

T-76.1.13078

5

АКАДЕМИЯ НАУК СССР

ЛЕНИНГРАДСКИЙ ФИЛИАЛ ЦЕНТРА НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЙ  
ДЕЯТЕЛЬНОСТИ, ИССЛЕДОВАНИЙ И СОЦИАЛЬНЫХ ИНИЦИАТИВ  
НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ОТДЕЛЕНИЕ СТРОИТЕЛЬСТВА.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ОБСЛЕДОВАНИЯ БЫВШЕГО ДОМА КУЛЬТУРЫ  
(курзала) В Г.НАРВА-ИЫЭССУ (ул.Паккери, 2)



Директор НПО строительства  
Руководитель Т.К.

*[Handwritten signatures]*

В.В. Белов  
С.Е. Фомин

Исполнители:

Доцент кафедры Железобетонные  
и каменные конструкции, ЛИСИ,  
канд. техн. наук

*[Handwritten signature]*

В.Н. Парфенов

Ст. преподаватель кафедры  
Строительные конструкции и  
материалы, ЛПТУ

*[Handwritten signature]*

С.Е. Фомин

ЛЕНИНГРАД  
1991



## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

по результатам обследования бывшего  
дома культуры / курзала / в г. Парва-Иньэсу  
по ул. Паккери, 2

Обследования проведены на предмет возможности полной реставрации здания курзала.

Здание построено в 1911-1912 г.г. в стиле модерн на основе сгоревшего курзала по проекту архитектора Мариана Дьяновича.

При отступлении немецких войск в 1944 г. зданию были нанесены большие повреждения, в частности, разрушены концертный зал и гостиничное отделение. Уцелевшая часть была частично отремонтирована в 1950 г.

В настоящее время существующая часть здания находится в стадии восстановления. Ранее велись восстановительно-ремонтные работы, но в прошлом году они были приостановлены.

Обследуемое здание двухэтажное, с размерами в плане 52 x 15 м.

Кирпичная кладка первоначально сохранившихся стен выполнена из полнотелого красного кирпича с размером 270 x 130 x 80 мм.

Разрушенная часть южного фасада была заменена после войны пустотелыми керамическими блоками, имеющими высоту 140 мм. При последней реконструкции центральная часть южного фасада была переложена.

При этом складывается впечатление, что центральная часть стены южного фасада имеет большие осадки, чем другие ее зоны, на что указывают наклонные трещины / см. рис. 14 и 21 /.

Так как момент возникновения трещины и эволюция их развития не зафиксированы, определить достоверно причину их возникновения невозможно. Они могли возникнуть от повышенной осадки центральной части, которая частично могла быть восстановлена на завале вызванного разрушением центральной части здания. Также эти трещины могли возникнуть в настоящий момент в процессе или сразу после последней реконструкции здания, так как нагрузки на основание и фундамент



TEYA

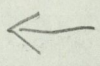


Тру?

siganguga sãilub  
antu lah lanturus

katni's  
purdus

Meoq. jekomengagun  
bun, ut. padot upu peetalap.  
nawirihukob apx. - st,  
M 1986.



Truu. M400 1:1:3 (TS: Lltol: Luv) noi 19195



этой части здания были увеличены : применен силикатный кирпич вместо керамических блоков, увеличен объем кирпича и значительно увеличена нагрузка от перекрытий и брандмауэра.

После вскрытия фундамента под этой стеной и взятия проб грунта можно будет определить необходимость усиления фундамента.

Вертикальные и горизонтальные трещины, образовавшиеся между продольной стеной по оси А и поперечными стенами давнего происхождения / вероятнее всего в результате взрыва и бомбардировки во время войны /.

Дальнейшего развития этих трещин не наблюдается. Верх стены по оси А имеет отклонение от вертикали : при замере отвесом 170 мм и при замере теодолитом около 15 см /рис.2 /.

Опасные вертикальные трещины откола имеют наибольшую ширину раскрытия на верхних участках стены 2-го этажа. При обследовании не выявлены какие-либо усиления отколовшегося участка стены, которые должны были быть выполнены при проведении восстановительных работ, так как фасадная стена с колоннадой накренилась наружу и имеет большой наклон.

При осмотре остальных участков наружных стен обнаружено значительное количество трещин в основном взрывного и осадочного происхождения / рис.13,14 /.

Внутренние продольные стены первого этажа находятся в основном в удовлетворительном состоянии.

Имеются незначительные дефекты, такие как откол / очевидно при взрыве / нижних участков стены оси Д у оси 6 / рис.45 и 52 /. Необходимо разобрать эти отколотые участки и переложить их на расширяющемся цементе.

Внутренние переложенные продольные стены второго этажа находятся в хорошем состоянии.

Известковая штукатурка наружных стен интенсивно разрушается. Отвал штукатурки вызван в основном ее наклоном, размораживанием кирпичной кладки и ее деформацией. На сохранившихся участках наблюдаются кракелюрные трещины штукатурки, замазанные при предыдущих фасадных работах. ? *adhesion*

В связи с плохой адгезией к кладке рыхлой, либо разрушенной известковой штукатурки, а также с невозможностью качественно выполнить работы по контакту цементной и известковой штукатурки, очевидно рационально заменить всю штукатурку на цементную. ?



При освидетельствовании конструкций междуэтажного монолитного железобетонного перекрытия над 1-ым этажом установлено, что у многих второстепенных балок концевые участки их ребер не заведены в кирпичную кладку стен / рис. 24, 31, 36, 25, 26, 30 /. В результате этого ребра балок не несут той функциональной нагрузки, на которую они рассчитаны. Кроме того эти ребра являются для данного перекрытия дополнительной нагрузкой на железобетонную тонкую плиту.

Балочные ребра, не имеющие нормальной заделки концевых участков в кирпичные стены, подлежит разборке или усилению опорных участков для восприятия ими действующих поперечных сил. Для этого необходимо выполнить работы по наращиванию концевых участков арматуры с помощью сварки и последующим обетонированием этой арматуры в штрабах, пробитых заранее в кирпичных стенах. Перед наращиванием концы арматуры балок должны быть оголены не менее, чем на 250 мм / рис. 60 /.

В связи с тем, что стержни нижней рабочей арматуры балок расположены близко друг к другу, наращивание их целесообразно осуществить стальной полосой толщиной 14 мм и шириной, равной ширине балки.

Усиление концевых участков балок можно также осуществить с помощью металлических обойм длиной 1250 мм из прокатных уголков, концы которых также должны быть обетонированы, в заранее пробитых штрабах на глубину не менее 250 мм.

Усиление монолитных перекрытий можно выполнить и другими методами, например, путем устройства из металлического проката каркаса на 1-м этаже здания с креплением элементов каркаса к продольным несущим стенам. Такой вариант усиления возможно осуществить оперев опоры на площадку уширения фундамента.

Устроенное по верху железобетонной плиты ребро из монолитного бетона с высотой сечения ребра, равной высоте ребер балок, примыкающее вплотную к продольным стенам, увеличивает локальную жесткость только плиты, но не способствует повышению прочности концевых участков балок на срез и скалывание.

Прочность бетона в элементах монолитного перекрытия определялась прибором ударного действия и ультразвуковым прибором марки "Бетон - 12". На участках перекрытия, где твердение бетона обеспечивалось электропрогревом, минимальная прочность бетона соответствует классу В - 10 / марка 150 /; на участках перекрытия, где бетон твердел в естественных условиях его прочность соответствует классу В - 20 / марка 250 /.



Определение фактического армирования элементов железобетонного перекрытия осуществлялось с помощью прибора - измерителя защитного слоя марки "ИЗС - 10 Н", а в наиболее характерных местах методом вскрытия арматуры.

Установлено, что плита армирована одной плоской сеткой по низу сечения / рис.28 /. В местах примыкания плиты к балочным ребрам верхняя арматура отсутствует. В результате этого в расчетной схеме эффект защемления плиты в ребрах балок исключен. В продольном состоянии плита будет работать как свободнолежащая балка на двух опорах.

При установке арматурной сетки плиты нарушена ориентация стержней. Рабочая арматура диаметром 8 мм класса А III с шагом 200 мм уложена параллельно осям ребер балок, а должны быть установлены перпендикулярно ребрам.

В качестве рабочей арматуры оказались распределительные стержни диаметром 6 мм класса А - 1 с шагом 300 мм. В результате коэффициент армирования плиты получился 0,19 %, что меньше минимального значения, рекомендуемого нормами и равного 0,3 %.

Одновременно нарушено требование пункта 3.131. Руководства по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона, согласно которого при толщине плиты менее 150 мм, шаг рабочих стержней должен быть не более 200 мм.

На участке монолитного железобетонного перекрытия между осями В - С и 1 - 3, где в плите образовалась трещина шириной раскрытия до 1,5 мм, параллельная оси балок, была вскрыта арматурная сетка и выявлено отсутствие анкеровки рабочей арматуры плиты в ребре балки / рис.28,29 /. Вероятно в данном месте осуществлена стыковка сеток, но выполнено это было без соблюдения конструктивных требований / без нахлестки сеток /. Этим и объясняется образование данной трещины.

Ребра второстепенных балок армированы пространственными каркасами, при этом верхняя монтажная арматура у отдельных балок выполнена из трех стержней диаметром 6 мм класса А - 1 у других балок из двух стержней диаметром 6 мм класса А - 1 / рис.37 /.

Нижняя продольная рабочая арматура выполнена, как показали вскрытия арматуры, выполнена из пяти стержней диаметром 12 мм класса А - III, при этом стержни располагаются в одном ряду в пределах ширины ребра балок.

*проект 6 флэт*



Поперечная арматура / хомуты / из стержней диаметром 6 мм класса А - 1 с шагом 150 мм соединены с продольными стержнями с помощью сварки. *Далее описана проф. - 1*

Защитный слой монтажных стержней каркасов в отдельных балках составляет 60 мм, в тоже время у целого ряда балок полностью отсутствует защитный слой бетона рабочей арматуры по низу плиты / см. рис. 35 /.

Плита из монолитного железобетона между ребрами балок имеет переменную толщину и колеблется от 4 до 9,5 см. При производстве работ уплотнение бетона велось без применения площадного вибратора, в результате скатая зона имеет большое количество каверн, что снижает несущую способность плиты.

На участке монолитного перекрытия В - С, 7 - 8 / рис. 31, 33 / перекрытие выполнено в виде плиты толщиной, равной высоте сечения балок, что создает чрезмерную нагрузку на плиту от собственного веса.

По контуру железобетонной плиты вдоль наружных кирпичных стен / рис. 24, 31, 36, 25, 34 / организован бетонный контурный брус. В верхней части бруса арматура отсутствует. Бетон от контурного бруса заходит в гнезда стен от деревянных балок, однако арматура, как показали данные электромагнитных исследований, в гнездах отсутствует. Из всех балок только у одной / рис. 34 / продольная арматура заведена в штрабу наружной продольной стены, т.к. ось балки совпала с осью старой деревянной балки.

Часть опор балок заведена в продольные внутренние стены / рис. 24, 31, 36 /.

В целом, при применении легкой звукоизоляции / шлаковата и т.п. / и усиления большей части опор балок возможно оставить существующую монолитную железобетонную плиту, организовав легкий / деревянный / пол по железобетонным балкам плиты. В приложении приведены расчеты несущей способности плиты.

На участках монолитного перекрытия, где шаг балок можно считать равным 1000 мм, несущая способность плиты при существующем армировании без учета собственного веса равна  $475 \text{ кг/м}^2$ , при пролете плиты 1300 мм -  $219,5 \text{ кг/м}^2$ , при пролете плиты 1730 мм -  $58,7 \text{ кг/м}^2$ .

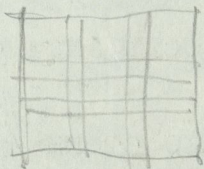
Балки обладают несущей способностью / без учета собственного веса /  $548 \text{ кг/п.м.}$ , но они требуют усиления опор.

В дальнейшем возможно, для уточнения, проведение испытания каждой балки на восприятие ими опорных усилий.

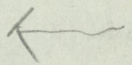
Перекрытие над вторым этажом выполнено из сборных железобетон-



120  
100  
1600 x



Prof. - s mound  
strip float



Prof. - s forest  
mounds





ных плит пустотного типа.

Помещения между продольными стенами перекрыты предварительно-напряженными панелями шириной 1,2 м с круглыми пустотами длиной 5680 мм и 5380 мм. Вестибюль 2-го этажа в средней части здания перекрыт пустотными панелями длиной 6280 мм. Напрягаемая арматура из четырех стержней диаметром 16 мм класса А - 1У.

Перекрытия над коридорами 1-го и 2-го этажей выполнены в основном из шестипустотных настилов шириной 1,2 м, длиной 2960 мм. Рабочая арматура этих панелей выполнена из стержней диаметром 8 мм класса А - III в количестве 6 - ти штук. Ряд панелей в перекрытиях над коридором предварительно напряженные, но укорочены непосредственно на объекте до 3-х метрового размера. Прочность бетона в сборных железобетонных панелях перекрытий колеблется в пределах от класса Б - 20 до класса Б - 30.

Сборные железобетонные плиты в осях Б - С и Д - Е и Д - Ф опираются на наружные стены через прокатный металлический профиль, одновременно служащий элементом скрепляющим стены / рис. 41 /.

При эксплуатации третьего этажа необходимо убрать нагрузку от покрытия, приходящегося в данный момент непосредственно на сборные плиты. Для этого необходимо изменить конструкцию деревянной стропильной системы так, чтобы нагрузка приходилась на продольные стены здания. *Seda a come fcha*

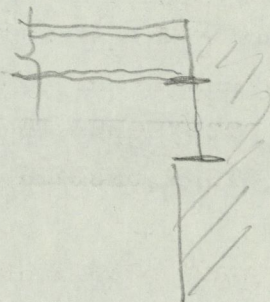
Сборные плиты над вестибюлем / центральной частью / второго этажа имеют небольшую длину опирания / рис. 56 /.

На этих сборных плитах предусмотрена венткамера, что очевидно ошибочно, как по условиям прочности, так и по условиям звукоизоляции. У отдельных сборных обрубленных плит перекрытия коридора необходимо усилить опирание путем добетонирования обрубленных участков в обломанных пустотных отверстиях для создания гарантированного опирания.

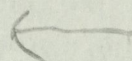
Лестничные марши из монолитного железобетона по стальным ко-соурам выполнены с дефектами и нарушениями норм.

Маленькие лестничные марши выполнены с уклоном 1 : 1 / рис. 51 /, что недопустимо нормами, тем более это опасно в случае пожара при задымленности лестничной клетки, когда лестничные марши имеют различный уклон, в этом месте будут падения людей и пожарных. При этом при падении с лестницы можно упасть в оконный проем, расположенный в уровне площадки.

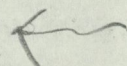
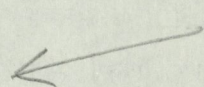
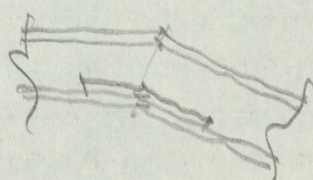




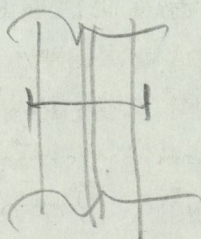
Proj. A 150 x 400  
175 x 400



Proj. B  
tugevdatud



TRAPID DEMONTEERIDA



#20

võrksees (hallitus)  
↑ aeglase lagundaja

5% ammoniumbifluoridid  
(NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub> SiF<sub>6</sub> 50g 10l vees

kolge tugevam

3% lohe ammoniumbifluoridid  
lahus novotus "Priolet" - S

See kirjeldus koostis  
S.O. kiire lagundaja



ОпираНИЕ косоуров на кирпичные стены выполнено без устройства железобетонных распределительных подушек. В уровне перекрытия третьего этажа косоуры опираются на проволочную арматурную сетку и на кирпич, но на длине опирания 6 см / рис.44 /. Косоуры другой лестницы в уровне третьего этажа приварены полкой к полке поперечной балки, установленной в поперечной стене / рис.43 /. При этом косоур передает нагрузку только на край полки поперечного двутавра. Возможно разрушение шва, изгиб полки двутавра и вылом нижнего двутавра из стены, вызванные потерей местной и общей устойчивости балки.

ОпираНИЕ остальных опорных зон косоуров выполнены также с нарушениями / рис.49,50 /. *Проект Лоджа Москва*

При эксплуатации третьего этажа также необходимо изменить наклон лестничных маршей третьего этажа с 1 : 1,5 до 1 : 2.

В стыке косоура, в зоне его излома, полки не сварены друг с другом, так как смонтированы с несовпадением осей.

Учитывая все это, лестничный марш необходимо серьезно реконструировать, либо разобрать, что выполнить довольно легко, срезав опоры косоуров и вынуд отрезанные марши через кровлю.

На первом этаже воздвигнут ряд перегородок из спаренных стенок, каждая из которых имеет толщину полкирпича. Величина зазора между стенками 2 см. При расстоянии между продольными стенами 6 м и высоте этажей около 4 м устройство тонких /в полкирпича/ стенок без пилястров жесткости небезопасно. В таких стенах необходимо установить металлические стяжки, скрепляющие две тонкие стенки.

Схема усиления выпучивающегося пилона / рис.48 / приведена на рис.61.

Схемы усиления наружных стен приведены на рис. 57,59,58.

В настоящий момент большая часть здания не имеет кровли. В результате этого деревянные стропильные системы заражены спорами грибов и при возникновении необходимых температурно-влажностных условиях начнется гниение древесины. В связи с этим необходимо все деревянные конструкции антисептировать.

Также в настоящий момент газобетон, уложенный по чердачному перекрытию в качестве утеплителя, насыщен водой на всю высоту. В декабре он был полностью заморожен, при этом в отдельных местах произошло раздавливание материала льдом. Газобетон теряет свои свойства утеплителя и создает на плиты перекрытия значительна большую нагрузку по сравнению с газобетоном в сухом состоянии.



ПРИЛОЖЕНИЕ

Расчет железобетонной монолитной плиты

Толщина плиты 60 мм.

Ширина сечения 1000 мм.

$$h_0 = h - 1,5 = 6 - 1,5 = 4,5 \text{ см}$$

Бетон В 12,5

Определение несущей способности плиты :

Рабочая арматура плиты 3  $\phi$  6A1 на 1 метр сечения.

На опорах / в местах примыкания плиты к ребрам балок / верхняя арматура отсутствует. Поэтому плита между балками рассчитывается как балка на 2-х опорах. так как в опорных сечениях сразу же образуются трещины / пластические шарниры /.

Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_s}{B \cdot h_0} = \frac{0,85}{100 \times 4,5 \text{ см}} = 0,0019 \quad , \quad \mu = 0,19 \%$$

$$\xi = \frac{\mu \cdot A_s}{R_B \cdot \gamma_{B_2}} = \frac{0,0019 \times 2100}{76,5 \times 0,9} = 0,058$$

по таблице

$$\alpha_m = 0,057 \quad ; \quad \alpha_m = \xi \cdot / 1 - 0,5 \cdot \xi / = 0,058 / 1 - 0,5 \times 0,058 / = 0,056$$

Величина предельного момента

$$M = \alpha_m \cdot B \cdot h_0^2 \cdot R_B \cdot \gamma_{B_2} = 0,056 \times 100 \times 4,5^2 \times 76,5 \times 0,9 = 7808 \text{ кг см}$$

Исходя из момента, вызванного распределенной нагрузкой

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$q = \frac{8 M}{l^2} = \frac{8 \times 7808}{100^2} = 6,25 \text{ кгс/см} = 625 \text{ кгс/м}$$



так как собственный вес плиты  $150 \text{ кгс/м}^2$ ,  
полезная нагрузка

$$F = 625 - 150 = \underline{475 \text{ кгс/м}^2}$$

При пролете плиты  $l = 1300 \text{ мм}$

$$q = \frac{8 M}{l^2} = \frac{8 \times 7808}{130^2} = 3,7 \text{ кг/см} = 370 \text{ кг/м}$$

$$F = 370 - 150 = 220 \text{ кгс/м}^2$$

При самой большой величине пролета между балконами  $1730 \text{ мм}$

$$q = \frac{8 M}{l^2} = \frac{8 \times 7808}{173^2} = 2,09 \text{ кг/см}$$

$$F = 209 - 150 = 59 \text{ кг/м}^2$$

### Расчет балки

Бетон В 12,5 M 150

Шаг балок 1 м

$$h = 280 \text{ мм}$$

$$h_0 = 25 \text{ см}$$

$$\mu = \frac{A_s}{B \cdot h_0} = \frac{5,65}{17 \times 25} = 0,0133$$

$$\mu = 1,33 \%$$

$$\xi = \frac{\mu \cdot R_s}{R_B \cdot \gamma_{B_2}} = \frac{0,0133 \times 3750}{76,5 \times 0,9} = 0,7244$$

$$\alpha_m = \xi / (1 - 0,5 \cdot \xi) = 0,7244 / (1 - 0,5 \times 0,7244) = 0,462$$



$$M = \alpha_m \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_B \cdot \gamma_{B_2} = 0,462 \times 17 \times 25^2 \times 76,5 \times 0,9 = 339000 \text{ кг см}$$

$$l_p = 5750 \text{ мм}$$

$$q = \frac{8 M}{l^2} = \frac{8 \times 339000}{575^2} = 8,178 \text{ кг/см} = 817,8 \text{ кг/м}$$

Собственный вес плиты 150 кгс/м

Собственный вес ребра  $0,17 \times 0,28 \times 1 \times 2500 \text{ кг/м}^3 = 119 \text{ кгс/м}$

Суммарный собственный вес существующей конструкции 269 кг/м

На существующую балку можно приложить нагрузку

$$F = 818 - 269 = 549 \text{ кг/м}$$

Учитывая полезную нагрузку  $400 \text{ кгс/м}^2$  на нагрузку от пола и утеплителя, остается

$$549 - 400 = \underline{149 \text{ кг/м}^2}$$



Рис.1 Северный фасад / Декабрь 1990 г./



13



СЕВЕРНЫЙ ФАСАД

СТВОР ЗАМЕРА ВЕЛИЧИНЫ ОТКЛОНЕНИЯ СТЕНЫ ОТ ВЕРТИКАЛИ

ВИД НА РИС.3

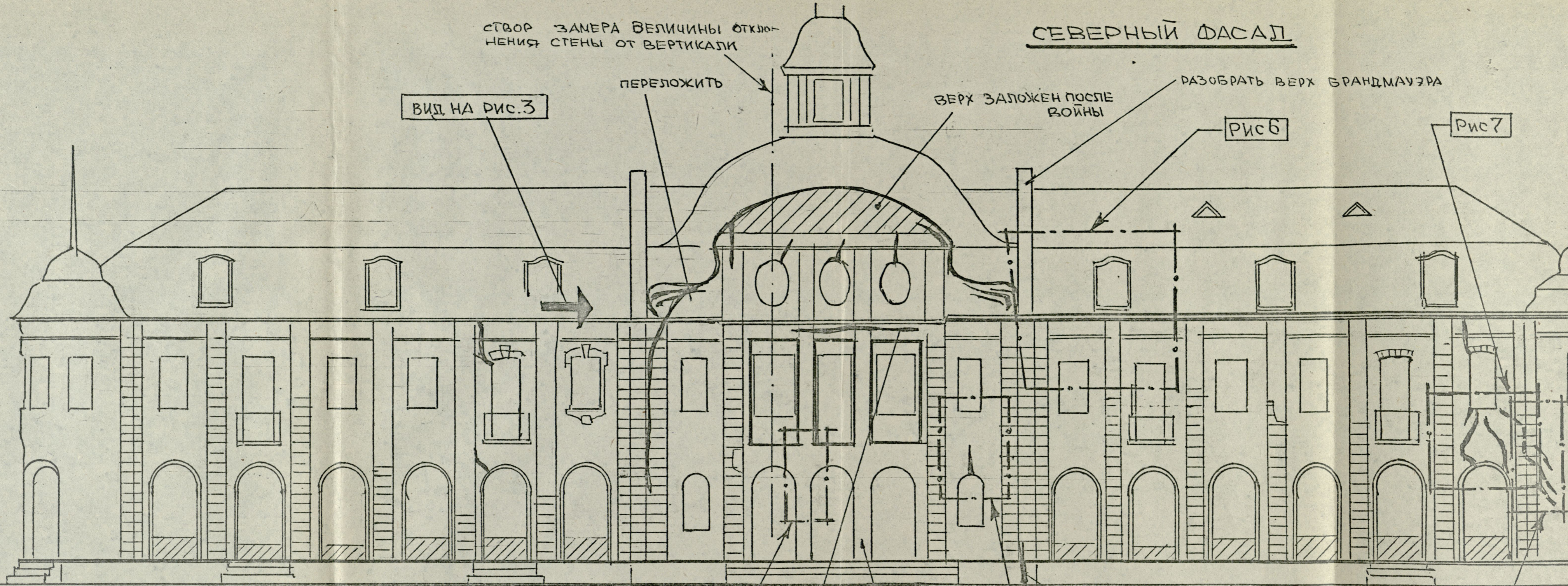
ПЕРЕЛОЖИТЬ

ВЕРХ ЗАЛОЖЕН ПОСЛЕ ВОЙНЫ

РАЗОБРАТЬ ВЕРХ БРАНДМАУЭРА

Рис 6

Рис 7



3

Рис 4

ОТБИТЬ КАРНИЗ

КОЛОННА СЕЧЕНИЕМ 54x95 см (БЕЗ ШТУКАТУРКИ) ИЗ КИРПИЧА 265x125x70

6

Рис 5

ТРЕЩИНА ОТ РАЗМОРАЖИВАНИЯ ОТ НЕОРГАНИЗОВАННОГО СЛИВА ВОДЫ С КРОВЛИ

ШУРФ

Рис 9

Рис 8

1

8



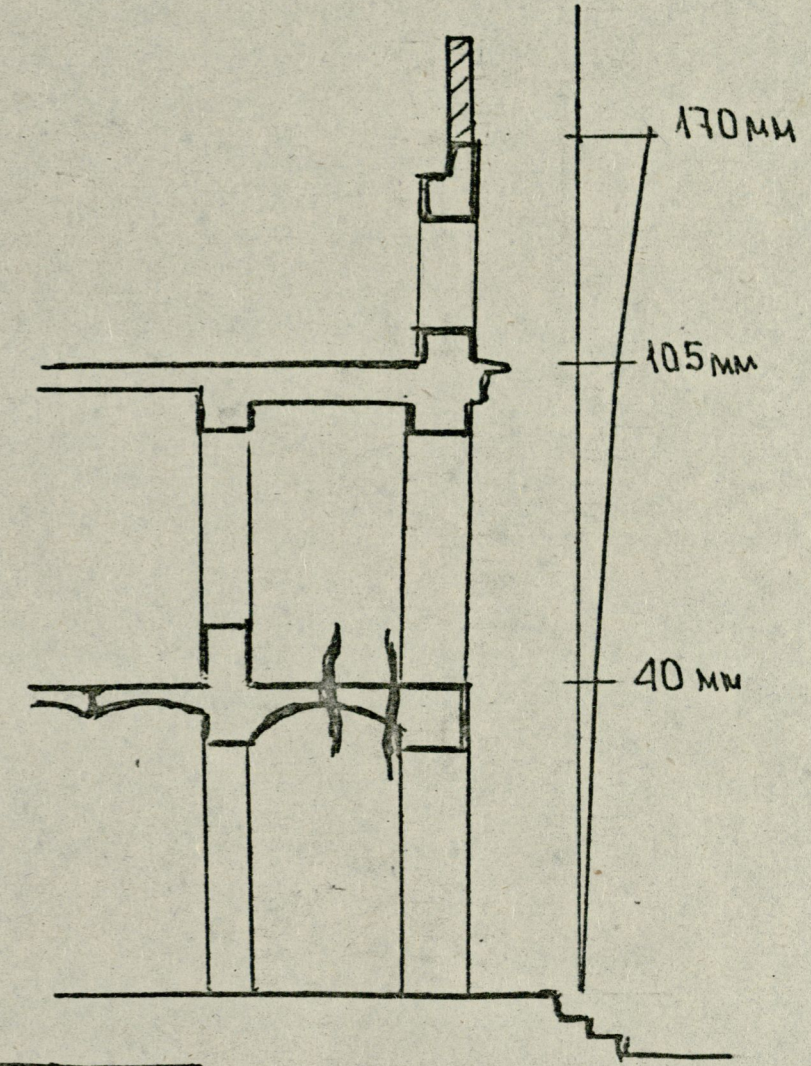
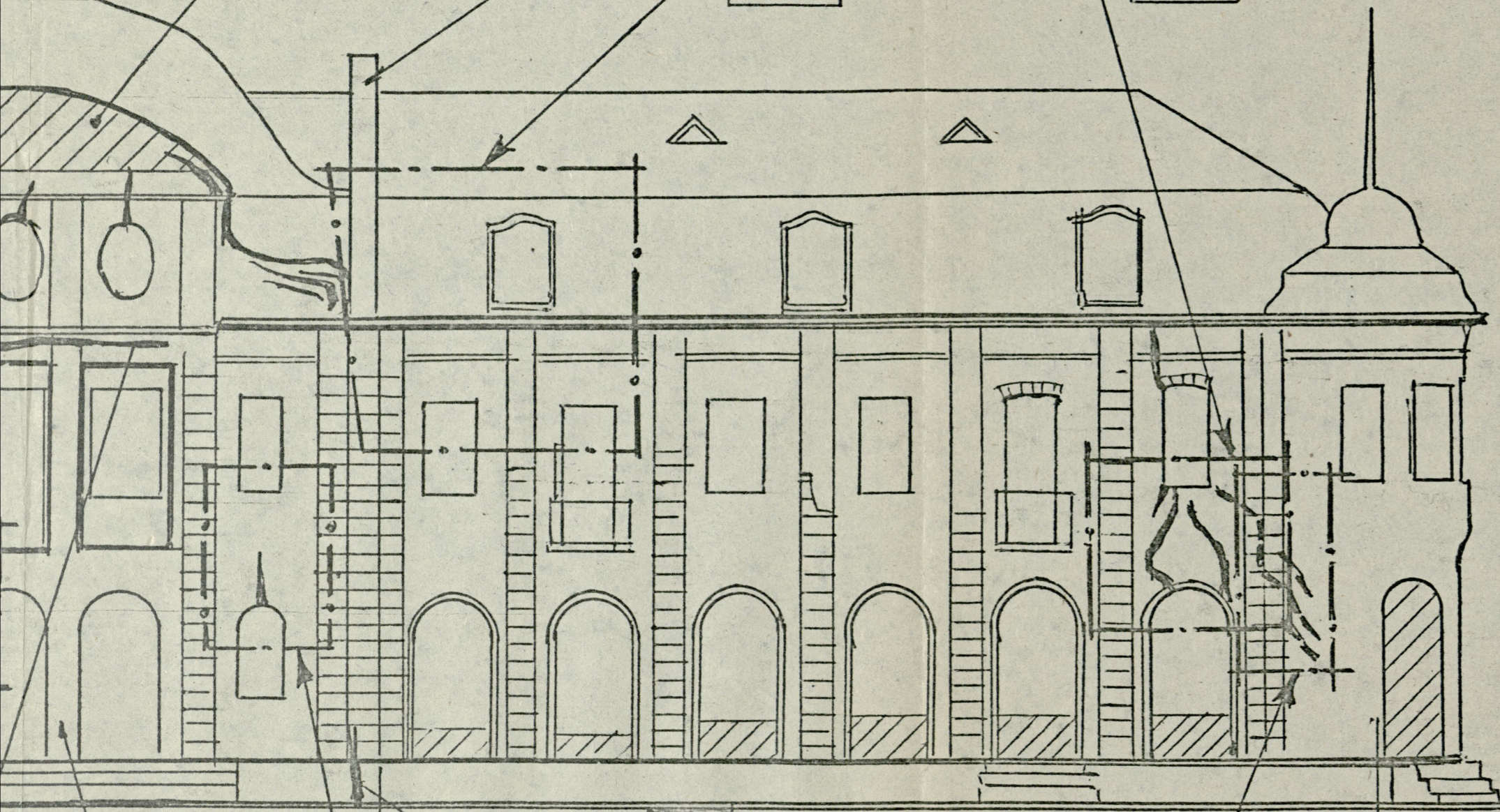
СЕВЕРНЫЙ ФАСАД

РАЗОБРАТЬ ВЕРХ БРАНДМАУЭРА  
ВЕРХ ЗАЛОЖЕН ПОСЛЕ ВОЙНЫ

Рис 6

Рис 7

ОТКЛОНЕНИЕ ОТ ВЕРТИКАЛИ



КОЛОННА СЕЧЕНИЕМ 54x95 см (БЕЗ ШТУКАТУРКИ) ИЗ КИРПИЧА 265x125x70

Рис 5

ТРЕЩИНА ОТ РАЗМОРАЖИВАНИЯ ОТ НЕОРГАНИЗОВАННОГО СЛИВА ВОДЫ С КРОВЛИ

ШУРФ Рис 9

Рис 8

Рис. 2





Рис.3 Наклон отколотой центральной части стены





Рис.4 Повреждение штукатурки





Рис.5 Повреждение штукатурки северного фасада  
/ см.рис.2 /





Рис. 6 Брандмауэр и размороженный карниз.  
Вид северного фасада.





Рис. 7 Разрушение кладки северного фасада.





Рис.8 Повреждения штукатурного слоя.  
Возможны трещины в кладке.



Рис. 9 Фундаменты северного фасада.







Рис.10 Разрушение кладки под штукатуркой.  
/ Западный фасад/.

28





Рис.11 Разрушение горизонтальной перегородки.  
/ Восточный фасад /.

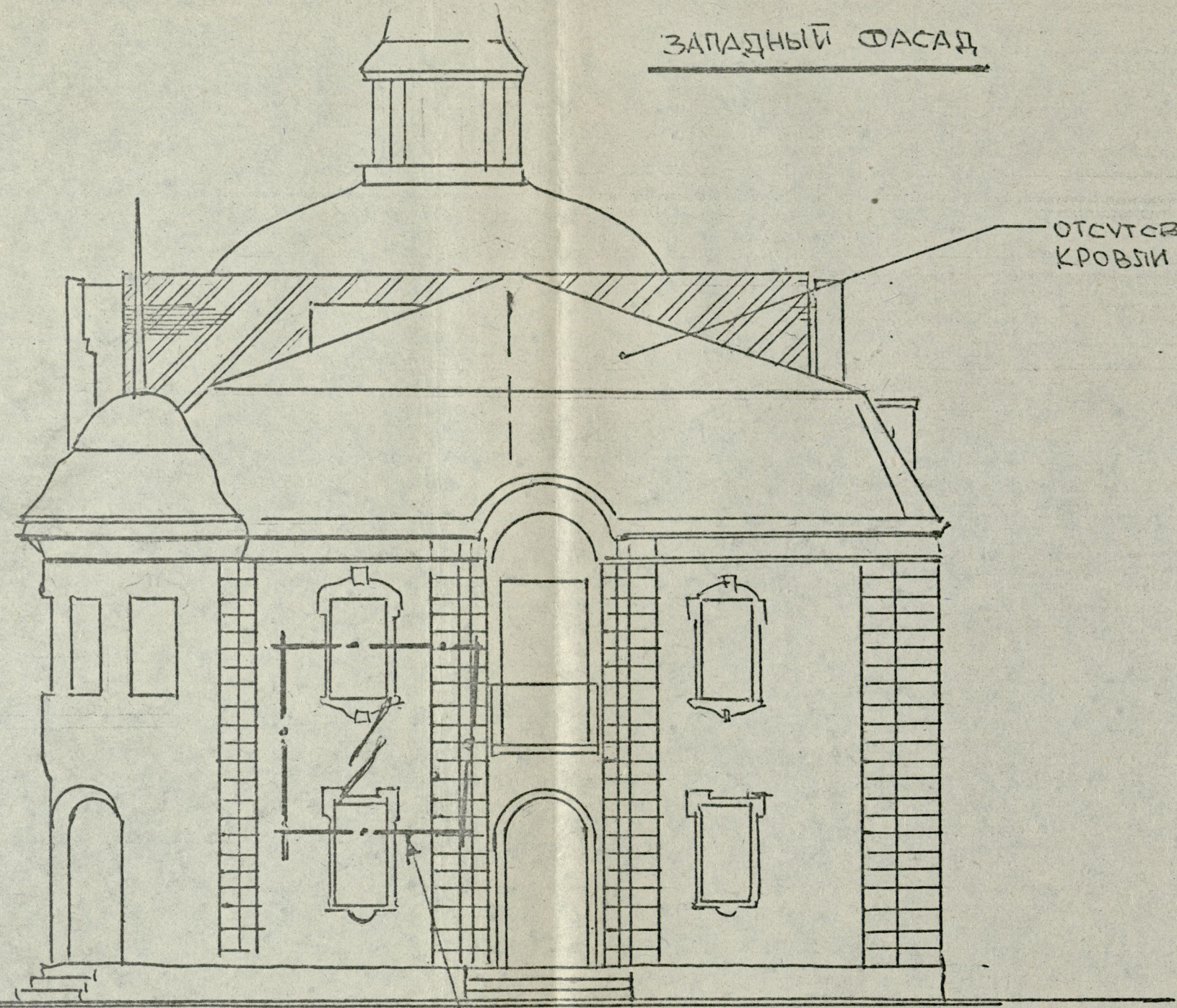




Рис.12 Разрушение кладки от плохого сцепления  
кирпича с раствором.



ЗАПАДНЫЙ ФАСАД



ОТСУТСТВУЮТ ЛИСТЫ  
КРОВЛИ

Рис 10

ВОСТОЧНЫЙ ФАСАД

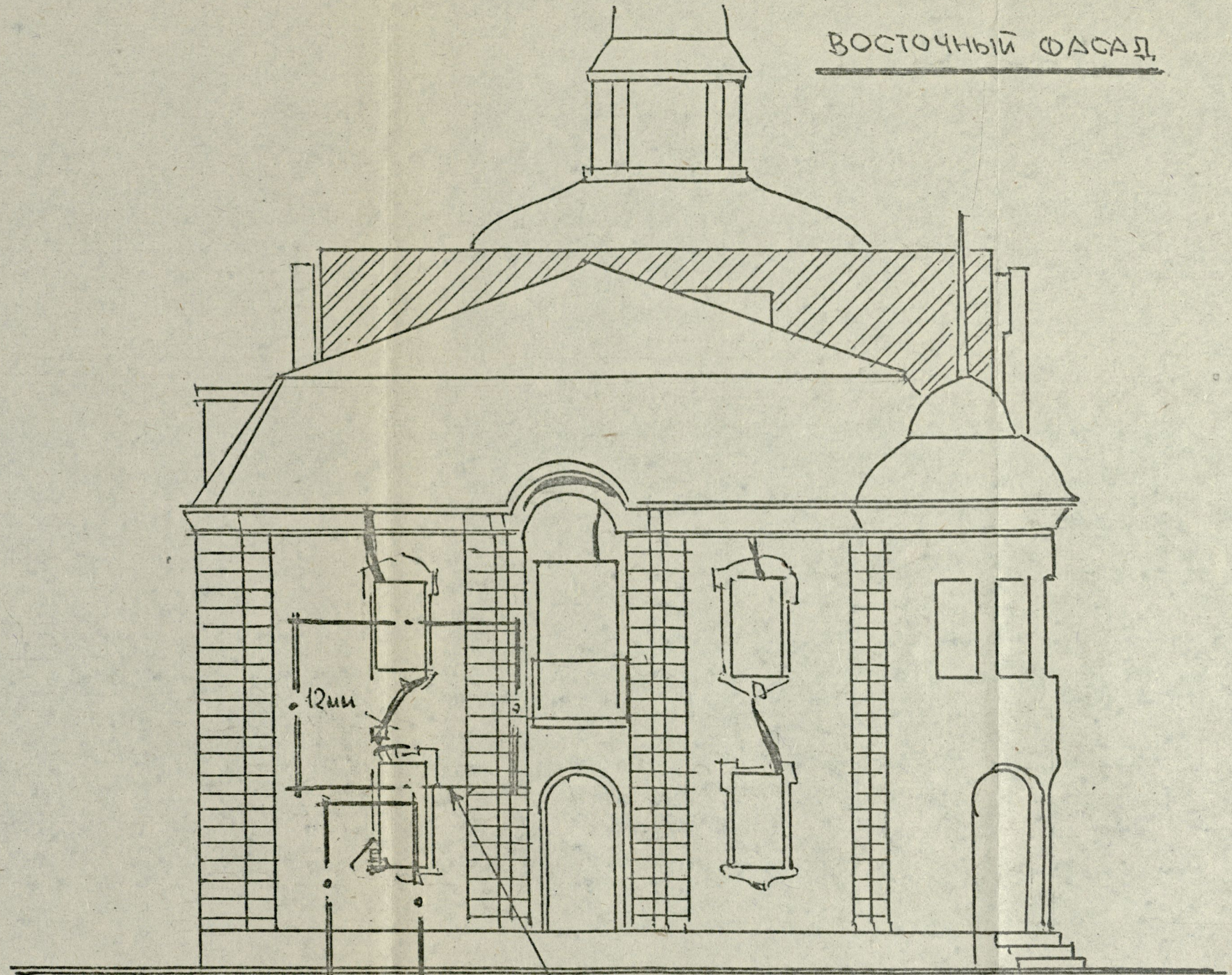


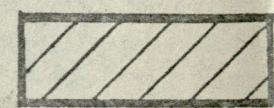
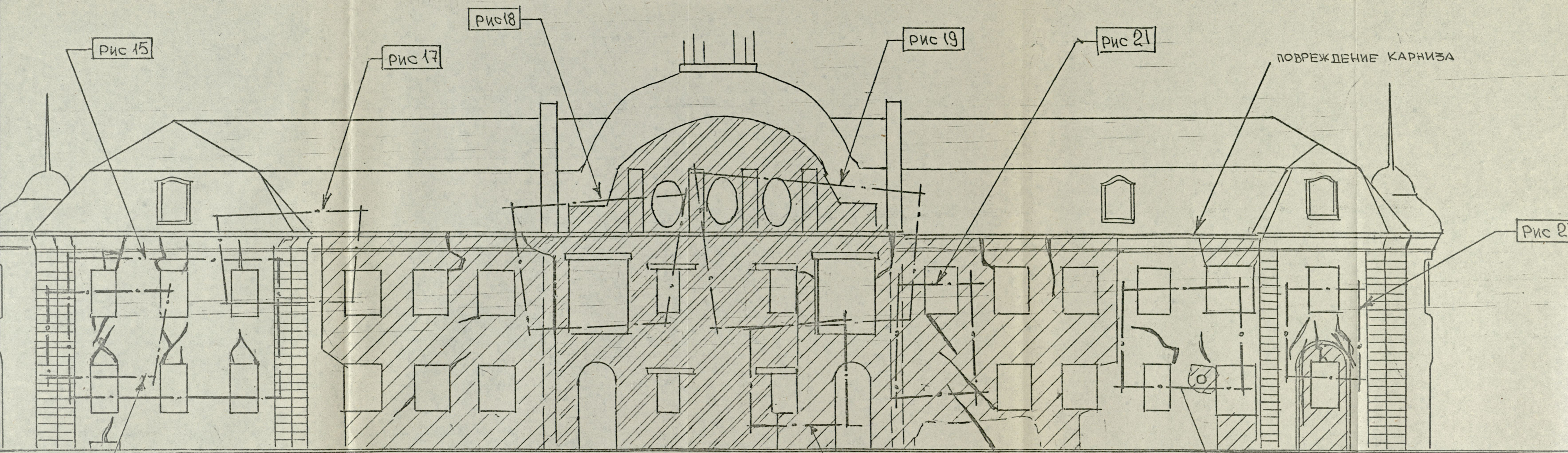
Рис 12

Рис 11

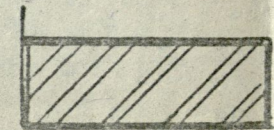
Рис. 13



ЮЖНЫЙ ФАСАД



— ПЕРЕКЛАДКА СТЕН ПОСЛЕ ВОЙНЫ.



— ПЕРЕКЛАДКА СТЕН В ПОСЛЕДНИЙ КАПИТАЛЬНЫЙ РЕМОНТ

рис 20

рис 22





Рис.15 Разрушение левой части стены  
Южного фасада.





Рис. 16 Горизонтальная перемычка, где  
требуется усиление.



Рис. 17 Повреждение карниза.





Рис.18 Ошибка в опирании перемычки.



08





Рис. 19 Необходимость усиления опор перемычек.  
Возможен отвал приклада.





Рис. 20



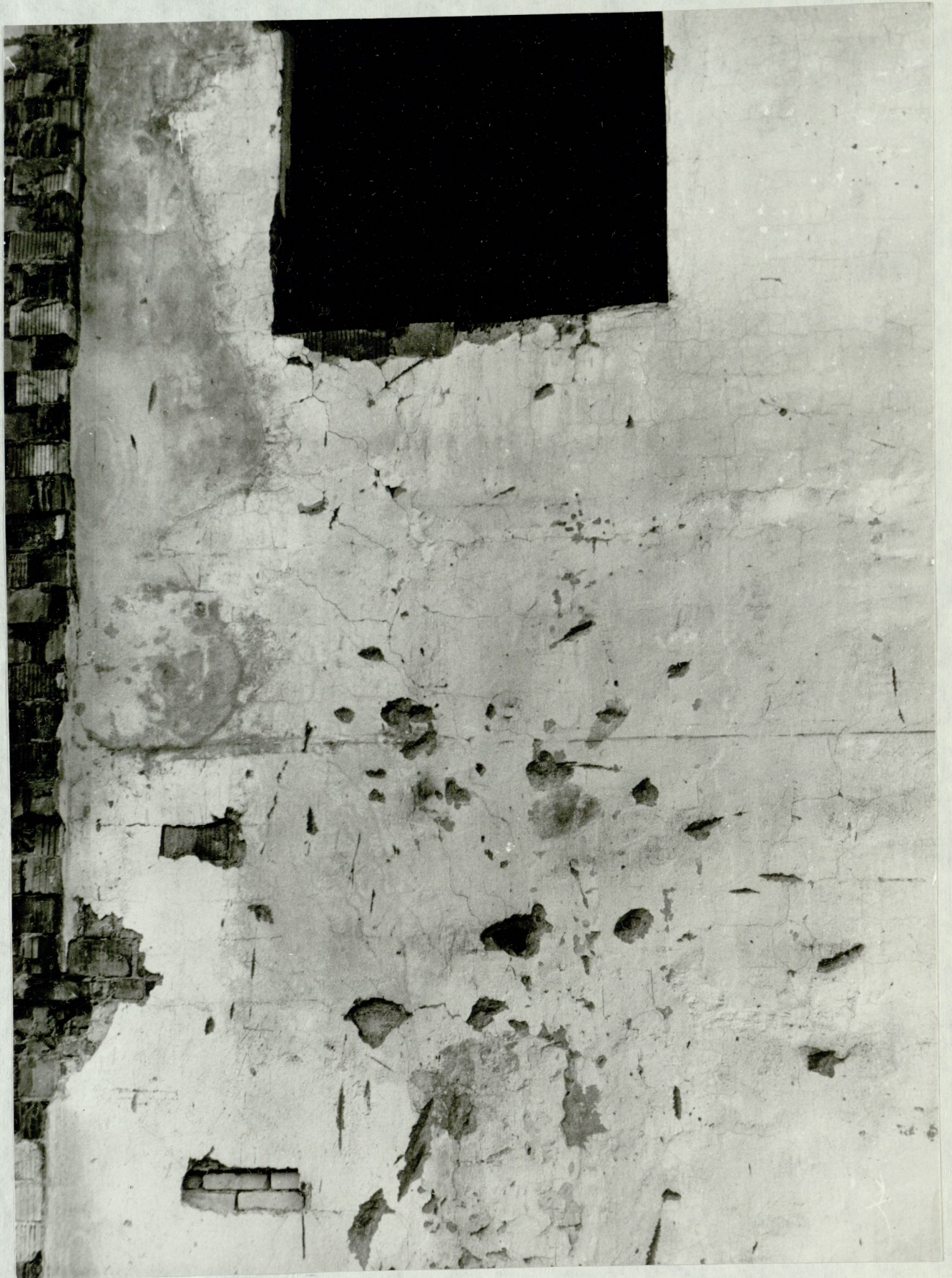


Рис.21 Трещины в стенах лестничной клетки.





Рис. 22 Расстрескивание стен и расстрескивание штукатурки  
/ Южный фасад / .

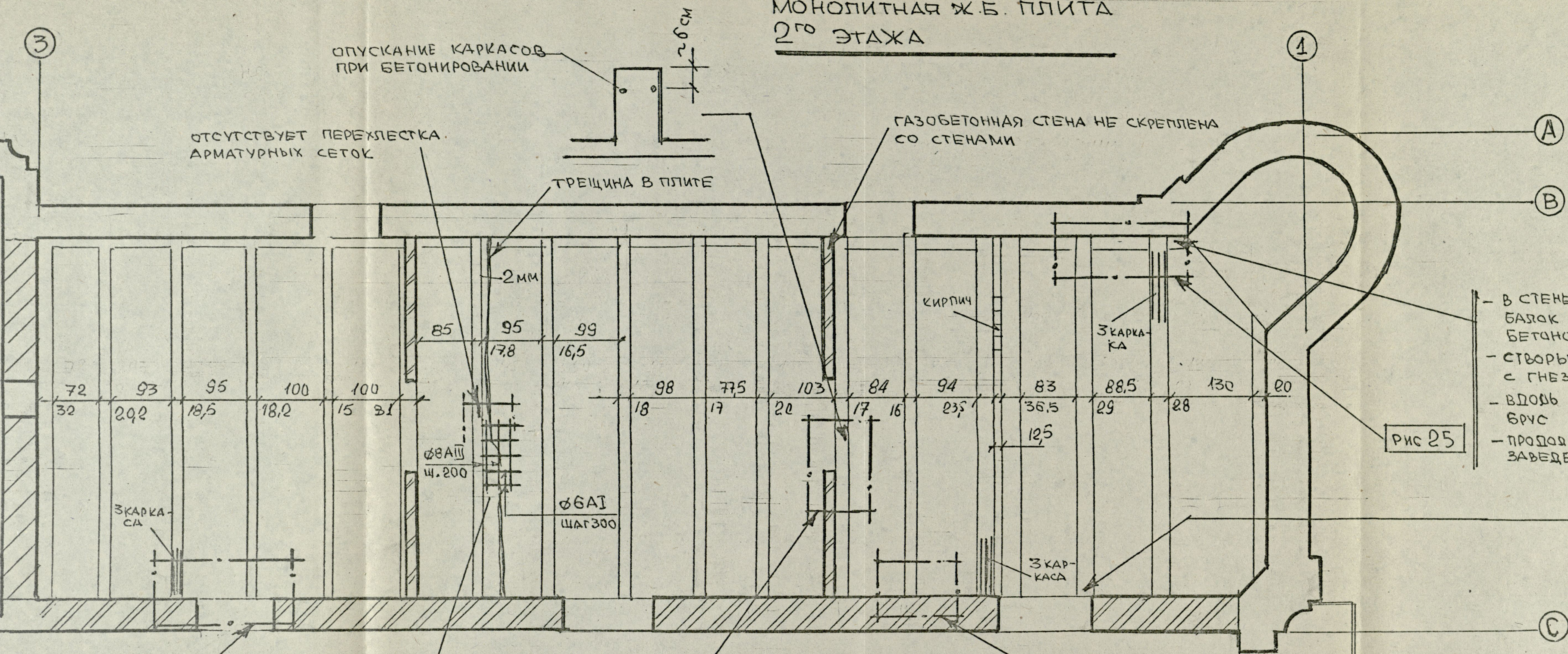




Рис.33 Разрушение горизонтальной перемычки над аркой  
/ Южный фасад /.



# МОНОЛИТНАЯ Ж.Б. ПЛИТА 2<sup>ГО</sup> ЭТАЖА



ОТСУТСТВУЕТ ПЕРЕХЛЕСТКА АРМАТУРНЫХ СЕТОК

ОПУСКАНИЕ КАРКАСОВ ПРИ БЕТОНИРОВАНИИ

ТРЕЩИНА В ПЛИТЕ

ГАЗОБЕТОННАЯ СТЕНА НЕ СКРЕПЛЕНА СО СТЕНАМИ

КИРПИЧ

3 КАРКАСА

РИС 25

- В СТЕНЕ ИМЕЮТСЯ ГНЕЗДА ОТ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК НЕКАЧЕСТВЕННО ЗАПОЛНЕННЫЕ БЕТНОМ БЕЗ АРМАТУРЫ
- СТВОРЫ Ж.Б. БАЛОК НЕ СОВПАДАЮТ С ГНЕЗДАМИ В СТЕНЕ,
- ВДОЛЬ СТЕНЫ ВЫПОЛНЕН КОНТУРНЫЙ БРЕС
- ПРОДОЛЖНАЯ АРМАТУРА БАЛОК НЕ ЗАВЕДЕНА В СТЕНЫ.

БАЛКИ НЕ ЗАВЕДЕНА В НОВЫЕ СТЕНА ИЗ КЕРАМИЧЕСКИХ БЛОКОВ

РИС 30

РИС 28  
РИС 29

РИС 27

РИС 26

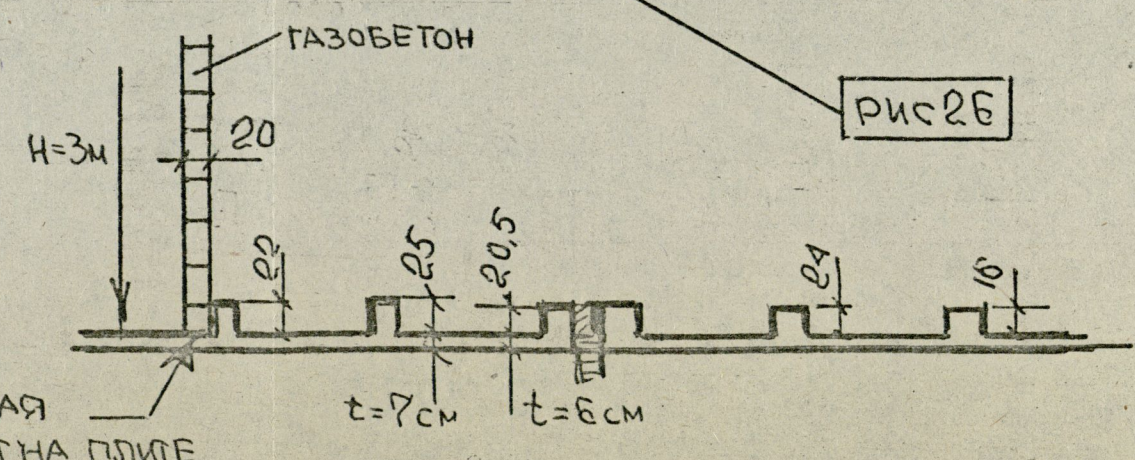


РИС. 24



Рис. 25 Балки не заведены в стену.







Рис. 26 Балка не опирается на стену.





Рис.27 Армирование балки и опирание стенки.



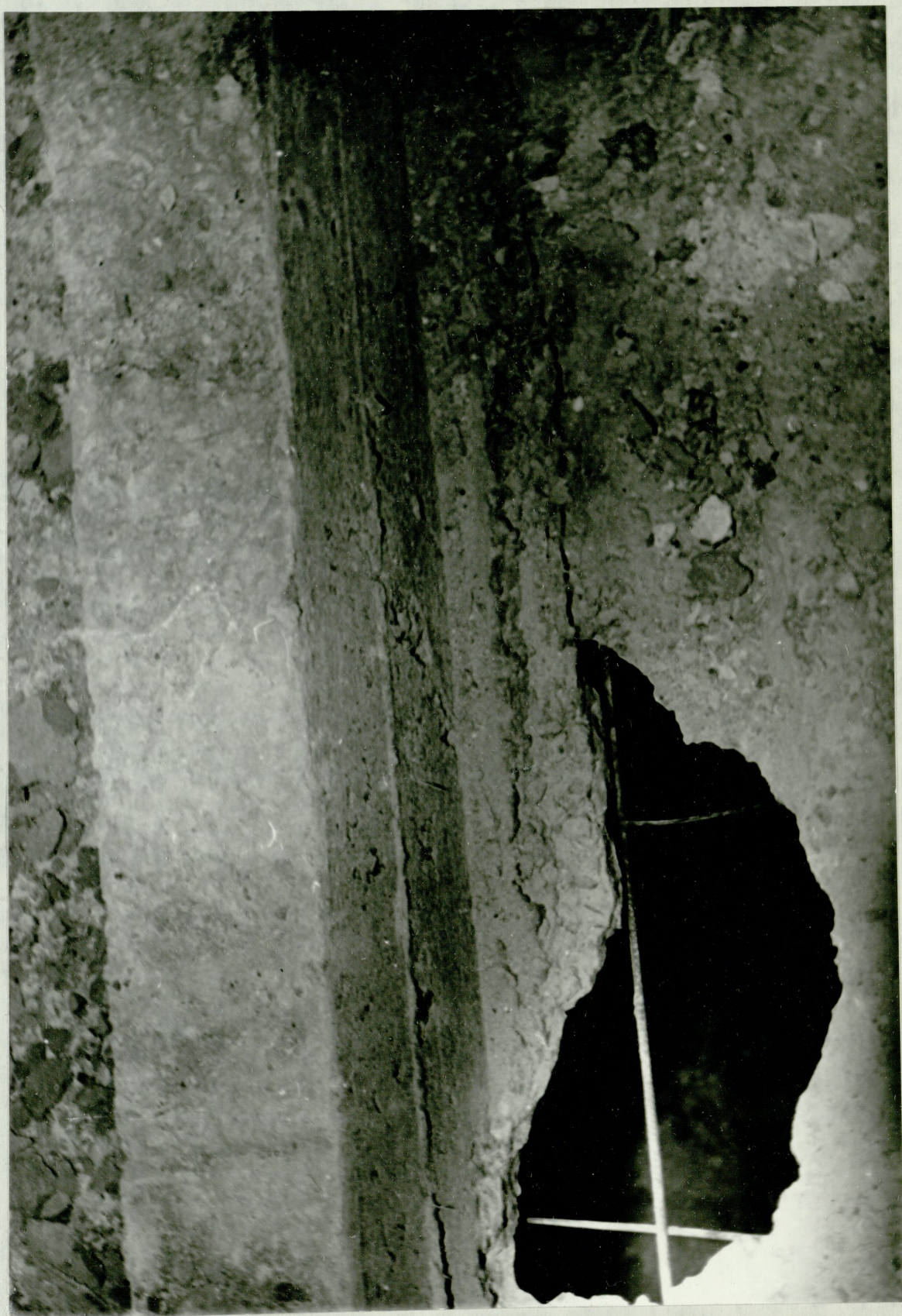


Рис.28 Армирование плиты / вид сверху /.



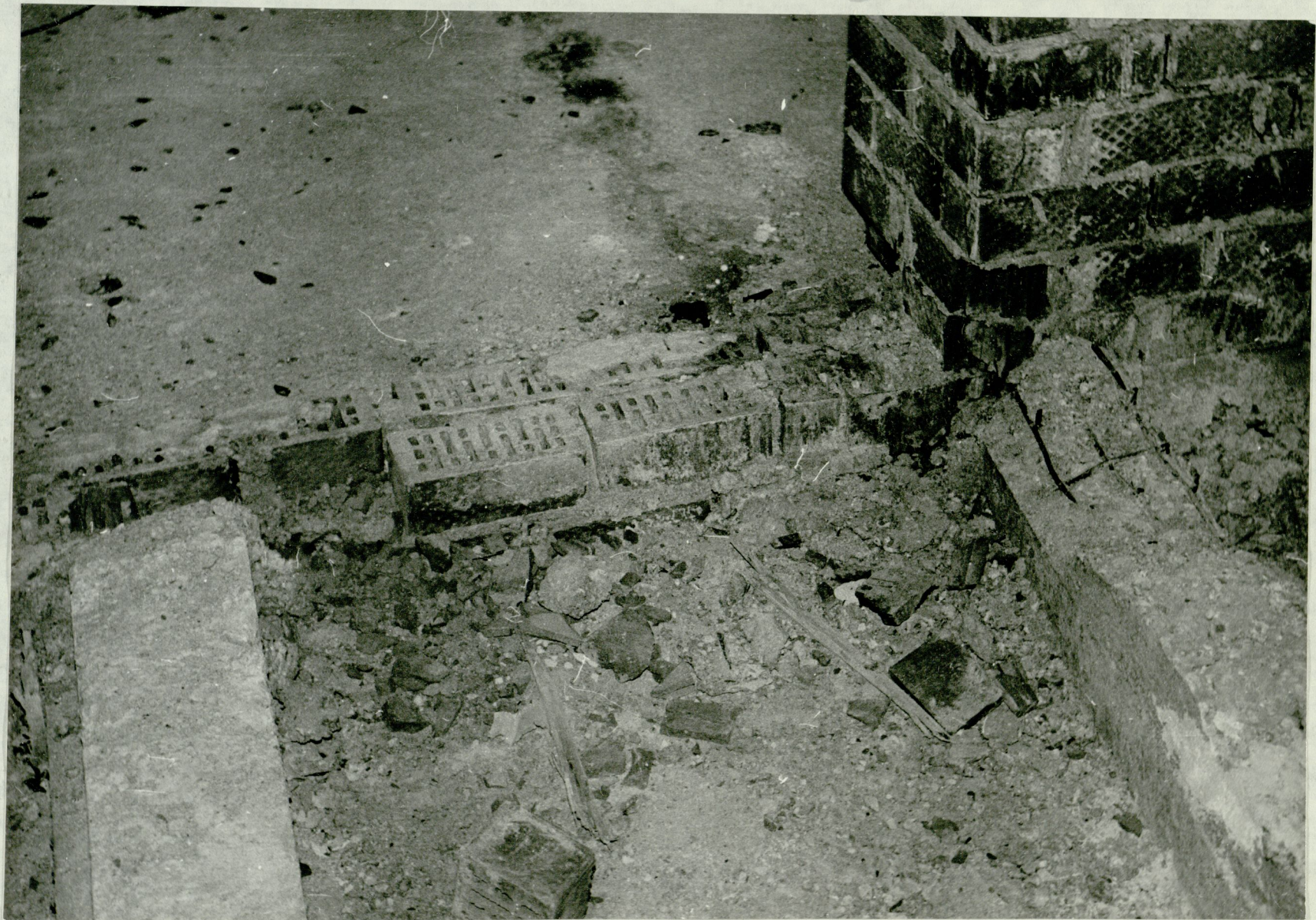
41



Рис.29 Трещина в плите и ее армирование.  
/ Вид снизу /.



Рис.30 Отсутствие опирания балок и их армирование.





МОНОЛИТНАЯ Ж. Б. ПЛИТА 2<sup>ГО</sup> ЭТАЖА

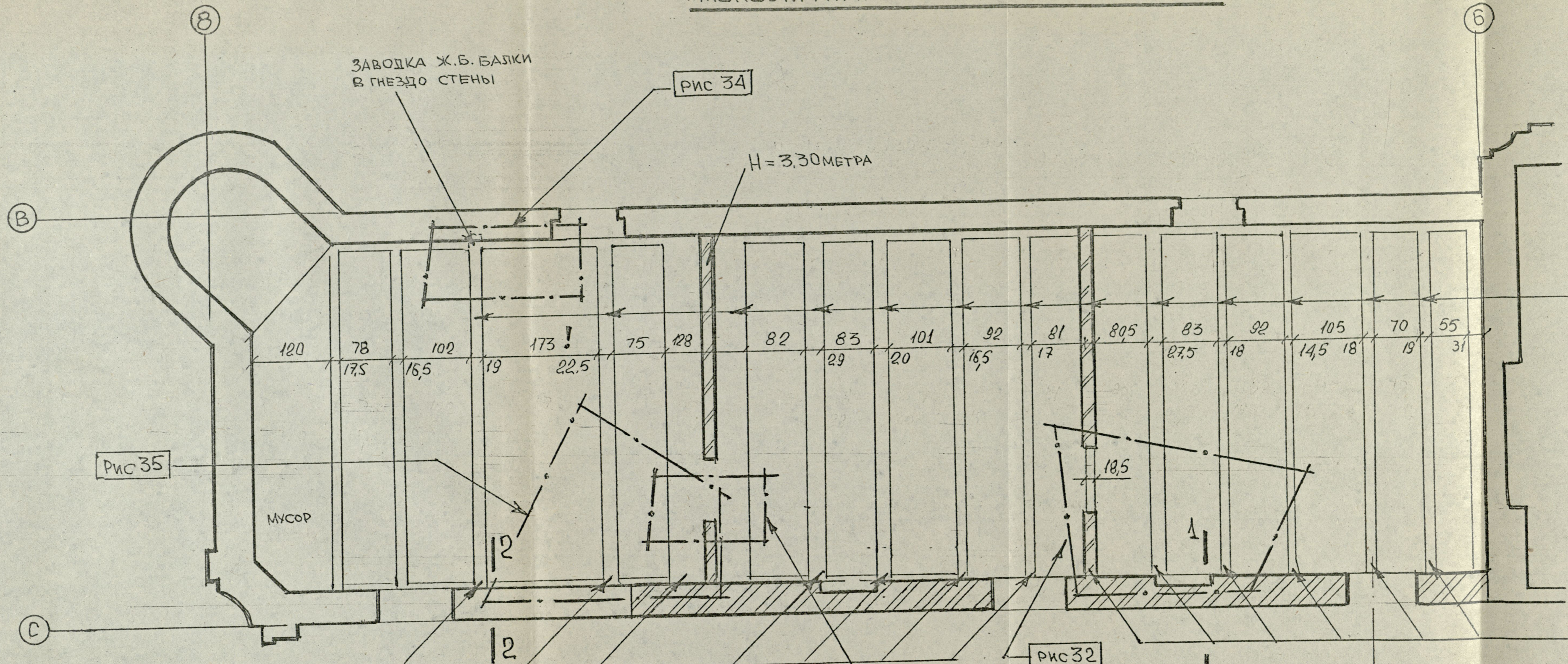


РИС 35

МУСОР

РИС 34

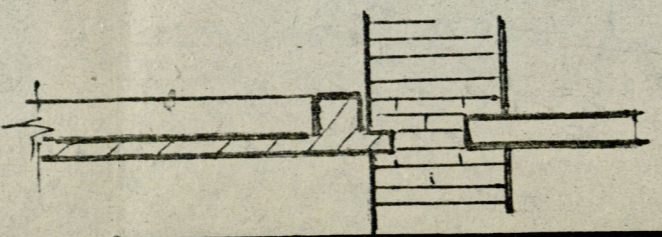
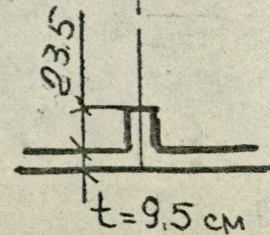
H = 3.30 МЕТРА

РИС 32

РИС 33

Ж. Б. БАЛКИ НЕ ЗАВЕДЕННЫЕ В СТЕНУ (ТРЕБУЕТСЯ УСИЛЕНИЕ)

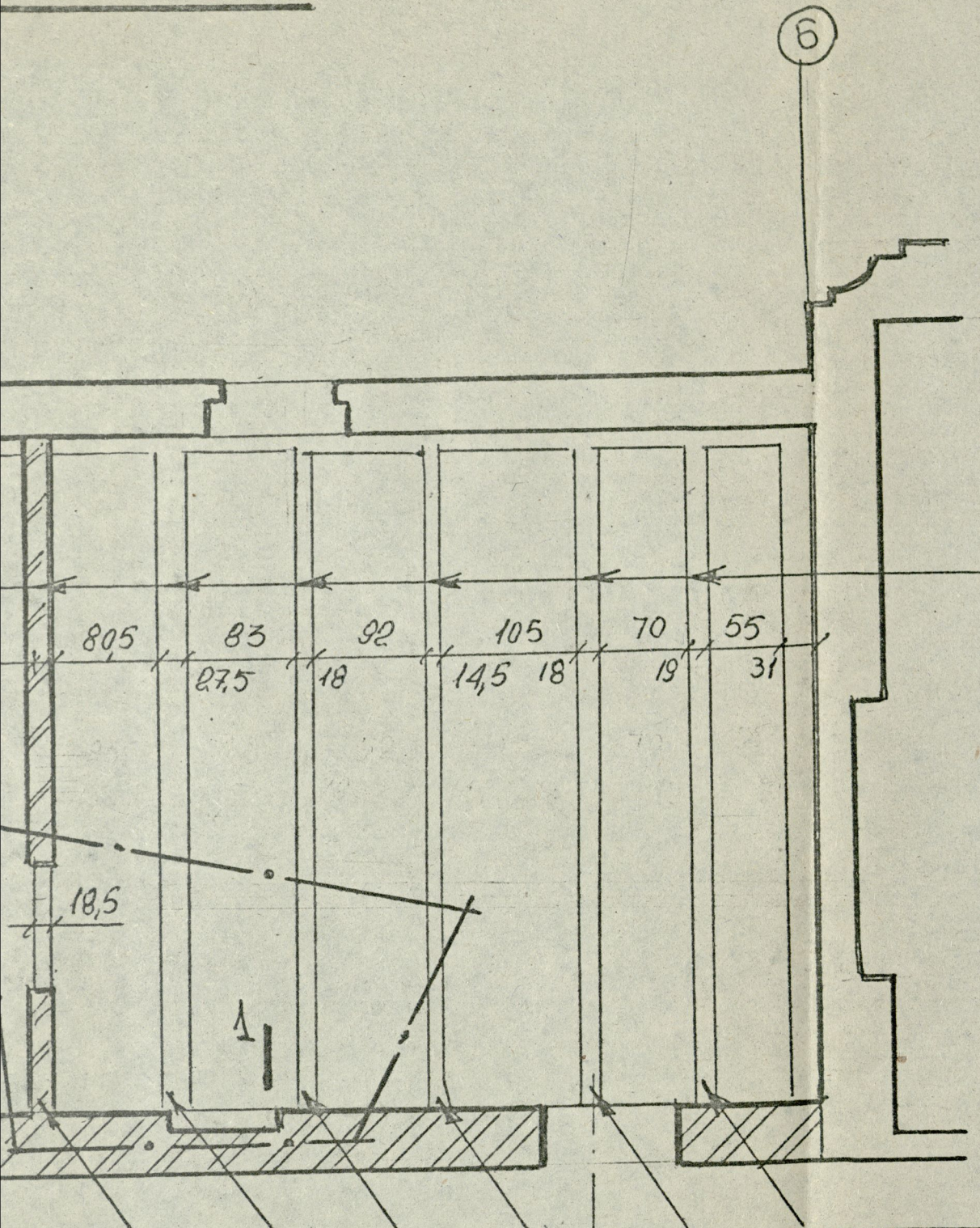
2-2





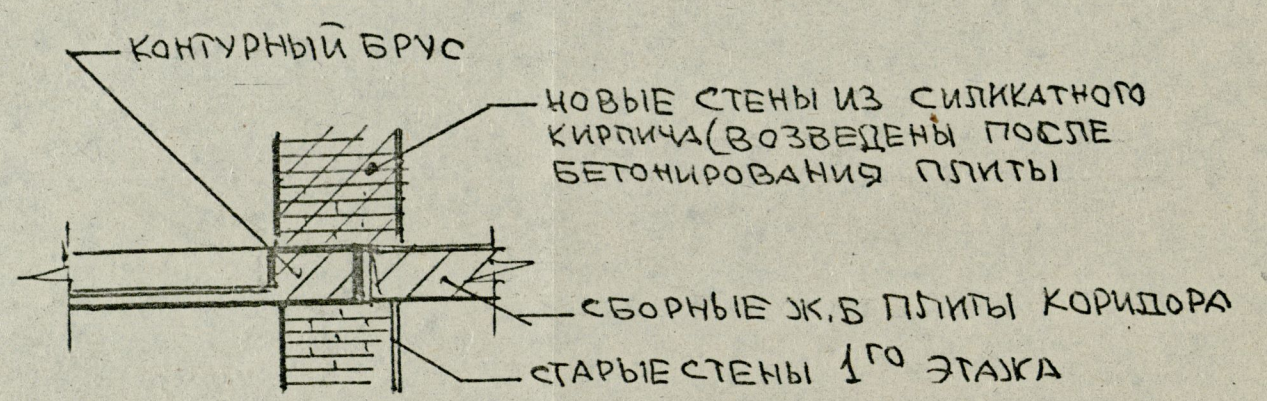
2 ГО ЭТАЖА

43



БАЛКИ ВЫПОЛНЕННЫЕ С ЭЛЕКТРОПРОГРЕВОМ БЕТОНА

1-1



Ж.Б. БАЛКИ ЗАВЕДЕННЫЕ В СТЕНУ. (СМ. СЕЧЕНИЕ 1-1)

32

1-1

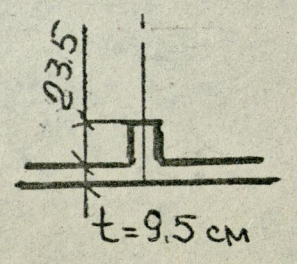


Рис. 31.



Рис.32 Опора балок заделаны в кладку.







Рис.33 Бетонирование широкой балки.



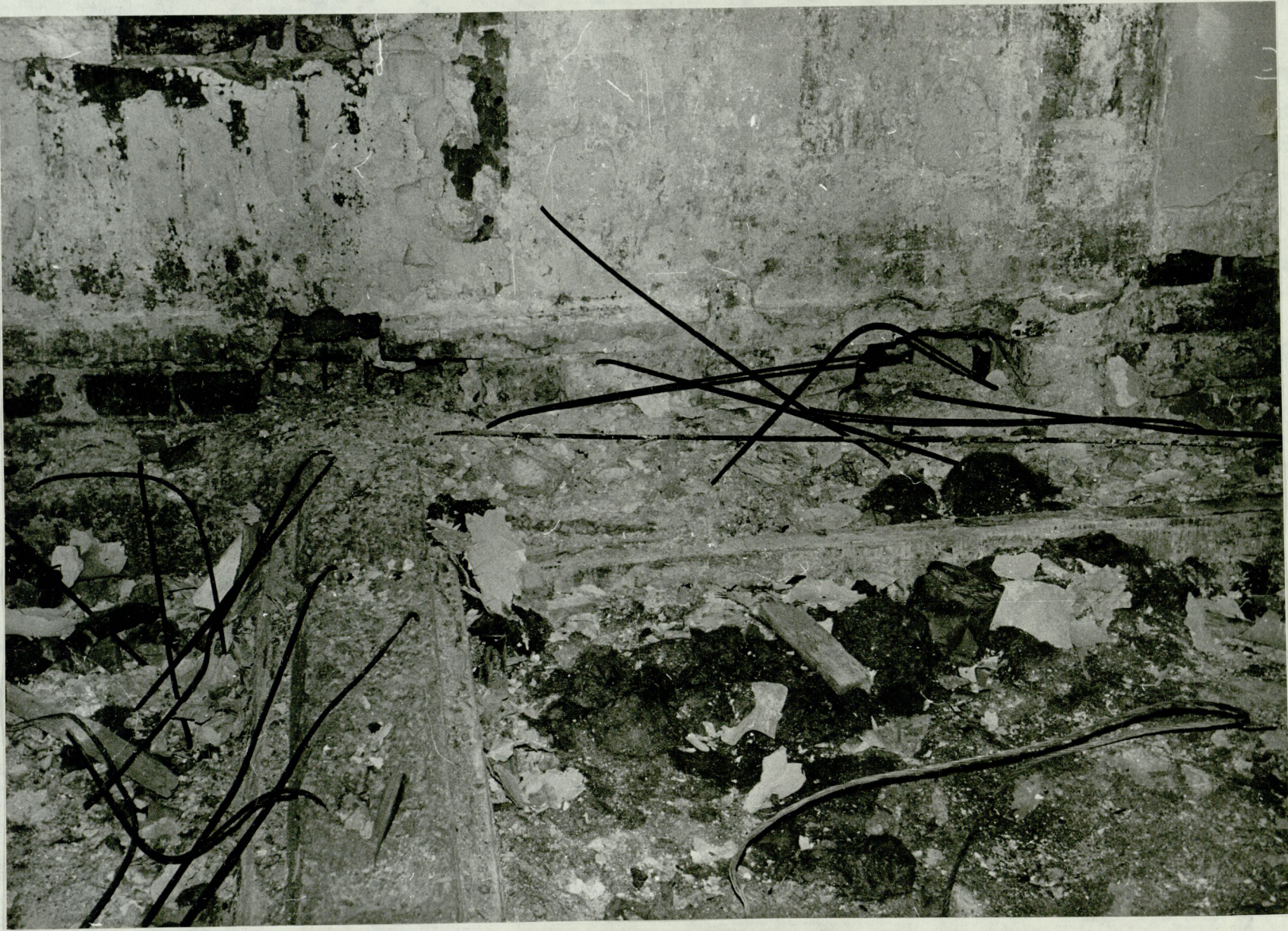


Рис.34 Единственная балка заведена в гнездо от  
деревянной балки в старой стене.

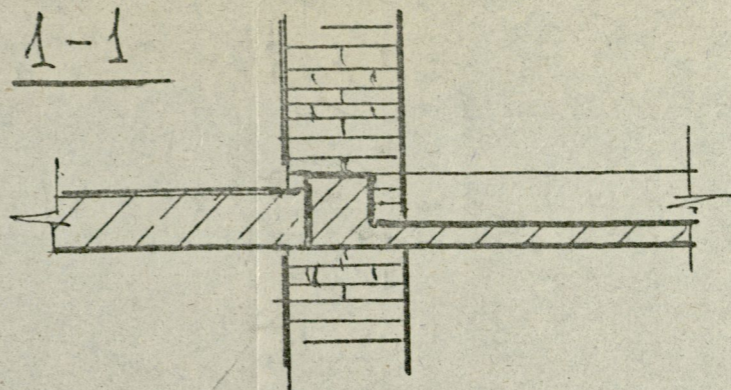




Рис. 35 Вид на нижнюю поверхность  
монолитной плиты.



1-1



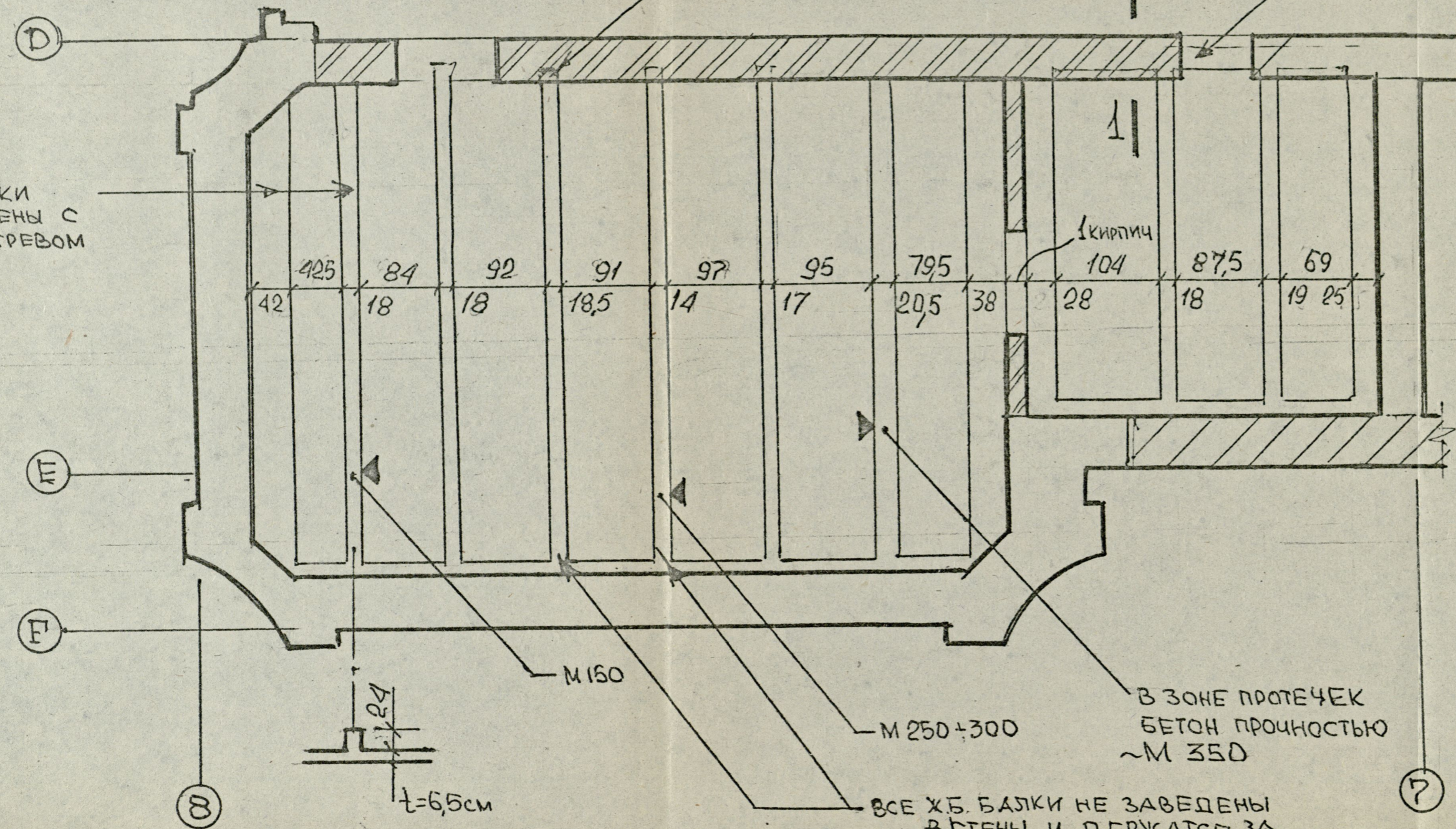
МОНОЛИТНАЯ Ж.Б ПЛИТА

ОПИРАНИЕ ДЛИНОЙ В 1 КИРПИЦ

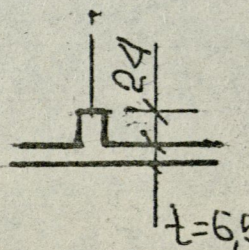
КОНТУРНЫЙ БРУС ПОД СТЕНОЙ

2 КАРКАСА

ДВЕ БАЛКИ  
ВЫПОЛНЕНЫ С  
ЭЛ. ПРОГРЕВОМ



425	84	92	91	97	95	79,5	104	87,5	69
42	18	18	18,5	14	17	20,5	28	18	19 25



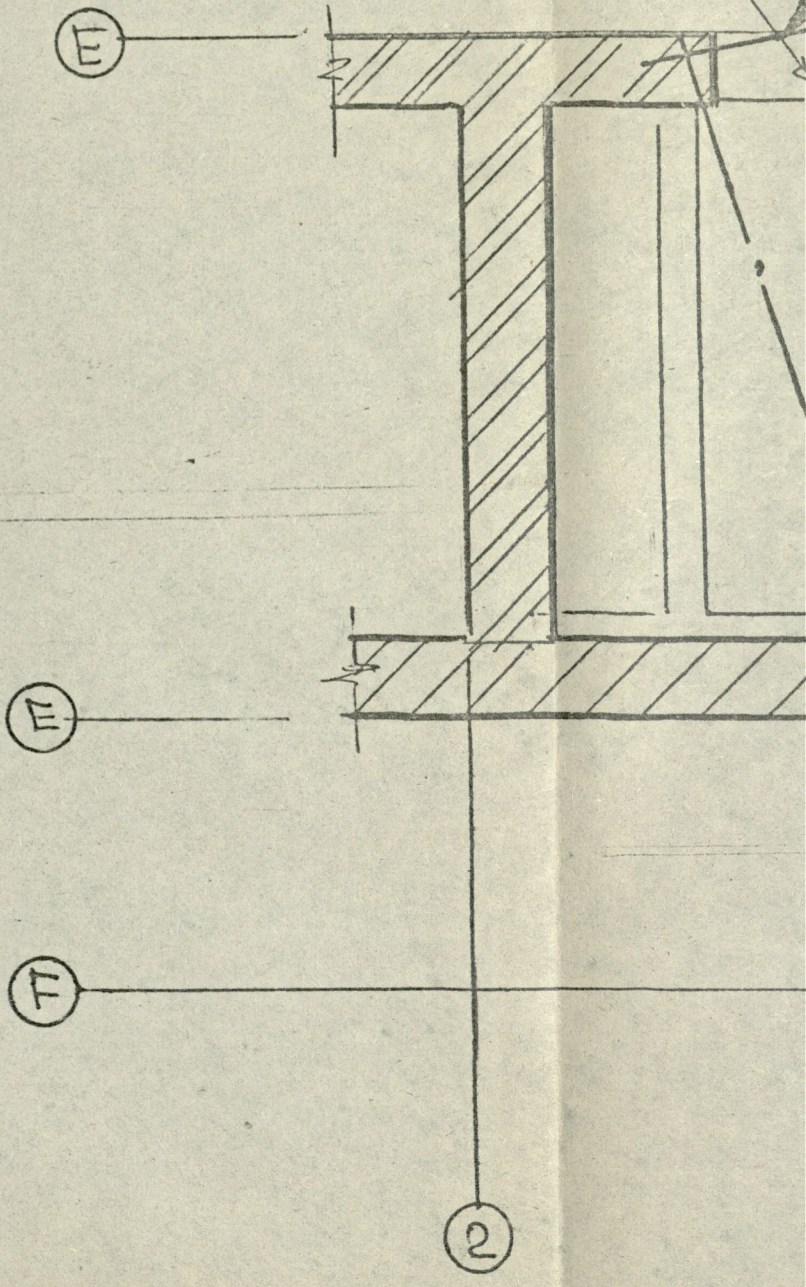
h=6,5cm

M 150

M 250 + 300

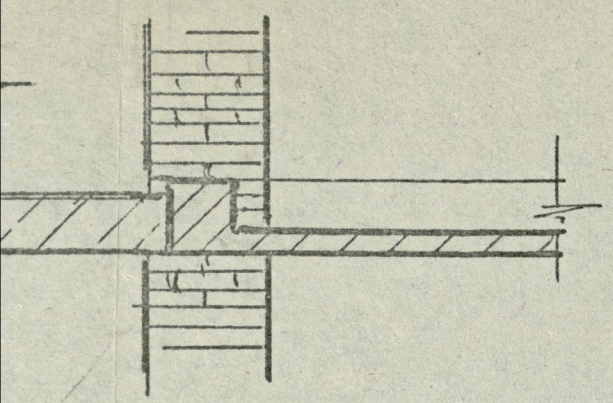
В ЗОНЕ ПРОТЕЧЕК  
БЕТОН ПРОЧНОСТЬЮ  
~M 350

ВСЕ Ж.Б. БАЛКИ НЕ ЗАВЕДЕНЫ  
В СТЕНЫ И ДЕРЖАТСЯ ЗА  
СЧЕТ КОНТУРНОГО БРУСА, БЕТОН  
КОТОРОГО ЗАХОДИТ В ГНЕЗДА  
ОТ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК.





МОНОЛИТНАЯ Ж.Б. ПЛИТА 2<sup>ГО</sup> ЭТАЖА



рный брус под стеной

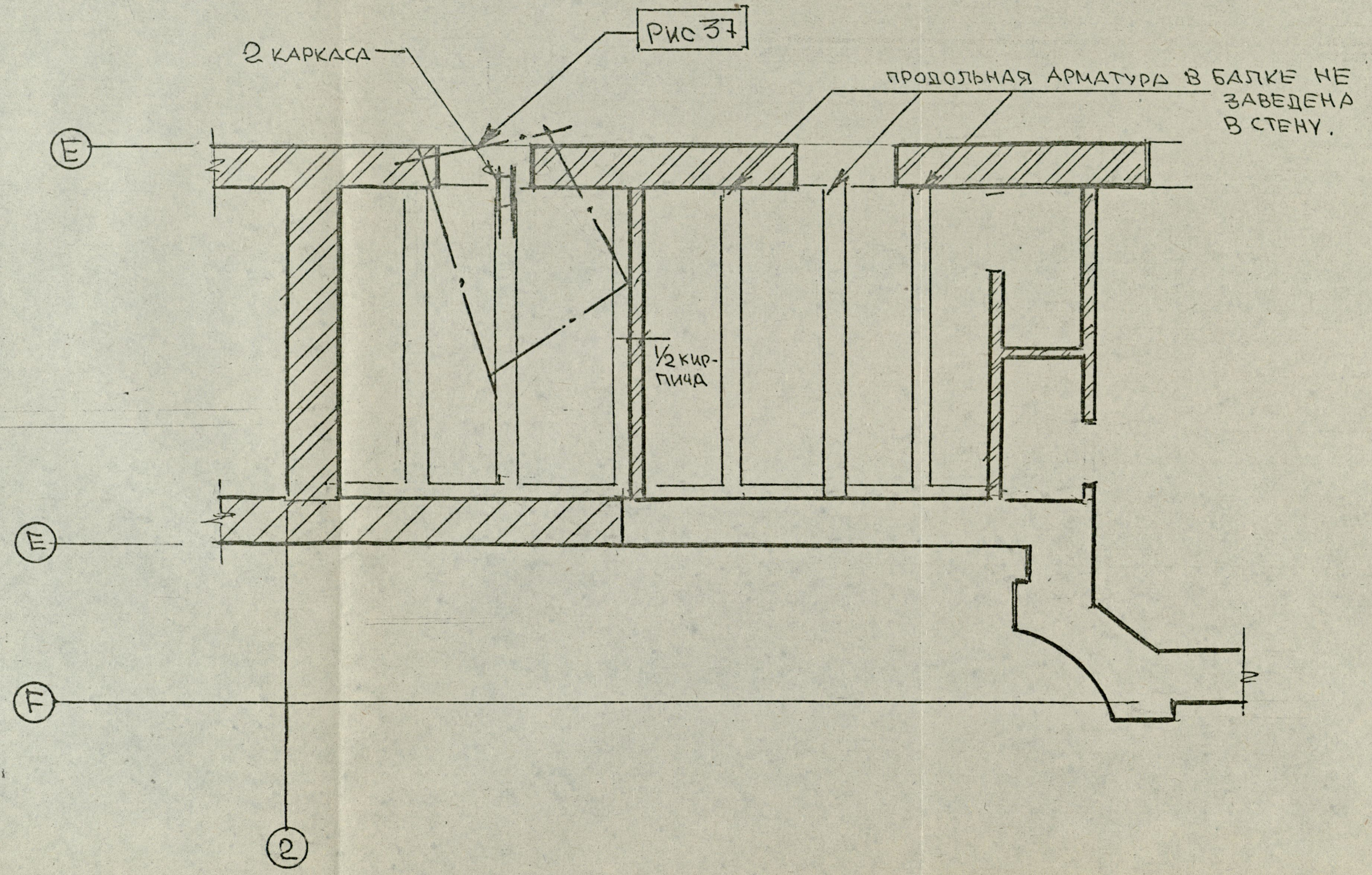
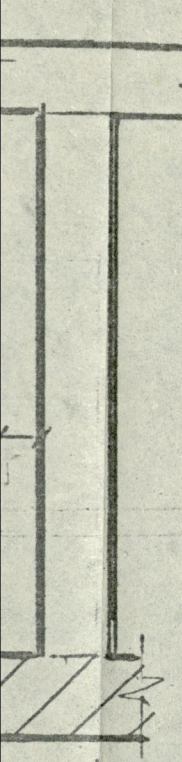


Рис.36.



Рис. 37 Армирование коротких балок.



49







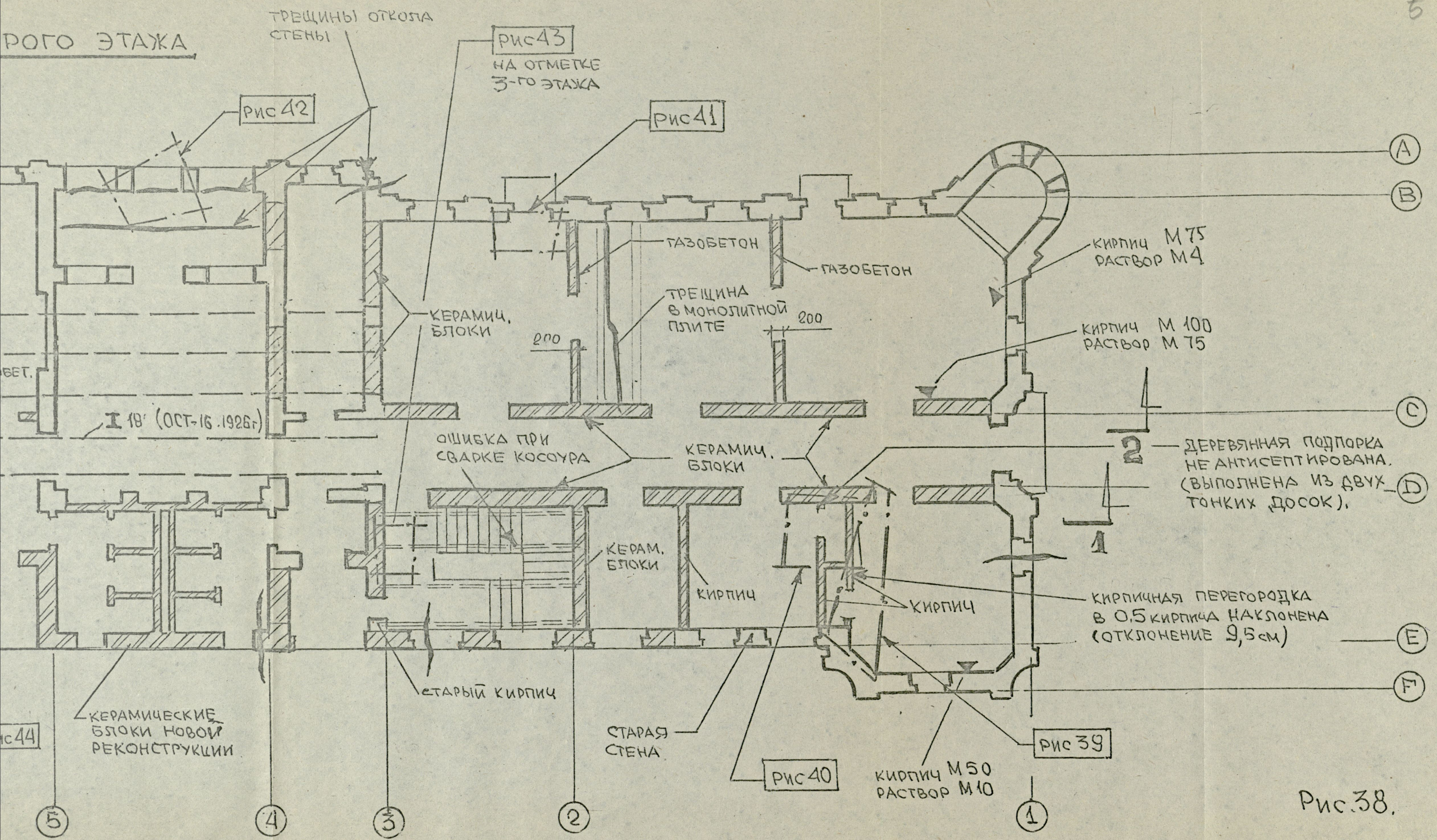


Рис. 38.





Рис. 39 Наклон тонкой перегородки около 9,5 см.



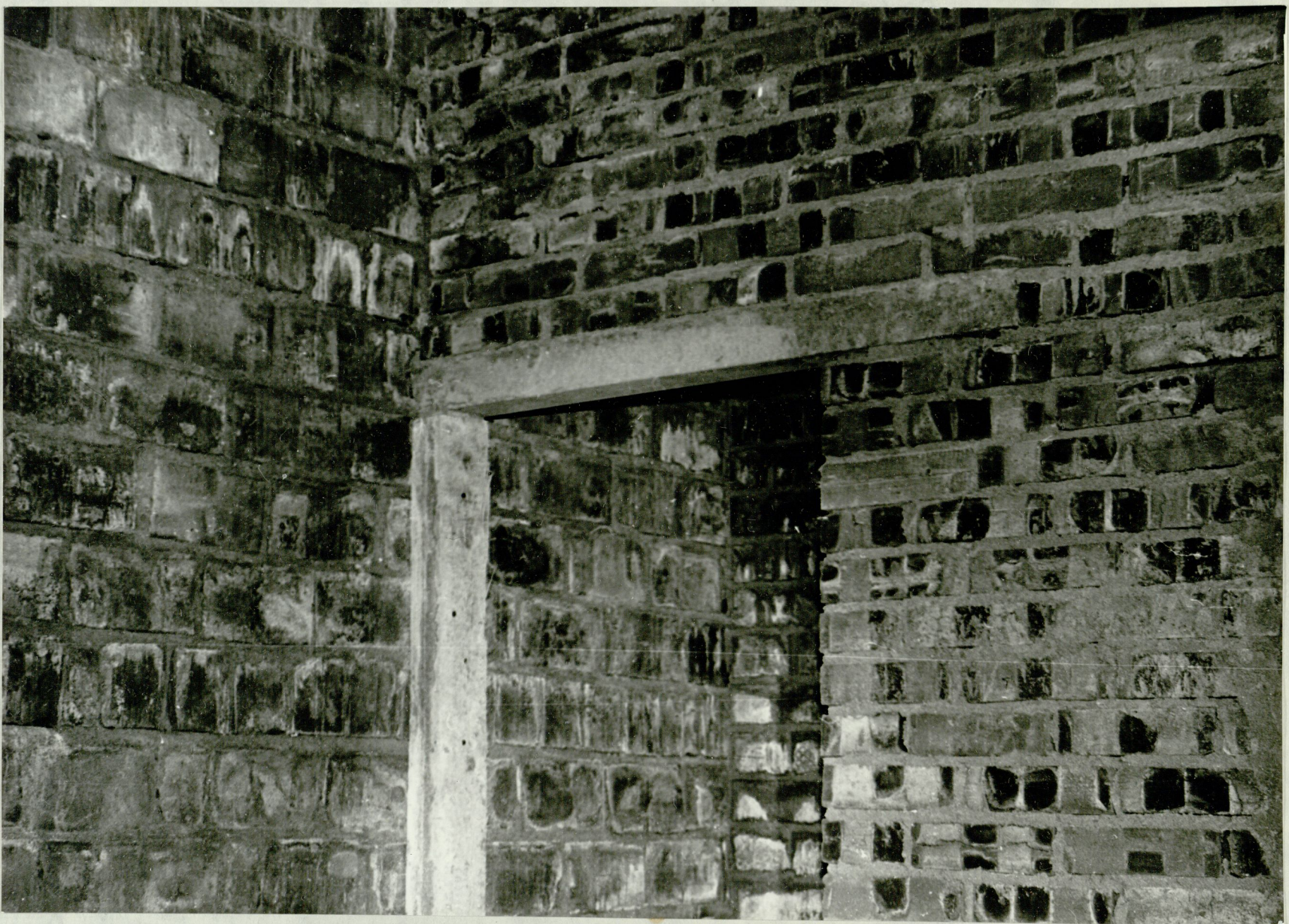


Рис. 40 Деревянная неантисептированная перемычка  
и подпорка в душевой.





Рис. 41 Опираие железобетонных плит чердачного перекрытия.



Рис. 42 Трещины откола стены северного фасада.







Рис. 43 Косоур на 3 этаже передает нагрузку на полку поперечного двутавра. Возможно разрушение шва, изгиб полки двутавра и вылом нижнего двутавра из стены.



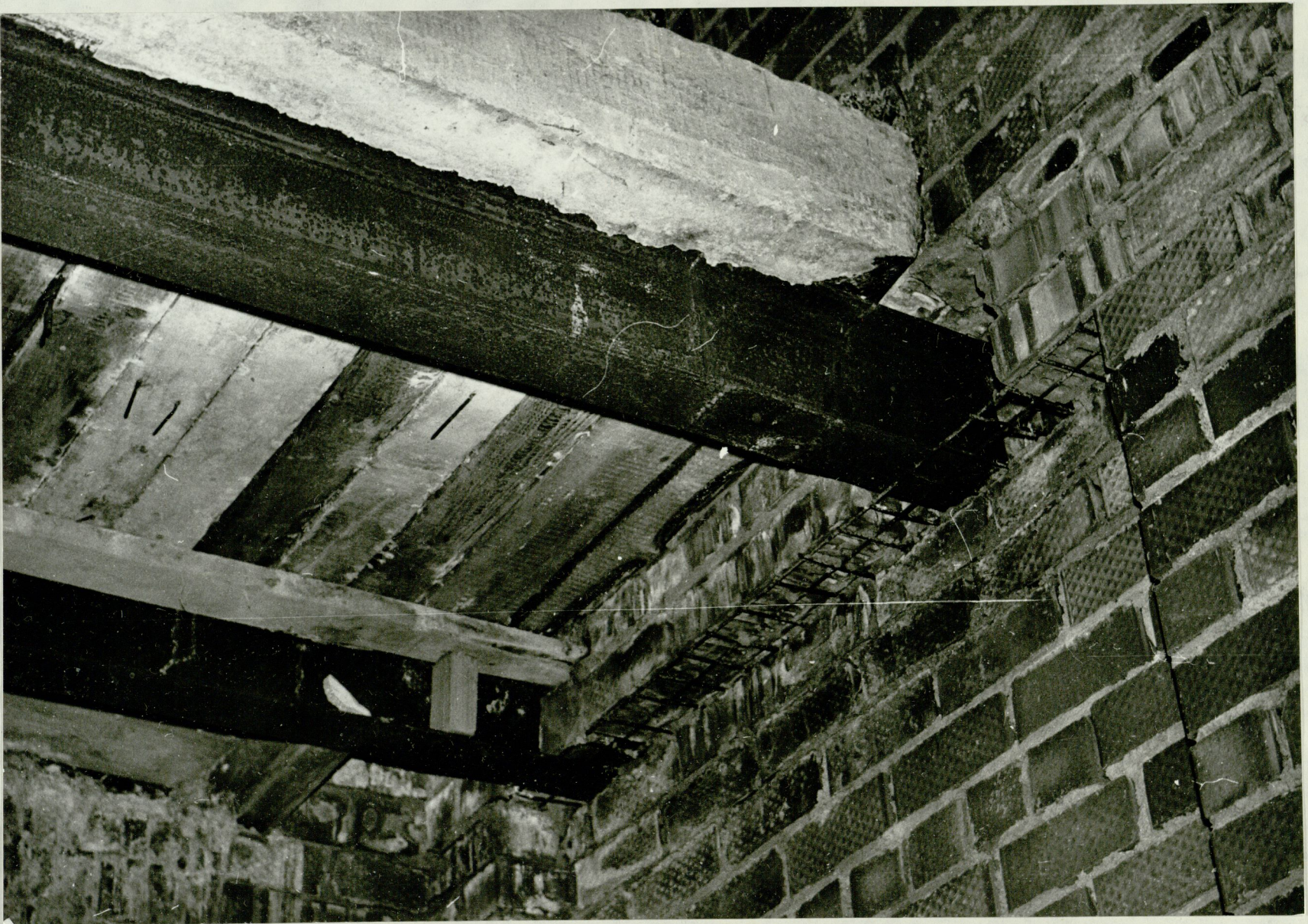
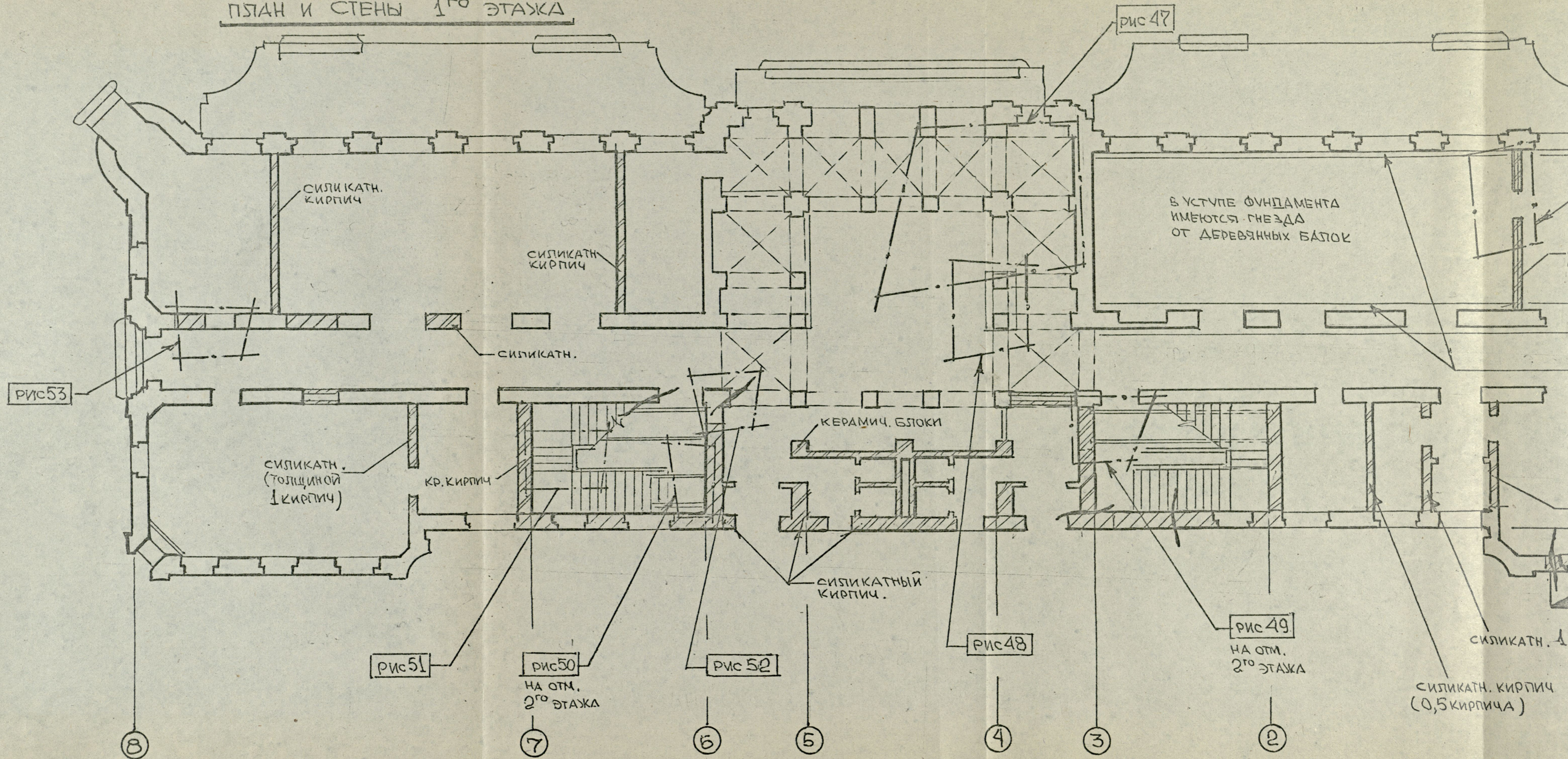


Рис. 44 Опирание косяка — 6 см.



ПЛАН И СТЕНЫ 1<sup>го</sup> ЭТАЖА





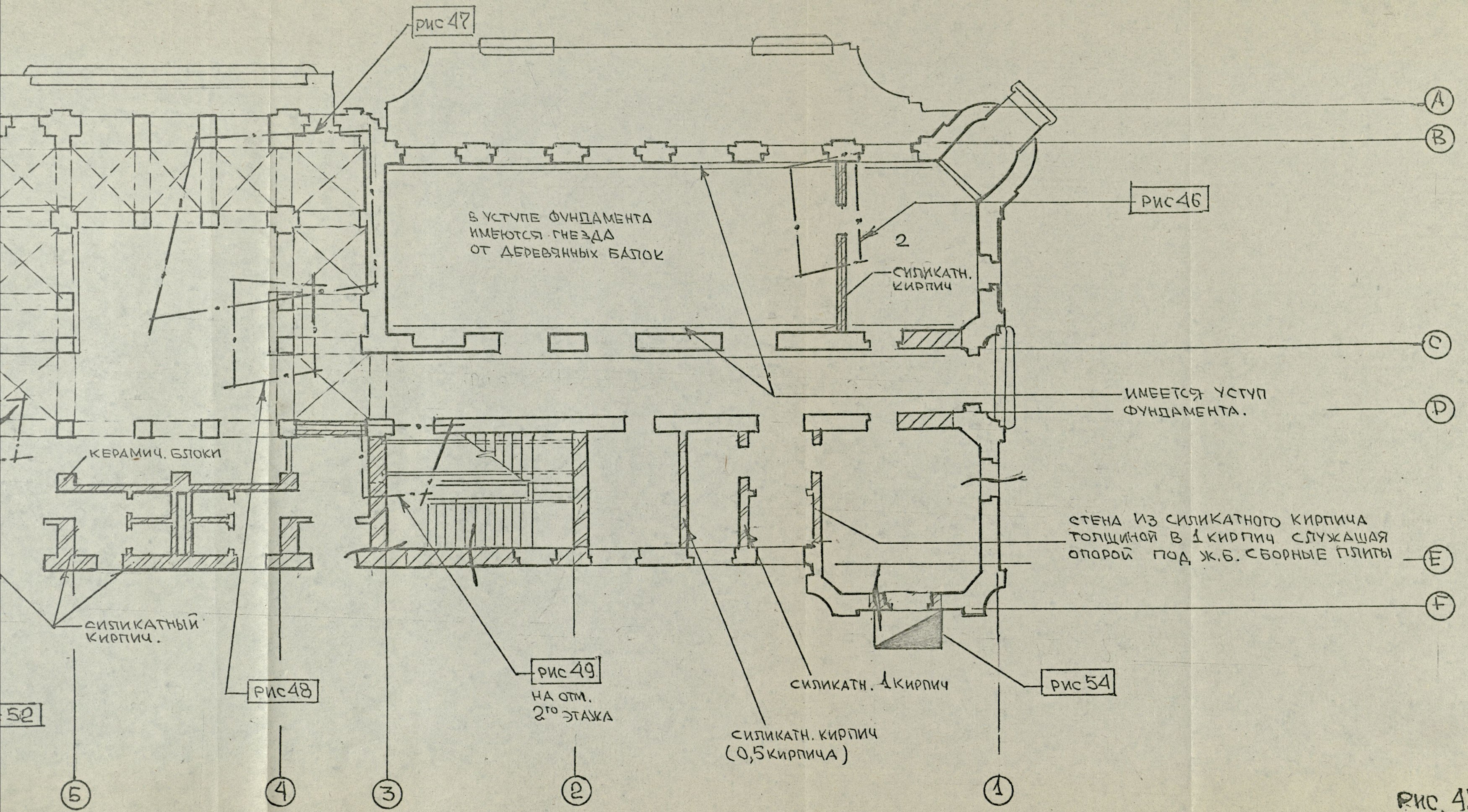


рис 47

рис 46

В УСТУПЕ ФУНДАМЕНТА  
ИМЕЮТСЯ ГНЕЗДА  
ОТ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК

2

СИЛИКАТН.  
КИРПИЧ

ИМЕЕТСЯ УСТУП  
ФУНДАМЕНТА.

КЕРАМИЧ. БЛОКИ

СТЕНА ИЗ СИЛИКАТНОГО КИРПИЧА  
ТОЛЩИНОЙ В 1 КИРПИЧ СЛУЖАЩАЯ  
ОПОРОЙ ПОД Ж.Б. СБОРНЫЕ ПЛИТЫ

СИЛИКАТНЫЙ  
КИРПИЧ.

рис 49

НА ОТМ.  
2го ЭТАЖА

СИЛИКАТН. 1 КИРПИЧ

рис 54

СИЛИКАТН. КИРПИЧ  
(0,5 КИРПИЧА)

52

рис 48

рис. 45.



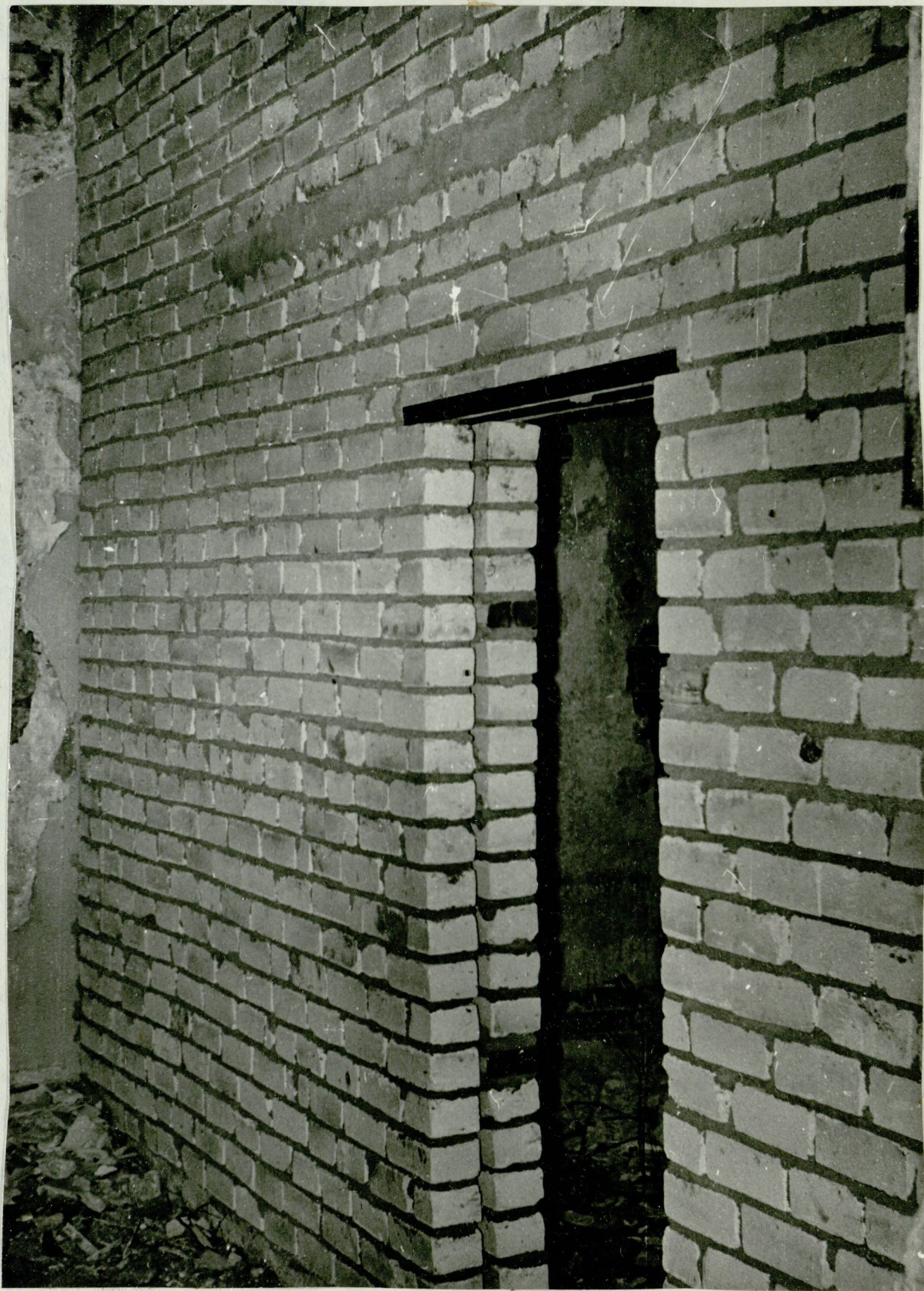


Рис.46 Двойная стенка из силикатного кирпича.  
Две тонкие стенки не связаны друг с другом.



Рис. 47 Фойе, 1-й этаж.





Рис. 48 Состояние пилона.



600



Рис. 49 Опирание кососудов на отметке 2-го этажа.





Рис. 50 Опирание косоура на отметке 2-го этажа.

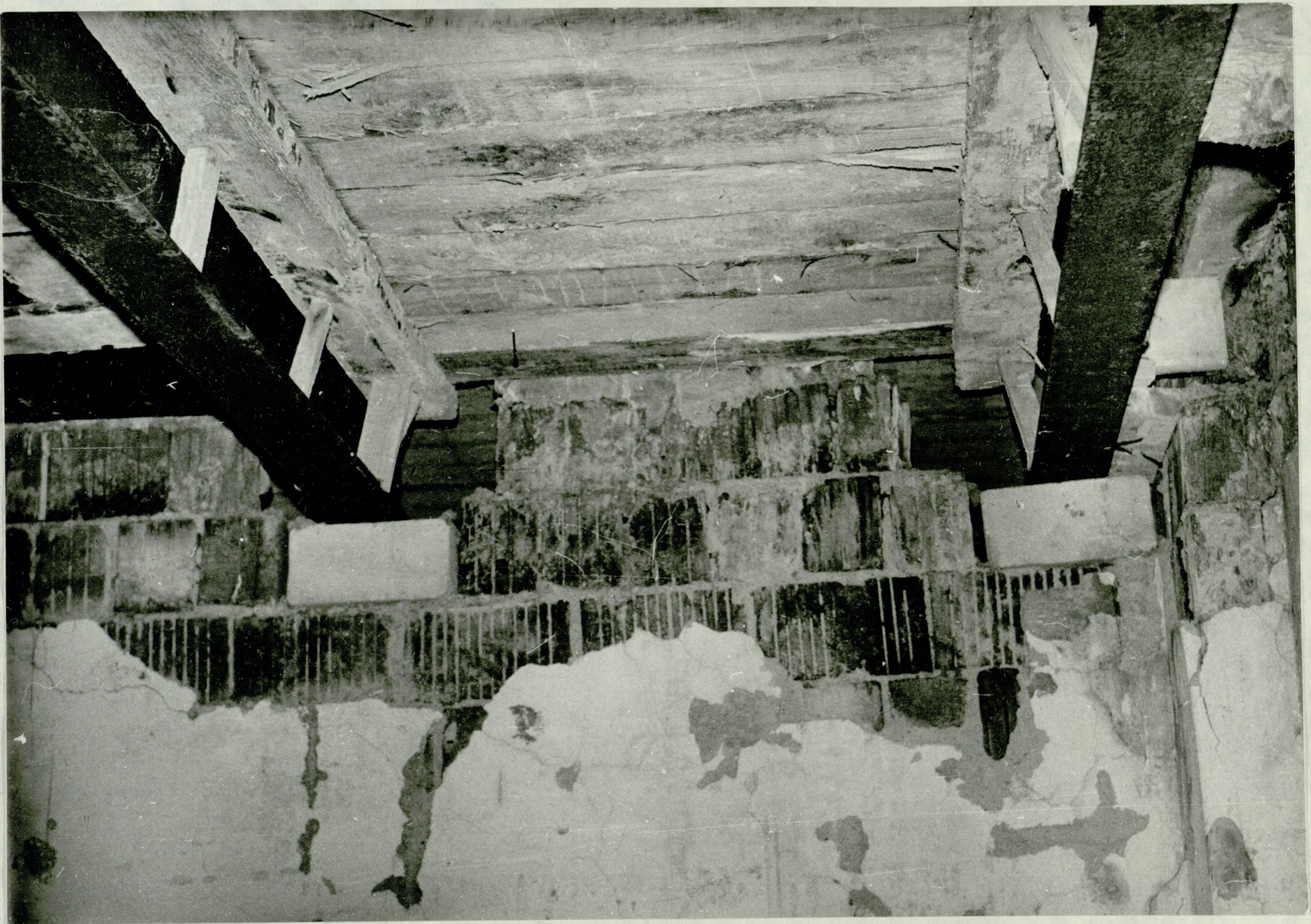




Рис.51 Ошибка в угле лестницы / уклон 1 : 1 /



63





Рис.52 Выкол в нижней части стены.



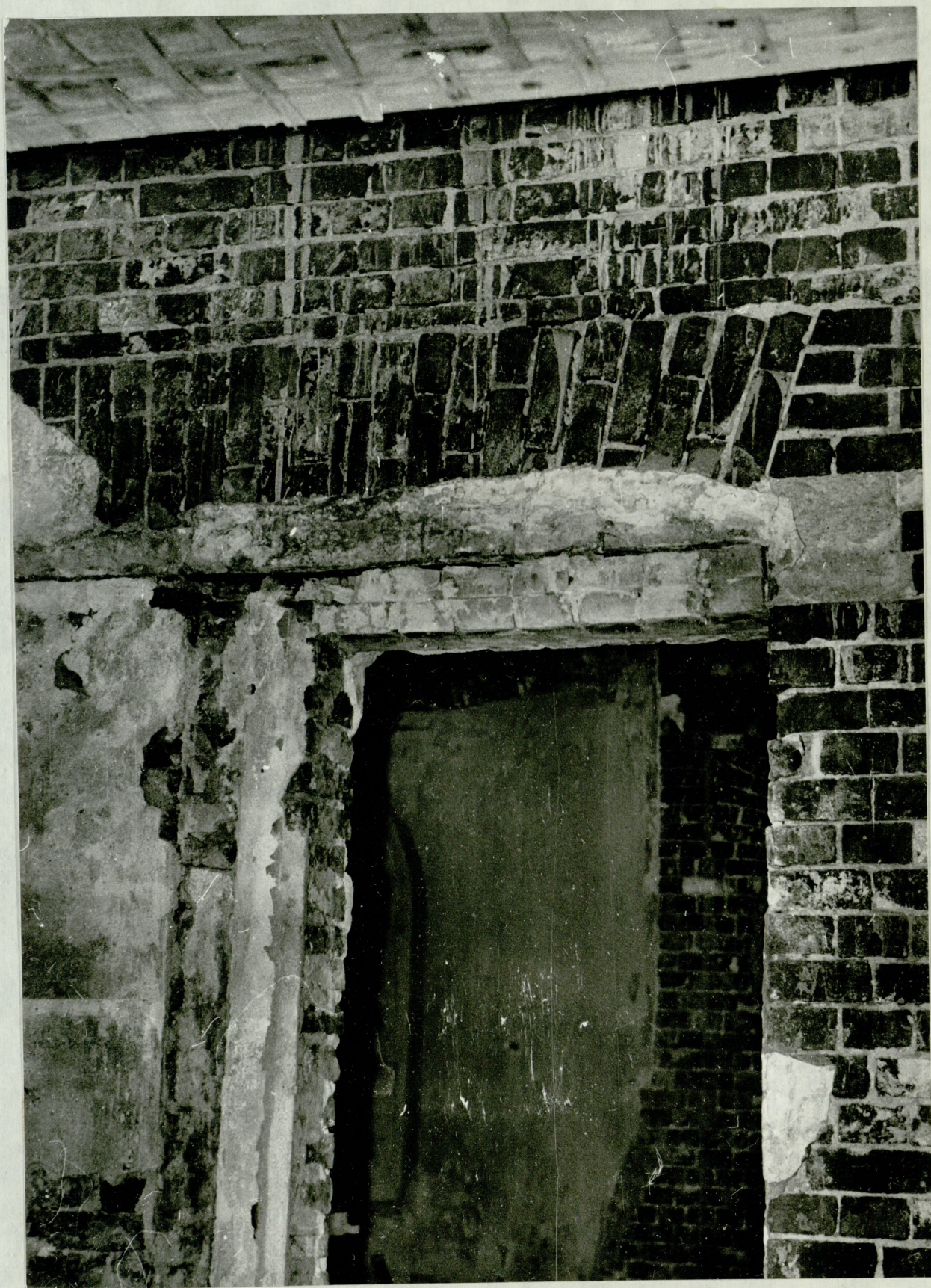


Рис.53 Состояние реконструированного проема.



Рис. 54 Бутовый фундамент южной стены.

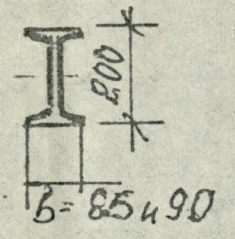




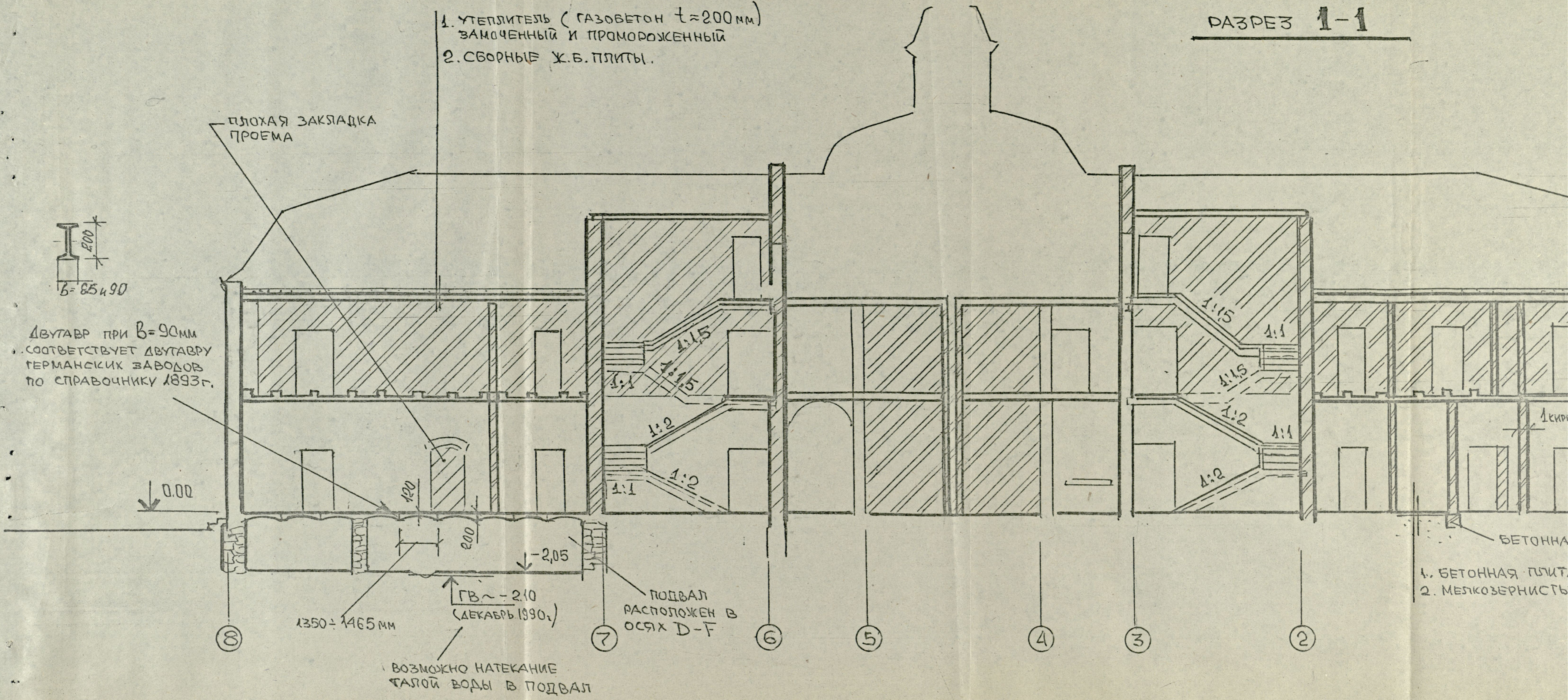
РАЗРЕЗ 1-1

1. УТЕПЛИТЕЛЬ (ГАЗОБЕТОН  $t \approx 200$  мм)  
ЗАМОЧЕННЫЙ И ПРОМОРОЖЕННЫЙ
2. СБОРНЫЕ Ж.Б. ПЛИТЫ.

ПЛОХАЯ ЗАКЛАДКА  
ПРОЕМА



ДВУТАВР ПРИ  $B = 90$  мм  
СООТВЕТСТВУЕТ ДВУТАВРУ  
ГЕРМАНСКИХ ЗАВОДОВ  
ПО СПРАВОЧНИКУ 1893 г.



БЕТОННАЯ  
1. БЕТОННАЯ ПЛИТА  
2. МЕЛКОЗЕРНИСТЫЙ

1350 ± 1465 мм

ГВ ~ -2.10  
(ДЕКАБРЬ 1990г.)

ПОДВАЛ  
РАСПОЛОЖЕН В  
ОСЯХ D-F

ВОЗМОЖНО НАТЕКАНИЕ  
ТАКОЙ ВОДЫ В ПОДВАЛ



РАЗРЕЗ 1-1

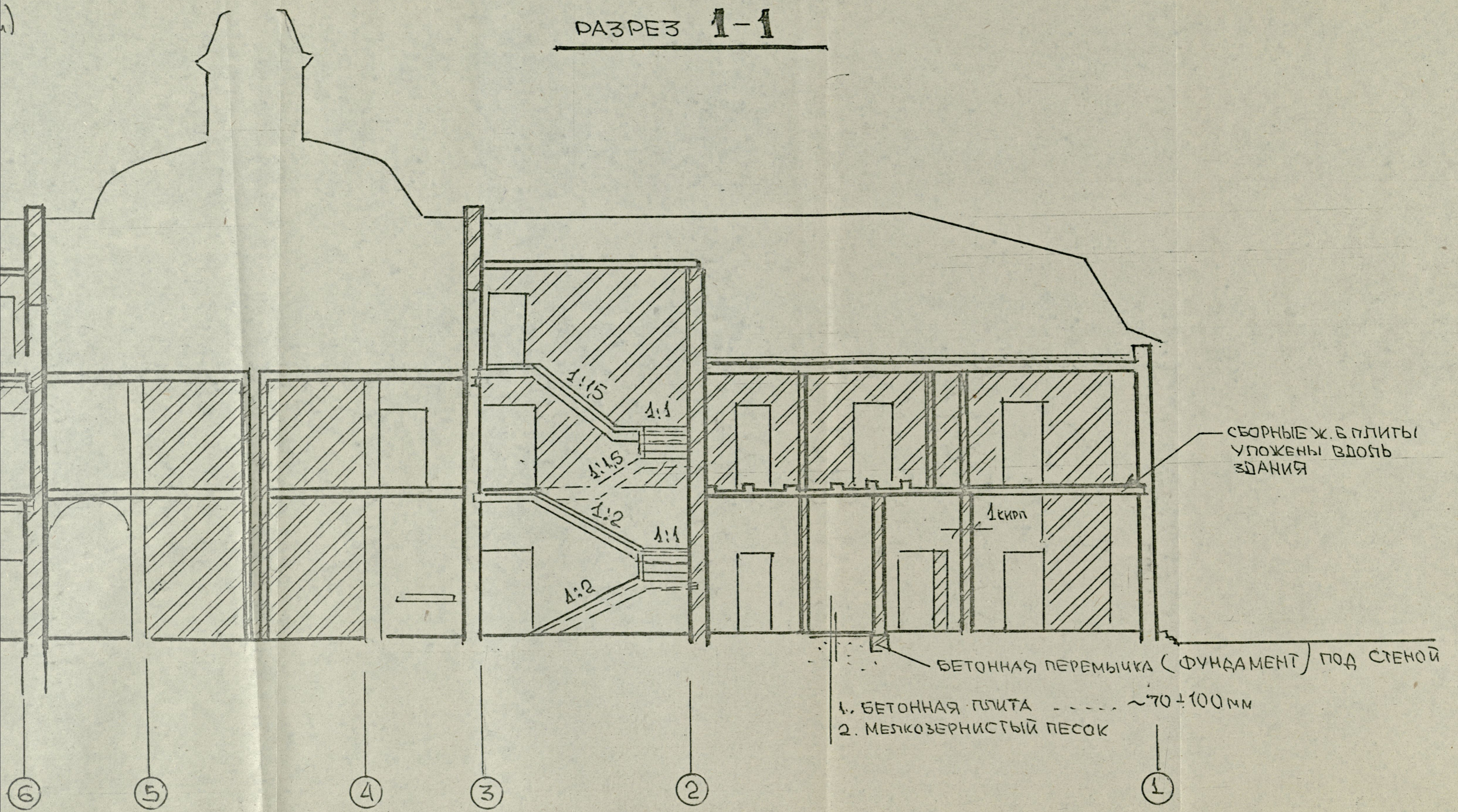
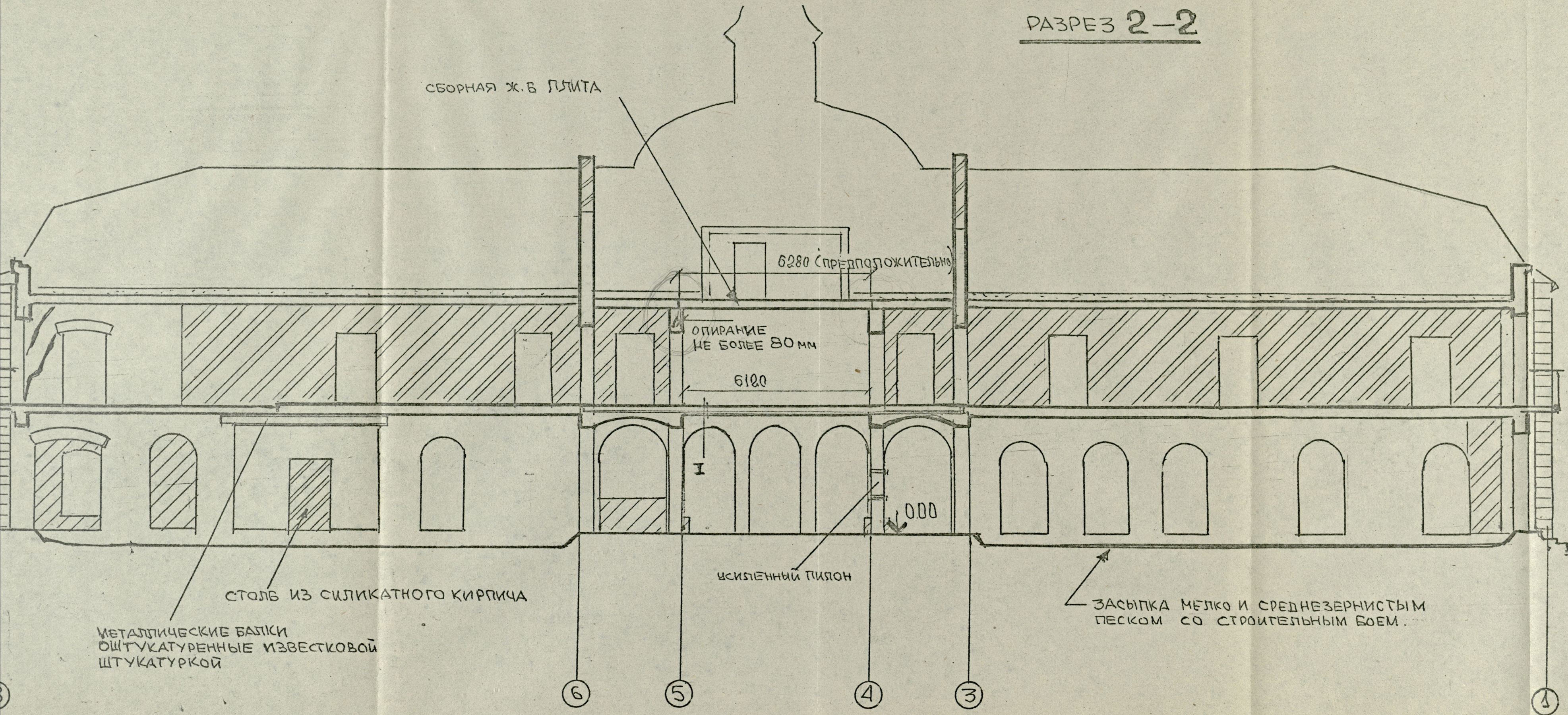


Рис. 55

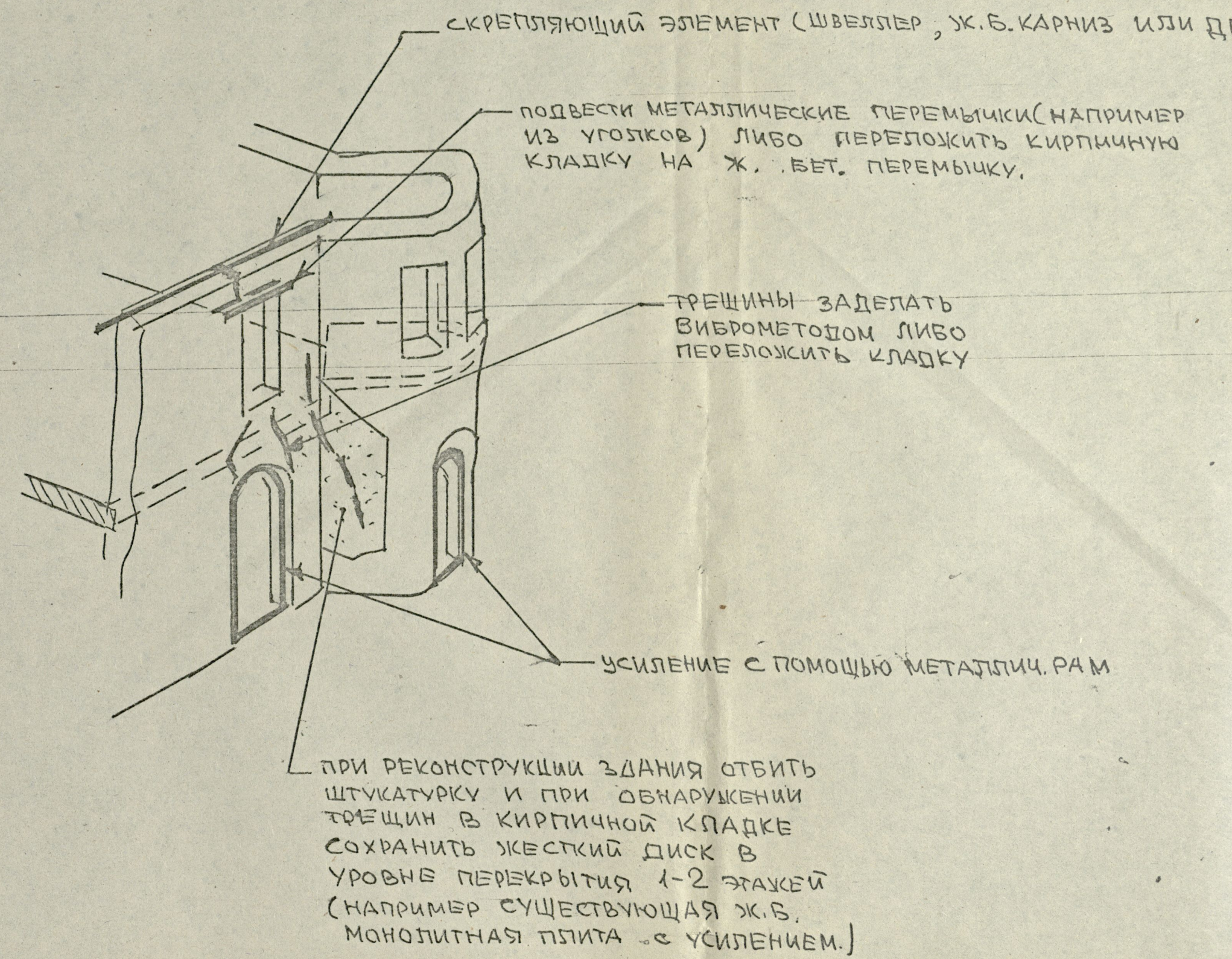
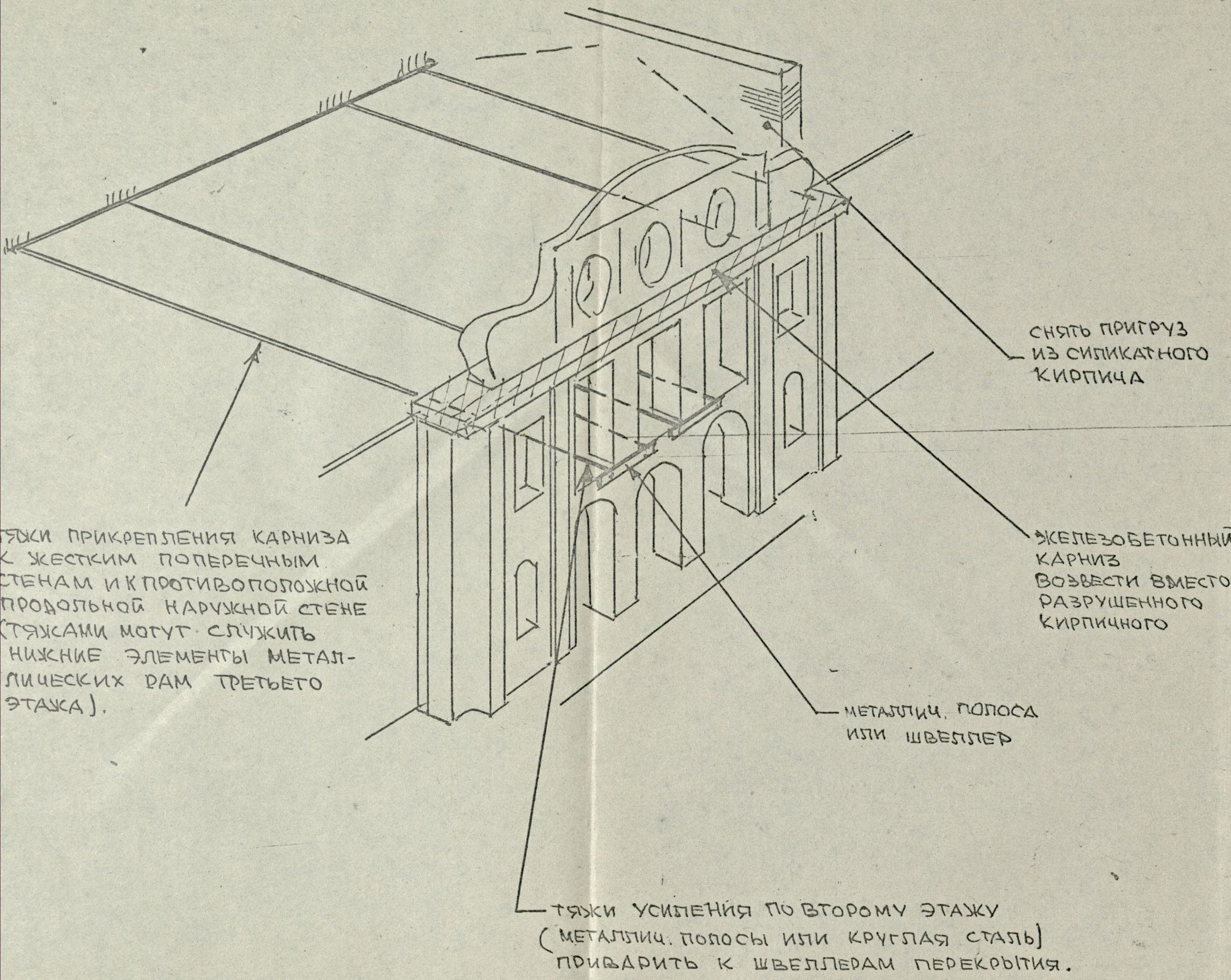


РАЗРЕЗ 2-2



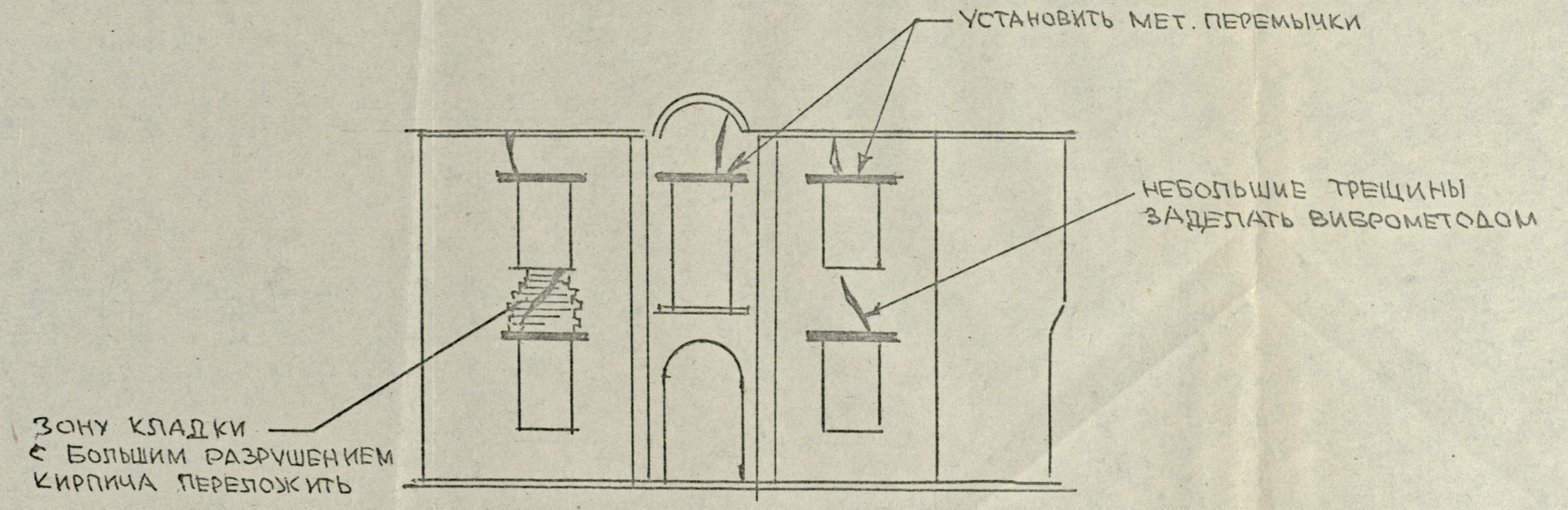
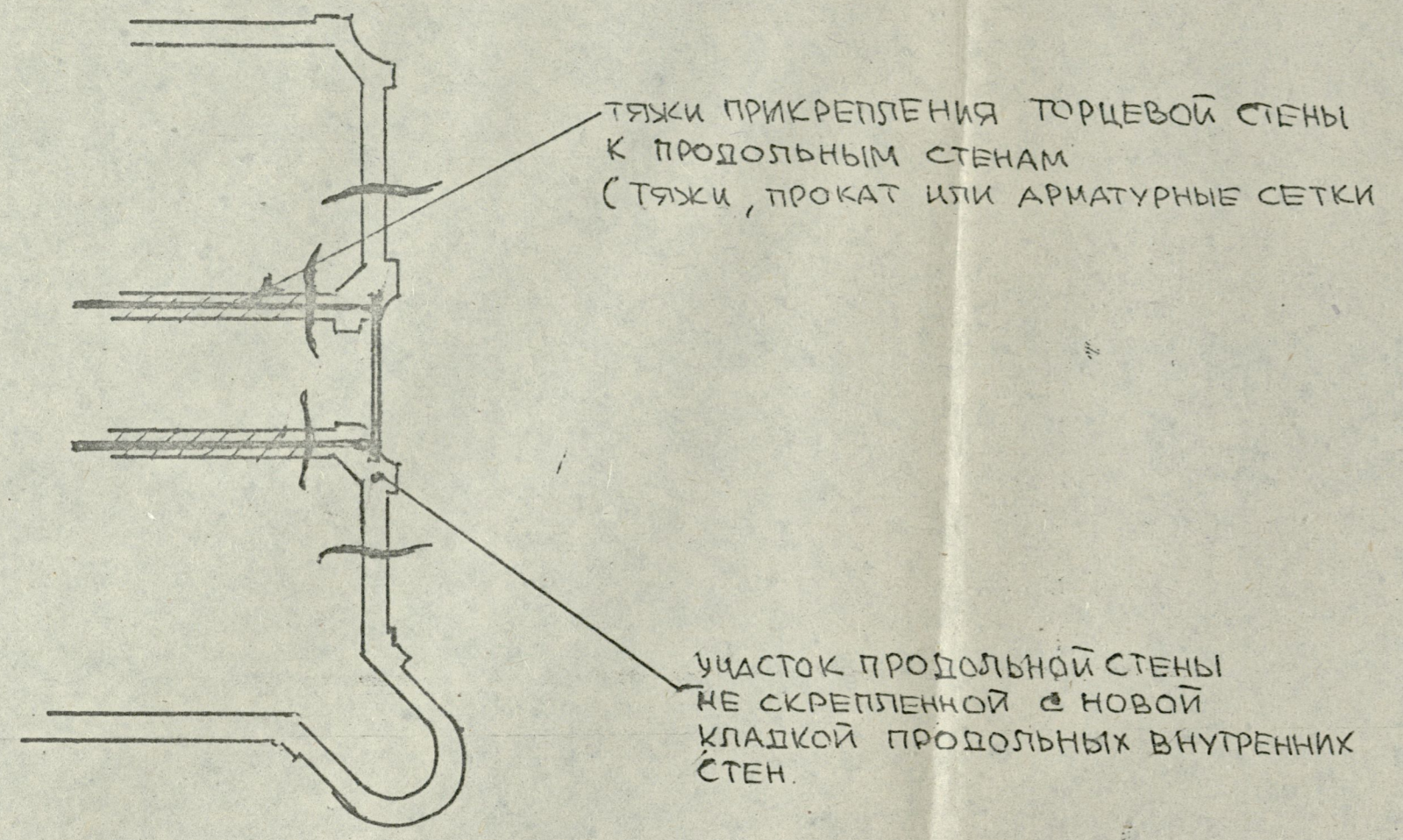


УСИЛЕНИЕ СТЕН СЕВЕРНОГО ФАСАДА





СХЕМЫ УСИЛЕНИЯ ТОРЦЕВЫХ СТЕН



ВАРИАНТ УСИЛЕНИЯ КИРПИЧНОЙ  
КЛАДКИ С УСТАНОВКОЙ МЕТАЛЛИЧ.  
РАМЫ УСИЛЕНИЯ В ОКОННОМ  
ПРОЕМА  
РАМА УСТАНАВЛИВАЕТСЯ В  
ВЕРТИКАЛЬНЫМ РАСПОРОМ

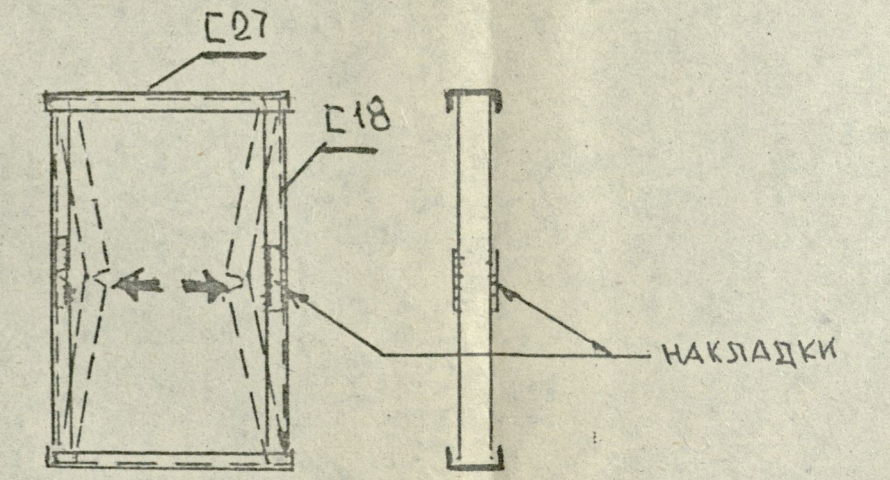
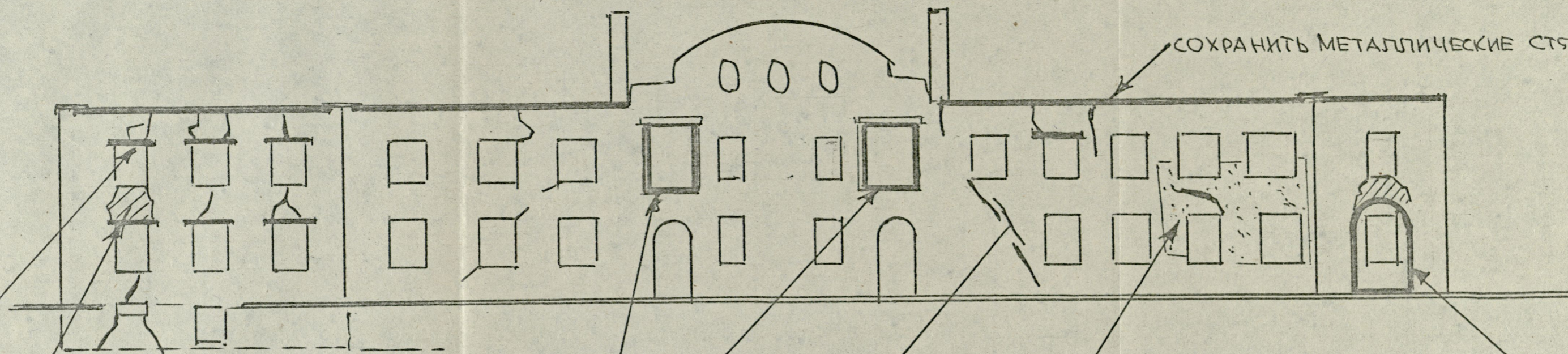


Рис. 58



УСИЛЕНИЕ СТЕК ЮЖНОГО ФАСАДА

21



СОХРАНИТЬ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ СТЫЖКИ СТЕН

УСТАНОВИТЬ  
МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ  
ПЕРЕМЫЧКИ

ТРЕЩИНЫ В  
ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЫЧКАХ  
ЗАИНЪЕКЦИРОВАТЬ, А НАИВОЛЕЕ  
ПОВРЕЖДЕННЫЕ ОМОНОЛИТИТЬ  
ВИБРОМЕТОДОМ ИЛИ  
ПЕРЕЛОЖИТЬ

ПОДВЕСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ  
РАМЫ УСИЛЕНИЯ ПОД  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ  
ПЕРЕМЫЧКИ В ЗОНЕ ИХ  
ОПОР.

ТРЕЩИНЫ С МАЛЫМ РАСКРЫТИЕМ  
ЗАИНЪЕКЦИРОВАТЬ ЦЕМЕНТНЫМ  
ИЛИ ПОЛИМЕРЦЕМЕНТНЫМ РАСТВОРОМ

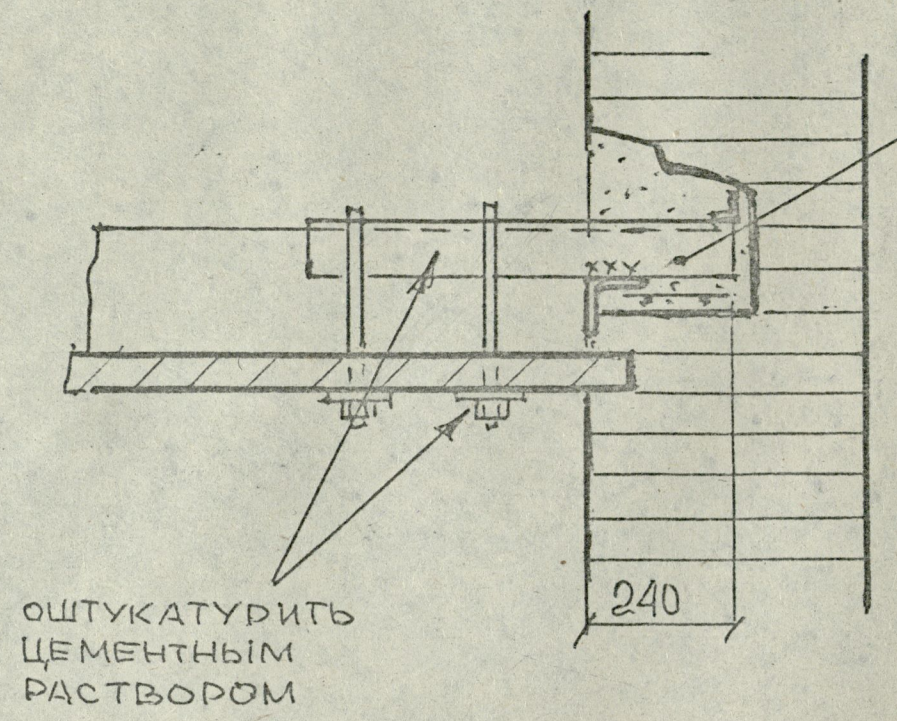
ОТБИТЬ ШТУКАТУРКУ И ПРИ  
ОБНАРУЖЕНИИ ТРЕЩИН  
ЗАДЕЛАТЬ ИХ.

УСТАНОВИТЬ  
МЕТАЛЛИЧЕСКУЮ  
РАМУ УСИЛЕНИЯ  
И ПЕРЕЛОЖИТЬ  
КИРПИЧНУЮ  
КЛАДКУ ГОРИЗОН-  
ТАЛЬНОЙ ПЕРЕМЫЧКИ  
ИЛИ ЗАНОВО ПЕРЕЛОЖИТЬ  
АРКУ В 1,5 КИРПИЧА  
НА РАСШИРЯЮЩИМся  
ЦЕМЕНТЕ.

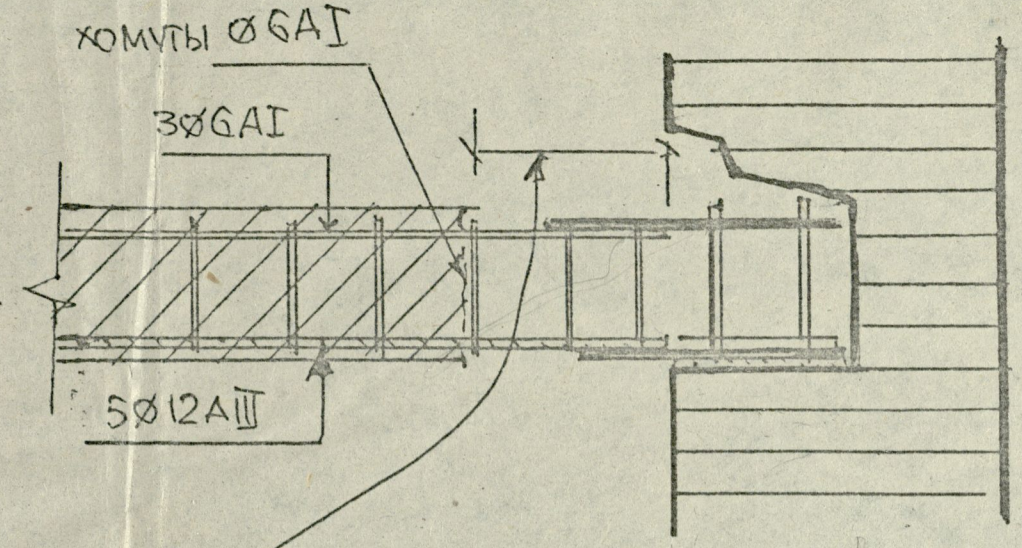
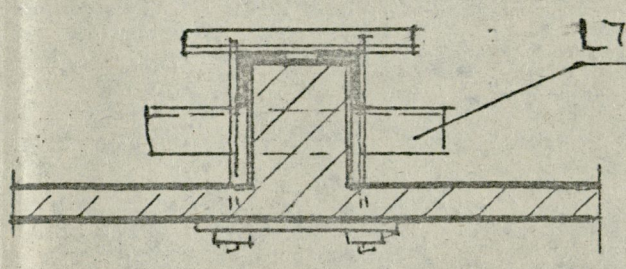
ЗАМЕНИТЬ ВЕРХНИЙ СЛОЙ КЕРАМИЧЕСКИХ  
БЛОКОВ С ОТВЕРСТИЯМИ ДЛЯ  
УСТРАНЕНИЯ ПОПАДАНИЯ ВОДЫ  
ЧЕРЕЗ РАСТВОР В КЛАДКУ И  
ДАЛЬНЕЙШЕГО РАЗМОРАЖИВАНИЯ  
КЛАДКИ.



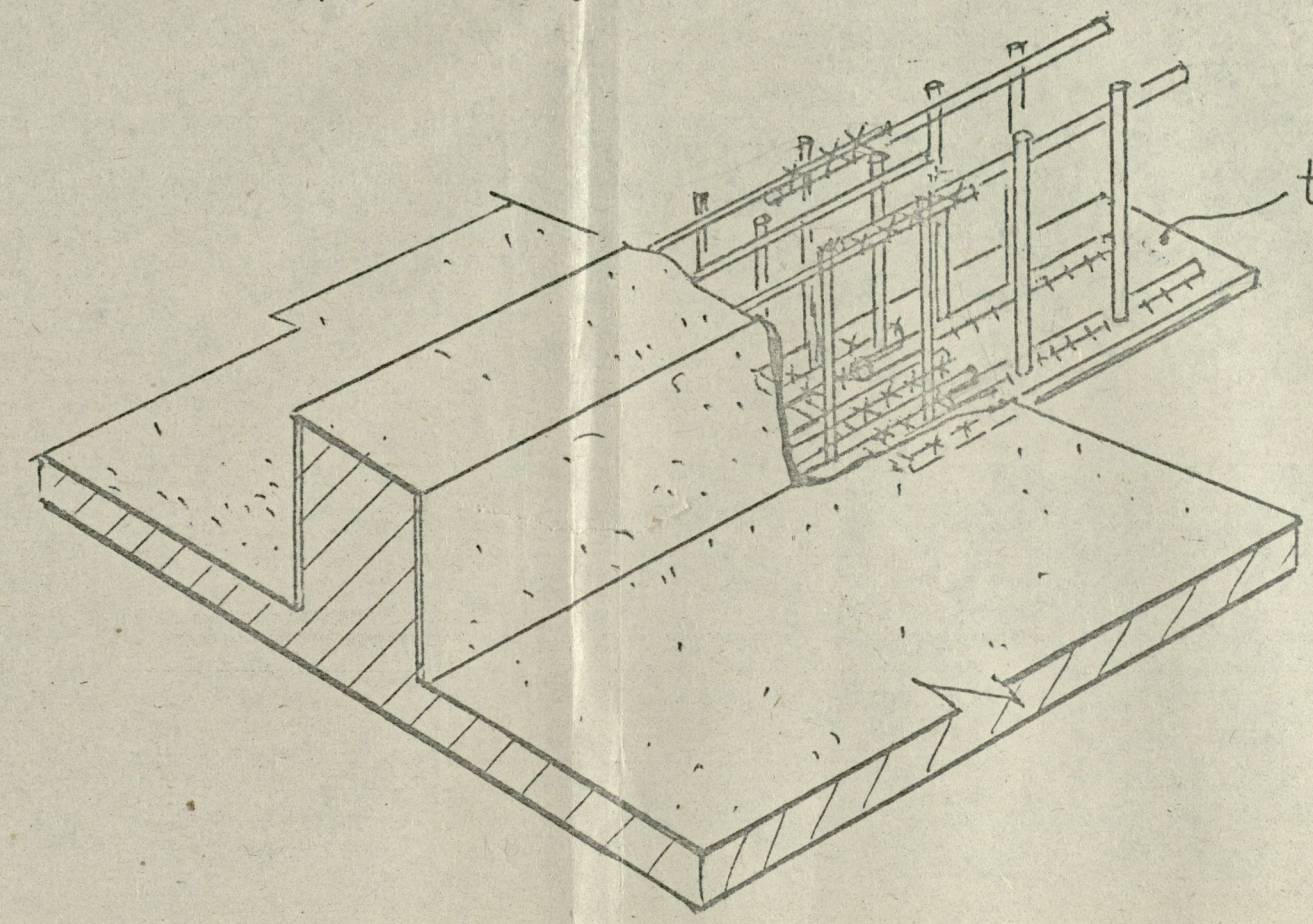
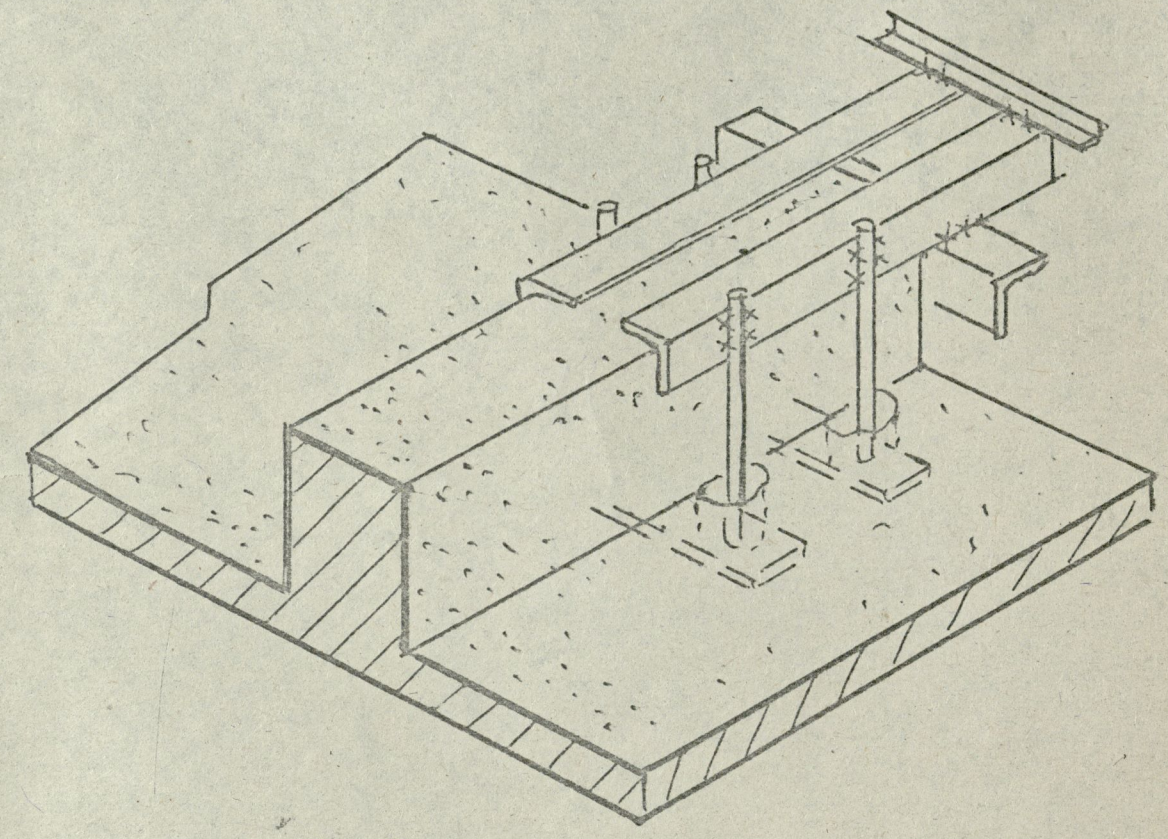
ВАРИАНТЫ УСИЛЕНИЯ ОПОР Ж.Б. БАЛОК



2 L 100x8 (75x6)  
l = 1000 ÷ 1250 мм



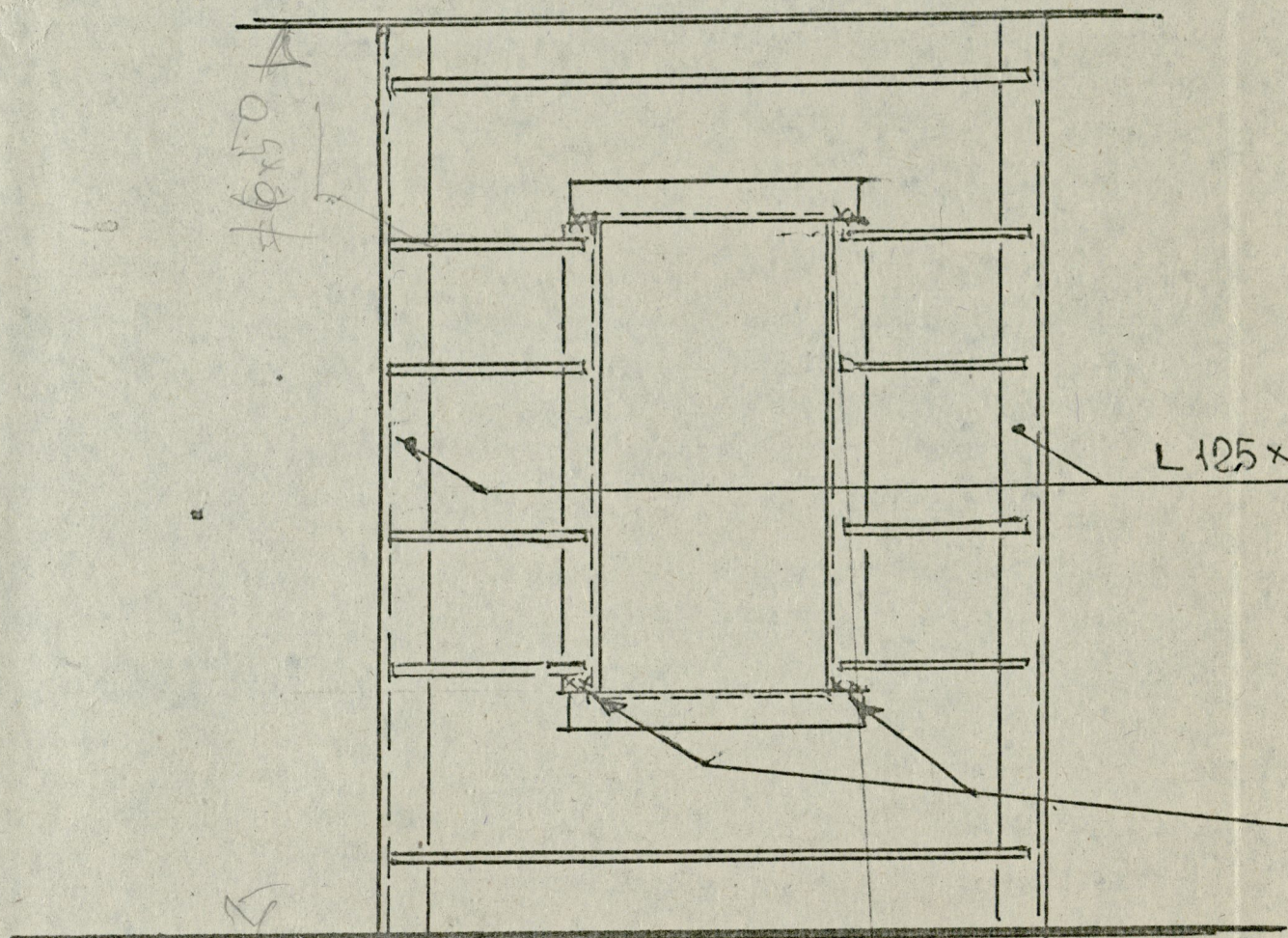
ОГОЛИТЬ АРМАТУРНЫЙ  
КАРКАС НА ДЛИНЕ 250-300 мм





В

СХЕМА УСИЛЕНИЯ ПИЛОНА



L 125 x 10 (СНЯНУТЬ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО  
МЕЖДУ СОБОЙ ПЕРЕД  
МОНТАЖЕМ ОСТАЛЬНЫХ  
ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИИ  
УСИЛЕНИЯ)

ШВЫ ЗАВАРИТЬ ПОСЛЕ  
ПОДТЯЖКИ ВНУТРЕННИХ  
ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГОЛКОВ  
К НАРУЖНЫМ УГОЛКАМ.

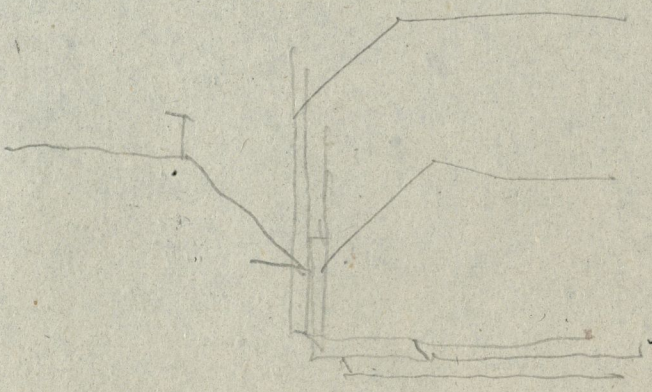


Рис. 61.