

DRAGAN A.V. Analytical model for cracking behaviour of RC- tension-element simulation

In this paper, an analytical model which can simulate cracking behavior and tension stiffening effect in reinforced concrete tension member is proposed. Using of this model gives the possibility to determine the reinforcement and concrete deflected mode along the whole length of tension-element. According to proposed model such parameters of cracking as a moment of crack formation, crack opening on the different loading stages, crack spacing can be defined.

УДК 624.012.46

Драган А.В.

МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Введение. Несмотря на значительный объем экспериментальных исследований, выполненных за многолетний период изучения железобетона, к настоящему времени не сформирован общепринятый методологический подход исследования процесса трещинообразования в железобетонных элементах и оценке сопротивления растянутого бетона на участках между трещинами. В этой связи, при сопоставлении и анализе результатов должно учитываться, что они были получены при использовании различных экспериментальных методик (а это означает, что в опытах использовались образцы различных форм и размеров, применялись различные способы их изготовления и хранения, испытания производились при различных режимах нагружения, отличными являются и методы измерений).

В основу предлагаемой методики положена следующая концепция – трещинообразование в железобетонных элементах определяется и зависит от условий взаимодействия арматуры с бетоном и от напряженно-деформированного состояния в зоне их контакта. В большинстве известных методик для оценки трещиностойкости железобетонных элементов используются параметры, которые достаточно просто регистрируются в процессе проведения испытаний:

- расстояние между трещинами в стадии установившегося трещинообразования [1];
- ширина раскрытия трещины на поверхности элемента [1, 2];
- продергивание арматурного стержня относительно бетона торцевой грани элемента [2];
- уровень нагружения,

и на основании полученных данных выдвигаются гипотезы о механизмах взаимодействия арматуры с бетоном. В предлагаемой методике производится попытка зарегистрировать причинные процессы и явления, следствием которых являются все перечисленные ранее параметры.

Описание предлагаемой методики применительно к исследованию трещиностойкости железобетонных элементов. Для исследования трещиностойкости железобетонных элементов в предлагаемой методике испытаний в качестве экспериментальных образцов используются бетонные цилиндры ($\varnothing = 200 \text{ мм}$, $L = 1000 \text{ мм}$), армированные одиночным арматурным стержнем ($\varnothing_s = 20 \text{ мм}$), расположенным в центре сечения. Длина арматурного стержня составляет $l_s = 2000 \text{ мм}$, таким образом, длина выпусков арматуры из бетона с обеих сторон составляет 500 мм. Выбор в пользу указанного диаметра арматурных стержней был произведен исходя из необходимости их дальнейшей доработки:

- стержни фрезеровались вдоль до размера $\frac{\varnothing_s}{2} \pm 0,5 \text{ мм}$;
- в каждой из оставшихся после фрезеровки частей пропиливался продольный паз глубиной 2,5 мм и шириной 5,0 мм с чистотой поверхности Rz 20 (рис. 1).

К недостатку подобного технического решения однозначно можно отнести то, что изготовление паза приводит к ослаблению поперечного сечения стержня. Однако необходимо отметить, что размеры поперечного сечения пазов принимались минимально возможными для обеспечения прокладки проводов от тензорезисторов к измерительной аппаратуре. При этом, величина ослабления для стержней $\varnothing_s = 20 \text{ мм}$ составляет 7-8% от площади поперечно-

го сечения стержня, что дает возможность проведения испытаний в достаточно большом диапазоне нагрузок. При выполнении паза внутри арматуры не нарушаются форма и параметры поверхности стержня, что позволяет обеспечить реальные условия его зацепления, а, следовательно, и условия работы арматуры с бетоном.

Для регистрации деформаций арматурного стержня по длине его заделки использовались тензорезисторы с базой 5,0 мм, которые наклеивались с шагом 50 мм. Таким образом, каждый арматурный стержень оборудовался 41 тензорезистором. Используемые в эксперименте тензорезисторы позволяют измерять относительные деформации в диапазоне от $-3000 \cdot 10^{-6}$ до $+3000 \cdot 10^{-6}$. Схема наклейки тензорезисторов приведена на рис. 2. Для герметизации пазов и исключения возможного попадания влаги на тензорезисторы при бетонировании, вся полость паза заполнялась силиконом.

Для обеспечения совместной работы двух половин составного арматурного стержня после затвердевания силикона предусматривается их склеивание при помощи клея на эпоксидной основе, обеспечивающего высокую прочность клеевого шва ($\sim 20 \text{ Н/мм}^2$). Для дополнительной фиксации половин составного стержня, а также для последующего крепления его в испытательном стенде, на каждом его конце производилась опрессовка обжимных колец (анкеров).

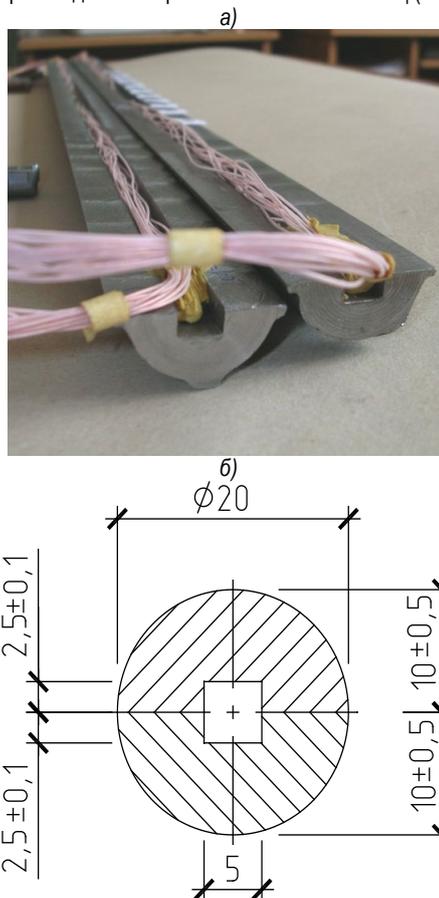


Рис. 1. Составной арматурный стержень:

а) половины стержня с наклеенными тензорезисторами; б) поперечное сечение

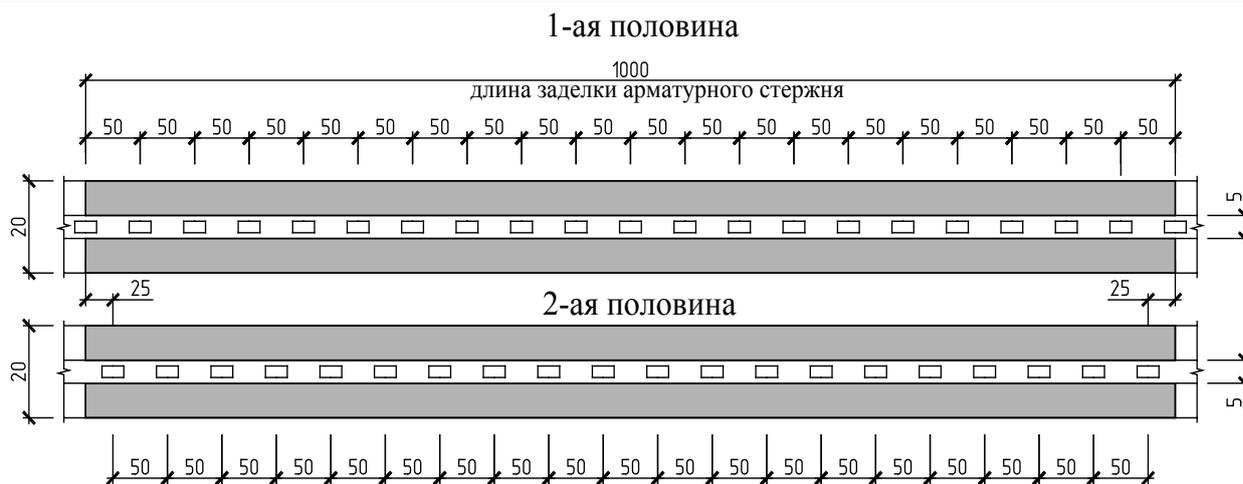


Рис. 2. Схема наклейки тензорезисторов по длине стержня

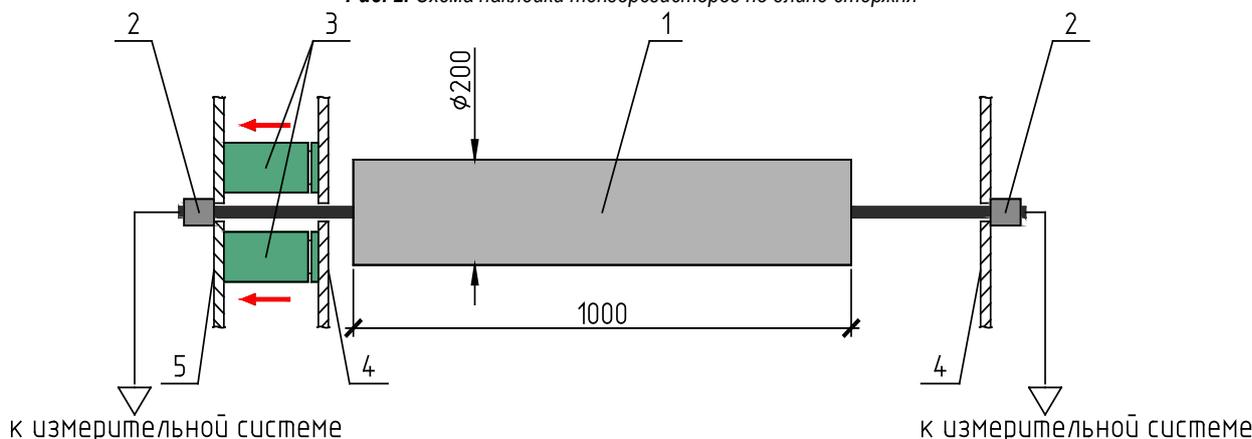


Рис. 3. Принципиальная схема испытательной установки:

1 – экспериментальный образец; 2 – анкер; 3 – домкрат (25т); 4 – неподвижная траверса; 5 – подвижная траверса

Бетонирование образцов производилось в цилиндрических разборных опалубках в вертикальном положении. Испытания экспериментальных образцов производилось после набора бетоном образцов 28-суточной прочности. Выпуски арматуры фиксировались: один на подвижной, второй – на неподвижной опорах испытательного стенда посредством ранее изготовленных анкеров. Экспериментальные образцы испытывались на центральное растяжение, для создания необходимого уровня нагрузки в испытательной установке использовались два домкрата, грузоподъемностью 25т каждый. Контроль за уровнем нагружения производился по индикатору динамометра сжатия, установленного в одной гидравлической цепи с нагружающими домкратами и насосной станцией. Нагрузка прикладывалась к образцу ступенями по 5,0кН каждая. Максимальная величина нагрузки составила 125кН-130кН – для арматуры S400 и 80кН – для S240, что соответствует напряжениям в стержне, равным пределу пропорциональности для арматурной стали. Принципиальная схема испытательной установки представлена на рис. 3.



Рис. 4. Измерительный комплекс «ТИССА»

Регистрация показаний тензорезисторов производилась при помощи компьютерного измерительного комплекса «ТИССА». Данный комплекс позволяет производить одновременную регистрацию показаний по 64 каналам (с 64 тензорезисторов) с частотой дискретизации сигнала в диапазоне частот от 1 до 10Гц в одном из выбранных режимов измерения (пошаговое или непрерывное измерение). Результаты измерений представляются в двух формах:

- для отдельных тензорезисторов – в виде диаграмм, описывающих изменение относительных деформаций в зависимости от прикладываемой нагрузки;
- в виде диаграмм, описывающих распределение относительных деформаций по всем точкам измерений одновременно (по всем тензорезисторам) при разных уровнях нагрузки.

Таким образом, использование указанного выше комплекса позволяет еще на стадии выполнения измерений получить представление о деформированном состоянии элемента. Общий вид измерительной системы приведен на рис. 4.

Данные, полученные в ходе проведения испытаний, дают наглядную картину изменения напряженно-деформированного состояния арматурного стержня как по длине его заделки в бетоне, так и в ходе изменения прикладываемой к элементу нагрузки (рис. 5, 6).

На основании анализа результатов были выявлены следующие закономерности:

- для образцов с арматурой серповидного профиля (рис. 5) в крайних сечениях величина относительных деформаций имеет максимальное значение, а по мере приближения к центру она уменьшается. В центральной части образца можно выделить зону, в пределах которой имеет место относительно равномерное распределение относительных деформаций. Таким образом, полученные распределения относительных деформаций дают возможность проследить за механизмом перераспределения усилий, однозначно установить протяженность участков совместной работы арматуры и бетона, а также зон проскальзывания при различных уровнях нагружения;

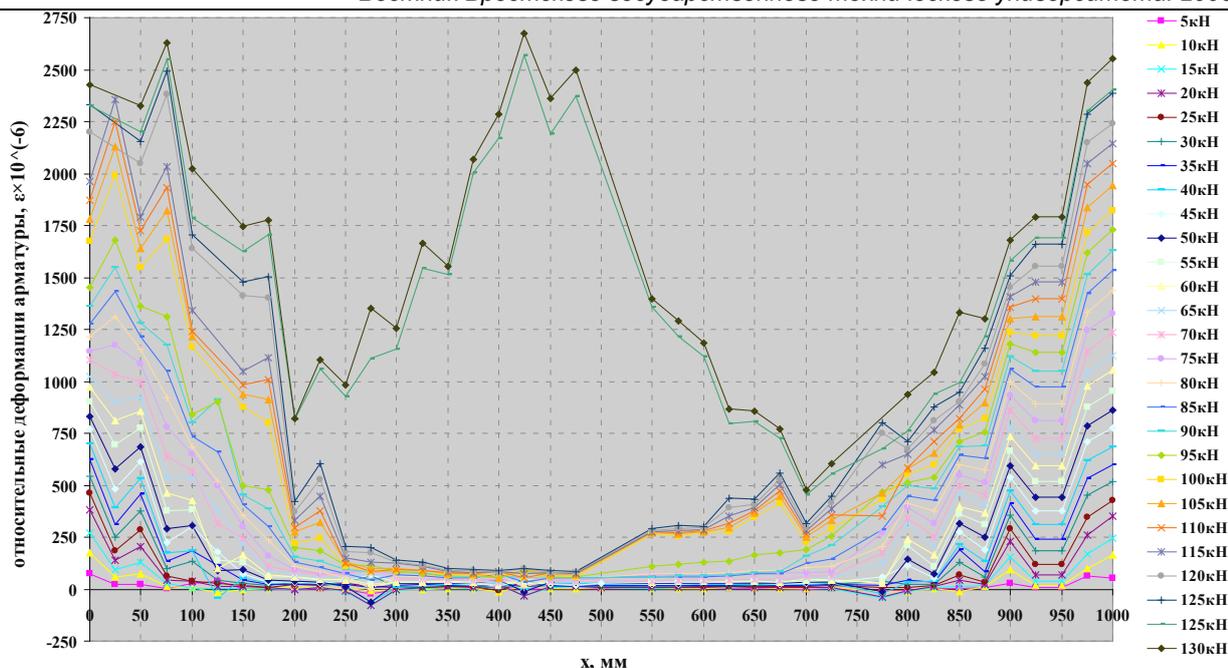


Рис. 5. Распределение относительных деформаций по длине арматурного стержня Ø20мм периодического профиля (S400) при разных уровнях нагружения

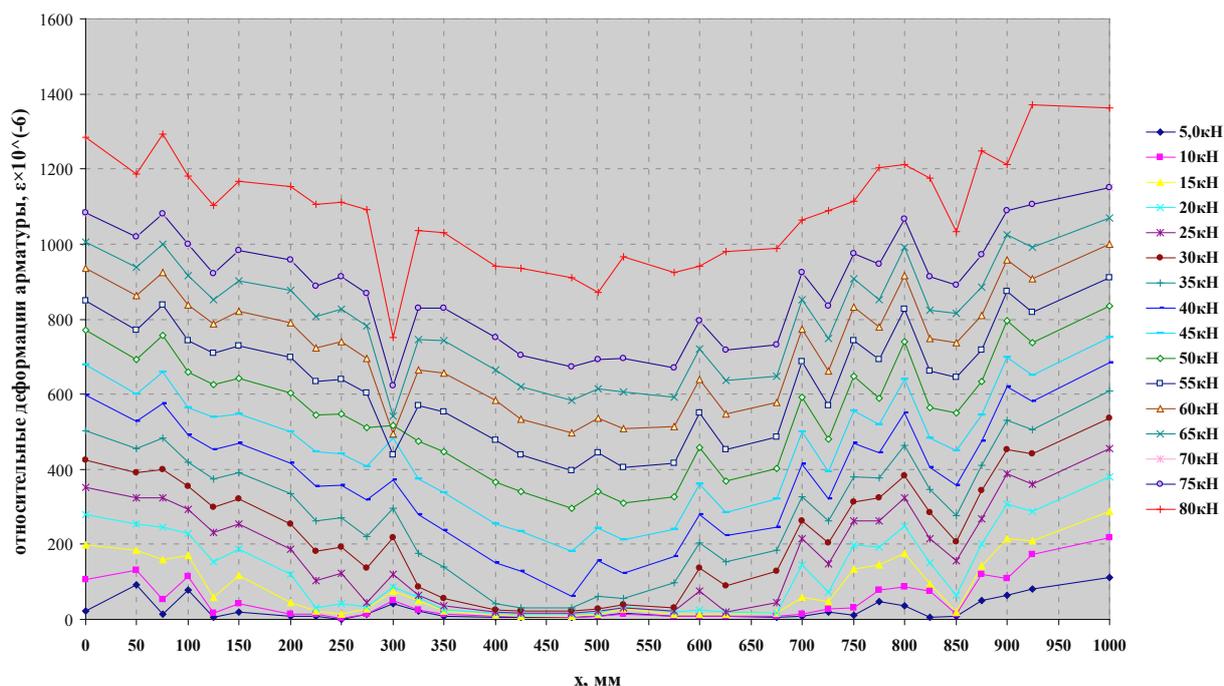


Рис. 6. Распределение относительных деформаций по длине гладкого арматурного стержня Ø20мм (S240) при разных уровнях нагружения

- можно предположить, что относительные деформации арматуры в сечении $x = 425 - 450 \text{ мм}$ в состоянии, предшествующем образованию трещины, соответствуют максимальной величине относительных деформаций растянутого бетона, т.е. его предельной растяжимости ($\varepsilon_{ct.1}$). В соответствии с графиками представленными на рис. 5, значение предельной растяжимости составляет $\varepsilon_{ct.1} = 90 \cdot 10^{-6}$, что не противоречит данным исследований [3];
- в момент образования трещины ($N = 125 \text{ кН}$), в соответствующем сечении наблюдается резкий скачок в величинах относительных деформаций (рис. 5) – в сечении с трещиной все

- прикладываемое к элементу усилие воспринимается исключительно арматурным стержнем – «tension stiffening effect»;
- использование измерительного комплекса «ТИССА» позволяет зафиксировать не только точно месторасположение трещины, но и момент ее образования (рис. 5);
- при испытании образцов с гладкой арматурой образование трещин в них не происходило. Данный факт, объясняется тем, что гладкая арматура обладала незначительным сцеплением с бетоном, которое было нарушено в условиях опыта уже при начальных стадиях нагружения. Это подтверждает достаточно равномерное распределение относительных деформаций арматуры по всей длине ее заделки при всех стадиях нагружения (рис. 6). Таким образом, для случая с гладкой арматурой с первых стадий нагружения стержень практически полностью принимает на себя всю прикладываемую к нему нагрузку. Разница в

относительных деформациях арматуры и бетона свидетельствует о прокальзывании стержня относительно бетона по всей длине его заделки.

Заключение. На основании выполненных выше испытаний можно сделать выводы о том, что предлагаемая экспериментальная методика:

- позволяет еще на стадии выполнения измерений получить представление о реальном напряженно-деформированном состоянии растянутого элемента при различных уровнях прикладываемой нагрузки;
- дает возможность создать реальные условия взаимодействия арматурного стержня с бетоном;
- обеспечивает возможность варьирования параметрами экспериментальных образцов (размеры, форма, коэффициент армирования, число арматурных стержней, прочность бетона и т.д.);

DRAGAN A. Method of experimental study of cracking in RC- tension-elements

In this paper, a method of researching of cracking in RC- tension-elements, as well as detailed description of specimen's characteristics and measuring equipment are proposed. Results of realized tests are presented.

УДК 624.012

Щербач А.В.

К РАСЧЕТУ ПРОГИБОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ, РАБОТАЮЩИХ В ДВУХ НАПРАВЛЕНИЯХ, С УЧЕТОМ ОБРАЗОВАНИЯ ТРЕЩИН

Введение. Особенностью плитных конструкций является то, что их длина (пролет) значительно превышает толщину, в силу чего наблюдается их значительная деформативность. Большинство нормативных документов [8,11] и известных методик расчета, регламентирующих проектирование данного типа конструкций, учитывают лишь ситуации при действии равномерно распределенной нагрузки. На практике же нередко встречаются и другие варианты нагружения плиты, что в результате существенным образом изменяет схему усилий, действующих в рассматриваемой конструкции.

При проектировании зданий и сооружений применяют железобетонные плиты (покрытия и перекрытия) различного очертания в плане, для которых имеют место разные схемы опирания (от опирания по сторонам до точечного опирания). Отечественные и зарубежные нормы проектирования [8,11] предусматривают расчет плитных конструкций по двум группам предельных состояний. В связи с возрастающими требованиями к уменьшению строительной высоты перекрытий и покрытий особую роль приобретает расчет данных типов конструкций по второй группе предельных состояний, а в частности по прогибам. Известные методики определения перемещений основаны на приближенном расчете при действии равномерно распределенной нагрузки. Использование этих методов для расчета плит на действие нагрузки, отличающейся от равномерно распределенной по площади, не может отражать реальную работу конструкции при фактическом уровне нагружения.

Особые сложности возникают для расчетных ситуаций, когда рассматриваются плиты с отверстиями. Перечисленные факты свидетельствуют о необходимости разработки методики расчета прогибов плитных конструкций, работающих в двух направлениях, в случае действия нагрузки, отличающейся от равномерно распределенной.

1. Существующие подходы к определению деформативности плит, работающих в двух направлениях. В соответствии с традиционными представлениями проектирование железобетонной плитной конструкции начинается с назначения толщины плиты. Основным требованием, определяющим толщину плиты, является обеспечение ее жесткости. В соответствии с [7], толщина плиты принимается в пределах от $\frac{1}{35}l$ до $\frac{1}{40}l$ в зависимости от условий опирания. В настоящее время основным документом, определяющим расчет плитных конструкций, работающих в двух направ-

- позволяет точно зафиксировать местоположение и момент образования трещины;
- дает возможность производить испытания образцов на статические и динамические нагрузки.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Beeby A.W. The influence on the parameter ϕ/ρ_{eff} on crack widths. // Structural Concrete. – 2004. – №5. – p.71-83.
2. Tammo K., Thelandersson S. Crack opening near reinforcement bars in concrete structures. // Structural Concrete. – 2006. – №4. – p.137-143.
3. Guo Z., Zhang X. Investigation of complete stress-deformation curves for concrete in tension. // ACI Materials Journal. – 1987. – v.37, №1. – p.278-285.

Материал поступил в редакцию 11.01.08

лениях, по прогибам, является Руководство [7], разработанное в 1985 г. Нормативный документ [7] предлагает производить расчет по деформациям приближенно, с использованием интерполяционной зависимости, устанавливающей связь между прогибом в момент образования первых трещин и прогибом в момент исчерпания несущей способности конструкции. Наглядно данная зависимость представлена на рис. 1.

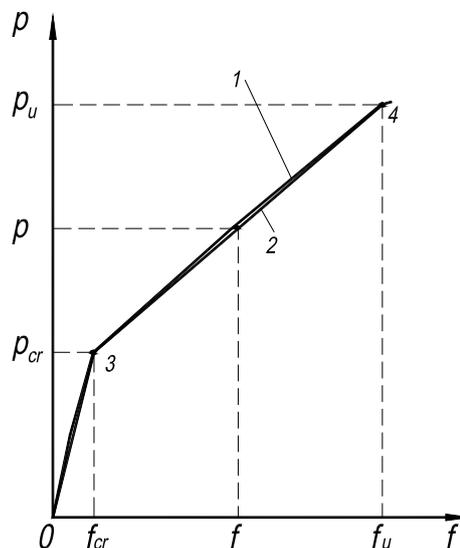


Рис. 1. График прогибов перекрытия [7]
1 – опытная кривая; 2 – теоретическая прямая; 3 – точка, соответствующая образованию первых трещин; 4 – точка, соответствующая началу текучести арматуры по всем линиям излома

В нормативном документе [11] показано, что деформативность плит допускается контролировать с помощью коэффициента жесткости. Согласно [11] вышеупомянутый коэффициент равен отношению эффективной длины пролета плиты к ее рабочей высоте. Данная проверка согласно [11] выполняется по следующей зависимости:

Щербач Александр Валерьевич, кандидат технических наук, доцент кафедры технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.