

О. А. РОЧНЯК

РАЦИОНАЛЬНАЯ КОНСТРУКЦИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Конструктивное решение каркасов производственных сельскохозяйственных зданий с применением сборных железобетонных трехшарнирных рам по сравнению со стоечно-балочной системой имеет лучшие показатели по расходу материалов, стоимости «в деле», приведенным затратам. Однако номенклатура рамных конструкций в настоящее время не упорядочена, в результате чего в практике сельского строительства находят применение различные типы рам, отличающиеся формой поперечного сечения (прямоугольные, двутавровые, тавровые); насыщенностью арматурой (в том числе конструктивной); технологическими параметрами изготовления. Необходимость отбора для массового применения наиболее рациональных, обладающих лучшими технико-экономическими показателями конструкций рам очевидна. Результаты работ, выполненных на кафедре железобетонных конструкций, могут явиться основанием для такого отбора рам пролетом 18 м.

В системе Межколхозстроя для производственных сельскохозяйственных зданий пролетом 18 м применяются железобетонные рамы двух марок — Р18.0-2 и Р18-6, конструкции которых разработаны под одну и ту же расчетную нагрузку — 2000 кгс/м. Основные технико-экономические показатели их приведены в табл. 1, из данных которой следует, что на раму марки Р18-6 расходуется бетона на 0,06 м³ больше, чем на раму Р18.0-2, однако по затратам металла первая рама на 20% экономичнее второй. Таким образом, конструкция рамы Р18-6 имеет преимущества: она менее металлоемка, более технологична, так как форма поперечного сечения проста, расход металла на оснастку и опалубку приблизительно на 30% меньше.

Эксплуатационные характеристики этих марок рам установлены путем испытания опытных экземпляров натуральных образцов.

Таблица 1

Основные технико-экономические показатели
конструкции рам с пролетом 18 м

Марка рамы	Расчетная нагрузка, кгс/м	Форма сечения ригеля	Форма сечения стойки	Марка бетона	Масса, кг	Объем бетона, м ³	Расход стали, кг
Р18.0-2	2000	Тавровая	Двутавровая	300	2400	0,97	318,3
Р18-6	2000	Прямоугольная	Прямоугольная	300	2450	1,03	256,2

При подготовке к испытаниям устанавливались опалубочные размеры; толщина защитного слоя (измерялась с помощью прибора ИЗС-2); шаг поперечной арматуры (месторасположение поперечной арматуры, установленное прибором ИЗС-2, наносилось на внешней поверхности полурам и сличалось с проектным); прочность бетона по длине полурам определялась с использованием ультразвуковой аппаратуры и эталонного молотка.

Испытание рам, собранных из двух полурам, осуществлялось в горизонтальном положении в соответствии с требованиями ГОСТ 8829—66 «Изделия железобетонные сборные. Методы испытаний и оценки прочности, жесткости и трещиностойкости» и рабочими чертежами конструкций. Опирали рамы выполнялось шарнирно-неподвижным, путем установки стоек полурам в гнезда опорной части силовой стенки. Устройство конькового шарнира соответствовало условиям работы в натуре. Горизонтальность рам в течение всего времени испытаний контролировалась нивелиром. Изгиб в вертикальной плоскости был исключен, так как расстояние между железобетонными опорными шпалами составляло 1,3—1,1 м.

Ригель рамы загружался симметричной нагрузкой шестью гидродомкратами через металлические распределительные рамки таким образом, чтобы количество сосредоточенных грузов в пролете полурам составляло шесть, обеспечивая проектные усилия в конструкции рам. Режим загрузки соответствовал ГОСТ 8829—66 и был кратковременным ступенчатым; каждая из нагрузок не превышала 10% (200 кгс/м) от контрольной. Скорость приложения каждой ступени составляла 1—2 мин, выдержка после ступени — 20—30 мин, за время которой снимались показания по приборам, велся контроль за появлением и шириной раскрытия трещин. Прогибы измерялись прогибомерами системы Аистова с ценой деления 0,001 мм, измерение перемещений производилось дважды — непосредственно после приложения ступени нагрузки и перед последующим нагружением. Ширина раскрытия трещин определялась с помощью отсчитывающего микроскопа с 24-кратным увеличением: нормальных трещин — на уровне нижнего ряда арматуры; наклонных трещин — в местах максимального раскрытия. Ширина раскрытия трещин контролировалась при нормативной нагрузке. Допускаемая кратковременная ширина раскрытия трещин (табл. 6 СНиП П-28-73 «Защита строительных конструкций от коррозии») для железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой, эксплуатируемых в среднеагрессивной среде, — 0,15 мм, в слабоагрессивной среде — 0,20 мм. Для изделий, в которых ширина раскрытия трещин при эксплуатации не должна превышать 0,2 мм, ГОСТ 8829—66 устанавливает контрольную ширину раскрытия равной 0,1 мм.

Результаты испытания рамы Р18.0-2. Прочность бетона по длине полурам и по высоте сечений показана на рис. 1.

Исчерпание несущей способности рамы произошло при равномерной нагрузке 2900 кгс/м. Разрушился ригель левой полурамы по нормальному сечению на расстоянии 2,6 м от гребневого шар-

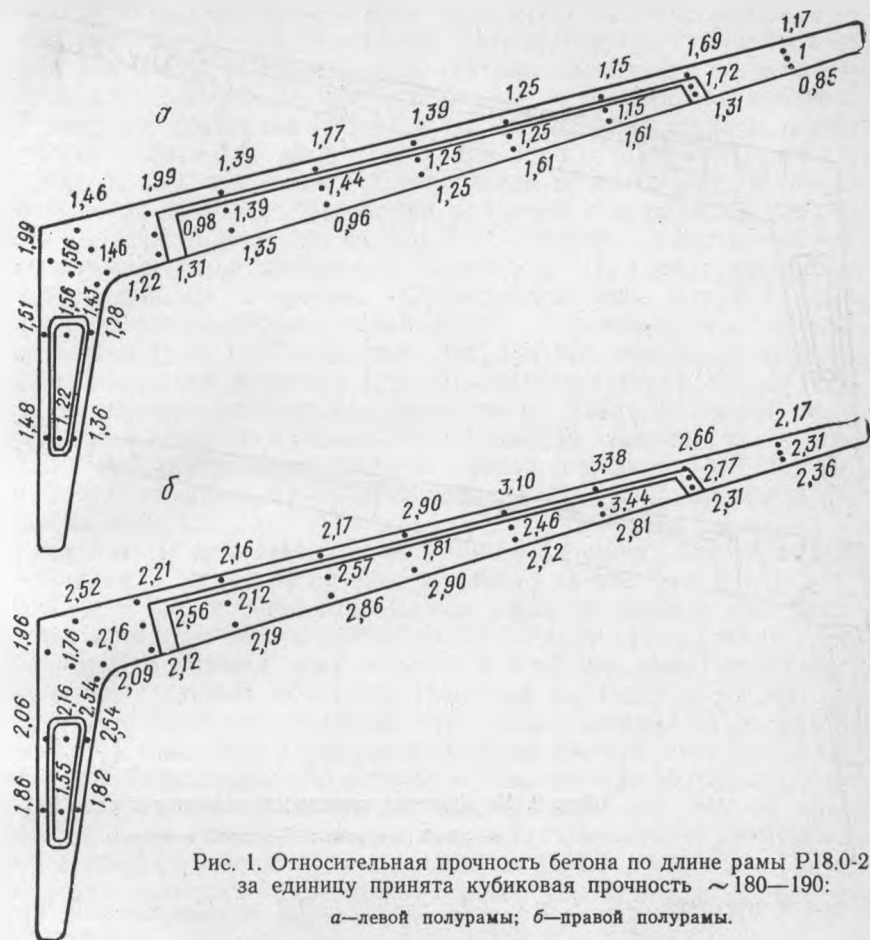


Рис. 1. Относительная прочность бетона по длине рамы P18.0-2; за единицу принята кубиковая прочность $\sim 180-190$:

а—левой полурамы; б—правой полурамы.

нира. Плавный характер развития критической нормальной трещины, чрезмерная ширина ее раскрытия (12 мм) и быстрое уменьшение высоты сжатой зоны перед разрушением бетона свидетельствуют о том, что при нагрузках, близких к разрушению, напряжения в продольной растянутой арматуре достигли расчетных сопротивлений. Характеру разрушения соответствует значение $S=1,4$ (табл. 2 ГОСТ 8829—66). Таким образом, по показателю прочности конструкция рамы соответствовала проектным данным $\left(\frac{2900 \text{ кгс/м}}{1,4} = 2000 \text{ кгс/м} \right)$.

Оценка жесткости произведена по величине максимального прогиба ригелей и перемещению гребневого шарнира от воздействия нормативной нагрузки ($q^n = 1800 \text{ кгс/м}$). Максимальный измеренный прогиб ригеля был отмечен на расстоянии 3 м от конька и составил для одного из ригелей $f_1 = 0,95 \text{ см}$, для другого $f_2 = 1,27 \text{ см}$, или

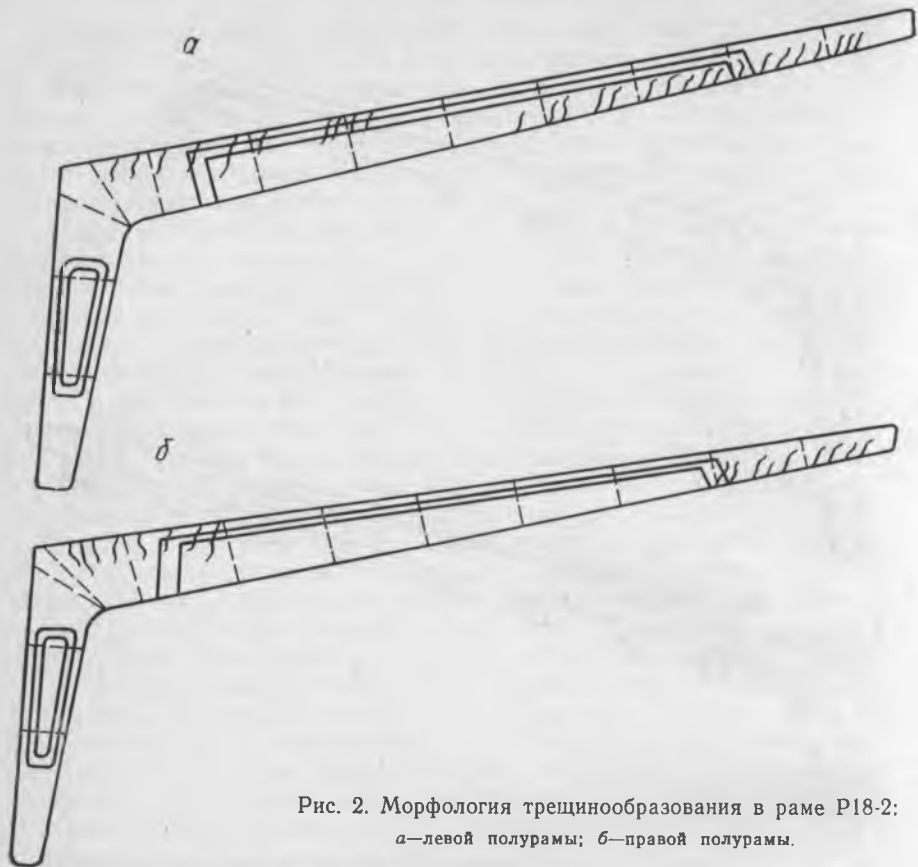


Рис. 2. Морфология трещинообразования в раме P18-2:
а—левой полурамы; б—правой полурамы.

в долях пролета $\frac{1}{950} l_0$ и $\frac{1}{707} l_0$, где $l_0 = 9,0$ м. Предельный прогиб для рассматриваемых железобетонных элементов при $l_0 > 7,5$ м, согласно СНиП 11-21-75, составляет $\frac{1}{250} l_0$. Таким образом, опытные прогибы в несколько раз меньше предельных значений. Перемещение гребневого шарнира при нормативной нагрузке составило 1,04 см, или $\frac{1}{1730} l_0$ ($l_0 = 18$ м).

Ширина раскрытия трещин контролировалась при нормативной нагрузке $q^H = 1800$ кгс/м для нормальных сечений — на уровне центра тяжести нижнего ряда рабочей арматуры; наклонных сечений — в местах максимального раскрытия. Образование первых трещин в левой полураме произошло в ригеле в зоне действия максимальных изгибающих моментов при погонной нагрузке 800 кгс/м. Одной из причин трещинообразования явилась низкая и неравномерная по длине ригеля прочность бетона (рис. 1). При нагрузке 1000 кгс/м было отмечено образование волосных трещин

(менее 0,05 мм) в ригеле в зоне отрицательных моментов и в узле сопряжения ригеля со стойкой. Морфология трещинообразования в левой полураме при нормативной нагрузке показана на рис. 2, а. Максимальная ширина раскрытия трещин при контрольной нагрузке составила 0,09—0,1 мм. В правой полураме первые трещины ($a_T=0,05$ мм) появились при погонной нагрузке 1000 кгс/м на 2-метровом участке ригеля от гребневого шарнира. Морфология трещинообразования в правой полураме при нормативной нагрузке показана на рис. 2, б. Следует отметить, что зона максимальных положительных моментов (при контрольной нагрузке) свободна от трещин. Объясняется это высокой прочностью и, следовательно, повышенным сопротивлением растяжению бетона (рис. 1). Отклонение направления трещин от нормали к продольной оси элемента (рис. 2) свидетельствует, что их образование явилось результатом совместного действия изгибающих моментов и поперечных сил. Максимальная ширина раскрытия трещин при контрольной нагрузке оказалась равной 0,1 мм. При нагрузках, близких к разрушающим,— 2800 кгс/м трещины раскрылись до 10 мм.

Результаты испытания рамы Р18-6. Прочность бетона по длине полурам и по высоте сечений показана на рис. 3, а и 3, б.

Исчерпание несущей способности рамы произошло при равномерной погонной нагрузке 3200 кгс/м. Разрушился ригель левой полурамы по нормальному сечению в зоне действия максимальных положительных моментов. Плавный характер развития критической нормальной трещины, чрезмерная ширина ее раскрытия (~ 12 мм) и быстрое уменьшение высоты сжатой зоны перед разрушением бетона свидетельствуют о том, что при нагрузках, близких к разрушению, напряжения в продольной растянутой арматуре достигли расчетных сопротивлений. Характеру разрушения соответствует значение $C=1,4$ (табл. 2, ГОСТ 8829—66). По показателям прочности конструкция рамы соответствовала проектным данным $\left(\frac{3200 \text{ кгс/м}}{1,4} = 2000 \text{ кгс/м} \right)$.

Оценка жесткости рамы также произведена по величине максимального прогиба ригелей и перемещению гребневого шарнира от воздействия нормативной нагрузки ($q^H = 1800$ кгс/м). Максимальный прогиб ригеля был отмечен на расстоянии ~ 4 м от конька и составил для одного из ригелей $f_1 = 2,0$ см, для другого — $f_2 = 1,57$ см, или в долях пролета $\frac{1}{450} l_0$ и $\frac{1}{575} l_0$ ($l_0 = 9,0$ м). Таким образом, опытные прогибы в несколько раз меньше предельных значений. Перемещение гребневого шарнира при нормативной нагрузке составило 0,14 см, или $\frac{1}{1285} l_0$. Ширина раскрытия трещин контролировалась при нормативной нагрузке $q^H = 1800$ кгс/м.

В левой полураме первые трещины ($a_T=0,05$ мм) появились при погонной нагрузке 1000 кгс/м в узле сопряжения ригеля со стойкой. Морфология трещинообразования в левой полураме

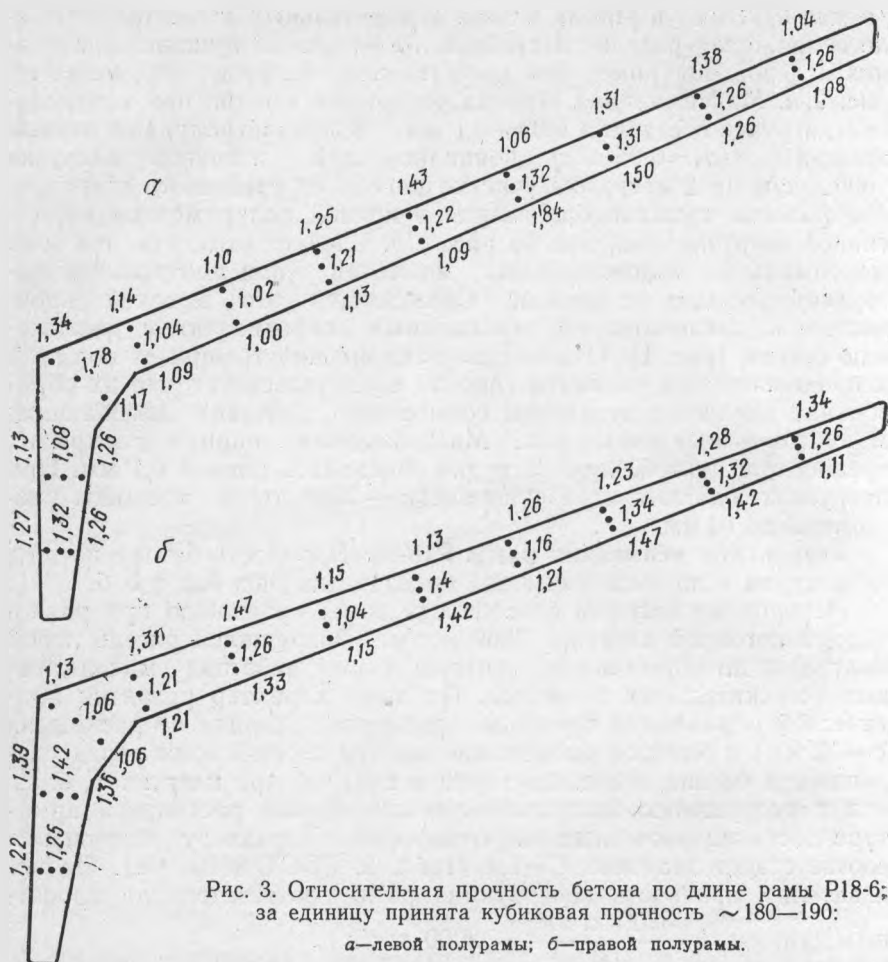


Рис. 3. Относительная прочность бетона по длине рамы P18-6; за единицу принята кубиковая прочность $\sim 180-190$:

а—левой полурамы; б—правой полурамы.

при нормативной нагрузке показана на рис. 4, а. Образование первых трещин в правой полураме произошло в узле сопряжения при погонной нагрузке 800 кгс/м. При этой же нагрузке было отмечено появление косых трещин в середине пролета ригеля, одной из причин их образования явилась низкая и неравномерная прочность в этой зоне. При нагрузке 1000 кгс/м волосные трещины появились в ригеле в зоне положительных моментов. Морфология трещинообразования в правой полураме при нормативной нагрузке показана на рис. 4, б.

Образование первых трещин в правой полураме произошло в узле сопряжения при погонной нагрузке 800 кгс/м. При этой же нагрузке было отмечено появление косых трещин в середине пролета ригеля, одной из причин их образования явилась низкая и неравномерная прочность в этой зоне. При нагрузке 1000 кгс/м волосные трещины появились в ригеле в зоне положительных мо-

ментов. Максимальная ширина раскрытия трещин при контрольной нагрузке была 0,1 мм. При нагрузках, близких к разрушающим (~ 3100 кгс/м), критические трещины раскрылись до 10 мм.

Выводы по экспериментальным данным. Результаты экспериментальных исследований позволяют сделать следующие выводы.

Несмотря на то что в величинах несущей способности и деформативности натуральных образцов двух марок железобетонных рам с тавровым (рама Р18.0-2) и прямоугольным (рама Р18-6) поперечным сечением, запроектированных для восприятия одинаковой нагрузки (2000 кгс/м), нет резкого отличия, эксплуатационные качества рамы Р18-6 с точки зрения морфологии трещинообразования оказались выше. Это обстоятельство объясняется прежде всего более равномерной структурой (следовательно, прочностью и растяжимостью) бетона как по длине, так и по высоте сечений, что характерно для конструкций с простой, в данном случае прямоугольной, формой поперечного сечения. Отсутствие в сечении входящих углов позволяет предотвратить расслаивание бетонной смеси при ее уплотнении и тем самым добиться однородности бетона, что улучшает в целом морфологию трещинообразования в эксплуатационных условиях.

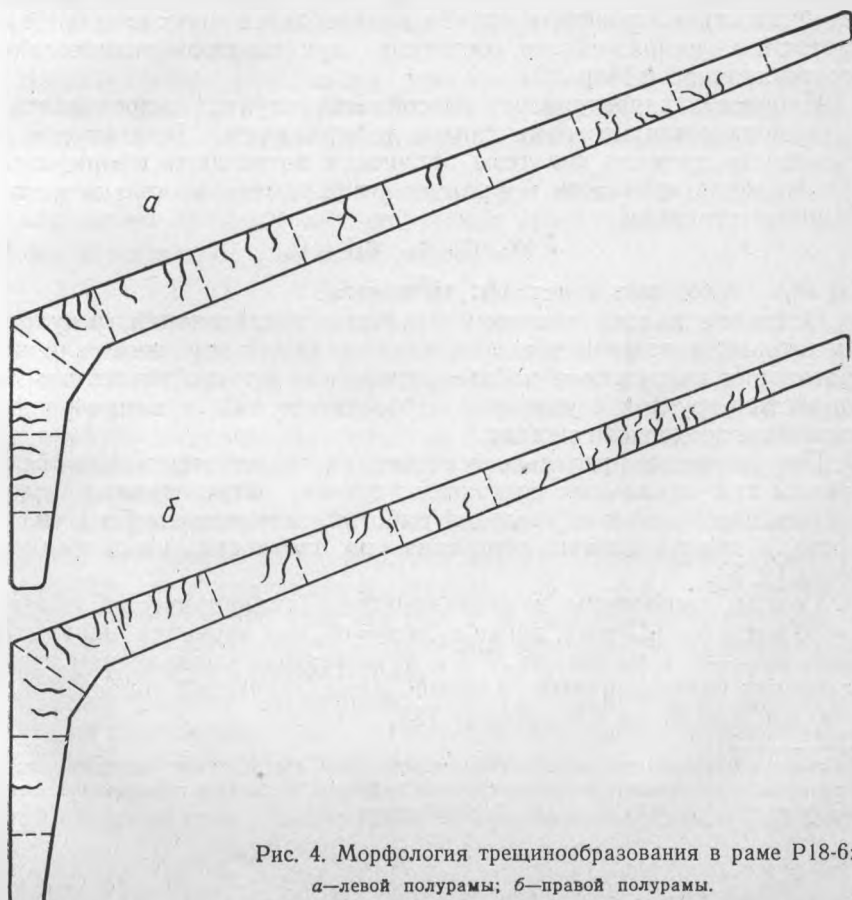


Рис. 4. Морфология трещинообразования в раме Р18-6:

а—левой полурамы; б—правой полурамы.

На раму с прямоугольным сечением элементов (Р18-6) расходуется на 0,06 м³ бетона больше, чем на раму с тавровым сечением (Р18.0-2); однако первая менее металлоемка на 62,1 кгс; экономия металла достигается за счет уменьшения количества конструктивной арматуры.

Расход металла на оснастку и опалубку рамы Р18-6 на 30% меньше, чем рамы Р18.0-2.

На основании вышеизложенного для массового применения следует рекомендовать железобетонные трехшарнирные рамы с прямоугольным сечением элементов.

УДК 624.131.376.5

В. Г. ФЕДОРОВ

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ ПЕСЧАНЫХ И ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ *

Расчет оснований сельскохозяйственных зданий и сооружений ведется по двум предельным состояниям. Оценка устойчивости и прочности грунта производится на основании рассмотрения напряженного состояния предельного равновесия и теории прочности Мора.

Прочность характеризует способность грунта сопротивляться разрушению или неограниченным деформациям. Выдвинутые до последнего времени гипотезы прочности позволяют сформулировать условие прочности в функции от параметров только напряженного состояния

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, m_i) = 0, \quad (1)$$

где m_i — некоторые константы материала.

Основная задача экспериментальных исследований, результаты которых изложены в статье, заключалась в изучении влияния траектории нагружения на закономерности прочности песчаных и глинистых грунтов в условиях пространственного напряженного состояния трехосного сжатия.

При изучении предельного состояния экспериментально обследованы три начальных состояния супеси, определяемых плотностью, влажностью и удельной работой, затрачиваемой на уплотнение, и два начальных состояния по плотности неоднородного песка [2, 3].

Опыты выполнены в стабилometре (цилиндрический образец $d=60$ мм и $h=127$ мм), когда $\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$ при значении параметра Лоде $\mu_\sigma = -1$, и на стенде № 1 с независимым управлением тремя главными напряжениями (полый цилиндрический образец $d_{\text{н}} = 60$ мм, $d_{\text{в}} = 35$ мм и $h = 80$ мм) [3].

* Статья составлена по результатам исследований, выполненных автором в лаборатории строительных свойств грунтов кафедры механики грунтов, оснований и фундаментов МИСИ им. В. В. Куйбышева.