

Р.К. Алденбек^{1*}, Е.А. Ельжанов¹, Ж.Б. Байнатов²

¹Международная образовательная корпорация, Алматы, Казахстан

²Казахский национальный исследовательский технический университет
им. К. И. Сатпаева, Алматы, Казахстан

Информация об авторах:

Алденбек Рауан Куатбекулы – магистрант, Международная образовательная корпорация, Алматы, Казахстан
<https://orcid.org/0000-0001-9573-3474> email: rauan-cool@mail.ru

Ельжанов Ербол Абдрахманович - кандидат технических наук, Международная образовательная корпорация, Алматы, Казахстан

<https://orcid.org/0000-0001-9138-7033>, email: eljanov@mail.ru
email: eljanov@mail.ru

Байнатов Жумабай Байнатович - доктор технических наук, профессор ВАК РК.
<https://orcid.org/0000-0002-7865-7956> email: bainatov_zh_b@mail.ru

ДИАФРАГМА ЖЕСТКОСТИ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ С НЕСИММЕТРИЧНО РАСПОЛОЖЕННЫМИ ДВЕРНЫМИ ПРОЕМАМИ

Аннотация. Для повышения прочности диафрагмы жесткости дверные проемы расположены по высоте несимметрично, т.е. в шахматном порядке. Таким образом, частично исключается чрезмерная гибкость диафрагмы.

Выполнить расчет такую нерегулярную систему относительно проемов вызывает определенную трудность и от того нами реализован поэлементный расчет. Расчетную схему рассматривали как многоэтажную раму, на действие горизонтальную ветровую нагрузку и поэтажные двухпролётные балки с переменным сечением на шарнирных опорах на действия вертикальных нагрузок.

Поставленные задачи решены методом сил и графоаналитическим способом.

Рассмотрены методы определения изгибных жесткостей диафрагмы от различных нагрузок.

Ключевые слова: диафрагма жесткости, дверные проемы, расчет рамы, расчет двухпролётной балки, жесткости диафрагмы.

Введение. Ветровые нагрузки в высотных зданиях воспринимаются диафрагмами жесткости через системы каркасов, при этом величины перемещений в большей степени 90 процентов зависит от изгибной жесткости (EI).

К уязвимым участкам диафрагмы жесткости многоэтажных зданий относятся наддверные перемычки, т.к. размеры их по сравнению со стенами жесткости намного меньше, и, естественно, они конструктивно неравнопрочны на действие горизонтальных нагрузок и осадок опор. Как обычно, первые косые трещины возникают у заделок перемычки (рис. 1).

Такие схемы разрушения обнаружены во всех наших испытаниях, проведенные на моделях диафрагмы [1].

Для обоснования надежности полученных результатов были испытаны 35 моделей (масштаб 1/20) на действие горизонтальной нагрузки и 4 модели на

осадку опор. На рисунке 1 приведены некоторые результаты испытаний, доведенные до трещинообразования.

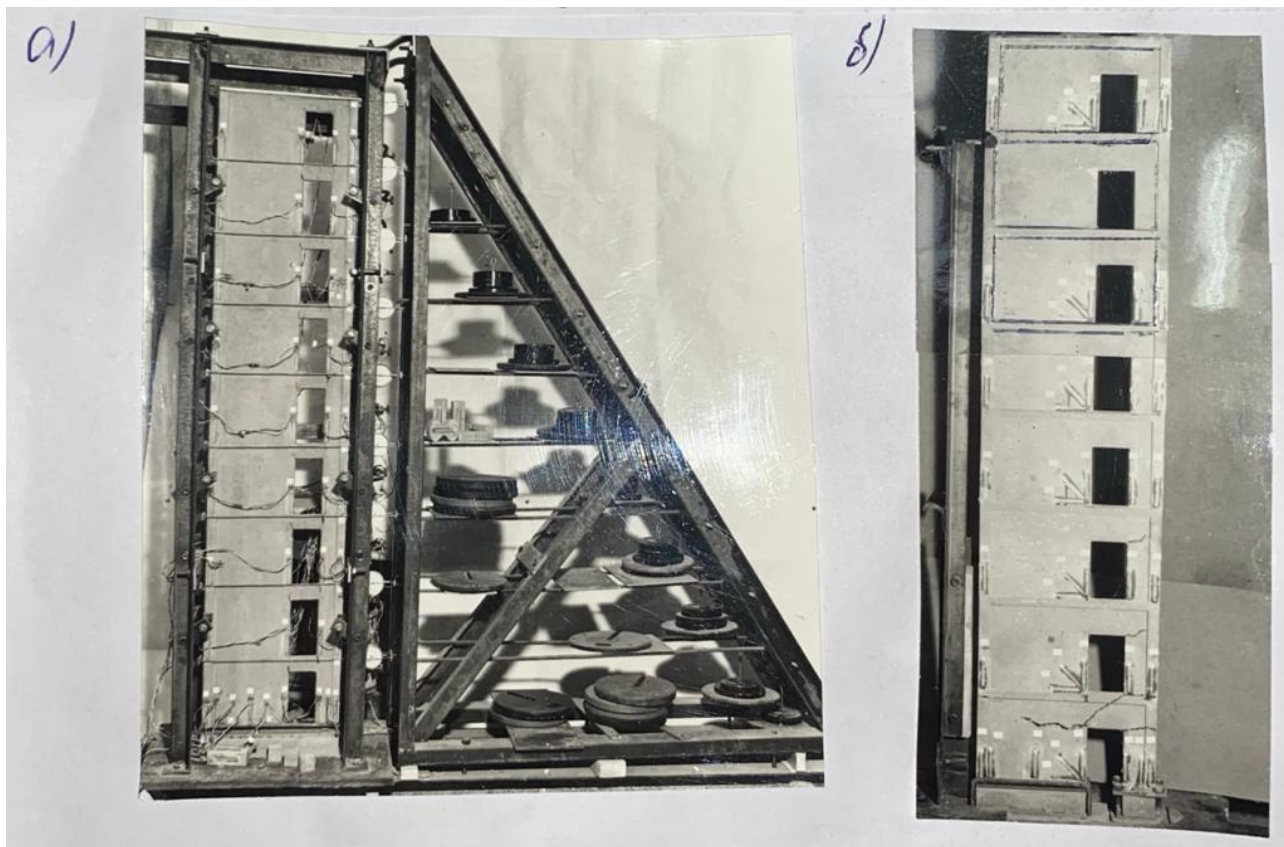


Рисунок 1 – Экспериментальные модели диафрагмы жесткости в масштаб М 1:20:
а – испытание модели диафрагмы с гибкими перемычками нагрузки; б – результаты испытаний модели диафрагмы жесткости с жесткими (ригель) перемычками на осадку опор.

Как показывают натурные и модельные испытания, в продольных – рабочих арматурах появляются текучести, а в бетоне косых трещин. Растрескивание является причиной частичной потери (нарушения) сцепления.

Ставим задачу обеспечить расчетную прочность конструкции.

Нерегулярность расположения дверных проемов усложняет применения известных расчетных схем как составная система по теории А. Ржаницина.

Наиболее универсальным методом расчета диафрагм с проемами является метод сил. Этим методом могут быть рассчитаны диафрагмы с различными проемами и сечениями по высоте и с другими усложняющими расчет факторами.

При расчете диафрагмы жесткости многоэтажных зданий мы будем следовать известному в строительной механике приему, состоящему в том, что изучаемая система расчленяется на отдельные элементы, каждый из которых исследуется особо. Полное решение задачи может быть найдено из условий совместной работы всех отдельных элементов. Такими условиями являются условия равновесия узлов и совместности деформаций на линиях взаимного контакта элементов.

Для упрощения расчета расчленим сборную диафрагму на две части, как рама и двухпролётная балка. Для уменьшения размеры рисунки и получения цифровых расчетных усилий рассмотрим только три этажа диафрагмы (рис. 2а).

Выполнить расчет однопролетной трех этажей рамы на любые нагрузки не составляет труда, и поэтому приведем окончательные эпюры моментов от действия горизонтальной нагрузки (рис. 2б,в).

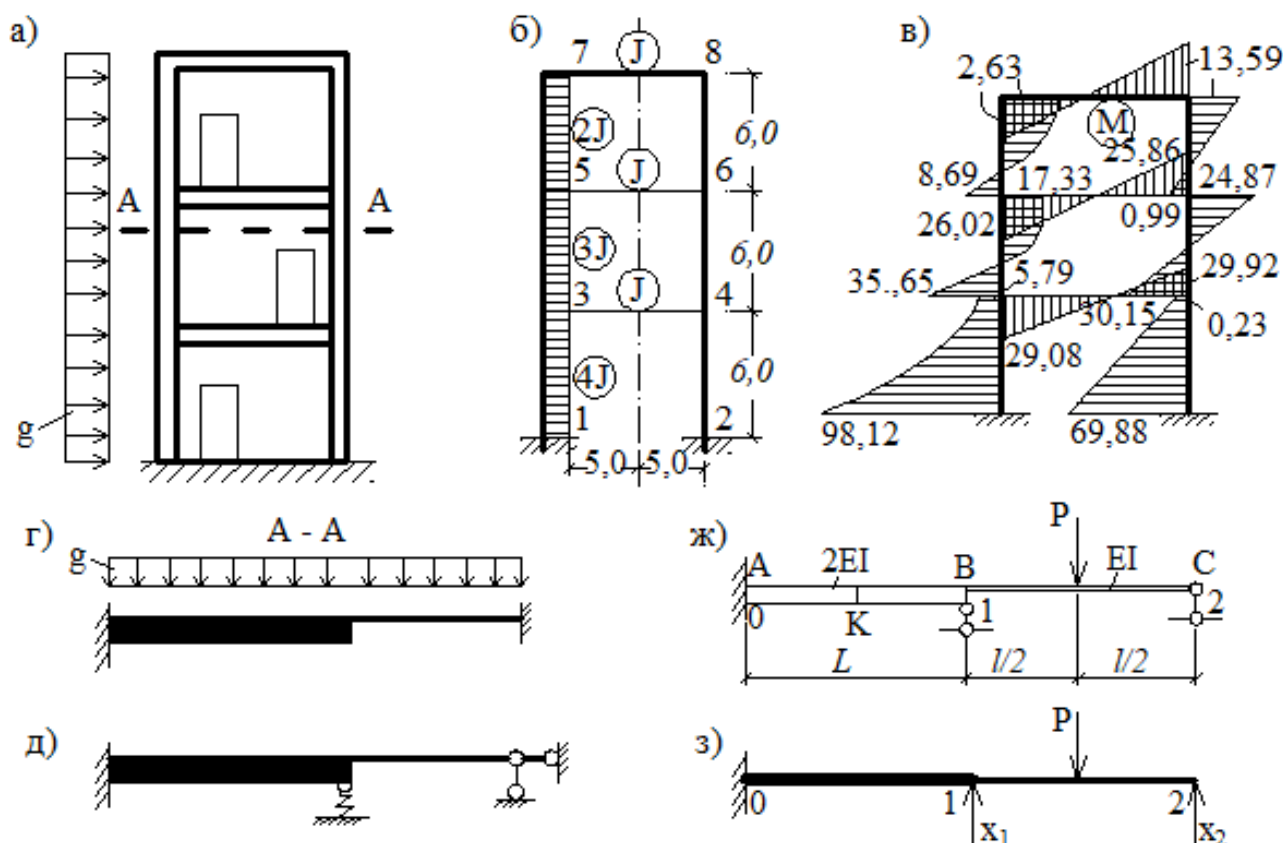


Рисунок 2 – Этапы получения расчетных схем диафрагмы:
 а – заданная диафрагма; б – каркас-рама диафрагмы; в – эпюры $M_{ок}$;
 г – балочная расчетная схема; д – балка на упругой опоре;
 ж – переход к упрощенной схеме; з – выбор основной системы метода сил.

Материалы и методы. По эпюрам изгибающих моментов подбираем сечения стоек и ригелей рамы.

Для конструирования стеновых частей диафрагмы достаточно рассмотреть расчет простых балок по этажам с учетом переменность сечения.

На рисунке 2 г, д приведен поэтапный переход от конструкции к расчетной схеме. Такой подход дает максимальные расчетные величины усилий.

Для упрощения расчета рассмотрим менее жесткую часть балки, на действия одной силы.

На рисунке 2ж представлена двухпролетная балка с жестким защемлением на левом конце загруженная посередине правого пролета сосредоточенной силой P . Жесткость балка на изгиб в первом пролете принимаем равным $2EJ$, а во втором – EJ . Требуется построить эпюры M , Q , и определить опорные реакции

в точках 0, 1 и 2, найти прогиб и угол поворота сечения в точке К, взятый посередине первого пролета. Общее число составляющих опорных реакций для этой балки равно пяти, поэтому балка два раза статически неопределима.

В развернутом виде уравнения деформаций для рассматриваемого случая имеют вид [2]:

$$\begin{aligned} \vartheta_1 &= \vartheta_{1P} + \vartheta_{1X_1} + \vartheta_{1X_2} = 0; \\ \vartheta_2 &= \vartheta_{2P} + \vartheta_{2X_1} + \vartheta_{2X_2} = 0, \end{aligned} \quad (1)$$

где ϑ_1 и ϑ_2 – прогибы точек 1 и 2 в основной системе от внешней нагрузки Р;

ϑ_{1X_1} и ϑ_{1X_2} – прогибы точки 1 от неизвестных X_1 и X_2 ;

ϑ_{2X_1} и ϑ_{2X_2} – прогибы точки 2 от неизвестных X_1 и X_2 ;

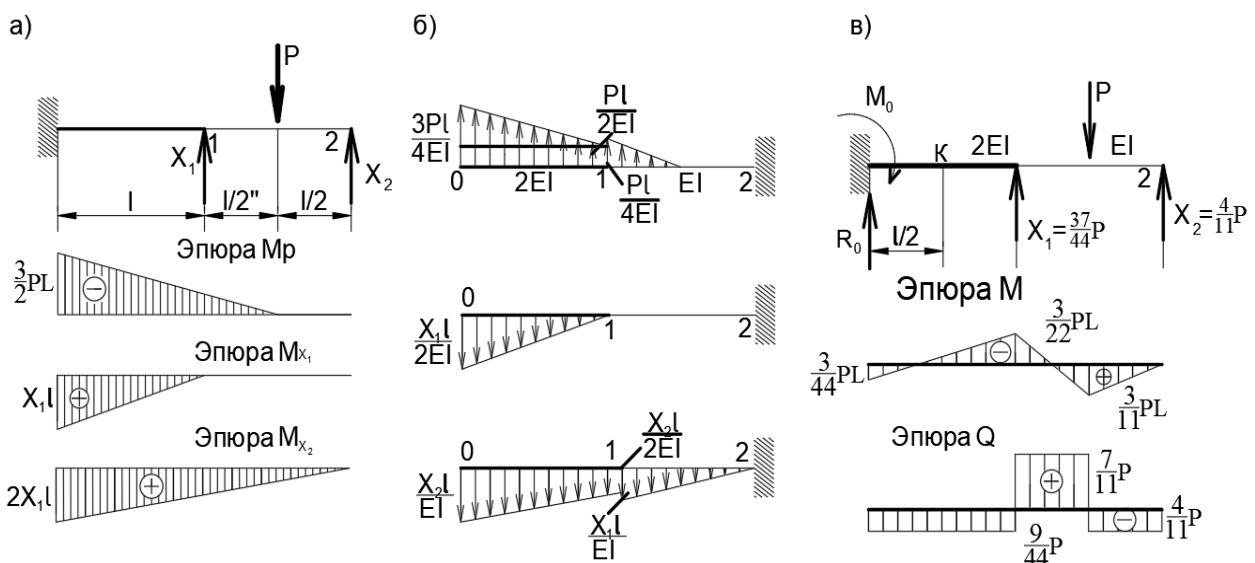


Рисунок 3 – Этапы построения эпюры $M_{ок}$:

а – основная система и построения эп. M_p , M_{x_1} , M_{x_2} в основной системе;

б – загрузка фиктивной балки соответственно построенным эпюр;

в – загрузка основной системы; г – построение эп. $M_{ок}$ и $Q_{ок}$.

Для определения перемещений, входящих в уравнения, воспользуемся графоаналитическим методом.

Эпюры моментов в основной системе (рис. 3, а) от сил Р, X_1 и X_2 представлены на рис. 3. б, в, г, Фиктивные балки, нагруженные фиктивной нагрузкой, соответственно представлены на рис. 3. д, е, ж.

Найдём ϑ_{1P} и ϑ_{2P} из условия, что прогиб действительной балки равен моменту фиктивной балки, показанной на рис. 3, б;

$$\vartheta_{1P} = M_{\Phi}^{(1)} = \frac{Pl}{4EJ} \cdot l \cdot \frac{l}{2} + \frac{l}{2} \cdot \frac{Pl}{2EJ} l \cdot \frac{2}{3} l = \frac{7}{24} \frac{Pl^3}{EJ};$$

$$\vartheta_{2P} = M_{\Phi}^{(2)} = \frac{Pl}{4EJ} \cdot l \cdot \frac{3}{2} l + \frac{1}{2} \cdot \frac{Pl}{2EJ} l \left(l + \frac{2}{3} l \right) + \frac{1}{2} \cdot \frac{Pl}{2EJ} \cdot \frac{l}{2} \left(\frac{l}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{l}{2} \right) = \frac{43}{48} \cdot \frac{Pl^3}{EJ}.$$

Найдём ϑ_{1X_1} и ϑ_{2X_1} (рис. 3б)

$$\vartheta_{1X_1} = M_{\Phi}^{(1)} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{X_1 l}{2EJ} \cdot l \cdot \frac{2}{3} l = -\frac{X_1 l^3}{6EJ};$$

$$\vartheta_{2X_1} = M_{\Phi}^{(2)} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{X_1 l}{2EJ} \left(l + \frac{2}{3} l \right) = -\frac{5 X_1 l^3}{12 6EJ}.$$

Найдём ϑ_{1X_2} и ϑ_{2X_2} (рис.3б)

$$\vartheta_{1X_2} = M_{\Phi}^{(1)} = -\frac{X_2 l}{2EJ} \cdot l \cdot \frac{l}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{X_2 l}{2EJ} \cdot l \cdot \frac{2}{3} l = -\frac{5 X_2 l^3}{12 EJ};$$

$$\vartheta_{2X_2} = M_{\Phi}^{(2)} = -\frac{X_2 l}{2EJ} \cdot l \cdot \frac{2}{3} l - \frac{1}{2} \cdot \frac{X_2 l}{2EJ} \cdot \left(l + \frac{2}{3} l \right) - \frac{1}{2} \cdot \frac{X_2 l}{2EJ} \cdot l \cdot \frac{2}{3} l = -\frac{3 X_2 l^3}{2 EJ}.$$

Поставив найденные значения прогибов в уравнения (1), после некоторых преобразований получим

$$\begin{aligned} 7P - 4X_1 - 10X_2 &= 0 \\ 43P - 20X_1 - 72X_2 &= 0. \end{aligned}$$

Решение системы уравнений дает

$$X_1 = \frac{37}{44} P; \quad X_2 = \frac{4}{11} P.$$

Результаты и обсуждение. После того как найдены опорные реакции X_1 и X_2 , их можно рассматривать как внешние силы и поэтому дальнейший расчет следует вести как для статически определимой консольной балки, жестко защемленной на левом конце.

Эпюру моментов (рис. 3г и в) строят обычным порядком как для статически определимой балки, нагруженной силами X_1 , X_2 и P (рис. 3.а).

Обычно в проекте все размеры зданий в плане задаются (шаг колонны, пролет, высота) и ставятся задача определить толщину диафрагмы в зависимости от высоты здания.

Как известно толщина диафрагмы имеет прямое отношение к жесткости вертикальной диафрагмы.

Допустим, что требуется определить толщину стенки глухой составной диафрагмы, образованной двумя колоннами сечением $a \cdot a$ и стенкой между ними шириной l , если момент инерции условной сплошной диафрагмы J_1 .

Момент инерции проектируемой составной диафрагмы определяется по формуле

$$J = \frac{a^2}{6} + \frac{a^{2/2}}{2} + \frac{al^3}{12}. \quad (2)$$

Из условия равенства J_1 и J получим толщину стенки диафрагмы

$$d=12/l^3 \left(J_1 - \frac{a^4}{6} \right) \frac{al^2}{2}. \quad (3)$$

Эта же задача может решаться и в уточненной постановке, например, с учетом податливости на сдвиг связей между колоннами и стенкой жесткости. В этом случае перемещение верха составной диафрагмы необходимо записать в соответствии с формулами теории составных стержней и приравнять перемещению условной диафрагмы от такой же нагрузки.

Нами рассматриваемая диафрагма имеет проем, то приведенная толщина определяется по формуле:

$$d_p = dk_{np}, \quad (4)$$

где d – действительная толщина стены;

d_p – расчетная толщина стены;

$k_{np}=(0,7/0,8)$ коэффициент приведения.

Такой подход облегчает расчет, т.к. диафрагма может быть представлена без проемов.

Напомним, что жесткостью вертикальной диафрагмы в рассматриваемом уровне называется сила τ , 1см. Жесткость τ является величиной, обратной перемещению (рис. 4)

$$\tau = \frac{1}{\delta}. \quad (5)$$

Очевидно, что жесткость падает с высотой диафрагмы, т.к. перемещение от единичной силы δ при этом возрастает.

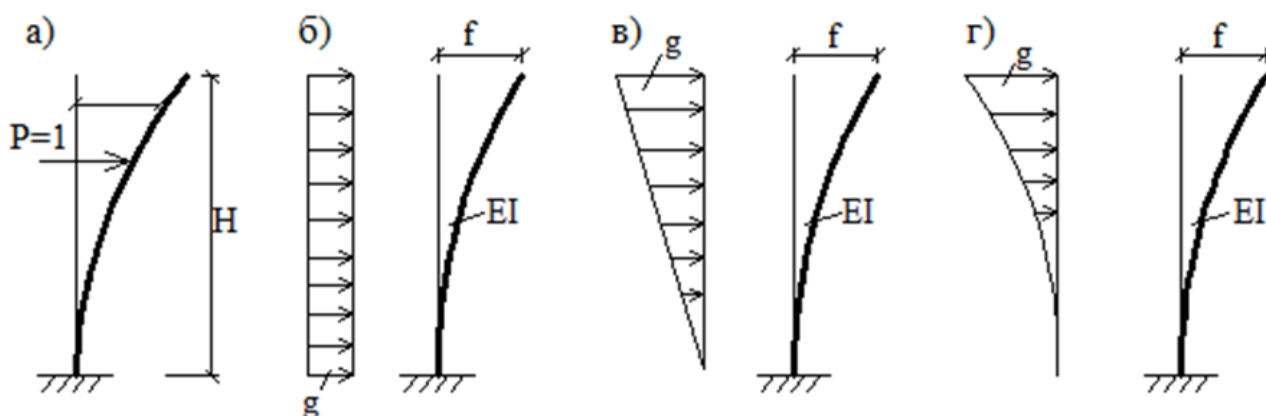


Рисунок 4 – Расчетные схемы и вид нагрузки для определения жесткости диафрагмы

Для приближенного определения жесткости диафрагмы используются формула определения прогиба консольного стержня (рис. 4).

Действия равномерной нагрузки (рис. 4б)

$$f = \frac{gH^4}{8EI} \text{ отсюда } EI = \frac{gH^4}{8f}. \quad (6)$$

Изгибающий момент внизу $M = gH^2/2$.
 Действие треугольной нагрузки (рис. 4в)

$$f = \frac{11}{120} \cdot \frac{gH^4}{EI}$$

Изгибающий момент внизу $M = gH^2/3$ (7)

Действие параболической нагрузки (рис. 4г.)

$$f = \frac{13}{180} \cdot \frac{gH^4}{EI}$$

Изгибающий момент в основании $M = \frac{gh}{3} \cdot \frac{3}{4}H = \frac{gH^4}{4}$. (8)

Предложенные приближенные методы расчета, доступно для любого конструктора-проектировщика.

Заключение

Такой подход представляет вполне оправданным, поскольку сами предпосылки, положенные в основу расчета, весьма условны. Как известно, любая идеализированная схема здания никогда не бывает тождественна действительной работе конструкций, кроме того, в расчете каркаса, выполняемого из железобетона, фигурируют жесткостные характеристики конструктивных элементов и их соединений, которые являются весьма приближенными, их значения существенно меняются при трещинообразовании и вследствие ползучести бетона. Во всех статических расчетах используются методы, построенные на принципе независимости действия сил, однако железобетон не подчиняется этому принципу. Приведенные предпосылки расчета делают невозможным получение точных результатов при расчете сложных систем и определяют целесообразность использования приближенных способов, которые дают возможность получить порядок усилий, необходимых для проектирования конструкций.

Литература:

1. Байнатов Ж.Б., Акебекова Ш.Т. Айтмуханова П.М. Модельный эксперимент и методы расчета каркасно-связевой диафрагмы многоэтажных зданий // Вестник КазНИИСА. – Алматы, 2020. – №3. – С. 26-40.
2. Смирнов А.Ф и др. Сопротивление материалов. – М.: ВШ, 2016.
3. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. – Изд. 4-е. – М.: «Стройиздат», 2017. – 228 с.

References:

1. Baynatov Zh.B., Akebekova Sh.T. Aitmukhanova P.M. Model experiment and methods for calculating the frame-braced diaphragm of multi-storey buildings // Bulletin No. 3 of KazNIISA. – Almaty, 2020. – 26-40 p.
2. Smirnov AF et al. Resistance of VSh materials. – M., 2016.
3. Baykov V.N. Sigalov E.E. Reinforced concrete structures ed. 4th. – M.: «Stroyizdat», 2017. – 228 p.

Р.К.Әлденбек^{1*}, Е.Ә.Ельжанов¹, Ж.Б.Байнатов²

¹ Халықаралық білім беру корпорациясы, Алматы, Қазақстан

² Қ. Сәтбаев атындағы Қазақ ұлттық техникалық зерттеу университеті,
Алматы, Қазақстан

Авторлар туралы ақпарат:

Әлденбек Рауан Қуатбекұлы – магистрант, Халықаралық білім беру корпорациясы, Алматы, Қазақстан
<https://orcid.org/0000-0001-9573-3474> пошта: rauan-cool@mail.ru

Ельжанов Ербол Әбдірахманұлы – техника ғылымдарының кандидаты, Халықаралық білім беру корпорациясы, Алматы, Қазақстан

<https://orcid.org/0000-0001-9138-7033>, email: eljanov@mail.ru

Байнатов Жұмабай Байнатұлы – техника ғылымдарының докторы, ҚР ЖАК профессоры, Қ. Сәтбаев атындағы Қазақ ұлттық техникалық зерттеу университеті, Алматы, Қазақстан

<https://orcid.org/0000-0002-7865-7956> email: bainatov_zh_b@mail.ru

**АСИММЕТРИЯЛЫҚ ОРНАЛАСҚАН ЕСІКТЕРІ БАР БИІК
ГИМАРАТТАРДЫҢ ҚАТТЫЛЫҚ ДИАФРАГМАСЫ**

Аңдатпа. Диафрагманың қаттылығын арттыру үшін есіктер симметриялы емес биіктікте орналасқан, яғни тақтайша түрінде. Осылайша, диафрагманың шамадан тыс икемділігі ішінара алынып тасталады.

Саңылауларға қатысты мұндай тұрақты емес жүйені есептеу белгілі бір қиындық тудырады және біз оны қарапайым есептеу арқылы жүзеге асырдық. Есептеу схемасы көп қабатты жақтау ретінде қарастырылды, көлденең жел жүктемесі және тік жүктемелердің әсерінен топсалы тіректерде ауыспалы қимасы бар екі қабатты сәулелер.

Қойылған міндеттер күштер әдісімен және графоаналитикалық әдіспен шешіледі.

Диафрагманың иілу қаттылығын әртүрлі жүктемелерден анықтау әдістері қарастырылған.

Түйін сөздер: қаттылық диафрагмасы, есіктер, жақтауды есептеу, екі аралық сәулені есептеу, диафрагманың қаттылығы

R.K.Aldenbek^{1*}, E.A.Yelzhanov¹, Zh.B.Baynatov²

¹ International Educational Corporation, Almaty, Kazakhstan

² Kazakh National Research Technical University named after K. I. Satpayev,
Almaty, Kazakhstan

Information about the authors:

Aldenbek Rauan Kuatbekuly - master's student, International Educational Corporation (IOC). Kazakhstan, Almaty.
<https://orcid.org/0000-0001-9573-3474> e-mail: rauan-cool@mail.ru

Yerbol Abdrakhmanovich Yelzhanov - Candidate of Technical Sciences, International Educational Corporation (IOC).
Kazakhstan, Almaty.

<https://orcid.org/0000-0001-9138-7033>, email: eljanov@mail.ru

Baynatov Zhumabai Baynatovich - Doctor of Technical Sciences, Professor of the VAK of the Republic of Kazakhstan.
<https://orcid.org/0000-0002-7865-7956> email: bainatov_zh_b@mail.ru

RIGIDITY DIAPHRAGM OF HIGH-RISE BUILDINGS WITH ASYMMETRICALLY POSITIONED DOORWAYS

Annotation. *To increase the strength of the stiffness diaphragm, the doorways are not arranged symmetrically in height, i.e. in a staggered order. Thus, excessive flexibility of the diaphragm is partially eliminated.*

To perform the calculation of such an irregular system relative to the openings causes a certain difficulty and from that we have implemented an elementary calculation. The design scheme was considered as a multi-storey frame, for the action of horizontal wind load and floor-by-floor two-span beams with variable cross-section on hinged supports for the action of vertical loads.

The tasks were solved by the force method and graphoanalytically.

Methods for determining the bending stiffness of the diaphragm from various loads are considered.

Keywords: *stiffness diaphragm, door openings, frame calculation, calculation of two-span beam, diaphragm stiffness.*