

том, планировкой и застройкой. Своеобразие исторических городов обусловлено не только ландшафтом, но и хорошо сохранившейся планировочной и пространственной структурой их центральных частей.

Типичными проблемными ситуациями для центров, согласно [3], являются:

- появление новых направлений в территориальном развитии города в системе расселения, «отставания» центра от города;
- возникновение новой ландшафтной ситуации, центр изолирован от ландшафта города;
- исчерпываются резервы расширения центра на сложившейся территории, центр «закрыт» капитальной застройкой. Выходом из таких проблемных ситуаций может быть:
- центр получает дополнительную ориентацию в сторону преимущественного развития города. Проектируются новые планировочные оси центра. Если планировочная ось старого центра совпадает с основным направлением развития города, то центр сохраняет главенствующее положение и получает дальнейшее развитие;
- общегородской центр развивается в направлении нового доминирующего направления ландшафта. Осваиваются новые территории под специализированные (научные, спортивные, туристические центры), при сохранении доминирующей роли ядра;
- развитие центра может характеризоваться мероприятиями в сложившемся ядре центра: архитектурно-художественные ценности, плотная опорная застройка, охранные зоны памятников архитектуры. Действие внутренних факторов проявляется через влияние традиций, большую устойчивость планировочной структуры.

Если подробнее остановиться на истории развития центра Бреста, то необходимо отметить, что город Брест – третий по древности город Беларуси после Полоцка (862г.) и Турова (980г.). Как и все древние города, Брест основан на высоком мысу. Географически городу было предназначено быть пограничным, что в дальнейшем через многие века, войны и разрухи, через жестокие испытания непременно приводило его к возрождению.

Исторически город претерпевал изменения, менял не только свой облик от древнеславянского поселения до одного из крупнейших (из 15 городов) в Великом Княжестве Литовском и являлся центром Берестейского воеводства. Ничто так не повлияло на судьбу города Бреста – ни войны, ни время – как события конца XVIII – начала XIX веков. В результате третьего раздела Речи Посполитой город вошел в состав Российской империи, что значительно снизило его административный статус, превратив в уездный город Слонимской, Литовской, а позднее Гродненской губернии. Судьба города была решена окончательно в 1833 г., когда начались массовые земляные работы.

УДК 624.012

Молош В.В.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ (МЕСТНЫЙ СРЕЗ) ПЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ОБЫЧНОГО И САМОНАПРЯЖЕННОГО БЕТОНА

1 Современное состояние вопроса

Экспериментальные исследования, выполненные как у нас в стране, так и за рубежом, позволили выявить некоторые закономерности, описывающие явление местного среза (продавливания) плоских железобетонных элементов различного назначения. На основании полученных данных были предложены расчетные модели местного среза, которые используются при проектировании в большинстве нормативных документов [1-7]. Однако полученные эмпирические модели в ряде случаев не адекватно описывают сопротивление местно-

По высочайшему повелению Брест– Литовск переносится с территории при слиянии рек на 2 км восточнее. Средневековый город перестал существовать как исторический центр поселения. Перенос центра с острова в Кобринское предместье привело к росту города на новом месте, его развитию, особенно в дальнейшем в результате строительства железных дорог.

Центром нового города становится Кобринское предместье, располагавшееся к северо-востоку крепости на высоком берегу реки Мухавец. Центр города определялся прямыми улицами, образующими трапециевидные и прямоугольные кварталы. Центральной улицей считалась улица Шоссейная (ныне просп. П.М. Машерова). Город постепенно развивался, имел три площади (Базарная в центре, Думская - площадь Свободы и Соборная - на пересечении улиц Дворянской - Мицкевича и Миллионной- Советской). Городской сад на берегу реки и окружающий природный, лесной пояс определял ландшафтную зону развивающегося города [4].

Развитие города с середины прошлого века показало исчерпывающие резервы его развития. Город оказался взят в тиски: крепостью и рекой с юго-запада и железными дорогами – с севера и востока. С проектированием новых планировочных осей в сторону основного направления путей «запад-восток» город начинает развиваться в сторону этого направления. Освоение новых территорий, создание научных центров (БИСИ), новых спортивных комплексов привело к полицентризму, поскольку разрывается территориальная связь между центром и новыми селитебными зонами. Новые центры обладают, как правило, значительным композиционным потенциалом по сравнению с центром, поскольку в непосредственном окружении находятся пойменные участки, способные превратиться в гребные каналы, берега реки с лесным массивом, переходящие в парковую зону. Недостаточное использование интересных в композиционном отношении природных элементов или функционально активных зон для построения выразительного центра снижает их композиционный потенциал, поэтому необходимо помнить, что современные композиционные решения обречены на провал, если они принесены извне, навязаны городу, а не вырастают органично из всей объемно-пространственной системы.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Трацевский В.В. История архитектуры народного жилища Беларуси.- Минск: «Вышэйшая школа», 1989. – с.190.
2. Лавров В. Развитие планировочной структуры исторических сложившихся городов. - М.: Стройиздат, 1977.-С.174.
3. Соколов Л. Центр города – функции структура образ. – Москва: Стройиздат,1992.-С.351.
4. Лавровская И.Б., Кондак А.П. Брест. Путешествие сквозь века. – Брест, Брестский городской исполнительный комитет. Отдел культуры- 2004.

му срезу железобетонных элементов.

В связи с этим в последнее время все большее внимание уделяется теоретическому решению задачи местного среза. В теоретических подходах принято считать работу плоских железобетонных элементов при срезе нелинейной. Можно выделить два качественно отличных направления в теоретическом решении вопроса местного среза. Первое базируется на положении о хрупком разрушении плоского элемента при местном срезе, второе – обусловлено упруго-пластичным разрушением.

Молош Виктор Викторович, ассистент кафедры строительной механики Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Таблица 1. Аналитические зависимости для расчета прочности на продавливание (местный срез) по отечественным и зарубежным нормам

Нормативный документ	Расчетная зависимость для плит без поперечного армирования	u	θ	Использование поперечного армирования
СНиП 52-01-2003 [1]	$F \leq F_{b,ult}; F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b$ $A_b = u \cdot h_0; h_0 = 0,5(h_{0x} + h_{0y})$	$4a + d\pi$	45°	$F \leq F_{b,ult} + F_{sw,ult}; F_{sw,ult} = 0,8q_{sw} \cdot u$; $q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}; F_{b,ult} + F_{sw,ult} \leq 2F_{b,ult}$; поперечная арматура учитывается в расчете при $F_{sw,ult} \geq 0,25F_{b,ult}$
СНБ 5.03.01-2002 [2]	$v_{sd} = \frac{\beta \cdot V_{sd}}{u \cdot d}; v_{sd} \leq v_{Rd,c}$ $v_{Rd,c} = [0,12k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,1\sigma_{cp}]$ $v_{Rd,c} \geq [0,4f_{ctd} - 0,1\sigma_{cp}]$; $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \begin{cases} \leq 0,02 \\ \leq 0,40f_{ctd} / f_{yd} \end{cases}$; $d = \frac{d_x + d_y}{2}; k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ d в [мм]; $\sigma_{cd} = \frac{\sigma_{cd,x} + \sigma_{cd,y}}{2}$	$4a + 3\pi d$	$33,7^\circ$	$v_{Rd,max} = 1,5v_{Rd,ct}$; $v_{Rd,sy} = v_{Rd,c} + k_s \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} / u_1$ (на расстоянии $d/2$ от колонны) (рис. 1); $k_s = 0,7 + 0,3(d - 400) / 400 \begin{cases} \geq 0,7 \\ \leq 1 \end{cases}; d$ в [мм] $v_{Rd,sy} = v_{Rd,c} + k_s \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} / (u_i \cdot s_w)$ (для остальных зон армирования с шагом $s_w \leq 0,75$) $v_{Rd,ct,a} = k_a \cdot v_{Rd,ct}$ (для зоны периметра u_a на расстоянии $1,5d$ от колонны); $k_a = 1 - 0,29l_w / 3,5d \geq 0,71$
DIN 1045-01 [3]	$v_{sd} = \frac{\beta \cdot V_{sd}}{u \cdot d}; v_{sd} \leq v_{Rd,ct}$ $v_{Rd,ct} = [0,14k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,12\sigma_{cd}]$	$4a + 3\pi d$	$33,7^\circ$	расчет ведется также как и для [2]
Eurocode 2 [4]	$v_{sd} = \frac{\beta \cdot V_{sd}}{u \cdot d}; v_{sd} \leq v_{Rd,c}$ $v_{Rd,c} = [0,12k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,1\sigma_{cd}]$ $v_{Rd,c} \geq [0,035k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}]$	$4a + 4\pi d$	$26,6^\circ$	Устанавливается при выполнении условия $v_{Ed} = \beta V_{Ed} / (u_0 \cdot d) \leq v_{Rd,max} = 0,5v \cdot f_{cd}$; $v = 0,6(1 - f_{ck} / 250)$; $v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha}{s_r \cdot u_1 \cdot d}$
BS 8110-85 [5]	$v_c = 0,79 \cdot (4\mu \cdot f_{cu})^{\frac{1}{3}} \cdot k$; $\mu = \frac{\mu_x + \mu_y}{2} \leq 0,03; k = \sqrt[4]{\frac{0,4}{d}} \geq 1,0$ d в [М]	$4a + 3\pi d$	$33,7^\circ$	-
ACI 319-95 [6]	$V_c = v_c \cdot u \cdot d; v_c = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot k$; $k = \frac{20d}{4(a+d)} + 1$	$4a + d\pi$	45°	-
ACI 318-02 [7]	$V_c = v_c \cdot u \cdot d$; $v_c = \min(0,332\sqrt{f_c}; 0,083\sqrt{f_c}(2 + \frac{4}{\beta_c}); 0,083\sqrt{f_c}(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{u}))$	$4a + d\pi$	45°	Устанавливается при выполнении условия $V_{max} = 0,5\sqrt{f_c} \cdot u \cdot d \leq 1,5V_c$. Прочность с поперечным армированием определяется как сумма $V_{cs} = V_c + V_s; V_c = 0,167\sqrt{f_c} \cdot u \cdot d$; $V_s = A_{sw} \cdot f_y$ при $f_y \leq 414$ МПа; напряжения по критическому периметру $u_{exterior}$ проверяют из условия $v_c = 0,166\sqrt{f_c}$ (рис. 1)

ПРИМЕЧАНИЯ к таблице 1:

условные обозначения: F – сосредоточенная сила от внешней нагрузки; $F_{b,ult}$ – предельное усилие, воспринимаемое бетоном; A_b – площадь расчетного поперечного сечения, расположенного на расстоянии $0,5h_0$ от границы площади приложения со-

средоточенной силы F с рабочей высотой сечения h_0 ; $F_{sw,ult}$ – предельное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой; Q_{sw} – усилие в поперечной арматуре на единицу длины контура расчетного поперечного сечения, расположенного в пределах расстояния $0,5h_0$ по обе стороны от контура расчетного сечения; v_c, v_{sd} – погонная поперечная сила, вызванная действием внешней нагрузки; $v_{Rd,c}$ – погонная поперечная сила, вызванная сопротивлением материала; u – длина критического периметра; f_{ctk} – нормативное сопротивление осевому растяжению; ρ_l, μ – коэффициент продольного армирования критического сечения; k – коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора; σ_{cd} – средние напряжения обжатия, возникающие по сечению нормальному к плоскости плиты; d – рабочая высота плиты; a – сторона колонны; $\sum (A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha)_m$ – сумма результирующих усилий, воспринимаемых поперечной арматурой в направлении приложения продавливающей силы; $\rho_{w,min}$ – минимальный процент поперечного армирования; A_{sw} – площадь сечения стержней поперечной арматуры; f_{ywd}, f_{yd} – расчетное значение сопротивления стержней поперечной арматуры осевому растяжению; A_{crit}, A_{local} – площадь поверхности внутри критического периметра (критическая площадь) и площадь приложения локальной нагрузки; f_{ck} – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию; f_{cd} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению; k_s – коэффициент учета влияния высоты конструкции на эффективность армирования; l_w – согласно рис. 1; f_{cu} – предельная прочность бетона при осевом сжатии; f_c – цилиндрическая прочность бетона на сжатие; β_c ; $\alpha_s = 40$ – для внутренних колонн, 30 – крайних, 20 – наружных.

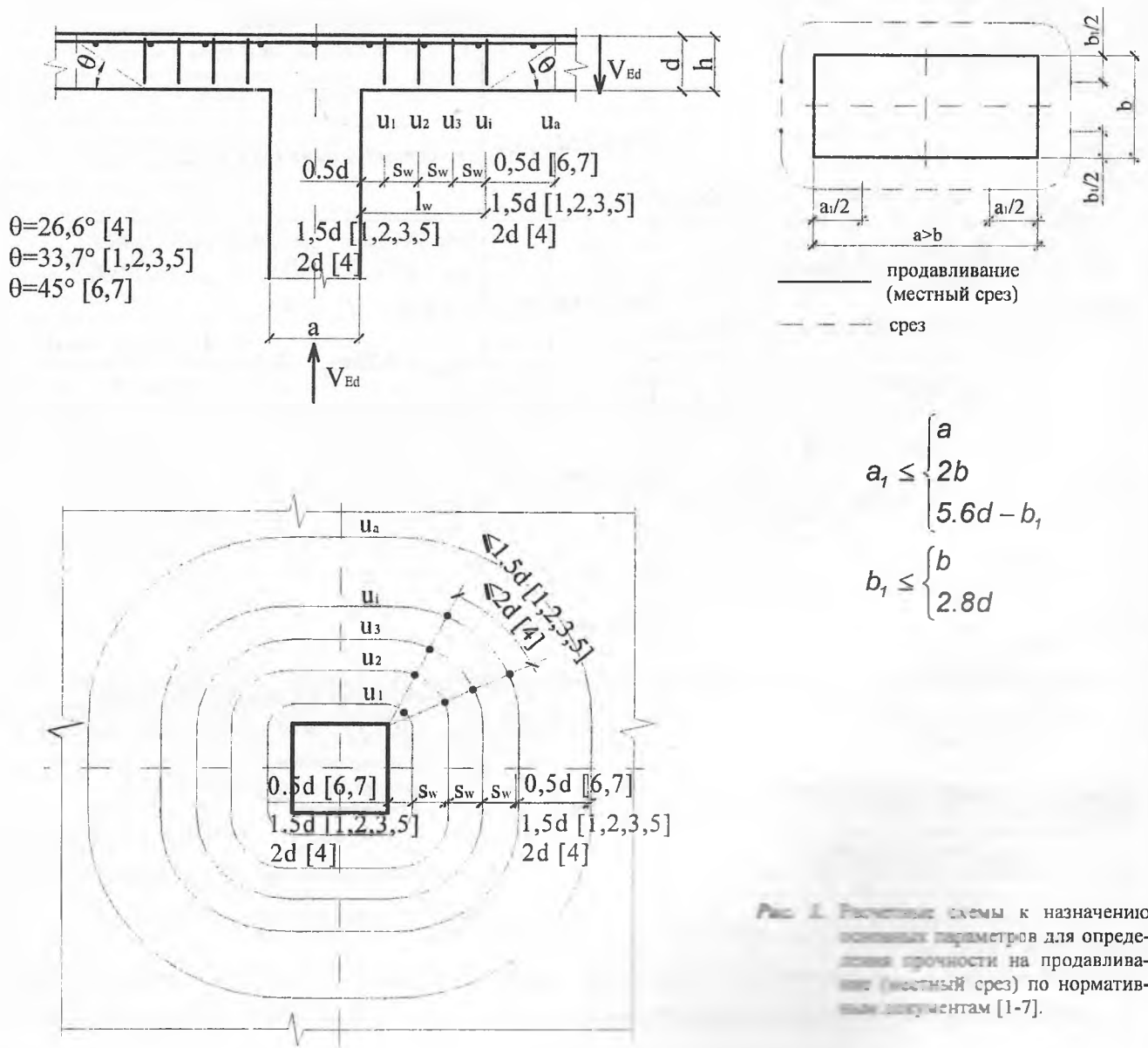


Рис. 1. Расчетные схемы к назначению основных параметров для определения прочности на продавливание (местный срез) по нормативным документам [1-7].

Следует отметить, что величина расчетной разрушающей нагрузки, полученная на основании существующих методов ее определения, во многих случаях существенно отличается от опытной нагрузки. В новые нормы по проектированию железобетонных конструкций [2] внесены эмпирические зависимости, позаимствованные из [3, 4] без соответствующей экспериментальной проверки.

На основании вышесказанного было проведено собственное исследование и выполнен краткий анализ опытных данных, а также расчетных моделей по определению прочности на продавливание (местный срез), представленных в нормативных документах [1-7].

Принято считать, что основными параметрами, влияющими на прочность при продавливании, являются главным образом прочность бетона на срез, выраженная через прочность на сжатие или растяжение, коэффициент продольного армирования, толщина плиты (масштабный фактор), угол наклона фигуры продавливания. Для элементов, имеющих поперечное армирование, учитывают его количество и распределение по плите. С учетом перечисленных факторов прочность на продавливание (местный срез) в большинстве нормативных документов описывают эмпирической зависимостью вида:

$$V_{Rd} = v \cdot u \cdot d, \quad (1)$$

где V_{Rd} – результирующая поперечная сила, действующая по длине критического периметра;

v – погонная поперечная сила, вызванная местной сосредоточенной нагрузкой;

u – длина критического периметра;

d – рабочая высота плиты.

Детальная структура аналитических зависимостей прочности на продавливание (местный срез) используемая в нормативных документах [1-7], сведена в таблицу 1. Расчетно-конструктивные схемы, используемые для определения (назначения) основных параметров, входящих в расчетные формулы для определения прочности на продавливание (местный срез) по нормам [1-7] показаны на рис. 1.

2 Методика проведения исследований плоских железобетонных элементов из обычного и самоупроченного бетона

2.1 Программа исследования и характеристика опытных образцов

Исследования проводились на монолитных плоских элементах переменной толщины моделирующих узел сопряжения плоской плиты размером 1400×1400 мм и элемента колонны сечением 200×200мм. Толщина плиты варьировалась в пределах от 120 до 200 мм.

Варьируемыми параметрами были приняты следующие:

- толщина плиты ($h=120; 160; 200$ мм);
- коэффициент продольного армирования ($\rho_l = 0,003; 0,01; 0,02$);
- вид и состав вяжущего (портландцемент при составе на 1 м^3 – Ц=500 кг, П=750 кг, ШЦ=1050 кг, В/Ц=0,4; напрягающий цемент НЦ2 при составе на 1 м^3 – Ц=380 кг, П=740 кг, ШЦ=1150 кг, В/Ц=0,43; напрягающий цемент НЦ2 при составе на 1 м^3 – Ц=500 кг, П=750 кг, ШЦ=1050 кг, В/Ц=0,4).

Все подготовительные работы и бетонирование опытных образцов были выполнены в лабораторных условиях.

Было изготовлено 18 опытных образцов, которые условно были разделены при бетонировании на шесть серий. Опытные образцы армировали пространственными каркасами. Толщина защитного слоя составляла не менее 20 мм. Маркировка опытных образцов и варьируемые параметры представлены в таблице 2.

Образцы ПБП-3, ПБВ-3 были армированы поперечной арматурой с процентом армирования для ПБП-3 – 0,2%, для ПБВ-3 – 1% ; поперечное армирование выполняли в виде отогнутых хомутов из арматуры S500 Ø4. Для образца ПБВ-3 дополнительно устанавливали в области колонны в продольном направлении арматурные стержни Ø8: 2 шт. длиной 80 мм. в верхней зоне, 4 шт. длиной 70 мм. в нижней зоне. Для образца ПБВ-2 использовали различное продольное армирование в плоских сетках верхнего и нижнего поясов: шаг арматурных стержней сетки нижнего пояса принимали меньше, чем при неизменном общем проценте продольного армирования в области, ограниченной критическим периметром по сечению. Перед испытанием образцов ПБВ-3 и ПБВ-1 в одной четверти плиты устанавливали тензодатчики на поверхность образца в области, ограниченной критическим периметром. На арматурные каркасы образцов ПБП-1, ПБП-2, ПБП-3, ПБВ-3 в одной четверти плиты устанавливали тензодатчики.

2.2 Материалы, изготовление образцов, режим хранения

Опытные образцы формовали из тяжелого бетона на портландцементе и напрягающем цементе. Уплотнение бетонной смеси производили глубинным вибратором. Твердение опытных образцов происходило под пленкой при периодическом поливе не менее 28 суток.

Бетонную смесь приготавливали из следующих составляющих:

- напрягающий цемент НЦ2;
- портландцемент М500 – Д0 ОАО «Красносельскстройматериалы»;
- песок средней крупности, Слонимского карьера ($M_k=2,12$; $\gamma=1130\text{ кг/м}^3$);
- щебень гранитный Микашевичского карьера (фракции 5...20, $\gamma=1300\text{ кг/м}^3$).

Таблица 2. Маркировка опытных образцов

Серия бетонирования	Маркировка образцов	Варьируемые параметры		
		Толщина плиты h, мм	Коэффициент продольного армирования ρ_l , %	Марка бетона
I	ПБ-1, ПБП-1	120	0,3	С30/37 (ПЦ)
	ПБ-2, ПБП-2	160	1	
	ПБ-3, ПБП-3	200	2	
II	ПБШ-1	120	2	С20/25 (НЦ)
	ПБШ-2	160	0,3	
	ПБШ-3	200	1	
III	ПБВ-1, ПБВ-1, ПБВ-1*	120	1	С30/37(НЦ)
	ПБВ-2, ПБВ-2, ПБВ-2*	160	2	
	ПБВ-3, ПБВ-3, ПБВ-3*	200	0,3	С30/37(ПЦ)

ПРИМЕЧАНИЕ к таблице 2:

ПЦ, НЦ – портландцемент и напрягающий цемент соответственно.

Таблица 3. Состав бетонной смеси.

Вид вяжущего	Расход материала на 1 м ³ смеси в сухом состоянии, кг				Примечание
	цемент	песок	щебень	вода	
Портландцемент	500	750	1050	175	Для серии I, II, VI
Напрягающий цемент	500	750	1050	175	Для серии IV, V
Напрягающий цемент	380	740	1150	164	Для серии III

Таблица 4. Прочностные характеристики бетона опытных образцов

Бетон			Серия образцов					
			ПБІ	ПБІІ	ПБІІІ	ПБІV	ПБV	ПБVІ
Возраст, суток	1-3	$\bar{f}_{c.cube}$, МПа	9,5	12	5,4	31	30,1	28,4
		\bar{f}_{cm} , МПа	7,2	9,1	4,1	23,7	22,9	21,6
	28	$\bar{f}_{c.cube}$, МПа	54,3	62,0	37,1	50,5	57,1	41,4
		\bar{f}_{cm} , МПа	41,3	47,1	28,2	38,4	43,4	31,5
	в момент испытания	$\bar{f}_{c.cube}$, МПа	49,4	70,5	43,8	42	53	56,3
		\bar{f}_{cm} , МПа	37,5	53,6	33,3	32	40,3	42,8

ПРИМЕЧАНИЕ к таблице 4: $\bar{f}_{c.cube}$ – средняя прочность, установленная на образцах-кубах со стороной 100 мм; \bar{f}_{cm} – средняя призмная прочность.

Таблица 5. Теоретические и экспериментальные значения напряжений в арматуре и самоупреждения в бетоне

Образец	ρ_{lx} , %	ρ_{ly} , %	$f_{CE,d}$, МПа	σ_{sx} , эксп МПа	σ_{sy} , эксп МПа	$\sigma_{CE,x}^{экс}$, МПа	$\sigma_{CE,y}^{экс}$, МПа	$\sigma_{CE,x}^{теор}$, МПа	$\sigma_{CE,y}^{теор}$, МПа
ПБІІІ-1	2,3	2,3	0,38	17,4	16,5	0,40	0,38	0,39	0,39
ПБІІІ-2	0,29	0,29	0,38	86,2	100	0,25	0,29	0,39	0,39
ПБІІІ-3	1,17	1,17	0,38	25,6	27,4	0,30	0,32	0,39	0,39
ПБІV-1	1,4	1,4	1,63	117,9	120	1,65	1,68	1,71	1,71
ПБІV-2	2,3	2,3	1,63	73,9	72,6	1,70	1,67	1,71	1,71
ПБІV-3	0,27	0,27	1,63	611,1	603,7	1,65	1,63	1,71	1,71
ПБV-1	1,4	1,4	1,88	137,1	135,7	1,92	1,90	1,97	1,97
ПБV-2	2,3	2,3	1,88	83	83,9	1,91	1,93	1,97	1,97
ПБV-3	0,27	0,27	1,88	674,1	692,6	1,82	1,87	1,97	1,97

ПРИМЕЧАНИЕ к таблице 5: $f_{CE,d}$ – напряжения в бетоне, определенные по призмам 100×100×400 мм в кондукторах;

σ_{sx} , σ_{sy} , $\sigma_{CE,x}^{экс}$, $\sigma_{CE,y}^{экс}$, $\sigma_{CE,x}^{теор}$, $\sigma_{CE,y}^{теор}$ – соответственно напряжения в арматуре, экспериментальные и теоретические в бетоне.

Фактическую подвижность бетонной смеси определяли по осадке стандартного конуса, которая составила 3...7 см при фактическом В/Ц=0,4...0,5. Состав бетонной смеси представлен в таблице 3.

Напрягающий цемент приготавливался полупромышленным способом совместным помолком компонентов в соотношении ПЦ:ГЦ:Г – 81:11:8. В качестве составляющих применяли:

- ПЦ – портландцемент М500 ДО по ГОСТ 10178* [8];
- ГЦ – глиноземистого цемента ЗАО «Пашийского металлургического-цементного завода» и природного гипсового камня Новомосковского месторождения по ГОСТ 969 [9];
- Г – природный гипсовый камень по ГОСТ 4013 [10].

Режим хранения опытных самоупреженных образцов был организован по следующей схеме:

- образцы выдерживались в течение одних суток в воздушно-сухом режиме ($W = 60 \pm 10\%$, $t = 18 \pm 2^\circ C$);
- далее в течение 27 суток при периодическом поливе под пленкой для снижения потерь влаги.

Контроль самоупреждения и прочности бетона опытных образцов выполняли по стандартной методике [11,12,13] на контрольных образцах: контроль самоупреждения на призмах 100×100×400мм в кондукторах; контроль прочности на кубах 100×100×100мм. Полученные результаты прочностных характеристик бетона и его самоупреждения представлены в таблице 4 и 5.

2.3 Испытания опытных образцов-плит и их результаты

Стадия самоупреждения

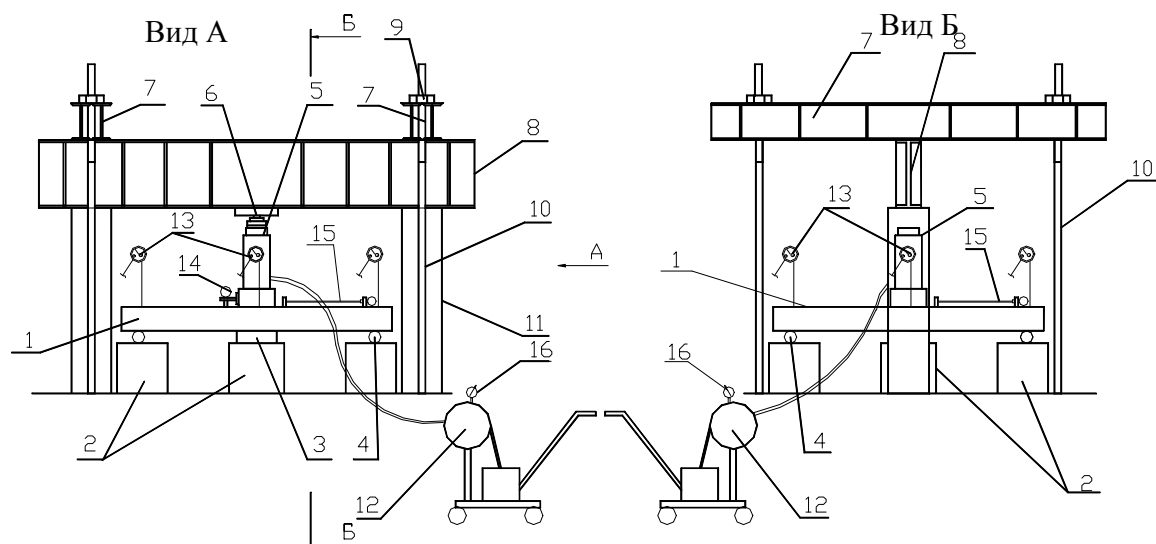
На стадии набора прочности бетона в течение 28 суток измерение деформаций производили следующими поверенными приборами:

- деформометрами - индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 500 мм (при измерении деформаций по верхней поверхности плиты в стадии самоупреждения);
- кондукторами и деформометрами для измерения деформаций контрольных образцов при определении характеристик напрягающего цемента и бетона на напрягающем цементе с точностью до 0,01 мм.

Найденные теоретические и полученные на основании экспериментальных исследований напряжения обжатия в опытных образцах приведены в таблице 5.

Статические испытания.

Испытания монолитных образцов-плит проводили в специально изготовленной опытной установке в лабораторном корпусе БГТУ. Статическая нагрузка прикладывалась при помощи гидравлического домкрата грузоподъемностью 100 тонн. Величину прикладываемой нагрузки контролировали по показаниям поверенного манометра. Нагрузку прикладывали этапами. Величина нагрузки на каждом этапе нагружения составляла не более 10% от расчетной разрушающей нагрузки.



- | | |
|---|---|
| 1. опытный образец; | 10. тяж, закрепленный в силовой пол; |
| 2. опорные ж/б кубы; | 11. опора; |
| 3. цилиндрическая шарнирно-подвижная опора; | 12. насосная станция; |
| 4. шаровая шарнирно-подвижная опора; | 13. прогибомер Аистова; |
| 5. домкрат; | 14. деформометр Д1 часового типа (измерение смещения колонны относительно поверхности плиты); |
| 6. соединительный шарнир; | 15. деформометр Д2 (измерение деформаций образца по сжимаемой поверхности); |
| 7. траверса; | 16. манометр. |
| 8. траверса | |
| 9. крепежная гайка; | |

Рис. 2. Схема испытательной установки.

Деформации бетона и перемещения конструкций измеряются следующими поверенными приборами:

- деформометрами Д1–индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм;
- деформометрами Д2–индикаторы часового типа с ценой деления 0,001 мм на базе 320мм.;
- прогибомеры ПАО-7 ценой деления 0,01 мм.

Схема испытательной установки, ее общий вид, схема расположения приборов, фиксирующих поведение конструкции под нагрузкой, на поверхности плиты представлены на рисунках 2...4.

Предельные разрушающие усилия, полученные в результате проведенных испытаний, приведены в таблице 6.



Рис. 3. Общий вид испытательной установки.

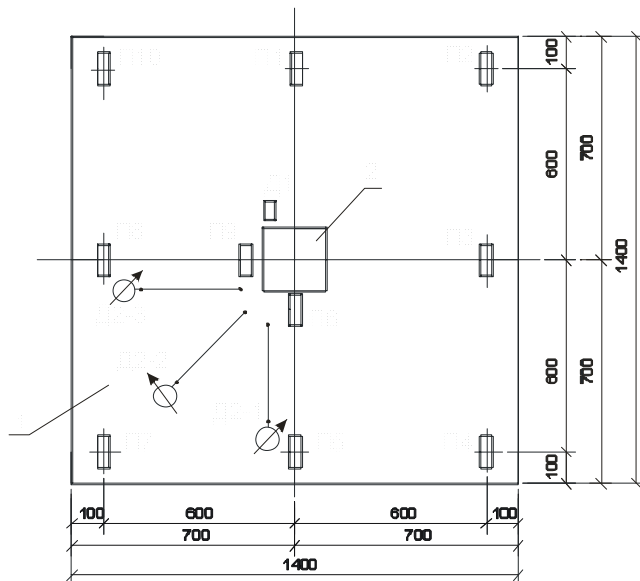


Рис. 4. Схема размещения измерительных приборов на опытном образце:

- 1 – поверхность плиты; 2 – элемент колонны;
 П1...П8 – прогибомеры; Д1, Д2-1...Д2-3 – деформометры.

3 Сравнение опытных данных с расчетными

При принятой схеме нагружения на испытательной установке (рис. 2-4), для всех опытных образцов разрушение происходило идентично. При достижении в опытных образцах 40 – 50% от разрушающей нагрузки $V_{sd,u}$ появлялись первые трещины, которые имели направление от фрагмента колонны к средним опорам (опоры под прогибомерами 1,3,5,8 – указаны на рисунке 4) и раскрытие со стороны подверженной растяжению. На следующем этапе при нагрузке 45 – 55%

Таблица 6. Предельные усилия на продавливание (местный срез) опытных образцов по результатам эксперимента и рассчитанные на основании нормативных документов

№ п/п	Марка образца	ρ_{sw} , %	\bar{f}_{cm} , МПа	Сторона колонны b , м	d , м	ρ_{lx}	ρ_{ly}	V_{exp} , МН	
1	ПБ1-1	-	37,53	0,2	0,096	0,0033	0,0033	0,0891	
2	ПБ1-2		37,53		0,134	0,014	0,014	0,3762	
3	ПБ1-3		37,53		0,172	0,02	0,02	0,5049	
4	ПБII-1		53,58		0,096	0,0033	0,0033	0,0941	
5	ПБII-2		53,58		0,134	0,014	0,014	0,3713	
6	ПБII-3		0,2		53,58	0,172	0,02	0,02	0,5544
7	ПБIII-1		33,25		0,093	0,023	0,023	0,1931	
8	ПБIII-2		33,25		0,136	0,0029	0,0029	0,1337	
9	ПБIII-3		33,25		0,174	0,0117	0,0117	0,4406	
10	ПБIV-1		31,92		0,094	0,014	0,014	0,1564	
11	ПБIV-2		31,92		0,132	0,023	0,023	0,3465	
12	ПБIV-3		31,92		0,177	0,0027	0,0027	0,1881	
13	ПБV-1		40,28		0,094	0,014	0,014	0,1911	
14	ПБV-2		40,28		0,132	0,023	0,023	0,4011	
15	ПБV-3		40,28		0,177	0,0027	0,0027	0,1931	
16	ПБVI-1		42,75		0,094	0,014	0,014	0,1856	
17	ПБVI-2		42,75		0,132	0,023	0,023	0,3564	
18	ПБVI-3		1		42,75	0,177	0,0027	0,0027	0,2178

Продолжение **таблицы 6.**

№ п/п	Марка образца	Расчетные значения предельного усилия $V_{sd,u}$, МН по нормам								
		СНиП 52-01 [1]	СНБ 5.03.01 [2]	СНБ 5.03.01 [2]*	Eurocode 2 [4]	Eurocode 2 [4]*	BS 8110 [5]	ACI 319 [6]	DIN 1045 [3]	ACI 318 [7]
1	ПБ1-1	0,099	0,091	0,101	0,107	0,107	0,146	0,289	0,106	0,215
2	ПБ1-2	0,154	0,248	0,248	0,299	0,299	0,368	0,512	0,290	0,332
3	ПБ1-3	0,217	0,421	0,421	0,515	0,516	0,586	0,795	0,492	0,469
4	ПБII-1	0,119	0,102	0,128	0,120	0,120	0,165	0,345	0,119	0,256
5	ПБII-2	0,184	0,280	0,280	0,337	0,337	0,414	0,612	0,326	0,398
6	ПБII-3	0,425	0,482	0,482	0,267	0,267	0,660	0,950	0,561	0,291
7	ПБIII-1	0,090	0,159	0,159	0,187	0,187	0,257	0,258	0,185	0,194
		-	0,188*	0,188*	0,221*	0,221*	-	-	0,341	-
8	ПБIII-2	0,148	0,145	0,162	0,174	0,174	0,213	0,4959	0,169	0,319
		-	0,173*	0,173*	0,209*	0,209*	-	-	0,248*	-
9	ПБIII-3	0,207	0,345	0,345	0,422	0,422	0,478	0,764	0,403	0,449
		-	0,408*	0,408*	0,500*	0,500*	-	-	0,511*	-
10	ПБIV-1	0,089	0,135	0,135	0,159	0,159	0,218	0,257	0,157	0,193
		-	0,181*	0,181*	0,213*	0,213*	-	-	0,314*	-
11	ПБIV-2	0,139	0,271	0,271	0,326	0,326	0,403	0,460	0,316	0,301
		-	0,356*	0,356*	0,428*	0,428*	-	-	0,510*	-
12	ПБIV-3	0,208	0,215	0,243	0,263	0,263	0,297	0,772	0,251	0,450
		-	0,318*	0,318*	0,389*	0,389*	-	-	0,392*	-
13	ПБV-1	0,100	0,146	0,146	0,171	0,171	0,236	0,289	0,170	0,217
		-	0,197*	0,197*	0,231*	0,231*	-	-	0,341*	-
14	ПБV-2	0,156	0,293	0,293	0,352	0,352	0,435	0,517	0,342	0,338
		-	0,387*	0,387*	0,466*	0,466*	-	-	0,554*	-
15	ПБV-3	0,234	0,232	0,283	0,285	0,285	0,320	0,867	0,271	0,506
		-	0,346*	0,364*	0,424*	0,424*	-	-	0,427*	-
16	ПБVI-1	0,103	0,149	0,149	0,175	0,175	0,240	0,297	0,174	0,223
17	ПБVI-2	0,161	0,299	0,299	0,359	0,359	0,444	0,532	0,349	0,348
18	ПБVI-3	0,481	0,275	0,295	0,433	0,433	0,327	0,893	0,31	0,402

ПРИМЕЧАНИЕ к таблице 6:

* – значение расчетных разрушающих усилий на продавливание с учетом самоупрочнения.

образовывались диагональные трещины от фрагмента колонны к угловым опорам (рис. 4). И те, и другие выходили на боковую поверхность плиты и с возрастом нагружки имели тенденцию к раскрытию и развитию по высоте образца.

Для образцов с разными процентами продольного армирования наблюдался разный характер трещинообразования и разрушения. В образцах с фактическим коэффициентом про-

дольного армирования $\rho_l = 0,027; 0,0033$ трещинообразование происходило при четко оформленных трещинах, ориентированных по направлению к средним и угловым опорам образца. При этом первоначально более интенсивное развитие трещин к средним опорам при появлении и раскрытии диагональных трещин теряло свой приоритет и в дальнейшем происходило более интенсивное раскрытие диагональных тре-

щин. Ширина раскрытия диагональных трещин в некоторых случаях достигала 10 мм к моменту достижения разрушающей нагрузки. В ряде случаев разрушению предшествовал характерный звуковой хлопок, которых происходил как результат разрыва продольной арматуры у элемента колонны. Развитие трещин по высоте для образцов с минимальным коэффициентом продольного армирования в некоторых случаях достигало поверхности плиты противоположной поверхности разрушения. В целом разрушение образцов с минимальным коэффициентом продольного армирования происходило от изгиба, и в некоторых случаях от изгиба с продавливанием.

Трещинообразование образцов с фактическим коэффициентом продольного армирования $\rho_l = 0,0117; 0,014$ и $\rho_l = 0,02; 0,023$ имело более развитую сетку трещин и меньшую ширину их раскрытия. Разрушение опытных фрагментов происходило только от продавливания. При этом разрушение таких образцов сопровождалось, как правило, для образцов с $\rho_l = 0,0117; 0,014$ громким хлопком и менее громким – для образцов с $\rho_l = 0,02; 0,023$.

Следует отметить также, что результаты измерений, выполненных при помощи деформометров Д2-1, Д2-2 и Д2-3 (рис. 2, 4), позволили выдвинуть предположение о том, что начало процесса разрушения при продавливании начинается в некоторой средней зоне по толщине плиты, где начинают образовываться главные трещины, формирующие пирамиду (конус) продавливания. При этом процесс образования и формирования таких трещин занимает по протяженности некоторое время. Это дает повод для дискуссии о хрупкости или пластичности разрушения конструкции при продавливании (местном срезе).

При анализе полученных опытных значений разрушающих усилий были выявлены некоторые закономерности. Следует отметить, что с возрастанием прочности бетона на сжатие, при прочих равных условиях, значения разрушающих усилий в основном возрастали; исключение составили лишь образцы из самонапряженного бетона, для которых при относительно более низкой прочности бетона на сжатие, разрушающие усилия при продавливании были несколько выше. С увеличением, в опытных образцах, толщины плиты при прочих равных условиях величина разрушающего усилия при срезе возрастала. Прирост величины разрушающего усилия при срезе для опытных образцов при изменении коэффициента армирования с ρ_l от 0,0033 до 0,014 был более значителен в сравнении с приростом разрушающего усилия при изменении ρ_l от 0,014 до 0,023. Угол наклона пирамиды продавливания составил приблизительно $25...30^\circ$. Следует отметить, что фактическое очертание образующей пирамиды продавливания являлось криволинейным с прогибом по направлению действия разрушающего усилия.

В соответствии с положениями, отмеченными выше, можно с уверенностью говорить о том, что прочностные характеристики бетона, коэффициент продольного армирования, самонапряжение и высота плиты оказывают достаточно важное влияние на величину разрушающего усилия при продавливании (местном срезе).

Было выполнено сравнение опытных и расчетных значений предельных продавливающих усилий, с использованием некоторых показателей прикладной статистики.

В качестве оценки естественных показателей прочности на продавливание (местный срез) были использованы коэффициент корреляции $r_{V_{exp}V_{calc}}$ и дисперсия отклонения опытных величин прочности на продавливание от величин расчетных $S_{e,1}^2$.

Кроме того, был проведен анализ относительной величины V_{calc}/V_{exp} для различных нормативных документов, ис-

пользуя при этом значения среднего $\bar{V}_{sd,отн}$, стандартного отклонения $S_{отн}$, коэффициента вариации $V_{x,отн}$ по выборке, взятой для каждого нормативного документа в отдельности, а также, приняв в качестве среднего значение $V_{calc}/V_{exp} = 1$, рассчитана дисперсия отклонения $S_{e,2}^2$.

Коэффициент корреляции позволяет оценить численно степень взаимосвязи между значениями V_{exp} и V_{calc} . Из статистики [14] известно, что когда между исследуемыми величинами существует функциональная зависимость, значения коэффициента корреляции равны ± 1 . При этом при положительном его значении имеет место прямая функциональная зависимость, при отрицательном – обратная. Кроме того, чем теснее расположены точки вдоль некоторой прямой (в нашем случае вдоль прямой $V_{опыт}$ рис. 5), тем больше по абсолютной величине $r_{V_{exp}V_{calc}}$, и наоборот, чем более расплывчато облако точек на диаграмме рассеяния, тем ближе к нулю коэффициент корреляции. Дисперсия рассеяния $S_{e,1}^2$ характеризует равномерность отклонений расчетных значений прочности от опытных и величину этих отклонений. При наименьшем ее значении исследуемые расчетные и опытные точки наиболее близко находятся друг от друга. Значения $\bar{V}_{sd,отн}$, $S_{отн}$, $V_{x,отн}$ позволяют в некоторой мере оценить отклонение в ту или иную сторону среднего по выборке отношения V_{calc}/V_{exp} от экспериментального среднего равного 1, а также степень отклонения от собственного среднего, то есть разброс.

Определение, всех используемых в качестве статистического анализа, теоретических показателей выполняли на основании положений расчетных моделей для определения разрушающих усилий на продавливание принятых в нормативных документах [1-7]. Следует отметить, что в некоторых случаях расчетные величины предельных продавливающих усилий имели очень большое отличие от опытных значений. В математической статистике принято либо отбрасывать при анализе данные значения, либо подвергать дополнительному углубленному анализу. В настоящей работе при анализе принимались все значения прочности, использованные в расчетах. На основании этого положения, а также с учетом недостаточности сведений чтобы судить о подчинении исследуемой выборки закону нормального распределения, в данной работе не проводилась проверка статистических параметров с использованием критериев согласия.

Все полученные статистические показатели сведены в таблицу 7.

Полученные значения отношений рассчитанной прочности на продавливание к экспериментальной прочности V_{calc}/V_{exp} для различных нормативных документов отображены на рисунке 5.

Исследование расчетных зависимостей на продавливание (местный срез) позволило выявить следующие особенности. Анализируя величину коэффициента корреляции можно видеть, что наиболее высокую функциональную зависимость расчетных разрушающих значений усилий на продавливание от опытных показывают расчеты по нормативным документам [2-5] (таблица 7). Расчетные значения разрушающих усилий на продавливание по остальным нормативным документам имеют более расплывчатое облако по отношению к опытным значениям.

Для нормативных документов [2, 3, 5] дисперсии отклонения расчетных значений разрушающих усилий от значений опытных имеет на порядок меньшую величину в сравнении с остальными нормами. Это говорит о более точном приближении расчетных и опытных значений разрушающих усилий по этим нормативным документам.

Таблица 7. Значения статистических показателей для различных нормативных документов

Статистический показатель	СНиП 52-01 [1]	СНБ 5.03.01 [2]	СНБ 5.03.01 [2]*	Eurocode 2 [4]	Eurocode 2 [4]*	BS 8110 [5]	ACI 319 [6]	DIN 1045 [3]	ACI 318 [7]
$R_{V_{exp} V_{calc}}$	1	0,394	0,938	0,894	0,729	0,729	0,970	0,550	0,409
	2	-	0,862	0,844	0,629	0,629	-	-	0,779
$S_{e,1}^2$	1	0,029	0,005	0,006	0,010	0,010	0,006	0,119	0,003
	2	-	0,005	0,006	0,016	0,016	-	-	0,015
$\bar{V}_{sd,отн}$	1	0,786	0,912	0,970	1,092	1,092	1,341	2,329	1,062
	2	-	1,062	1,094	1,272	1,272	-	-	1,406
$S_{отн}$	1	0,518	0,195	0,275	0,360	0,360	0,243	1,217	0,223
	2	-	0,307	0,334	0,467	0,467	-	-	0,455
$V_{x,отн}, \%$	1	66	21	28	33	33	18	52	21
	2	-	23	31	37	37	-	-	32
$S_{e,2}^2$	1	0,317	0,046	0,076	0,139	0,139	0,182	3,353	0,054
	2	-	0,098	0,121	0,296	0,296	-	-	0,381

ПРИМЕЧАНИЕ к таблице 7:

* – расчет с учетом ограничений (согласно СНБ 5.03.01 [2] расчетная разрушающая нагрузка должна быть не менее

$V_{Rd} \geq (0,4f_{ctd} - 0,1\sigma_{cd}) \cdot u \cdot d$; то же для Eurocode 2 [4] – $V_{Rd,c} \geq 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$; 1 – показатели рассчитаны без учета обжатия по боковой поверхности (самонапряжения); 2 – то же с учетом обжатия (самонапряжения); в нормах СНиП 52-01 [1], BS 8110 [5], ACI 319 [6], ACI 318 [7] при расчете на продавливание не учитывается влияние бокового обжатия.

Расчет по нормам [2] имеет одну из меньших величин $\bar{V}_{sd,отн}$ среднего из отношения V_{calc} / V_{exp} по выборке в отношении $V_{calc} / V_{exp} = 1$, минимальное относительное стандартное отклонение, и низкий коэффициент вариации. При этом расчет по [2] дает некоторый запас прочности по среднему. Близкие статистические параметры имеют нормы [3-5]. Однако наблюдается некоторое смещение относительного среднего выше линии $V_{calc} / V_{exp} = 1$ по нормам [3-5], что говорит о некоторой переоценке величины разрушающих усилий. Особенно следует отметить коррелируемость расчетных и опытных значений разрушающих усилий на продавливание (местный срез) для норм [5]. При значительной переоценке разрушающих усилий по среднему этот нормативный документ имеет максимальное значение коэффициента корреляции, минимальное значение коэффициента вариации $V_{x,отн}$ и среднее стандартное отклонение. Касаясь остальных нормативных документов [1, 6, 7] можно отметить, что они имеют большие значения коэффициента вариации $V_{x,отн}$, стандартного отклонения $S_{отн}$, и $\bar{V}_{sd,отн}$ значительно отличается от единицы. При этом расчет по [1] недооценивает величину разрушающих усилий, расчеты по [6, 7] ее переоценивают.

Расчетные значения разрушающих усилий по [2, 3] наиболее приближены к среднему, равному 1, что можно видеть, оценив величину дисперсии $S_{e,2}^2$ и $\bar{V}_{sd,отн}$.

Нормативные документы [2] и [4] имеют ограничение по максимальному разрушающему усилию (приложение к таблице 7). Для норм [4] оно имеет низкую границу и для опытных образцов с характеристиками, принятыми в данном исследовании, не оказало никакого влияния. Чего нельзя сказать для нормативного документа [2]. Все полученные статистические параметры при этом несколько ухудшились (таблица 7).

Особым недостатком для всех нормативных документов можно отметить неточный учет влияния самонапряжения. Для ряда нормативных документов, [1, 5-7], влияние самонапряжения не учитывается. Анализ расчетных значений разрушающих усилий на продавливание (таблица 6) для [2] показал, что с учетом самонапряжения расчетные значения более приближаются к опытным значениям, чем без учета самонапряжения. Однако статистические параметры (таблица 7) при этом в целом несколько ухудшились.

Введенный в 2004 году российский нормативный документ [1] предлагает к расчету прочности на продавливание зависимость, которая фактически не претерпела никаких из-

менений по сравнению со [15]. Расчет для железобетонных элементов без поперечного армирования остался прежним, и, к перечисленным выше, можно отнести еще несколько недостатков. По [1] в определении расчетных разрушающих усилий на продавливание не учитывается влияние продольного армирования плиты и ее толщины. Судя по полученным экспериментальным данным (таблица 6, 7) эти недостатки можно считать очень существенными. Кроме того, учет влияния поперечного армирования также не достаточно точен.

Нормы [6, 7] переоценивают величину расчетных разрушающих усилий (таблицы 6, 7, рис. 5). Это положение, возможно, является следствием того, что зависимость для определения разрушающих усилий по этим нормам очень чувствительна к увеличению прочностных характеристик бетона и рабочей высоты плиты.

Нормативные документы [2-5] предоставляют к расчету прочности на продавливание местный срез в целом более точные зависимости. Помимо указанных выше недостатков можно отметить, что расчетные показатели прочности по этим нормативным документам довольно точно ложатся на прямую опытных данных и в целом, как было отмечено выше, дают хорошую корреляцию.

4 Выводы

1. Проведенные исследования позволяют утверждать скорее о пластичном, чем хрупком разрушении при продавливании, даже для элементов, разрушение которых проходило с громким хлопком, и как может показаться хрупко.
2. Конструкции с низким коэффициентом продольного армирования разрушаются, как правило, от изгиба, а не от продавливания. При этом разрушение сопровождается значительными прогибами в плите со стороны действия нагрузки и трещинообразование с большим раскрытием трещин (до 10 мм при достижении разрушающих усилий) со стороны разрушения.
3. Наиболее точно отвечают опытным значения разрушающих усилий на продавливание, значения рассчитанные по нормам [2-5].
4. К недостаткам определения разрушающих усилий можно отнести то, что увеличение прочности за счет самонапряжения конструкции либо не учитывается вовсе [1,4,5,7], либо учитывается не достаточно точно [2,3,6].
5. Расчетные зависимости для определения разрушающих усилий на продавливание по различным нормативным документам представляют собой эмпирические зависимости, которые могут согласоваться с законами статистики и показывать относительно хорошие результаты. Однако эмпирическая (статистическая) зависимость, как указано в работе [14], никогда не может установить наличия

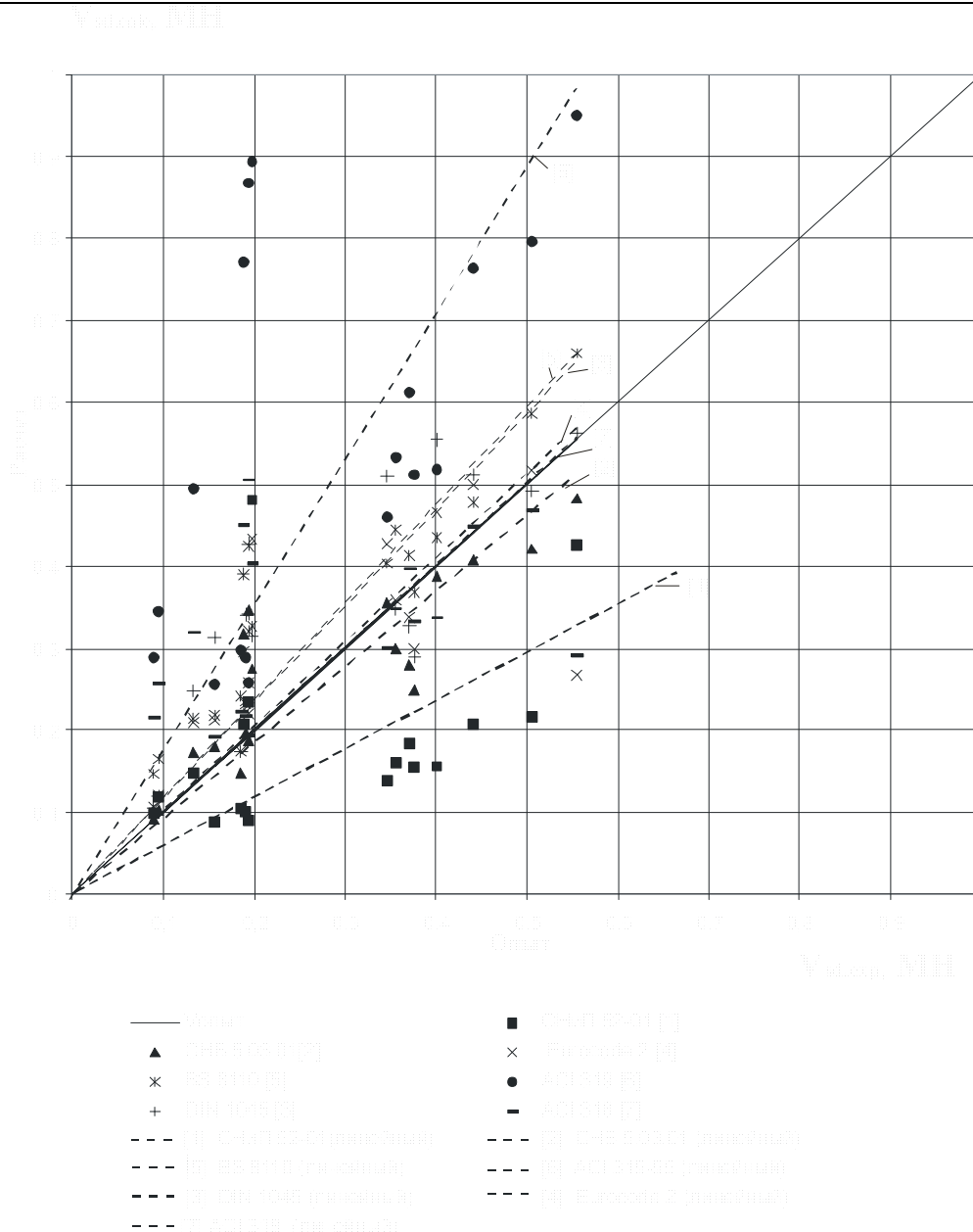


Рис. 5. Отношение расчетных значений разрушающих усилий к опытным.

причинной связи. Соображения о причинно-следственных отношениях не могут и не должны быть выведены только из анализа экспериментальных данных. Для формулирования гипотез об этих соотношениях должны привлекаться сведения извне, т.е. основанные на теоретических представлениях о сущности изучаемых процессов. В связи с этим положением вытекающая актуальность теоретического подхода к отысканию усилий при разрушении от продавливания (местного среза) очевидна.

Экспериментальные исследования проводились в лаборатории самонапряженных конструкции БГТУ г. Брест в рамках ГБ 04/406.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНиП 52.01-2003*. Бетонные и железобетонные конструкции /РФ. – М.: ЦИТП РФ, 2003. – 80 с.
2. СНБ 5.03.01-2002. Бетонные и железобетонные конструкции / ГП «Стройтехнорм». – Мн.: Минсктиппроект, 2002. – 80 с
3. DIN 1045 1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spfnnbeton, Erganzungsband zum Beton Kalender 2002.

4. EN 1992-1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode-2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building.– Brussels.– 2002, October – 230 p.
5. BS8110. Structural use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction / British Standards institution. – London, 1985. – 70 pp.
6. Building code requirements for structural concrete (ACI 319-95) and commentary (ACI 318R-95) / American Concrete Institute. – Detroit, 1995. – 369 pp.
7. ACI 318R-02 Byiliding Code Requirements for Structural Concrete and Commntnary.
8. ГОСТ 10178-85* Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия. – Взамен ГОСТ 10178-76. Введ. 10.07.85. – М.: Из-во стандартов, 1986. – 6 с.
9. ГОСТ 969-91 Цементы глиноземистые и высокоглиноземистые. Технические условия. – Взамен ГОСТ 969-77. Введ. 21.01.91 – М.: Из-во стандартов, 1991. – 5 с.
10. ГОСТ 4013-82 Камень гипсовый и гипсоангидридный для производства вяжущих материалов. Технические условия. – Взамен ГОСТ 4013-74. Введ. 27.09.82 – М.: Из-во стандартов, 1987. – 5 с.

11. ГОСТ 10180-90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. – Взамен ГОСТ 10180-78. Введ. 01.01.91 – М.: Из-во стандартов, 1990. – 45 с.
12. ГОСТ 18105-86* Бетоны. Правила контроля прочности. – Взамен ГОСТ 13015-75, ГОСТ 18105.0.... ГОСТ 18105.2-80. Введ. 01.01.87 – М.: Из-во стандартов, 1990. – 20 с.
13. ГОСТ 24452-80 Бетоны. Методы определения призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. Введ. 01.01.82 – М.: Из-во стандартов, 1984. – 20 с.
14. Б.М. Владимирский, А.Б. Горстко, Я.М. Ерусалимский Математика. Общий курс. – СПб.: Издательство «Лань», 2002. – 960 с. – (Учебник для вузов. Специальная литература).
15. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции /Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.

УДК 691.327 + 539.2

Дереченник С.С., Разумейчик В.С., Тур В.В.

ЗАКОНОМЕРНОСТИ ТОПОЛОГИЧЕСКОЙ НЕУПОРЯДОЧЕННОСТИ В ПЛОСКИХ СЕЧЕНИЯХ И ОБЪЕМАХ ДИСПЕРСНЫХ СИСТЕМ

Введение

Дисперсные системы – это микрогетерогенные системы, состоящие из двух или более фаз. При этом одна из фаз образует непрерывную дисперсионную среду, в объеме которой распределены частицы дисперсной фазы (фаз) с размерами в диапазоне от долей до десятков микрометров [1]. Ввиду специфичности физико-химических свойств, а также широкого распространения в природных явлениях и процессах и применения в техногенной деятельности человека, дисперсные системы являются чрезвычайно важным объектом исследований. Многие виды таких систем служат стартовой основой для получения дисперсных (композитных) материалов, таких, как бетоны, наполненные резины и пластики, керамические и металлокерамические материалы, твердые ракетные топлива и т.п. Несмотря на резкое различие перечисленных материалов по свойствам и области применения, общие и фундаментальные для всех дисперсных систем признаки – гетерогенность и дисперсность – позволяют обозначить общие подходы к их исследованию. Так, например, выявление особенностей топологического беспорядка дисперсных частиц в непрерывной среде позволяет закономерно связать их затем с пространственными (фазовыми) структурами, возникающими при коагуляции частиц в твердеющем материале, а следовательно, и с его физическими свойствами.

Эффективным аппаратным средством исследования твердотельных гетерогенных структур, в том числе и композитных материалов, является растровая электронная микроскопия их поверхностей и срезов (шлифов, сечений) [2]. Получаемые при этом изображения дают возможность с высокой точностью определять разнообразные структурно-топологические характеристики материала: фазовый состав, наличие и тип кристаллизационных структур, форму частиц, распределение их по размерам и взаимное расположение. Подобные аппаратные средства, позволяющие непосредственно и столь же точно исследовать аналогичные характеристики в объеме твердого тела, к сожалению, еще не созданы. Названные же характеристики, отнесенные к объему и к плоскому срезу исследуемой системы, будут, несомненно, отличаться друг от друга, причем весьма сложным образом. Более того, некоторые исследователи утверждают, что такой объемный структурный параметр системы, как гранулометрический состав (распределение по размерам) дисперсных частиц, невозможно восстановить по распределению размера сечений частиц и их расположению в плоском сечении [3].

Нами, на примере цементных паст, исследованы некоторые структурно-топологические особенности дисперсных систем во взаимосвязи их объемных характеристик с соответствующими характеристиками плоского сечения. При этом

показано, что, в приближении дисперсных частиц твердыми сферами, по крайней мере, некоторые из объемных характеристик – водоцементное отношение и распределение частиц по размерам – надежно восстанавливаются на основе информации, получаемой по плоским срезам системы.

Постановка задачи

Исследуемой дисперсной системой является золь природных минералов – цементная паста, состоящей из частиц дисперсной фазы – цементного порошка (зерен различного размера), равномерно распределенных в дисперсионной среде – воде.

Важнейшими структурно-топологическими (равно и технологическими) «объемными» характеристиками такой системы являются:

- V1) гранулометрический состав зерен (распределение их по размерам);
- V2) водоцементное отношение (массы дисперсионной среды и массы дисперсной фазы).

Химический состав дисперсной фазы не будет, в данном исследовании, иметь существенного значения, так как обычно гранулометрические распределения каждой из фазовых составляющих полагают идентичными.

Аналогично, в качестве основных «плоских» характеристик системы (определяемых в ее плоском сечении), примем:

- S1) распределение сечений зерен по размеру;
- S2) отношение площадей, занимаемым в сечении дисперсионной средой (эпоксидным наполнителем, заменяющим воду в натурном эксперименте) и сечениями зерен.

Сформулируем **прямую задачу** исследования, как определение характеристик S1 и S2 по заданным V1 и V2, а **обратную задачу** – соответственно, как определение (восстановление) характеристик V1 и V2 по известным S1 и S2.

Для решения поставленных задач использовано приближение дисперсных частиц твердыми сферами, которое широко применяется в исследованиях композитных материалов, в том числе – для имитационного (компьютерного) моделирования их структуры. Вполне оправдан также и статистический подход, поскольку число дисперсных частиц в единице объема системы весьма велико (концентрация, по порядку величины, может превышать 10^{14} м^{-3}), а их начальное (до начала процессов коагуляции) расположение в дисперсионной среде можно считать равномерным и статистически независимым друг от друга. Полагая также, что свойства дисперсной системы (и образующегося из нее композитного материала) изотропны, справедливо применение эргодической гипотезы. В этом случае все сечения системы достаточно большой площади статистически идентичны, поэтому структурно-

Дереченник Станислав Станиславович, кандидат технических наук, доцент, зав. кафедрой «ЭВМ и системы» Брестского государственного технического университета, e-mail: chief.cm@bstu.by.

Разумейчик Вита Станиславовна, аспирант кафедры «ЭВМ и системы» Брестского государственного технического университета.

Тур Виктор Владимирович, доктор технических наук, проректор по научной работе, зав. кафедрой «Технология бетона и строительных материалов» Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.