

Научная статья

А.В. ТУР¹,¹Брестский государственный технический университет, г. Брест, Беларусь

ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ НЕЛИНЕЙНОГО ПОВЕДЕНИЯ ПОВРЕЖДЕННОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СИСТЕМЫ НА ОСНОВЕ ИМИТАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ

Аннотация. В современной проектной практике численный метод проверки живучести повреждённых конструктивных систем, основанный на имитационном моделировании, получает всё более широкое применение. При этом применяют основные принципы макромоделирования, в соответствии с которыми упругое поведение конструктивной системы обусловлено работой линейно-упругих стержней и пластин, а нелинейное поведение полностью определяется поведением точечных и/или линейных пластических шарниров. Таким образом, адекватное описание диаграмм для пластических шарниров представляет собой важный элемент моделирования. В статье представлены предложения по описанию параметрических точек пластических шарниров изгиба, среза и осевого растяжения, что позволяет описать работу повреждённой конструктивной системы на всех стадиях её работы. Предложено выполнять ограничение предельных углов поворота при изгибе с учётом критерия разрушения при срезе. Выполнено сравнение результатов расчёта, полученных с применением имитационной конечно-элементной модели с опытными данными.

Ключевые слова: численный анализ, повреждённая конструктивная система, имитационное моделирование, пластический шарнир.

Для цитирования: Тур А.В. Численный анализ нелинейного поведения повреждённой конструктивной системы на основе имитационного моделирования // Строительство и реконструкция. 2026. №3 (125). С. 27-45. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-27-45. EDN: NKNDIS

Research Article

A.V TUR¹¹Brest State Technical University, Brest, Belarus

NUMERICAL ANALYSIS OF THE NONLINEAR BEHAVIOR OF A DAMAGED STRUCTURAL SYSTEM BASED ON IMITATIONAL MODELING

Abstract. In modern design practice, a numerical method for verifying the robustness of damaged structural systems based on imitation modeling is becoming increasingly common. This method utilizes the fundamental principles of macromodeling, according to which the elastic behavior of a structural system is determined by the operation of linearly elastic rods and plates, while nonlinear behavior is completely determined by the behavior of point and/or linear plastic hinges. Thus, an adequate description of the diagrams for plastic hinges is an important element of modeling. This article presents proposals for describing the parametric points of plastic hinges for bending, shear, and axial tension, which allows for describing the operation of a damaged structural system at all stages of its operation. It is proposed to limit the maximum rotation angles during bending, taking into account the shear failure criterion. The calculation results obtained using an imitation finite element model are compared with experimental data.

© Тур А.В., 2026



Submitted for possible open access publication under the terms and conditions of the
Creative Commons NonCommercial license <https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>

Keywords: numerical modeling, damaged structural system, imitation modeling, plastic hinge.

For citation: Tur A.V. Numerical analysis of the nonlinear behavior of a damaged structural system based on immitational modeling. Building and Reconstruction. 2026; 3(125): 27-45. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-27-45. EDN: NKNDIS

1. Введение

Как следует из анализа, приведенного в работах [1-3] численный метод проверки живучести повреждённой конструктивной системы, основанный на применении имитационных конечно-элементных расчетных моделей следует разрабатывать в соответствии с основными принципами макро моделирования, согласно которым, упругое поведение системы определяют работой линейно-упругих стержней и пластин, а нелинейное поведение полностью определяется поведением точечных и/или линейных пластических шарниров (или линий текучести), врезаемых в элементы конструктивной системы в характерных сечениях по принятым правилам. По- существу, при проверках живучести, имеет место моделирование повреждённой дискретно-континуальной системы.

Данный подход применим для расчета с помощью конечно-элементных программных комплексов, допускающих врезку пластических шарниров в расчетную схему и возможность выполнения нелинейных расчётов. При моделировании мембранных эффектов важную роль играет учет в расчетных процедурах *геометрической нелинейности (P-delta и эффекты от больших перемещений)*.

Если врезка точечных пластических шарниров в элементы рамных каркасов не представляет проблем, то моделирование линейных пластических шарниров (линий текучести) сопряжено с определенными трудностями и требует временных затрат. При применении слоистых конечных элементов в современных программных комплексах декларирована возможность построения линий текучести (линейных пластических шарниров) в процессе выполнения расчёта. Следует отметить, что несмотря на целый ряд неопределенностей, присущих данному подходу, автоматическая генерация линий текучести позволяет получить нелинейную реакцию конструктивной системы после удаления колонны или фрагмента стены, но, как правило, только для изгибающей стадии без учёта мембранных/цепных эффектов.

В рамках данного подхода важное значение имеет принятое описание пластических шарниров, моделирующих нелинейное поведение конструктивной системы на всех стадиях её работы (изгибающей + арочной и мембранной).

Пластические шарниры, в общем случае, позволяют моделировать изгиб, срез, кручение и осевое растяжение (мембранные эффекты). На рисунке 1 представлен общий вид идеализированных диаграмм «момент-угол поворота» (« $M-\theta$ »), критерия «поперечная сила-угол поворота» (« $V-\psi$ ») и «продольные усилия-продольные перемещения» (« $N-w$ »), применяемых для описания пластических шарниров изгиба, среза и мембранных эффектов, соответственно.

В настоящей статье рассмотрены современные подходы к описанию диаграмм, моделирующих поведение пластических шарниров изгиба, среза и осевого растяжения, применяемых при выполнении нелинейных расчётов повреждённых конструктивных систем. Учитывая неопределенности, присущие традиционному моделированию пластического шарнира сдвига, предложено использовать комплексный подход, в рамках которого в описании пластического изгибающего шарнира ограничивают предельный угол поворота, исходя из критерия разрушения элемента при срезе. Критерий разрушения при срезе сформулирован на основе теории критической трещины сдвига [4]. Это позволяет не только повысить точность расчётной процедуры, но и уменьшить число врезаемых пластических шарниров.

Сравнение результатов расчётов, полученных методами численного анализа на основе имитационного моделирования при применении предложенных описаний пластических шарниров, показало хорошее совпадение с опытными данными [4].

2. Модели и методы

Описания пластических шарниров, моделирующих нелинейное поведение конструктивной системы

2.1 Пластический шарнир изгиба («M-θ»)

Для моделирования изгибного сопротивления элементов конструктивной системы используют **пластические шарниры изгиба** (рисунок 1а). Их поведение в процессе статического нагружения традиционно описывают с помощью идеализированных нелинейных зависимостей «момент-кривизна» ($M-\varphi$) или «момент-угол поворота» ($M-\theta$) (для построения последней в общем случае необходимо знать такой параметр, как длина пластического шарнира l_{pl}). Значения параметрических точек диаграмм « $M-\varphi$ » и « $M-\theta$ » зависят как от геометрических размеров поперечного сечения, коэффициента армирования, так и физико-механических характеристик свойств материалов и определяются в соответствии с положениями действующих норм, например, СП 5.03.01 [5].

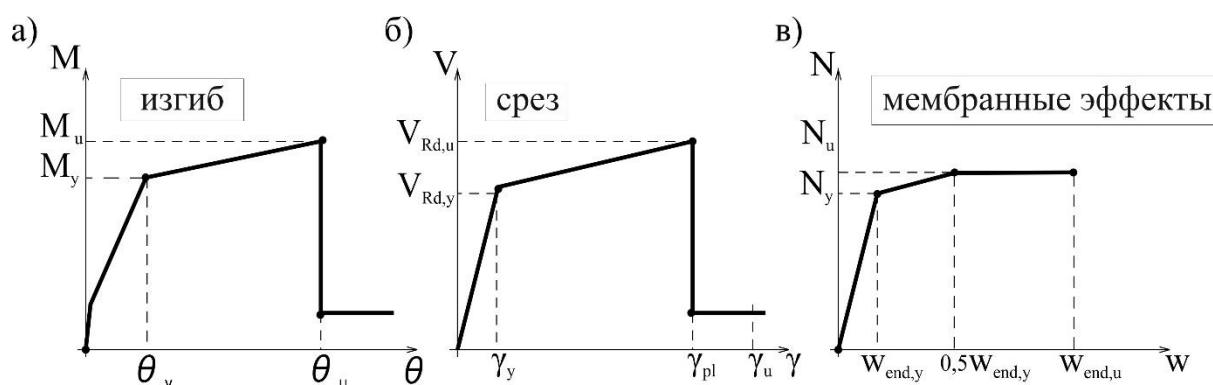


Рисунок 1 – Общий вид идеализированных диаграмм для описания пластических шарниров:

а) «M-θ»; б) «V-γ»; в) «N-w»

Для рамных каркасов характерными местами образования/врезки изгибных пластических шарниров являются узловые зоны сопряжения ригелей и колонн, где наблюдаются максимальные значения изгибающих моментов. Для плоских монолитных плит перекрытия пластические шарниры образуются, как правило, по линиям текучести, положение которых определяют с учетом соответствующих граничных условий. В плитно-балочных конструкциях, кроме того, на места образования пластических шарниров оказывает влияние вид нагрузки (равномерно-распределенная или сосредоточенная). Для упрощения расчетов, снижения неопределенностей и уменьшения количества пластических шарниров в расчетной схеме при моделировании пластического изгиба и среза предлагается использовать один тип шарниров. При этом в расчетах для описания шарниров предлагается использовать диаграмму « $M-\theta$ » (рисунок 1а) при ограничении величины предельного угла поворота с учетом сопротивления срезу (критерия разрушения при срезе).

2.2 Пластический шарнир среза/сдвига

2.2.1 Идеализированная зависимость «V-γ»

В отличие от пластического изгибного шарнира (« $M-\theta$ ») пластический шарнир сдвига в классической постановке (« $V-\gamma$ ») моделирует ситуацию, при которой в критическом сечении элемента действует поперечная сила $V_{Rd,y}$, значение которой соответствует достижению текучести в поперечной арматуре, после чего пластические деформации сдвига развиваются неограниченно.

Диаграмму, описывающую работу пластического шарнира сдвига обычно представляют в координатных осях « $V-\gamma$ » («поперечная сила- угол сдвига»).

При выполнении численного анализа с привлечением конечно-элементных комплексов (например, SAP2000, RFEM, ETABS и др.) для описания пластического поведения железобетонного элемента при сдвиге используют идеализированные диаграммы «V- γ ».

Для построения идеализированной диаграммы «V- γ » (например, в формате ASCE 41-17 [6]) при выполнении нелинейного анализа необходимо определить её параметрические точки: поперечную силу, соответствующую текучести поперечной арматуры $V_{Rd,y}$; максимальное значение сопротивления срез/сдвигу $V_{Rd,u}$; значение деформации пластического сдвига γ_{pl} и предельного сдвига γ_u . Предельное значение поперечной силы определяют в соответствии с нормами проектирования железобетонных конструкций [5]. При этом, следует помнить о том, что для описания механических характеристик свойств материалов используют полные диаграммы деформирования для бетона и арматуры со средними значениями прочностей.

Для задания пластического шарнира сдвига в конечно-элементных комплексах (например, SAP 2000, ETABS и т.д.) используют нормализованные значения параметрических точек диаграммы, приведенные в Таблице 1.

Таблица 1 - Параметрические точки диаграммы «V- γ »

Точка на диаграмме рис. 2	Описание	Значение поперечной силы	Значение деформации сдвига (γ или Δ)
A	начало координат	0	0
B	текучесть арматуры	$V_{Rd,y} \approx (0,8...0,9)V_{Rd,u}$	$\gamma_y = \frac{V_{Rd,y}}{GA_{red}}$
C	пиковая точка – предельное усилие	$V_{Rd,u}$	γ_{pl} - пластический сдвиг
D	Остаточное сопротивление сдвигу	$V_{res} \approx 0,2V_{Rd,u}$	γ_u - предельный сдвиг

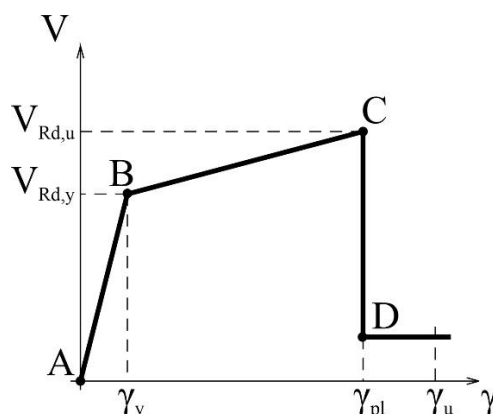


Рисунок 2 - Идеализированная диаграмма, применяемая для описания пластического шарнира сдвига

Упругую деформацию сдвига (γ_y) традиционно рассчитывают через модуль сдвига G и приведенную площадь сечения элемента (A_{red}). Для элементов, в которых превалирует срез, деформация пластического сдвига обычно мала (от 0,005 до 0,02 град.) и её значение принимают по справочным таблицам (например, таблицы 10-12 в [6]).

В отличие от изгибного пластического шарнира, шарнир сдвига считается сосредоточенным в зоне действия максимальной поперечной силы. Длину пластического шарнира сдвига l_{pl} принимают равной эффективной высоте сечения или проекции критической трещины, наклонной к продольной оси элемента.

Следует отметить, что представленное описание пластического шарнира сдвига содержит ряд неопределенностей как собственно расчётной модели сопротивления срезу, значений пластических деформаций сдвига, так и в описаниях основных базисных

переменных. Как показывает анализ, выполненный в работе [7], расчётные модели сопротивления срезу, внесенные в действующие нормативные документы, дают, как правило, довольно консервативный результат, что в итоге может искажать картину перераспределения эффектов воздействий и формирования альтернативных путей передачи нагрузки в поврежденной конструктивной системе после внезапного удаления несущей колонны или фрагмента стены.

Для уменьшения числа пластических шарниров, врезаемых в расчётную схему и снижения неопределённостей анализа поведения поврежденной конструктивной системы при проверках её живучести, было предложено использовать критериальные зависимости, полученных на основе положений теории критической трещины сдвига (CSCT) для определения предельного угла поворота при сдвиге, рассматриваемого далее в качестве ограничения для углов поворота изгибных пластических шарниров. На рисунке 3 схематически показано как в данном случае взаимодействуют критерий разрушения при срезе и ограничение углов поворота для изгибных пластических шарниров.

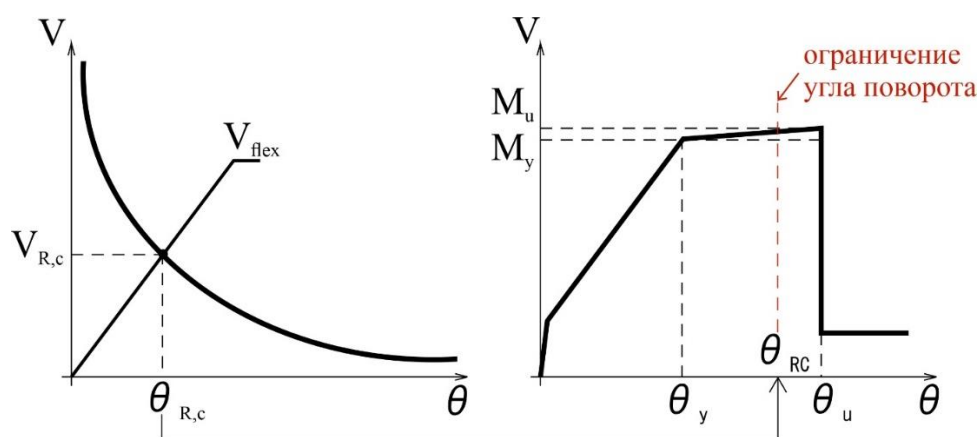


Рисунок 3 – Ограничение предельного угла поворота в изгибном пластическом шарнире с учётом критерия разрушения при сдвиге

2.2.2 Применение теории критической трещины сдвига для определения предельного угла поворота

Экспериментально установлено [8-10], что длина l_B трещины при пиковой нагрузке остаётся практически неизменной и может быть определена по формуле (см. рисунок 4):

$$l_B = d - x \quad (1)$$

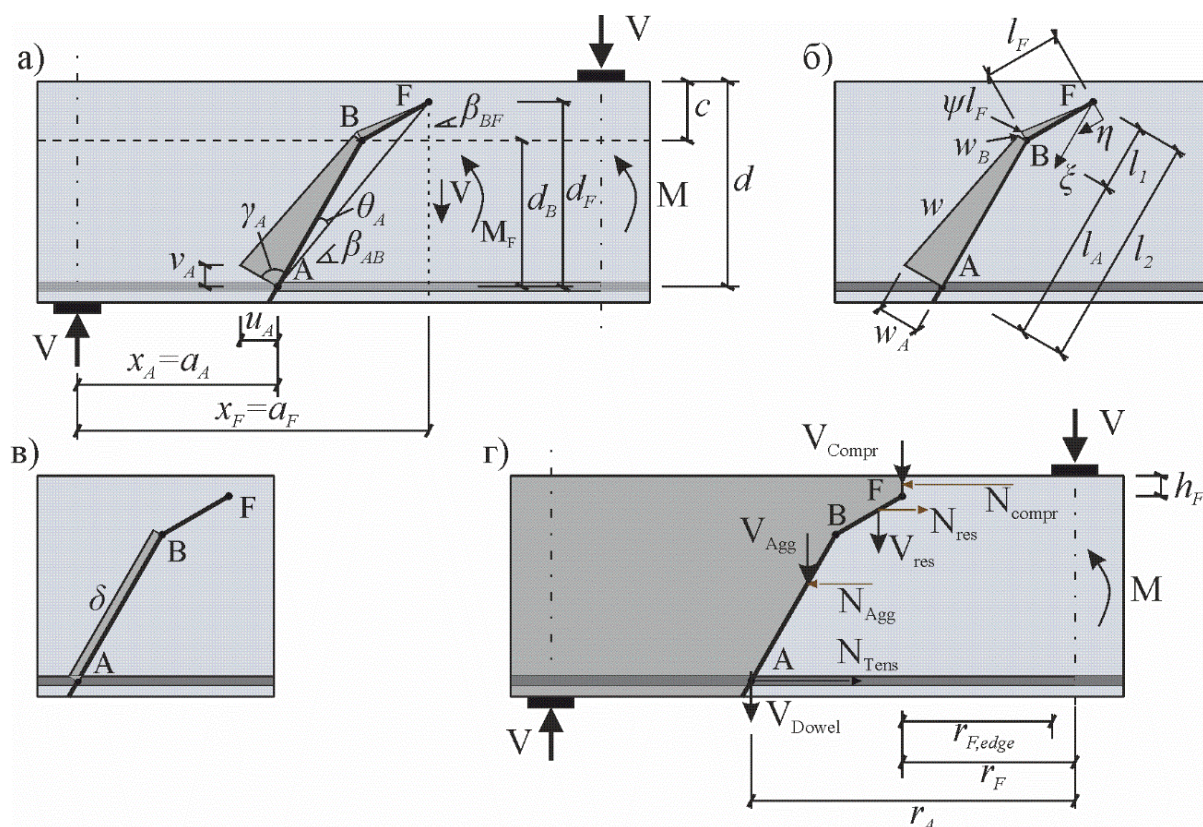
где d - эффективная высота сечения;

x - высота сжатой зоны сечения, определяемая, в общем случае, из деформационного расчёта сечений согласно, например, СП 5.03.01 [5]. Допускается определять высоту сжатой зоны сечения исходя из предпосылки о линейном распределении сжимающих напряжений по её высоте:

$$x = d \cdot \rho \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2E_{cm}}{\rho \cdot E_s}} - 1 \right) \quad (2)$$

Относительные деформации на уровне продольной арматуры (при линейном распределении напряжений по высоте сечения сжатой зоны) определяют по формуле:

$$\varepsilon_s = \frac{M_F}{A_s \cdot E_s \cdot z} = \frac{M_F}{A_s \cdot E_s (d - x/3)} \quad (3)$$



а) кинематика и перемещение краёв трещины в соответствии с принятой формой трещины; б) раскрытие трещины w перпендикулярно поверхности трещины;
в) скольжение трещины δ ; г) равновесие внешних и внутренних сил.

Рисунок 4 – Форма и кинематика критической трещины среза по CSCT [8]

и принимая допущение о пропорциональности ширины раскрытия трещины произведению продольных деформаций (ε_s) и длины (l_B), т.е. ($u_A = \varepsilon_s \cdot l_B$) получаем:

$$u_A = \frac{M_F}{A_s \cdot E_s} \cdot \frac{(d-x)}{(d-x/3)} \quad (4)$$

Для свободно опёртого элемента, подверженного действию сосредоточенной нагрузки, например, $M_F = V_F \cdot a_F$ и уравнение (4) может быть преобразовано к виду:

$$u_A = \frac{V_F \cdot a_F}{A_s \cdot E_s} \cdot \frac{(d-x)}{(d-x/3)} \quad (5)$$

Согласно обширным исследованиям, результаты которых представлены в работах [8-10], установлено, что критическая трещина сдвига /среза в состоянии разрушения может быть аппроксимирована двухлинейной формой, содержащей квази-вертикальную часть (отрезок А-В на рисунке 4), наклон которой зависит от отношения момента к перерезывающей силе и квази-горизонтальной части (отрезок В-Ф на рисунке 4).

Угол наклона квази-вертикальной части А-В в зависимости от отношения момента к поперечной силе ($\alpha_A = \frac{M_A}{V_A \cdot d}$) был установлен экспериментально в работах [8-11] и представлен в виде:

$$\beta_{AB} = \frac{\pi}{4} \left(1 + \frac{\alpha_A}{3}\right)^{1/3} \quad (6)$$

Длина l_A отрезка трещины А-В может быть рассчитана из условия, что она распространяется ниже нейтральной оси в сечении (см. рисунок 4):

$$l_A = \frac{(d - x)}{\sin \beta_{AB}} \quad (7)$$

Кинематика трещины показана на рисунке 4а. Согласно [8] и результатам измерений, полученных в работе [9] принято, что центр вращения располагается практически в вершине трещины. Угол поворота может быть рассчитан в зависимости от относительных деформаций арматуры:

$$\psi = \theta_c = \frac{u_A}{d_F} = \frac{\varepsilon_s \cdot l_B}{d_F} \quad (8)$$

где u_A и ε_s -соответственно горизонтальная проекция ширины раскрытия трещины и относительная деформация на уровне продольной арматуры;

l_B - длина трещины, оказывающая влияние на ширину раскрытия критической трещины, определяемая по формуле (1) (см. рисунок 4);

d_F - расстояние от вершины трещины до продольной арматуры, определяемое по формуле:

$$d_F = d - x + l_F \cdot \sin \beta_{BF} \quad (9)$$

Следует отметить, что верхняя часть трещины (квази-горизонтальный участок) характеризуется чистым раскрытием в результате нормального отрыва (форма 1), тогда как квази-вертикальная часть трещины имеет раскрытие комбинированного характера от совместного отрыва и сдвига (смешанная форма 2).

Полное сопротивление сдвигу $V_{Rd,c}$ согласно [8-10] рассчитывают путём суммирования основных составляющих, которые вносят свой вклад в восприятие и передачу усилия среза. Для элементов без расчётного поперечного армирования сопротивление сдвигу определяют по формуле:

$$V_{Rd,c} = V_{Res} = V_{agg} = V_{Dowel} = V_{comp} = \frac{V_{Res} + V_{agg} + V_{Dowel}}{1 - k_c \cdot h_F / \gamma_F}, \quad (10)$$

где V_{Res} - вклад *остаточных растягивающих напряжений* бетона в сопротивление срезу, определяемый согласно [8] по формуле:

$$V_{Res} = \frac{l_F \cdot b \cdot \cos \beta_{BF} \cdot G_F}{w_B}, \quad (11)$$

V_{agg} - оставляющая поперечной силы воспринимаемая за счет *зацепления по берегам наклонной трещины*, определяемая согласно [8] по формуле:

$$V_{Agg} = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f_c}}{0,3 + \frac{24 \cdot w_A}{16 + d_g}} \cdot b \cdot l_A \cdot \sin \beta_{AB}, \quad (12)$$

где l_A — длина квази-вертикального отрезка АВ наклонной трещины (см. рисунок 4 б), которая определяется как

$$l_A = \frac{d - x}{\sin \beta_{AB}} \quad (13)$$

V_{Dowel} - составляющая поперечной силы, воспринимаемая за счет *нагельного эффекта*, определяемая согласно [11] по формуле:

$$V_{Dowel} = k_b \cdot f_{ct} \cdot n \cdot (b / n - \emptyset) \cdot 2 \cdot \emptyset \leq V_{Sh,dow}, \quad (14)$$

где n – количество арматурных стержней в сечении;

$V_{sh,dow}$ – сопротивление срезу арматурных стержней, определяемое по формуле:

$$V_{Sh,dow} = \tau_{sh} \cdot (2 \cdot A_s), \quad (15)$$

A_s – площадь продольного армирования;

τ_{sh} – предельное напряжение при поперечном срезе

k_b – коэффициент снижения прочности при растяжении бетона, который зависит от растягивающихся деформаций в продольных стержнях армирования и, согласно [11], определяется как:

$$0,25 \leq k_b = 0,063 \cdot \varepsilon_s^{-1/4} \leq 1, \quad (16)$$

Три составляющих сопротивления сдвига V_{Res} , V_{agg} , V_{Dowel} , входящие в уравнение (10) зависят от продольных относительных деформаций арматуры и зависят от горизонтальной проекции ширины раскрытия критической трещины u_A . Расчёт сопротивления срезам, таким образом, включает определение положения расчётного сечения и, затем, итеративного наращивания ширины раскрытия трещины с выполнением проверки условия, при котором действующая поперечная сила V_{Ed} станет равной сопротивлению срезам $V_{Rd,c}$. Решение $V_{Ed} = V_{Rd,c}$ является пересечением кривой «поперечная сила- деформация», (см. ф. (4)) и критерия разрушения (10), как показано на рисунке 5а. В качестве решения принимают минимальное сопротивление сдвигу, полученное для всех потенциальных положений критической трещины.

Итерационную процедуру для расчёта сопротивления сдвигу с построением критерия разрушения можно представить следующими шагами:

1. Выбрать положение критического сечения (критической трещины сдвига) x_A ;
2. Рассчитать значение угла β_{AB} в зависимости от $\alpha_A = M_A / V_A \cdot d$ согласно уравнению (6);
3. Принять начальную ширину раскрытия трещины u_A (на первой итерации допускается принять $u_{A0} = 0,001$ мм).
4. В зависимости от формы трещины, её положения и кинематики рассчитать составляющие сопротивления среза (V_{Res} по формуле (11)), (V_{agg} по формуле (12)), (V_{Dowel} по формуле (14)) и сопротивление срезам как сумму составляющих по формуле (10).
5. Рассчитать ширину раскрытия трещины u_A в зависимости от действующего изгибающего момента в вершине трещины (M_F) (уравнение (4), где M_F - пропорционален перерезывающей силе).
6. Повторить итерации на шагах (3)-(6) до тех пор, пока $u_A = u_{A,i}$.

Проекция точки пересечения на горизонтальную ось даёт предельное значение угла поворота, который используется в качестве ограничения угла поворота на диаграмме изгибного пластического шарнира («пластическая деформативность с учётом среза») (см. рисунок 4).

Для практических целей в работе [10] был получен простой гиперболический критерий, который аппроксимирует полосу отказов (пересечений). Хотя CSCT- критерий разрушения обеспечивает разумную оценку сопротивления сдвигу, её точность может быть повышена при низких значениях термина $\varepsilon_s \cdot d / d_{dg}$ при использовании степенной зависимости вида:

$$v_c = \frac{V_c}{b} = \frac{kd \sqrt{f_{cm}}}{\sqrt{\varepsilon_s d / d_{dg}}} \leq v_0 \quad (17)$$

где v_c - сопротивление срезам на единицу длины балки;

k - константа, полученная экспериментально ($k=0,019$ [10])

Для элементов с поперечной арматурой при построении критерия разрушения следует дополнительно учесть вклад составляющей $V_{Rd,sE}$. Согласно [11] сопротивление срезу в данном случае ($V_{Rd,cs}$) рассчитывают, как сумму составляющих, воспринимаемых бетоном и поперечной арматурой:

$$V_{Rd,cs} = V_{Rd,c,E} + V_{Rd,s,E} \geq A_{sw} \cdot f_{ywd} \quad (18)$$

где $V_{Rd,c,E}$ и $V_{Rd,s,E}$ - соответственно составляющие поперечной силы, воспринимаемой бетоном и поперечной арматурой, которые зависят от деформированного состояния элемента (рассматривается угол поворота /вращения элемента ψ_E под действием поперечной силы V_{Ed}).

Вклад поперечной арматуры в сопротивление срезу определяют, умножая напряжения в стержнях поперечной арматуры на полную площадь активированной поперечной арматуры:

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} \cdot \sigma_{sw} \quad (19)$$

Напряжения в поперечной арматуре в уравнении (19) определяют на основе следующего выражения [11]:

$$\sigma_{sw} = \frac{E_{sw}}{6} \cdot \psi_{R,c} \cdot \left(\frac{1}{\eta_c} \right)^{3/2} + \tau_b \cdot \frac{d}{\phi_w} \leq f_{ywd} \quad (20)$$

Как показано в [11] уравнение (18) может быть упрощено к следующему виду:

$$V_{Rd,cs} = \eta_c \cdot V_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_{sw} \cdot b \cdot d \cdot f_{ywd} \geq \rho_{sw} \cdot b \cdot d \cdot f_{ywd} \quad (21)$$

Процедура перехода от критерия разрушения при срезе для элементов без поперечного армирования к критерию разрушения для элементов с поперечным армированием схематически показана на рисунке 5.

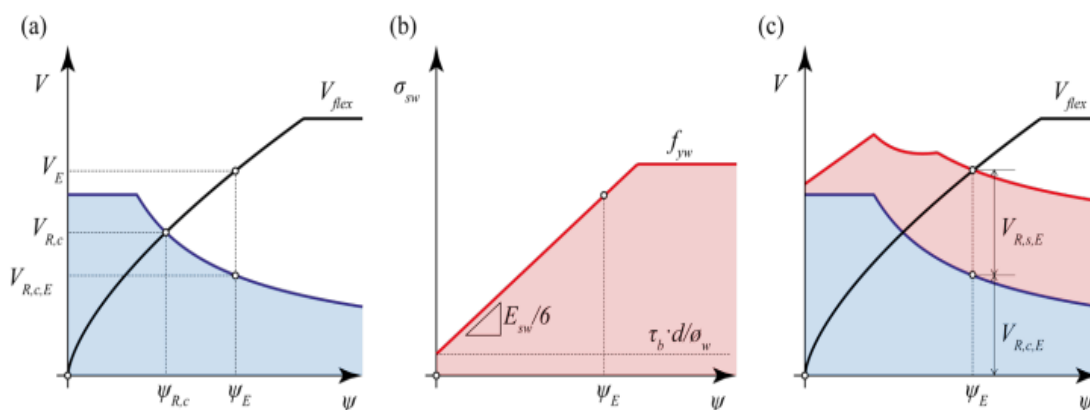


Рисунок 5 – Критерий разрушения при срезе (а) элементов без поперечного армирования, с поперечным армированием (в) и зависимость « $\sigma_s - \psi_E$ » для поперечной арматуры (б)

Таким образом, пользуясь критерием разрушения при действии перерезывающих сил определяем точку пересечения его с графиком «нагрузка- деформация» и проецируя точку пересечения на горизонтальную ось находим значение критического угла поворота (ψ_{Rc} или θ_{Rc}), который, затем, вводят в качестве ограничения для углов поворота изгибного пластического шарнира (см. рисунок 3). С одной стороны, такой подход даёт возможность учесть возможную форму разрушения при совместном действии изгибающих моментов и перерезывающих сил, а с другой – уменьшить количество врезаемых шарниров пластичности.

2.3 Пластический шарнир растяжения («N – w»)

С возрастанием вертикальных перемещений после выключения изгибных шарниров, элементы повреждённой конструктивной системы в области локального разрушения стремятся сместиться внутрь. При ограничении перемещений краев элементов в

горизонтальном направлении в ограничивающих связях на контуре возникают растягивающие усилия, которые позволяют конструктивной системе дополнительно сопротивляться нагрузкам за счет так называемых цепных/мембранных эффектов. Для моделирования таких эффектов в данной работе предложено, в отличие от известных решений, применять **осевой пластический шарнир**, который описывают зависимостью «продольное осевое усилие-продольное перемещение» (диаграмма « $N-w$ »). Диаграмму « $N-w$ » (рисунок 1в) следует устанавливать с учетом сопротивления связей растяжению и закона сцепления связевого элемента по контакту с окружающим бетоном, что подробно рассмотрено в [12, 13].

Диаграмма « $N-w$ » для арматурного стержня

Для получения диаграммы « $N-w$ », связывающей продольное растягивающее усилие N в связевом элементе с перемещением w (локальным смещением) связи, работающей на растяжение, использовали диаграмму « $\tau-s$ » описывающую закон сцепления арматурного стержня по контакту с окружающим бетоном (рисунок 6). На основании обширных экспериментальных исследований для описания закона сцепления по контакту была принята зависимость, содержащаяся в СП 5.03.01-2020 [5].

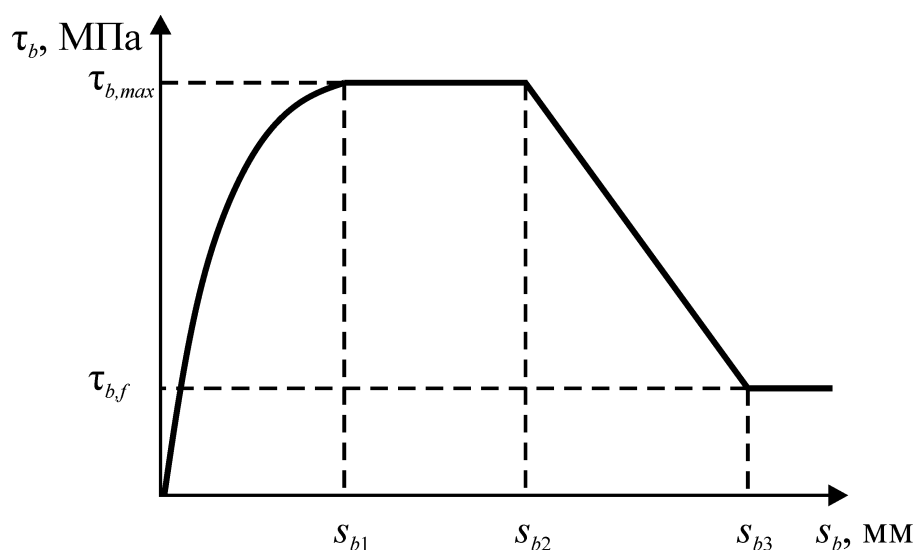


Рисунок 6 – Диаграмма « $\tau-s$ » для контактной поверхности арматурного стержня с окружающим бетоном согласно СП 5.03.01-2020 [5]

Диаграмма, показанная на рисунке 6 применима как для стержней периодического профиля, так и гладких стержней, а также практически полного параметрического ряда бетонов, включая высокопрочные. Значения касательных напряжений τ и смещений s_i в параметрических точках диаграммы следует принимать согласно СП 5.03.01-2020 [5].

Для перехода к зависимости « $N-w$ » необходимо: а) определить длину зоны передачи напряжений l_t и; б) распределение относительных деформаций $\varepsilon_s(x)$ и $\varepsilon_{ct}(x)$ на этой длине (см. рисунок 7).

Согласно СП 5.03.01-2020 [5], для условий, когда поперечные деформации бетона ограничены (ограниченные условия), а максимальные напряжения сцепления соответствуют величине локального смещения $s_{b1} = 1,0$ мм, для описания восходящей ветви диаграммы принимают зависимость:

$$\tau_b = \tau_{b,max} \cdot s_b^{0,4} \quad (22)$$

где $\tau_{b,max}$ – максимальные напряжения сцепления согласно СП 5.03.01-2020 [5];

s_b – текущее значение смещения арматурного стержня в бетоне.

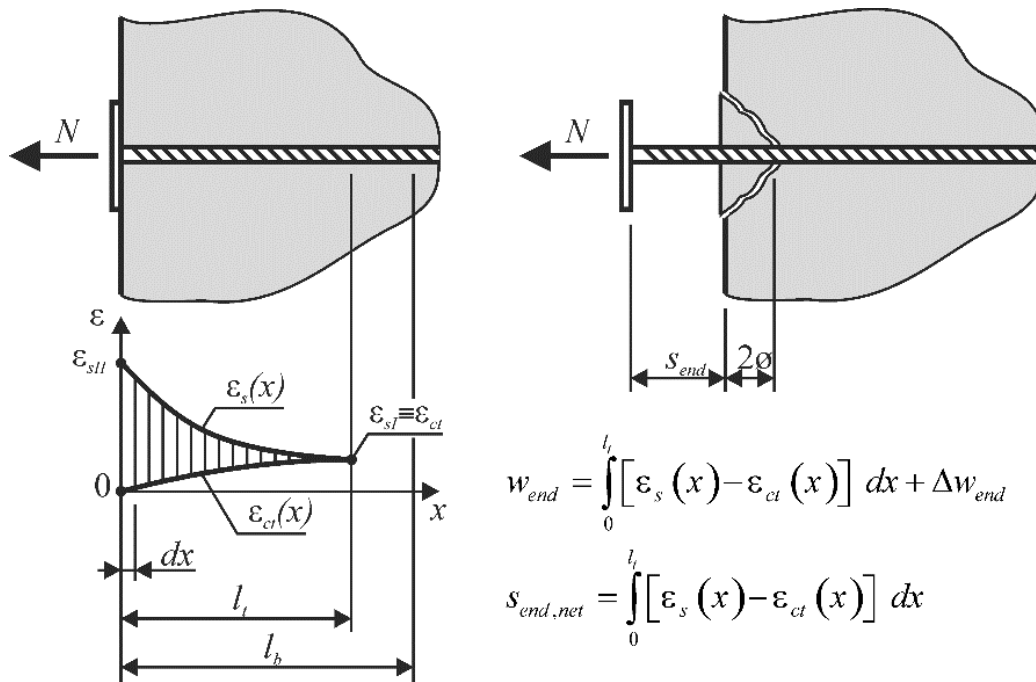


Рисунок 7 – К определению величины смещения концевой участка стержня

При условии упругой работы стержня и смещения его торца не более чем на 1 мм, справедлива следующая зависимость, полученная в **fib** Bulletin 43 [14], при обосновании расчетных положений, внесенных в **fib**MC2020 [13]:

$$w_{end} = 0,288 \cdot \left(\frac{\varnothing \cdot \sigma_s^2}{\tau_{b,max} \cdot E_s} \right)^{0,714} + \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 2 \cdot \varnothing \quad (23)$$

$$\text{где: } \tau_{b,max} = 2,5 \sqrt{f_{cd}} \text{ – для «хороших» условий сцепления;} \quad (24a)$$

$$\tau_{b,max} = 1,25 \sqrt{f_{cd}} \text{ – для «всех других» условий сцепления;} \quad (246)$$

$\varnothing$ – диаметр стержня, в [мм].

Длина зоны передачи напряжений согласно [14] будет равна:

$$l_t = 0,583 \cdot \frac{\varnothing \cdot \sigma_s}{\tau_{b,max} \cdot s_{end,net}^{0,4}} + 2 \cdot \varnothing \quad (25)$$

где σ_s – напряжения в арматурном стержне, определяемое по формуле:

$$\sigma_s = 2,39 \cdot \sqrt{\frac{\tau_{b,max} \cdot E_s}{\varnothing} \cdot s_{end,net}^{1,4}}, \quad (26)$$

при смещении торца арматурного стержня, определяемого:

$$s_{end,net} = w_{end} - \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 2 \cdot \varnothing \quad (27)$$

Если смещение торца стержня не превышает 1 мм, то в соответствии с диаграммой « τ - s » (см. рисунок 6), текучесть на нагруженном конце арматурного стержня достигается прежде, чем будет достигнуто $\tau_{b,max}$. Смещение торца стержня при достижении текучести в арматурном стержне $w_{end,y}$ и длину передачи напряжений $l_{t,y}$ получают при подстановке в уравнение (25) напряжений равных расчетному значению прочности арматуры $\sigma_s = f_{yd}$. Зависимость между растягивающим усилием и проскальзыванием стержня до достижения текучести в общем случае уже является нелинейной. Однако жесткость (или податливость) соединения $k_a(w_{end})$ определяется в общем случае как секущая в точке $N(w_{end})$:

$$k_a(w_{end}) = \frac{N(w_{end})}{w_{end}} \quad (28)$$

Приблизительное значение жесткости соединения непосредственно перед достижением текучести определяют:

$$k_a = \frac{N_y}{w_{end,y}} \quad (29)$$

где N_y – усилие, соответствующее достижению текучести в связи;

$w_{end,y}$ – смещение, соответствующее $\sigma_s = f_{yd}$.

Следует отметить, что выражение (28) недооценивает жесткость для нагрузок, меньших, чем N_y . Для этого уровня нагружения более репрезентативной является жесткость, рассчитанная с применением уравнения (29).

Предельная величина проскальзывания

При достаточной анкеровке стержня в теле бетона, максимальная длина пластического участка на длине зоны передачи напряжений будет определяться при достижении арматурной стали прочности при разрыве f_u . Поэтому на длине «пластического» участка напряжения возрастают от значений, соответствующих текучести f_y до значений, соответствующих прочности арматуры при разрыве f_u на свободном конце стержня (см. рисунок 8).

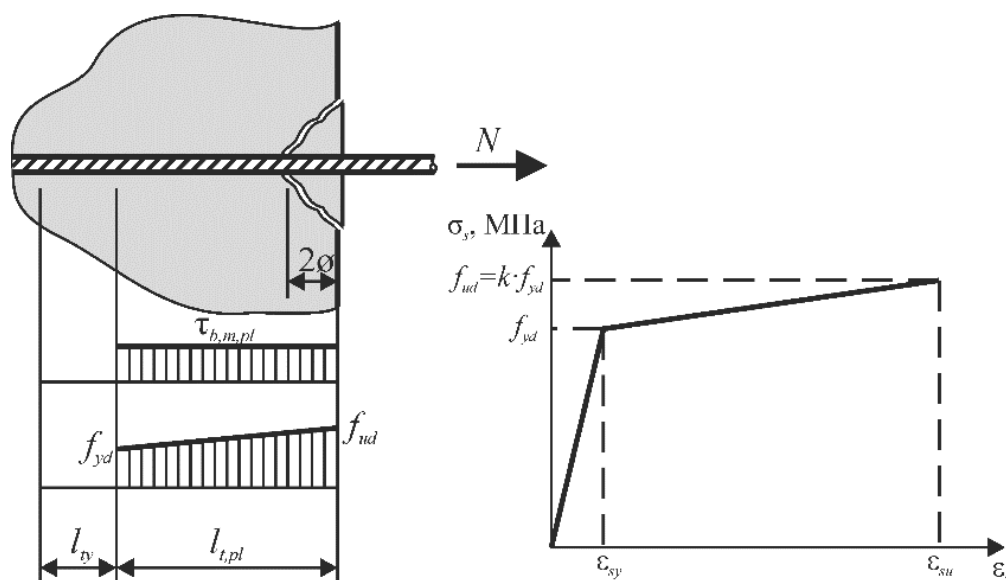


Рисунок 8 – К определению длины участка пластических деформаций

Тогда предельная длина участка пластических деформаций может быть получена из условия равновесия (см. рисунок 8):

$$l_{t,pl} = \frac{F_{su} - F_{sy}}{\tau_{bm,pl} \cdot \pi \cdot \varnothing} = \left(\frac{f_{ud} - f_{yd}}{\tau_{bm,pl}} \right) \cdot \frac{\varnothing}{4} \quad (30)$$

где $\tau_{bm,pl}$ – средние значения напряжений сцепления по контакту на длине зоны пластического деформирования, определяемые по формуле (31).

Для стержней периодического профиля (арматура классов В и С согласно СП 5.03.01-2020 [5]) предложено определять средние напряжения сцепления на длине зоны пластического деформирования при разрыве стержней из зависимостей:

$$\tau_{bm,pl} = 0,27 \tau_{b,max} \quad (31)$$

где $\tau_{b,max}$ определяется по формулам (24а) или (24б) в зависимости от условий сцепления.

Предельное смещение (удлинение) связевого стержня определяется по формуле:

$$w_{end,u} = l_{t,pl} \cdot \varepsilon_{sm,pl} + w_{end,y} \quad (32)$$

где $\varepsilon_{sm,pl}$ – средние относительные деформации арматурного стержня на длине участка пластического деформирования, согласно [14,15] приняты равными $\varepsilon_{sm,pl} = 0,5\varepsilon_{su}$.

Для описания зависимости «N-w» по результатам анализа результатов испытаний стержней, заглубленных в бетоне, а также с учетом рекомендаций [12, 14, 15], для моделирования работы арматурных связей была принята трехлинейная идеализированная диаграмма, показанная на рисунке 9.

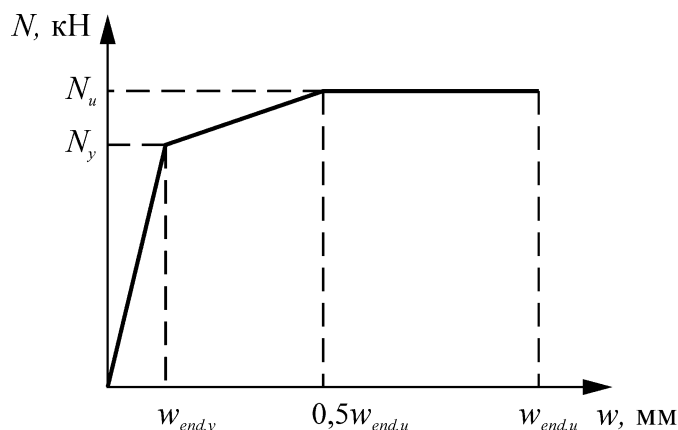


Рисунок 9 – Идеализированная диаграмма «N-w» для связи из арматурной стали, работающей на растяжение согласно [15]

Валидация результатов численного анализа нелинейного поведения фрагмента железобетонной монолитной рамы после удаления центральной опоры. Опытные образцы

Валидация численного метода оценки сопротивления повреждённой системы была проведена на фоне экспериментальных данных, полученных при испытании полномасштабной 2-х пролетной железобетонной монолитной рамы [13]. Было испытано два образца (IMF и SMF), запроектированных в соответствии с требованиями норм ACI 318-02 [16]. Образец SMF был запроектирован с учетом требований сейсмостойкости.

Испытания были произведены в жестком режиме нагружения с контролем вертикальных перемещений в центральном узле. В обоих образцах были достигнуты значительные вертикальные прогибы и наблюдали развитие цепных (мембранных) эффектов.

Геометрические размеры образцов и общий вид испытаний представлены в [17]. Средние значения прочности бетона при сжатии и растяжении представлены в таблице 2. Средние значения механических свойств арматурных стержней приведены в таблице 3. Детальное описание экспериментальных исследований и результатов представлено в [17].

Таблица 2 – Средние значения прочности на сжатие и растяжение бетона на момент испытаний [17]

Образец	Средняя прочность на сжатие f_{cm} , МПа		Средняя прочность на растяжение f_{ct} , МПа
	Опоры	Балки и колонны	Балки и колонны
IMF	39	32	3,1
SMF	37	36	2,9

Таблица 3 – Средние значения параметрических точек диаграммы деформирования арматурных стержней [17]

Обозначение в соотв. с ASTM A706-Grade 60	Диаметр стержня, мм	Напряжения начала текучести, f_y , МПа	Пределные напряжения f_u , МПа	Предельное удлинение, %	Примечания
#8	25,4	476	648	21	1
#9	28,7	462	641	18	2
#9	28,7	483	690	17	3
#10	32,3	503	731	16	4
#4	12,7	524*	710	14	5
#4	12,7	545*	676	15	6

Примечания:

*относительные деформации, соответствующие началу текучести, $\varepsilon_y = 0,2\%$;

1) Верхние стержни в балке образца IMF и вся арматура балки в образце SMF;

2) Нижние стержни в балке образца IMF;

3) Вертикальные стержни в колоннах образца IMF;

4) Вертикальные стержни в колоннах образца SMF;

5) Поперечное армирование в образце IMF;

6) Поперечное армирование в образце SMF.

3.2 Расчетная схема железобетонной монолитной рамы

Колонны и балки в расчетной схеме описаны стержневыми линейно-упругими конечными элементами. Узлы сопряжения колонн с балками моделировали жесткими вставками. В приопорных зонах балок в стержневые конечные элементы врезаны точечные пластические шарниры изгиба и осевые пластические шарниры растяжения. Колонны в местах сопряжения с балками также имели врезанные точечные пластические шарниры изгиба (рисунок 10). Влияние среза учитывали при ограничении предельных углов поворота на диаграмме пластического шарнира изгиба (« $M - \theta$ »), установленных из критерия разрушения при срезе (как было описано выше).

Нелинейный квазистатический расчет выполняли с контролем вертикальных перемещений. При расчете кроме физически-нелинейной работы шарниров учтена геометрическая нелинейность системы при развитии больших прогибов.

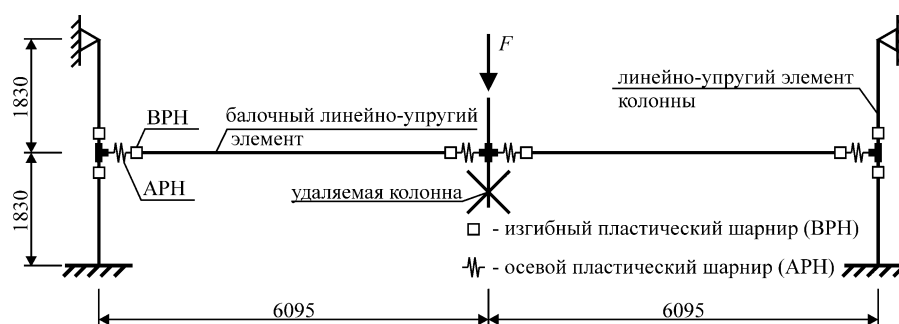


Рисунок 10 – Расчетная схема с врезанными шарнирами

Изгибный пластический шарнир. Диаграмма «момент-угол поворота»

Изгибный пластический шарнир описан диаграммой «момент-угол поворота», полученной на основе расчетной зависимости «момент-кривизна» « $M - \varphi$ » для критических сечений. Длина изгибного пластического шарнира, использованная при трансформации диаграммы «момент-кривизна» в диаграмму «момент-угол поворота» в первом приближении принята равной эффективной высоте сечения d (опираясь на характерную картину трещинообразования, полученную в опытах). Изгибающий момент M_y , соответствующий началу текучести в растянутой арматуре и изгибающий момент M_u отражающий достижение

предельных деформаций в сжатом бетоне, а также соответствующие величины кривизны φ_y и φ_u получены из решения уравнений равновесия для рассматриваемых сечений согласно СП 5.03.01[5] (Таблица 4). В данном конкретном случае диаграмма изгибного пластического шарнира «момент-кривизна» генерировалась непосредственно в среде SAP 2000.

Осевые пластические шарниры описаны с помощью диаграмм «N-w» («продольные усилия-продольные перемещения»), параметрические точки которых получены в соответствии с [14,15] и приведены в Таблице 5. Прочностные и деформационные характеристики арматурных стержней приняты в соответствии с таблицей 3. При этом стержни верхнего и нижнего ряда армирования изначально рассматривают отдельно, после чего при описании осевого шарнира определяют равнодействующую усилий в стержнях, полученных в соответствии с диаграммой «N-w».

Таблица 4 – Параметрические точки диаграммы «момент-кривизна» для описания пластических шарниров изгиба

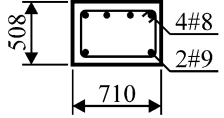
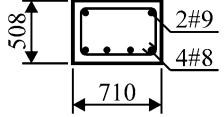
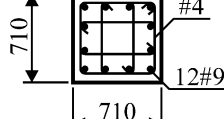
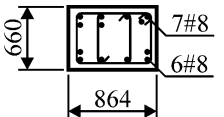
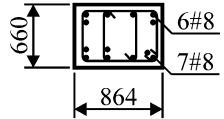
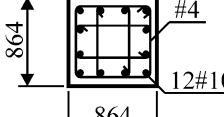
Обр.	Элемент	Сечение ⁽¹⁾	Изгибающий момент			Кривизна	
			M_{cr} ⁽²⁾ Н·мм	M_y Н·мм	M_u Н·мм	φ_y 1/мм	φ_u 1/мм
IMF	балка		9,47E+07	2,56E+08	2,83E+08	6,26E-06	7,72E-05
	балка		9,47E+07	3,97E+08	4,31E+08	6,67E-06	6,38E-05
	колонна		1,85E+08	8,77E+08	1,14E+09	4,74E-06	3,60E-05
SMF	балка		1,82E+08	7,63E+08	8,77E+08	5,04E-06	4,97E-05
	балка		1,82E+08	8,67E+08	9,94E+08	5,15E-06	4,83E-05
	колонна		3,12E+08	1,40E+09	1,86E+09	3,85E-06	3,57E-05
Примечание: 1) сечения в таблице ориентированы таким образом, что растянутая грань находится внизу, а сжатая вверх; 2) M_{cr} – изгибающий момент, соответствующий образованию трещин; 3) общий вид диаграммы «момент-кривизна» см. рисунок 1а.							

Таблица 5 – Параметрические точки диаграммы « $N-w$ » для описания осевых пластических шарниров в балках

Образец	Армирование / диаметр		Параметры диаграммы « $N-w$ »			
			N_y , кН	N_u , кН	$w_{end,y}$, мм	$w_{end,u}$, мм
IMF	верхнее	4Ø25,4	936,40	1299,20	0,58	54,16
	нижнее	2Ø28,7	597,76	829,36	0,63	61,18
SMF	верхнее	7Ø25,4	1638,69	2273,60	0,56	51,07
	нижнее	6Ø25,4	1404,59	1948,80	0,56	51,07

Примечание:
1) общий вид диаграммы « $N-w$ » см. рисунок 9.

3. Результаты исследования и их анализ

На рисунке 11 показаны диаграммы « $F-\delta$ » для опытных образцов, полученные в результате расчетов, выполненных по предложенной имитационной модели и экспериментальные диаграммы, приведенные в [17]. Как видно из графиков зависимостей, показанных на рисунке 11, численная имитационная модель позволяет адекватно описать полную нелинейную статическую реакцию поврежденной рамы при возрастании прогибов. Учитывая то обстоятельство, что параметром, который наилучшим образом характеризует живучесть, является **энергия деформирования** поврежденной конструктивной системы (численно равна площади, заключенной под кривой « $F-\delta$ »), её использовали в качестве критерия для сравнения результатов расчета и опытных данных. (см. Таблицу 6)

В соответствии с положениями энергетического подхода [19, 20], динамическое сопротивление поврежденной системы при внезапном приложении нагрузки для систем с одной динамической степенью свободы определяют путём деления полной энергии деформирования на величину предельного перемещения. В Таблице 6 представлено сравнение результатов численного моделирования с результатами, полученными экспериментально в [17].

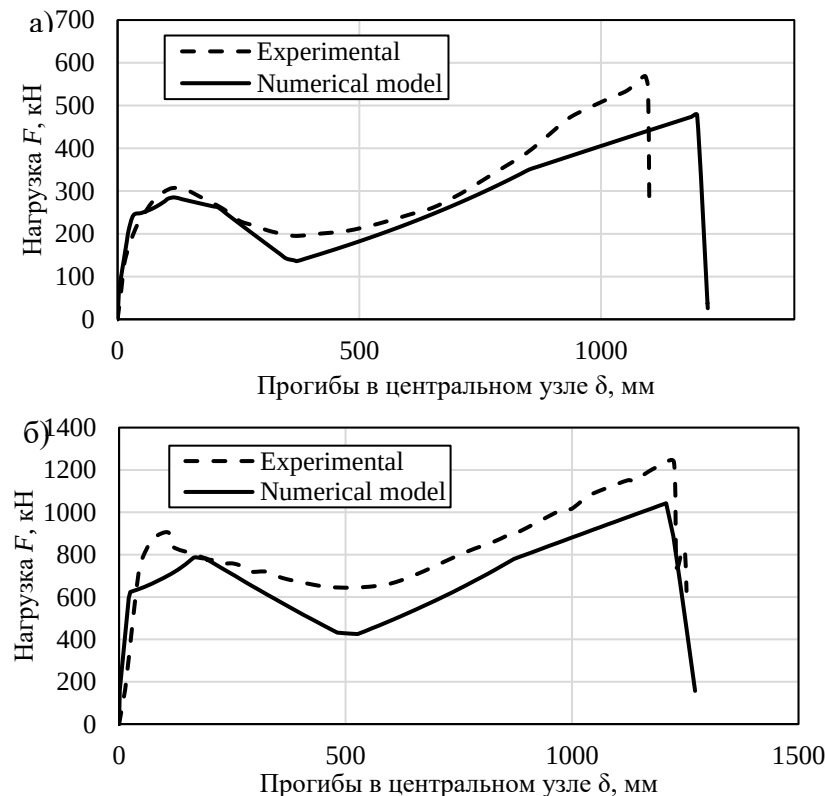


Рисунок 11 – Результаты численного моделирования и результаты, полученные при испытаниях образца IMF (а) и для образца SMF (б) в [17]

Таблица 6 – Сравнение результатов расчета с опытными данными

Образец	Реакция «F-δ» получена	Предельное статическое сопротивление	Предельный прогиб	Энергия деформирования мод. системы	Предельное динамическое сопротивление системы
		F_{ult} , кН	δ_{ult} , мм	E_{int} , кН·мм	$F_{d,ult}$, кН
IMF	эксперимент [32]	568	1092	332840	305
	по числ. мод.	478	1199	339594	283
	Откл. от эксп.	-15,85 %	9,80 %	2,03 %	-7,21 %
SMF	эксперимент [32]	1236	1225	1012787	827
	по числ. мод.	1043	1208	831467	688
	Откл. от эксп.	-15,61 %	-1,39 %	-17,90 %	-16,81 %
Примечание: 1) энергия деформирования E_{int} получена как площадь под кривой квазистатического сопротивления «F-δ» (рис. 4) для каждого случая на соответствующем предельном перемещении δ_{ult} ; 2) предельное динамическое сопротивление $F_{d,ult}$ получено из выражения $F_{d,ult} = E_{int} / \delta_{ult}$.					

Как видно из сравнения результатов, показанного в Таблице 6 и на рисунке 11, предложенная численная модель адекватно предсказывает общий характер поведения системы с учётом реализации мембранных эффектов. Отклонение расчетных значений динамического сопротивления от экспериментальных данных составило 7,21% для образца IMF и 16,81% для образца SMF, что обусловлено как статистической неопределенностью исходных данных, принятыми допущениями, так и ошибкой моделирования для использованного вычислительного комплекса. Вместе с тем, при оценке предельного динамического сопротивления системы решения получаются несколько более консервативными по сравнению с результатами эксперимента.

4. Заключение

1. При выполнении численного анализа, основанного на имитационном моделировании повреждённой конструктивной системы, применяют основные принципы макро моделирования, в соответствии с которыми её нелинейное поведение определяется, главным образом, работой точечных или линейных пластических шарниров. В связи с этим точность полученных результатов во многом зависит от адекватного описания формы и параметрических точек диаграммы, посредством которой моделируют поведение пластического шарнира.

2. Предложено в описание изгибного пластического шарнира вносить ограничения предельных углов поворота с использованием критерия разрушения при срезе. Это позволяет, с одной стороны учесть влияние поперечных сил, а с другой, не снижая точности расчётов, уменьшить число врезаемых пластических шарниров.

3. Осевые шарниры растяжения предложено описывать, не только учитывая предельное растягивающее усилие в горизонтальной арматурной связи, но и рассматривая смещение арматурного стержня относительно бетона (по модели «сцепление-проскальзывание»).

4. Выполненное сравнение результатов расчёта с опытными данными показало их хорошее совпадение (отличия в величине энергии деформирования не более 17%).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Живучесть зданий при особых воздействиях: монография [В.И. Колчунов, В.В. Тур, Н.В. Фёдорова и др.]; Министерство образования Российской Федерации, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, кафедра промышленного и гражданского строительства. - Москва: Издательство МИСИ-МГСУ, 2026 (Библиотека научных разработок и проектов НИУ МГСУ). -264 с.

2. Московцева В.С. Расчёт параметра живучести железобетонных рам со сложнапряженными элементами/В.С. Московцева // Строительство и реконструкция. – 2024-№1-С.88-98. - URL: <https://doi.org/1033979/2073-7416-2024-111-1-88-98> (дата обращения: 12.10.2025. - Текст электронный
3. Колчунов В.И. Направления проектирования конструктивных систем в особых расчётных ситуациях/В.И. Колчунов, В.В. Тур // Промышленное и гражданское строительство. – 2023. - №7. – С.5-15. – Текст электронный.
4. E. Brunesi, R. Nascimbene, F. Parisi, N. Augenti, Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*, 104, 65–79 (2015).
5. Бетонные и железобетонные конструкции: СП 5.03.01-20. – Введ. 20.06.20 (с отменой на территории РБ СНБ 5.03.01-2002 и СНиП 2.03.01-84*). – Минск: Стройтехнорм, 2020. – 274 с.
6. ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings/ American Society of Civil Engineers-2017.-<https://lcn.gov/2017047777>.
7. Тур, В. В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: моногр. / В. В. Тур, А. А. Кондратчик. – Брест: БрГТУ, 2000. – 397 с.
8. Cavagnis, F. Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models: Thesis Doctor of Philosophy / F. Cavagnis. – Structural concrete laboratory (IBETON), École polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL), 2017. – 201 p.
9. Muttoni, A. Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width / A. Muttoni, M. Fernández Ruiz // *ACI Structural Journal*. – 2008. – Vol. 105, iss. 2. – P. 163–172.
10. Fernández Ruiz, M. Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: a mechanical approach to consistently account for size and strain effects / M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, J. Sagaseta // *Engineering Structures*. – 2015. – Vol. 99. – P. 360–372.
11. Muttoni A., Sambos J.T. Shear and punching according to the Critical Shear Crack Theory: Background, Recent development and integration in codes/ *Irbacon Structures and Materials Journal*. -vol.3.-no. 3.-2023.
12. Tur A., Tur V., Derechennik S., Lizahub A. An innovative approach to a safety format for the estimation of structural robustness // *Budownictwo i Architektura*. 2020. №4 (19). С. 67-84.
13. *fib Model Code for Concrete Structures 2020* / CEB-FIP Committee. – Lausanne, 2023. – 389 p.
14. *fib Bulletin 43 Structural connection for precast concrete buildings*// Guide to good practice prepared by Task Group 6.2. – February. - 2008. – 369 p.
15. *fib Bulletin 72 Bond and anchorage of embedded reinforcement*. Background of the *fib Model Code 2010*/ Technical report prepared by Task Group 4.5- May, 2014 – p.156.
16. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14) / ACI Committee 318, American Concrete Institute. – Farmington Hills, 2014. – 524 p.
17. F. Parisi, M. Scalvenzi, Progressive collapse assessment of gravity-load designed European buildings under multi-column loss scenarios. *Engineering Structures*, 238, 112259 (2021).
18. E. Brunesi, R. Nascimbene, F. Parisi, N. Augenti, Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*, 104, 65–79 (2015).
19. J. M. Russee, J. S. Owen, Experimental investigation on the dynamic response of RC flat slabs after sudden column loss. *Engineering Structures*, 99, 28–41 (2015).

REFERENCES

1. Kolchunov V.I., Tur V.V., Fedorova N.V., et al. *Structural robustness of buildings under exceptional actions*. Moscow: MISI-MGSU Publishers, 2026. 264 p. (In Russian)
2. Moskovtseva V.S. Calculation of robustness parameter for reinforced concrete frames with complex stressed members. *Construction and Reconstruction*. 2024;(1):88–98. (In Russian) DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-88-98
3. Kolchunov V.I., Tur V.V. Directions for designing structural systems in special design situations. *Industrial and Civil Engineering*. 2023;(7):5–15. (In Russian)
4. Brunesi E., Nascimbene R., Parisi F., Augenti N. Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*. 2015;104:65–79.
5. Concrete and reinforced concrete structures: SP 5.03.01-20. Minsk: Stroytekhnorm, 2020. 274 p. (In Russian)
6. ASCE 41-17. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers; 2017. Available at: <https://lcn.gov/2017047777>
7. Тур В.В., Кондратчик А.А. *Design of reinforced concrete structures under shear forces*. Brest: BrSTU; 2000. 397 p. (In Russian)
8. Cavagnis F. *Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models*. Ph.D. Thesis. Lausanne: EPFL; 2017. 201 p.
9. Muttoni A., Fernández Ruiz M. Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width. *ACI Structural Journal*. 2008;105(2):163–172.

10. Fernández Ruiz M., Muttoni A., Sagaseta J. Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: a mechanical approach to consistently account for size and strain effects. *Engineering Structures*. 2015;99:360–372.
11. Muttoni A., Samborski J.T. Shear and punching according to the Critical Shear Crack Theory: Background, recent development and integration in codes. *IBRACON Structures and Materials Journal*. 2023;3(3).
12. Tur A., Tur V., Derezhnitskiy S., Lizahub A. An innovative approach to a safety format for the estimation of structural robustness. *Budownictwo i Architektura*. 2020;19(4):67–84.
13. *fib Model Code for Concrete Structures 2020*. Lausanne: CEB-FIP Committee; 2023. 389 p.
14. *fib Bulletin 43. Structural connection for precast concrete buildings: Guide to good practice*. Task Group 6.2; 2008. 369 p.
15. *fib Bulletin 72. Bond and anchorage of embedded reinforcement. Background of the fib Model Code 2010*. Task Group 4.5; 2014. 156 p.
16. *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14)*. Farmington Hills: ACI Committee 318, American Concrete Institute; 2014. 524 p.
17. Parisi F., Scalvenzi M. Progressive collapse assessment of gravity-load designed European buildings under multi-column loss scenarios. *Engineering Structures*. 2021;238:112259.
18. Brunesi E., Nascimbene R., Parisi F., Augenti N. Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*. 2015;104:65–79.
19. Russee J.M., Owen J.S. Experimental investigation on the dynamic response of RC flat slabs after sudden column loss. *Engineering Structures*. 2015;99:28–41.

Сведения об авторах:

Тур Андрей Викторович, кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой архитектуры, УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Беларусь. <https://orcid.org/0000-0002-9744-9044>. E-mail: aturphd@gmail.com.

About the authors:

Andrei V. Tur, PhD in Technical Sciences, Associate Professor, Head of the Department of Architecture, Brest State Technical University, Brest, Belarus. <https://orcid.org/0000-0002-9744-9044>. E-mail: aturphd@gmail.com.

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Автор утвердил окончательный вариант статьи.

The author declares no conflict of interest.

The author has approved the final version.

Статья поступила в редакцию 22.05.2026
Одобрена после рецензирования 02.06.2026
Принята к публикации 14.06.2026

The article was submitted 22.05.2026
Approved after reviewing 02.06.2026
Accepted for publication 14.06.2026