

УДК 624.012.44

Рак Н.А.

## К РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ ОПОРНЫХ УЧАСТКОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ МЕСТНОМ ПРИЛОЖЕНИИ НАГРУЗКИ ЧЕРЕЗ СТАЛЬНЫЕ ПЛАСТИНЫ

### ВВЕДЕНИЕ

Одним из наиболее ответственных элементов в системе каркаса здания и сооружения являются узлы сопряжения сборных железобетонных элементов. В примыкающих к узлам опорных частях элементов действуют значительные по величине нагрузки, приложенные по небольшим площадкам. С учетом ответственности узла сопряжения в опорных частях сопрягаемых железобетонных конструкций, как правило, предусматривают закладные изделия, содержащие пластины и анкерные стержни. Кроме того, во избежание образования и раскрытия продольных трещин при передаче усилий обжатия на опорном участке, как правило, устанавливают поперечную и косвенную арматуру.

Следует отметить, что вопросы расчета прочности бетона и железобетона при местном сжатии являлись предметом большого количества экспериментальных исследований бетонных элементов и элементов, усиленных косвенным армированием. Подробный анализ результатов основных исследований прочности бетонных элементов был выполнен автором [1] в период подготовки раздела СНБ 5.03.01-02 [2], посвященного расчету бетонных элементов при местном сжатии.

На основе этого анализа была предложена новая зависимость (1) для расчета прочности бетонных элементов при местном сжатии, которая по своей структуре в большей степени отражает физическую сущность процессов, происходящих в бетоне при его работе в условиях местного сжатия.

При этом расчетное сопротивление бетона смятию следует определять по формуле

$$f_{\text{суд}} = \omega_u \cdot \alpha \cdot f_{\text{сд}} \quad (1)$$

где  $f_{\text{сд}}$  — расчетное сопротивление бетона сжатию;  
 $\alpha$  — коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки;  
 $\omega_u$  — коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии, который следует определять по формуле

$$\omega_u = 1 + k_u \cdot k_f \cdot \frac{f_{\text{сд}}}{f_{\text{сд}}} \cdot \left( \sqrt{\frac{A_{\text{с1}}}{A_{\text{с0}}}} - 1 \right) \leq \omega_{u, \text{max}} \quad (2)$$

здесь  $k_u$  — коэффициент эффективности бокового обжатия при смятии, принимаемый для тяжелого бетона по формуле  $k_u = 0,8 \frac{f_{\text{сд}}}{f_{\text{сд}}}$ , но не менее 14;

$k_f$  — коэффициент, учитывающий неравномерность бокового обжатия;  
 $\omega_{u, \text{max}}$  — предельное значение коэффициента повышения прочности бетона при смятии;  
 $A_{\text{с0}}$  — площадь смятия;  
 $A_{\text{с1}}$  — площадь распределения, симметричная относительно центра площади смятия.

Как показали исследования усиленных косвенным армированием сжатых элементов, роль этого армирования проявляется, прежде всего, в создании дополнительного бокового обжатия бетона, которое, препятствуя образованию трещин отрыва, повышает прочность бетона на сжатие и величину его предельной сжимаемости [3].

Примерно ту же природу имеет и эффект повышения прочности бетона при местном сжатии в результате установки косвенного армирования.

Исследования прочности бетонных элементов, усиленных косвенным армированием, сравнительно немногочисленны. В большинстве из них предлагаются различные по своей структуре зависимости, имеющие, как правило, эмпирический характер.

Действующими нормами по проектированию железобетонных конструкций [1] установлено, что расчет прочности элементов из тяжелого бетона, усиленного косвенным армированием, при местном сжатии должен выполняться из условия

$$N_{\text{сд}} \leq f_{\text{суд, eff}} \cdot A_{\text{с0}} \quad (3)$$

где  $N_{\text{сд}}$  — равнодействующая расчетных усилий, действующих на площадь смятия  $A_{\text{с0}}$ ;

$f_{\text{суд,eff}}$  — приведенное расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле

$$f_{\text{суд,eff}} = f_{\text{суд}} + \varphi_0 \cdot \rho_{\text{xy}} \cdot f_{\text{yd,xy}} \cdot \varphi_s \quad (4)$$

здесь  $f_{\text{суд}}$  — расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по (1);

$\varphi_0$  — коэффициент эффективности косвенного армирования, определяемый по формуле

$$\varphi_0 = \frac{1}{0,23 + \psi}, \quad (5)$$

здесь  $\psi = \frac{\rho_{\text{xy}} \cdot f_{\text{yd,xy}}}{\alpha \cdot f_{\text{сд}} + 10}$ ; ( $f_{\text{yd,xy}}, f_{\text{сд}}$  — в Н/мм<sup>2</sup>);

$f_{\text{yd,xy}}$  — расчетное сопротивление арматуры сеток;

$\rho_{\text{xy}}$  — коэффициент армирования, равный

$$\rho_{\text{xy}} = \frac{n_x \cdot A_{\text{sx}} \cdot l_x + n_y \cdot A_{\text{sy}} \cdot l_y}{A_{\text{eff}} \cdot s_n}, \quad (6)$$

здесь  $n_x, A_{\text{sx}}, l_x$  — соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки (считая в осях крайних стержней) в одном направлении;

$n_y, A_{\text{sy}}, l_y$  — то же, в другом направлении;

$A_{\text{eff}}$  — площадь бетона, заключенного внутри контура сеток косвенного армирования, считая по их крайним стержням, и расположенного в пределах площади распределения;

$A_{\text{с1}}, s_n$  — расстояние между сетками;

$\varphi_s$  — коэффициент, учитывающий влияние косвенного армирования в зоне местного сжатия, определяется по формуле

$$\varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{\text{с0}}}{A_{\text{eff}}}. \quad (7)$$

В случае, если контур площади смятия выходит за пределы контура сеток косвенного армирования, при определении площади смятия  $A_{\text{с0}}$  и площади распределения  $A_{\text{с1}}$  учитывается только площадь бетона внутри контура сеток.

Площади сечения стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлениях не должны различаться более, чем в 1,5 раза, а шаг стержней сетки не должен превышать 100 мм и 1/4 меньшей стороны сечения.

Как следует из рассмотрения приведенных выше формул, нормативная методика расчета на местное сжатие позволяет учитывать физико-механические свойства бетона, расположение площадки местного сжатия и характер распределения по ней нагрузки, степень косвенного армирования. Однако она не может в полной мере отразить все особенности работы опорных участков железобетонных конструкций, в которых, как правило, устанавливаются закладные детали. К таким особенностям по нашему мнению следует отнести совместную работу пластины закладной детали и бетона при восприятии поперечных растягивающих напряжений, что существенно повышает прочность бетона на смятие, а также работу на сжатие анкерных стержней детали.

Для оценки влияния пластин закладных изделий на работу узловых соединений в НИИЖБе и НИИМосстрое Г.Н. Заварзаевым были проведены испытания опытных образцов в виде призм размерами 15×15×60 см на действие местной нагрузки, приложенной симметрично через стальные штампы [4, 5]. Толщина пластин была принята равной 1, 2 и 4 мм. Образцы, торцы которых были усилены стальными пластинами, дополнительно армировались поперечными сварными сетками, установленными по высоте образца с шагом 50 мм. Сетки были изготовлены из арматуры Ø 8 А-I с ячейкой 65×65 мм. Первая сверху сетка была установлена на расстоянии 150 мм от верхнего торца. Были испытаны две серии образцов-призм, отличавшихся прочностью бетона (призменная прочность равнялась 35,5 и 26,7 МПа). В каждой из серий было по два эталонных образца, не имевших армирования сетками и стальными пластинами. Результаты испытаний показали, что образцы с усилением торцов стальными пластинами разрушались при больших нагрузках, чем эталонные образцы. Величина превышения составила в среднем 33, 38 и 47 % при толщине пластин соответственно 1, 2 и 4 мм. Изме-

рения поперечных деформаций бетона показало, что распределение этих деформаций по высоте приопорной зоны после постановки пластин значительно изменяется по сравнению с таковыми у эталонных образцов. По результатам испытаний сделан вывод о том, что увеличение толщины пластины свыше 4 мм неэффективно, поскольку, несмотря на некоторое повышение прочности приопорных зон, прочность стали пластин остается существенно недоиспользованной. На основании анализа экспериментальных данных расчет прочности приопорных зон конструкций при расчете на смятие рекомендовалось выполнять по формулам норм [6], умножая расчетную призматическую прочность на коэффициент

$$\gamma_s = 1 + \frac{0,1 \cdot t_s}{0,15 + 0,25 \cdot t_s}, \quad (8)$$

где  $t_s$  — толщина пластины в мм.

Как следует из формулы (8) повышение прочности приопорных зон за счет учета работы стальных пластин может составить не более 40 %.

Несущая способность зон концентрированного приложения нагрузки в железобетонных мостах была исследована в ЦНИИСе Т.К. Гусевой на 30 железобетонных призматических образцах размерами 35×35×100 см. Концентрированная сжимающая нагрузка передавалась через жесткие цилиндрические штампы круглого сечения диаметрами 10 см или 15 см. Толщина листа распределительного закладного изделия изменялась от 1 до 4 см. Испытания показали, что с увеличением толщины листа увеличивается площадь бетона, на который распределяется нагрузка. Однако с некоторого минимального значения толщины листа при последующем увеличении контактная прочность бетона равна прочности на сжатие.

В проведенных в Белорусском национальном техническом университете исследованиях прочности образцов из высокопрочного бетона (кубиковая прочность 70-95 МПа) при местном концентрированном сжатии стальными штампами [7] было установлено, что наличие стальной пластины повысило прочность образцов при толщине пластины 6 мм на 22..36 %, а при толщине 12 мм на 40..62 %. При этом степень увеличения практически не зависит от размеров штампа и их соотношения с размерами образца.

Полученное при этих испытаниях напряженно-деформированное состояние образцов свидетельствует о том, что стальные пластины частично распределяют нагрузку от штампа на бетон, расположенный за пределами штампа по его периметру. При этом размер образовавшегося под штампом клина сохраняется таким же, как и в образцах без пластин, т.е. основанием клина является площадка нагружения. Следовательно, несущая способность этого бетона на местное сжатие может быть определена по приведенной выше формуле (2), принимая  $k_u = 14,5$  и  $k_f = 1,0$ .

Включение в работу бетона, расположенного по периметру штампа в пределах полосы шириной  $d_{add}$ , обеспечиваемое стальной пластиной, рекомендовалось учитывать добавлением дополнительного слагаемого  $N_{add}$ , определяемого по формуле

$$N_{add} = f_c \cdot A_{c,add}, \quad (9)$$

где  $f_c$  — цилиндрическая прочность бетона,

$A_{c,add}$  — площадь бетона, расположенного по периметру штампа, в пределах полосы шириной  $d_{add}$ .

При этом ширину полосы  $d_{add}$  предложено определять по формуле

$$d_{add} = \delta_p \sqrt{\frac{f_y}{3f_c}}, \quad (10)$$

где  $\delta_p$  — толщина пластины,

$f_y$  — расчетное сопротивление стали пластины.

Как видно из приведенного выше краткого обзора, результаты экспериментальных исследований прочности опорных зон конструкций, усиленных торцевой стальной пластиной, весьма противоречивы, а предложения по учету влияния пластин на прочность опорных зон исходят из различных предпосылок, что неизбежно приводит к существенно различающимся расчетным значениям разрушающих нагрузок.

#### МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

В 1988 году в Белорусском политехническом институте (ныне БНТУ) автором были проведены исследования работы опорных участков железобетонных конструкций при местном сжатии. Для изуче-

ния напряженно-деформированного состояния опорных участков железобетонных конструкции при местном сжатии была проведена серия из 32 испытаний стальными штампами опытных образцов опорных участков стропильной конструкции. Результаты экспериментальных исследований ранее не публиковались, хотя частично были рассмотрены в работе автора [8].

Опытные образцы представляли собой фрагменты опорного узла фермы, содержащие в себе основные элементы армирования (закладные детали, рабочая продольная арматура, конструктивный каркас, сетки косвенного армирования). Опытные образцы с проектными размерами 240×600×600 мм были изготовлены в стальной опалубке, твердение бетона происходило в естественных условиях. В период проведения испытаний призмная прочность бетона и начальный модуль деформаций составили соответственно 35,5 МПа и 33 000 МПа. Закладная деталь состояла из пластины (размер в плане 240×300 мм, толщина 12 мм) и приваренных нормально к ней 8 стержней диаметром 14 мм из арматуры класса АIII. Стержни размещались с шагом 70 мм в два ряда, ориентированных в плоскости опорного участка и расположенных на расстоянии 35 мм от грани пластины. Рабочая продольная арматура каркаса была принята в виде 4 стержней диаметром 14 мм из арматуры класса АIII. Конструктивный каркас состоял из двух половин, каждая из которых представляла собой загнутую с двух сторон плоскую сетку, выполненную из стержней диаметром 14 мм из арматуры класса АIII. Шаг вертикальных стержней сетки 140 мм, а горизонтальных — 220 мм. Сетки косвенного армирования выполнены в виде гребенок из стержней диаметром 8 мм из арматуры класса АI, установленных с шагом 70 мм. Сетки косвенного армирования установлены в каждом опорном узле в количестве 4 штук с шагом 70 мм при чередовании направления гребенок. В местах установки сеток косвенного армирования были вырезаны участки горизонтальных стержней конструктивного каркаса. Фактическая ширина опытных образцов оказалась несколько больше проектной и изменялась в пределах 245..265 мм (в среднем 250 мм).

Каждый из образцов содержал по два опорных узла, расположенных по диагонали. Это позволило на каждом из восьми опытных образцов произвести по 4 испытания (два при опирании штампа на пластину закладной детали и два непосредственно на бетон).

Выбор места расположения штампа определялся фактически возможными положениями сжатой зоны бетона стропильной конструкции при работе узлов сопряжения стропильной конструкции с колоннами одноэтажных производственных зданий в различных плоскостях. Расположение штампа в испытаниях серии МС соответствует положению сжатой зоны различной высоты при работе узла в плоскости продольной рамы каркаса. Испытания по сериям М и С соответствует положению сжатой зоны у наружной и внутренней граней пластины закладной детали колонны, т.е. при работе узла на изгиб в различном направлении в плоскости поперечной рамы каркаса.

Испытания образцов опорных участков железобетонных конструкций проводились на прессе грузоподъемностью 5000 кН. Образец устанавливался на нижнюю плиту прессы. После установки штампа между ним и верхней подушкой прессы укладывались пластина и два слоя фторопласта. Таким образом, было устранено возможное влияние на прочность образцов трения между штампом и подушкой прессы. После установки приборов производилось загрузке образца до нагрузки, составляющей примерно 10..15 % от предполагаемой разрушающей. По показаниям индикаторов определяли характер перемещения штампа относительно нагружаемой поверхности образца. Если индикаторы, расположенные рядом со штампом, фиксировали отрыв штампа, то производили разгрузку, передвигали весь образец по нижней плите прессы и осуществляли повторное загрузку до тех пор, пока все указанные выше индикаторы не фиксировали осадку штампа. Нагружение образцов производили до разрушения образцов этапами, равными примерно 10% от предполагаемой разрушающей нагрузки.

### ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ

Испытания образцов опорных участков при краевом приложении местной сжимающей нагрузки (серия МС) показали сложный характер напряженного состояния бетона в области местного сжатия. Распределение деформаций на боковых гранях образцов уже с первых этапов нагружения было крайне неравномерным как по поперечному сечению, так и по высоте. В каждом из контролируемых поперечных сечений наибольшие напряжения сжатия наблюдались непосредственно под штампом, по мере удаления от него быстро уменьшались, а на некотором расстоянии появлялись уже растягивающие напряжения. По высоте образца напряжения также затухали очень интенсивно, а на расстоянии 25..35 см от нагруженной плоскости распределение напряжений по поперечному сечению примерно соответствовало его распределению по формулам сопротивления материалов. Следует отме-

тить, что с ростом нагрузки на штамп неравномерность распределения деформаций бетона, как по сечению, так и по высоте увеличивалась.

Первые трещины, как правило, образовывались на той боковой грани, к которой примыкал штамп, примерно посередине его длины. Трещина была практически вертикальной (угол наклона к вертикали в пределах 10°). При дальнейшем увеличении нагрузки происходило образование наклонных трещин, начинающихся под наружным краем штампа, а затем происходил скол углового блока бетона, который отделялся от основного массива наклонной трещиной, вышедшей на торец образца. К этому времени в области бетона под штампом образовывался клин из уплотненного бетона, который, перемещаясь вниз перед штампом, раскалывал бетон в параллельном боковой грани направлении. Раскалывание сопровождалось отслоением бетона боковой грани, расположенного между наклонной гранью клина и боковой поверхностью образца (рис. 1, 2).

Основные результаты испытаний при краевой схеме приложения местной сжимающей нагрузки (серия МС) приведены в таблице 1 и свидетельствуют о значительном влиянии пластины на прочность образцов. Оно проявилось в увеличении площади смятия бетона при одинаковом размере штампа, а также в эффекте сдерживания поперечных растягивающих деформаций в бетоне под штампом. В результате этого нагрузки образования трещин и разрушения для образцов со штампами одинакового размера в 1,5..3 раза больше в случае опирания штампов на пластину, чем при их опирании непосредственно на бетон. Причем, чем меньше поперечный размер штампа  $h_1$ , тем больший эффект достигается от наличия пластины под штампом. Это объясняется относительно большим увеличением площади дополнительно включающегося в работу бетона по сравнению с площадью штампа.

Влияние размера штампа  $h_1$  на нагрузку наиболее значительно проявилось при переходе от  $h_1 = 4$  см к  $h_1 = 8$  см. При этом качественно изменилась работа бетона на смятие. В первом случае почти весь объем бетона под штампом, превращающийся в жесткий клин, располагается в пределах защитного слоя арматурных стержней каркаса и анкерных стержней закладной детали. Во втором случае большая часть жесткого клина попадает в область бетона, ограниченную пластиной закладной детали, арматурными стержнями каркаса и сетками косвенного армирования. При наличии столь интенсивного армирования создается обойма для этой области бетона, значительно повышающая его прочность.

Дальнейшее возрастание доли бетона, находящегося в армированном объеме образца при переходе к  $h_1 = 12$  см, еще более увеличивает нагрузку при разрушении.

Таблица 1 – Основные результаты испытаний опытных образцов и расчетов при краевом нагружении

Шифр	$b_1$ , мм	$h_1$ , мм	$N_u$ , кН	$\omega_{\text{суд,эф}}^*$	$N_{u,1}$ , кН	$N_{u,2}$ , кН	$N_{u,\text{cal}}$ , кН	$\frac{N_{u,\text{cal}}}{N_{u,\text{obs}}}$
МС-4-б1	40	140	387	1.947	264	232	264	0.683
МС-4-б2			247	1.242	267	236	267	1.081
МС-4-б3			427	2.148	263	198	263	0.615
МС-8-б1	80	140	1083	2.724	527	860	860	0.794
МС-8-б2			867	2.181	544	862	862	0.994
МС-12-б1	120	140	1867	3.130	796	1461	1461	0.782
МС-12-б2			1433	2.403	808	1456	1456	1.016
МС-4-а1	40	140	1043	5.246	1065	600	1065	1.022
МС-4-а2			1140	5.734	1109	620	1109	0.972
МС-4-а3			973	4.894	1111	602	1111	1.142
МС-8-а1	80	140	2050	5.156	1877	1440	1877	0.916
МС-8-а2			1787	4.494	1939	1473	1939	1.085
МС-8-а3			1950	4.904	1859	1358	1859	0.953
МС-8-п			1547	3.891	1958	1478	1958	1.266
МС-12-а1	120	140	2467	4.136	2746	2359	2746	1.113
МС-12-а2			2450	4.108	2831	2283	2831	1.156

\*Посчитан по формуле  $\omega_{\text{суд,эф}} = \frac{N_u}{f_c \cdot b_1 \cdot h_1}$

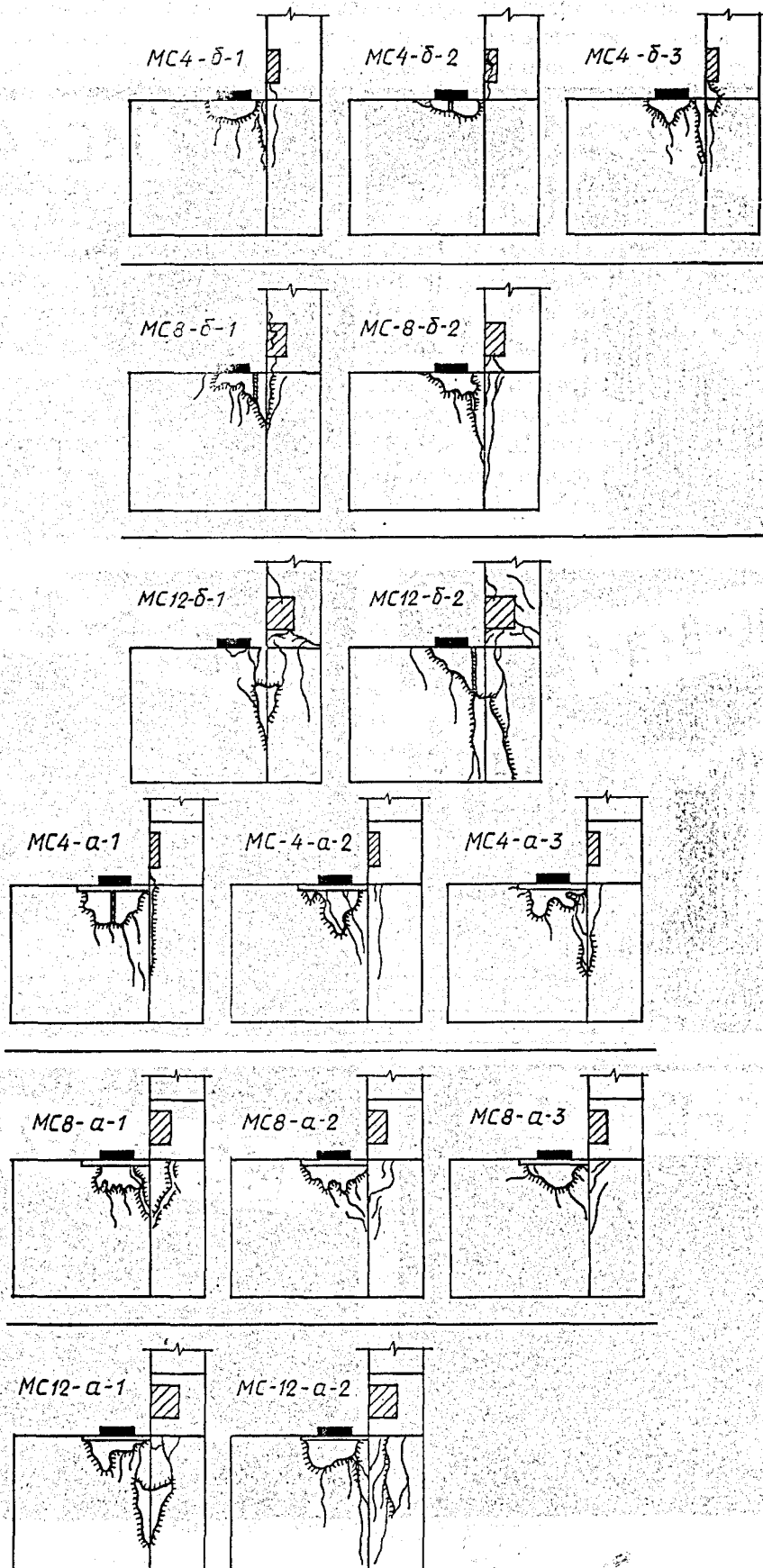


Рисунок 1 – Схемы разрушения образцов, испытанных при краевом нагружении.



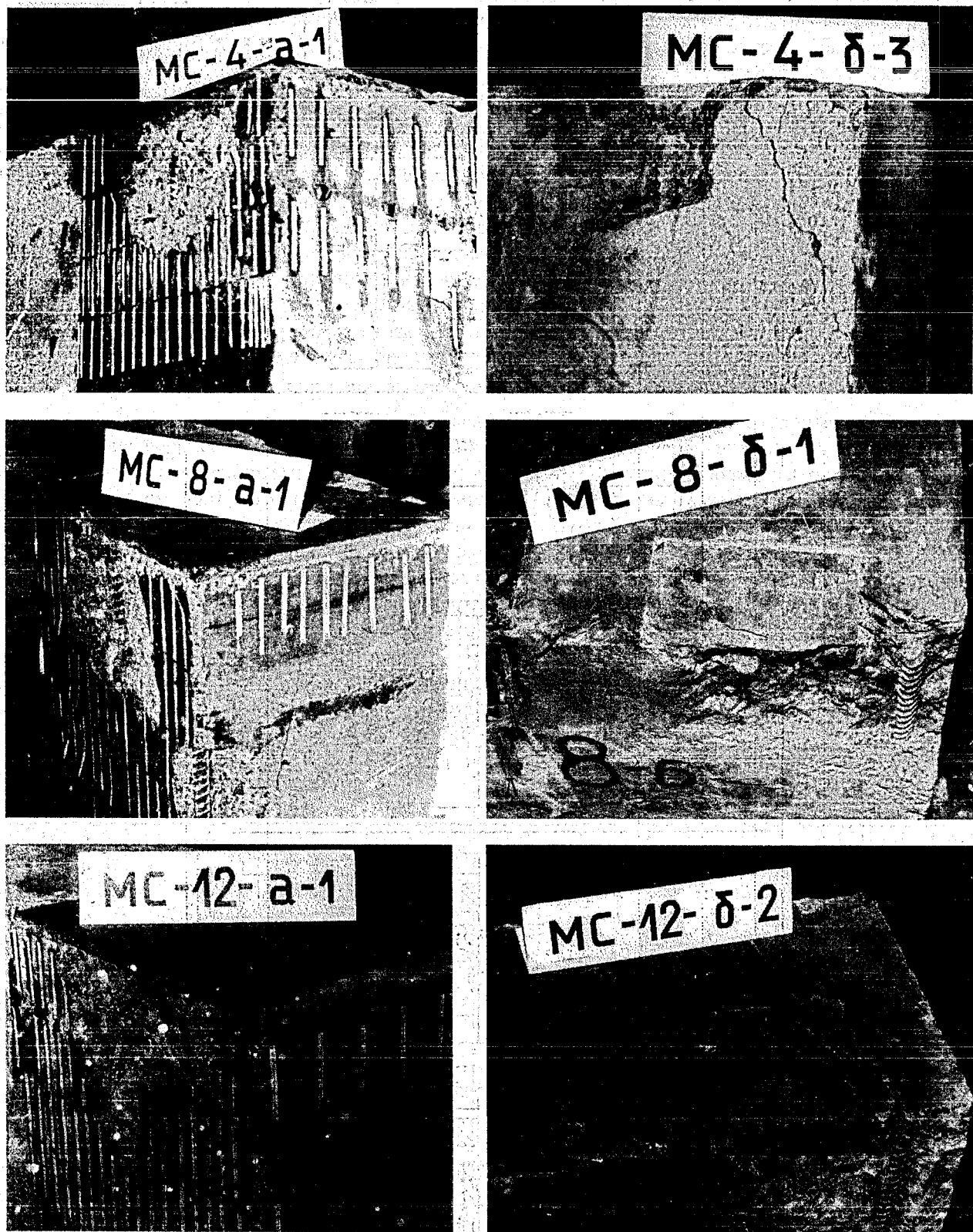


Рисунок 2 – Характер разрушения образцов, испытанных при краевом загрузении

При испытаниях серий М и С сначала, как правило, образовывалась вертикальная трещина под серединой штампа, затем появлялась наклонная трещина от наружного края штампа. При дальнейшем нагружении происходило образование клина бетона под штампом и происходил сдвиг этого клина, сопровождавшийся отслоением бетона сбоку клина и образованием радиальных трещин. После этого сравнительно небольшое повышение нагрузки приводило к разрушению образца. При одинаковых условиях (размеры штампа, вид основания) разрушающая нагрузка при расположении штампа по схеме С превышает в 1,4..1,8 раза разрушающую нагрузку при схеме М. Это можно объяснить повышением сопротивления бетона поперечному растяжению под штампом по мере удаления нагружаемой области бетона от торцевой поверхности образца. Приведенная закономерность характерна для любого из принятых размеров полосового штампа и вида основания.

Относительное повышение разрушающей нагрузки при переходе от опирания на бетон к опиранию на пластину выше для меньшего размера  $h_1$  штампа, что также было ранее установлено для образцов серии МС и имеет то же обоснование. Пластина в образцах всех серий оказывала сдерживающее влияние на прилегающий бетон и распределяла усилие смятия на области бетона, примыкающие к штампу. При отсутствии пластины в бетоне под краями штампа имеет место концентрация значительных по величине срезающих напряжений, приводящих к сдвигу бетона по плоскостям жесткого клина. При наличии пластины наблюдается плавный характер ее изгиба за пределами штампа, что обеспечивает лучшие условия работы бетона.

### МЕТОДИКА РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ОПОРНЫХ УЧАСТКОВ

Анализ результатов исследований позволил разработать методику расчета прочности опорных участков железобетонных конструкций, основанную на основных положениях норм проектирования [2].

При расчете на местное смятие при отсутствии стальных пластин закладных изделий следует производить расчет для следующих возможных схем разрушения:

- по неармированному бетону (без учета косвенного армирования);
- по косвенно армированному бетону.

При этом в качестве несущей способности на местное смятие принимается наибольшая из двух полученных величин.

Таблица 2 – Основные результаты испытаний опытных образцов и расчетов при полосовом нагружении

Шифр	$b_1$ , мм	$h_1$ , мм	$N_u$ , кН	$\omega_{\text{суд,eff}}^*$	$N_{u,1}$ , кН	$N_{u,2}$ , кН	$N_{u,\text{cal}}$ , кН	$\frac{N_{u,\text{cal}}}{N_{u,\text{obs}}}$
С-2-61	240	20	1350	7.313	717	1152	1152	0.853
С-2-62			1200	6.501	740	1172	1172	0.976
М-2-61			927	5.022	517	926	926	0.998
М-2-62			1040	5.767	504	918	918	0.883
С-4-61	240	40	2133	6.259	1000	1848	1848	0.866
С-4-62			2133	6.259	983	1840	1840	0.863
М-4-61			1560	4.577	756	1499	1499	0.961
М-4-62			1653	4.850	763	1500	1500	0.907
С-2-а1	240	20	2417	14.184	1853	1607	1853	0.767
С-2-а2			2300	13.498	1904	1623	1904	0.828
М-2-а1			1640	9.624	1637	1414	1637	0.998
М-2-а2			1640	9.624	1676	1414	1676	1.022
С-4-а1	240	40	2717	7.972	2670	2339	2670	0.983
С-4-а2			2850	8.363	2679	2355	2679	0.940
М-4-а1		40	1750	5.135	2246	1923	2246	1.284
М-4-а2			1917	5.625	2363	1947	2363	1.232

\* Посчитан по формуле  $\omega_{\text{суд,eff}} = \frac{N_u}{f_c \cdot b_1 \cdot h_1}$

При расчете по прочности неармированного бетона в расчетную площадь  $A_{c0}$  следует включать всю площадь приложения нагрузки, а при расчете по прочности косвенно армированного бетона



только ту часть этой площади, которая расположена в пределах косвенно армированного бетона. При этом усиленным косвенным армированием считается бетон, заключенный внутри контура крайних стержней конструктивного каркаса.

При определении коэффициента армирования  $\rho_{xy}$  допускается учитывать не только стержни сеток косвенного армирования, но и стержни арматурных каркасов, имеющие надежную анкеровку в бетоне.

Тогда для определения по формуле (5) коэффициента эффективности косвенного армирования  $\phi_0$ , а также приведенного сопротивления бетона смятию  $f_{\text{суд,eff}}$  по формуле (4) произведение  $\rho_{xy} \cdot f_{\text{yd,xy}}$  рекомендуется вычислять по формуле

$$\rho_{xy} \cdot f_{\text{yd,xy}} = \sum (\rho_i \cdot f_{\text{yd,i}}), \quad (11)$$

где объемные коэффициенты армирования  $\rho_i$  определяются согласно следующим формулам, используемые в которых геометрические параметры приведены на рис. 4:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_{\text{ef}} \cdot 2a} \text{ для продольной арматуры каркаса;}$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{s_2 \cdot 2a} \text{ для сеток косвенного армирования;}$$

$$\rho_3 = \frac{A_{s3}}{s_3 \cdot 2a} \text{ для поперечной арматуры каркаса.}$$

По приведенным выше формулам были выполнены расчеты прочности испытанных образцов при следующих исходных данных ( $A_{s1} = 254 \text{ мм}^2$ ;  $A_{s3} = 154 \text{ мм}^2$ ;  $f_{\text{yd,1}} = 460 \text{ МПа}$ ;  $f_{\text{yd,3}} = 460 \text{ МПа}$ ;  $a = 50 \text{ мм}$ ;  $b_{\text{ef}} = 200 \text{ мм}$ ;  $s_2 = 70 \text{ мм}$ ;  $s_3 = 140 \text{ мм}$ ). Результаты расчетов свидетельствуют (таблицы 1 и 2), что рекомендуемая методика позволяет вполне удовлетворительно оценить прочность опорных участков, не имеющих армирования торца стальной пластиной. Среднее по 15 образцам отношение расчетных значений к опытным составило 0,885 при коэффициенте вариации 0,128.

При расчете на местное смятие опорных участков, усиленных стальными пластинами закладных изделий, следует производить расчет для следующих возможных схем разрушения:

- по бетону, усиленному стальными пластинами;
- по бетону, комплексно усиленному стальными пластинами и косвенным армированием.

При этом в качестве несущей способности на местное смятие принимается наибольшая из двух полученных величин.

При расчете по бетону, усиленному стальными пластинами, в расчетную площадь  $A_{\text{с0}}$  следует включать всю площадь приложения нагрузки, а включение в работу бетона, расположенного по периметру штампа в пределах полосы шириной  $d_{\text{add}}$ , обеспечиваемое стальной пластиной, рекомендуется учитывать добавлением дополнительного слагаемого.

В случае, когда стальные пластины имеют надежное закрепление в бетоне за пределами площади приложения нагрузки, указанные пластины следует рассматривать как особый вид косвенной арматуры. Тогда для определения по формуле (5) коэффициента эффективности косвенного армирования  $\phi_0$ , а также приведенного сопротивления бетона смятию  $f_{\text{суд,eff}}$  по формуле (4) произведение  $\rho_{xy} \cdot f_{\text{yd,xy}}$  рекомендуется вычислять по формуле

$$\rho_{xy} \cdot f_{\text{yd,xy}} = \frac{\delta_p}{a} f_y, \quad (12)$$

где  $\delta_p$  — толщина пластины, принимаемая для расчета не более 4 мм;

$f_y$  — расчетное сопротивление стали пластины.

Тогда несущая способность образцов при местном сжатии при наличии пластин определяется по формуле

$$N_{\text{u,cal}} = f_{\text{суд,eff}} \cdot A_{\text{с0}} + f_{\text{сд,eff}} \cdot A_{\text{с,add}}, \quad (13)$$

где  $f_{\text{суд,eff}}$  — расчетное сопротивление бетона, усиленного косвенным армированием, при местном сжатии, определяемое по формуле (4);

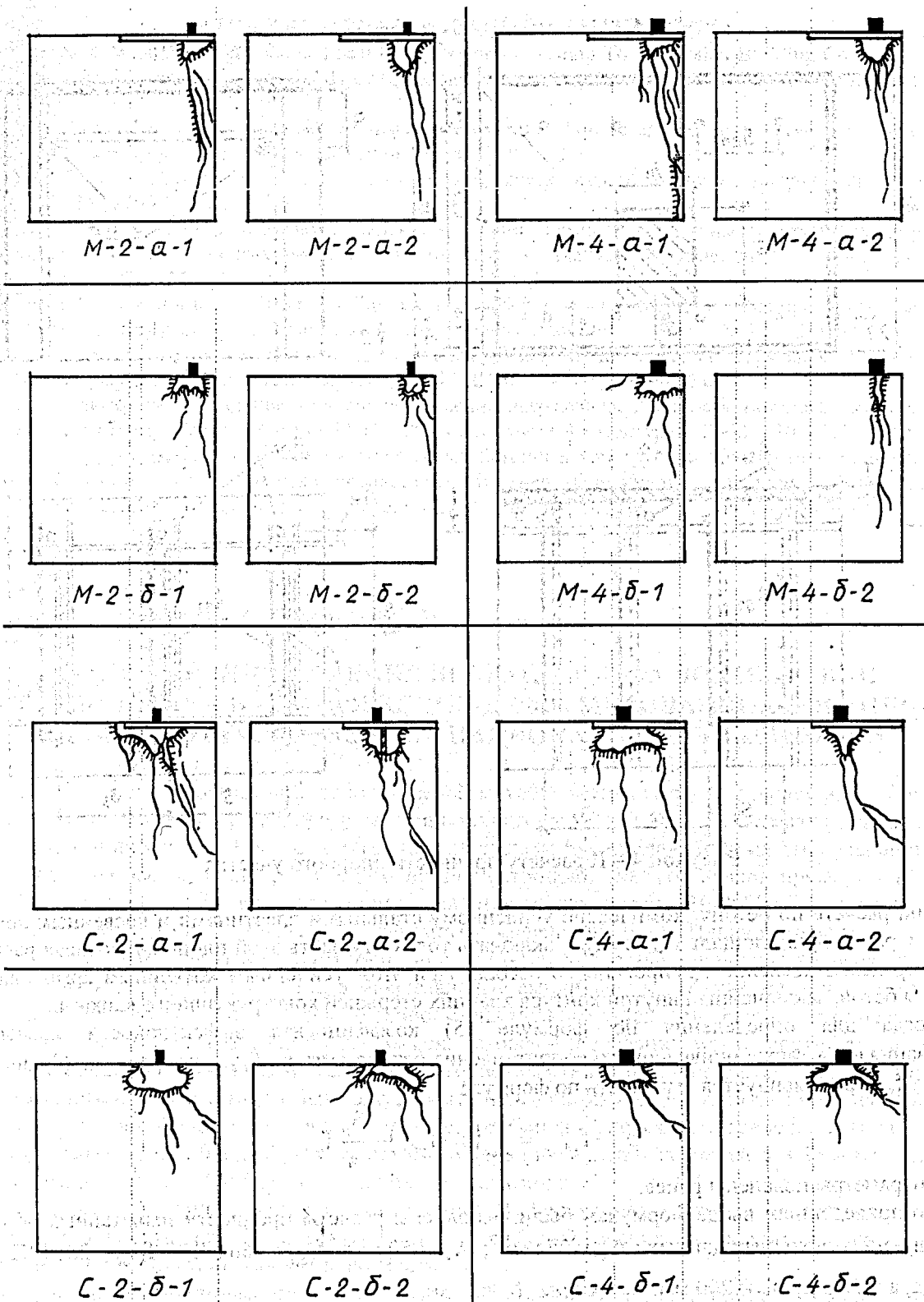


Рисунок 3 – Схемы разрушения образцов, испытанных при полосовом нагружении

$f_{\text{cud,eff}}$  – то же при осевом сжатии, определяемое по формуле (4), принимая в ней  $\omega_u = 0,0$  и  $\varphi_s = 0,0$ .

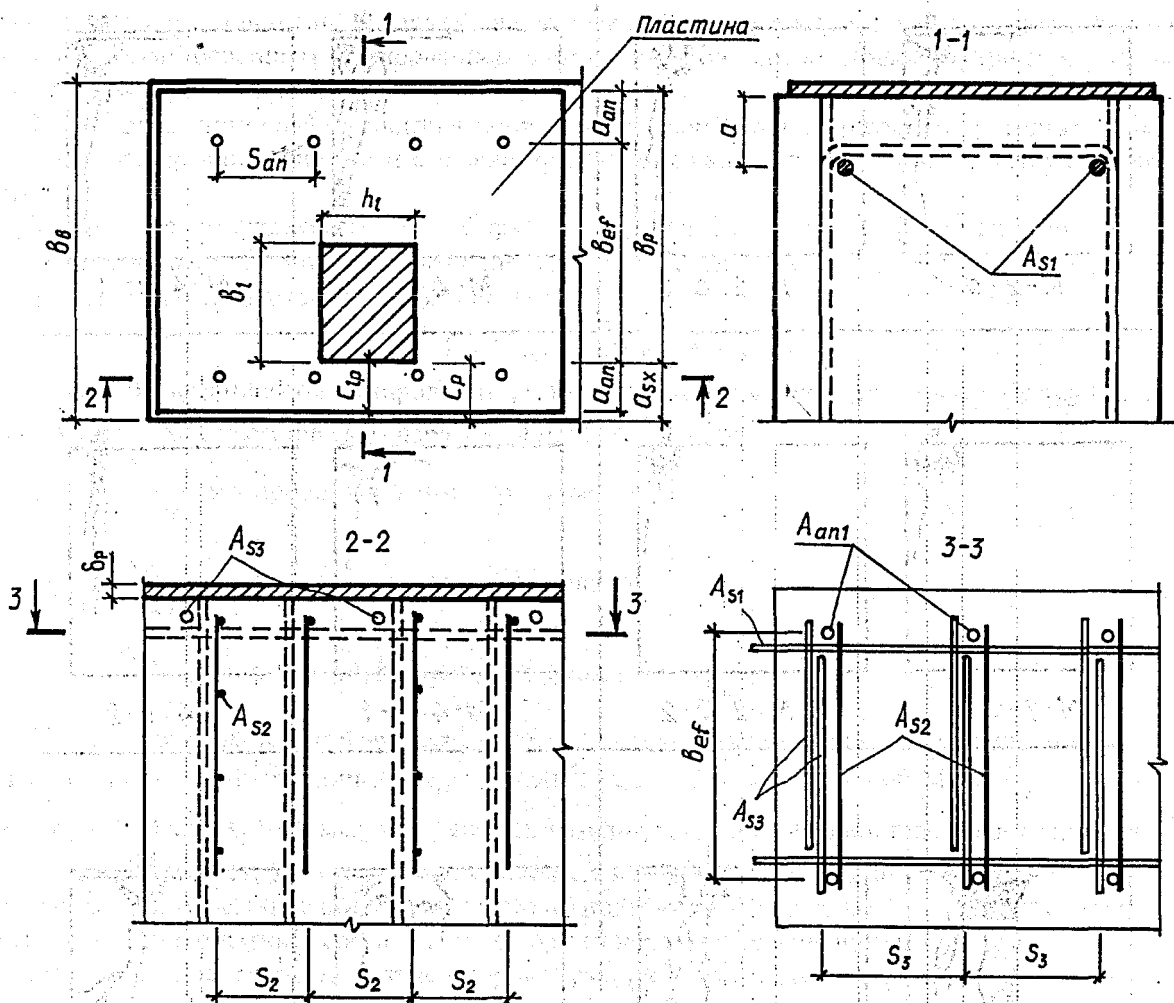


Рисунок 4 – К расчету прочности опорного участка

При расчете по бетону, комплексно усиленному стальными пластинами и косвенным армированием, в расчетную площадь  $A_{c0}$  следует включать только ту часть этой площади, которая расположена в пределах косвенно армированного бетона. При этом усиленным косвенным армированием считается бетон, заключенный внутри контура крайних стержней конструктивного каркаса.

Тогда для определения по формуле (5) коэффициента эффективности косвенного армирования  $\phi_0$ , а также приведенного сопротивления бетона смятию  $f_{cud,eff}$  по формуле (4) произведение  $\rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}$  рекомендуется вычислять по формуле

$$\rho_{xy} \cdot f_{yd,xy} = \sum (\rho_i \cdot f_{yd,i}) + \frac{\delta_p}{a} f_y, \quad (14)$$

где все параметры пояснены ранее.

По приведенным выше формулам были выполнены расчеты прочности испытанных образцов при следующих исходных данных ( $A_{s1} = 254 \text{ мм}^2$ ;  $A_{s2} = 50 \text{ мм}^2$ ;  $f_{yd,1} = 460 \text{ МПа}$ ;  $f_{yd,2} = 280 \text{ МПа}$ ;  $f_y = 230 \text{ МПа}$ ;  $a = 50 \text{ мм}$ ;  $b_{cf} = 200 \text{ мм}$ ;  $s_2 = 70 \text{ мм}$ ;  $\delta_p = 4 \text{ мм}$ ).

Расчет показал (таблицы 1 и 2), что рекомендуемая методика расчета позволяет вполне удовлетворительно оценить прочность опорных участков, имеющих на торцах стальные пластины. Среднее по 17 образцам отношение расчетных значений к опытным составило 1,040 при коэффициенте вариации 0,146.

По разработанной методике были дополнительно выполнены расчеты по экспериментальным данным, приведенным в работе /5/. Результаты этих расчетов свидетельствуют о хорошем совпадении расчетных и опытных значений (среднее по 19 образцам отношение расчетных значений к опытным составило 1,013 при коэффициенте вариации 0,118).

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рак Н. Plain Concrete Strength Under Local Compression According To Belarusian Building Code // Behavior of Concrete at High Temperatures and Advanced Design of Concrete Structures. — Мн.: Технопринт, 2003. — С.206-217
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. — Мн.: РУП «Минсктипроект», 2003. — 140 с.
3. Тур В.В., Рак Н.А. Прочность и деформации бетона в расчетах железобетонных конструкций: Монография. — Брест, БГТУ, 2003. — 252 с.
4. Заварзаев Г.Н. Платформенный стык с усилением внешним армированием тонколистовой стальной участков внутренних несущих стеновых панелей крупнопанельных зданий: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / НИИЖБ. — М. 1988. — 19 с.
5. Клевцов В.А., Бирулин Ю.Ф., Заварзаев Г.Н. Влияние пластин закладных деталей на прочность узлов железобетонных конструкций при местном сжатии // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 16-18.
6. Гусева Т.К. Расчет и конструирование зон концентрированного приложения нагрузки в железобетонных мостах: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.15 / ЦНИИС. — М., 1991. — 20 с.
7. Рак Н.А., Аль-Арики Н. Влияние условий приложения нагрузки на прочность тяжелого высокопрочного бетона при местном сжатии // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. — 2002. — № 1(13) — С.64-68.
8. Рак Н.А. Расчет прочности опорных участков железобетонных конструкций при местном приложении нагрузки с учетом их конструктивных особенностей // Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: Материалы Международной конференции. — Мн.: БелНИИС, 1997. — Т. 1, ч. 2. — С.107-114.

УДК 624.04

*Борисевич А. А., Босаков С. В., Сидорович Е. М.*

### ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ВИБРАЦИОННЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ МЕТРОПОЛИТЕНА НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЗДАНИЯ КНИГОХРАНИЛИЩА НАЦИОНАЛЬНОЙ БИБЛИОТЕКИ

Исследования о влиянии вибраций туннелей метрополитена мелкого заложения на близлежащие здания и сооружения, проведенные различными авторами [1, 2, 3, 4, 5], показали актуальность и значимость этой проблемы. Так, по данным В. А. Ильичева [5], продолжительность колебаний в зданиях, расположенных вблизи проходящего поезда метрополитена, составляет примерно 10 сек., а продолжительность воздействия колебаний в часы пик может достичь 10-20% общего времени эксплуатации метрополитена. Характеризуя параметры колебаний, В. А. Ильичев отмечает, что спектральный состав этих колебаний достаточно широк (5-100 Гц), однако основная энергия колебаний сосредоточена в диапазоне 30-40 Гц, а максимальные амплитуды колебаний несущих конструкций зданий, расположенных вблизи трассы метрополитена мелкого заложения, равны нескольким микронам. Однако при скорости колебаний 0,5 мм/сек. ускорение колебаний может достигать 20 см/сек.<sup>2</sup>, что по шкале MSK-64 эквивалентно сейсмическому воздействию интенсивностью 5 баллов [6]. Колебания такой интенсивности могут быть ощутимыми и раздражающе действовать на людей. Наиболее опасными для зданий являются горизонтальные колебания поперек оси туннеля, совершающиеся обычно в диапазоне 35-60 Гц. При амплитудах колебаний отделки туннелей в 3-15 мкм они могут вызывать амплитуды колебаний близлежащих конструкций в 1-3 мкм [4, 5].

Учитывая, что здание Национальной библиотеки Республики Беларусь является уникальным инженерным объектом, проблема его защиты от колебаний, возникающих при движении поездов метрополитена, приобретает особую значимость.

По указанным причинам авторы настоящей работы провели всестороннюю оценку поведения системы "туннель метрополитена – грунтовый массив – фундамент-каркас книгохранилища" при вибрационном воздействии со стороны туннеля. Вследствие отсутствия достоверной методики оценки «работы грунта» при вибрационном воздействии было принято решение о комплексном исследовании поведения системы "туннель метрополитена-каркас книгохранилища" в резонансных режимах в диапазоне частот 30 – 60 Гц.

При заданных уровнях вибраций отделки туннелей метрополитена при движении метropоездов определялись уровни виброускорений, виброскоростей и виброперемещений в элементах каркаса книгохранилища и оценивалось их влияние на людей и высокоточное оборудование.