

Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С., Эргешов Э.С.

**КУРУЛУШ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫН ТУРУКТУУЛУГУ БОЮНЧА ЭСЕПТИК
МЕТОДУ ЖАНА ӨЗГӨРҮШТӨРҮ**

Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С., Эргешов Э.С.

**ТЕНДЕНЦИЯ И РАЗВИТИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ПО СЕЙСМОСТОЙКОСТИ И СЕЙСМОУСТОЙЧИВОСТИ**

B.M. Seitov, B.S. Ordobaev, E.S. Ergehov

**THE TREND AND THE DEVELOPMENT OF METHODS OF CALCULATION OF
SEISMIC STABILITY OF CONSTRUCTIONS AND SEISMIC STABILITY**

УДК: 689.841+624.0123

Бул макалада курулуштардын туруктуулугу каралып алардын кесилиштеринин негизги күчтөрү жана алардын курулуш себептери каралган. Ошондой эле курулуштардын сейсмикалык туруктуулугунун бекемдүүлүгү каралып, аны менен бирге турак-жайлардын туруктуулугу эсепке алынган.

Негизги сөздөр: сейсмикалык туруктуулук теориясы, бекемдүүлүктүн шарты, эсептик методдор, урадуулар, бузулуулар.

Рассмотрена теория расчета сечений по допускаемым напряжениям, по разрушающим нагрузкам, по предельным состояниям, а также по сейсмостойкости и сейсмоустойчивости. Даны условия прочности сейсмостойкости и сейсмоустойчивости, сформулирован расчет зданий и сооружений по сейсмостойкости и сейсмоустойчивости.

Ключевые слова: теория сейсмостойкости, сейсмоустойчивость, условия прочности, методы расчета, разрушение, обрушение.

In given clause the theory of account of sections on admitted pressure (voltage), on destroying loadings, on limiting condition, and on seismic resistance and seismic resistance is considered. The conditions of durability seismic resistance and seismic resistance are given, the account of buildings and structures on seismic resistance and seismic resistance is formulated.

Key words: theory of seismic resistance, seismic resistance, strength conditions, methods of calculation, the destruction, collapse.

Землетрясения по своим разрушительным последствиям, числу жертв деструктивному воздействию на среду обитания человека занимают одно из первых мест среди других природных катастроф. Предотвратить землетрясения невозможно, однако их разрушительные последствия и количество человеческих жертв могут быть уменьшены путем создания специальных научно-обоснованных антисейсмических мероприятий, а также активными и пассивными методами сейсмозащиты.

Различными аспектами теории сейсмостойкости занималось не одно поколение выдающихся зарубежных и отечественных ученых. Вот далеко не полный их список: Я.М. Айзенберг, В.А. Амбарцумян, А.А. Амосов, М.Ф. Барштейн, В.В. Болотин,

И.И. Гольденблат, С.С. Григорян, В.К. Егупов, К.С.Завриев, В.Б. Зылев, А.М. Жаров, Т.Ж. Жунусов, Г.Н. Карцивадзе, И.Л. Корчинский, Г.Л. Кофф, Е.Н. Курбацкий, А.М. Курзанов, В.Л. Мондрус, Ш.Г. Напетворидзе, Ю.И. Немчинов, Н.А. Николаенко, С.В. Поляков, А.Г. Назаров, Л.Ш. Килимник, В.А. Ржевский, С.Б. Сеницын, А.Е. Саргсян, С.Б. Смирнов, А. Медетбеков, Т. Аманкулов, М.Д. Кутуев, Абдужабаров, Б.М. Сеитов, Дж. Блюм, Э. Чотра, Т.Хаузнер, Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт, П.Дженингс, В. Бертеро, Р. Клаф, Дж. Пензиен, Дж. Борджерс и многие другие. Именно их усилиями были заложены основы сравнительной молодой науки – теории сейсмостойкости зданий и сооружений.

Анализ разрушительных последствий целого ряда землетрясений в России (Сахалин), Армения (Спитак), Грузии, Индонезии, Перу, Китае, Гаити, Японии с применением возможностей новейших вычислительных комплексов убедительно показывает несовершенство, недостаточную эффективность, а зачастую и ошибочность ряда принципов и допущений в современной теории сейсмостойкости, требует внимательного анализа и нового взгляда на данную проблематику.

В большинстве сейсмоопасных стран мира за перманентные неудачи в сейсмозащите зданий и сооружений обычно возлагаются на ошибки строителей и на дефекты в их работе. Поэтому в данной работе авторами выполнен анализ методов расчета строительных конструкций по сейсмостойкости и сейсмоустойчивости.

Метод расчета по допускаемым напряжениям применялся в нашей стране до 1938 г. Согласно этому методу бетон рассматривался как упругий материал. В основу расчетных зависимостей были положены закон Гука, гипотеза плоских сечений. Вместо действительного железобетонного сечения в расчет вводилось приведенное бетонное сечение, в котором арматура заменялась эквивалентным по прочности количеством бетона. Соппротивлением бетона растянутой зоны пренебрегали. В результате расчета определялись напряжения в бетоне и арматуре от эксплуатационных нагрузок, которые не должны были превосходить допускаемые. Последние назначались как доля от предела проч-

ности $\sigma_{adm} = R / \gamma$, где γ – обобщенный коэффициент запаса.

Однако на основании многочисленных опытов было установлено, что этот метод, не учитывающий пластические свойства железобетона, обладал рядом серьезных недостатков: не позволял определять действительные напряжения, находить разрушающую нагрузку и т.д. Таким образом, практика заставила исследователей искать теоретические основы, отражающие действительную работу железобетонных элементов.

Необходимо отметить что, в результате обширных исследований, проведенных советскими учеными (А.Ф. Лолейт, А. А. Гвоздев и др.), и начале 30-х годов был разработан метод, учитывающий упругопластические свойства железобетона, который был включен в нормы проектирования железобетонных конструкций в 1938 г.

В основу метода расчета сечений по разрушающим нагрузкам была положена работа конструкций в III стадии напряженно-деформированного состояния, при этом предполагалось, что напряжения в бетоне и арматуре достигают предельных значений. В отличие от метода расчета по допускаемым напряжениям, где напряжения в бетоне и арматуре определялись по действующему в сечении внешнему усилию, в рассматриваемом методе по принятым напряжениям в сечении, установленным на основании экспериментов, определялось значение разрушающего усилия. Метод позволял назначать общий для всего сечения коэффициент запаса. Допускаемая нагрузка находилась путем деления разрушающей нагрузки на этот коэффициент. Метод более правильно отражал действительную работу сечений, подтверждался экспериментально и явился крупным шагом в развитии теории сопротивления железобетона.

Общим недостатком обоих рассмотренных выше методов являлось использование единого коэффициента запаса, лишь весьма приближенно учитывающего многообразие факторов, влияющих на работу конструкции. Кроме того, метод расчета по разрушающим нагрузкам, позволяя достоверно определять прочность конструкции, не давал возможности оценить ее работу на стадиях, предшествующих разрушению, в частности при эксплуатационных нагрузках. Впрочем, до определенного периода практика и не ставила перед исследователями такой задачи. Это объясняется тем, что применялись сталь и бетон относительно низкой прочности, конструкции имели развитые сечения, прогибы и трещины в бетоне от эксплуатационных нагрузок были невелики и не препятствовали нормальной работе конструкций. С появлением бетона и арматуры более высокой прочности сечения уменьшались, снижалась и их жесткость, в результате чего прогибы конструкций от фактических нагрузок оказывались значительными, создавая в

ряде случаев препятствия нормальной эксплуатации. Кроме того, более существенную роль стал играть фактор раскрытия трещин, вызывающий коррозию стали, к которой высокопрочная арматура особенно чувствительна. Последние два обстоятельства наряду с отмеченными выше недостатками существовавших методов потребовали дальнейшего совершенствования методики расчета железобетонных конструкций.

С 1955 г. расчет железобетонных конструкций в СССР и в настоящее время в Кыргызской Республике производится известными нам по методам двух предельных состояний.

Под предельным понимают такое состояние конструкции, после достижения которого дальнейшая эксплуатация становится невозможной вследствие потери способности сопротивляться внешним нагрузкам или получения недопустимых перемещений или местных повреждений. В соответствии с этим установлены две группы предельных состояний: первая – по несущей способности; вторая – по пригодности к нормальной эксплуатации [1...5].

Расчет по первой группе предельных состояний выполняется с целью предотвращения разрушения конструкций (расчет по прочности), потери устойчивости формы конструкции (расчет на продольный изгиб) или ее положения (расчет на опрокидывание или скольжение), усталостного разрушения (расчет на выносливость).

Расчет по второй группе предельных состояний имеет цель не допустить развитие чрезмерных деформаций (прогибов), исключить возможность образования трещин в бетоне или ограничить ширину их раскрытия, а также обеспечить в необходимых случаях закрытие трещин после снятия части нагрузки.

Расчет по первой группе предельных состояний является основным и используется, при подборе сечений. Расчет по второй группе производится для тех конструкций, которые, будучи прочными, теряют свои эксплуатационные качества вследствие чрезмерных прогибов (балки больших пролетов при относительно малой нагрузке), образования трещин (резервуары, напорные трубопроводы) или чрезмерного раскрытия трещин, приводящего к преждевременной коррозии арматуры.

Нагрузки, действующие на конструкцию, и прочностные характеристики материалов, из которых конструкция изготовлена, обладают изменчивостью и могут отличаться от средних значений. Поэтому для обеспечения и того, чтобы за время нормальной эксплуатации сооружения не наступило ни одного из предельных состояний, вводится система расчетных коэффициентов, учитывающих возможные отклонения (в неблагоприятную сторону) различных факторов, влияющих на надежную работу конструкций: 1) коэффициенты надежности по нагрузке γ_f , учитывающие изменчивость нагрузок или

воздействий; 2) коэффициенты надежности по бетону γ_b и арматуре γ_s , учитывающие изменчивость их прочностных свойств; 3) коэффициенты надежности по назначению конструкции γ_n , учитывающие степень ответственности и капитальности зданий и сооружений; 4) коэффициенты условий работы γ_{bi} и γ_{si} позволяющие оценить некоторые особенности работы материалов и конструкций в целом, которые не могут быть отражены в расчетах прямым путем.

Расчетные коэффициенты устанавливаются на основе вероятностно-статистических методов. Они обеспечивают требуемую надежность работы конструкций для всех стадий: изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации.

Таким образом, *основная идея метода расчета по предельным состояниям* заключается в обеспечении условия, чтобы даже в тех редких случаях, когда на конструкцию действуют максимально возможные нагрузки, прочность бетона и арматуры минимальна, а условия эксплуатации наиболее неблагоприятны, конструкция не разрушилась и не получила бы недопустимых прогибов или трещин. При этом во многих случаях удается получать более экономичные решения, нежели при расчете ранее применявшимися методами [8].

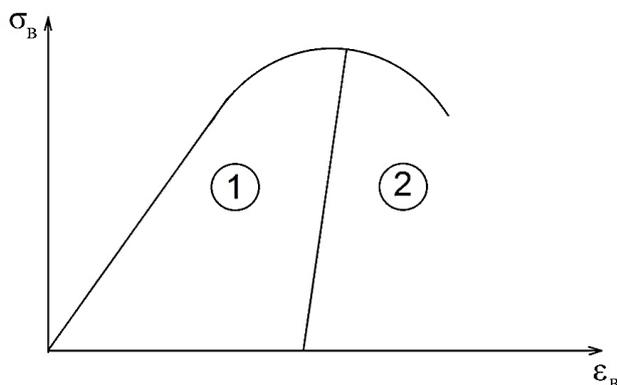


Рис. 1. Диаграмма $\sigma_b - \epsilon_b$: 1 – зона сейсмостойкости; 2) – зона сейсмоустойчивости.

Сейсмостойкость – это надежность зданий и сооружений, отвечающий требованиям предельных состояний первой и второй группы по стандартным расчетам на 7, 8, 9 баллов.

Расчет по сейсмостойкости проводится по предельным состояниям 1 и 2 группы.

При расчете по 1 группе предельных состояний (несущей способности) должно выполняться условие

$$F \leq F_u \quad (1)$$

Левая часть выражения (1) представляет собой расчетное усилие, равное практически возможному максимальному усилию в сечении элемента при невыгоднейшей комбинации расчетных нагрузок или воздействий; оно зависит от усилий, вызванных расчетными нагрузками q при $\gamma_f > 1$, коэффициентов

сочетаний и коэффициентов надежности по назначению конструкций $\gamma_f > 1$. Расчетное усилие F не должно превышать расчетную несущую способность сечения F_u , которая является функцией расчетных сопротивлений материалов и коэффициентов условий работы γ_{bi}, γ_{si} , учитывающих неблагоприятные или благоприятные условия эксплуатации конструкций, а также формы и размеры сечения.

Кривые (рис. 2, б) распределения усилий от внешней нагрузки 1 и несущей способности 2 зависят от изменчивости рассмотренных выше факторов и подчиняются закону Гаусса. Выполнение условия (1), выраженного графически, гарантирует требуемую несущую способность конструкции [8].

При расчете по II группе предельных состояний:

по перемещениям – требуется, чтобы прогибы от нормативной нагрузки f не превышали предельных значений прогибов f_u , установленных нормами для данного конструктивного элемента. Значение f_u принимают по [1];

по образованию трещин – усилие от расчетной или нормативной нагрузки должно быть меньше или равно усилию, при котором возникают трещины в сечении $F \leq F_{crc}$ по раскрытию нормальных и наклонных трещин – ширина их раскрытия

на уровне растянутой арматуры должна быть меньше установленного нормами [1] предельного их раскрытия $\alpha_{crc,u} \alpha_{crc} \leq \alpha_{crc,u} = 0,1 \dots 0,4$ мм.

В необходимых случаях требуется, чтобы трещины, образовавшиеся от полной нагрузки, были бы надежно закрыты (зажаты) при действии длительной ее части. В этих случаях производится расчет по закрытию трещин.

Сейсмоустойчивость – это устойчивость зданий и сооружений при сильнейших землетрясениях более 9 баллов, допускаются чрезмерные перемещения, деформации, трещины и потери прочности некоторых несущих элементов в зданиях и сооружениях. Характерна, когда идет необратимый процесс разрушения и обрушения, а также провисания некоторых элементов.

Расчет по сейсмоустойчивости зданий и сооружений проводится только по первой группе предельных состояний.

Первая группа – потеря несущей способности или полная непригодность здания к эксплуатации. При этом допускается повреждение отдельных элементов конструкции или их остаточные деформации, не угрожающие безопасности людей или сохранности ценного оборудования. Вторая наступление непригодности сооружения к нормальной эксплуатации, определяемой технологическими или бытовыми условиями в зависимости от назначения этого сооружения.

Расчет зданий, проектируемых для строительства в сейсмических районах, выполняется как на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических, так и на основное сочетание. Далее излагается только та часть расчета, которая относится к проверке прочности стен при особом сочетании нагрузок [8].

При проверке сейсмоустойчивости, расчет выполняется только по первому предельному состоянию, для которого условия сейсмоустойчивости могут быть представлены неравенством:

$$\bar{V} \leq \Phi \quad (2)$$

В этом неравенстве \bar{V} представляет собой усилие или напряжение, возникающие в элементах стены при особом сочетании нагрузок, для которых можно записать:

$$\bar{V} = \bar{V}_c + \bar{V}_l + \bar{V}_{sh} + \bar{V}_s = \gamma_c V_c + \gamma_l V_l + \gamma_{sh} V_{sh} + V_s \quad (3)$$

где коэффициенты сочетаний принимаются следующими: для усилия V_c от постоянных расчетных нагрузок $\gamma_c=0,9$;

– для усилия V_l от временных длительных расчетных нагрузок $\gamma_l=0,8$;

– для усилия V_{sh} от кратковременных на перекрытия и покрытия расчетных нагрузок $\gamma_{sh}=0,5$.

Усилия V_c , V_l и V_{sh} от расчетных нагрузок определяются по формулам:

$$\begin{aligned} V_c &= \sum_i \gamma_{c,i} V_{c,i}^n; \\ V_l &= \sum_m \gamma_{l,m} V_{l,m}^n; \\ V_s &= \sum_i \gamma_{c,i} V_{c,i}^n; \end{aligned} \quad (4)$$

где, $\gamma_{c,i}$, $\gamma_{l,m}$ и $\gamma_{c,i}$ - коэффициенты надежности по нагрузке (или коэффициенты перегрузки), определяемые по указаниям СНиП 2.01. 07-85. Коэффициент надежности по нагрузке (или коэффициент перегрузки) для сейсмической нагрузки равен 1, поэтому $V_c = V_c^n$.

Сейсмические нагрузки могут иметь любое направление в пространстве. В формуле (4) учитывается тот знак усилия от сейсмической нагрузки, который соответствует наиболее неблагоприятному для несущей способности направлению. Для зданий простой формы нагрузки принимаются горизонтальными, действующими в направлении их продольной и поперечной осей. Действие нагрузок в указанных направлениях учитывается раздельно. При расчете кирпичных стен одновременно с одной из горизонтальных нагрузок учитывается вертикальная сейсмическая нагрузка. Ее значение принимается в процентах от вертикальной статической нагрузки следующим:

- ✓ при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов - 15%;
- ✓ при расчетной сейсмичности 9 баллов - 30%.

Направление действия вертикальной сейсмической нагрузки вверх или вниз следует принимать наиболее невыгодным для напряженного состояния

рассматриваемого элемента. Расчеты сооружений с учетом сейсмических нагрузок производятся: А – на условные сейсмические нагрузки, определяемые с использованием допущения об упругом деформировании системы; Б – на сейсмические воздействия, заданные в виде записей реальных или искусственно синтезированных акселерограмм, выбираемых с учетом инструментальных записей прошлых землетрясений и результатов микрорайонирования. Кирпичные здания с несущими стенами ограничиваются высотой 5 этажей и обычно рассчитываются по типу А. Такой расчет и будем рассматривать далее. В этом случае обычно рассматривается динамическая модель здания, показанная на рис. 2, а, у которой сосредоточенные массы от вертикальных нагрузок Q_1, \dots, Q_v расположены на уровне

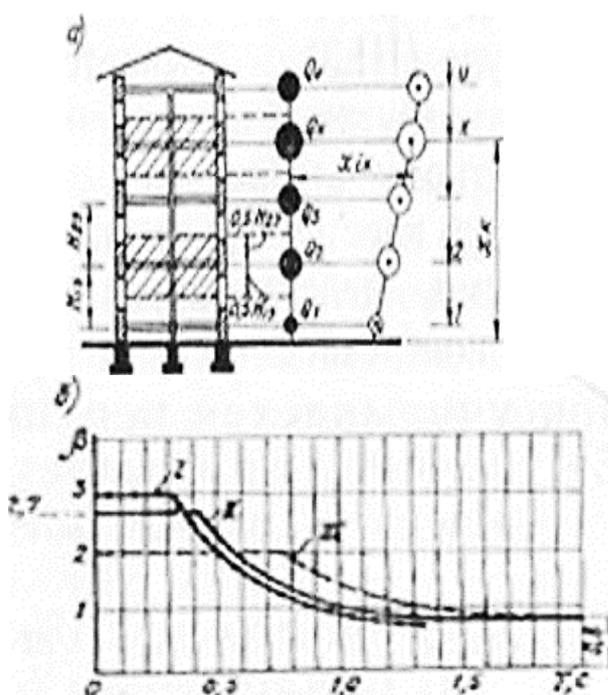


Рис. 2. Схемы к определению на здание сейсмических нагрузок.

перекрытий 1, ..., v. Нагрузка Q_i собирается в пределах половины высоты этажей, расположенных над и под перекрытием i , включая и само перекрытие.

Расчетная сейсмическая нагрузка в выбранном направлении S_{ik} , приложенная к точке k и соответствующая i -й форме собственных колебаний, определяется по формуле:

$$S_{ik} = K_1 K_2 S^{oik} \quad (5)$$

где K_1 – коэффициент, учитывающий допустимый уровень повреждаемости зданий (табл.1); K_2 – коэффициент, учитывающий конструктивные решения здания (табл.2).

Таблица.1

№ пп	Характеристика зданий и допустимая степень повреждаемости	K_1
	Здания, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов и т.п., затрудняющие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования (жилые, общественные, производственные, сельскохозяйственные и др. здания)	0,25
	Здания, в которые могут быть допущены значительные остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, их смещения и т.п., временно приостанавливающие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей (одноэтажные производственные и сельскохозяйственные здания, не содержащие ценного оборудования)	0,12

Таблица.2

№ пп	Конструктивные решения зданий	K_2
1	Со стенами комплексной конструкции при числе этажей $n > 5$	$1 + 0,1(n-5) < 1,5$
2	Здания с каркасными нижними этажами и с несущими стенами в вышерасположенных этажах, если заполнение в нижних этажах отсутствует или незначительно влияет на их жесткость	1,5
3	Здания с несущими стенами из кирпичной кладки, выполняемой вручную без специальных добавок в растворе, повышающих сцепление	1,3
4	Здания, не указанные в и. 1-3	1,0

Как следует из табл.2, нормами повышаются запасы прочности стен при выполнении кладки вручную, что достигается увеличением расчетных нагрузок на 30%. В то же время для вибрированной кладки кирпичных блоков или панелей $K_2 = 1$, так как качество ее гарантируется вибрационным способом уплотнения и применения литой консистенции раствора.

Значение S_{oik} представляет собой значение сейсмической нагрузки при i -й форме собственных колебаний, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций по формуле:

$$S_{oik} = AK_{\psi}\beta_i\eta_{ik}Q_k \quad (6)$$

где $A = \ddot{y}_{0,max}/g$ - относительная величина максимальных ускорений основания в зависимости от расчетной сейсмичности, определяемой по табл.3, равная:

- при 7 баллах — 0,1;
- при 8 баллах — 0,2 ;
- при 9 баллах — 0,4.

Коэффициент K в формуле (5) зависит от диссипативных свойств конструкций и их оснований. Для зданий с несущими кирпичными стенами $K_{\psi} = 1$. β_i - коэффициент динамичности, соответствующий i -у тону собственных колебаний зданий; он принимается в зависимости от периодов собственных колебаний T , по графикам рис. 1, б или по формулам для грунтов категории:

$$1\text{-й по табл.1 СНиП II-7-81} \quad 0.8 \leq \beta_i = 1/T_i \leq 3; \quad (6)$$

$$2\text{-й} \quad 0.8 \leq \beta_i = 1.1/T_i \leq 3; \quad (7)$$

$$3\text{-й} \quad 0.8 \leq \beta_i = 1.5/T_i \leq 3; \quad (8)$$

η_{ik} - коэффициент, зависящий от формы собственных колебаний здания по i -у тону, определяемый по формуле:

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X_i^2(x_j)} \quad (9)$$

где $X_i(x_k)$ и $X_i(x_j)$ - смещения здания при собственных колебаниях по i -у тону в рассматриваемой точке k и во всех точках j , где в соответствии с расчетной схемой его вес принят сосредоточенным.

Расчетная сейсмичность здания или сооружения

Характеристика зданий и сооружений	Расчетная сейсмичность при сейсмичности площадки строительства, баллы		
	7	8	9
1. Жилые, общественные и производственные здания и сооружения, за исключением указанных в п. 2-5	7	8	9
2. Особо ответственные здания и сооружения*		9	9**
3. Здания и сооружения, повреждение которых связано с особенно тяжелыми последствиями (большие и средние вокзалы, крытые стадионы и т.п.)	7 8	8**	9***
4. Здания и сооружения, функционирование которых необходимо при ликвидации последствий землетрясений (системы энерго- и водоснабжения, пожарное депо, системы пожаротушения, некоторые сооружения связи и т.п.)	7*** Без учета сейсмических воздействий	8***	9***
5. Здания и сооружения, разрушения которых не связано с гибелью людей, порчей ценного оборудования и не вызывает прекращения непрерывных производственных процессов (склады, крановые или ремонтные эстакады, небольшие мастерские и др.), а также временные здания и сооружения			
* Перечень зданий и сооружений по п. 2 утверждается министерствами или ведомствами по согласованию с агентством по архитектуре и строительству при правительстве КР			
** Здания и сооружения рассчитываются на нагрузку, соответствующую расчетной сейсмичности, умноженную на дополнительный коэффициент 1,5.			
*** То же, с коэффициентом 1,2.			

Для зданий высотой до 5 этажей включительно с незначительно изменяющимися по высоте массами и жесткостями этажей при $T_1 \leq 0,4c$ коэффициент η_{ik} допускается определять по упрощенной формуле, предполагающей в качестве формы колебаний прямую линию:

$$\eta_{ik} = \frac{x_k \sum_{j=1}^n Q_j x_j}{\sum_{j=1}^n Q_j x_j^2} \quad (10)$$

где x_k и x_j — расстояния от точек k и j до верхнего обреза фундаментов.

В формулах (5), (9) и (10) Q_k и Q_j - вес зданий, отнесенный соответственно к точкам k и j и определяемый с учетом расчетных нагрузок (рис.1, а).

Усилия в конструкциях зданий, проектируемых для строительства в сейсмических районах, следует определять с учетом не менее трех первых форм собственных колебаний, если периоды первого тона собственных колебаний $T_1 > 0,4c$ и с учетом только первой формы, если $T_1 \leq 0,4c$. Для зданий с несущими стенами высотой до 5 этажей включительно, возводимых на грунтах I категории табл. 1 СИНП 11-7-81, допускается использование значений $\beta_i \eta_{ik}$, приведенных в табл.4.

Таблица.4

$\beta_i \eta_{ik}$ для зданий, возводимых на грунтах I категории

Этажи	Количество этажей в здании				
	1	2	3	4	5
Первый.....	3,0	1,8	1,3	1,0	0,8
Второй.....	-	3,6	2,6	2,0	1,6
Третий.....	-	-	3,9	3,0	2,5
Четвертый.....	-	-	-	4,0	3,3
Пятый.....	-	-	-	-	4,1

Для получения значений $\beta_i \eta_{ik}$, относящихся к зданиям, возводимым на грунтах II и III категории, значения, приведенные в табл.4, следует умножить соответственно на коэффициенты 0,9 и 0,67. При наличии в зданиях подвалов сейсмическую нагрузку в уровне перекрытия над подвалом можно определить, полагая $\beta_i \eta_{ik} = 1$.

Литература:

1. СНиП КР 20-02: 2004/ Сейсмостойкое строительство: Нормы проектирования. – Бишкек: ГК ПКР по архитектуре и строительству, 2004. – 82 с.
2. СНиП КР 22-01-98/ Оценка сейсмостойкости зданий существующей застройки. – Бишкек: Минархстрой КР, 1998. – 27 с.
3. Поляков С.В., Сафаргалиев С.М. «Сейсмостойкость зданий с несущими кирпичными стенами». – Алма-Ата: Казахстан, 1988. – 188 с.
4. Мартемьянов А.И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах. – М.: Стройиздат, 1985. – 255 с.
5. Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С. Сейсмостойкость зданий и сооружений. Учебник для ВУЗов. – Б.: Айат, 2015. – 288 с.
6. Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С. Сейсмическая защита и ее организация. Учебник для ВУЗов «Издание второе, переработанное и дополненное». – Б.: Айат, 2015. – 288с.
7. Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С. Исследование на сейсмостойкость несущих элементов железобетонных колонн и стен в чрезвычайных ситуациях. Монография. – Б.: КРСУ, 2014. – 144 с.
8. Попов В.Г., Забегаев А.Т. Железобетонные и каменные конструкции.
9. Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Айдаралиев Б.Р. Сейсмические разрушения – альтернативный взгляд. Сборник научных трудов, ч. I. – Бишкек: Айат, 2012. – 138с.
10. Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Айдаралиев Б.Р. Сейсмические разрушения – альтернативный взгляд. Сборник научных трудов, ч. II. – Бишкек: Айат, 2013. – 144с.

Рецензент: доктор архитектуры, профессор Смирнов Ю.Н.
