

РАСЧЁТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ БОЛЬШЕПРОЛЁТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ

Чыныбеков М.К.¹, Абыкалыков Д.Б.², Абыганы у. Э.³, Бердикожоев Р.⁴, Бегалиев У.Т.⁵

⁽¹⁾ Международный университет инновационных технологий, г. Бишкек, магистрант; E-mail: mix-kg@mail.ru

⁽²⁾ Международный университет инновационных технологий, г. Бишкек, аспирант; E-mail: abdykalykov_17@mail.ru

⁽³⁾ Международный университет инновационных технологий, г. Бишкек, аспирант; E-mail: 996779662727@mail.ru

⁽⁴⁾ ОсОО «Дили», генеральный директор; E-mail: ocoodili@mail.ru.

⁽⁵⁾ Международный университет инновационных технологий, д.т.н., utbegaliev@mail.ru

Аннотация. В статье рассмотрены особенности расчёта и применения предварительного напряжения в железобетонных балках большого пролёта. Актуальность данной тематики определяется необходимостью повышения надёжности и эксплуатационной долговечности конструкций в условиях увеличения пролётных расстояний и интенсивности нагрузок. Увеличение пролёта приводит к росту изгибающих моментов, что в свою очередь вызывает значительные растягивающие напряжения, приводящие к образованию трещин и увеличению прогибов. Предварительное напряжение позволяет частично или полностью компенсировать эти растягивающие напряжения, создавая в элементах внутренние сжимающие усилия до приложения эксплуатационных нагрузок.

В исследовании проанализирована железобетонная балка пролётом 15,4 м с применением арматуры класса К-7 и бетона класса В30. Выполнены расчёты усилий, изгибающих моментов, прогибов, а также потеря напряжения с учётом релаксации, усадки, ползучести бетона и температурных деформаций в соответствии с действующими нормативными документами СП 63.13330.2018 и др. Представлены аналитические зависимости, графики распределения моментов и диаграммы потерь напряжения.

Установлено, что применение предварительного напряжения обеспечивает значительное повышение трещиностойкости, жёсткости и несущей способности конструкций. Приведены рекомендации по применению полученных результатов в практике проектирования и усиления железобетонных конструкций. Перспективным направлением развития отмечены численное моделирование и оптимизация сечений с использованием современных программных комплексов, таких как LIRA-SAPR, SCAD Office и ETABS.

Ключевые слова: железобетонная балка, предварительное напряжение, изгиб, жёсткость, трещиностойкость, потери напряжения, расчёт сечения, пролёт, прогиб, моделирование.

УЗУН ТЕМИРБЕТОН УСТУНДУН АЛДЫН АЛА ЧЫНДООСУН ЭСЕПТӨӨ

Чыныбеков М.К.¹, Абыкалыков Д.Б.², Абыганы у. Э.³, Бердикожоев Р.⁴, Бегалиев У.Т.⁵

⁽¹⁾ Эл аралык инновациялык технологиялар университети, Бишкек ш., магистрант; E-mail: mix-kg@mail.ru

⁽²⁾ Эл аралык инновациялык технологиялар университети, Бишкек ш., аспирант; E-mail: abdykalykov_17@mail.ru

⁽³⁾ Эл аралык инновациялык технологиялар университети, Бишкек ш., аспирант; E-mail: 996779662727@mail.ru

⁽⁴⁾ «Дили» ЖЧК, башкы директор; E-mail: ocoodili@mail.ru

⁽⁵⁾ Эл аралык инновациялык технологиялар университети, т.и.д.; utbegaliev@mail.ru

Аннотация. Бул макалада узун пролёттүү темирбетон устундөрүн алдын ала чыңдоо жана анын эсебин жүргүзүүнүн өзгөчөлүктөрү каралат. Теманын актуалдуулугу пролёт аралык жана жүктөмдөрдүн көбөйүшүнө байланыштуу конструкциялардын ишенимдүүлүгүн жана иштөө мөөнөтүн жогорулаттуу зарылдыгы менен түшүндүрүлөт. Пролёт арткан сайын ийилүүчү моменттер чоңоюп, алар чоң сунуучу чыңалууларды жаралып, жаракалардын пайда болушуна жана ийилүүлөрдүн көбөйүшүнө алып келет. Алдын ала чыңдоо бул чыңалууларды толук же жарым-жартылай компенсациялап, эксплуатациялык жүктөрөгө чейин элементтердин ичинде кысуучу күчтөрдү түзөт.

Изилдөөнүн алкагында К-7 класстагы арматура жана В30 класстагы бетон колдонулган, 15,4 м пролёттүү темирбетон устун талданган. Ички күчтөрдүн, ийилүүчү моменттердин, ийилүүлөрдүн жана чыңалуу жоготууларынын эсептөөлөрү жүргүзүлдү. Релаксация, бетондун жыйырлыши, сойлоп өзгөрүшү жана температуралык деформациялар эске алынды. Эсептөөлөр учурдагы нормативдик документтерге СП 63.13330.2018 ж.б. ылайык жүргүзүлдү. Аналитикалык көз караштагы төңдемелер, моменттердин таралышы жана чыңалуу жоготууларынын диаграммалары көлтирилди.

Алдын ала чыңдоо конструкциянын жаракага түрүктүүлүгүн, катаңдыгын жана көтөрүмдүүлүгүн олуттуу түрдө жасакыртарын аныкталды. Темирбетон конструкцияларын долбоорлоодо жана бекемдөөнүн пландаштырууда алынган жыйынтыктарды колдонуунун сунуштары берилди. LIRA-SAPR, SCAD Office жана ETABS сыйктуу заманбап программалар менен сандуу моделдөө жана кесилишиң оптималдаштырылышы келечектүү багыт катары белгилендиди.

Ачыкчىк сөздөр: темирбетон устун, алдын ала чыңдоо, ийилүү, катаңдык, жаракага түрүктүүлүк, чыңалуу жоготуулары, кесилишиң эсептөө, пролёт, ийилүү, моделдөө.

CALCULATION OF PRESTRESSING IN A LONG-SPAN REINFORCED CONCRETE BEAM

Chynybekov M.K.¹, Abdykalykov D.B.², Abdygany u. E.³, Berdikozhoev R.⁴, Begaliev U.T.⁵

⁽¹⁾ International University of Innovative Technologies, Bishkek, Master's student; E-mail: mix-kg@mail.ru

⁽²⁾ International University of Innovative Technologies, Bishkek, PhD student; E-mail: abdykalykov_17@mail.ru

⁽³⁾ International University of Innovative Technologies, Kyrgyz Republic, Bishkek, PhD student; E-mail: 996779662727@mail.ru

⁽⁴⁾ LLC "Dili", General Director; E-mail: ocoodili@mail.ru

⁽⁵⁾ International University of Innovative Technologies, Doctor of Techn. Sc. utbegaliev@mail.ru

Abstract. This article discusses the features of calculating and applying prestressing in long-span reinforced concrete beams. The relevance of this topic is due to the need to improve the reliability and service durability of structures under increased span lengths and load intensities. Increasing the span leads to higher bending moments, which in turn cause significant tensile stresses, resulting in cracking and increased deflections. Prestressing allows partial or complete

compensation of these tensile stresses by introducing internal compressive forces in the elements before service loads are applied.

The study analyzes a 15.4-meter-span reinforced concrete beam using K-7 class reinforcement and B30 class concrete. Calculations of internal forces, bending moments, deflections, and stress losses were performed, taking into account relaxation, shrinkage, creep of concrete, and thermal deformations in accordance with current design codes SP 63.13330.2018 and others. Analytical dependencies, moment distribution graphs, and stress loss diagrams are presented.

It was found that the use of prestressing significantly increases the crack resistance, stiffness, and load-bearing capacity of structures. Recommendations are provided for applying the obtained results in the practice of designing and strengthening reinforced concrete structures. Numerical modeling and cross-section optimization using modern software such as LIRA-SAPR, SCAD Office, and ETABS are noted as promising directions for further development.

Keywords: reinforced concrete beam, prestressing, bending, stiffness, crack resistance, stress losses, section design, span, deflection, modeling.

Введение. Железобетонные балки большого пролёта широко применяются в строительстве промышленных, общественных и транспортных сооружений. При значительных пролётах возрастает изгиб, растягивающие напряжения в нижней зоне увеличиваются, что снижает трещиностойкость и эксплуатационные характеристики. Предварительное напряжение позволяет компенсировать эти эффекты, создавая в конструкции начальные сжимающие усилия.

Вопросы проектирования и расчета большепролетных балок занимают важное место в теории и практике строительных конструкций, особенно в условиях возрастания архитектурных и эксплуатационных требований. Конструкции с пролётами более 18–24 м требуют учёта как прочности, так и деформационных характеристик, что предопределяет необходимость применения методов расчета по предельным состояниям первой и второй групп.

Классические основы расчета по предельным состояниям были заложены академиком А.А. Гвоздевым, который впервые сформулировал принципы расчета изгибаемых железобетонных элементов на основе теории пластического равновесия [11]. Применительно к большепролетным конструкциям, Гвоздев показал, что перераспределение усилий возможно и целесообразно при правильной расстановке арматуры, однако в таких элементах существенными становятся ограничения по трещиностойкости и прогибам, особенно при действии длительных нагрузок.

Проблема деформаций и их влияние на эксплуатационную пригодность большепролетных балок были детально исследованы В.М. Байковым и Э.Е. Сигаловым [7]. Авторы пришли к выводу, что для конструкций с большими пролетами критическим фактором становится прогиб, обусловленный не только внешними нагрузками, но и длительными эффектами: ползучестью, усадкой, а также потерями предварительного напряжения. Это особенно актуально для предварительно напряжённых конструкций, получивших широкое распространение в современном строительстве.

Значительный вклад в развитие расчетных методик внёс И.Ю. Быков, чьи исследования были направлены на анализ трещинообразования и деформаций железобетонных балок с пролётами более 20 м [12]. В своих работах он доказал, что даже

при соблюдении условий по несущей способности (первая группа предельных состояний) может иметь место недопустимый прогиб, ограничивающий дальнейшую эксплуатацию конструкции. В связи с этим расчёт по второй группе предельных состояний становится определяющим этапом проектирования.

Исследования, выполненные на базе экспериментальных данных по предварительно напряжённым конструкциям, подтвердили эффективность таких решений в борьбе с трещинообразованием и прогибами. Однако, как показал автор, при недостаточном контроле за процессами натяжения и потерями усилий возможно значительное снижение эксплуатационных характеристик конструкции.

На международном уровне вклад в данное направление был сделан профессором E.G. Nawy (США), автором одного из самых цитируемых учебников по железобетонным конструкциям [13]. В ряде экспериментальных и теоретических исследований он продемонстрировал высокую эффективность применения систем внутреннего постнатяжения, позволяющих значительно снизить прогиб и повысить трещиностойкость без увеличения размеров поперечного сечения.

Особое внимание в зарубежной литературе уделяется также влиянию деформаций второго порядка на поведение большепролетных элементов. При пролётах более 25 м нелинейные эффекты приводят к увеличению прогибов на 15–20% по сравнению с линейными расчётами, что требует обязательного учета второго порядка в инженерной практике.

Таким образом, современное состояние исследований показывает, что для большепролетных балок расчёты по первой группе предельных состояний по несущей способности должны сопровождаться обязательной проверкой по второй группе по ограничению прогибов и трещиностойкости. Особое внимание уделяется применению предварительного напряжения, выбору рациональных сечений, а также учету длительных воздействий и нелинейных деформаций.

Для верификации расчётных моделей и уточнения параметров работы предварительно напряжённых большепролётных железобетонных балок целесообразно проведение как статических, так и динамических испытаний. Такие комплексные методы позволяют всесторонне оценить прочностные, деформационные и эксплуатационные характеристики конструкций в условиях, приближенных к реальным [14-16].

Статические испытания направлены на исследование несущей способности балки при действии постоянных или постепенно возрастающих нагрузок. В процессе таких испытаний определяются прогибы, раскрытие и развитие трещин, а также характер разрушения конструкции. Особое внимание уделяется оценке потерь предварительного напряжения, возникающих вследствие релаксации арматуры, усадки и ползучести бетона. Полученные экспериментальные данные позволяют сравнивать фактические показатели с расчётыми, выполненными по СП 63.13330.2018, СНиП 2.03.01-84* и другим нормативным документам.

Динамические испытания [17-19] позволяют установить характеристики колебательной устойчивости балки и оценить её поведение при кратковременных, переменных и сейсмических нагрузках. Изучаются собственные частоты колебаний, формы и амплитуды, коэффициенты демпфирования. Предварительное напряжение оказывает влияние

на динамическую жёсткость элемента и его вибрационные свойства, что особенно важно при проектировании мостовых сооружений и конструкций в сейсмоактивных районах.

Расчет большепролетной железобетонной балки по предельным состояниям первого и второго порядка

Расчёт железобетонных конструкций, в том числе большепролетных балок, осуществляется в соответствии с требованиями нормативных документов по двум группам предельных состояний: **первой группы** (несущая способность) и **второй группы** (по деформациям, раскрытию трещин и др.) в соответствии с СП 63.13330.2018 и СП 20.13330.2016.

Номинальный пролет в осях $L = 15,4$ м, тогда длина балки $l_p = 15400 - (2 \cdot 120) = 15160$ мм = 15,16 м (рис.1).

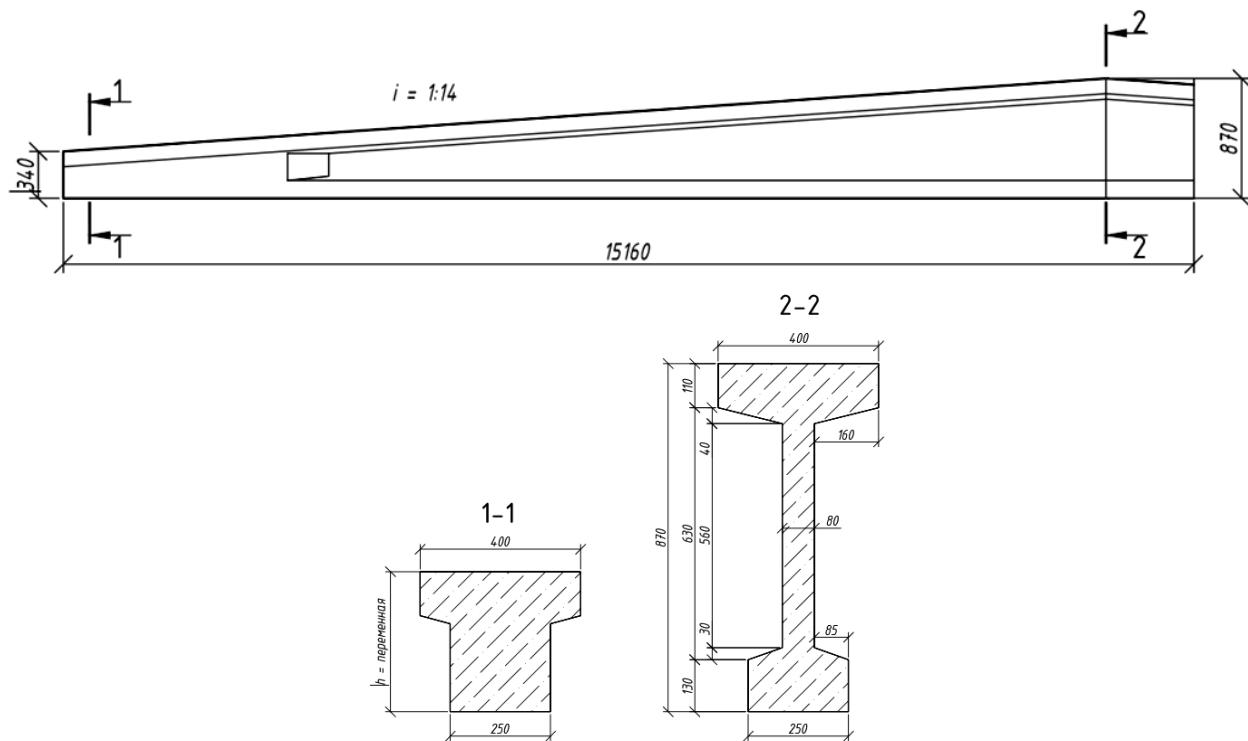


Рис. 1 – Опалубочные размеры балки $L = 15,16$ м

Расчетный пролет балки: (рис.2) $L_0 = L - 2 \cdot a_0 = 15160 - 2 \cdot 190 = 14780$ мм, где a_0 - расстояние от торца балки до середины опоры, 19 см.

Принятое предварительное напряжение должно находиться в пределах

$$N_s = 181 * (280/700) = 72,4; \quad R_s = N_s / A_{sp} = 72,4 / 98,7 = 0,734$$

$0,32 R_{s,ser} = 0,32 \cdot 1500 = 480 \text{ МПа} < \sigma_{sp} = 734 < 0,95 R_s = 0,95 \cdot 1300 = 1235 \text{ МПа}$ – условие выполняется.

Вычисление потерь приведено на примере сечения IV – IV.

Предварительное напряжение с учетом первых потерь

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1} = 608,2 \text{ МПа.}$$

Усилия обжатия напряжения с учетом первых потерь

$$P_l \equiv (\sigma_{\text{sp},l} A_{\text{sp}} - \sigma_{\text{s}} A_{\text{s}} - \sigma'_{\text{s}} A'_{\text{s}}) \equiv 236955 \text{ H} \equiv 237 \text{ kH.}$$

где $\sigma_s = \sigma_6 = 3,0$ МПа и $\sigma'_s = \sigma'_{6s} = 2,16$ – напряжения в ненапрягаемой конструктивной арматуре соответственно A_s и A'_s .

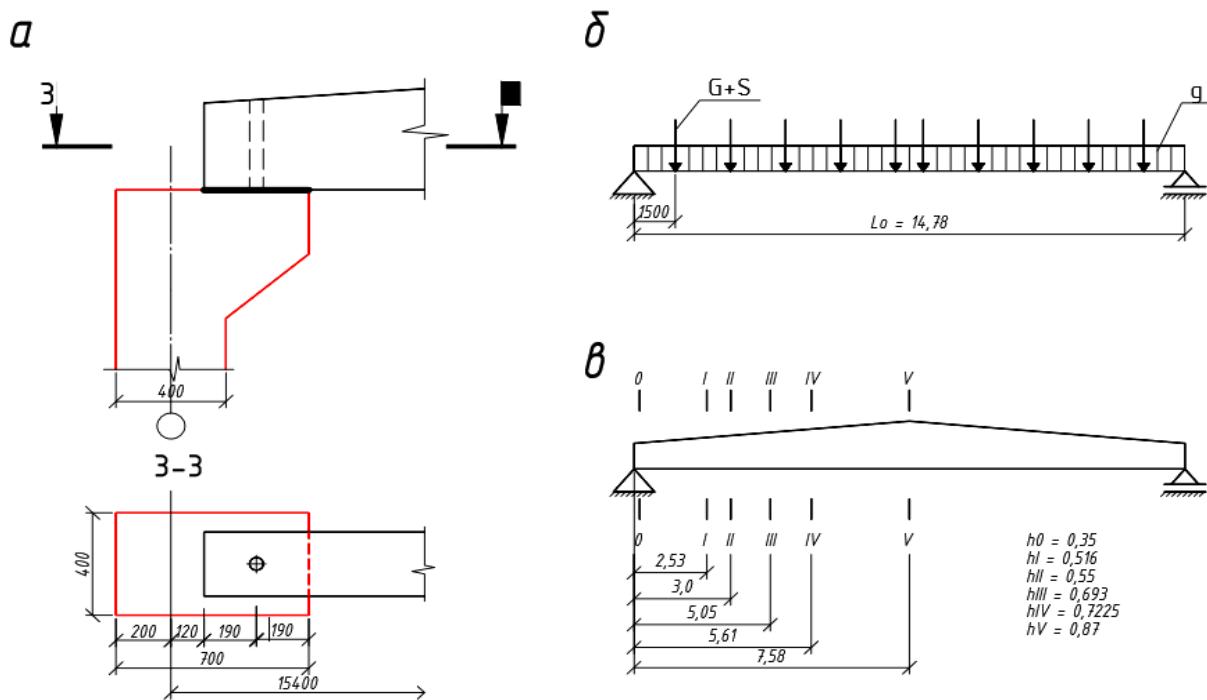


Рисунок 2 – Расчетная схема балки и расположение сечений: а – расположение анкерных болтов; б – схема загружения балки; в – расположение расчетных сечений

Эксцентризитет усилия P_1 относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{0p1} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s + \sigma_s A_s y_s}{P_1} = 336,4 \text{ мм},$$

где $y_s = y_0 - h_f/2 = 321$ мм; $y'_s = h - y_0 - h'_f/2 = 264,5$ мм;

По тем же принципам расчета найдены вторые потери $\sigma_{l2} = 45,8$ МПа. Тогда полные потери равны $\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} = 125,8 + 45,8 = 172$ МПа;

Предварительное напряжение с учетом полных потерь и при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp} = 1$

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_l = 562 \text{ МПа.}$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь и при $\gamma_{sp} = 1$

Расчет по предельным состояниям первой группы

При расчете на прочность по предельным состояниям первой группы определяются усилия и напряжения в сечениях балки от расчётных нагрузок, включая предварительное напряжение.

Так как фактическая нагрузка на балку приложена в виде сосредоточенных сил с шагом 1,5 м, принимается длина проекции наклонного сечения $c = 1,5$ (расстояние от опоры до ближайшего сосредоточенного груза). В опорном сечении $h_{0, sup} = 340 - 55 = 285$ мм, тогда в конце расчетного наклонного сечения рабочая высота составит

$$h_0 = h_{0, sup} + c * \operatorname{tg} \beta = 389,9 \text{ мм},$$

а средняя рабочая высота в пределах наклонного сечения

$$h_{0, m} = (h_{0, sup} + h_0) / 2 = 337,5 \text{ мм.}$$

Величина усилия обжатия также равна среднему значению для сечений 0 – 0 и I – I

$$P_2 = 152,3 \text{ кН.}$$

Проверена необходимость постановки поперечной арматуры

$$Q_{max} = 167,7 \text{ кН} < 2,5 R_{bt} b h_{0,sup} = 192,4 \text{ кН} \text{ прочность обеспечена};$$

$$Q \approx Q_{max} = 167,7 \text{ кН} > \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} b h_{0,m}^2 / c \approx 34,6 \text{ кН},$$

где $\varphi_n = 0,1 \frac{P_2}{R_{bt} b h_0} \approx 0,145 < 0,5$, прочность не обеспечена/

Так как одно из условий не выполняется, поперечную арматуру подбираем по расчету согласно п. 3.22 – 3.23 [4].

Для рассматриваемого наклонного сечения (от грани опоры до первого сосредоточенного груза) имеет: $c_1 = 1,5 \text{ м} = 1500 \text{ мм}$;

$$h_0 = 389,9 \text{ мм};$$

$$Q \approx Q_{max} = 167,7 \text{ кН} \text{ (в запас прочности);}$$

$$c_{01} = 2h_0 = 779,8 \text{ мм} < 1500 \text{ мм}.$$

По методике расчета выполняется полный расчетный анализ и в итоге получено значение предельного изгибающего момента, воспринимаемый сечением IV-IV:

$$M \leq M_{ult}$$

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_b A_{ov} (h_0 - 0,5 h'_f) + \\ + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) = 435,6 \text{ кН*м},$$

$426,73 \text{ кН*м} < 435,6 \text{ кН*м}$ – т.е. прочность данного сечения обеспечена.

Расчет по предельным состояниям второй группы

Расчет выполняется на стадии изготовления и эксплуатации на действие расчетных нагрузок с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1$ и коэффициентом точности натяжения $\gamma_{sp} = 1$.

Стадия изготовления и монтажа. Рассматриваем следующие сечения по длине балки: II-II – наиболее опасное по раскрытию верхних (начальных) трещин в момент подъема; 0-0, I-I, III-III и V-V – для выяснения необходимости учета трещин в сжатой зоне при расчете по трещиностойкости нижней зоны и по деформациям.

Расчет выполнено на примере сечения II-II. Исходные данные для расчета приняты по техническому заданию ОсОО «Дили», которые здесь не представлены. Образование верхних (начальных) трещин при обжатии элемента проверяется из условия

$$P_1 (e_{0p1} - r) \pm M_w \leq R_{bt,ser}^p W'_{pl},$$

где $r = \varphi \frac{W'_{red}}{A_{red}}$ – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней ядревой точки; $\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser} \geq 0,7$ но ≤ 1 – коэффициент, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона и обусловленное ими уменьшение размеров ядра сечения; M_w – момент от собственного веса элемента; принимается с знаком «+», когда направления этого момента и момента усилия P_1 совпадают.

Усилие обжатия $P_1 = 218,1 \text{ кН}$, эксцентриситет $e_{0p1} = 243,3 \text{ мм}$. Изгибающий момент от собственного веса для сечения II-II с учетом коэффициента динамичности при подъеме $k_d = 1,4$

$$M_w = M_2 = 17,45 \text{ кН*м}$$

Максимальное краевое напряжение в сжатом бетоне от действия собственного веса и усилия обжатия ($y = y_0 = 300 \text{ мм}$)

$$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{0p1} + M_2}{I_{red}} y = 6,46 \text{ МПа.}$$

Тогда $\varphi = 1,6 - 6,46/17,4 = 1,23$, $\varphi > 1$, принимается 1; $r = 150,1$ мм. Далее проверяется условие (5.5) и выполняется соответствующий анализ.

Стадия эксплуатации. Расчет по образованию нормальных трещин производится из условия

$$M_n = M_{crc},$$

где M_n – изгибающий момент от внешних нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$; $M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp}$ – момент, воспринимаемый сечением при образовании нормальных трещин; $M_{rp} = P_2 (e_{op2} + r)$ – момент усилия обжатия относительно ядерной точки сечения, наиболее удаленной от грани, трещиностойкость которой проверяется (на данной стадии проверяется трещиностойкость нижней грани балки, следовательно, момент M_{rp} определяется относительно верхней ядерной точки сечения).

В соответствии с табл. табл. Д1 приложения Д разд.15 [4] для элементов покрытий зданий производственного назначения прогиб ограничивается эстетико-психологическими требованиями и определяется только от продолжительно действующих нагрузок (постоянных и временных длительно действующих).

$$f = \frac{l_0^2}{216} \left[\left(\frac{1}{r} \right)_{0-0} + 6 \left(\frac{1}{r} \right)_{1-1} + 12 \left(\frac{1}{r} \right)_{2-2} + 8 \left(\frac{1}{r} \right)_m \right],$$

где $\left(\frac{1}{r} \right)_{0-0}$ – кривизна на опоре (сечение 0-0);

$\left(\frac{1}{r} \right)_{1-1}$ – кривизна в сечении на расстоянии $l_0 / 6$ от опоры;

$\left(\frac{1}{r} \right)_{2-2}$ – кривизна в сечении на расстоянии $l_0 / 3$ от опоры;

$\left(\frac{1}{r} \right)_m$ – кривизна в сечении посередине пролета.

Значения этих кривизн определяются при отсутствии трещин в растянутой зоне согласно указаниям п.4.27-4.29 [4], а при наличии трещин согласно п.4.30-4.32 [4].

В данном расчете при действии момента M_{nl} от постоянной и временной длительной нагрузок трещины во всех расчетных сечениях отсутствуют ($M_{crc, i} > M_{nl, i}$), и полные кривизны в сечениях должны определяться по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r} \right)_1 + \left(\frac{1}{r} \right)_2 - \left[\left(\frac{1}{r} \right)_3 + \left(\frac{1}{r} \right)_4 \right],$$

где, $\left(\frac{1}{r} \right)_1 = 0$ – кривизна от кратковременных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r} \right)_2 = \frac{M_l \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}$ – кривизна от постоянных и временных длительно действующих нагрузок;

$\left(\frac{1}{r} \right)_3 = \frac{P_0 e_{op}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}$ – кривизна от выгиба элемента от действия;

$\left(\frac{1}{r} \right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_b'}{h_0}$ – кривизна выгиба от усадки и ползучести бетона при длительном действии усилия предварительного обжатия.

Здесь ε_b и ε_b' – относительные деформации усадки и ползучести бетона соответственно на уровне растянутой арматуры и крайнего сжатого волокна бетона

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9}{2 \cdot 10^5}; \quad \varepsilon_b' = \frac{\sigma_6' + \sigma_8' + \sigma_9'}{2 \cdot 10^5};$$

$\varphi_{b1} = 0,85$ – для тяжелого бетона; $\varphi_{b2} = 2$ – при продолжительном действии нагрузки и влажности воздуха 40...75%.

Кривизны в расчетных сечениях вычислены. При этом учтены указания п. 4.27 [4], согласно которым сумма $\left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4\right]$ принимается не менее $\left(\frac{1}{r}\right)_3 \cdot \varphi_{b2}$.

Прогиб балки от продолжительной нагрузки по формуле (6.3)

$$f = 32,6 \text{ мм} < f_{lim} = l_0 / 250 = 59,1 \text{ мм}$$

где, f_{lim} – предельно допустимый прогиб по табл. Д1 приложения Д [4]

По результатам расчётов установлено, что потери напряжения составляют от 20 до 30 % от первоначального значения. При этом остаточные напряжения обеспечивают необходимый уровень жёсткости и трещиностойкости. Применение предварительного напряжения позволило сократить максимальные прогибы на 30–40 % и полностью исключить трещинообразование в зоне растяжения при нормальных нагрузках. Результаты – подтвердили эффективность технологии даже при значительных пролётах (свыше 12 м).

Выводы. Предварительное напряжение является одним из наиболее эффективных способов повышения надёжности и эксплуатационных свойств железобетонных большепролетных балок. Учитывая эффективность снижения прогибов и предотвращения трещинообразования, данная технология может быть рекомендована для массового применения в строительстве мостов, транспортных эстакад, перекрытий и других ответственных конструкций. В перспективе необходимо развивать численные методы расчёта и оптимизации с применением BIM-технологий и автоматизированных комплексов.

Доказано снижение материоемкости, возникающие деформации, стоимости, а также увеличение жесткости и устойчивости конструкции при ее предварительном напряжении.

Впервые рассчитана железобетонная балка длиной 15,4 метров по предельным состояниям несущей способности и трещиностойкости.

Установлены оптимальные сечения арматуры, канатов и геометрические размеры большепролетной балки.

Список использованных источников

1. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения (актуализированная редакция СНиП 52-01-2003). – М.: Минрегион России, 2018.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстрой СССР, 1989.
3. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия (актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*). – М.: Минстрой России, 2016.
4. Методическое пособие по расчёту предварительно напряжённых железобетонных конструкций (к СП 63.13330.2012). – М.: Минстрой РФ, 2015.
5. Заикин А. И. Железобетонные конструкции. Учебное пособие. – М.: АСВ, 2007.
6. Михайлов В. В. Предварительно напряжённые железобетонные конструкции: теория, расчёт и подбор сечений. – М.: Стройиздат, 1978.
7. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс: учебник для вузов. – 5-е изд. – М.: Стройиздат, 1991.
8. ЦНИИпромзданий. Пособие по проектированию предварительно напряжённых железобетонных конструкций из тяжёлого и лёгкого бетона. – М.: Госстрой СССР, 1989.

9. SCAD Office 21. Расчёт и проектирование предварительно напряжённых конструкций. Руководство пользователя. – М.: SCAD Soft, 2022.
10. LIRA-SAPR 2023. Справочник пользователя. – М.: Лира Софт, 2023.
11. Гвоздев А.А. Пластическое равновесие и расчёт железобетонных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1956.
12. Быков И.Ю. Прогибы железобетонных балок с трещинами. – М.: НИУ МГСУ, 2014.
13. Nawy E.G. Reinforced Concrete: A Fundamental Approach. – Prentice Hall, 2009
14. Бегалиев У.Т., Абдыкалыков Д.Б., Абдыганы У.Э., Кенешбек У.Т. Натурные динамические испытания 3-этажного здания со стенами комплексной конструкции. – Наука и инновационные технологии. – 2022. № 1 (22). – С. 3-14.
15. Abdykalykov A.A., Abdybaliev M.K., Begaliev U.T. Approaches to determination of seismic hazard on building area and demand for building structures in the Kyrgyz Republic. – News of International Association of Experts on Earthquake Engineering. – 2022. № 1 (13). – С. 5-14.
16. Тулеев А.Т., Абаканов Т., Бегалиев У.Т., Лапин В.А. Динамические испытания высотного жилого дома в г. Алматы. – Наука и инновационные технологии. – 2024. № 1 (30). – С. 310-320.
17. Бегалиев У.Т., Абдыкадыров А.З., Абдыкалыков Д.Б. Экспериментальные зависимости «силы-перемещения» при испытаниях на статические горизонтальные и вертикальные воздействия стеновых панелей из ЛСТК. – Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2024. № 6. – С. 139-164.
18. Матыева А.К., Таалайбеков А., Апьсов К., Рысбаев Э., Таалайбеков С. Инновация в сейсмостойком строительстве. – Наука и инновационные технологии. – 2021. № 1 (18). – С. 154-161.
19. Кулбаев Б.Б., Шокбаров Е.М., Темириалиулы Г. Численная модель испытываемого образца из каменной кладки. Вестник Международной ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству. – 2022. № 1 (13). – С. 65-69.