

НӨӘІ Ә ОАЕ Ü НӨӘІ
Е АДОЕ Ә ОАЕ ООДА



УДК 691.327.332

К.А. Бисенов, Н.А. Сактаганова

Кызылординский государственный университет им. Коркыт Ата, г. Кызылорда

НЕАВТОКЛАВНЫЙ ЯЧЕИСТЫЙ БЕТОН НА ОСНОВЕ СУХОЙ СМЕСИ

В период реализации «Стратегического плана – 2020» предусматривается повышение доступности энергетически эффективного жилья населению Казахстана. Реализация жилищной политики предполагает развитие строительной индустрии и производства строительных материалов с применением новой инновационной энергосберегающей технологии.

Важным моментом формирования оптимально качественной макроскопористой структуры для ячеистого бетона является технология ее получения. Одним из путей, позволяющих повысить однородность напряженного состояния, а следовательно, устойчивость вспучивания и формования, является создание пористой структуры в однородных условиях до начала формования этой смеси, например с помощью предварительной поризации смеси с добавками (поверхностно-активные вещества) в мельнице мокрого помола песка, либо в смесителе. В этом случае порообразование смеси не совмещается с процессом упрочнения материала, а получаемая поровая структура, соответственно, практически не имеет макродефектов.

В настоящее время активизация сырьевых материалов с целью придания им свойств, отвечающих основным требованиям, и получение ячеистого бетона с улучшенными эксплуатационными характеристиками осуществляется, по литературным данным, двумя способами: механо- и химической активацией, наиболее распространенный из которых - совместный тонкий помол сырьевых материалов. При совместном сухом помоле известково-цементно-песчаной смеси с последующим применением комплексной вибрации при смешивании и формировании изделий существенно сокращается время вызревания массива перед разрезкой, что позволяет перейти на непрерывный конвейерный способ производства ячеистых изделий [1-3].

Совместная обработка в шаровой мельнице сырьевой сухой смеси, содержащей портландцемент, некондиционную золу-унос и пластифицирующую добавку при различных соотношениях исходных компонентов и различной степени помола, позволяет получать смешанное цементно-зольное вяжущее с широким диапазоном сроков схватывания и ячеистые бетоны плотностью 400-800 кг/м³ и прочностью при сжатии 1-4 МПа [4].

Перспективным способом формирования равномерно-пористой и прочной структуры является способ, который совмещает в себе процесс поризации, перемешивания и активации исходной сухой смеси в турбулентном смесителе с активатором. Эффективность способа проявляется в снижении водопотребности данной смеси, а также в повышении устойчивости и скорости твердения масс [5].

В научных публикациях ряд работ посвящен активации только вяжущего, например, автором предложен механоактивационный способ домола вяжущего в измельчителе ударного действия, который позволяет увеличивать реакционную способность поверхности частиц портландцемента [6].

Основными сырьевыми материалами являются: портландцемент Шымкентского цементного завода М400, барханный песок Тас-Бугетского месторождения, алюминиевая пудра ПАП-1, синтетический порообразователь – СПО.

Реологические свойства ячеисто-бетонной смеси определяли следующим способом:

а) текучесть ячеисто-бетонной смеси определяли на приборе Суттарда по методике, изложенной в СН-227-80;

б) пластическую прочность ячеисто-бетонного сырца определяли по ГОСТу 21-43-80 «Бетон ячеистый. Метод определения пластической прочности ячеистого бетона-сырца».

Пластическую прочность ячеисто-бетонного сырца определяли коническим пластометром. Для определения пластической прочности измерительный конус устанавливали в положение, при котором его острие соприкасается с поверхностью сырца. Конус пластиометра устанавливался перпендикулярно к поверхности бетона-сырца и затем медленно вдавливался в сырец до его полного погружения. Отчет по индикатору производился после полного погружения, с округлением до 0,1мм.

Пластическую прочность бетона-сырца вычисляли как среднее арифметическое трех определений, с округлением до 0,001 МПа.

Исследования проводили в лаборатории инженерного профиля физико-химических исследований с применением низковакуумной электронной микроскопии для определения поровой структуры бетона. Для исследования фазового состава и поровой структуры газобетона изготавливались прозрачные шлифы и срезы со шлифовальной поверхностью.

Исследование пористой структуры ячеистых бетонов производилось по шлифам, приготовленным следующим образом. Из материала, подлежащего исследованию, вырезался образец в форме прямоугольного параллелепипеда с размерами 7×7×2см, верхняя грань шлифовалась, полировалась мелкой наждачной бумагой и продувалась сильной воздушной струей для удаления из пор остатков ошлифованного материала - абразивной крошки.

В лабораторных условиях в шаровой мельнице производили сухой помол всех компонентов до достижения удельной поверхности 3 000-4 000 г/см². Путем совместного помола всех сырьевых компонентов смеси в шаровой мельнице достигается лучшая гомогенизация смеси, что способствует достаточноному протеканию химических реакций во время перемешивания с водой и интенсивно идет процесс гидратации во время твердения изделий.

Целью экспериментальных работ на данном этапе является оптимизация технологических параметров, обеспечивающих получение ячеистого бетона на основе тонкомолотой смеси и сравнение его физико-механических свойств со свойствами газобетона с добавкой ПАВ и без добавки. Суть этого метода заключается в использовании предварительно тонкомолотых многокомпонентных сухих смесей для изготовления газобетона.

Экспериментальным путем было проверено влияние времени помола на шаровой мельнице (X1) и водотвердого отношения (X2) на основные свойства газобетона. Основные уровни варьирования исследуемых технологических факторов приведены в табл. 1.

Таблица 1
Уровни варьирования исследуемых факторов

Наименование исследуемых факторов	Код	-1,41	-1	0	+1	+1,41
Время помола, час.	X1	2	3	4	5	6
В/Т (водотвердое отношение)	X2	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55

Эксперименты проводились с применением стандартного рототабельного плана 2-го порядка для двух переменных. План и результаты проведения эксперимента представлены в табл. 2.

Таблица 2
План и результаты
проведения
эксперимента

Водя. л	Текущесть, мм	Плотность после пропарки, кг/см ³	1						
			1.0	1.0	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9
	30	853							
	28	835							
	33	1048							
	25	797							
	28	950							
	30	928							
	45	715							
	22	842							
	27	834							
	29	816							
	27	834							
	29	816							

В качестве параметров оптимизации были приняты: средняя плотность, прочность газобетона при сжатии и текучесть газобетонной смеси.

Во время выполнения опытов для всех составов постоянными были приняты следующие соотношения: отношение массы кремнеземистого компонента к вяжущему (C=1), дисперсность сырьевых материалов, состав сырьевой смеси, режим тепловой обработки (3+8+ест.охлаждение при температуре $85 \pm 5^{\circ}\text{C}$), способ приготовления газобетонной смеси.

Приготовление газобетонной смеси осуществлялось следующим образом. Заранее производился сухой совместный помол всех компонентов смеси в соответствии с планом № 1. Затем в смеситель с включенным перемешивающим механизмом сначала заливали воду затворения, затем загружали заранее отдозированную тонкомолотую сухую смесь. Перемешивание продолжали в течение 3-5мин.

После завершения перемешивания и определения текучести смесь выгружали в формы, которые затем после набора пластической прочности (в пределах 400-600 кгс/м²), были пропарены в пропарочной камере. Первую серию образцов испытывали на прочность при сжатии через 2-3 часа после завершения тепловлажностной обработки, а вторую – спустя 28 суток хранения при нормальном температурно-влажностном условии.

После статистической обработки всех результатов эксперимента были получены количественные зависимости всех показателей от продолжительности времени помола и В/Т (водотвердого отношения).

Анализируя количественную зависимость средней плотности газобетона от продолжительности времени помола и В/Т:

$$G=644,7+28,3x_1 - 50,9x_2 + 49,1x_{1,2} + 51,7x_{2,1} - 4,8x_{2,2},$$

можно отметить следующее:

- средняя плотность газобетона, по сравнению с нулевым уровнем, снижается при увеличении В/Т (X2). Об этом свидетельствуют знаки «минус» перед x_2 и $x_{2,1}$;
- на снижение средней плотности изменение времени помола (X1) влияет только до определенных пределов. Об этом свидетельствуют разные знаки перед x_1 и $x_{1,2}$.

Минимальная плотность была получена при В/Т=0,55 и продолжительности времени помола ТМС, равном 4 часа.

Анализируя количественную зависимость прочности газобетона в 28-суточном возрасте от продолжительности времени помола и В/Т:

$$R_{cж28} = 11,5+1,2x_1 - 2,2x_2 - 0,9x_{1,2} + 1,6x_{2,1} - 0,8x_{2,2},$$

можно отметить следующее:

- прочность газобетона снижается при увеличении В/Т (X2) («минус» перед x_2 и $x_{2,1}$)
- при увеличении времени помола (X1) прочность снижается лишь до определенного уровня (разные знаки перед x_1 и $x_{1,2}$). Сравнивая зависимости прочности и средней плотности от исследуемых технологических факторов, можно отметить их аналогичный характер.

Таким образом, при плотности 600-800 кг/м³ максимальная прочность газобетона составляет 14,2 и 25,3 кгс/см², соответственно.

Список литературы

1. Меркин А.П. Производство теплоизоляционных и конструктивных ячеистых бетонов по газопенной технологии // Промышленность автоклавных материалов. - ЦНИИТЭстром. - М., 1968. - Вып. 1. - 21 с.
2. Черных В.Ф. Неавтоклавный ячеистый бетон с комплексной газообразующей добавкой / В.Ф. Черных, Е.В. Чалая, Н.В. Полухина // Строительные материалы. - 1990. - № 6. - С. 23-24.
3. Пат. РФ № 2147566 МКИ6 С 04 В 38/02. Сырьевая смесь для изготовления теплоизоляционного бетона / Г.А. Денисов, Т.А. Ухова. - Опубл. 2000, Бюл. № 11.
4. Трескина Г.Е. Пылевидные отходы - эффективные наполнители для неавтоклавного газобетона / Г.Е. Трескина, Ю.Д. Чистов // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. - 2002. - № 5 - С. 10-11.
5. Лотов В.А. Влияние компонентов смеси на свойства газобетона неавтоклавного твердения / В.А. Лотов, Н.А. Митина // Сб. докл. Междунар. науч.-техн. семинара «Нетрадиционные технологии в строительстве», 25-28 мая 1999 г. - Томск: ТГАСУ, 1999. - С. 94-98.
6. Прокопец В.С. Влияние механоактивационного воздействия на активность вяжущих веществ // Строительные материалы. - 2003. - № 9. - С. 28-29.

Получено 29.01.2016

УДК 624.97.012

Б.Е. Махиев, А.В. Хапин

Восточно-Казахстанский государственный технический университет им. Д. Серикбаева,
г. Усть-Каменогорск

ОЦЕНКА СЕЙСМОБЕЗОПАСНОСТИ ДЫМОВЫХ И ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ ТРУБ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

Изменение карты общего сейсмического зонирования территории Республики Казахстан с 1.12.2005 года было вызвано сейсмическими событиями, которые произошли в последние годы. К их числу относятся: Зайсанское 1990 года, Луговское 2003 года и Алтайское 2003 года землетрясения. Наибольшую угрозу землетрясение представляет для Усть-Каменогорска, расположенного в Иртышской сейсмогенерирующей зоне с магнитудами землетрясений от 4,5 до 5,5 баллов по шкале Ч.Ф. Рихтера. Это соответствует интенсивности колебаний, равной 7 баллам по действующей в Республике Казахстан сейсмической шкале MSK-64(К) [1]. Наличие опасных производств на промышленных предприятиях города и их концентрация в одном месте могут спровоцировать экологическую катастрофу.

Особую опасность землетрясения представляют для промышленных объектов, повреждения которых угрожают тяжелыми социальными последствиями. К их числу относятся

наиболее уязвимые высокие сооружения – дымовые и вентиляционные трубы, без которых невозможны технологические процессы на предприятиях цветной металлургии и тепловой энергетики. Например, повреждения дымовых труб ТЭЦ при землетрясении в зимний период могут вызвать срыв теплоснабжения и в условиях нашего климата заморозить город. Следовательно, высотные сооружения должны быть в сфере повышенного внимания департаментов чрезвычайных ситуаций и органов государственного технического надзора.

В лаборатории надежности и долговечности строительных конструкций с середины восьмидесятых годов проводились работы по обследованию технического состояния вентиляционных и дымовых труб. После изменения карты общего сейсмического зонирования при таких обследованиях проводятся проверочные расчеты труб на особе сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия идается оценка их сейсмобезопасности.

В соответствии с нормами проектирования [2] оценка сейсмобезопасности предусмотрена только для зданий существующей застройки. Она включает два этапа: первый – проверка соответствия объемно-планировочных и конструктивных решений обязательным требованиям и второй – проверка соответствия расчетным требованиям действующих норм [2]. При этом соответствие расчетным требованиям устанавливается с помощью коэффициента r_s , определяемого по формуле

$$r_s = \frac{W}{F}, \quad (1)$$

где W - показатель, характеризующий фактическую несущую способность конструктивной системы; F - показатель, характеризующий требуемую несущую способность.

Значения коэффициента r_s зависят от назначения и ответственности зданий (табл. 10.1 [2]). Для особо ответственных объектов он равен 1,0; для зданий повышенной ответственности (систем жизнеобеспечения, детских учреждений, больниц, объектов с длительным скоплением большого количества людей) – 0,8; для обычных зданий (жилых, административных, общественных) – 0,5.

Аналогичную методику не представляется возможным применить для дымовых и вентиляционных труб, так как нормы проектирования [2] не содержат конструктивных требований для таких сооружений.

В связи с этим разработанная нами методика на первом этапе включала анализ способности материала трубы воспринимать знакопеременные напряжения растяжения и сжатия.

По конструкции большинство труб можно разделить на три вида: монолитные железобетонные, стальные и кирпичные. Первые два вида состоят из материалов, способных воспринимать изгибающие моменты и растягивающие напряжения. Что касается кирпичных труб, то несущая способность кладки на растяжение по неперевязанным швам ничтожно мала по сравнению с железобетоном и сталью. Как показали расчёты, даже при минимальной интенсивности землетрясения, равной 7 баллам, растягивающие напряжения превышают временное сопротивление $R_{nt} = 12$ кПа ($1,2$ кгс/см 2). Расчётное сопротивление в этом случае еще меньше. Согласно п. 7.94 норм проектирования [2] оно равно:

$$R_t = 0,45 \cdot R_{nt} = 0,45 \cdot 1,2 = 0,54 \text{ кгс/см}^2. \quad (2)$$

Иными словами, можно без расчета несущей способности считать кирпичные трубы сейсмоопасными.

Железобетонные и стальные трубы, материал которых может воспринимать растягивающие напряжения, можно считать соответствующими конструктивным требованиям сейсмостойкого строительства. Для них на втором этапе выполнялась расчетная проверка

несущей способности в соответствии с требованиями действующих норм проектирования. Она включала два расчета: первый – проверка устойчивости трубы на опрокидывание фундамента, и второй – проверка прочности ствола на изгиб.

Проверка устойчивости на опрокидывание выполнялась с учетом норм проектирования [2, 3] в такой последовательности. Вначале в соответствии с [2] по спектральному методу определяются действующие на трубу сейсмические нагрузки. Они представляются в виде распределенных горизонтальных нагрузок q_{sk} , зависящих от погонного собственного веса ствола трубы q_k^p :

$$Q_{sk} = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot q_{sok}, \quad (3)$$

$$q_{sok} = q_k^p \cdot A \cdot \beta_i \cdot K_o \cdot K_\psi \cdot \eta_{ik}. \quad (4)$$

Здесь K_1 – коэффициент, учитывающий ответственность сооружения, принимаемый по таблице 5.2, п. 2 [2]; K_2 – коэффициент редукции, учитывающий конструктивное решение сооружения, определяется по таблице 5.4 [2]; K_3 – коэффициент, учитывающий высоту сооружения (п. 5.24 [2]); q_{sok} – погонная горизонтальная сейсмическая нагрузка в предположении упругого деформирования конструкций; A – коэффициент сейсмичности, определяется по табл. 5.5 [2]; K_o – коэффициент, учитывающий грунтовые условия площадки строительства, принимаемый по таблице 5.6 [2]; $K_\psi = 1$ – коэффициент, учитывающий способность сооружения к рассеиванию сейсмической энергии (табл. 5.24 [2]); $\beta \cdot \eta_{ik} = 5$ – произведение динамического коэффициента на коэффициент формы колебаний согласно п. 5.24 [2].

Затем на основании статического расчета можно вычислить опрокидывающий M_{on} и удерживающий $M_{y\partial}$ моменты. Их следует определять относительно точки поворота, которая совпадает с краем подошвы фундамента, создающим наибольшее сжимающее напряжение в грунтовом основании. Соотношение удерживающего и опрокидывающего моментов характеризует запас устойчивости, который должен быть не менее коэффициента устойчивости K_y :

$$\frac{M_{y\partial}}{M_{on}} \geq K_y. \quad (5)$$

Его величина зависит от уровня ответственности трубы, категории грунтов по сейсмическим свойствам и повторяемости землетрясений расчетной интенсивности. На основе анализа нормативных документов [2-4] значение коэффициента устойчивости может быть представлено в виде

$$K_y = \frac{\gamma_n}{\gamma_{c,ed}}, \quad (6)$$

где γ_n – коэффициент надежности по назначению, зависящий от уровня ответственности трубы [4]. При высоте 100 м и более уровень ответственности I, $\gamma_n = 1,2$; при высоте менее 100 м уровень ответственности II, $\gamma_n = 1,15$ согласно п. 2.58 [3]; $\gamma_{c,ed}$ – сейсмический коэффициент условий работы. В соответствии с п. 10.3 [3] его принимают равным 1,0; 0,8; 0,6 для грунтов I, II и III категорий по сейсмическим свойствам. При этом для труб,озвезденных в районах с повторяемостью землетрясений 1, 2, 3, значение $\gamma_{c,ed}$ следует умножать на 0,85; 1,0 и 1,15, соответственно.

В этом случае в формуле (1) для определения коэффициента r_s надо принимать следующие значения параметров:

$$W = \frac{M_{y\delta}}{M_{on}}, \quad F = K_y, \quad (7)$$

тогда

$$r_s = \frac{M_{y\delta}}{M_{on} \cdot K_y} = \frac{M_{y\delta} \cdot \gamma_{c,ed}}{M_{on} \cdot \gamma_n}. \quad (8)$$

Труба будет сейсмобезопасной, если коэффициент $r_s \geq 0,8$ согласно табл. 10.1 норм проектирования [2].

Второй расчет включает проверку прочности ствола трубы из условия изгиба. Трубы, как правило, имеют переменное сечение по высоте, причём размеры сечения меняются ступенчато. Поэтому в расчете трубу делят на участки, в пределах которых сечение будет постоянным. Для каждого участка определяются расчётные усилия – изгибающий момент и нормальная сила при действии особого сочетания нагрузок. Проверка прочности производится для каждого участка отдельно; она ведется по соответствующим нормативным документам (например для труб из монолитного железобетона - по [5]).

В качестве примера приведем результаты оценки сейсмобезопасности дымовой трубы Усть-Каменогорской ТЭЦ. Оболочка трубы - железобетонная, переменной толщины – от 450 до 200 мм. Образующая оболочки имеет переменный уклон, увеличивающийся сверху вниз. В качестве материала оболочки применен бетон марки М300. Футеровка ствола выполнена из кислотоупорного кирпича на кислотоупорной замазке; теплоизоляция – из керамического обыкновенного кирпича марки М100 на цементно-песчаном растворе. Фундамент трубы - монолитный железобетонный плитного типа; глубина заложения подошвы - 6,5 м, диаметр плиты - 27,5 м. Сейсмичность района строительства - 7 баллов, категория грунтов по сейсмическим свойствам - II, уровень ответственности - I, высота трубы - 180 м.

На рис. 1 показан общий вид трубы, эпюра погонной расчетной вертикальной нагрузки и эпюра погонной сейсмической нагрузки.

Опрокидывающий момент на уровне подошвы фундамента с учетом ее заглубления на 6,5 м от действия горизонтальной сейсмической нагрузки получился равным 241 681,6 тс·м. Удерживающий момент от собственного веса ствола, футеровки, утеплителя, фундамента и грунта на его уступах составил 262 693,75 тс·м. Коэффициент надежности по назначению для I уровня ответственности при высоте трубы более 100 м равен $\gamma_n = 1,2$; сейсмический коэффициент условий работы для грунтов II категории $\gamma_{c,ed} = 0,8$; поправочный коэффициент при повторяемости 2 равен 1,0. Проверяем условие сейсмобезопасности по формуле (8):

$$R_s = \frac{262\ 693,75 \cdot 0,8}{241\ 681,6 \cdot 1,2} = 0,725 < 0,8. \quad (9)$$

Следовательно, сейсмобезопасность по условию общей устойчивости против опрокидывания не обеспечивается.

Последовательность проверки прочности ствола в пределах каждого участка, имеющего постоянное сечение, была следующей. Вначале для каждого участка на основании статического расчета определяли изгибающий момент M и нормальную силу N . Затем находили расчетный изгибающий момент с учетом случайного эксцентризитета согласно п. 1.21 норм проектирования [5]:

$$M_p = N \cdot e_o, \quad (10)$$

где $e_o = \frac{M}{N} + e_a$; e_a – случайный эксцентрикитет, равный 1/30 наружного диаметра оболочки.

Фактическую несущую способность $[M]$ вычисляли согласно норм проектирования [5] по формуле (40), как для внецентренно сжатого элемента, имеющего кольцевое сечение.

В результате такого расчета для каждого участка были найдены показатель, характеризующий фактическую несущую способность $W = [M]$ и показатель, характеризующий требуемую несущую способность $F = M_p$. Коэффициент r_s , устанавливающий соответствие расчетным требованиям, равен

$$r_s = \frac{W}{F} = \frac{[M]}{M_p}. \quad (11)$$

На основании выполненного расчета было установлено, что для участков трубы, расположенных ниже отметки 120,000 м, коэффициент $r_s < 0,8$ и является минимальным в середине высоты на отметке 90,000 м, где

$$r_s = \frac{27\,895,87}{42\,842,78} = 0,651. \quad (12)$$

Следовательно, сейсмобезопасность по условию прочности ствола не обеспечивается.

В табл. 1 приводятся результаты определения коэффициентов r_s для железобетонных дымовых труб ТЭЦ и котельных различной высоты.

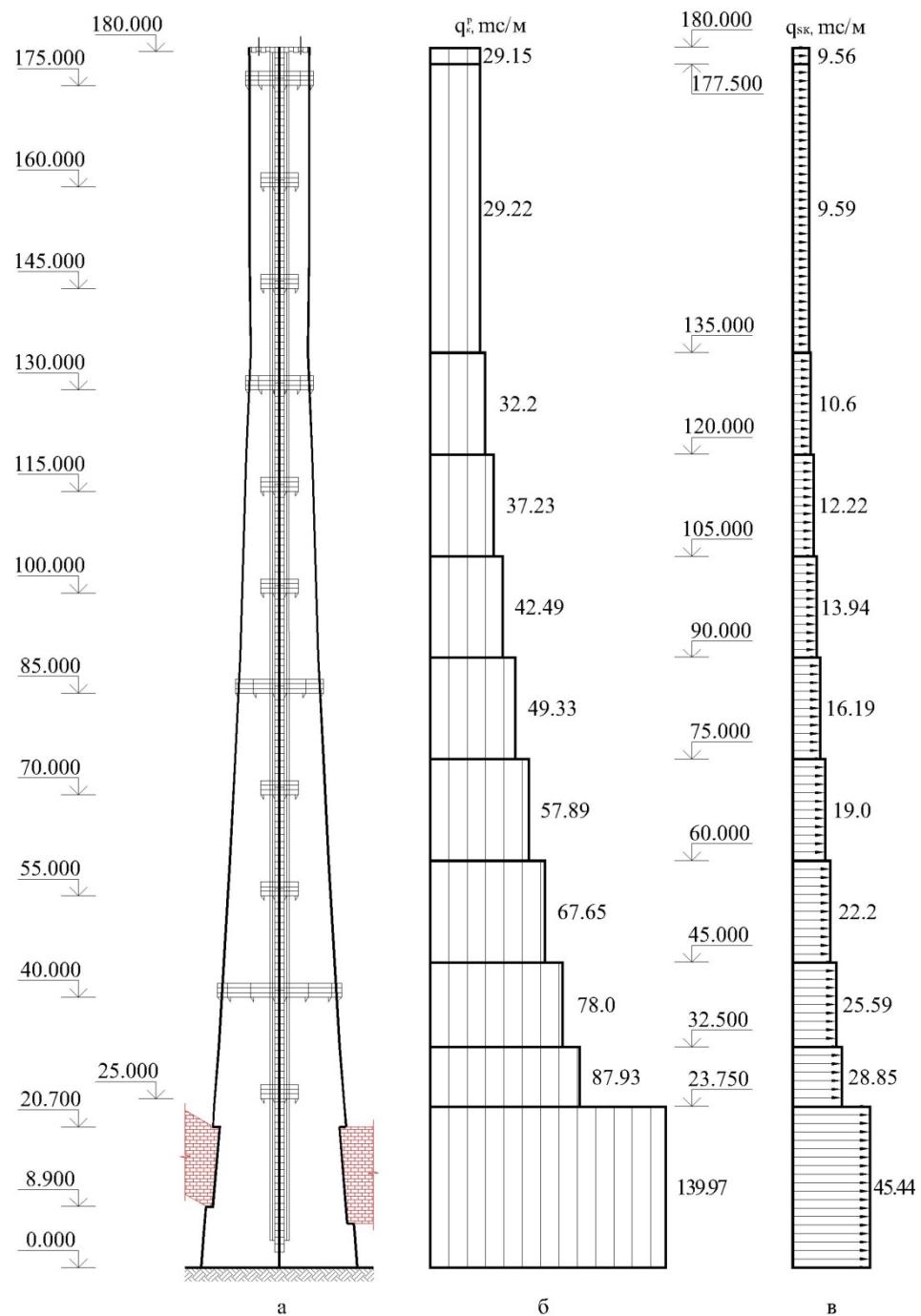


Рисунок 1 – Общий вид (а), эпюра погонной вертикальной (б) и горизонтальной сейсмической нагрузки (в)

Таблица 1

Результаты оценки сейсмобезопасности железобетонных труб

Высота,	Расчет	Расчет	Оценка
---------	--------	--------	--------

M	на опрокидывание фундамента		на прочность ствола		сейсмобезопасности		
	Изгибающие моменты, тс·м		r_s	Изгибающие моменты, тс·м			
	M_{on}	$M_{уд}$		[M]	M_p		
90	18 756,5	20 728,6	0,769	7 467	11 872,5	0,629	не обеспечивается
100	42 157,8	53 834	0,851	13 807,2	16 817,5	0,821	обеспечивается
180	241 681,6	262 693,8	0,725	27 895,9	42 842,8	0,651	не обеспечивается

Представляет интерес выполнение инженерного расчета несущей способности стволов кирпичных дымовых труб. Для них сейсмическая нагрузка вызывает большие эксцентрикитеты вертикальных сжимающих сил, превышающие радиус ядра сечения. Появляющееся растяжение в кладке, как правило, многократно превышает не только расчетное, но и временное сопротивление растяжению по неперевязанным швам, поэтому коэффициент $r_s \ll 0,8$.

Определение краевых растягивающих напряжений при одновременном действии изгибающего момента M и нормальной силы N производилось по формуле

$$\sigma = -\frac{N}{A} + \frac{M}{W}, \quad (13)$$

где $A = \frac{\pi \cdot (D^2 - d^2)}{4}$ - площадь кольцевого сечения трубы, см²; D и d – максимальный и

минимальный диаметры сечения, см; $W = \frac{\pi \cdot (D^4 - d^4)}{32 \cdot D}$ - момент сопротивления кольцевового сечения, см³.

Полученные напряжения сравнивались с расчетным сопротивлением кладки осевому растяжению R_t , которое, согласно п. 7.94 [2], должно быть не менее 0,54 кгс/см². Коэффициент r_s в этом случае вычисляется по формуле

$$R_s = \frac{R_t}{\sigma}. \quad (14)$$

Результаты расчета приводятся в табл. 2.

Таблица 2

Результаты оценки сейсмобезопасности кирпичных труб

Высота, м	Расчет на опрокидывание фундамента		Расчет на прочность ствола			Оценка сейсмобезопасности	
	Изгибающие моменты, тс·м		r_s	Напряжения, МПа			
	$M_{оп}$	$M_{уд}$		R	σ		
30	1 008,8	1 408,9	0,971	0,54	13,23	0,041	не обеспечивается
45	3 460,9	2 716,7	0,546	0,54	22,31	0,024	не обеспечивается

Они свидетельствуют, что коэффициенты r_s из условия прочности ствола имеют очень низкие значения. Расчеты показали, что обеспечение прочности кладки дымовых труб требует увеличения их диаметра примерно до 1/4 высоты, что является нереальным.

По этой причине строительство кирпичных дымовых труб в сейсмоопасных районах должно быть исключено.

Список литературы

1. СН РК 2.03-28-2004. Шкала для оценки интенсивности землетрясений MSK-64 (К) / Комитет по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Министерства индустрии и торговли РК. - Алматы, 2004. - 16 с.
2. СНиП РК 2.03-30-2006. Строительство в сейсмических районах / Комитет по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Министерства индустрии и торговли Республики Казахстан. - Алматы, 2006. - 80 с.
3. СНиП РК 5.01-01-2002. Основания зданий и сооружений / Комитет по делам строительства и ЖКХ Министерства индустрии и торговли РК. - Астана, 2002. - 82 с.
4. РДС РК 1.02-04-2013. Отнесение объектов строительства и градостроительного планирования территорий к уровням ответственности / Комитет по делам строительства жилищно-коммунального хозяйства Министерства регионального развития РК. - Астана, 2013. - 10 с.
5. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. - 80 с.

Получено 29.01.2016

по страницам



ЭЛЕКТРИЧЕСКИЙ ЗАБОР ОТ АКУЛ

Южноафриканские ученые установили в море у Кейптауна систему проводов для отпугивания акул. От кабеля, уложенного на дно моря, поднимаются вверх провода, поддерживаемые в вертикальном положении поплавками. Провода создают в воде электрическое поле, которое улавливается электрочувствительными органами акул, и этот необычный раздражитель заставляет хищников держаться подальше от берега. На ночь систему выключают, так как по ночам на пляжах ЮАР никто не купается.

«Наука и жизнь» № 1, 2016