

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ПЛОСКОСТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ДЕЙСТВИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ВЫСОКОПРОЧНЫХ БЕТОНОВ

Н.И. Карпенко^{1,2}, *С.Н. Карпенко*², *А.Н. Петров*³

¹ Российская академия архитектуры и строительных наук, г. Москва, РОССИЯ

² Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, г. Москва, РОССИЯ

³ Петрозаводский государственный университет, г. Петрозаводск, РОССИЯ

Аннотация: Рассматривается совершенствование методики расчета плоскостных железобетонных конструкций на базе деформационной теории пластичности железобетона с трещинами Н.И. Карпенко, где наиболее полно учитываются основные факторы физической нелинейности железобетона, образование и развитие трещин в растянутом бетоне, действительный характер деформирования бетона и арматуры. Деформационная модель железобетона с трещинами с учетом диаграмм деформирования бетона и арматуры использована для численного анализа напряженно-деформированного состояния балки-стенки из высокопрочного бетона класса В100. Проведенный анализ позволяет сделать вывод, что учет действительных свойств материалов существенно повышает точность компьютерного моделирования. Прочность бетона является решающим фактором, определяющим механизм разрушения конструкции и эффективность использования арматуры. На стадии проектирования наиболее надежным и точным инструментом оценки эксплуатационной пригодности плоскостных железобетонных конструкций является компьютерное моделирование на базе нелинейной деформационной модели с учетом действительных прочностных и деформативных свойств бетона и арматуры.

Ключевые слова: деформационная модель железобетона с трещинами, плоское напряженное состояние, метод конечных элементов, компьютерное моделирование, диаграммы состояния, высокопрочный бетон, железобетонные балки-стенки

ENHANCEMENT OF THE REINFORCED CONCRETE PLAIN STRUCTURES DESIGN METHODS WITH THE TAKING INTO CONSIDERATION THE TRUE PROPERTIES OF HIGH PERFORMANCE CONCRETES

Nikolay I. Karpenko^{1,2}, *Sergey N. Karpenko*², *Alexey N. Petrov*³

¹ Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, RUSSIA

² Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, RUSSIA

³ Petrozavodsk State University, Petrozavodsk, RUSSIA

Abstract: The enhancement of the reinforced concrete plain structures design methods on the basis of the deformation theory of the plasticity of reinforced concrete with cracks by N.I. Karpenko is considered. The deformation model of reinforced concrete with cracks taking into account the deformation diagrams of concrete and reinforcement is used for numerical analysis of a deep beam made of high-strength concrete of class B100. The analysis makes it possible to conclude that taking into account the actual properties of materials significantly improves the accuracy of computer modeling. The strength of concrete is the decisive factor determining the mechanism of structural failure and the efficiency of using reinforcement. At the design stage, the most reliable and accurate tool for assessing the operational fitness of planar reinforced concrete structures is computer modeling based on a nonlinear deformation model, taking into account the actual strength and deformation properties of concrete and reinforcement.

Key words: deformation model of reinforcement concrete with cracks, plane stress state, finite element method, computer modelling, stress-strain diagrams, high performance concrete, reinforced deep beams

Физические соотношения для железобетона, а также известные уравнения равновесия, совместности деформаций, геометрические соотношения и граничные условия составляют системы определяющих уравнений механики бетона и железобетона. Поскольку элементы матриц жесткости в физических соотношениях не являются константами, а представляются функциями напряжений, деформаций или неаналитическими зависимостями, то решения задач выполняются численными методами. Разрешающие уравнения, как правило, конструируются с помощью метода конечных элементов. Их решение достигается шагово-итерационными методами, в основе которых обычно лежат различные модификации метода переменной жесткости применительно к железобетону. Наиболее эффективной, с точки зрения сходимости итерационного процесса, является запись разрешающих уравнений в приращенных для решения задач малоитерационными методами [1].

В деформационной модели железобетона [2] учитывается нелинейный характер деформирования бетона и арматуры и образование трещин, что приводит к приобретаемой анизотропии. Согласно этой модели, связь между деформациями и напряжениями представляется в виде:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}, \quad (1)$$

где $[C]$ – симметричная матрица податливости железобетона.

При формировании матрицы $[C]$ учитываются приобретаемая анизотропия бетона, нелинейность деформирования бетона и арматуры, связи зацепления берегов трещин, влияние сцепления арматуры с бетоном между трещинами на её диаграмму растяжения как

основные факторы физической нелинейности. Физические соотношения (1) и коэффициенты матрицы податливости $[C]$ устанавливаются на основании анализа напряженно-деформированного состояния конечных элементов. При этом выделяются четыре стадии работы материала:

- линейная без трещин (упругая стадия работы бетона и арматуры);
- нелинейная без трещин (с учетом влияния пластических деформаций в бетоне);
- с трещинами при упругой работе арматуры в трещинах;
- с трещинами при работе арматуры за пределом упругости.

Характер деформирования бетонных элементов до образования трещин наиболее точно описывает ортотропная модель, позволяющая учитывать направленное развитие микротрещин и отличия в изменении физико-механических характеристик бетона по направлениям сжимающих и растягивающих напряжений. Ортотропия приобретает в процессе нагружения конструкции, оси симметрии n, l приобретаемой ортотропии в элементах без трещин совпадают с направлениями главных площадок. Связи между напряжениями $(\sigma_{bn}, \sigma_{bl}, \tau_{bnl})$ и относительными деформациями $(\varepsilon_n, \varepsilon_l, \gamma_{nl})$ бетона до появления трещин записывается в осях ортотропии n, l .

При этом

$$\sigma_{bn} = \sigma_{bt}; \sigma_{bl} = \sigma_{b2}; \tau_{bnl} = \tau_{bn2} = 0,$$

однако величины τ_{bnl} при записи определяющих соотношений оставлены с целью использования стандартных матричных преобразований. В осях n, l связи между напряжениями и относительными деформациями $(\varepsilon_n, \varepsilon_l, \gamma_{nl})$ записываются в виде

$$\left\{ \begin{matrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_l \\ \gamma_{nl} \end{matrix} \right\} = \frac{1}{E_b} \times \begin{bmatrix} (1/\nu_{b1}) & (-\mu_{b12}/\nu_{b12}) & 0 \\ (-\mu_{b12}/\nu_{b12}) & (1/\nu_{b2}) & 0 \\ 0 & 0 & (1/\nu_{bG}) \end{bmatrix} \times \left\{ \begin{matrix} \sigma_{bn} \\ \sigma_{bl} \\ \tau_{bnl} \end{matrix} \right\} + \left\{ \begin{matrix} \varepsilon_{bn}^0 \\ \varepsilon_{bl}^0 \\ \gamma_{bnl}^0 \end{matrix} \right\} \quad (2)$$

или сокращенно, сохраняя последовательность написания вектор-столбцов и матрицы,

$$\{\varepsilon\}_n = E_b^{-1} [C_b]_n \{\sigma_b\}_n + \{\varepsilon_b^0\}_n, \quad (3)$$

где индекс n указывает, что элементы относятся к осям n, l .

В выражении (2) $\nu_{b1}, \nu_{b2}, \nu_{b12}$ – коэффициенты изменения секущих модулей деформаций бетона ($\nu_{b1}E_b, \nu_{b2}E_b$ – секущие модули по направлениям n и l , $\nu_{b12}E_b$ – модуль взаимного влияния; μ_{b12} – коэффициент поперечной деформации); ν_{bG} – коэффициент изменения секущего модуля сдвига $E_b\nu_{bG}$

$$\frac{1}{\nu_{bG}} = \frac{1}{\nu_{b1}} + \frac{1}{\nu_{b2}} + \frac{2\mu_{b12}}{\nu_{b12}}, \quad (4)$$

$\varepsilon_{bn}^0, \varepsilon_{bl}^0, \varepsilon_{bnl}^0$ – собственные деформации бетона (усадочные, температурные и др.).

Коэффициенты изменения секущих модулей деформации бетона зависят от уровней напряжений

$$\eta_{b1} = \left| \frac{\sigma_{bl}}{\hat{\sigma}_{bl}} \right|; \quad \eta_{b2} = \left| \frac{\sigma_{b2}}{\hat{\sigma}_{b2}} \right|. \quad (5)$$

Соотношения (2) в осях x и y могут быть записаны в виде

$$\{\varepsilon\}_x = [C_b]_x \{\sigma_b\}_x + \{\varepsilon_b^0\}_x, \quad (6)$$

где соответственно имеем

$$[C_b]_x = [\alpha]^T [C_b]_n [\alpha]; \quad \{\varepsilon_b^0\}_x = [\alpha]^T \{\varepsilon_b^0\}_n, \quad (7)$$

здесь $[C_b]_x$ – матрица податливости бетона в осях x и y ; $\{\varepsilon_b^0\}_x$ – вектор-столбец вынужденных деформаций бетона в осях x и y ;

$$\{\sigma_b\}_x = \{\sigma_{bx}, \sigma_{by}, \tau_{bxy}\}^T$$

– вектор-столбец напряжений в осях x и y .

При решении отдельных задач соотношение (6) удобно записывать в обратном виде

$$\{\sigma_b\}_x = [d_b]_x \{\varepsilon\}_x - [d_b]_x \{\varepsilon_b^0\}_x, \quad (8)$$

где $[d_b]_x$ – матрица жесткости в осях x и y ;

$$[d_b]_x = [C_b]_x^{-1}. \quad (9)$$

В развёрнутом виде, после перемножения матриц, входящих в первое выражение (7), матрица податливости примет вид

$$[C_b]_x = \begin{bmatrix} C_{b11} & C_{b12} & C_{b13} \\ C_{b12} & C_{b22} & C_{b23} \\ C_{b13} & C_{b23} & C_{b33} \end{bmatrix}, \quad (10)$$

$$\left. \begin{aligned} C_{b11} &= \frac{1}{E_b} \left(\frac{\sin^2 \alpha}{\nu_{b1}} + \frac{\cos^2 \alpha}{\nu_{b2}} \right); \\ C_{b23} &= C_{b13} = \frac{\sin 2\alpha}{2E_b} \left(\frac{1}{\nu_{b1}} - \frac{1}{\nu_{b2}} \right); \\ C_{b22} &= \frac{1}{E_b} \left(\frac{\cos^2 \alpha}{\nu_{b1}} + \frac{\sin^2 \alpha}{\nu_{b2}} \right); \\ C_{b12} &= -\mu_{b12} / (E_b \nu_{b12}); \\ C_{b33} &= \frac{1}{E_b} \left(\frac{1}{\nu_{b1}} + \frac{1}{\nu_{b2}} + \frac{2\mu_{b12}}{\nu_{b12}} \right). \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Построение определяющих соотношений для железобетонного элемента без трещин производится на основании следующих предположений:

- деформации железобетонного элемента совпадают с деформациями бетона ($\varepsilon_{bx} = \varepsilon_x$; $\varepsilon_{by} = \varepsilon_y$; $\tau_{bxy} = \tau_{xy}$);
- принимается равенство осевых относительных деформаций арматуры и бетона ($\varepsilon_{si} = \varepsilon_{bi}$), за исключением зон анкеровки арматуры, где условие совместности нарушается;
- нормальные напряжения элемента $\{\sigma\}_x = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\}^T$ полагают составными величинами, состоящими из напряжений в бетоне и приведённых напряжений в арматуре:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_{bx} - \mu_{sx} \sigma_{sx}; \\ \sigma_y &= \sigma_{by} - \mu_{sy} \sigma_{sy}; \\ \tau_{xy} &= \tau_{bxy} + 0,5 \tau_{sxy} (\mu_{sx} + \mu_{sy}) \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

(допускается принимать $\tau_{xy} \approx \tau_{bxy}$).

$\{\sigma_s^0\}_x = \{\sigma_{sx}^0, \sigma_{sy}^0, 0\}^T$ – начальные напряжения в арматуре (например, в результате предварительного напряжения) до начала совместной работы арматуры и бетона.

$\{\varepsilon_s^0\}_x = \{\varepsilon_{sx}^0, \varepsilon_{sy}^0, 0\}^T$ – вынужденные деформации арматуры, которые реализуются в процессе совместной работы арматуры и бетона (как и вынужденные деформации бетона).

При указанных общих предпосылках определяющие соотношения для железобетонного элемента без трещин принимается в виде

$$\{\sigma\}_x = [d]_x \{\varepsilon\}_x - [\beta^0]_x + \{\sigma_s^0\}_x, \quad (13)$$

где $[d]_x$ – матрица жесткости железобетона,

$$[d]_x = [d_b]_x + [d_s]_x, \quad (14)$$

$[d_s]_x$ – матрица упругости арматуры:

$$[d_s]_x = \begin{bmatrix} \mu_{sx} E_{sx} & 0 & 0 \\ 0 & \mu_{sy} E_{sy} & 0 \\ 0 & 0 & 0,2(E_{sx} \mu_{sx} + E_{sy} \mu_{sy}) \end{bmatrix}, \quad (15)$$

E_{sx}, E_{sy} – модули упругости арматуры (при работе арматуры в упругопластической стадии они заменяются на секущие модули деформаций, которые определяемые по диаграммам состояния арматуры);

$$\{\beta^0\}_x = \{\beta^0_x, \beta^0_y, \beta^0_{xy}\}^T$$

– вектор-столбец вынужденных условных (эквивалентных) напряжений,

$$\{\beta^0\}_x = [d_x]_x \{\varepsilon_s^0\}_x + [d_b]_x \{\varepsilon_b^0\}_x. \quad (16)$$

Напряжения в арматуре вычисляют по формуле

$$\{\sigma_s\}_x = [d_s]_x \{\varepsilon_s\}_x - [d_s]_x \{\varepsilon_s^0\}_x + \{\sigma_s^0\}_x, \quad (17)$$

а напряжения в бетоне – по формулам (2) или (8) после определения деформаций $\{\varepsilon\}_x$.

Определяющие соотношения для железобетона с трещинами формируются в зависимости от схемы трещин. При анализе напряженного состояния следует проверять возможность образования двух схем трещин: непересекающихся и пересекающихся. Непересекающиеся трещины образуются, когда нарушается первое из двух условий (при $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$):

$$\sigma_{b1} \leq R_{bt,ser} \tilde{\gamma}_{bt}; \quad \sigma_{b2} \leq R_{bt,ser} \tilde{\gamma}_{bt}, \quad (18)$$

где $\tilde{\gamma}_{bt}$ – коэффициент условий работы бетона, определяемый по формуле

$$1 \geq \tilde{\gamma}_{bt} = \frac{R_b \varphi_b}{(0,2 + \alpha B) R_b \varphi_b + R_{bt}}, \quad (19)$$

значения α и B принимаются согласно указаниям нормативных источников;

$$\varphi_b = |\sigma_{b1} / \sigma_{b2}|.$$

Пересекающиеся трещины образуются, когда нарушаются оба условия (18). Главные напряжения в бетоне вычисляются по компонентам $\{\sigma_b\}_x$ по формулам (8) после нахождения деформаций элемента $\{\varepsilon\}_x$. Угол наклона трещин α в бетоне определяется в момент нарушения первого условия (18) и считается неизменным. В упругой стадии работы арматуры допускается угол α определять, исходя из условия прохождения трещин вдоль площадок приложения главных сжимающих напряжений.

После появления непересекающихся трещин элемент разделяется ими на отдельные полосы, соединенные стержнями арматурной сетки за счёт сил сцепления. Сцепление таково, что происходит нарушение совместности осевых деформаций арматуры и бетона вследствие перемещений (смещений) арматуры относительно бетона (в основном происходящих по кососимметричной схеме в пределах одной полосы между трещинами). Полосы бетона между трещинами могут самостоятельно работать на осевое сжатие (растяжение) вдоль трещин или на сжатие со сдвигом. В трещинах все усилия (за исключением некоторых усилий в связях зацепления берегов трещин) передаются на арматуру, которая воспринимает как осевые, так и касательные напряжения (нагельный эффект в арматуре). В полосах между трещинами напряжения в арматуре уменьшаются за счёт сил сцепления, что сказывается на средних относительных деформациях арматуры и жёсткости элемента. Осевые смещения арматуры относительно бетона приводят к раскрытию трещин, а наклонное к трещинам расположение арматуры и касательные напряжения в ней – ещё и к сдвигу берегов трещин. При пересекающихся трещинах бетон выключается из работы, но продолжает

оказывать влияние на снижение средних деформаций и напряжений в арматуре и сдвиг элемента.

Под относительными деформациями элемента с непересекающимися трещинами в осях n, l , где ось n проходит по нормали к трещине, подразумеваются деформации, которые складываются из двух частей: средних (сглаженных на отрезке расстояния между трещинами) относительных деформаций от раскрытия трещин α_{cr} и сдвига берегов Δ_{cr} и средних и средних относительных деформаций $(\varepsilon_{bn}, \varepsilon_{bl}, \gamma_{bnl})$ полос бетона между трещинами:

$$\begin{aligned} \varepsilon_n &= \alpha_{cr} / l_{cr} + \varepsilon_{bn}; \\ \varepsilon_l &= \varepsilon_{nl}; \\ \gamma_{nl} &= \Delta_{cr} / l_{cr} + \gamma_{bnl}, \end{aligned} \quad (20)$$

где l_{cr} – расстояние между трещинами (или ширина полосы бетона между трещинами). Здесь общие сдвиги γ_{nl} состоят из двух частей

$$\gamma_{nl} = \gamma_n + \gamma_l,$$

где соответственно

$$\gamma_n = \Delta_{cr} / l_{cr} + 0,5\gamma_{bnl}; \quad \gamma_l = 0,5\gamma_{bnl}; \quad (21)$$

γ_{bnl} – угол сдвига полос бетона между трещинами.

Оси n, l до появления трещин совпадают с осями 1,2 главных напряжений, а после появления трещин могут с ними не совпадать.

В случае пересекающихся трещин, ориентированных вдоль осей n, l ,

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_n &= \alpha_{cr1} / l_{cr1}; \quad \varepsilon_l = \alpha_{cr2} / l_{cr2}; \\ \gamma_{nl} &\approx \gamma_n + \gamma_l \approx \Delta_{cr1} / l_{cr1} + \Delta_{cr2} / l_{cr2}, \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

где α_{cri} – ширина раскрытия трещин, нормальных к оси n при $i=1$ и к оси l при $i=2$; Δ_{cri} – сдвиги берегов трещин; l_{cri} – рас-

стояние между трещинами одного и второго направления.

Под напряжениями железобетонного элемента с трещинами подразумеваются двухкомпонентные величины, состоящие из приведенных напряжений в арматуре и бетоне, которые, однако, имеют существенные особенности:

– компоненты напряжений в бетоне и арматуре (как и относительных деформаций) в отдельности изменяются по законам несимметричного тензора напряжений так, что на площадках с трещинами составляющая напряжений в бетоне практически обращается в ноль (за исключением некоторых напряжений в связях зацепления), а на площадках, нормальных к трещинам, присутствуют обе составляющие, которые вычисляются по средним напряжениям в бетоне и арматуре;

– общие напряжения в железобетонном элементе изменяются по законам симметричного тензора напряжений;

– из-за нарушения сцепления арматуры с бетоном знаки одноименных компонент в бетоне и арматуре могут не совпадать.

Методика физически нелинейного расчета реализована в виде программы компьютерного моделирования железобетонных балок-стенок с трещинами, с помощью которой был проведен сравнительный анализ напряженно-деформированного состояния двух конструкций с одинаковым армированием, но из бетона существенно разной прочности. Железобетонные балки-стенки БС-1 и БС-2 высотой 1000 мм, толщиной 200 мм и пролетом 4 м, армировались сетками из ортогональных стержней $\varnothing 16A500$ с шагом 200 мм. В качестве продольной рабочей арматуры в растянутой зоне были установлены четыре стержня $\varnothing 28A500$. Опирались балок-стенок осуществлялось по углам через стальные прокладки 300×300 мм толщиной 30 мм. Схема армирования балок-стенок показана на рис.1. Физико-механические свойства бетона представлены в таблице 1.

Расчетная схема балок-стенок и схема за-

грузки показаны на рис. 2. При назначении расчетной схемы учитывалась симметрия конструкции и приложения нагрузки. Симметричная часть балки-стенки была разбита на 110 прямоугольных конечных элементов со 135 узлами. Типы конечных элементов на рис.2 выделены тоном и отличаются коэффициентами армирования в направлении оси x . Коэффициенты армирования конечных элементов представлены в таблице 2.

Загружение балок-стенок осуществлялось ступенями равномерно распределенной нагрузки интенсивностью 20 кН/м для балки-стенки БС-1 и 40 кН/м для балки-стенки БС-2. Подъем нагрузки до разрушения включал 14 ступеней для балки-стенки БС-1 и 24 для балки-стенки БС-2. На рис.3 показаны кривые зависимости прогиба балок-стенок от внешней нагрузки.

Нагрузка трещинообразования для балки-стенки БС-1 составила 40 кН/м, первые трещины появились в нижнем ряду конечных элементов (КЭ) с номерами 108,109,110. Для балки-стенки БС-2 нагрузка трещинообразования составила 100 кН/м, первые трещины появились в нижнем ряду КЭ с номерами 107,108,109,110. Схема трещинообразования в балке-стенке БС-2 показана на рис. 4. Ниже, на рис. 5, для сопоставления приводится схема трещинообразования при нагрузке 100 кН/м в балке-стенке БС-1.

Балка-стенка БС-1 разрушилась при нагрузке 280 кН/м, схема трещинообразования в стадии разрушения показана на рис.6. Причиной разрушения явилось исчерпание несущей способности и расслоение сжатого бетона в середине пролета в КЭ с номерами 8,9,10,11 (верхний ряд) и 20,21,22 (средний ряд). Исчерпание прочности бетона сопровождалось текучестью продольной сжатой арматурой. При этом максимальные напряжения в продольной растянутой арматуре в сечении с трещиной (КЭ 110) достигли 320 МПа, что для арматуры класса А500 составляет только 62,5% предела текучести.

Таблица 1. Физико-механические свойства бетона.

Марка эл-та	Кубиковая прочность $R(15 \times 15 \text{ см})$, МПа	Призменная прочность R_b , МПа	Прочность при осевом растяжении R_{bt} , МПа	Модуль мгновенно-упругих деформаций E_b , МПа	Абцисса вершины диаграммы сжатия $\hat{\varepsilon}_b$
БС-1	20	15	1.35	27500	0.0020
БС-2	100	71	3.8	43000	0.0029

Таблица 2. Коэффициенты армирования конечных элементов.

Номера конечных элементов	Коэффициент армирования в направлении оси x	Коэффициент армирования в направлении оси y
1 – 22	0.01	0.01
23 – 44	0.0001	0.01
45 – 66	0.01	0.01
67 – 88	0.0001	0.01
89 – 110	0.0616	0.01

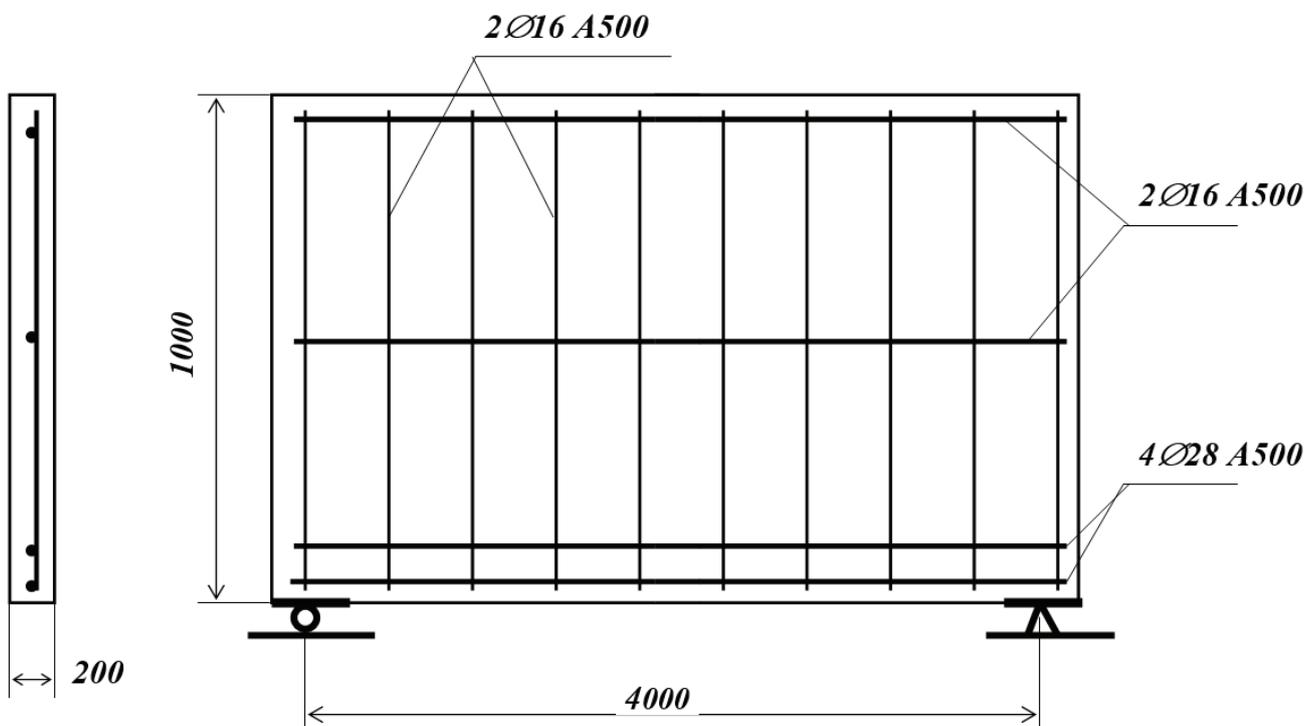


Рисунок 1. Схема армирования балок-стенок.

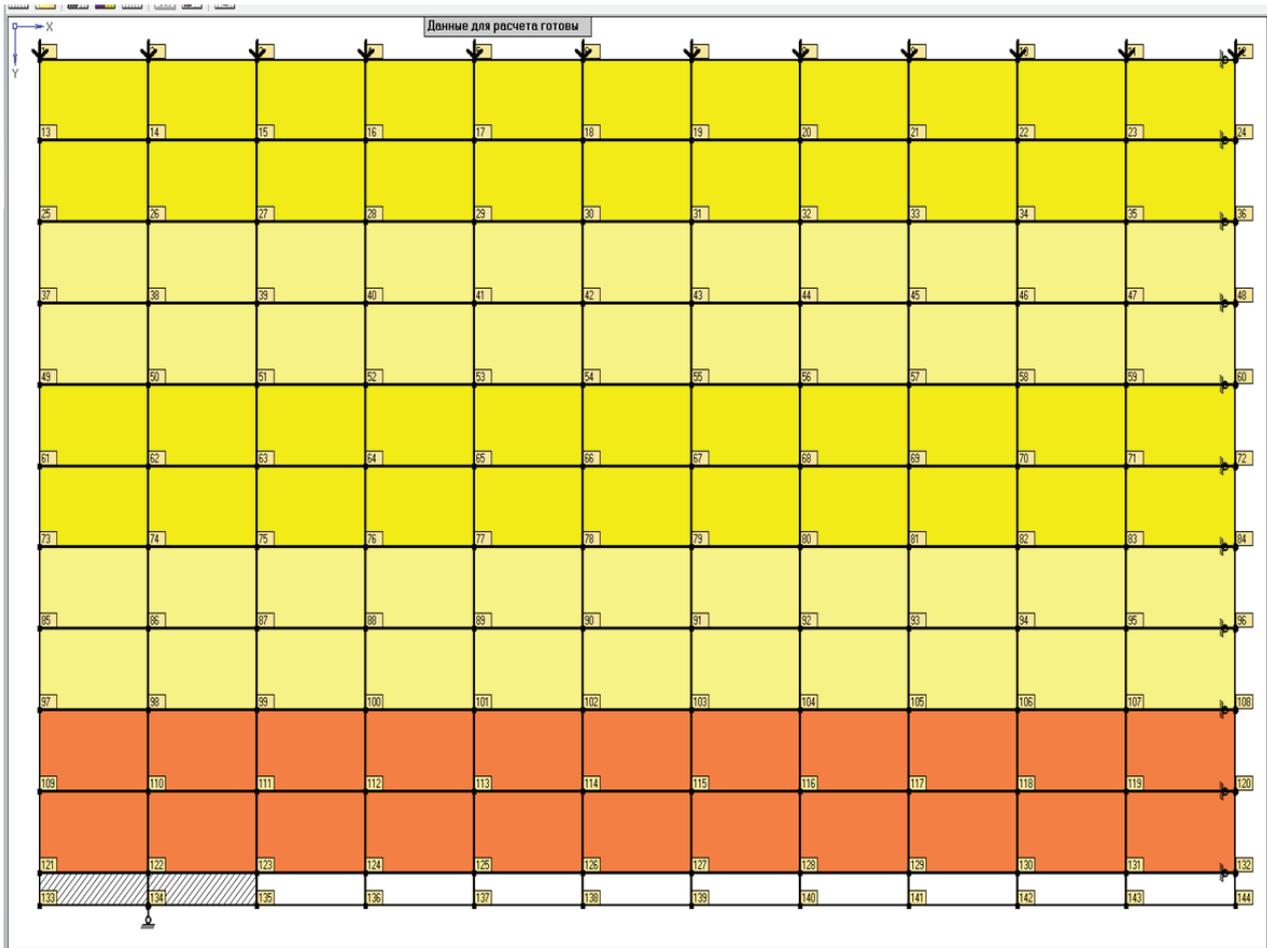


Рисунок 2. Схема конечно-элементной аппроксимации.

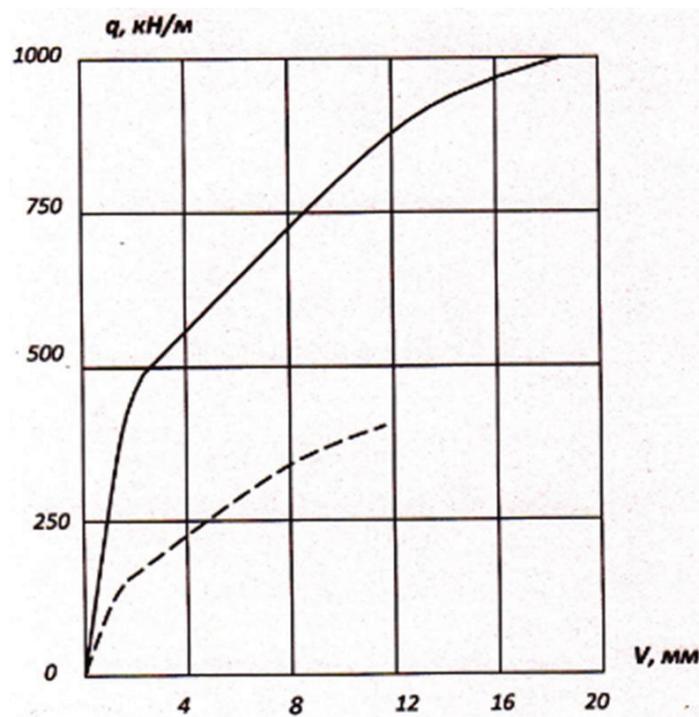


Рисунок 3. Кривые прогиба балок-стенок БС-1 (пунктир) и БС-2 (сплошная линия).

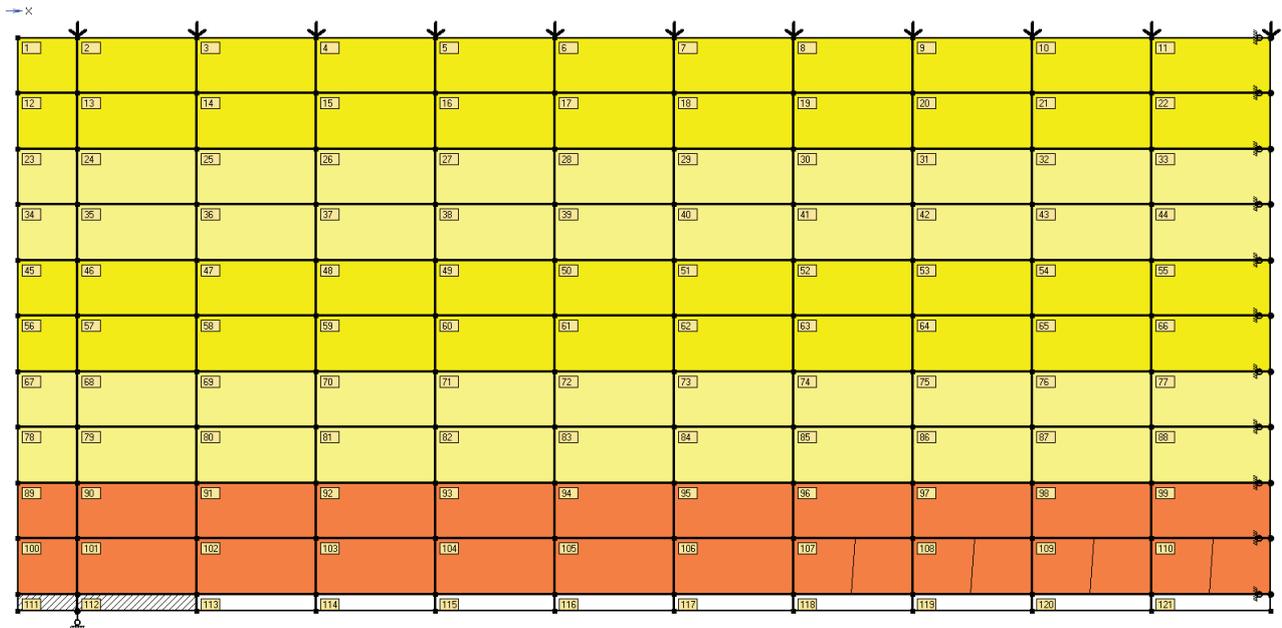


Рисунок 4. Схема трещинообразования в БС-2 при нагрузке 100 кН/м.

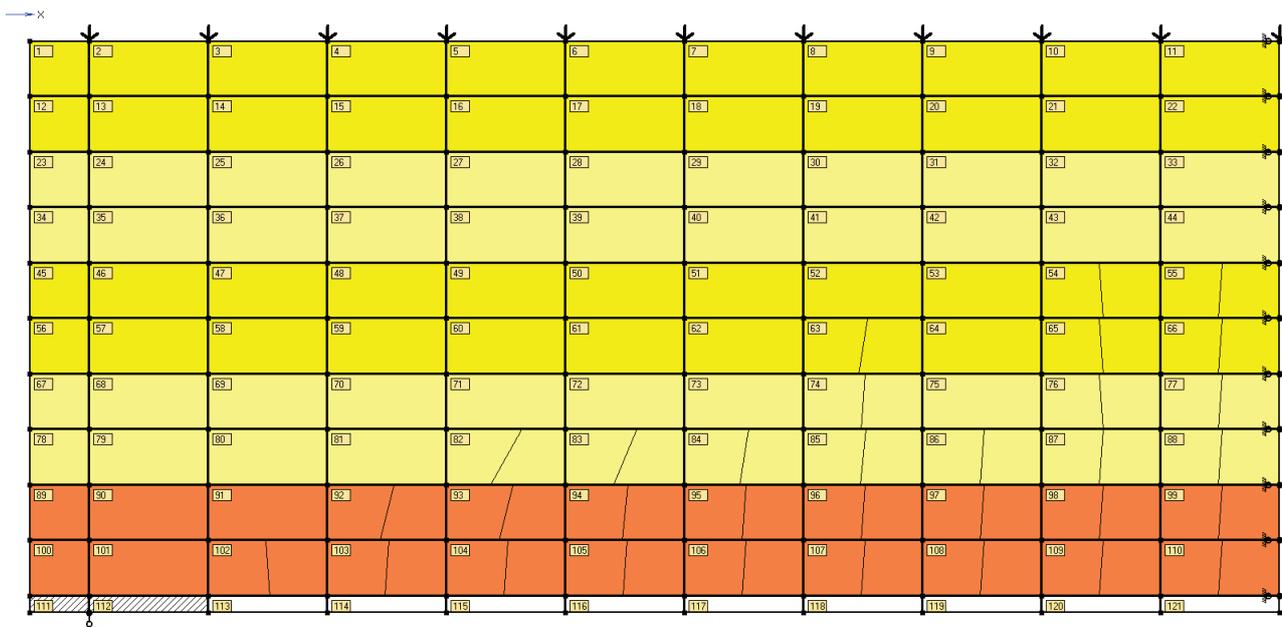


Рисунок 5. Схема трещинообразования в БС-1 при нагрузке 100 кН/м.

Механизм разрушения балки-стенки БС-2 носил принципиально иной характер. Разрушение конструкции сопровождалось текучестью продольной растянутой арматуры, при этом напряжения в бетоне сжатой зоны не достигли призматической прочности. Текучесть продольной растянутой арматуры

начала при нагрузке 580 кН/м в нижнем ряду КЭ с номерами 108,109,110. Схема трещинообразования в этот момент показана на рис. 8. Дальнейшее увеличение нагрузки сопровождалось увеличением числа конечных элементов, где напряжения в арматуре достигли предела текучести.

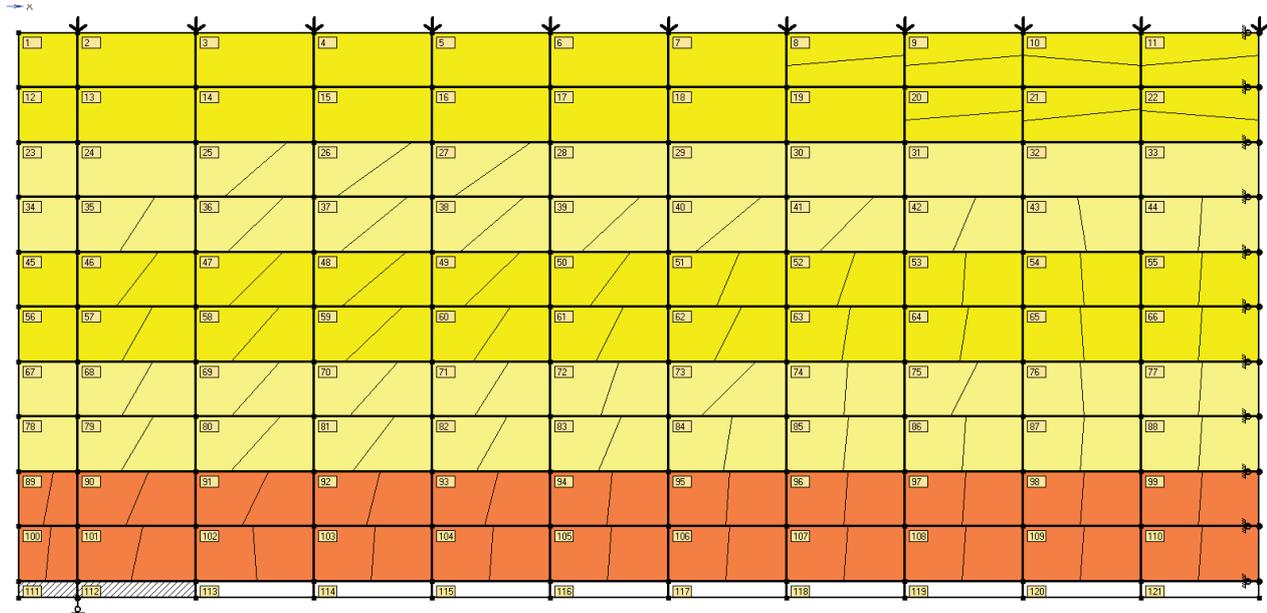


Рисунок 6. Схема трещинообразования в БС-1 при разрушении (нагрузка 280 кН/м).

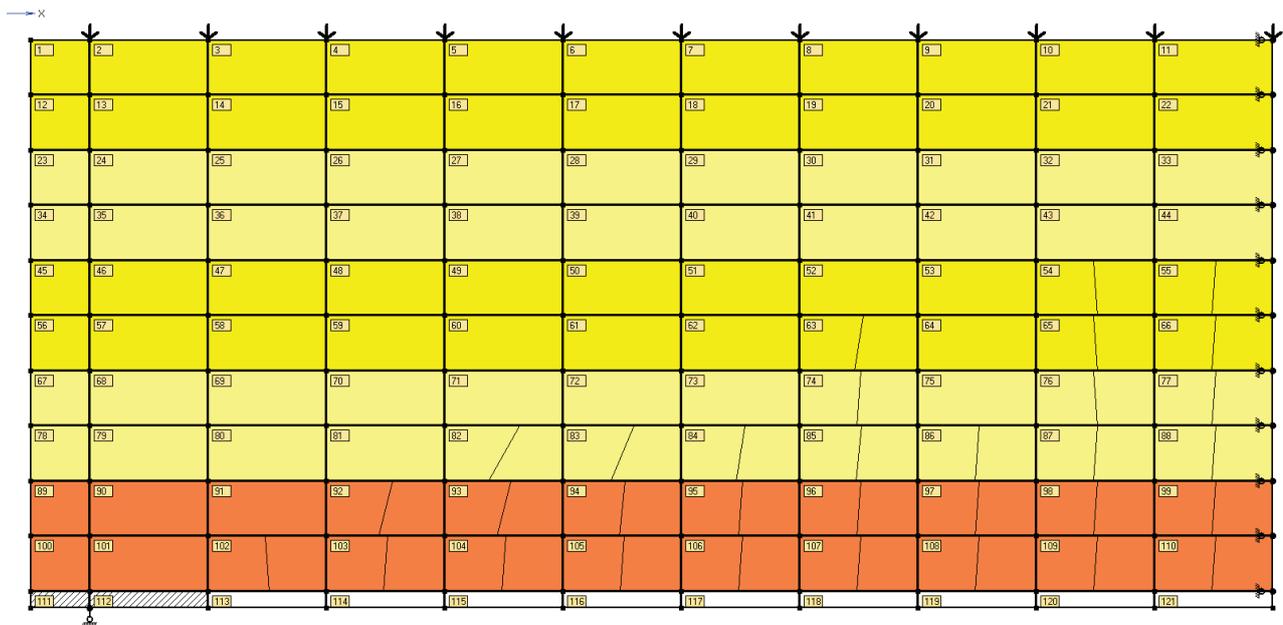


Рисунок 7. Схема трещинообразования в БС-2 при нагрузке 280 кН/м.

При нагрузке 680 кН/м текучесть арматуры отмечается во втором ряду КЭ с номерами 95-99. Исчерпание несущей способности конструкции произошло при нагрузке 960 кН/м и сопровождалось существенным, на 16,5% увеличением прогиба на последней ступени нагружения и резким ухудшением сходимости итерацион-

ного процесса. При этом текучесть арматуры имела место практически по всему нижнему поясу балки-стенки (в КЭ с номерами 103-110 в нижнем ряду и в КЭ с номерами 93-99 во втором ряду). Схема трещинообразования в балке-стенке БС-2 при разрушении показана на рис.9.

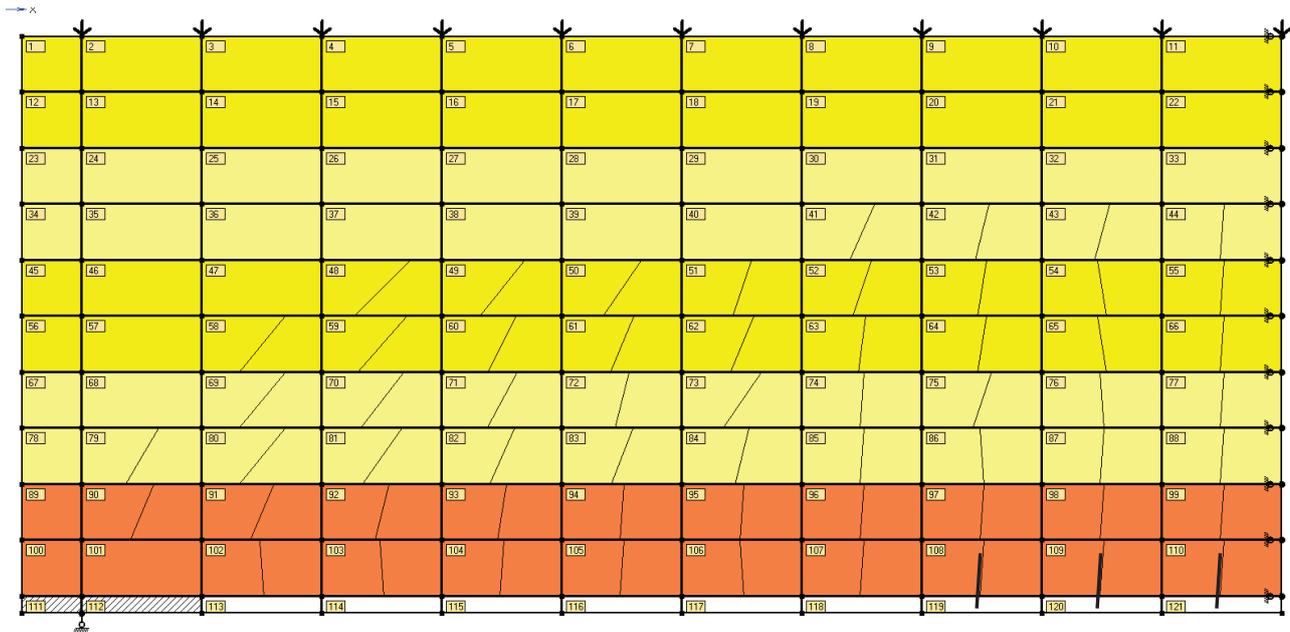


Рисунок 8. Схема трещинообразования в БС-2 при нагрузке 580 кН/м.

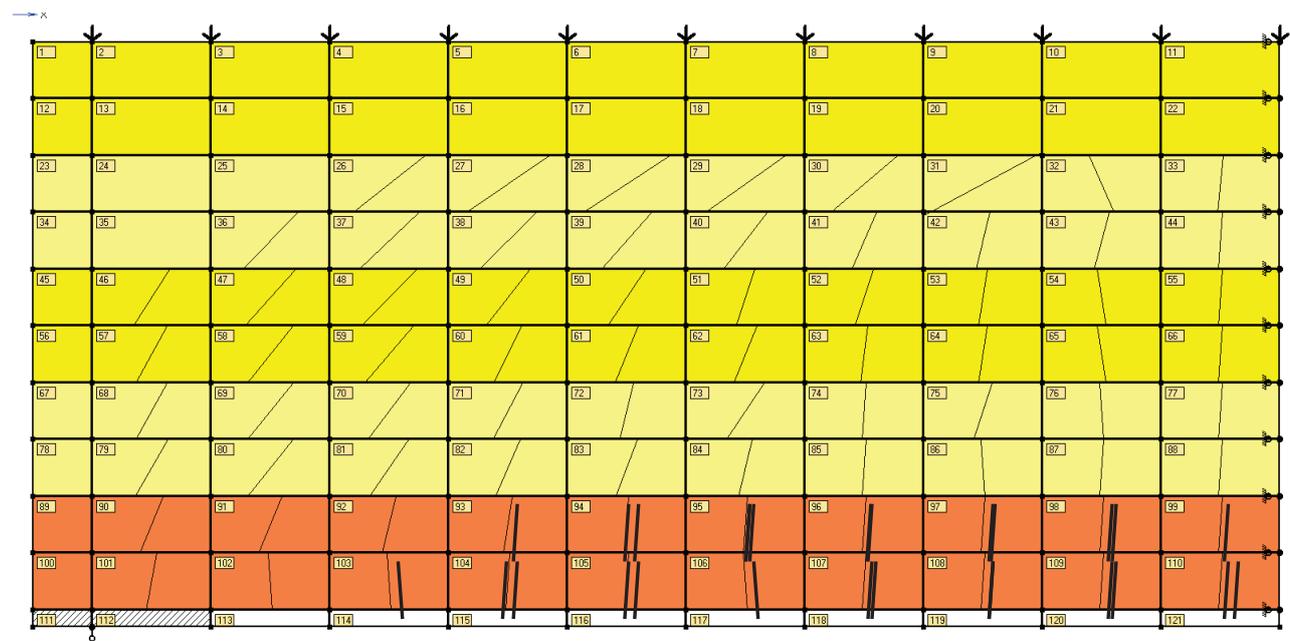


Рисунок 9. Схема трещинообразования в БС-2 при разрушении (нагрузка 960 кН/м).

Сравнительный анализ позволяет сделать вывод, что учет действительных свойств материала существенно повышает точность компьютерного моделирования. Прочность бетона является решающим фактором, определяющим механизм разрушения конструкции и эффективность использования арматуры. На стадии проектирования наиболее надежным и точным инструментом оценки

эксплуатационной пригодности плоскостных железобетонных конструкций является компьютерное моделирование на базе нелинейной деформационной модели с учетом действительных прочностных и деформативных свойств бетона и арматуры.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Карпенко Н.И., Карпенко С.Н., Петров А.Н., Палювина С.Н.** Модель деформирования железобетона в приращениях и расчет железобетонных балок-стенок и изгибаемых плит с трещинами. – Петрозаводск: Издательство ПетрГУ, 2013. – 200 с.
2. **Карпенко Н.И.** Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Karpenko N.I., Karpenko S.N., Petrov A.N., Paluvina S.N.** Model Deformirovaniya Zhelezobetona v Prirashhenijah i Raschet Zhelezobetonnyh Balok-Stenok i Izgibaemyh Plit s Treshhinami [Model of Deformation of Reinforced Concrete in Increments and Analysis of Reinforced Concrete Deep Beams and Plates with Cracks]. Petrozavodsk, Petrozavodsk State University, 2013, 200 pages.
2. **Karpenko N.I.** Obshhie Modeli Mehaniki Zhelezobetona [General Models of Reinforced Concrete Mechanics]. Moscow, Stroyizdat, 1996, 416 pages.

рой архитектуры, строительных конструкций и геотехники Петрозаводского государственного университета; Научно-исследовательского института строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук; 185910, Россия, Республика Карелия, г. Петрозаводск, пр. Ленина, 33, каб. 366;

Nikolay I. Karpenko, Full Member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Professor, Dr.Sc.; Principal Researcher, Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences; 21, Lokomotivny Proezd, Moscow, 127238, Russia; phone +7 (495) 482-40-76; fax +7(495) 482-40-60; E-mail: niisf@niisf.ru.

Sergey N. Karpenko, Advisor of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Professor, Dr.Sc.; Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences; 21, Lokomotivny Proezd, Moscow, 127238, Russia; phone +7 (495) 482-40-76; fax +7(495) 482-40-60; E-mail: niisf@niisf.ru.

Alexey N. Petrov, Advisor of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Associate Professor, Dr.Sc.; Head of Department of Architecture, Building Structures, Petrozavodsk State University; Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences; office 366, 33, pr. Lenina, Petrozavodsk, the Republic of Karelia, 185910, Russia; phone +7 (814-2) 71-10-37; E-mail: petr@petrsu.ru.

Карпенко Николай Иванович, академик РААСН, профессор, доктор технических наук, главный научный сотрудник Научно-исследовательского института строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук; 127238, Россия, Москва, Локомотивный проезд, д. 21; тел. +7 (495) 482-40-76; факс +7(495) 482-40-60; E-mail: niisf@niisf.ru.

Карпенко Сергей Николаевич, советник РААСН, профессор, доктор технических наук, Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук; 127238, Россия, Москва, Локомотивный проезд, д. 21; тел. +7 (495) 482-40-76; факс +7(495) 482-40-60; E-mail: niisf@niisf.ru.

Петров Алексей Николаевич, советник РААСН, доцент, доктор технических наук; заведующий кафедрой