

УДК 624.012.36

DOI 10.52928/2070-1683-2023-35-3-28-33

## ЭФФЕКТИВНЫЙ ВАРИАНТ АРМИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЛОМАНОВОГО ОЧЕРТАНИЯ

**Н.В. МАТВЕЕНКО**

*(Брестский государственный технический университет)*

*ORCID <https://orcid.org/0000-0001-9888-0672>*

*Несмотря на большое количество экспериментальных и теоретических исследований сопротивления срезу и образования трещин элементов ломаного очертания, в отечественной и зарубежной литературе отсутствуют достоверные данные о распределении напряжений в подобных элементах в зонах вблизи переломов граней.*

*В статье по результатам экспериментальных исследований выполнен анализ напряженно-деформированного состояния элементов ломаного очертания. Выявлены основные конструктивные факторы, влияющие на распределение напряжения, а также на характер образования и развития трещин. Установлено, что в двускатных балках наклонные трещины образуются не только в приопорной зоне, но и в середине пролета непосредственно у конька даже при отсутствии поперечной силы. Особенности напряженно-деформированного состояния балок ломаного очертания связаны с возникновением касательных напряжений от действия изгибающего момента и продольной силы из-за переменной высоты сечения элемента, а также с формированием локальных полей напряжений в зонах вблизи переломов граней.*

*На основании данных, полученных в ходе экспериментально-теоретических исследований, предложен эффективный вариант армирования коньковых зон железобетонных двускатных балок и рам.*

**Ключевые слова:** *предварительно напряженные железобетонные балки, напряженно-деформированное состояние, трещиностойкость, балка ломаного очертания, переменная высота.*

**Введение.** В последнее время многие исследователи занимаются изучением характера напряженно-деформированного состояния элементов ломаного очертания: двускатных железобетонных балок, ригелей монолитных рам. При этом пристальное внимание уделяется влиянию конструктивных факторов (угол наклона верхней грани, размеры поперечного сечения, предварительное напряжение) на сопротивление срезу и трещиностойкость подобных элементов.

Ряд исследователей [1; 2] утверждают, что сопротивление срезу балок с наклонной нижней гранью и балок прямолинейного очертания не имеет существенных различий. В то же время некоторые экспериментальные исследования<sup>1</sup> доказывают, что в балках подобного типа в большей степени проявляется так называемый арочный эффект, в связи с чем отмечаются определенные отличия в характере работы балок ломаного очертания и балок с параллельными гранями. При этом принято считать, что сопротивление срезу двускатных балок выше аналогичных балок с параллельными гранями [3–7].

Несмотря на большое количество выполненных экспериментов, среди исследователей отсутствует единое мнение о влиянии на характер разрушения и картину образования и развития трещин конструктивных особенностей двускатных балок, а также необходимости их учитывать при выполнении соответствующих расчетов.

Выполненный анализ нормативно-технической литературы, а также актуальных исследований установил, что все рекомендации по расчету и конструированию двускатных железобетонных балок касаются только приопорной зоны и учитывают только влияние на напряженно-деформированное состояние элементов переменной высоты сечения, при этом не учитывается изменение направления траекторий главных напряжений в зонах вблизи перелома граней. При проведении натурных испытаний двускатных балок в ряде случаев [4; 7] отмечается, что ориентация трещин в таких балках не соответствует классическим представлениям о характере работы однопролетной балки, загруженной в середине пролета сосредоточенной силой: трещины в середине пролета развивались под углом к продольной оси, в то время как в приопорной зоне возникали нормальные трещины. При постановочных испытаниях балок типа «бумеранг» в РУП «Институт БелНИИС» были также зафиксированы наклонные трещины в зоне чистого изгиба (рисунок 1). Такой характер распространения трещин, по всей видимости, может быть объяснен тем, что в элементах с переменной высотой сечения касательные напряжения возникают не только от поперечной силы, но и от действия изгибающего момента и продольной силы. Также следует учитывать, что в местах перелома сжатой грани двускатных балок формируются усилия, перпендикулярные продольной оси элемента. Эти усилия представляют собой проекцию равнодействующих усилий в сжатой зоне бетона на биссектрису угла излома и приводят к возникновению растягивающих напряжений в поперечном направлении.

<sup>1</sup> Cyclic shear behavior of reinforced concrete haunched beams [Electronic resource] / A. Tena-Colunga, H.I. Archundia-Aranda, A. Grande-Vega et al. // Earthquake Engineering: 9th Canadian Conference on Earthquake Engineering: Proceedings / Ottawa, Canada (June 26-29, 2007). – 2007. – P. 184–194. URL: [https://www.researchgate.net/publication/259482908\\_Cyclic\\_shear\\_behavior\\_of\\_reinforced\\_concrete\\_haunched\\_beams](https://www.researchgate.net/publication/259482908_Cyclic_shear_behavior_of_reinforced_concrete_haunched_beams).

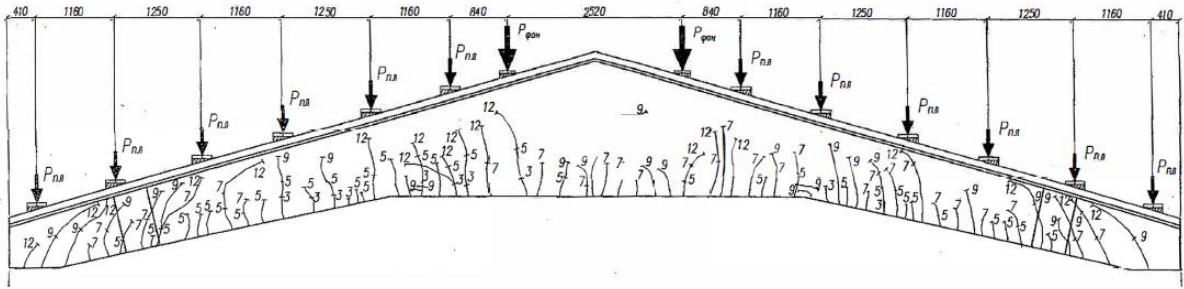
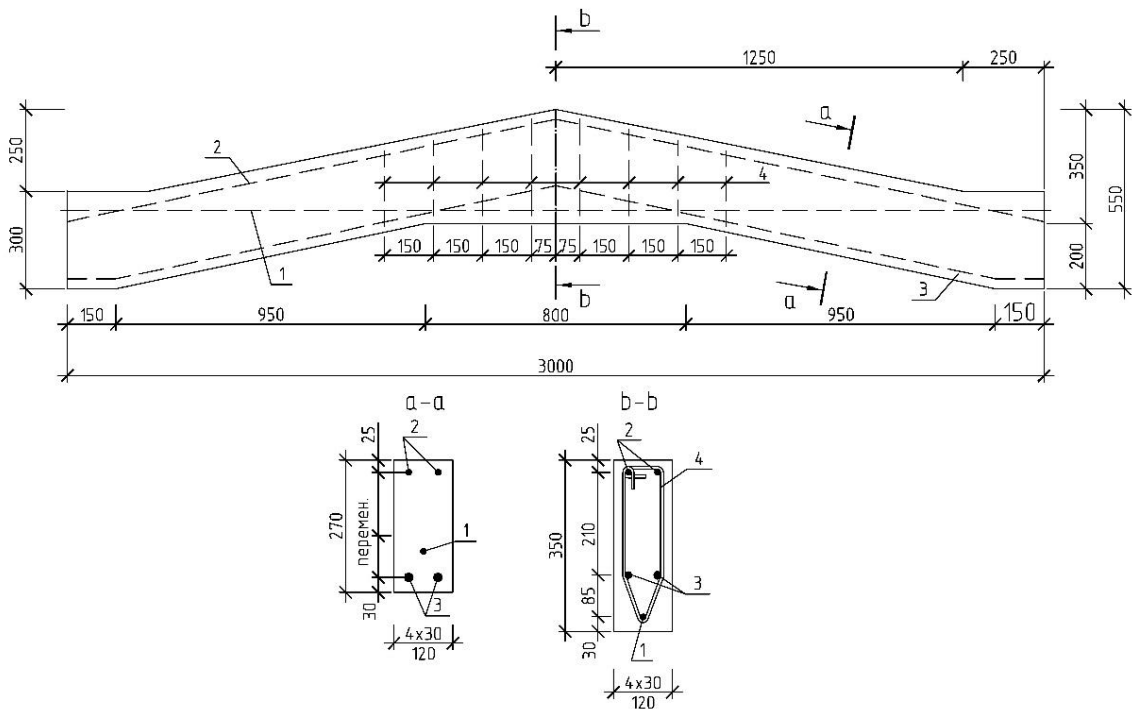


Рисунок 1. – Картина образования и развития трещин по результатам постановочных испытаний балок типа «бумеранг» в РУП «Институт БелНИИС»

**Экспериментальные исследования.** Для оценки влияния конструктивных факторов на напряженно-деформированное состояние коньковой зоны балки, а также разработки рекомендаций по эффективному армированию указанных зон на базе Брестского государственного технического университета были изготовлены и испытаны две группы предварительно напряженных балок ломаного очертания: с поперечной арматурой в середине пролета и без нее. Конструктивное решение и схема испытания опытных балок были приняты таким образом, чтобы в середине пролета не возникала поперечная сила. Конструктивное решение опытных балок представлено на рисунке 2 и в таблице 1.

Таблица 1. – Основные характеристики экспериментальных балок

Марка балок	Размеры, см				Поперечная арматура в средней части	$f_{cm}$ , МПа	Напрягаемая арматура	Величина предварительного напряжения арматуры, МПа
	$b$	$h_k$	$h_n$	$l_0$				
Б-1	12	35	27	280	-	37,50	Ø12,5 Y1860 S7	1 226,60
Б-2	12	35	27	280	-	36,71	Ø12,5 Y1860 S7	1 214,15
Б-3	12	35	27	280	Ø6 S240 шаг 150 мм	57,46	Ø12,5 Y1860 S7	778,09
Б-4	12	35	27	280	Ø6 S500 шаг 150 мм	56,55	Ø14 S800	502,57



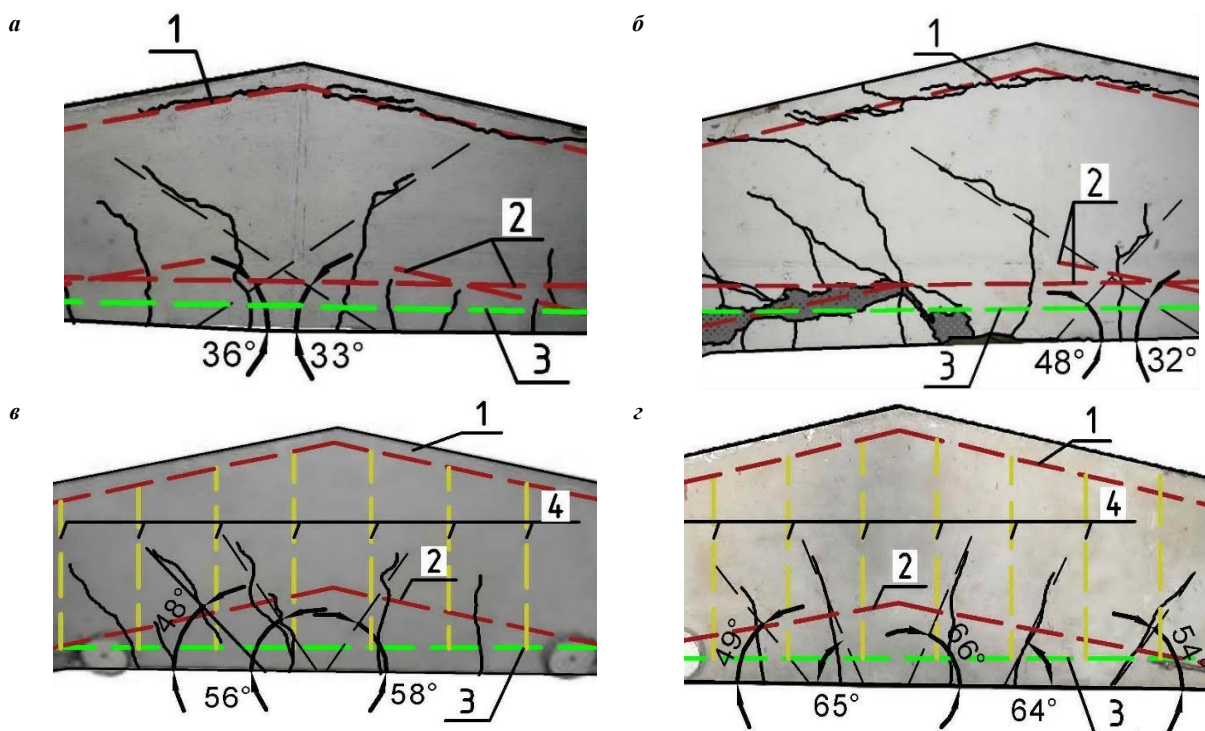
1 – напрягаемая арматура; 2 – сжатая арматура; 3 – растянутая ненапрягаемая арматура; 4 – поперечная арматура

Рисунок 2. – Конструктивное решение и схема испытания экспериментальных балок

В балках первой группы с большей величиной усилия предварительного обжатия бетона и без поперечного армирования развитие трещин в средней части пролета происходило в два этапа. Первоначально образовывались трещины, перпендикулярные нижней грани балки. Выше трассы напрягаемой арматуры происходило резкое отклонение трещин по направлению к пролетному грузу. В балках второй группы с поперечной арматурой в средней части пролета большинство трещин в зоне близи перелома верхней грани изначально имело угол наклона к нижней грани  $65^{\circ}\div 75^{\circ}$ . По мере увеличения нагрузки и развития трещин их угол наклона постепенно уменьшался и составил в момент перед разрушением  $51^{\circ}\div 52^{\circ}$ .

Все испытанные балки имели примерно одинаковое сопротивление к образованию трещин, нормальных к продольной оси ( $M_{cr} = 15\div 20$  кН·м), поскольку снижение усилия предварительного обжатия бетона в балках второй группы компенсировалось более высокой прочностью бетона.

В балках второй группы имелась в растянутой зоне непрерывная в виде двух цельных стержней ненапрягаемая арматура с перегибом в нормальном сечении, проходящем по коньку балки. Благодаря такому конструктивному решению в средней части балки продольная ненапрягаемая арматура располагалась под углом к продольной оси и подобно отогнутой арматуре пересекала возникающие наклонные трещины под углом  $60^{\circ}\div 80^{\circ}$ . Совместно с поперечным армированием зоны вблизи перелома сжатой грани балки эта особенность конструктивного решения позволила ограничить развитие диагональных трещин. Данное обстоятельство проявлялось в меньшей ширине раскрытия трещин в момент разрушения, а также в более крутом расположении траектории трещин:  $49^{\circ}\div 54^{\circ}$  в балках Б-3 и Б-4 в сравнении с  $33^{\circ}\div 36^{\circ}$  в балках Б-1 и Б-2 (рисунок 3). Наличие хомутов вблизи перелома верхней грани в балках Б-3 и Б-4 также позволило исключить разрушение балки по одной из наклонных трещин, образующихся в середине пролета балки.



1 – траектория сжатой арматуры; 2 – траектория растянутой ненапрягаемой арматуры;  
3 – траектория напрягаемой арматуры; 4 – траектория поперечной арматуры

*a* – балка Б-1 ( $M_{exp} = 40$  кН·м); *б* – балка Б-2 ( $M_{exp} = 37,5$  кН·м)  
*в* – балка Б-3 ( $M_{exp} = 37,5$  кН·м); *г* – балка Б-4 ( $M_{exp} = 37,5$  кН·м)

Рисунок 3. – Картина трещинообразования зоны вблизи конька балок

**Особенности армирования коньковых узлов балок и рам.** Существенное влияние на напряженно-деформированное состояние зоны вблизи перелома верхней грани двускатных балок оказывает формирующаяся в коньке вертикальная проекция усилий в сжатом бетоне и сжатой рабочей или установленной с целью образования каркасов монтажной продольной арматуре. Данное усилие, направленное вертикально вверх, приводит к отрыву защитного слоя арматуры в сжатой зоне бетона, а также к возникновению в средней части пролета балки двухосного напряженного состояния, результатом которого является образование наклонных к продольной оси трещин в средней части пролета балки.

В «Руководстве по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» указано, что для двускатных железобетонных балок с полкой в сжатой зоне

с целью предотвращения отрыва полки от стенки необходимо предусматривать поперечное армирование, которое воспринимало бы вертикальную составляющую от сил сжатия в верхних полках (рисунок 4). При наличии в коньке вертикального ребра эта сила может быть воспринята вертикальными стержнями, армирующими ребро. При отсутствии ребра необходимо предусмотреть в каркасе стенки дополнительные стержни, расположенные на участке длиной не более  $1/3$  высоты сечения балки в коньке с обязательной приваркой вверху и внизу к продольным стержням сварных каркасов.

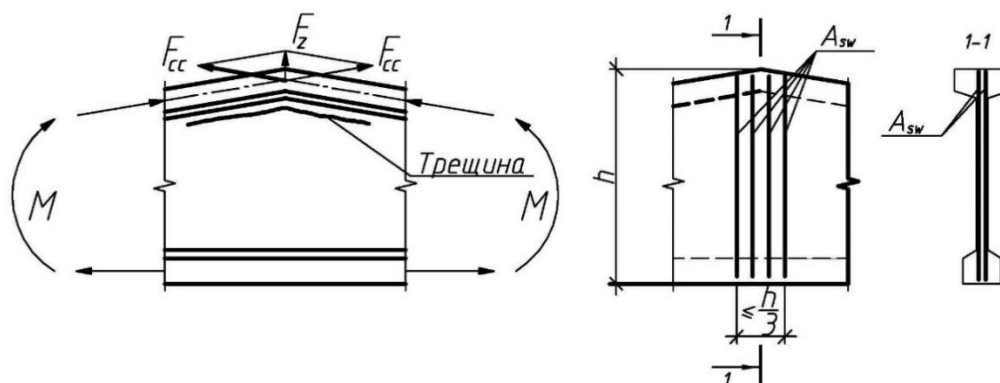


Рисунок 4. – Схема образования трещин отрыва и армирование конька двускатной балки

Армирование коньковых узлов рам рекомендуется выполнить стержнями, установленными вертикально или перпендикулярно продольной оси (под углом к нижней грани) (рисунок 5) [8], а продольные стержни заводить за точку перелома нижней грани на длину их анкеровки.

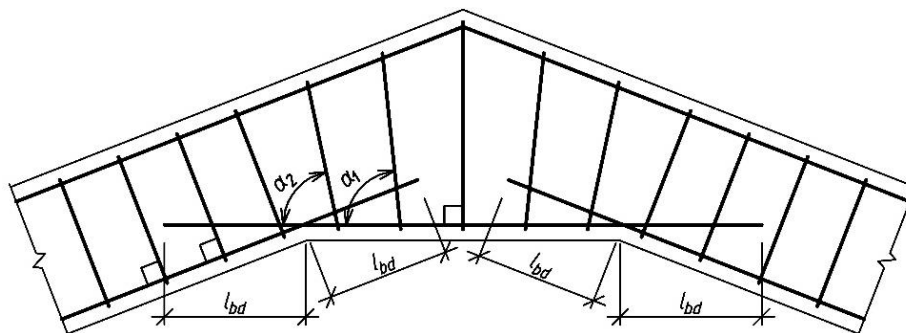


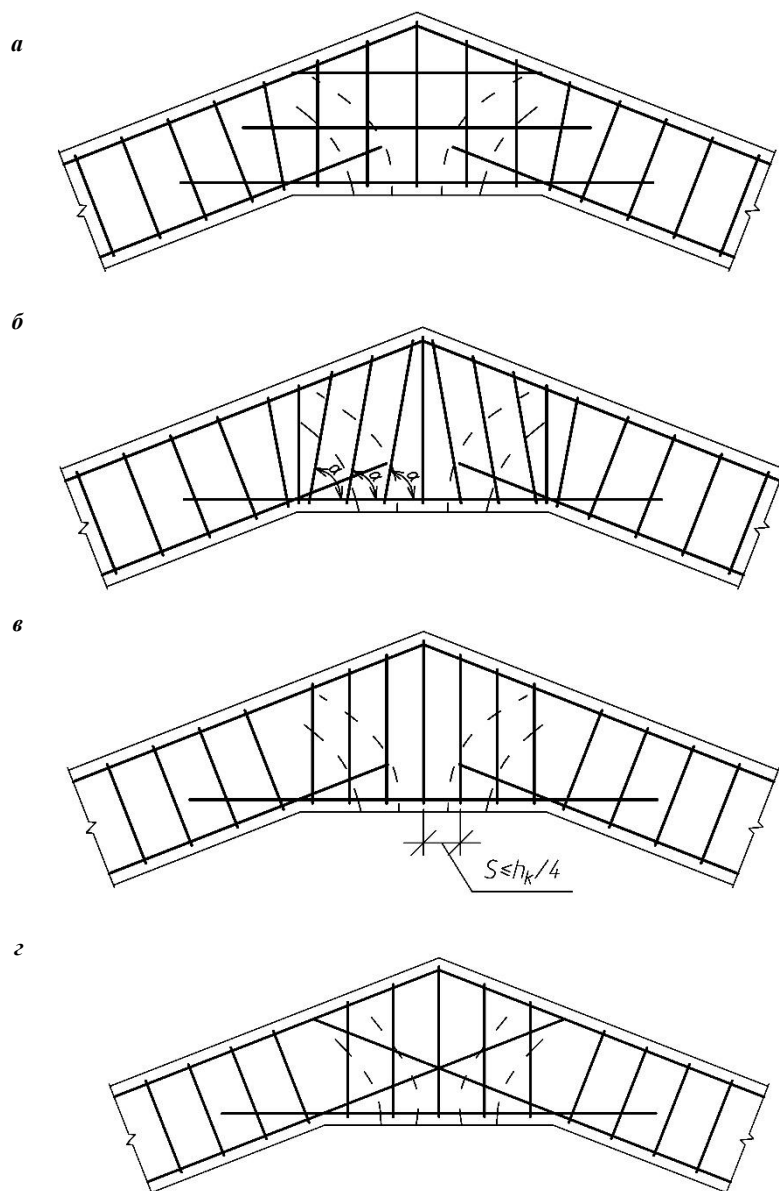
Рисунок 5. – Схема армирования конькового узла монолитных рам [8]

Приведенные в нормативных документах рекомендации не всегда позволяют эффективно использовать арматуру. Выполненные экспериментальные исследования показали, что постановка поперечной арматуры под углом к нижней грани, как изображено на рисунке 5, приводит к тому, что траектория поперечной арматуры совпадает с направлением наклонных трещин и, таким образом, она не способна препятствовать раскрытию трещин. Установленные в коньковом сечении дополнительные стержни арматуры на участке длиной  $1/3$  высоты сечения балки в коньке также не могут оказать влияние на образование и развитие трещин в середине пролета двускатных балок.

Для предотвращения развития наклонных трещин в коньковой зоне балки и ограничения их ширины раскрытия наиболее эффективны следующие варианты размещения конструктивного армирования:

- постановка в коньковой зоне дополнительно продольной (горизонтальной) арматуры в количестве не менее двух стержней по высоте сечения (рисунок 6, а);
- установка поперечной арматуры под углом к продольной оси таким образом, чтобы верхние концы стержня были ориентированы к коньку балки или рамы (рисунок 6, б);
- шаг стержней вертикальной поперечной арматуры должен быть таким, чтобы наклонная трещина пересекала не менее двух стержней. Исходя из угла наклона трещины по результатам натуральных испытаний шаг поперечной арматуры не должен превышать  $1/3$  высоты сечения элемента в коньке (рисунок 6, в);
- в зависимости от конструктивного решения элемента ломаного очертания производить анкеровку в сжатой зоне части продольной арматуры наклонных частей балок или рам (рисунок 6, г) или доводить ее до сечения, проходящего по коньку.

Очевидно, что применение указанных вариантов армирования целесообразно в зоне действия локальных полей поперечных и касательных напряжений. По результатам выполненных экспериментально-теоретических исследований [9] длина указанной зоны составляет  $4/3 h_k$ .



- а** – армирование горизонтальными стержнями;  
**б** – армирование наклонными поперечными стержнями;  
**в** – армирование вертикальными стержнями;  
**з** – анкеровка продольной арматуры наклонных частей

**Рисунок 6. – Эффективные варианты армирования элементов ломаного очертания**

**Заключение.** По результатам выполненных исследований можно сделать следующие выводы.

1. В зонах вблизи перелома граней балок формируется двухосное напряженное состояние, подобное напряженно-деформированному состоянию опорной зоны однопролетной балки постоянного сечения, что приводит к образованию наклонных трещин в указанной зоне.

2. По результатам экспериментальных исследований установлено, что в балках без поперечной арматуры в коньковой зоне угол наклона трещин составил  $33^\circ \div 36^\circ$ , с поперечной арматурой –  $49^\circ \div 54^\circ$ .

3. Приведенные в современных нормативных документах рекомендации по конструированию коньковых узлов двускатных балок и монолитных рам не учитывают возможность возникновения в них наклонных трещин и не позволяют эффективно использовать арматуру.

4. Для сдерживания развития наклонных трещин в зоне вблизи перелома верхней грани балок и рам наиболее эффективна постановка продольных стержней по высоте сечения или поперечных стержней под наклоном к продольной оси с ориентацией к месту перелома грани (коньку). Постановка вертикальной поперечной арматуры рекомендуется с шагом не более  $1/3$  высоты сечения балки в коньке ( $h_k$ ) на длине не менее  $4/3 h_k$ .

## ЛИТЕРАТУРА

1. Debaiky S.Y., Elniema E.I. Behavior and Strength of Reinforced Concrete Haunched Beams in Shear // *J. of ACI*. – 1982. – Vol. 79, № 3. – P. 184–194.
2. Mseer F., Alwash N. The behavior of tapered one-way continuous two-span reinforced concrete slabs under repeated load // *Periodicals of Engineering and Natural Sciences*. – 2022. – Vol. 10, № 3. – P. 387–396. DOI: 10.21533/pen.v10i3.3109.
3. Effect of Load Distribution and Variable Depth on Shear Resistance of Slender Beams without Stirrups / A.P. Caldentey, P. Padilla, A. Muttoni et al. // *ACI Structural Journal*. – 2012. – Vol. 109, № 5. – P. 595–604.
4. Shuo T., Okubo K., Niwa J. The Shear Behavior of RC Tapered Short Beams with Stirrups // *Journal of Advanced Concrete Technology*. – 2019. – Vol. 17. – P. 506–517. DOI: 10.3151/jact.17.9.506.
5. Shear behavior of reinforced concrete and prestressed concrete tapered beams without stirrups / Ch. Hou, T. Nakamura, T. Iwanaga et al. // *Journal of JSCE*. – 2017. – Vol. 5. – P. 170–189. DOI: 10.2208/journalofjsce.5.1\_170.
6. Saba S.H.A., Mazin B.A., Bassam A.T. Response of Reinforced Concrete Tapered Beams Strengthened Using NSM-CFRP Laminates // *Tikrit Journal of Engineering Sciences*. – 2022. – № 29(1). – P. 99–110. DOI: 10.25130/tjes.29.1.8.
7. Jasim M.Dh., Nimmim H.T. Structural behavior of reinforced concrete pre-stressed tapered beams // *Periodicals of Engineering and Natural Sciences*. – 2023. – Vol. 11, № 1. – P. 223–238.
8. Панарин Н.Я., Павлов А.П., Онуфриев Н.М. Железобетонные конструкции. – М.: Высш. шк., 1971. – 554 с.
9. Матвеевко Н.В., Малиновский В.Н., Матвеевко Е.С. Трещиностойкость наклонных сечений железобетонных элементов ломаного очертания // *Стр-во и реконструкция*. – 2023. – № 4(108). – С. 65–80.

## REFERENCES

1. Debaiky, S.Y. & Elniema, E.I. (1982). Behavior and Strength of Reinforced Concrete Haunched Beams in Shear. *J. of ACI*, 79(3), 184–194.
2. Mseer, F. & Alwash, N. (2022). The behavior of tapered one-way continuous two-span reinforced concrete slabs under repeated load. *Periodicals of Engineering and Natural Sciences*, 10(3), 387–396. DOI: 10.21533/pen.v10i3.3109.
3. Caldentey, A.P., Padilla, P., Muttoni, A. & Ruiz, M.F. (2012). Effect of Load Distribution and Variable Depth on Shear Resistance of Slender Beams without Stirrups. *ACI Structural Journal*, 109(5), 595–604.
4. Shuo, T., Okubo, K. & Niwa, J. (2019). The Shear Behavior of RC Tapered Short Beams with Stirrups. *Journal of Advanced Concrete Technolog*, (17), 506–517. DOI: 10.3151/jact.17.9.506.
5. Hou, Ch., Nakamura, T., Iwanaga, T. & Niwa, J. (2017). Shear behavior of reinforced concrete and prestressed concrete tapered beams without stirrups. *Journal of JSCE*, (5), 170–189. DOI: 10.2208/journalofjsce.5.1\_170.
6. Saba, S.H.A., Mazin, B.A. & Bassam, A.T. (2022). Response of Reinforced Concrete Tapered Beams Strengthened Using NSM-CFRP Laminates. *Tikrit Journal of Engineering Sciences*, 29(1), 99–110. DOI: 10.25130/tjes.29.1.8.
7. Jasim, M.Dh. & Nimmim, H.T. (2023). Structural behavior of reinforced concrete pre-stressed tapered beams. *Periodicals of Engineering and Natural Sciences*, 11(1), 223–238.
8. Panarin, N.Ya., Pavlov, A.P. & Onufriev, N.M. (1971). *Zhelezobetonnye konstruksii*. Moscow: Vysshaya shkola. (In Russ.).
9. Matveenko, N.V., Malinovskii, V.N. & Matveenko, E.S. (2023). Treshchinostoikost' naklonnykh sechenii zhelezobetonnykh elementov lomnogo ochertaniya [Shear crack resistance of reinforced concrete tapered beams]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya [Building and reconstruction]*, 4(108), 65–80. (In Russ., abstr. in Engl.).

Поступила 25.09.2023

### EFFECTIVE OPTION OF REINFORCEMENT FOR REINFORCED CONCRETE TAPERED ELEMENTS

N. MATWEENKO  
(Brest State Technical University)

*Despite a large number of experimental and theoretical studies on the resistance to shear and crack formation of tapered elements, there are no reliable data in the domestic and foreign literature on the distribution of stresses in such elements in areas near fractures of the faces.*

*In the article, based on the results of experimental studies, an analysis of the stress-strain state of tapered elements is performed. The main design factors affecting the stress distribution, as well as the nature of the formation and development of cracks are revealed. It is established that in gable beams, inclined cracks are formed not only in the support zone, but also in the middle of the span directly at the ridge, even in the absence of transverse force. The features of the stress-strain state of the beams of the broken outline are associated with the occurrence of tangential stresses from the action of the bending moment and longitudinal force due to the variable height of the section of the element, as well as with the formation of local stress fields in areas near the fractures of the faces.*

*Based on the data obtained on the basis of experimental and theoretical studies, an effective option for reinforcing ridge zones of reinforced concrete gable beams and frames is proposed.*

**Keywords:** prestressed concrete beam, stress-strain state, fracture strength, tapered beam, variable depth.