

5. Anno, Y. Requirements for modeling of a snowdrift // Cold Reg. Sci. Technol. – 1984. – Vol. 8, № 3. – P. 241–252.
6. Kind, R.J. Snowdrifting: A review of modelling methods // Cold Reg. Sci. Technol. – 1986. – Vol. 12, № 3. – P. 217–228.
7. Petersen, R. Application of Physical Modeling for Assessment of Snow Loading and Drifting / R. Petersen, J. Cermak // Proceedings of First International Conference on Snow Engineering. – Santa Barbara CA: U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover NH, July, 1988. – P. 276–285.
8. Isyumov, N. Wind Tunnel Modeling of Snow Accumulations on Large Area Roofs / N. Isyumov, M. Mikitiuk // Proceedings of Second International Conference on Snow Engineering. Santa Barbara CA: U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover NH, July, 1992. – P. 181–193.
9. O'Rourke, M. Laboratory Studies of snow Drifts on Multilevel Roofs / M. O'Rourke, N. Weitman // Proceedings of second International Conference on snow Engineering. Santa Barbara CA: U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover NH, July, 1992. – P. 195–206.
10. Irwin, P.A. Model and Computer Studies of Snow Loading / P.A. Irwin, S. Gamble // Proceedings of the International Congress on Innovative Large Span Structures, Int. Assoc. Of Shell and Space Struct. and Canadian Soc. of Civ. Eng. Toronto, 1992. – P. 381–392.
11. Peterka, J.A. Roof Design Snow Loads by Wind Tunnel Test and Analysis / J.A. Peterka, W.S. Esterday // ASCE Struct. Congr. 2004.
12. Bagnold, R.A. The Physics of Blown Sand and Desert Dunes // Nature. – 1941. – Vol. 148. – P. 480–481.
13. Dyunin, A.K. Solid Flux of Snow-Bearing Air Flow // Technical Translation TT-1102, (from Russian). Ottawa: National Research Council of Canada, 1963.
14. Mellor, M. Blowing snow // Cold Regions Science and Engineering, Part III, Section A3C. Hanover, NH: U S Army Cold Region Research and Engineering Laboratory, 1965.
15. Isyumov, N. An Approach to the Prediction of Snow Loads. University of Western Ontario, 1971.
16. Kobayashi, D. Studies of Snow Transport In Low-Level Drifting Snow* // Contrib. from Inst. Low Temp. Sci, 1972.
17. Tabler, R.D. The Geometry and Density of Drifts Formed by Snow Fences // J. Glaciol. – 1980. – Vol. 26, № 94. – P. 405–419.
18. Kind, R.J. Snow Drifting, Handbook of Snow, Principles, Processes, Management and Use. D.M. Gray. Pergamon Press, 1981.
19. Schmidt, R.A. Transport rate of drifting snow and the mean wind speed profile // Boundary-Layer Meteorol, 1986.
20. Gamble, S.L. Finite area element snow loading prediction - applications and advancements / S.L. Gamble, W.W. Kochanski, P.A. Irwin // J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. – 1992. – Vol. 42, № 1–3. – P. 1537–1548.
21. Isyumov, N. Wind Tunnel Studies of Buildings and Structures // ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice. – № 67. – New York, NY: American Society of Civil Engineers, 1999.
22. Peterka, J.A. On the relaxation of saltation length as a modeling criteria for particulate transport by wind / J.A. Peterka, R.L. Petersen // J. Wind Eng. Ind. Aerodyn, 1990.
23. Kwok K.C.S. et al. Snowdrift around buildings for antarctic environment // J. Wind Eng. Ind. Aerodyn, 1992.
24. Toyoda, K. Development of a Wind Tunnel for the Study of Snowdrifting / K. Toyoda, T. Tomabechi // Proceedings of Second International Conference on Snow Engineering. Santa Barbara CA: U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover NH, July, 1992. – P. 207–214.
25. Etkin, B. The Interaction of Precipitation with Complex Flows // Proceedings of the Third International conference on Wind Effects on Buildings and Structures. Tokyo: Saikon Shuppan co. Ltd, 1971. – P. 135–143.
26. Kind, R.J. Saltation flow measurements relating to modeling of snowdrifting / R.J. Kind, S.B. Murray // J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. – 1982. – Vol. 10, № 1. – P. 89–102.
27. Irwin, P.A. Erratum: Effects of roof size, heat transfer, and climate on snow loads: studies for the 1995 NBC / P.A. Irwin, S.L. Gamble, D.A. Taylor // Can. J. Civ. Eng. – 1996. – Vol. 23, № 2. – P. 576.
28. Brooks, A. et al. Parametric Simulation of Roof Structural Snow Loads, 2016.

Материал поступил в редакцию 13.02.2018

MATSVHEYENKA Y.V. Generalized analysis of snow load simulation methods

The technical regulatory legal acts in force in the Republic of Belarus regulate the rules for determining snow loads in the design of building structures. However, when compiling these documents, generalizations were made for applicability to most standard designs. In some cases, this leads to a non-optimal design. In this article the main ways of modeling the snow load are considered. Their advantages and disadvantages are analyzed. Conclusions are made about the complexity and the possibility of implementing the data method in the design process.

УДК 624.07

Курлапов Д.В., Милютин Б.Г., Хабарков А.В.

ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТ, АРМИРОВАННЫХ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРОЙ

Введение. Техническое обследование фундаментных плит хранилищ проводилось в августе...сентябре 2015 года. На момент обследования выполнены фундаментные плиты хранилищ, выставлены стальные каркасы армирования колонн и стен строящихся сооружений. Фундаментные плиты хранилищ выполнены в феврале...апреле 2015 года. С целью уточнения геометрических размеров фундаментных плит и определения состояния фундаментных плит были выполнены визуальный осмотр и необходимые обмеры, про-

ведены инструментальные измерения. Толщина плит 0,7 м. Плиты прямоугольные в плане с размерами 30,6×40,6 м.

Анализ публикаций. Для анализа скрытых от обзора дефектов конструкций в необходимых местах были произведены вскрытия и оценка физико-механических характеристик по существующим методикам [1, 2, 3].

Для уточнения прочности бетона фундаментных были отобраны

Курлапов Дмитрий Валерьевич, к.т.н., доцент, профессор кафедры гидротехнических сооружений, строительных конструкций и механики твердого тела Военного института (инженерно-технический) Военной академии материально-технического обеспечения имени генерала армии А.В. Хрулева.

Милютин Борис Григорьевич, инженер кафедры гидротехнических сооружений, строительных конструкций и механики твердого тела Военного института (инженерно-технический) Военной академии материально-технического обеспечения имени генерала армии А.В. Хрулева.

Хабарков Андрей Владимирович, инженер кафедры гидротехнических сооружений, строительных конструкций и механики твердого тела Военного института (инженерно-технический) Военной академии материально-технического обеспечения имени генерала армии А.В. Хрулева.

Россия, ВИТУ, 224017, г. Санкт-Петербург, ул. Захарьевская, 22.

образцы (керны). Обследование грунтов основания и фундаментов производилось с помощью шурфов.

Обследуемые фундаментные плиты хранилищ расположены в Мурманской области [4].

Согласно [5], район по снеговой нагрузке – V, по ветровой – IV.

В геологическом строении района принимают участие 5 генетических типов грунтов:

- современные техногенные насыпные грунты (tQIV);
- торфяно-болотные отложения (bQIV);
- современные морские отложения (mQIV);
- верхнеплейстоценовые ледниковые отложения (qQIII);
- кристаллические горные породы архей-протерозойского возраста (γAR).

Для выявления фактического состояния фундаментной плиты хранилища были отбиты 4 шурфа, за пределами плиты глубиной 1,5...2,0 м от уровня верха фундаментной плиты и в центре плиты выбурен керн. На основании результатов лабораторных исследований грунтов основания фундаментных плит хранилищ гранулометрический состав песчано-гравийной смеси соответствует проекту. На основании результатов динамического зондирования коэффициент уплотнения грунтов основания фундаментных плит хранилищ соответствует требованиям проектной документации.

С целью выяснения конструкции, обнаружения дефектов и повреждений был произведен натурный осмотр фундаментной плиты хранилища, выполнены необходимые обмеры, местные вскрытия и зондирование конструкций фундаментов для выявления их фактического состава и технического состояния скрытых элементов. В ходе обследования производилась фотофиксация дефектов. Разбивка выработок осуществлена на основании плана фундаментной плиты хранилища, представленного заказчиком, результатов визуального осмотра фундаментной плиты с дефектами. Планово-высотная привязка выработок произведена инструментально от существующих пунктов геодезической сети и отнесена к верху фундаментной плиты хранилища. Система высот – Балтийская. За отметку 0,000 м принята отметка чистого пола первого этажа хранилища. Абсолютная отметка в Балтийской системе высот – плюс 68,450 метров.

Исследование. В процессе обследования установлено следующее.

Фундаментная плита хранилища выполнена на искусственном основании, состоящем из слоя песчано-гравийной смеси и уплотненного щебня, подстилающим грунтом является природный скальный грунт (ИГЭ-5а, ИГЭ-5б). Мощность слоя песчано-гравийной смеси – 0...0,68 метра. Мощность слоя уплотненного щебня – 0,5...0,6 метра. По результатам испытания песчано-гравийной смеси содержание песка в ПГС составляет 77,1 %, содержание гравия 22,9 %.

Динамическим зондированием установлено, что по условному сопротивлению динамическому зондированию (R_d) по глубине грунт основания однороден и относится к песчано-гравийной смеси. Обследуемая толща грунта основания составила $h = 1,6...2,3$ м. Коэффициент уплотнения соответствует проектному коэффициенту уплотнения $K_y = 0,96$.

Фундаментная плита с двойным армированием сетками из стержней диаметром 18 АСК-18-800/50. Размер ячейки сеток нижнего и верхнего армирования 200×200 мм. В местах опирания колонн для нижней сетки шаг уменьшен за счет дополнительных стержней диаметром 18 АСК-18-800/50 и размер ячейки составляет 100×100 мм [6]. Защитный слой бетона для стержней верхнего армирования составляет 30 мм, для стержней нижнего армирования – 45 мм. В соответствии с проектом класс бетона по прочности на сжатие фундаментной плиты хранилища – В25. По результатам испытания отобранных кернов прочность бетона фундаментной плиты на сжатие – В25. По периметру фундаментной плиты хранилища выполнена обмазочная гидроизоляция.

По результатам проверочных расчетов фундаментная плита хранилища имеет значительный запас прочности. Момент трещинообразования фундаментной плиты хранилища значительно превышает момент в фундаментной плите от внешней нагрузки. Осадка фундаментной плиты хранилища составляет 0,4 мм.

В ходе обследования фундаментной плиты хранилища выявлены трещины с шириной раскрытия до 0,6 мм на глубину до 500 мм (рис. 1). Трещины в фундаментной плите хранилища не силового характера и не связаны с неравномерной осадкой основания. Причиной появления трещин является неравномерная усадка бетона во время прогрева при бетонировании с отрицательной температурой наружного воздуха.

В соответствии с результатами обследования фундаментных плит хранилищ ремонт должен осуществляться инъектированием под давлением через пакеры специальных ремонтных составов с предварительной подготовкой трещин.

В состав работ по инъектированию, рассматриваемых технологической картой, входят: подготовка поверхности; установка пакеров; устройство герметизации трещины; устройство заполнения трещины составом; удаление пакеров и зачистка поверхности стен [7].

Подготовка поверхности в зонах инъектирования и лечения трещин заключается в очистке бетона до неразрушенного слоя бетона. Трещины с общим раскрытием до 1 мм могут быть очищены с помощью механизированного инструмента. После очистки трещин их следует инъектировать. Трещина, находящаяся между пакерами герметизируется для блокирования выхода инъекционной смолы во время инъектирования (например, материалом Sikadur®31, HILTI CC 412-1 или HIT-RE 500).

Инъекции проводятся двумя способами:

- с установкой внутренних пакеров в пробуренные отверстия;
- с наклейкой пакеров на трещину.

Инъекционные отверстия пробуривают с подсечением плоскости трещины под углом 30°...45° к поверхности фундаментной плиты или непосредственно в трещину. Угол наклона и глубина отверстий зависят от конкретной ситуации, однако для качественного заполнения полости трещины предпочтительнее попасть в ее середину. Для производства инъекционных работ в пробуренные отверстия устанавливают инъекторы, снабженные обратным клапаном (пакеры). Инъекторы закрепляют в отверстиях специальными резиновыми уплотнителями. В качестве инъекторов рекомендуется применять металлические разжимные пакеры диаметром 12...13 мм, с глубиной заделки до 50...80 мм. Расстояние между инъекторами (пакерами) составляет 250...400 мм (меньшее расстояние для трещин с меньшей шириной раскрытия) (рис. 2).



Рисунок 1 – Трещина в фундаментной плите хранилища. Маяк над трещиной

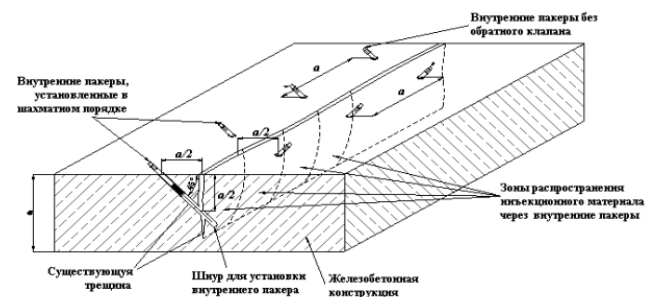


Рисунок 2 – Схема санации железобетонной конструкции

В соответствии с результатами обследования фундаментных плит хранилищ ремонт дефектов должен осуществляться инъектированием под давлением через пакеры специальных ремонтных составов с предварительной подготовкой трещин.

В состав работ по инъектированию, рассматриваемых технологической картой, входят: подготовка поверхности; установка пакеров; устройство герметизации трещины; устройство заполнения трещины составом; удаление пакеров и зачистка поверхности стен [7].

Подготовка поверхности в зонах инъектирования и лечения трещин заключается в очистке бетона до неразрушенного слоя бетона. Трещины с общим раскрытием до 1 мм могут быть очищены с помощью механизированного инструмента. После очистки трещин их следует инъектировать. Трещина, находящаяся между пакерами, герметизируется для блокирования выхода инъекционной смолы во время инъектирования (например, материалом Sikadur®31, HILTI CC 412-1 или HIT-RE 500).

Инъекции проводятся двумя способами:

- с установкой внутренних пакеров в пробуренные отверстия;
- с наклейкой пакеров на трещину.

Инъекционные отверстия пробуривают с подсечением плоскости трещины под углом 30°...45° к поверхности фундаментной плиты или непосредственно в трещину. Угол наклона и глубина отверстий зависят от конкретной ситуации, однако для качественного заполнения полости трещины предпочтительнее попасть в ее середину. Для производства инъекционных работ в пробуренные отверстия устанавливают пакеры, снабженные обратным клапаном (пакеры). Инъекторы закрепляют в отверстиях специальными резиновыми уплотнителями. В качестве инъекторов рекомендуется применять металлические разжимные пакеры диаметром 12...13 мм, с глубиной заделки до 50...80 мм. Расстояние между инъекторами (пакерами) составляет 250...400 мм (меньшее расстояние для трещин с меньшей шириной раскрытия) (рис.2).

Для ограничения расхода инъекционного раствора, трещину между пакерами зачеканивают (заклеивают) специальными растворами в соответствии с инструкцией производителя инъекционного раствора.

Вертикальные трещины всегда должны инъектироваться снизу вверх. Как только инъекционная смола начинает просачиваться из следующего (соседнего) пакера, инъекцию в данный первый следует прекратить, пакер загерметизировать. Далее переходят к следующему пакеру. По завершении инъектирования сами инъекционные каналы/пакеры, а также герметизирующий материал между каналами удаляются.

Схема технического решения санации железобетонной конструкции в зоне трещины с использованием наружных (наклеенных) пакеров представлена на рис. 3.



Рисунок 3 – Установка наклеиваемого пакера

Поверхность бетона вдоль трещины должна быть прочной, сухой на поверхности, чистой, без масла и смазки. Весь сыпучий материал и цементное молоко вдоль трещины следует убрать ручными инструментами. Продувать трещину следует сухим воздухом без смазки.

Основные работы по заделке трещин выполняют в следующем порядке:

- подготовка герметизирующего материала для заделки поверхности трещин;
- с помощью герметизирующего материала на трещину устанавливаются пакеры, оставляя отверстие для заливки полимерного состава;
- все трещине полностью заделываются герметизирующим материалом, в виде полос толщиной не менее 50×2 мм. После чего герметизирующему материалу необходимо дать застыть в течение заданного времени;
- после заливки смолы пакеры и герметизирующий материал можно снимать плоской стамеской. При необходимости, можно отшлифовать поверхность бетона шлифовальной машиной.

При использовании состава на основе микроцемента после закрепления инъекторов производится контрольное нагнетание в отверстие воды для увлажнения бетонной поверхности. Контрольное нагнетание покажет наличие гидравлической связи между пробуренными отверстиями и имеющимися трещинами, а также ориентировочный расход инъекционного состава.

Во время инъектирования часть воды будет вытесняться из порового пространства через трещины подаваемым составом. Нагнетание производят до появления состава из соседнего инъектора, после чего нагнетание производят в него.

Наблюдения ведут за каждым отверстием и результаты заносят в журнал.

При нагнетании ремонтных составов на базе полиуретановых смол должна соблюдаться следующая очередность:

- инъектирование производят общедоступными одноканальными насосами с низким, средним или высоким давлением;
- предварительное назначение предельно допустимого давления инъектирования сделано лишь приблизительно и должно обязательно проверяться пробным нагнетанием и наблюдением за раскрытием трещин по гипсовым маякам и трещиномерам. При этом необходимо особое внимание обратить на недопустимость высоких давлений, которые представляют опасность в отношении раскрытия имеющихся трещин, - особенно при нагнетании составов густой консистенции на базе микроцементов.

Результаты работ по «лечению» трещин считают удовлетворительными, в случае если:

- при визуальном осмотре отсутствует незаполненные ремонтным составом участки трещин;
- при проверке ультразвуковым прибором отсутствует наличие трещины.

В противном случае производят бурение дополнительных инъекционных отверстий и нагнетание в них ремонтных составов.

При производстве ремонтных работ выбор способов устранения дефектов в конструкции фундамента осуществляем на основании изучения и установления причин их возникновения, а также оценки их влияния на эксплуатационные показатели конструкции.

Заключение. Так как имеющиеся дефекты и повреждения не приводят к уменьшению несущей способности фундаментной плиты хранилища, техническое состояние фундаментной плиты хранилища следует признать работоспособным. Рекомендуется произвести заделку трещин, в соответствии с предложенными рекомендациями, после выполнения работ по возведению конструкций надземной части хранилища. При бетонировании стен хранилища избегать технологических швов в створе трещин фундаментной плиты хранилища. На период возведения конструкций надземной части сооружения производить мониторинг состояния фундаментной плиты хранилища.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Гроздов, В.Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений. – СПб.: Издательский Дом KN+, 2004. – 140 с.
2. Колчунов, В.И. Исследование деформирования и разрушения составных железобетонных балок в запредельных состояниях / В.И. Колчунов, А.А. Кащавцев, Н.Б. Андросова // Строительство и техногенная безопасность. – № 4(56) – 2016. – С. 76–79.
3. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений: СП13-102-203. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.

4. «Строительная климатология» Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* (с Изменением N 2): СП131.13330.2012 – М.: ФГУП ЦПП, 2012.
5. «Нагрузки и воздействия» Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*: СП20.13330.2011. – М.: ФГУП ЦПП, 2011.
6. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций: ГОСТ31938-2011 – М.: ФГУП ЦПП, 2012.
7. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами: СП 52-101-2003. – М.: НИИЖБ, Интераква.

Материал поступил в редакцию 23.04.2018

KURLAPOV D.V., MILYUTIN B.G., HABARKOV A.V. Technical inspections of the base plates reinforced by composite fittings

As a result of inspection of monolithic reinforced concrete designs of base plates of storages the defects connected with shrinkage of concrete mix at uneven warming up during concreting at negative temperatures have been found. Defects of the surveyed designs are cracks depth of more protective layer of concrete.

УДК 69.022

Демчук И.Е.

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ СДВИГЕ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНО ПЛОСКОСТИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ РАСТВОРНЫХ ШВОВ

Введение. Сдвиг каменной кладки в направлении, перпендикулярном горизонтальным швам, до настоящего времени изучен недостаточно. Еврокод 6 [1] рекомендует назначать прочность каменной кладки на сдвиг поперек горизонтальных швов, равной характеристическому значению начальной прочности кладки при сдвиге вдоль горизонтальных швов, либо принимать из имеющейся базы данных, устанавливаемой на национальном уровне.

В СНиП II-22-81 [2] используются значения прочности кладки при срезе по перевязанному сечению, зависящие только от марки кладочного изделия. Такой же подход используется в британских [3] и польских [4] нормах. Однако экспериментальные исследования показывают, что основное влияние на прочность каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов оказывает не только прочность на срез камня, но и прочность кладочных растворов, а также уровень обжатия каменной кладки [5, 6].

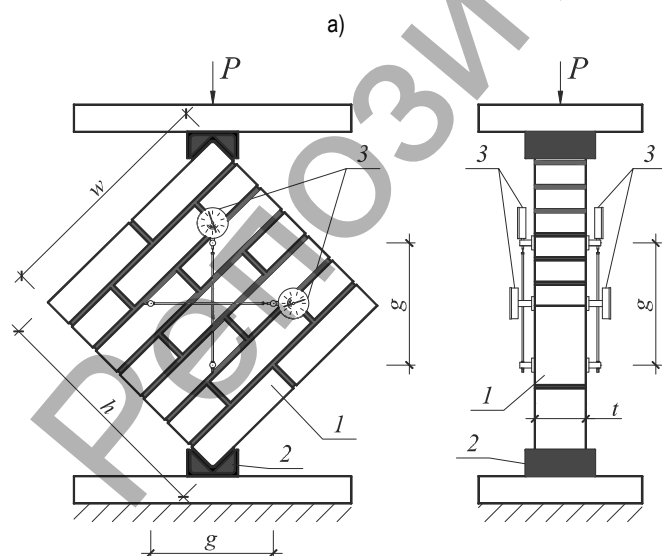
Экспериментальные исследования каменной кладки при одновременном обжатии и сдвиге поперек горизонтальных швов представляют собой сложную и трудоемкую задачу. В этой связи задачу оценки прочности кладки при сдвиге поперек горизонтальных швов с учетом ее обжатия целесообразно решать не только на основании

физических экспериментов, но и применяя методы математического моделирования процесса деформирования и разрушения каменной кладки при сдвиге [7].

В рамках настоящего исследования были проведены физические испытания образцов каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов без обжатия, получены исходные характеристики материалов кирпича и раствора для использования в математических моделях, проведено тестирование конечно-элементных моделей на результатах опытных испытаний, а также произведены расчеты КЭ-моделей образцов каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов с обжатием с последующим аналитическим анализом результатов.

Экспериментальные исследования. Испытания выполнялись на образцах каменной кладки, имеющих близкую к квадрату форму (с размером сторон около 500 мм) (см. рисунок 1). Для изготовления образцов использовались полнотелые и пустотелые (пустотность 18%) кирпичи производства ОАО "Брестский КСМ" (РБ) на стандартных растворах разной прочности при сжатии $f_m=3,1, 7,9$ и $10,9$ МПа.

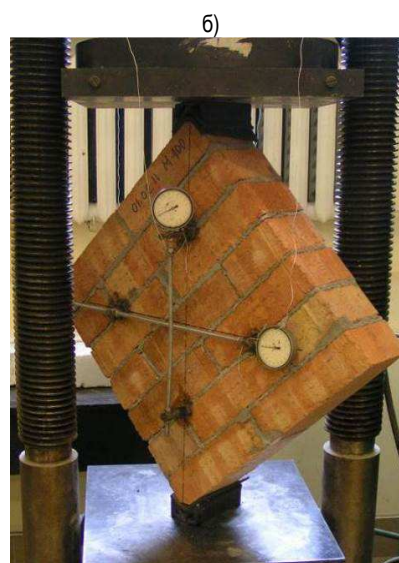
На основании испытаний определялась прочность при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов f_{v0} кладки при нулевых



1 – образец кладки; 2 – передаточный опорный башмак; 3 – индикаторы перемещений часового типа с ценой деления 0.001 мм

а) схема испытания, б) опытный образец в испытательной установке

Рисунок 1 – Испытание образца при диагональном сжатии



Демчук Игорь Евгеньевич, главный инженер проекта филиала РУП «Институт БелНИИС» – Научно-технический центр. Беларусь, 224023, г. Брест, ул. Московская, 267/2.