

6. Burns, N.H. Test of one-way post-tensioned slabs with unbonded tendons / N.H. Burns, F.A. Charney, W.R. Vines // PCI Journal. – 1978. – Vol. 23. – № 5. – P. 66–81.
7. Драган, А.В. Трещиностойкость железобетонных элементов при действии осевых растягивающих усилий: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. – Брест, 2008.
8. DIN 4227 Tiel 6: Spaunbeton – Bateile mit Vorspannung ohne Verbund. Ausgabe Mai 1982 BK 1999 II.
9. DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spanbeton – Teil 1: Bemessung und konstruktion, Juli, 2002.
10. Douglas Paul Gauvreau. Ultimate limit state of concrete girders prestressed with unbonded tendons/ Institut fur Baustatik und Konstruktion, ETH Zurich.
11. Du, G.C. Ultimate stress of unbonded tendons in partially prestressed concrete beams / G.C. Du, X.K. Tao // PCI Journal. – 1985. – Vol. 30. – № 6. – P. 72–91.
12. EN 1992-1-1 (December 2005) Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings, CEN, Brussels, March, 2005.
13. Lee, L.H. Proposed methodology for computing of unbonded tendon stress at flexural failure / L.H. Lee, J.H. Moon, J.H. Lim // ACI Structural Journal. – 1999. – Vol. 96. – № 6. – P. 1040–1048.
14. Moon, J. Effects of stressed and unstressed reinforcement on prestressed concrete members with unbonded tendons / J. Moon, K. Shin, J. Lim, K. Lee // KCI Concrete Journal. – 2000. – Vol. 12. – № 1.
15. Mattock, A.H. Comparative study of prestressed concrete beams with and without bond / A.H. Mattock, J. Yamazaki, B.T. Kattula // ACI Journal. – 1971. – Vol. 68. – № 2. – P. 116–125.
16. Mojtahedi, S. Ultimate steel stresses in unbonded prestressed concrete / S. Mojtahedi, W.L. Gamble // Journal of the Structural Division ASCE. – 1978. – Vol. 104. – № 7. – P. 1159–1165.
17. Naaman, A.E. Stress at unbonded posttensioned tendons: part 1 – evaluation of the state-of-the-art / A.E. Naaman, F.M. Alkhairi // ACI Structural Journal. – 1991. – Vol. 88. – № 5. – P. 641–651.
18. Pannell, F.N. The ultimate moment of resistance of unbonded prestressed concrete beams // Magazine of Concrete Research. – 1969. – Vol. 21. – № 66. – P. 43–54.
19. Polish Standard: PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, zebetowe i sprezone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
20. Politalski W. Stress increment in unbonded tendons due to the third-point loading of a prestressed concrete slab.
21. Campbell T.I. Influence of non-prestressed reinforcement on the strength of unbonded partially prestressed concrete members / T.I. Campbell, K.L. Chouinard // ACI Structural Journal. – 1991. – Vol. 88. – № 5. – P. 546–551.
22. Canadian Standards Association, Design of Concrete Structures CSA, Rexdale, Ontario. – 1994. – A23. – P. 3–94.
23. Cooke, N. Flexural strength of prestressed concrete members with unbonded tendons / N. Cooke, R. Park, P. Yong // PCI Journal. – 1981. – Vol. 26. – № 6. – P. 52–80.
24. Титус, В.Б. О расчете предварительно напряженных изгибаемых элементов без сцепления арматуры с бетоном: библиографический указатель депонированных рукописей. – Выпуск 3, 1980.
25. Проектирование железобетонных конструкций без сцепления арматуры с бетоном: ТКП/ОР/45-5.01-2006.
26. F. T. K. Au Prediction of ultimate stress in unbonded prestressed tendons / F. T. K. Au and J. S. Du // Magazine of Concrete Research. – 2004. – Vol. 56. – № 1.
27. Хачатрян, А.И. Предварительное напряжение безбалочных перекрытий зданий с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном: межвузовский сб. науч. тр. / ЕрПИ. Серия XII.В. Выпуск V: Строительство и архитектура. – Ереван, 1978. – С. 100–104.
28. Harajii, M.H. Effect of span-depth ratio on the ultimate steel stress in unbonded prestressed concrete members // ACI Structural Journal. – 1990. – Vol. 87. – № 3. – P. 305–312.
29. Warwaruk, J. Investigation of prestressed reinforced concrete for highway bridges, part III: strength and behavior in flexure of prestressed concrete beams. Bulletin No. 464, Engineering Experiment Station / J. Warwaruk, M.A. Sozen, C.P. Siess // University of Illinois, Urbana. – 1962. – 105 p.
30. Образцов, О.Л. Прочность комбинированно предварительно напряженных элементов без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном при действии изгибающих моментов: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. – Брест, 2002.

Материал поступил в редакцию 23.01.11

PETSOLD T.M., TUR S.A. Prediction of ultimate stress in unbonded prestressed tendons

In this paper a review of experimental and analytical studies carried out for prediction of resistance of concrete constructions, prestressed on the building site with unbonded tendons, is given. Deformative method on basis of block model, proposed for calculation stress in prestressed unbonded tendons, is described. Results of parametric study, carried out for comparison this method with methods, which are given in different codes and recommendations, is presented.

УДК 624.012

Пецольд Т.М., Тур А.В.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ДИФФЕРЕНЦИАЦИИ ДИНАМИЧЕСКИХ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПРИ КВАЗИСТАТИЧЕСКОМ РАСЧЕТЕ

Введение. Как показано в работе [11], метод альтернативных траекторий (АТ-метод), ориентированный на расчетную проверку реакции поврежденной конструктивной системы после реализации особого события, активно разрабатываемый в последние два десятилетия, был принят в качестве основного прямого расчетного метода в нормативных документах ASCE 7 [5] и UFC 4-23-02 [1], действующих в США.

В соответствии с концепцией, положенной в основу АТ-метода, выполняют расчетную проверку (по назначенным критериям соответствия) поврежденной конструктивной системы с удаленными основными (ключевыми) конструктивными элементами на способность перераспределения и восприятия соответствующего особого сочетания воздействий оставшимися конструктивными элементами. Даже результаты “точных” расчетов (например, нелинейных динамических) могут давать искаженное представление, как о сценарии

развития повреждений, так и о состоянии конструктивной системы, получившей локальные повреждения.

Кроме того, дополнительные погрешности возникают при доволно условном учете динамических эффектов (инерционных сил) совместно с нелинейной работой как собственно элементов, так и, главным образом, узловых соединений конструктивной системы.

В общем случае нормы [1, 3, 5] при проверке модифицированной конструктивной системы, получившей повреждения, рекомендуют применять линейный статический расчет (LS), нелинейный статический расчет (NLS). Как показано в работе [4], нелинейный динамический расчет (NLD) хотя и дает наиболее точный результат, является при решении практических задач наиболее трудоемким и дорогостоящим. Кроме того, наиболее распространенные в среде практикующих инженеров-проектировщиков конечно-элементные вычисления

Тур Андрей Викторович, аспирант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

тельные комплексы в настоящее время не позволяют решать нелинейные задачи в динамической постановке.

Поэтому естественное стремление проектировщика к решению более простых и ясных задач приводит к применению для решения рассматриваемой проблемы статических, а точнее, квазистатических расчетов.

В наиболее распространенной постановке АТ-метод базируется на допущении о статическом перераспределении усилий в конструктивной системе (статической реакции), следующим за разрушением ключевых элементов системы в реализации особого события, имеющего в подавляющем большинстве случаев динамическую природу.

Так как прогрессирующее обрушение в общем случае следует рассматривать как динамическое и нелинейное явление, применение квазистатического подхода, хотя и не противоречит ТКП ЕН 1990 [7], требует дополнительных калибровок динамических коэффициентов, участвующих в особых сочетаниях воздействий (учитывающих нелинейные и динамические эффекты). А также назначения обобщенных критериев, по которым выполняется оценка соответствия поврежденной системы требованиям устойчивости к прогрессирующему обрушению.

Теоретические положения по назначению динамических коэффициентов в квазистатических расчетах с использованием динамических диаграмм, построенных с использованием энергетического подхода. При расчетах модифицированной системы основное внимание концентрируется на максимальных значениях реакций системы, реализующихся на первом полупериоде колебаний. Для калибровки динамических коэффициентов могут быть применены методы, базирующиеся на энергетическом подходе [6], в рамках которых следует:

Определить нелинейную статическую реакцию системы при удалении элемента.

Перестроить динамическую диаграмму и получить соответствующие значения коэффициентов.

Подробно данный метод рассмотрен в работах [6, 8].

После пересмотра и корректировки двух документов (GSA [10] и UFC 4-02-03 [1]) с учетом положений, изложенных в FEMA 356 [10], в новой версии (январь 2010 года) UFC 4-02-03 [1] взамен единого коэффициента 2,0, применявшегося как в линейных, так и в нелинейных квазистатических расчетах в качестве множителя к особому сочетанию воздействий в области, непосредственно примыкающей к удаленному элементу, введена дифференцированная система динамических коэффициентов. При этом численные значения коэффициентов различаются как в зависимости от типа выбранной процедуры (линейный или нелинейный расчет), так и от свойств сечений и элементов (физических и геометрических). Это особенно ощутимо в случае расчетов железобетонных конструкций, для которых жесткостные характеристики существенно изменяются при варьировании как положения арматуры в сечении, так и коэффициента армирования.

Числовые значения динамических коэффициентов могут быть точно откалиброваны, опираясь на энергетический подход, положения которого применительно к внезапному удалению элементов (или внезапному приложению нагрузки) рассмотрены в работах [2, 6].

Так, если известна полная диаграмма, связывающая усилия и деформации ("сила-перемещение"), значения частного динамического коэффициента могут быть получены следующим образом.

Пусть зависимость "нагрузка-прогиб" для анализируемого железобетонного элемента представлена двухлинейной диаграммой, для которой в зависимости от свойств сечения определены параметрические точки (см. рис. 1, диаграмма OABC).

Значение усилия P_s определяется из равенства площадей трапеции OABC и прямоугольника OFEC (равенство работ на перемещениях). Тогда значение повышающего коэффициента определяется $k_p = \frac{P_y}{P_s}$. Из рисунка 1 видно, что если статическое усилие в элементе от особого сочетания нагрузки не превышает $0,5P_y$, прогрессирующего обрушения происходить не будет, и нет необходимости дополнительных проверок.

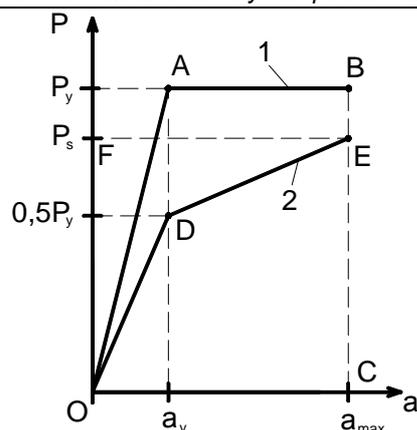


Рис. 1. К определению динамического коэффициента в нелинейных расчетах

Опытная проверка представленных теоретических положений. С целью проверки представленных выше положений были проведены экспериментально-теоретические исследования сопротивления железобетонных балок при внезапном приложении нагрузки.

Для балок, разделенных на четыре серии в зависимости от характеристик, выполнялись следующие действия:

1. Теоретические исследования:

- 1.1 С помощью расчета по общей деформационной модели (использования программного комплекса SAP2000) были получены теоретические зависимости "момент-кривизна", "нагрузка-прогиб" для каждой типовой балки из своей серии (пример, см. рис. 2 зависимость по SAP2000).
- 1.2 Производилась аппроксимация зависимости "нагрузка-прогиб", после чего данная зависимость представляла собой двухлинейную диаграмму (рис. 3, 4 статическая диаграмма).
- 1.3 Назначались уровни нагружения (в таблице 1 уровни указаны как в кН, так и в долях от P_y для каждой конкретной серии балок).
- 1.4 С использованием положений энергетического подхода (см. выше) из статической двухлинейной диаграммы производилось перестроение динамической диаграммы (см. рис. 3, 4 динамическая диаграмма).
- 1.5 По полученной диаграмме были получены теоретические значения динамических перемещений и усилий для каждого фиксированного уровня нагружения (см. рис. 3, 4).
- 1.6 По соотношению динамического усилия (перемещения) к соответствующему статическому усилию (перемещению) получили ожидаемые значения динамических коэффициентов для каждого уровня нагружения (см. табл. 1).

2. Экспериментальные исследования:

- 2.1 Статическое нагружение
 - 2.1.1 Проводили статическое испытание в соответствии с принятой программой нагружения (см. [6]).
 - 2.1.2 Фиксировали с помощью индикаторов и прогибомеров перемещения и относительные деформации на каждом этапе приложения нагрузки.
 - 2.1.3 Строили опытную зависимость "нагрузка-прогиб" (см. рис. 2 опытная зависимость).
- 2.2 Динамическое нагружение
 - 2.2.1 Производили динамическое испытание балки при внезапном удалении опоры в соответствии с принятой методикой при заданном уровне нагружения (в долях от предельного усилия, установленного при статических испытаниях).
 - 2.2.2 С помощью программного комплекса ТИССА в режиме непрерывной съемки фиксировали изменения во времени относительных деформаций в сжатом бетоне и растянутой арматуре (например, балка серии 3, см. рис. 5, 6). С помощью видеокамеры фиксировали значение максимального динамического прогиба после мгновенного приложения нагрузки (первый полупериод колебаний) (пример, см. рис. 7).

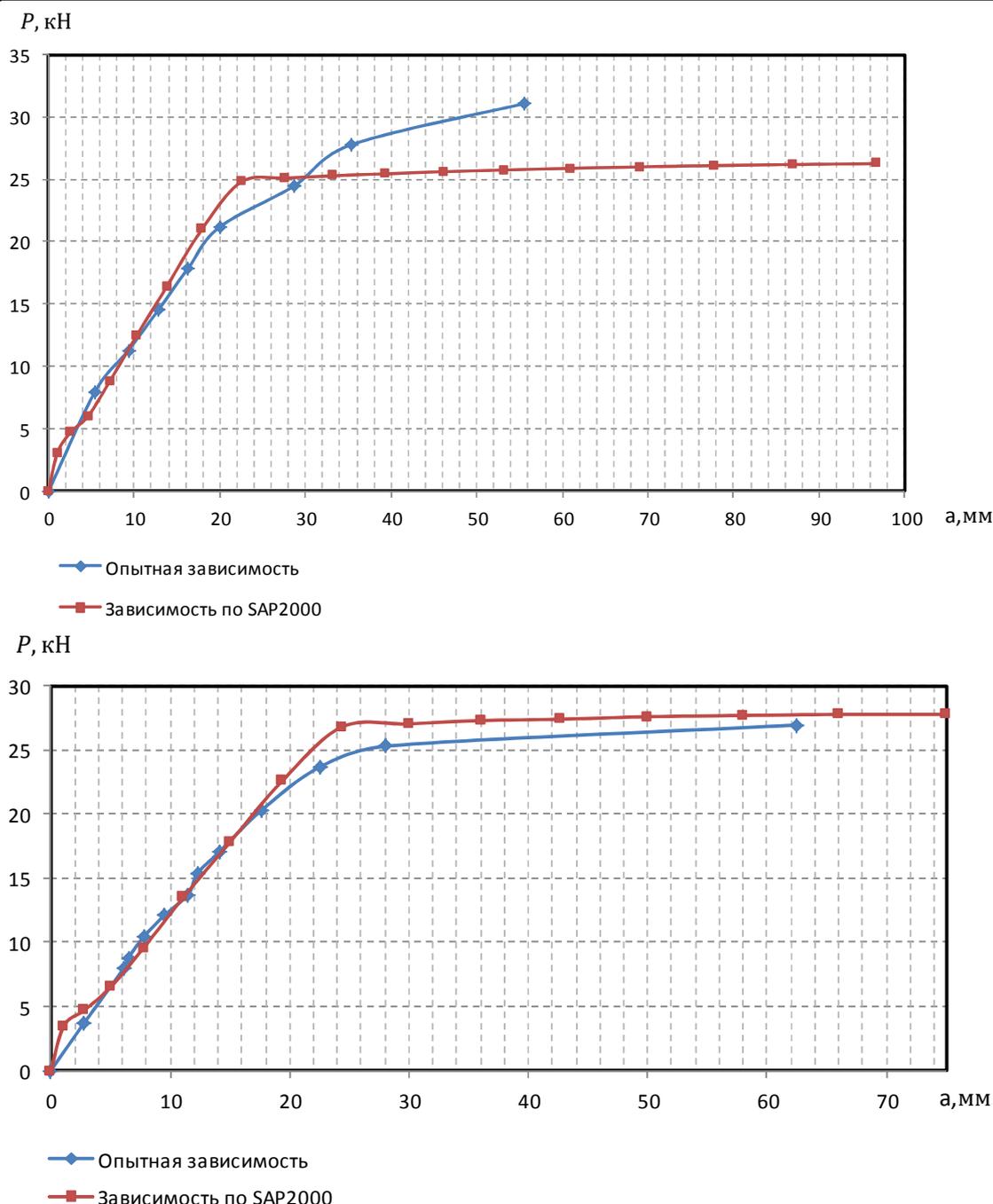


Рис. 2. Графики изменения прогибов в середине пролета балки в зависимости от величины нагрузки, полученные опытным путем и в результате расчета по общей деформационной модели для серии 3, серии 4

2.2.3 По амплитудным значениям относительных деформаций в сжатом бетоне и растянутой арматуре на первом полупериоде колебаний определяли кривизну, а затем и динамический прогиб (зафиксированный так же с помощью видеокамеры, см. выше) для данного уровня нагружения и для определенной балки из конкретной серии (пример, табл. 2). Аналогичные действия выполняли для всех балок, входящих в опытные серии.

3. Сопоставление экспериментальных и теоретических результатов

3.1 Сопоставлялись зависимости "нагрузка-прогиб", полученные по расчету и опытным путем. Было получено хорошее совпадение результатов (см. рис. 2).

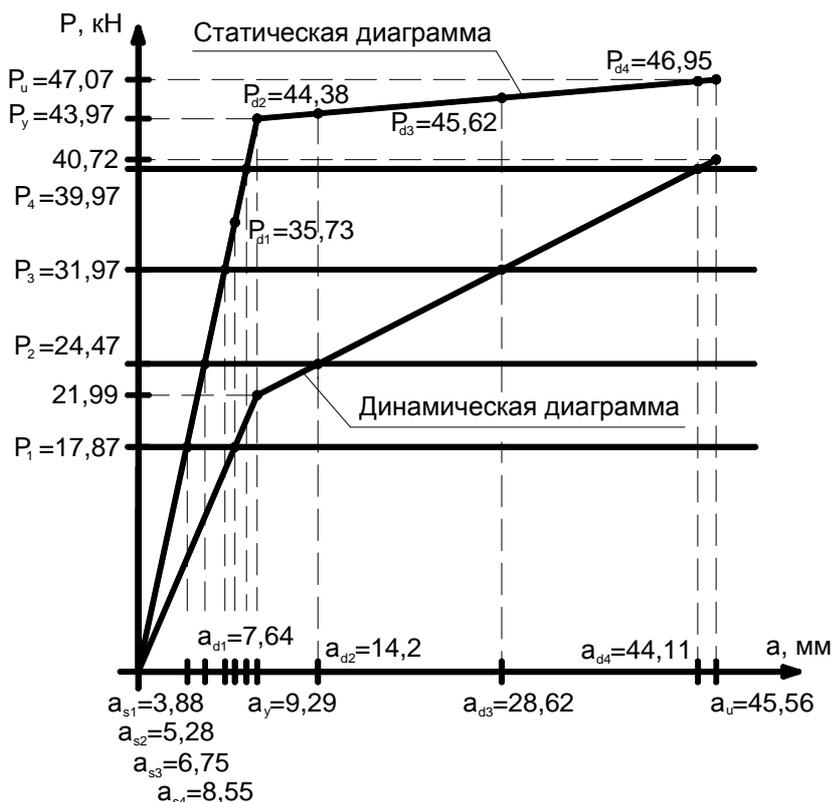
3.2 Производилось для конкретного уровня нагружения сравнение динамического прогиба, зафиксированного с помощью видеосъемки (пример, для серии 3, рис. 7) и по результатам

программного комплекса ТИССА, со значением, полученным по динамической диаграмме (см. табл. 3, 4). Также было получено достаточно хорошее совпадение результатов.

Заключение. Для проверки реакции модифицированной конструктивной системы с удаленными несущими элементами может быть применен метод альтернативных траекторий (АТ-метод). При этом прямой нелинейный динамический анализ, являющийся в ряде случаев довольно трудоёмкой и дорогостоящей процедурой, может быть заменен квазистатическим линейным или нелинейным анализом.

Проведенные исследования подтвердили, что для определения динамических коэффициентов может быть применен предложенный метод построения динамических диаграмм, базирующийся на энергетическом подходе.

Серия 1



Серия 2

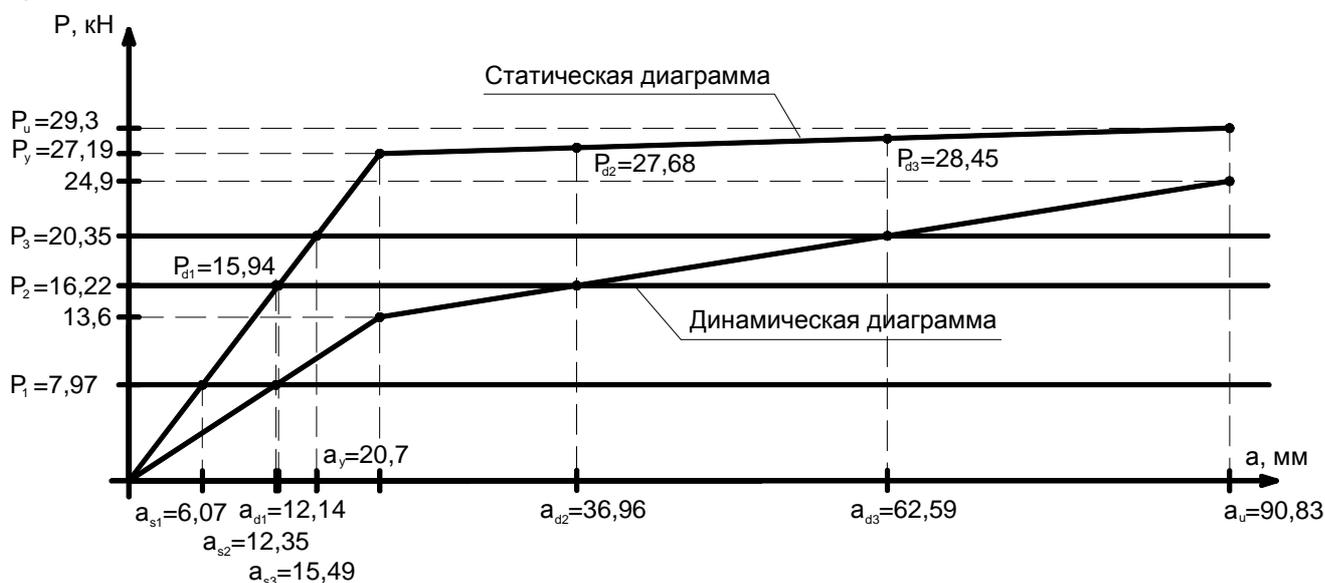
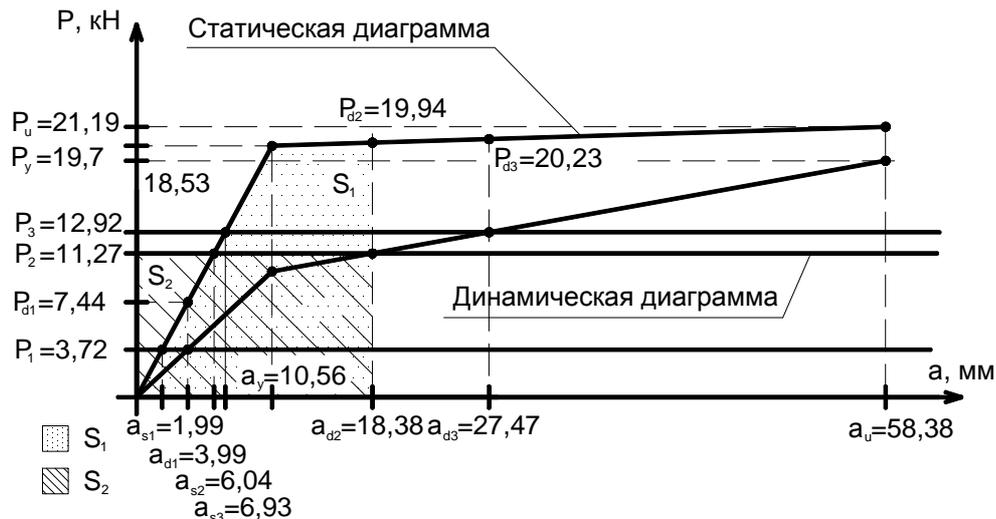


Рис. 3. Перестроенные динамические диаграммы и определение динамических перемещений и усилий для серий 1,2

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Unified Facilities Criteria – Design of Building to Resist progressive collapse: UFC-4-023-03. – January, 2010.
2. Vlassis, G. Progressive collapse assessment of fall building/G. Vlassis. – London, 2009. – 416 p.
3. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-108-2008. – Минск, 2008. – 178 с.
4. McKay A., Marchand K., Williamson E. и др. Dynamic and Nonlinear Load Increase Factors for Collapse Design and Analysis / A. McKay, K. Marchand, Williamson E. [и др.] / International Symp. ISIEMS. – 2007. – P. 1–20.
5. Minimum design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-95, New York, USA.
6. Тур, А.В. Сопротивление железобетонных изгибаемых элементов при внезапном приложении нагрузки // Проблемы современного бетона и железобетона: сборник научных трудов. Ч. 1. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: Минсктипроект. – С. 417–424.
7. Основы проектирования конструкций: ТКП ЕН 1990:2010.
8. Тур, А.В. К построению трансформированных диаграмм деформирования бетона и арматуры с учетом скорости изменения относительных деформаций при нагружении // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке кадров Республики Беларусь: сб. тр. 17 международного науч.-метод. семинара. – Гродно: ГрГУ. – С. 184–190.

Серия 3



Серия 4

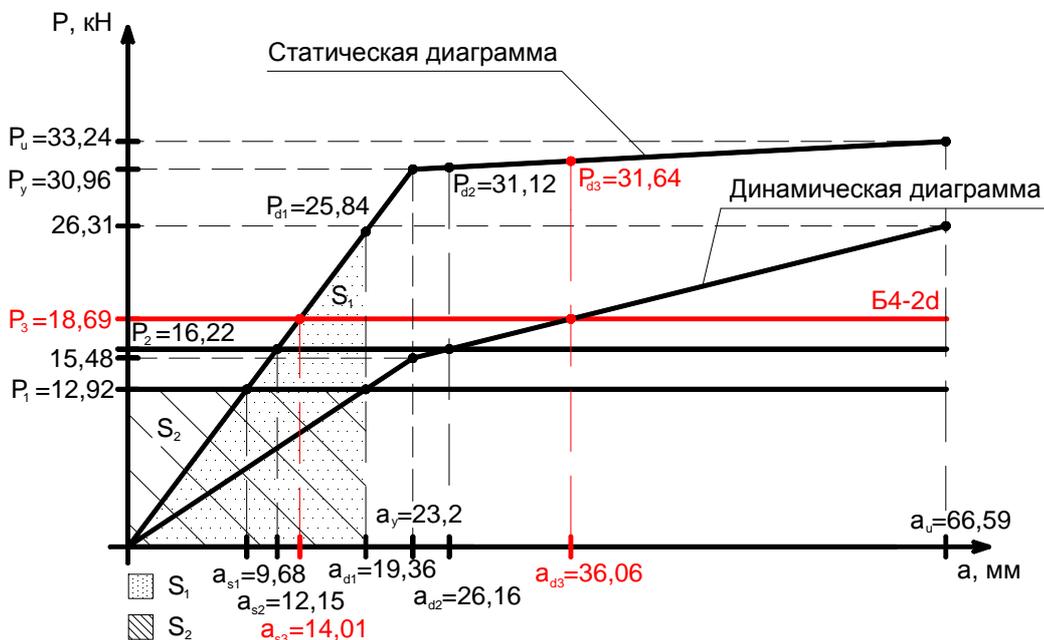


Рис. 4. Перестроенные динамические диаграммы и определение динамических перемещений и усилий для серий 3,4

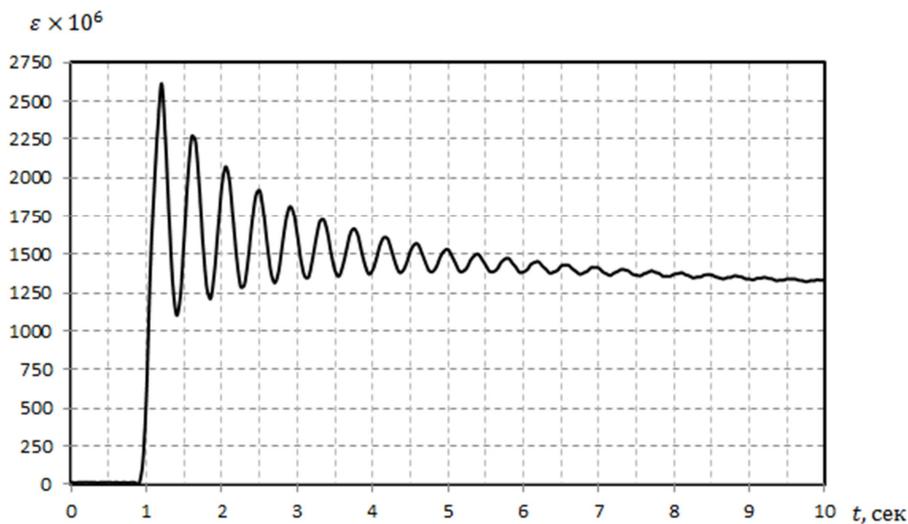
Таблица 1. Ожидаемые значения динамических коэффициентов для каждой серии балок в зависимости от уровня нагружения

Серия	Обозначение балок	Уровень нагружения		Ожидаемые перемещения, мм		$k_{a,th}$ (6) (5)	Динамическое усилие по диаграмме (в зависимости от серии) $P_{d,th}, \text{кН}$	$k_{p,th}$ (8) (3)
		$P_i, \text{кН}$	в долях от P_y	$a_{s,th}$	$a_{d,th}$			
1	Б1-1d Б1-2d Б1-3d	17,87	0,41	3,88	7,64	2	35,73	2
		24,47	0,56	5,28	14,2	2,69	44,38	1,81
		31,97	0,73	6,75	28,62	4,24	45,62	1,43
		39,97	0,91	8,55	44,11	5,16	46,95	1,17
2	Б2-2d...Б2-8d	7,97	0,29	6,07	12,14	2	15,94	2
		16,22	0,6	12,35	36,96	2,99	27,68	1,71
		20,35	0,75	15,49	62,59	4,04	28,45	1,4
3	Б3-2d	3,72	0,19	1,99	3,99	2	7,44	2
		11,27	0,57	6,04	18,38	3,04	19,94	1,78
		12,92	0,66	6,93	27,47	3,96	20,23	1,57
4	Б4-2d Б4-3d	7,97	0,26	5,97	11,94	2	15,94	2
		12,92	0,42	9,68	19,36	2	25,84	2
		16,22	0,52	12,15	26,16	2,15	31,12	1,92
		18,69	0,6	14,01	36,06	2,57	31,64	1,69

Примечание: В таблице 1 приняты следующие условные обозначения:

P_y – усилие, соответствующее началу текучести продольной растянутой арматуры, определенное деформационным расчетом с учетом динамических свойств материалов; $a_{s,th}$, $a_{d,th}$ – соответственно статическое и динамическое перемещение для данного уровня нагружения, теоретические значения; $k_{a,th}$, $k_{p,th}$ – соответственно динамические коэффициенты по перемещениям и по усилиям, теоретические значения

(1)



(2)

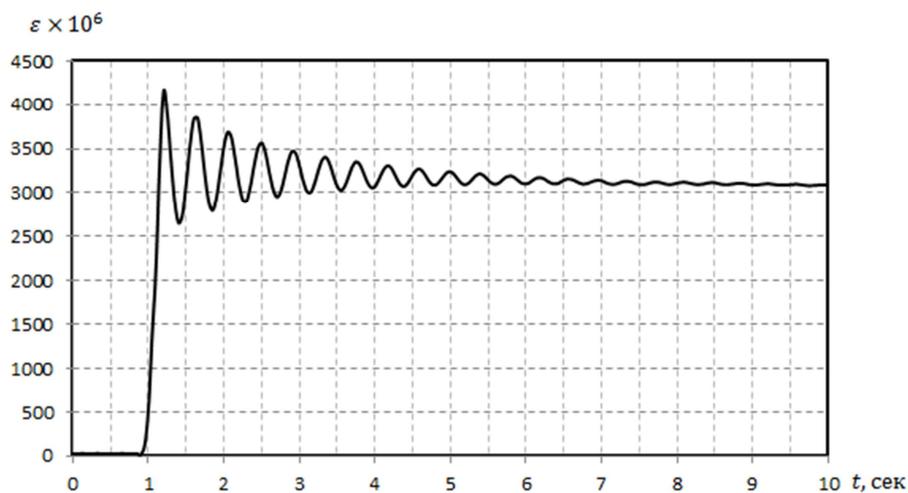
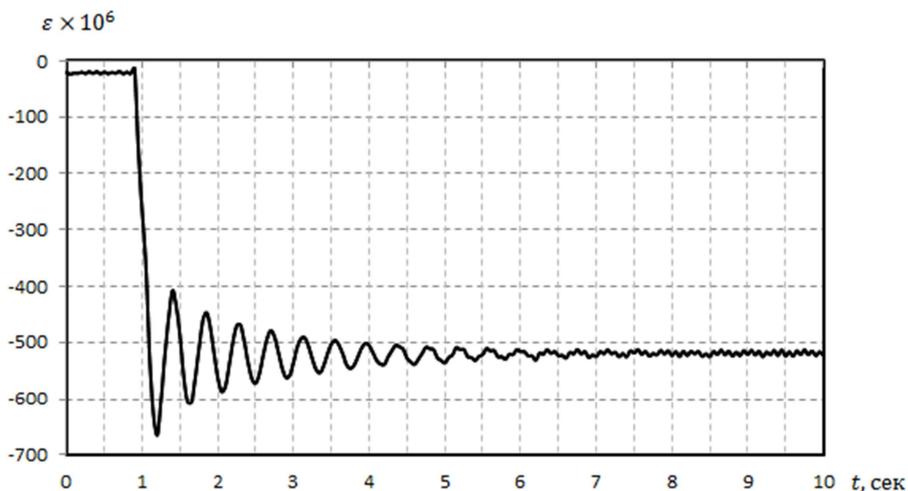


Рис. 5. Графики изменения относительных деформаций растянутой арматуры (тензодатчики 1, 2), зарегистрированных при уровне нагружения $0,57P_y$ (см. табл. 1) ($P=11,27$ кН)

(1)



(2)

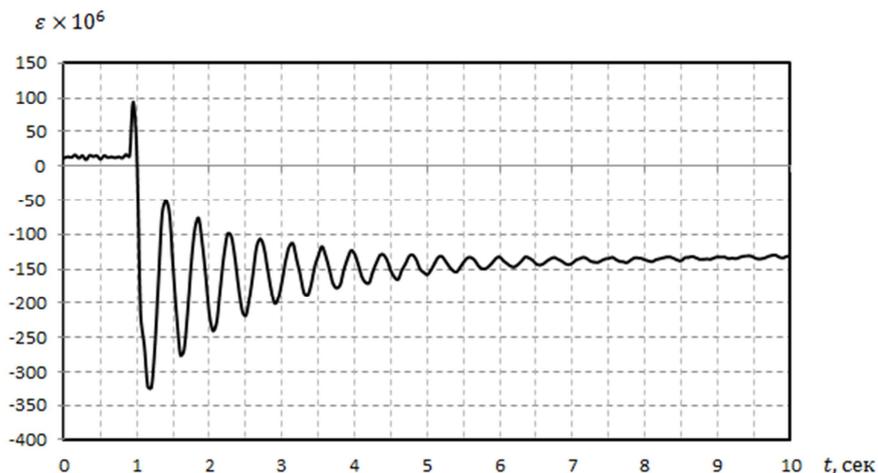


Рис. 6. Графики изменения относительных деформаций сжатого бетона (тензодатчики 1, 2), зарегистрированных при уровне нагружения $0,57P_y$ (см. табл. 1) ($P=11,27$ кН)

Таблица 2. Значения амплитудных значений относительных деформаций бетона и арматуры на первом полупериоде колебаний для опытной балки серии 3 (см. рис. 5, 6)

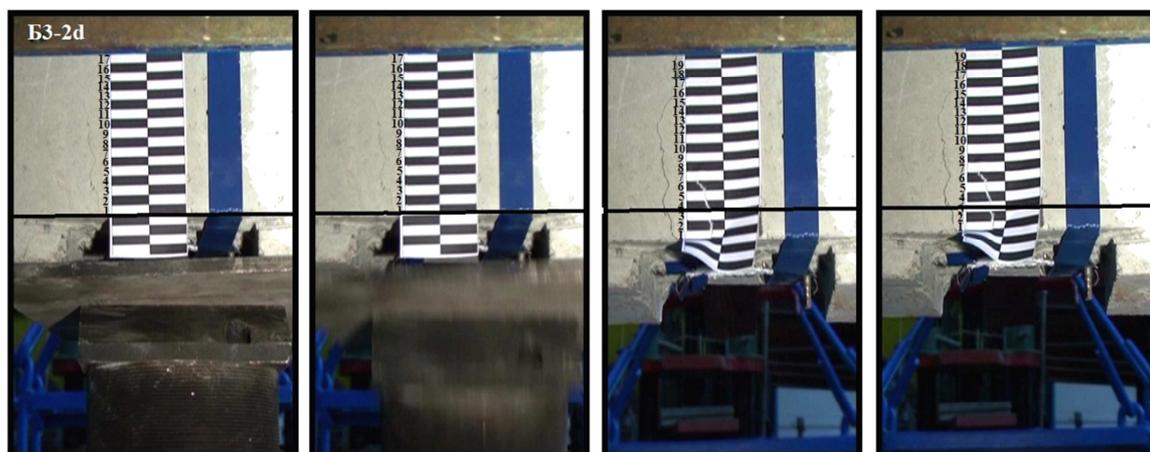
Серия	Обозначение	Уровень нагружения	Относительные деформации		Кривизна $\frac{1}{r} \times 10^6$	$a_{din} = \frac{1}{12} \left(\frac{1}{r}\right) L^2$ мм
			бетона $\epsilon_c \times 10^6$	арматуры $\epsilon_s \times 10^6$		
3	Б3-2d	11,27	4130	529	26,62	16,53

Таблица 3. Сравнительная таблица динамических прогибов по видеосъемке (см. рис. 7), расчету (см. табл. 1) и опытными данными (ТИССА, рис. 5, 6) для опытной балки серии 3

Серия	Обозначение	Уровень нагружения $P_1, кН$	Значение динамического прогиба, мм		
			Опытные значения		Теоретические значения a_{th}
			a_{test} (видео)	a_{test} (ТИССА)	
3	Б3-1с	11,27	15	16,53	18,38

Таблица 4. Сопоставление опытных (видеосъемка аналогично рис. 7) и теоретических значений динамических перемещений (см. табл. 1) для балок опытной серии 4

Серия	Обозначение	Уровень нагружения, $P_1, кН$	$a_{d,test}, мм$	$a_{d,th}, мм$
1	2	3	4	5
4	Б4-3d	7,97	12	11,94
	Б4-3d	16,22	29	26,16
	Б4-2d	18,69	36	36,06



Фаза 1 Исходное состояние
Фаза 2 Удаление опоры $a=0$ мм
Фаза 3 Пиковое значение перемещения на первом полупериоде колебаний $a=15$ мм
Фаза 4 Стабилизация $a=12$ мм

Рис. 7. Изменение вертикальных перемещений на первом полупериоде колебаний, зарегистрированные при помощи видеосъемки (балка серии 3 (Б3-2d, $P=11,27$ кН))

9. General Services Administration (GSA), Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects; 2003.
10. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency (FEMA) 356, November, 2000 – 561 p.
11. Тур, В.В. Проверки конструктивных систем в особых расчетных ситуациях // Строительная наука и техника. – 2010. – № 4. – С. 3–15.

Материал поступил в редакцию 01.02.11

PETSOLD T.M., TUR A.V. Experimental-theoretic research differentiation of dynamic coefficient in quasi-static analysis

In this paper a review of experimental and analytical studies carried out for prediction of resistance of concrete constructions, prestressed on the building site with unbonded tendons, is given. Deformative method on basis of block model, proposed for calculation stress in prestressed unbonded tendons, is described. Results of parametric study, carried out for comparison this method with methods, which are given in different codes and recommendations, is presented. Quasi-static method and research differentiation of dynamic coefficient is presented.

УДК 624.014:621.792

Левчук А.А., Петрукович А.Н.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ И УПРУГИХ ХАРАКТЕРИСТИК МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ПАНЕЛЕЙ С УТЕПЛИТЕЛЕМ ИЗ МИНЕРАЛОВАТНЫХ ПЛИТ

Введение. При проектировании ограждений зданий и сооружений из металлических панелей с утеплителем должны выполняться расчеты по двум группам предельных состояний [1] – по прочности (безопасности) и по пригодности к нормальной эксплуатации.

Для выполнения расчетов панелей необходимо знать следующие прочностные и упругие характеристики – расчетные сопротивления подкрепленных средним слоем сжатых обшивок, модуль сдвига среднего слоя, расчетные сопротивления среднего слоя при сдвиге и сжатии.

Эти характеристики определяются экспериментально по приведенным в [2] методикам.

В статье приведены результаты экспериментальных исследований выпускаемых ИП «Изобудпромстрой» металлических панелей с утеплителем из минераловатных плит Rockwool номинальной плотностью 117 кг/м³ с вертикально ориентированными волокнами марки SANDWICH BATTES CB 122/01200/0630 2ST/PAC производства Республики Польша.

Нормативные сопротивления среднего слоя панелей сжатию и сдвигу, нормативное сопротивление сжатию подкрепленных средним слоем обшивок панелей f_k определялись статистической обработкой соответствующих прочностных показателей $f_1, f_2, f_3, \dots, f_n$, полученных экспериментально при n испытаниях.

Нормативные сопротивления вычислялись по формуле:

$$f_k = e^{(\bar{y} - k_{\sigma} \cdot \sigma_y)}$$

$$\text{где } \bar{y} = \sum_{i=1}^n y_i / n; y_i = \ln(f_i - \bar{f}); \bar{f} = \sum_{i=1}^n f_i / n;$$

σ_y - среднее квадратическое отклонение y ;

k_{σ} - квантильный коэффициент (см. таблицу 1).

Таблица 1

n	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
k_{σ}	3,15	2,68	2,46	2,34	2,25	2,19	2,14	2,10	1,99	1,93

Расчетные сопротивления среднего слоя панелей сжатию и сдвигу, расчетное сопротивление сжатию подкрепленных средним слоем обшивок панелей определялись по формуле:

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

где γ_m – коэффициент надежности по материалу (см. таблицу 2).

Таблица 2

Напряженное состояние	γ_m
Потеря местной устойчивости подкрепленных средним слоем сжатых обшивок (критические напряжения)	1,25
Сдвиг по материалу среднего слоя	1,5
Местное сжатие среднего слоя на опорах	1,4
Разрушение крепежных деталей или местное разрушение панелей в местах креплений к несущим конструкциям	1,33

Прочность, нормативное и расчетное сопротивления среднего слоя при сжатии. Прочность при сжатии материала среднего слоя панелей определялась на образцах размерами в плане 150×150 мм, высота образцов равнялась толщине панелей.

Разрушающее усилие F_u определялось по максимальному сжимающему усилию при испытаниях F или равнялось сжимающему усилию при достижении 10% линейной деформации образца (по высоте).

Прочность образца при сжатии определялась по формуле:

$$f_{cc} = \frac{F_u}{A}$$

где F_u – разрушающее усилие;

A – площадь поперечного сечения образца.

Схема испытаний образцов на сжатие показана на рисунке 1.

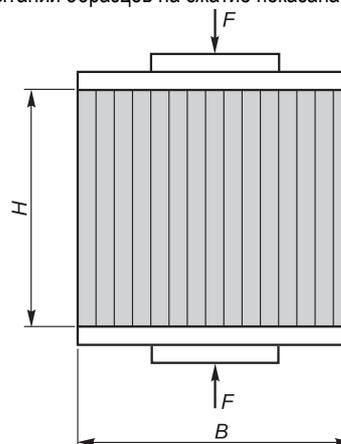


Рис. 1. Схема испытаний образцов на сжатие

F – усилие, прикладываемое к образцу при испытании на сжатие; H – высота образца, мм; B – ширина образца, мм

Петрукович Андрей Николаевич, кандидат технических наук, старший научный сотрудник филиала Республиканского унитарного предприятия «Институт БелНИИС» Научно-технический центр. Беларусь, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267/2.