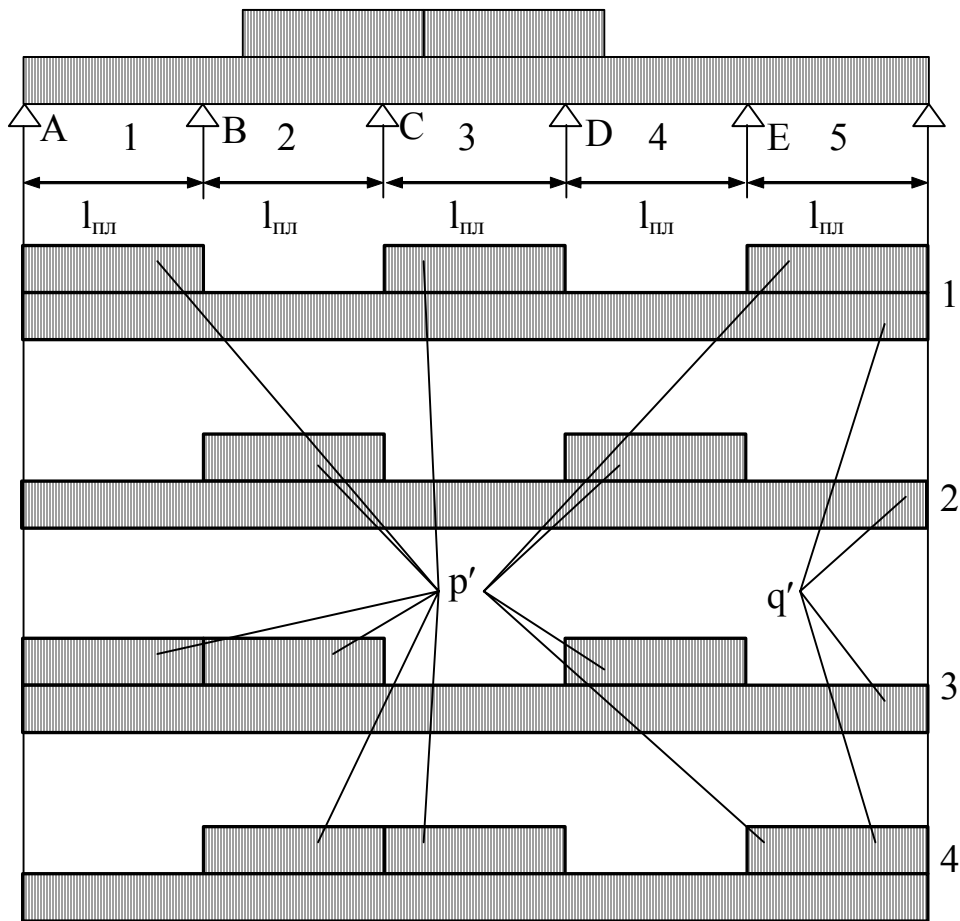


Рис. 2. Расчетная схема пятипролетной балочной плиты, схема невыгоднейшего нагружения постоянной и временной нагрузкой.

Расчёт внутренних усилий в плите.

Таблица 2.2

Сечение	Схема нагружения	α^*	$\alpha^* g l_{пл}^2$, кН·м	β^*	$\beta^* p l_{пл}^2$, кН·м	М, кН·м
1	1	0,0779	3,544	0,0989	3,090	6,634
2	2	0,0329	1,497	0,0789	2,465	3,962
3	1	0,0461	2,080	0,0855	2,651	4,751
В	3	-0,1053	-4,791	-0,1196	-3,7361	-8,527
В _{гр}						11,816
С	4	-0,0799	-3,635	-0,1112	-3,474	-7,109
С _{гр}						10,398

Подбор арматуры в плите. Таблица 2.3

№ сеч.	M, кН·м	h ₀ , м	A ₀	η	A _s ^{расч} , м ² ×10 ⁻⁴	Сортамент	A _s ^{факт} , м ² ×10 ⁻⁴	μ, %
1	6,634	0,08	0,059	0,970	3,17	5ϕ9	3,18	0,40
2	3,962	0,08	0,035	0,982	1,87	10ϕ6	1,96	0,25
3	4,751	0,08	0,042	0,978	2,25	12ϕ6	2,36	0,30
B _{гр}	11,816	0,08	0,106	0,944	5,80	10ϕ9	6,35	0,80
C _{гр}	10,398	0,08	0,093	0,948	5,08	8ϕ9	5,09	0,64

Построение огибающей M второстепенной балки. Таблица 2.4-1

Сеч.	x/l	влияние g		влияние p		M(p) max	M(p) min	расчетные моменты	
		α*	M(q), кНм	β*max	β*min			Mmax, кНм	Mmin, кНм
A(0)	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00
A(1)	0,2	+0,0589	+25,518	+0,0695	-0,0105	+46,522	-7,028	+72,040	+18,490
A(2)	0,4	+0,0779	+33,750	+0,0989	-0,0211	+66,201	-14,124	+99,951	+19,626
A(3)	0,6	+0,0568	+24,609	+0,0884	-0,0316	+59,173	-21,152	+83,781	+3,456
A(4)	0,8	-0,0042	-1,820	+0,0381	-0,0423	+25,503	-28,315	+23,684	-30,134
A(5)	0,9	-0,0497	-21,533	+0,0183	-0,0680	+12,250	-45,518	-9,283	-67,050
B(0)	1,0	-0,1053	-45,621	+0,0144	-0,1196	+9,639	-80,057	-35,982	-125,678
B(1)	1,1	-0,0576	-24,955	+0,0140	-0,0717	+9,371	-47,994	-15,584	-72,949
B(2)	1,2	-0,0200	-8,665	+0,0300	-0,0500	+20,081	-33,469	+11,416	-42,134
B(3)	1,4	+0,0253	+10,961	+0,0726	-0,0474	+48,597	-31,728	+59,558	-20,767
B(4)	1,5	+0,0328	+14,211	+0,0789	-0,0460	+52,814	-30,791	+67,024	-16,581
B(5)	1,6	+0,0305	+13,214	+0,0753	-0,0447	+50,404	-29,921	+63,618	-16,707
B(6)	1,8	-0,0042	-1,820	+0,0389	-0,0432	+26,039	-28,917	+24,219	-30,737
B(7)	1,9	-0,0366	-15,857	+0,0280	-0,0646	+18,743	-43,242	+2,886	-59,099
C(0)	2,0	-0,0799	-34,617	+0,0323	-0,1112	+21,621	-74,435	-12,996	-109,051
C(1)	2,1	-0,0339	-14,687	+0,0293	-0,0633	+19,613	-42,371	+4,926	-57,059
C(2)	2,2	+0,0011	+0,477	+0,0416	-0,0405	+27,846	-27,110	+28,323	-26,633
C(3)	2,4	+0,0411	+17,807	+0,0805	-0,0385	+53,885	-25,771	+71,691	-7,964
C(4)	2,5	+0,0461	+19,973	+0,0855	-0,0395	+57,232	-26,440	+77,204	-6,467

Построение огибающей N второстепенной балки. Таблица 2.4-2

Сеч.	x/l	влияние g		влияние p		Q(p) max	Q(p) min	расчетные Q	
		γ*	Q(q), кН	δ*max	δ*min			Qmax, кН	Qmin, кН
A(0)	0	+0,395	+32,227	+0,447	-0,053	59,842	-7,095	94,069	27,131
A(1)	0,2	+0,195	16,897	+0,273	-0,078	36,548	-10,442	53,445	6,455
A(2)	0,4	-0,005	-0,433	+0,147	-0,152	19,680	-20,349	19,246	-20,782
A(3)	0,6	-0,105	-9,098	+0,102	-0,207	13,655	-27,712	4,557	-36,810
A(4)	0,8	-0,405	-35,093	+0,026	-0,431	3,481	-57,700	-31,613	-92,793
B(0)	1,0	-0,605	-52,423	+0,015	-0,620	2,008	-83,003	-50,415	-135,426
B(0)*	1,0	+0,526	45,578	+0,598	-0,072	80,057	-9,639	125,635	35,939
B(2)	1,2	+0,326	28,248	+0,414	-0,088	55,424	-11,781	83,672	16,467
B(3)	1,4	+0,126	10,918	+0,270	-0,143	36,146	-19,144	47,064	-8,226
B(4)	1,5	+0,026	2,253	+0,215	-0,188	28,783	-25,169	31,036	-22,916
B(5)	1,6	-0,074	-6,412	+0,171	-0,245	22,893	-32,799	16,481	-39,211
B(6)	1,8	-0,274	-23,742	+0,118	-0,392	15,797	-52,479	-7,945	-76,221
B(7)	1,9	-0,374	-32,407	+0,106	-0,480	14,191	-64,260	-18,216	-96,667
C(0)	2,0	-0,474	-41,072	+0,103	-0,577	13,789	-77,246	-27,283	-118,318
C(0)*	2,0	+0,500	43,325	+0,591	-0,091	79,120	-12,183	122,445	31,142
C(2)	2,2	+0,300	25,995	+0,406	-0,106	54,353	-14,191	80,348	11,804
C(3)	2,4	+0,100	8,665	+0,260	-0,160	34,808	-21,420	43,473	-12,755
C(4)	2,5	0,000	0,000	+0,204	-0,204	27,311	-27,311	27,311	-27,311

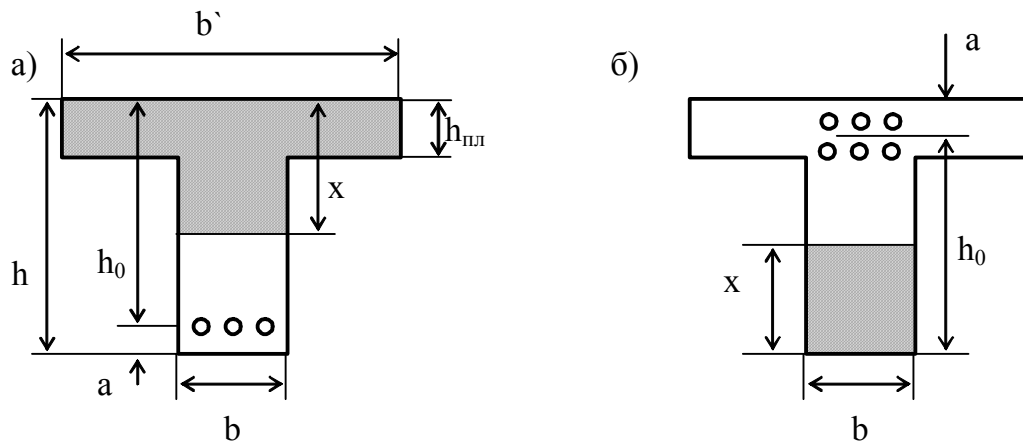


Рис. 3. Поперечное сечение балки перекрытия.

а – плита в растянутой зоне (тавровое сечение)

б – плита в сжатой зоне (прямоугольное сечение)

Подбор продольной арматуры во второстепенной балке.

Таблица 2.5

Про- лёт	Сеч.	Попер. Сечение	M, кН·м	h ₀ , см	A ₀	η	A _s расч, см ²	Сортамент	A _s факт, см ²	μ %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
I	1		0	35	0	0	0	---	0	0
	2	Тавр	99,95	35	0,182	0,900	11,47	2ϕ28	12,32	1,41
	3	Прямо- угольник	106,38	35	0,199	0,888	12,68	2ϕ20 + 2ϕ22	5,28+7,6= =12,88	1,47
II	4									
	5	Тавр	67,02	35	0,125	0,933	7,61	2ϕ22	7,60	0,87
III	6	Прямо- угольник	89,75	35	0,168	0,908	10,46	2ϕ20 + 2ϕ20	5,28+5,28= =10,56	1,21
	7									
	8	Тавр	77,21	35	0,144	0,920	8,89	2ϕ25	9,82	1,12

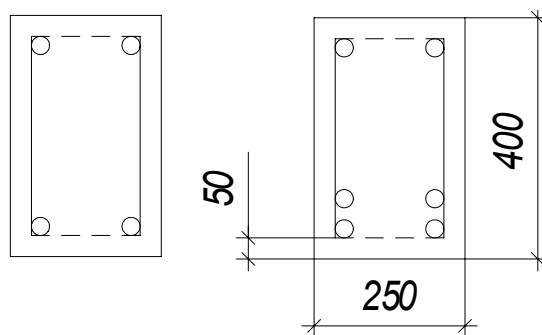


рис.4 Расположение плоских сварных каркасов в поперечном сечении балки при 2 и 4 стержнях рабочей арматуры.

Построение огибающей эпюры M. Таблица 2.6-1

Сеч.	x/l	влияние g		влияние p		M(p) max	M(p) min	расчетные моменты	
		α^*	M(q), кНм	β^* max	β^* min			Mmax, кНм	Mmin, кНм
A(0)	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00
A(1)	0,2	+0,0589	+106,209	+0,0695	-0,0105	+347,361	-52,479	+453,570	+53,730
A(2)	0,4	+0,0779	+140,469	+0,0989	-0,0211	+494,302	-105,458	+634,772	+35,012
A(3)	0,6	+0,0568	+102,422	+0,0884	-0,0316	+441,823	-157,937	+544,245	-55,515
A(4)	0,8	-0,0042	-7,753	+0,0381	-0,0423	+190,424	-211,416	+182,851	-218,989
A(5)	0,9	-0,0497	-89,619	+0,0183	-0,0680	+91,463	-339,864	+1,844	-429,483
B(0)	1,0	-0,1053	-189,877	+0,0144	-0,1196	+71,971	-597,761	-177,906	-787,638
B(1)	1,1	-0,0576	-103,863	+0,0140	-0,0717	+69,972	-358,367	-33,893	-462,221
B(2)	1,2	-0,0200	-36,064	+0,0300	-0,0500	+149,940	-249,900	+113,876	-285,964
B(3)	1,4	+0,0253	+45,624	+0,0726	-0,0474	+362,855	-236,905	+408,456	-191,284
B(4)	1,5	+0,0328	+59,145	+0,0789	-0,0460	+394,342	-230,408	+453,487	-171,263
B(5)	1,6	+0,0305	+54,998	+0,0753	-0,0447	+376,349	-223,411	+431,347	-168,413
B(6)	1,8	-0,0042	-7,574	+0,0389	-0,0432	+194,422	-215,914	+186,849	-223,478
B(7)	1,9	-0,0366	-65,997	+0,0280	-0,0646	+139,944	-322,871	+73,947	-388,868
C(0)	2,0	-0,0799	-144,076	+0,0323	-0,1112	+161,436	-555,778	+17,360	-699,854
C(1)	2,1	-0,0339	-61,129	+0,0293	-0,0633	+146,442	-316,374	+85,313	-377,502
C(2)	2,2	+0,0011	+1,984	+0,0416	-0,0405	+207,917	-202,419	+209,901	-200,436
C(3)	2,4	+0,0411	+74,112	+0,0805	-0,0385	+447,321	-192,423	+521,433	-118,312
C(4)	2,5	+0,0461	+83,128	+0,0855	-0,0395	+449,820	-197,421	+532,948	-114,394

Построение огибающей эпюры Q. Таблица 2.6-2

Сеч.	x/l	влияние g		влияние p		Q(p) max	Q(p) min	расчетные Q	
		γ^*	Q(q), кН	δ^* max	δ^* min			Qmax, кН	Qmin, кН
A(0)	0	+0,395	+101,752	+0,447	-0,053	+319,158	-37,842	+420,910	+63,910
A(1)	0,2	+0,195	+50,232	+0,273	-0,078	+194,922	-55,692	+245,154	-5,460
A(2)	0,4	-0,005	-1,288	+0,147	-0,152	+104,958	-108,528	+103,670	-109,816
A(3)	0,6	-0,105	-27,048	+0,102	-0,207	+72,828	-147,798	+45,780	-174,846
A(4)	0,8	-0,405	-104,328	+0,026	-0,431	+18,564	-307,734	-85,764	-412,062
B(0)	1,0	-0,605	-155,848	+0,015	-0,620	+10,710	-442,680	-145,138	-598,528
B(0)*	1,0	+0,526	+135,498	+0,598	-0,072	+426,972	-51,408	+562,470	+84,090
B(2)	1,2	+0,326	+83,978	+0,414	-0,088	+295,596	-62,832	+379,574	+21,146
B(3)	1,4	+0,126	+32,458	+0,270	-0,143	+192,780	-102,102	+225,238	-69,644
B(4)	1,5	+0,026	+6,698	+0,215	-0,188	+153,510	-134,232	+160,208	-127,534
B(5)	1,6	-0,074	-19,062	+0,171	-0,245	+122,094	-174,930	+103,032	-193,992
B(6)	1,8	-0,274	-70,582	+0,118	-0,392	+84,252	-279,888	+13,670	-350,470
B(7)	1,9	-0,374	-96,342	+0,106	-0,480	+75,684	-342,720	-20,658	-439,062
C(0)	2,0	-0,474	-122,102	+0,103	-0,577	+73,542	-411,978	-48,560	-534,080
C(0)*	2,0	+0,500	+128,800	+0,591	-0,091	+421,874	-64,974	+550,774	+63,826
C(2)	2,2	+0,300	+77,280	+0,406	-0,106	+289,884	-75,684	+367,164	+4,596
C(3)	2,4	+0,100	+25,760	+0,260	-0,160	+185,640	-114,240	+211,400	-88,480
C(4)	2,5	0,000	0,000	+0,204	-0,204	+145,656	-145,656	+145,656	-145,656

Подбор продольной арматуры в главной балке. Таблица 2.7

Пролёт	Сеч.	Попер. Сечение	M, кН·м	h ₀ , см	A ₀	η	A _{s расч.} , см ²	Сортамент	A _{s факт.} , см ²	μ %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
I	1		0	70	0	0	0	---	0	0
	2	Тавр	634,772	70	0,0423	0,978	34,34	8φ25	39,27	1,60
	3	Прямо-угольник	571,300	70	0,190	0,991	30,5	4φ25 + 7φ14	19,64+10,87= =30,51	1,25
4										
II	5	Тавр	453,487	70	0,0302	0,985	24,36	8φ20	25,13	1,03
	6	Прямо-угольник	589,030	70	0,196	0,990	31,48	4φ25 + 8φ14	19,64+12,31= =31,95	1,13
7										
III	8	Тавр	532,948	70	0,0355	0,982	28,72	8φ22	30,41	1,24

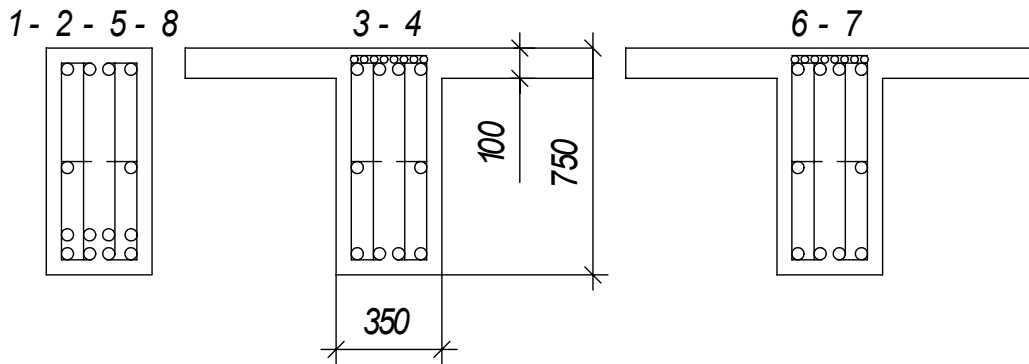


рис.5 Расположение плоских сварных каркасов в расчётных сечениях балки

Определение моментов воспринимаемых поставленной арматурой. Таблица 2.8

Группа рабочих стержней.	H ₀ , м.	A _{s факт.} , ×10 ⁻⁴ м ² .	H	R _s , ×10 ³ кН/м ² .	M _{s факт.} , кНм
1	2	3	4	5	6
2φ25	0,7	19,64	0,7125	365	264,47
4φ15 + 7φ14	0,7	30,51	0,9910	365	571,45
4φ16 + 8φ14	0,7	31,95	0,9901	365	597,81
8φ25	0,7	39,27	0,9780	365	725,88
8φ20	0,7	25,13	0,9850	365	467,84
8φ22	0,7	30,41	0,9820	365	564,41
4φ25	0,7	19,64	0,7125	365	264,47
4φ20	0,7	12,56	0,9850	365	233,82
4φ22	0,7	15,20	0,9820	365	282,11

Бетон в типовом элементе.

Таблица 2.9

Составная часть типового элемента	Класс бетона	Объём 1 балки/ колонны, м ³	Суммарный объём по перекрытию, м ³	Стоимость 1 м ³ , р.	Цена по части типового элемента, р.
Главные балки перекрытия	B30	10,566	63,393	2.000	126.786,00
Второстепенные балки перекрытия	B30	3,290	75,670	2.000	151.340,00
Колонны	B30	0,49	14,700	2.000	29.400,00
Балочные плиты	B30	—	146,633	2.000	293.266,00
Общая стоимость бетона в типовом элементе:			600.791р. 00 коп.		

Арматура в типовом элементе.

Таблица 2.10

Составная часть типового элемента	Класс арматуры	Диаметр, мм.	Длина по типовому элементу, м.	Масса по типовому элементу, т.	Цена за 1 тонну с НДС, р.	Цена по наименованию, р.	Цена по части типового элемента, р.
Главные балки перекрытия	А III	∅ 25	1590	6,088	22.184	135.054,60	255.189,28
	А III	∅ 22	640	1,900	22.184	42.099,20	
	А III	∅ 20	617	1,513	22.184	33.540,00	
	А III	∅ 14	1250	1,501	22.184	34.004,00	
	А I	∅ 10	772	0,473	22.656	10.492,00	
Второстепенные балки перекрытия	А III	∅ 28	437	2,100	22.184	46.562,00	300.068,00
	А III	∅ 25	656	2,512	22.184	55.721,00	
	А III	∅ 22	874	2,456	22.184	54.492,00	
	А III	∅ 20	2185	5,354	22.184	118.776,60	
	А I	∅ 10	1804	1,105	22.656	24.516,40	
Колонны	А III	∅ 32	1037	6,504	22.184	144.281,10	146.850,00
	А I	∅ 10	189	0,116	22.656	2.568,50	
Балочная плита	А III	∅ 9	4805	2,384	22.420	53.455,60	111.601,42
	А III	∅ 6	9842	2,171	22.420	48.668,70	
	В I	∅ 4	10745	1,053	9.000	9.477,10	
Общая стоимость арматуры в типовом элементе:						813.708 р. 70 коп.	

Диаграмма 2.1: Затраты на бетон в типовом элементе.

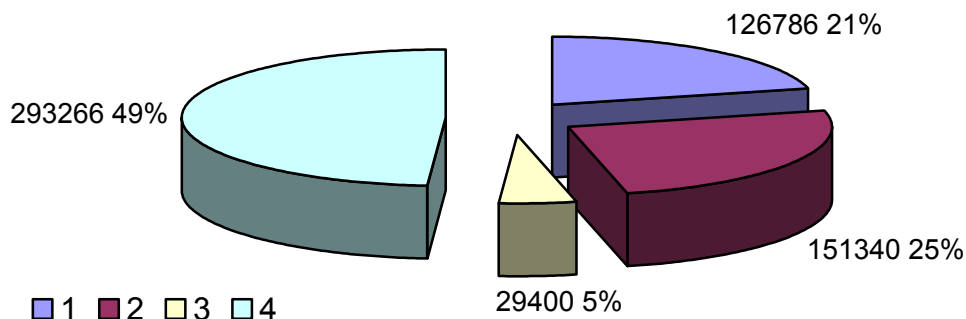
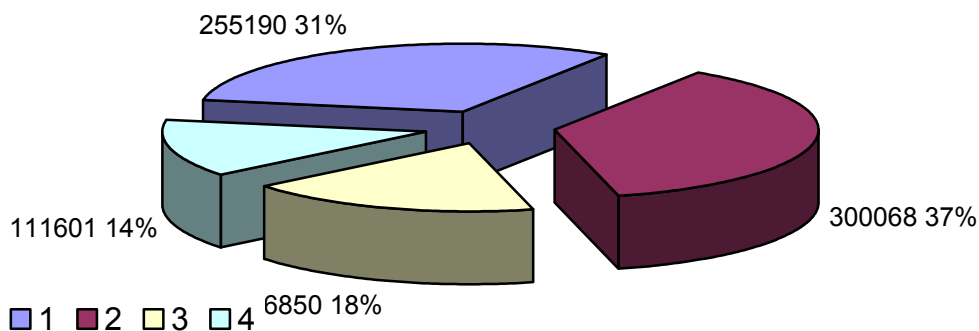


Диаграмма 2.2: Затраты на арматуру в типовом элементе.



Где: 1 – по главным балкам перекрытия; 2 – по второстепенным балкам; 3 – по колоннам; 4 – по балочным плитам. Цены в рублях.

Подсчёт стоимости опалубки перекрытия.

Таблица 2.11

Тип ячейки	Вид Констр.	Элементы конструкции			
		Наим.	Единичная стоим.	Кол-во	Частные стоим., р.
1	2	3	4	5	6
I	Плита	Тр	450 р/шт	6 шт.	2700
		Б	450 р/пог.м.	24,6 м.	11070
		Ст	750 р/шт	8+8 шт.	12000
		Ув	270 р/шт	8 шт.	2160
		Ф	450 р/м ²	8,1 м ²	3645
1	2	3	4	5	6

I	Ригель-короткая сторона	Тр	450 р/шт	8 шт.	3600
		Б	450 р/пог.м.	18,6 м.	8370
		Ст	750 р/шт	8+8 шт.	12000
		Ув	270 р/шт	8 шт.	2160
		Ф	450 р/м ²	2,29 м ²	1030
		Б*	450 р/пог.м.	20,2 м.	17280
		Зк	450 р/шт.	8 шт.	3600
	Ригель-длинная сторона	Тр	450 р/шт	12 шт.	5400
		Б	450 р/пог.м.	49,2 м.	18450
		Ст	750 р/шт	20+20 шт.	30000
		Ув	270 р/шт	20 шт.	5400
		Ф	450 р/м ²	7,26 м ²	3267
		Б*	450 р/пог.м.	9,4 м.	4230
Зк	450 р/шт.	16 шт.	7200		
Всего по ячейке I:					153562
II	Плита	Тр	450 р/шт	6 шт.	2700
		Б	450 р/пог.м.	24,6 м.	11070
		Ст	750 р/шт	8+8 шт.	12000
		Ув	270 р/шт	8 шт.	2160
		Ф	450 р/м ²	7,38 м ²	3321
	Ригель-короткая сторона	Тр	450 р/шт	8 шт.	3600
		Б	450 р/пог.м.	18,6 м.	8370
		Ст	750 р/шт	8+8 шт.	12000
		Ув	270 р/шт	8 шт.	2160
		Ф	450 р/м ²	2,12 м ²	956
		Б*	450 р/пог.м.	20,2 м.	17280
	Ригель-длинная сторона	З	450 р/шт.	8 шт.	3600
		Тр	450 р/шт	6 шт.	2700
		Б	450 р/пог.м.	24,6 м.	11070
		Ст	750 р/шт	10+10 шт.	15000
		Ув	270 р/шт	10 шт.	2700
		Ф	450 р/м ²	3,63 м ²	1633
	Б*	450 р/пог.м.	4,7 м.	2115	
З	450 р/шт.	8 шт.	3600		
Всего по ячейке II:					118035
III	Плита	Тр	450 р/шт	6 шт.	2700
		Б	450 р/пог.м.	24,6 м.	11070
		Ст	750 р/шт	8+8 шт.	12000
		Ув	270 р/шт	8 шт.	2160
		Ф	450 р/м ²	7,38 м ²	3321

1	2	3	4	5	6	
III	Ригель-короткая сторона	Тр	450 р/шт	4 шт.	1800	
		Б	450 р/пог.м.	9,3 м.	4185	
		Ст	750 р/шт	4+4 шт.	6000	
		Ув	270 р/шт	4 шт.	1080	
		Ф	450 р/м ²	1,08 м ²	485	
		Б*	450 р/пог.м.	10,1 м.	4545	
		З	450 р/шт.	4 шт.	1800	
	Ригель-длинная сторона	Тр	450 р/шт	6 шт.	2700	
		Б	450 р/пог.м.	24,6 м.	11070	
		Ст	750 р/шт	10+10 шт.	15000	
		Ув	270 р/шт	10 шт.	2700	
		Ф	450 р/м ²	3,66 м ²	1604	
		Б*	450 р/пог.м.	4,7 м.	2115	
		З	450 р/шт.	8 шт.	3600	
Всего по ячейке III:					89935	
IV	Плита	Тр	450 р/шт	6 шт.	2700	
		Б	450 р/пог.м.	24,6 м.	11070	
		Ст	750 р/шт	8+8 шт.	12000	
		Ув	270 р/шт	8 шт.	2160	
		Ф	450 р/м ²	7,96 м ²	3580	
	Ригель-короткая сторона	Тр	450 р/шт	4 шт.	1800	
		Б	450 р/пог.м.	9,3 м.	4185	
		Ст	750 р/шт	4+4 шт.	6000	
		Ув	270 р/шт	4 шт.	1080	
		Ф	450 р/м ²	1,16 м ²	522	
		Б*	450 р/пог.м.	10,1 м.	4545	
		З	450 р/шт.	4 шт.	1800	
	Ригель-длинная сторона	Тр	450 р/шт	12 шт.	5400	
		Б	450 р/пог.м.	49,2 м.	18450	
		Ст	750 р/шт	20+20 шт.	30000	
		Ув	270 р/шт	20 шт.	5400	
		Ф	450 р/м ²	7,13 м ²	3208	
		Б*	450 р/пог.м.	9,4 м.	4230	
	З	450 р/шт.	16 шт.	7200		
	Всего по ячейке IV:					125330

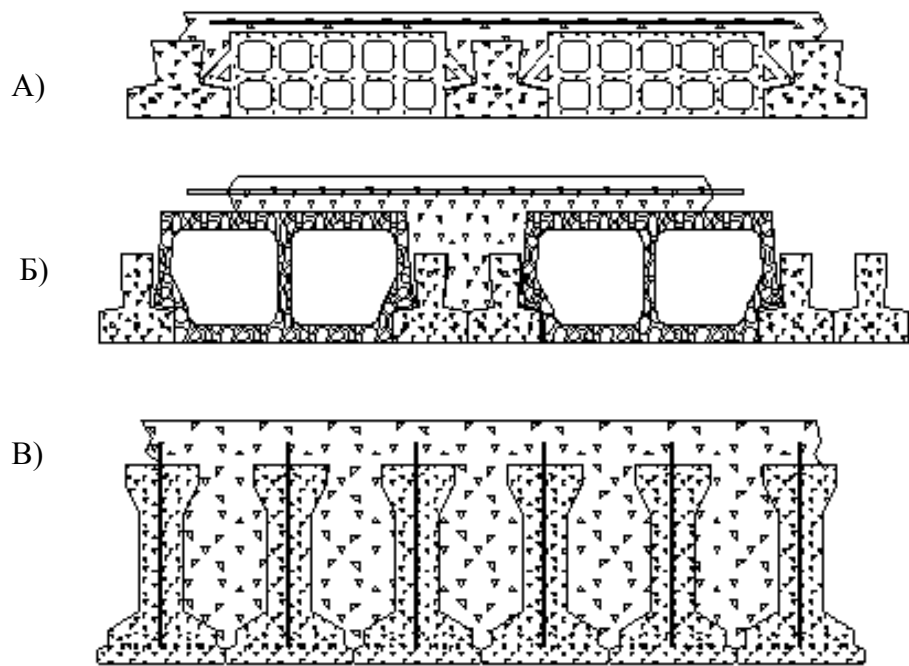


Рис. 6: «Варианты исполнения конструкции»

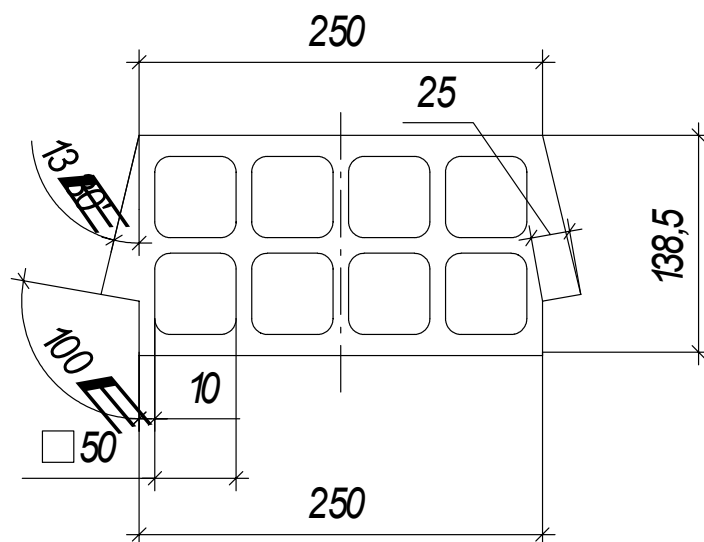
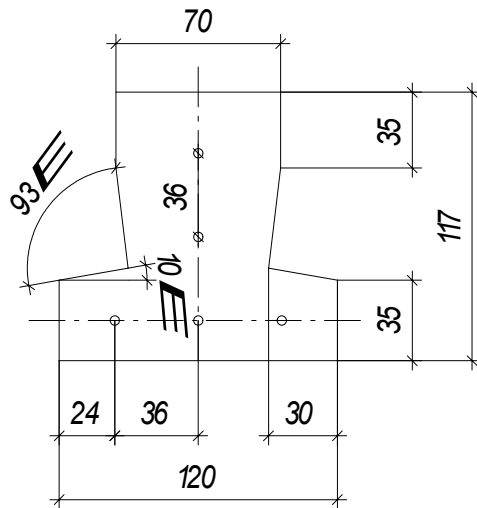


Рис.7: «Пустотелый керамический блок перекрытия».

Сечение балки Vario-flex.



Расчётная схема балки Vario-flex.

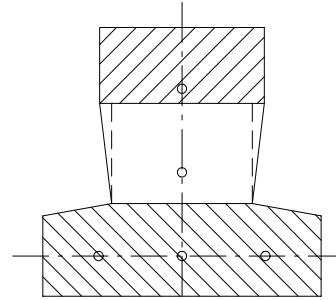
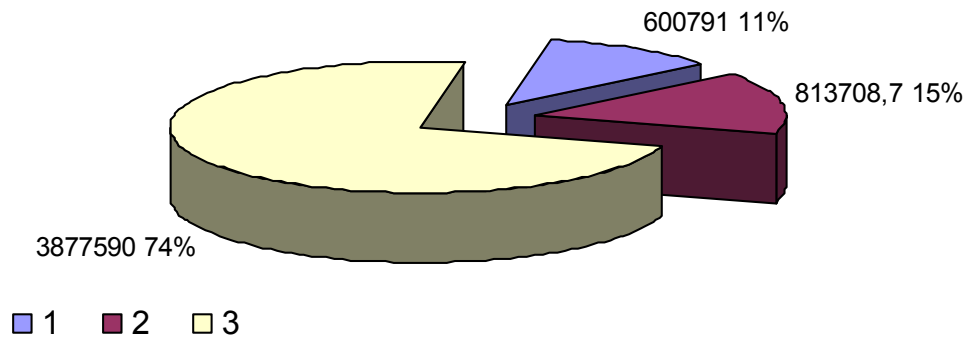


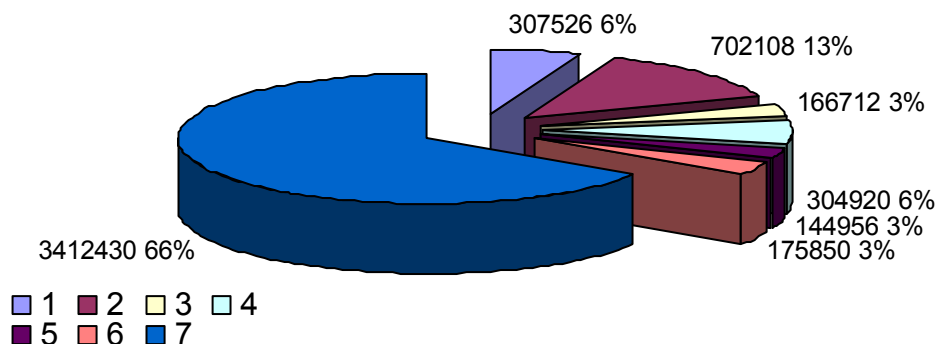
Рис.8

Диаграмма 3.1: Затраты на материалы и опалубку по первому варианту.



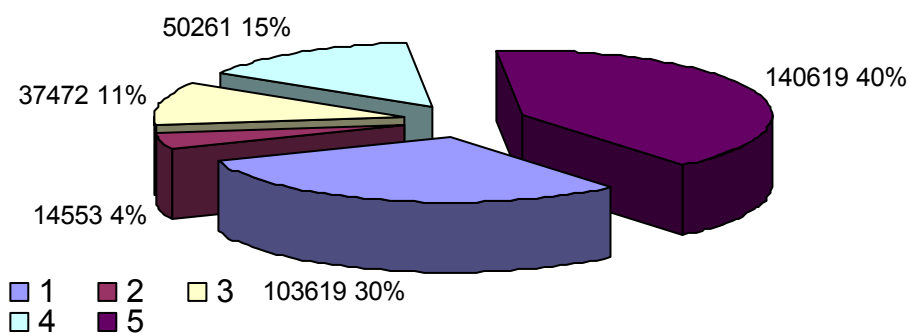
Где: 1 – Затраты на бетон; 2 – на арматуру; 3 – на опалубку.

Диаграмма 3.2: Затраты на материалы и опалубку по второму варианту.



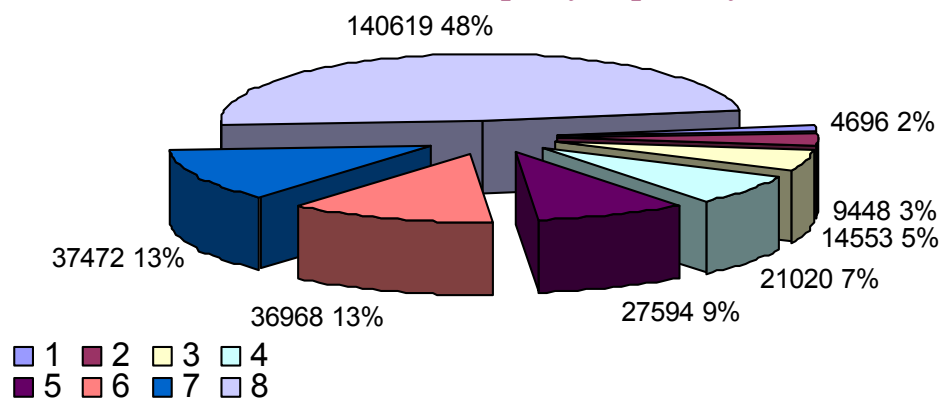
Где: 1 – Затраты на бетон в балочной клетке и колоннах; 2 – на арматуру там же; 3 – затраты на балки «Vario-flex»; 4 – Затраты на керамические пустотелые блоки; 5 – затраты на бетон в монолитной плите; 6 – на арматуру там же; 7 – затраты на опалубку.

Диаграмма 4.1: Стоимость производства работ в типовом элементе по первому варианту.



Где: 1 – монтаж и демонтаж: крупнощитовой опалубки перекрытий;
 2 – устройство бетонных колонн в деревянной опалубке высотой: до 4 м., периметром до 2 м.;
 3 – установка каркасов и сеток в перекрытиях массой одного элемента: до 20 кг.;
 4 – бетонирование перекрытий с помощью бадьи в крупнощитовой и объёмно-переставной опалубке толщиной: до 16 см.;
 5 – устройство перекрытий ребристых на высоте от опорной площадки: до 6 м.

Диаграмма 4.2: Стоимости производства работ в типовом элементе по второму варианту.



Где: 1 – установка каркасов и сеток в перекрытиях массой одного элемента: до 20 кг. (монолитная плита);

2 – установка пустотелых керамических блоков;

3 – устройство бетонных колонн в деревянной опалубке высотой: до 4 м., периметром до 2 м.;

4 – монтаж и демонтаж: крупнощитовой опалубки перекрытий;

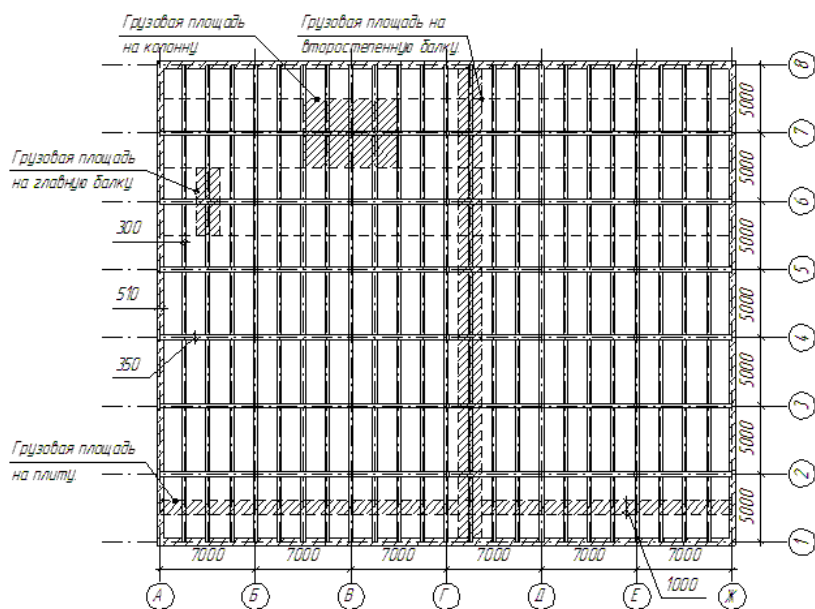
5 – установка ж/б изделий массой: более 20 кг. (балки «VF»);

6 – бетонирование перекрытий с помощью бадьи в крупнощитовой и объёмно-переставной опалубке толщиной: до 16 см.;

7 – установка каркасов и сеток в перекрытиях массой одного элемента: до 20 кг.;

8 – устройство перекрытий ребристых на высоте от опорной площадки: до 6 м.

Приложение 1
 План балочного ребристого перекрытия
 М 1:200



ИЗМ. № 1
 08.05.14
 08.05.14

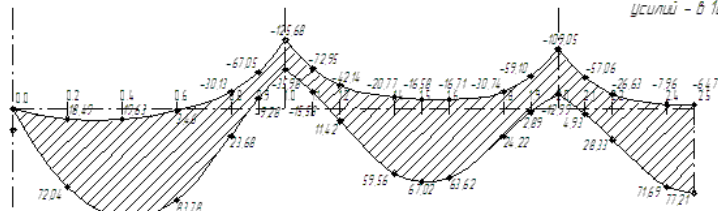
План балочного перекрытия

1/200

Приложение 3
Огибающие второстепенной балки.

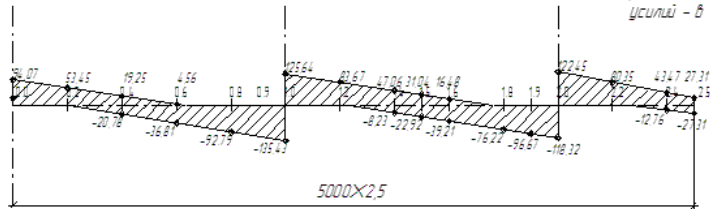
Огибающая M второстепенной балки.

Масштабы :
расстояний - 1:50
усилий - в 1см. - 2,5кН·м.



Огибающая Q второстепенной балки.

Масштабы :
расстояний - 1:50
усилий - в 1см. - 10кН.



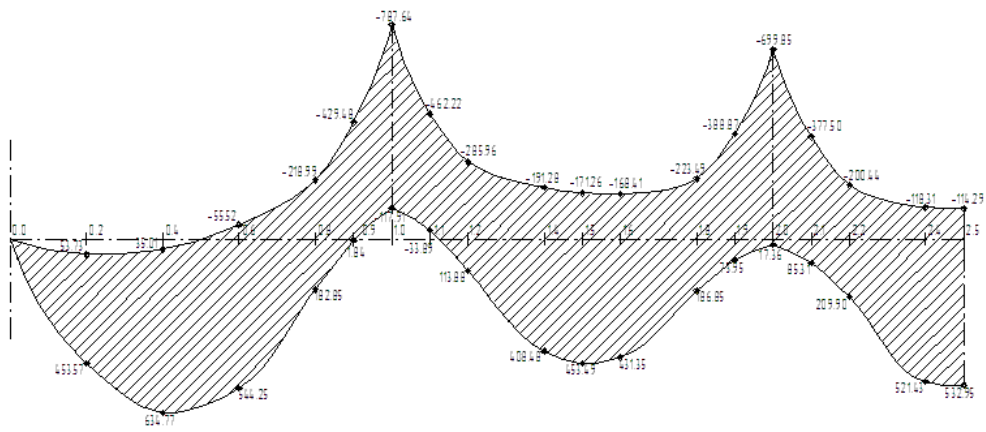
5000x2,5

Имя и фамилия
688887
Имя и фамилия
28.05.94

Огибающие эпюры второстепенной балки. 1см

Приложение 4.1
Огибающая M главной балки

Масштабы:
расстояний - 1:50
усилий - в 1см. - 100кН·м.



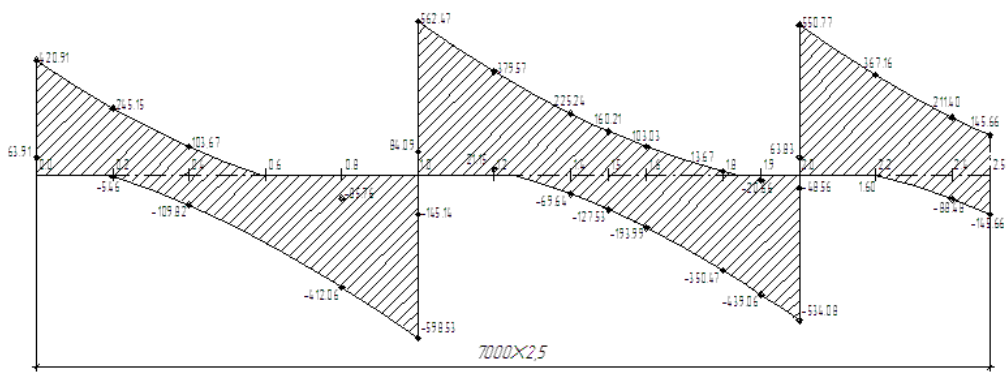
№ проекта: 608607
Имя и фамилия: Мухомов А.В.
Дата: 27.05.94

Огибающая M главной балки.

1/50

Приложение 4.2
Огибающая Q главной балки.

Масштабы:
расстояний - 1:150
усилий - в 1см. - 100кН.



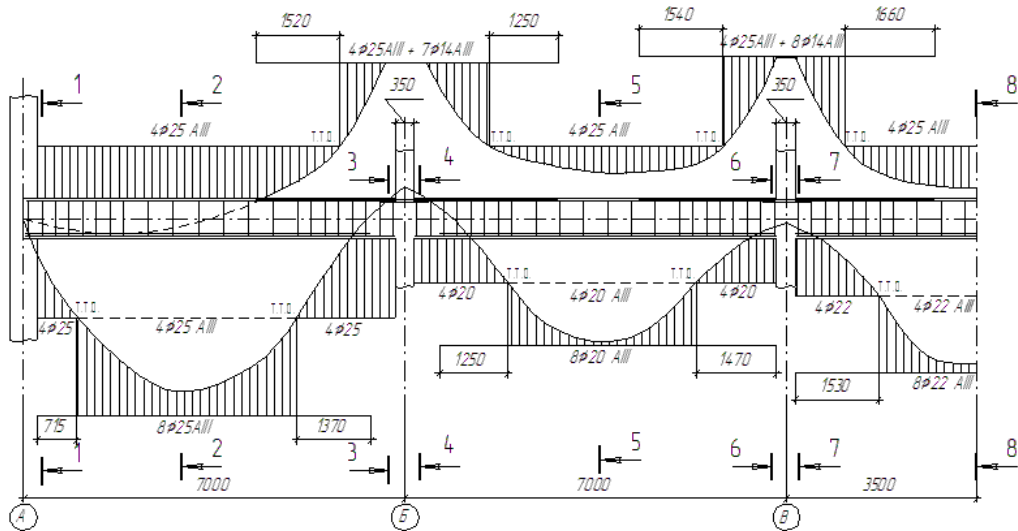
ИПК "АВТОПРОЕКТИ" 608605
Адрес: г. Москва, ул. Мухоморова, д. 13
Тел: 77 05 94

Огибающая Q главной балки.

1/50

Приложение 5
Эпюра материалов главной балки перекрытия

M 150
Масштаб усилий: в 1 см. - 100 кН·м

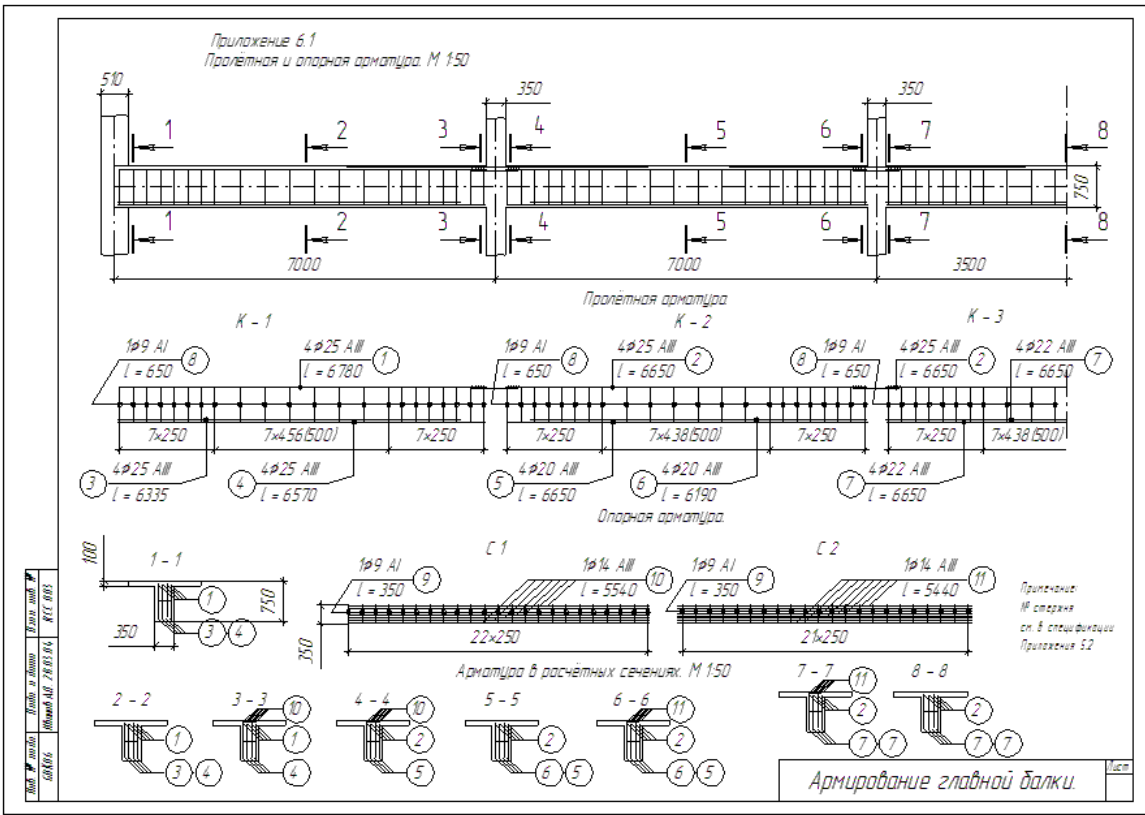


Имя и фамилия
Иванов И.И.
Имя и фамилия
Петров П.П.
Имя и фамилия
Сидоров С.С.

Армирование главной балки.

1 см

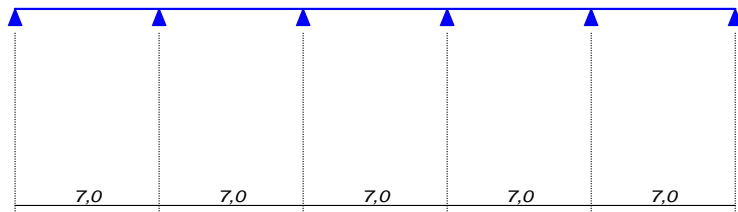
Приложение 6.1
Пролётная и опорная арматура. М 150



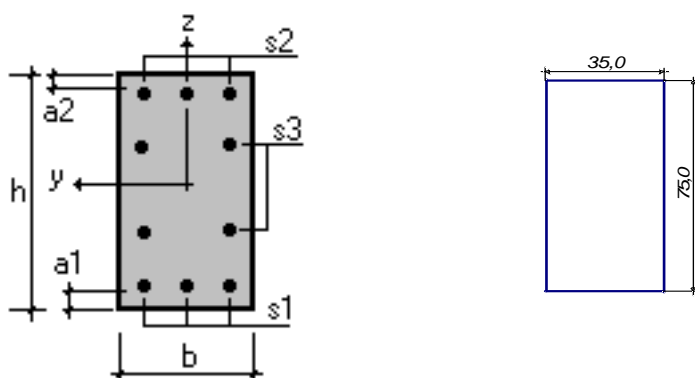
Приложение 7. Экспертиза главной балки в программе «Арбат».

ПРОГИБЫ В БАЛКЕ

Конструктивное решение



Сечение



Размеры:

$b = 35,0$ см

$h = 75,0$ см

$a_1 = 1,0$ см

$a_2 = 1,0$ см

Арматура

Класс продольной арматуры А-III

Класс поперечной арматуры А-I

Коэффициент условий работы продольной арматуры 1,0

Коэффициент условий работы поперечной арматуры 1,0

Бетон

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: В30

Коэффициенты условий работы бетона

Учет нагрузок длительного действия γ_{b2} 1,0

Результирующий коэффициент без γ_{b2} 1,0

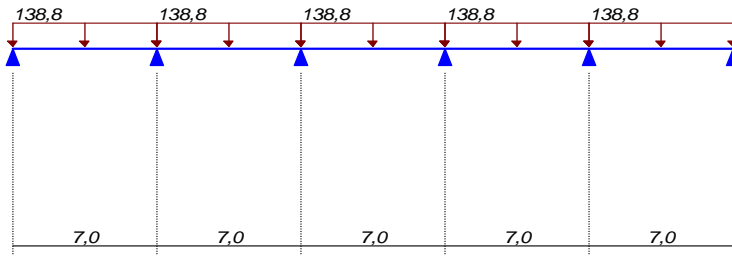
Условия твердения: Естественное

Коэффициент условий твердения 0,0

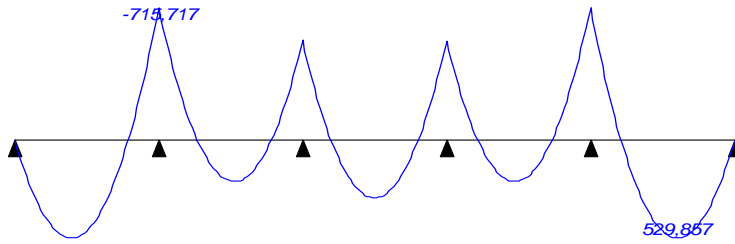
Условия эксплуатации

Категория трещиностойкости 1

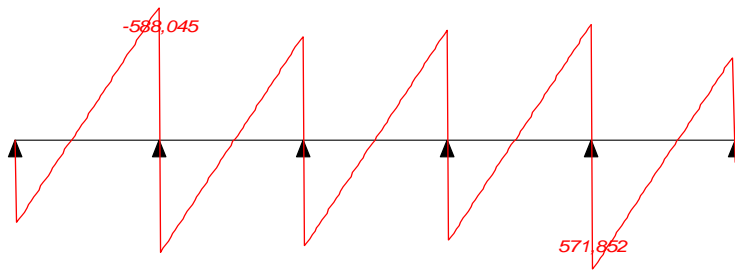
Нагрузки



Эпюра моментов (кН*м)



















Эпюра перерезывающих сил (кН)



Заданное армирование

Пролет	Участок	Длина (м)	Арматура	
1	1	1,84	S1 - 4Ø25, второй ряд 4Ø25S2 - 0Ø10 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 25,0 см	
1	2	2,438	S1 - 4Ø25, второй ряд 4Ø25S2 - 0Ø10 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 50,0 см	
1	3	0.758	S1 - 4Ø25, второй ряд 4Ø25S2 - 7Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 50,0 см	
1	4	1,35	S1 - 4Ø25, второй ряд 4Ø25S2 - 7Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 25,0 см	

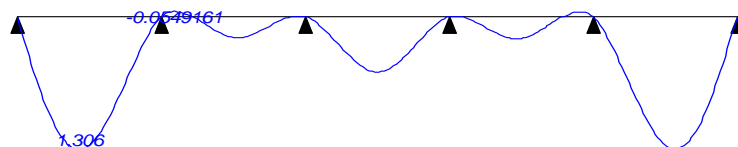
1	5	0.614	S1 - 4Ø25S2 - 7Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 25,0 см	
2	1	0.6345	S1 - 4Ø20S2 - 7Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 25,0 см	
2	2	1,331	S1 - 4Ø20, второй ряд 4Ø20S2 - 7Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 25,0 см	
2	3	0.8485	S1 - 4Ø20, второй ряд 4Ø20S2 - 7Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 50,0 см	
2	4	1,486	S1 - 4Ø20, второй ряд 4Ø20S2 - 0Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 50,0 см	
2	5	0.736	S1 - 4Ø20, второй ряд 4Ø20S2 - 8Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 50,0 см	
2	6	1,964	S1 - 4Ø20, второй ряд 4Ø20S2 - 8Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 25,0 см	
3	1	1,96	S1 - 4Ø22, второй ряд 4Ø22S2 - 8Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 25,0 см	
3	2	0.776	S1 - 4Ø22, второй ряд 4Ø22S2 - 8Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 50,0 см	
3	3	1,528	S1 - 4Ø22, второй ряд 4Ø22S2 - 0Ø10 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 50,0 см	
3	4	0.766	S1 - 4Ø22, второй ряд 4Ø22S2 - 8Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 50,0 см	
3	5	1,96	S1 - 4Ø22, второй ряд 4Ø22S2 - 8Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 25,0 см	

4	1	1,964	S1 - 4Ø20, второй ряд 4Ø20S2 - 6Ø12 + 2Ø10, второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 25,0 см	
4	2	0.736	S1 - 4Ø20, второй ряд 4Ø20S2 - 8Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 50,0 см	
4	3	1,486	S1 - 4Ø20, второй ряд 4Ø20S2 - 0Ø10 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 50,0 см	
4	4	0.8485	S1 - 4Ø20, второй ряд 4Ø20S2 - 7Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 50,0 см	
4	5	1,331	S1 - 4Ø20, второй ряд 4Ø20S2 - 7Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 25,0 см	
4	6	0.6345	S1 - 4Ø20S2 - 7Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 25,0 см	
5	1	0.614	S1 - 4Ø25S2 - 7Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 25,0 см	
5	2	1,35	S1 - 4Ø25, второй ряд 4Ø25S2 - 7Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 25,0 см	
5	3	0.758	S1 - 4Ø25, второй ряд 4Ø25S2 - 7Ø14 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 50,0 см	
5	4	2,438	S1 - 4Ø25, второй ряд 4Ø25S2 - 0Ø10 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 50,0 см	
5	5	1,84	S1 - 4Ø25, второй ряд 4Ø25S2 - 0Ø10 , второй ряд 4Ø25 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 25,0 см	

Результаты расчета прогибов

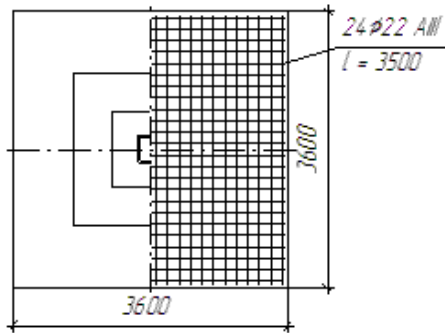
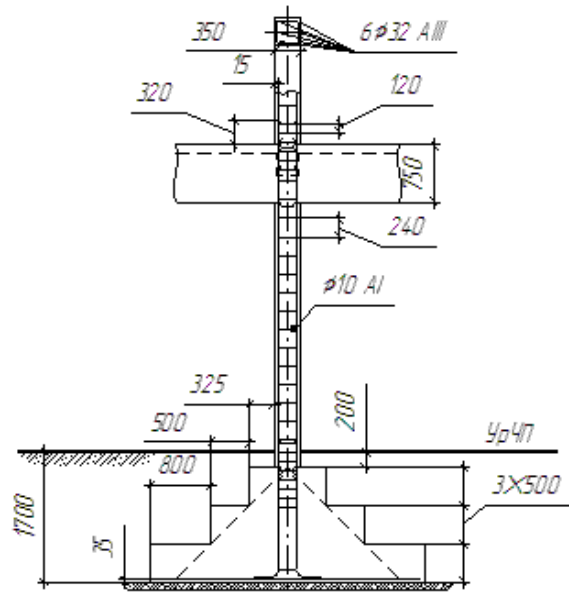
Пролет	Прогиб (max)	Привязка (max)	Прогиб (min)	Привязка (min)
	см	м	см	м
1	1,306	0,0	3,033	0,0
2	0.212901	-0.0549161	3,733	0.583333
3	0.547763	0,0	3,5	0,0
4	0.224491	-0.0531507	3,267	6,417
5	1,301	0,0	3,967	0,0

Эпюра прогибов (см)



Максимальный прогиб 1.306 см.

Приложение 8. Армирование колонны и фундамента. М 150.



Колонна и фундамент

Объём работ	Виды работ	Возраст
600000	Армирование	50-55 лет

Масштаб

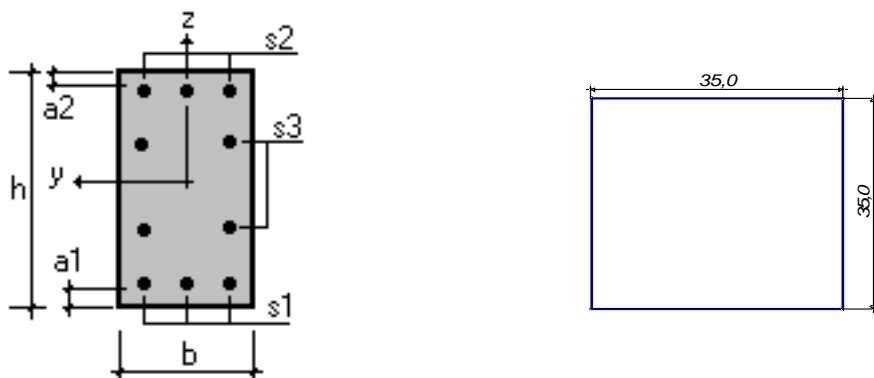
Приложение 9. Экспертиза колонны в программе «Арбат».

ЭКСПЕРТИЗА КОЛОННЫ

Конструктивное решение

Высота колонны 4,2 м
 Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоУ 0.5
 Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоZ 0.5
 Случайный эксцентриситет 2,67 см

Сечение



Размеры:
 $b = 35,0$ см
 $h = 35,0$ см
 $a_1 = 3,0$ см
 $a_2 = 3,0$ см

Арматура

Класс продольной арматуры А-III
 Класс поперечной арматуры А-I
 Коэффициент условий работы продольной арматуры 1,0
 Коэффициент условий работы поперечной арматуры 1,0

Бетон

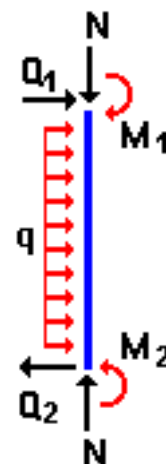
Вид бетона: Тяжелый
 Класс бетона: В30

Коэффициенты условий работы бетона
 Учет нагрузок длительного действия $\gamma_{b2} 1,0$
 Результирующий коэффициент без $\gamma_{b2} 1,0$
 Условия твердения: Естественное
 Коэффициент условий твердения 1,0

Условия эксплуатации

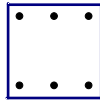
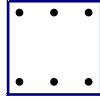
Категория трещиностойкости

Нагрузки:



Загружение	Тип	N	M ₁	Q ₁	M ₂	Q ₂	q
		kN	kN*м	kN	kN*м	kN	kN/м
1	Постоянное	-2824,835	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Заданное армирование

Участок	Длина (м)	Арматура	
1	3,88	S1 - 3Ø32 S2 - 3Ø32 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 24,0 см	
2	0,32	S1 - 3Ø32 S2 - 3Ø32 Диаметр стержней поперечной арматуры 10,0 мм, шаг поперечной арматуры 12,0 см	

Результаты экспертизы

Участок	Коэффициент использования	Критический фактор
1	0,92245	Прочность по предельному моменту сечения
2	0,92245	Прочность по предельному моменту сечения

Приложение 10.



ЗАО "НИЖНЕСЕРГИНСКИЙ МЕТИЗНО-МЕТАЛЛУРГИЧЕСКИЙ ЗАВОД"

623090, Россия, Свердловская область, г. Нижние Серги, ул. Ленина 34.
Р/счет 40702810707660001310 в ЗАО "Свердлсоцбанк", БИК 046568766,
ИНН 6646009256, ОКОНХ 12190, ОКПО 55791017.

Цены вводятся с 01.04.2004г.
Директор по маркетингу и сбыту

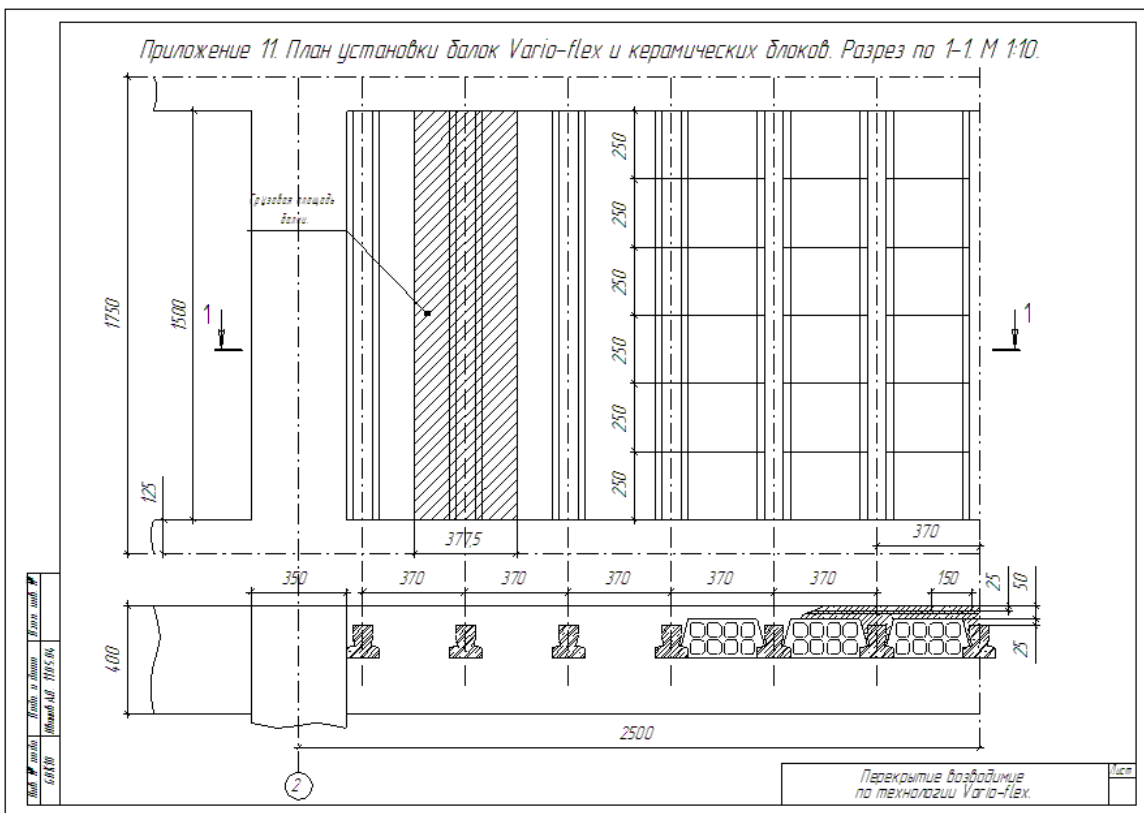
Утверждаю:
Генеральный директор

прайс – лист

отдел сбыта: код (34396) тел/факс: 2-17-61, 2-13-39 тел.: 27-4-17, 27-5-19.
код (343) тел/факс: 372-85-48, 372-85-49, код (34397) тел/факс: 2-68-54, 2-67-36, 2-69-15.

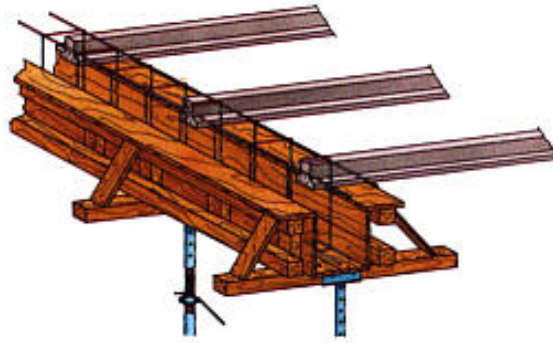
№	Наименование продукции	Размеры	Марка стали	Цена за 1 тонну без НДС
1.	Уголки стальные горячекатаные равнополочные, ГОСТ 8509-93	25x25x3 мм	ГОСТ 380 Ст 0-6	17120
		32x32x3 мм		16920
		25x25x4 мм		15380
		32x32x4, 35x35x4 мм		15180
		40x40x4, 45x45x4 мм		14980
		50x50x5 мм		15280
2.	Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций, ГОСТ 5781-82	Класса А-I № 8-10	Ст 3 пс,сп	18800
		Класса А-I № 14		18600
		Класса А-I № 16-18		18400
		Класса А-I № 20-25		18200
		Класса А-III № 14	Ст -35гс	19200
		Класса А-III № 16-18		18900
		Класса А-III № 20-25		18800
3.	Катанка двух стадийного охлаждения ГОСТ 30136-93; ТУ 14-121-74-2002	Диаметром 6,5 мм	ГОСТ 380 Ст 0-3 кп,пс,сп	15550
4.	Прокат стальной горячекатаный шестигранный, ГОСТ 2879-88	№ 14	ГОСТ 1050 Ст 20	17150
		№ 17		16950
		№ 19-24		16750
5.	Прокат стальной горячекатаный квадратный, ГОСТ 2591-88	№ 14	ГОСТ 380 Ст 0-6	17150
		№ 16		16950
		№ 18-20		16750
6.	Профиль для бандажных колец, ГОСТ 5267.10-90	18x10 мм	ГОСТ 380 Ст 3 кп	58680
7.	Профиль тавровый для теплиц, ТУ 14-121-37-99	25x36x3,3 мм	ГОСТ 380 Ст 0-6	21360
8.	Бортовое кольцо - 6.0Б-20 по ТУ 14-121-68-2002 - 7.0-20 по ТУ 14-121-67-99 - 7.0-27-01 ТУ 14-121-66-98 - 8.0-27 - 440-27 - 254Г - 4331-027 ТУ 14-121-55-93	40x20,5x5,5 мм	Ст 3 кп	20940
		23x32x6,8 мм		
		24x32x7 мм		
		28x37x8 мм		
		46x34x9 мм		
		41x29x8 мм		
		46x33x6,8 мм		

Приложение 11. План установки балок *Varia-flex* и керамических блоков. Разрез по 1-1. М 1:10.



Приложение 12: Этапы возведения перекрытия по технологии «Vario-flex».

Рисунок 1.



Устанавливается опалубка, арматурные каркасы и балки.

Рисунок 2.



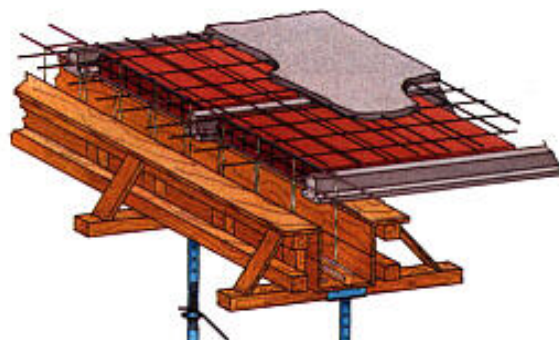
Устанавливаются пустотелые керамические блоки.

Рисунок 3.



Укладывается два ряда арматурных сеток.

Рисунок 4.



Конструкция замоноличивается.

Приложение 13: Расчёт сметной стоимости типового этажа перекрытия (вариант с балочными плитами).

ФОРМА № 4

Наименование стройки - ПГС-01

Объект номер 1

ЛОКАЛЬНАЯ СМЕТА № 1

на возведение типового этажа промышленного здания МЖБ каркаса (вариант с балочными плитами)

Основание	Сметная стоимость -	7163,270 тыс.руб
Чертежи №	Нормативная трудоемкость -	3429,03 чел-ч
	Сметная заработная плата -	205,396 тыс.руб

Составлена в ценах Мая 2004 г.

№ п/п	Шифр и номер позиции норматива	Наименование работ и затрат	Количество	Стоимость на единицу, руб		Общая стоимость, руб.			Затраты труда рабочих, чел.-ч. не занят. обл. машин		
				ед. изм.	Всего	Экспл. машин	Всего	Основной зарплаты	Экспл. машин	обслуживающ. машины	
					Основной зарплаты	В т.ч. зарплаты				В т.ч. зарплаты	На един.
№1 Типовой этаж промышленного здания.											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1	ТЕР06-01-087-2 (0)	Монтаж и демонтаж: Крупнощитовой опалубки перекрытий	154	228,86	166,91	35244,44	9540,3	25704,14	6,5	1001	
			10 м2	61,95	26,23			4039,42	1,75	269,5	
1.1	прайс	Опалубка	140 м2	27697,07		3877590					

2	ТЕР06-01-026-1	Устройство бетонных колонн в деревянной опалубке высотой: До 4 м, периметром до 2 м	0,147	33672,41	9176,46	4949,84	2347,5	1348,94	1463,2	215,09
	(0)		100 м3	15969,36	1438,15			211,41	92,05	13,53
2.1	прайс	Бетон В30	14,7 м3	2000		29400				
3	ТЕР06-01-092-4	Установка каркасов и сеток в перекрытиях массой одного элемента: До 20 кг	37,08	343,73	76,79	12745,51	8440,15	2847,37	23,21	860,63
	(0)		1 т	227,62	12,08			447,93	0,8	29,66
3.1	прайс	Арматура АIII диаметр 25 мм (главные балки перекрытия)	6,088 т	22184		135056,19				
3.2	прайс	Арматура АIII диаметр 22 мм (главные балки перекрытия)	1,9 т	22184		42149,6				
3.3	прайс	Арматура АIII диаметр 20 мм (главные балки перекрытия)	1,512 т	22184		33542,21				
3.4	прайс	Арматура АIII диаметр 14 мм (главные балки перекрытия)	1,48 т	22184		32832,32				
3.5	прайс	Арматура АI диаметр 10 мм (главные балки перекрытия)	0,463 т	22656		10489,73				
3.6	прайс	Арматура АIII диаметр 28 мм (второстепенные балки перекрытия)	2,008 т	22184		44545,47				
3.7	прайс	Арматура АIII диаметр 25 мм (второстепенные балки перекрытия)	2,512 т	22184		55726,21				
3.8	прайс	Арматура АIII диаметр 22 мм (второстепенные балки перекрытия)	2,456 т	22184		54483,9				

3.9	прайс	Арматура АIII диаметр 20 мм (второстепенные балки перекрытия)	5,354 т	22184		118773,14				
3.10	прайс	Арматура АI диаметр 10 мм (второстепенные балки перекрытия)	1,082 т	22656		24513,79				
3.11	прайс	Арматура АIII диаметр 32 мм (колонны)	6,504 т	22184		144284,74				
3.12	прайс	Арматура АI диаметр 10 мм (колонны)	0,113 т	22656		2560,13				
3.13	прайс	Арматура АIII диаметр 9 мм (балочная плита)	2,384 т	22420		53449,28				
3.14	прайс	Арматура АIII диаметр 6 мм (балочная плита)	2,171 т	22420		48673,82				
3.15	прайс	Арматура VI диаметр 4 мм (балочная плита)	1,053 т	9000		9477				
4	ТЕР06-01-091-2 (0)	Бетонирование перекрытий с помощью бадьи в крупнощитовой и объемно-переставной опалубках толщиной: До 16 см	113,27	111,01	75,09	17095,54	3201,66	11563,86	1,93	297,22
			10 м2	20,79	11,85			1824,9	0,75	115,5
4.1	Прайс	Бетон В30	146,63 м3	2000		293266,0				
5	ТЕР06-01-041-5 (0)	Устройство перекрытий ребристых на высоте от опорной площади: До 6 метров	1,39	34409,71	6247,61	47829,50	22683,45	8684,18	265,56	369,12
			100 м3	16319,03	656,78			912,92	185,45	257,78

5.1	прайс	Бетон В30	139,07 м3	2000		278126,0	
-----	-------	-----------	--------------	------	--	----------	--

ИТОГО: 117864,83 46213,06 50148,49 2743,06
7436,58 685,97

Наименование и значение множителей	Значение	Прямые	
Зарплата	46213,06*3,18	3,18	146957,53
Машины и механизмы	50148,49*2,689	2,689	134849,29
Материалы	5041,42*2,808	2,808	14156,31
Итого		0	413827,96
Итого по неучтенным материалам		0	5288939,53
Итого		0	5702767,49
Накладные расходы	(46213,06+7436,58)*3,18*0,98	98%	167193,74
Итого		0	5869961,23
Сметная прибыль	(46213,06+7436,58)*3,18*0,65	65%	110893,81
Итого		0	5980855,03
Резерв на непредвиденные расходы	1870487,03*0,015	1,5%	89712,83
Итого		0	6070567,86
НДС	1898544,34*0,18	18%	1092702,22
Итого		0	7163270,08

СОСТАВИЛ
ПРОВЕРИЛ

Иванов А.Д. ИСФ 4011/2

Приложение 14: Расчёт сметной стоимости типового этажа перекрытия (вариант с плитами «VF»).

ФОРМА № 4

Наименование стройки - ПГС-01

Объект номер 1

ЛОКАЛЬНАЯ СМЕТА № 2

на возведение типового этажа промышленного здания МЖБ каркаса (вариант с плитами Vario-flex)

Основание	Сметная стоимость -	7033,154 тыс.руб
Чертежи №	Нормативная трудоемкость -	3908,26 чел-ч
	Сметная заработная плата -	225,634 тыс.руб

Составлена в ценах Мая 2004 г.

№ п/п	Шифр и номер позиции норматива	Наименование работ и затрат	Количество ед. изм.	Стоимость на единицу, руб		Общая стоимость, руб.			Затраты труда рабочих, чел.-ч. не занят. обл. машин	
				Всего	Экспл. машин	Всего	Основной зарплаты	Экспл. машин	обслуживающ. машины	
				Основной зарплаты	В т.ч. зарплаты				В т.ч. зарплаты	На един.
№1 Типовой этаж промышленного здания.										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	ТЕР06-01-087-2 (0)	Монтаж и демонтаж: Крупнощитовой опалубки перекрытий	31,24	228,86	166,91	7149,59	1935,32	5214,27	6,5	203,06
			10 м2	61,95	26,23			819,43	1,75	54,67
1.1	прайс	Опалубка	31,24 м2	109232,72		3412430,0				

2	ТЕР06-01-026-1	Устройство бетонных колонн в деревянной опалубке высотой: До 4 м, периметром до 2 м	0,147	33672,41	9176,46	4949,84	2347,5	1348,94	1463,2	215,09
	(0)		100 м3	15969,36	1438,15			211,41	92,05	13,53
2.1	прайс	Бетон В30	14,7 м3	2000		29400				
3	Взято по анализу ТЕР07-01-044-4 и др. (0)	Установка ж/б изделий массой: более 20 кг	98,28	95,5	20,5	9385,74	8963,14	2014,74	9,5	933,66
			1 т элементов	91,2	3,5			343,98	2,5	245,70
3.1	прайс	Основная балка «Vario-flex»	1456 Шт.	77		112112				
3.2	прайс	Доборная балка «Vario-flex»	728 Шт.	75		54600				
4	ТЕР06-01-092-4 (0)	Установка каркасов и сеток в перекрытиях массой одного элемента: До 20 кг	37,08	343,73	76,79	12745,51	8440,15	2847,37	23,21	860,63
			1 т	227,62	12,08			447,93	0,8	29,66
4.1	прайс	Арматура АIII диаметр 25 мм (главные балки перекрытия)	6,088 т	22184		135056,19				
4.2	прайс	Арматура АIII диаметр 22 мм (главные балки перекрытия)	1,9 т	22184		42149,6				
4.3	прайс	Арматура АIII диаметр 20 мм (главные балки перекрытия)	1,512 т	22184		33542,21				
4.4	прайс	Арматура АIII диаметр 14 мм (главные балки перекрытия)	1,48 т	22184		32832,32				
4.5	прайс	Арматура АI диаметр 10 мм (главные балки перекрытия)	0,463 т	22656		10489,73				

4.6	прайс	Арматура АШ диаметр 28 мм (второстепенные балки перекрытия)	2,008 т	22184		44545,47				
4.7	прайс	Арматура АШ диаметр 25 мм (второстепенные балки перекрытия)	2,512 т	22184		55726,21				
4.8	прайс	Арматура АШ диаметр 22 мм (второстепенные балки перекрытия)	2,456 т	22184		54483,9				
4.9	прайс	Арматура АШ диаметр 20 мм (второстепенные балки перекрытия)	5,354 т	22184		118773,14				
4.10	прайс	Арматура АІ диаметр 10 мм (второстепенные балки перекрытия)	1,082 т	22656		24513,79				
4.11	прайс	Арматура АШ диаметр 32 мм (копнны)	6,504 т	22184		144284,74				
4.12	прайс	Арматура АІ диаметр 10 мм (копнны)	0,113 т	22656		2560,13				
5	Взято по ТЕР06-01-099-1 (0)	Установка пустотелых керамических блоков (Как плит теплоизоляционного слоя).	40,5	79,35	5,66	3213,68	2984,45	229,23	7,6	307,8
			10 м2	73,69	0,91			36,86	0,06	2,43
5.1	прайс	Пустотелые керамические блоки (Б1)	5544 шт.	50		277200				
5.2	прайс	Пустотелые керамические блоки (Б2)	924 шт.	30		27720				
6	ТЕР06-01-092-4 (0)	Установка каркасов и сеток в перекрытиях массой одного элемента: до 20 кг	4,6467	343,73	76,79	1597,21	1057,68	356,82	23,21	107,85
			1 т	227,62	12,08			56,13	0,8	3,72

6.1	прайс	Арматура продольная АIII диаметр 12 мм (основная ячейка)	3,18 т	22656		72046,08				
6.2	прайс	Арматура поперечная Вр-I, диаметр 5 (основная ячейка)	1,086 т	8000		8688				
6.3	прайс	Арматура продольная АIII, диаметр 12 (доборная ячейка)	0,289 т	22656		6547,58				
6.4	прайс	Арматура поперечная Вр-I, диаметр 5 (доборная ячейка)	0,092 т	8000		736				
7	ТЕР06-01-091-2 (0)	Бетонирование перекрытий с помощью бадьи в крупнощитовой и объемно-переставной опалубках толщиной: До 16 см	113,27	111,01	75,09	12574,10	2354,88	8505,44	1,93	218,61
			10 м2	20,79	11,85			1342,24	0,75	84,95
7.1	прайс	Бетон В30	72,48 м3	2000		144956,0				
8	ТЕР06-01-041-5 (0)	Устройство перекрытий ребристых на высоте от опорной площади: До 6 метров	1,39	34409,71	6247,61	47829,50	22683,45	8684,18	265,56	369,12
			100 м3	16319,03	656,78			912,92	185,45	257,78
8.1	прайс	Бетон В30	139,07 м3	2000		278126,0				

99445,17 50766,57 29200,99 3215,82

ИТОГО:

4170,9 692,44

Наименование и значение множителей	Значение	Прямые	
Зарплата	50766,57*3,18	3,18	161437,69
Машины и механизмы	29200,99*2,689	2,689	78518,80
Материалы	44349,53*2,808	2,808	124533,48
Итого		0	463935,14
Итого по неучтенным материалам		0	5123519,09
Итого		0	5587454,23
Накладные расходы	$(50766,57+4170,9)*3,18*0,98$	98%	171207,13
Итого		0	5757661,36
Сметная прибыль	$(50766,57+4170,9)*3,18*0,65$	65%	113555,75
Итого		0	5872217,11
Резерв на непредвиденные расходы	5283542,86*0,015	1,5%	88083,26
Итого		0	5960300,37
НДС	5582552,92*0,18	18%	1072854,07
Итого		0	7033154,44

СОСТАВИЛ

Иванов А.Д. ИСФ 4011/2

ПРОВЕРИЛ