М.С. Абаканов

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ КАРКАС ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ ДЛЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНОВ

Монография

Алматы, 2016

УДК 693.951035.3
ББК 38.53
А 132

Рецензенты:
Джалаиров А.К. доктор технических наук, проф., заведующий кафедрой (Казахский университет путей сообщения)
Байнатов Ж.Б. доктор технических наук, проф., академик НИА РК (КазНИТУ им. К.И.Сатпаева)
Нугужинов Ж.С. доктор технических наук, проф., директор (КазМИРР, КарГТУ)

Абаканов М.С.

Н 87 Железобетонный каркас одноэтажных производственных зданий для сейсмических районов

ISBN 978-6017381-83-7

В монографии приведены разработки автора по железобетонным несущим конструкциям одноэтажных каркасных зданий и эффективному узлу их соединения, защищенного авторским свидетельством на изобретение. Представлены результаты экспериментальных исследований разработанных конструкций и узла, испытанных статическими нагрузками и динамическими нагрузками типа сейсмических натурных фрагментов с предложениями и рекомендациями по расчету и проектированию для практического применения. Приведены характеристики опытных образцов и их методика испытаний, опытные данные с соответствующими диаграммами деформирования с анализом, подробное описание процессов испытаний по видам конструкций и узла, которые могут быть использованы в исследовательских работах, конструкторских и проектных разработках.

Рекомендуется научным работникам НИИ, магистрантам и студентам, преподавателям строительных вузов, инженерам проектных и строительных организаций.

Монография рекомендовано к публикации Ученым Советом АО «КазНИИСА» КДСЖКХ МНЭ РК

ISBN 978-6017381-83-7 **Абаканов М.С., 2016**

Предисловие

Из последствий сильных землетрясений последних лет, в том числе Спитакского в северной Армении, произошедшего 7 декабря 1988 года магнитудой 7 баллов по шкале Рихтера, известно, что здания с железобетонным каркасом, как и других конструктивных систем, получали значительные повреждения и в ряде случаев обрушались. В частности в г. Ленинакане (ныне Гюмри) было установлено, что одноэтажные каркасные производственные здания оказались не сейсмостойкими, большинство из них было полностью или частично разрушено. Аналогичная картина по некоторым объектам наблюдалась и при землетрясениях, произошедших в 1971г. в г.Джамбуле, в 1976г. в Газли, Баткено-Исфаринского землетрясения 1977г., и др.

Ниже на представленных рисунках автора приведены виды типичных разрушений производственных одноэтажных каркасных зданий со стропильными конструкциями из железобетонных ферм и балок в г.Ленинакане.

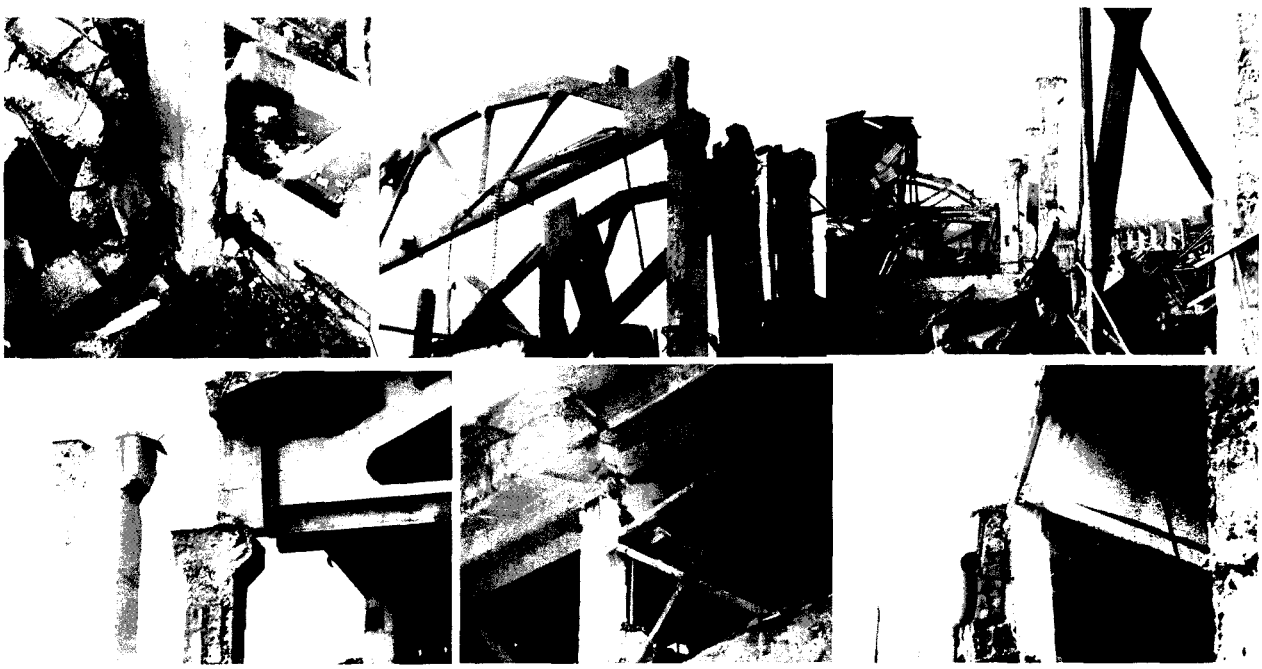


Рис. - Фрагменты разрушения производственных одноэтажных железобетонных каркасных зданий

Разрушались узлы соединения ферм и балок с колоннами и колонны по нижнему сечению, что приводило к полному или частичному обрушению зданий. Во всех одноэтажных каркасных зданиях узел соединения колонн с конструкциями покрытия был принят типовым в соответствии с серией I-462-12 и Пособием к СНиП II-7-81 [1] для зданий с расчетной сейсмичностью 7,8 баллов. Такой узел при расчете и проектировании традиционно принимался шарнирным. В реальности по данным последствий землетрясений и результатов экспериментальных исследований типовые узлы не являются

шарнирными, а создают частичное защемление колонн в стропильных конструкциях, степень которых зависит от конструктивных решений узлов [2-4], однако эти особенности не учитываются при расчетах и проектировании.

Таким образом, исходя из опыта землетрясений и результатов имеющихся исследований вопрос совершенствования несущих конструкций и их узлов соединений, конструктивных решений одноэтажных производственных железобетонных каркасных зданий остается актуальным, имеющим практическое значение, учитывая объем производственных зданий в сейсмических районах не только в Казахстане, но и на территориях республик бывшего СССР. В этой связи в данной работе предлагаются новые решения и разработки, апробированные экспериментально, по созданию сейсмостойких железобетонных каркасных производственных зданий для промышленности и сельского хозяйства. Например, в районах с высокой сейсмичностью в одноэтажных каркасных зданиях рекомендуется применять новые шарнирные узлы соединения колонн со стропильными конструкциями, защищенные авторским свидетельством на изобретение, колонны с эффективным смешанным армированием, стропильные балки с подрезками на опорах вместо железобетонных ферм, большепролетные плиты покрытия типа «П» для повышения жесткости диска покрытия. Для сельскохозяйственных зданий предлагается пространственный каркас из совершенствованных железобетонных Г-образных рам, так называемых «клюшками», также с авторским свидетельством на изобретение.

1. Типовые узлы соединения несущих конструкций одноэтажных железобетонных каркасных зданий для сейсмических районов

Известно, что в одноэтажных железобетонных каркасных производственных зданиях применяются узлы двух видов. Это типовые узлы для зданий с расчетной сейсмичностью 7,8 баллов (жесткий узел) и с подкладными пластинами (гибкий узел) для зданий с расчетной сейсмичностью 9 баллов. Конструктивные решения приведены в серии 1-462-12, вып.1,2 и Пособии [1], которые представлены на рис.1.1,1.2.

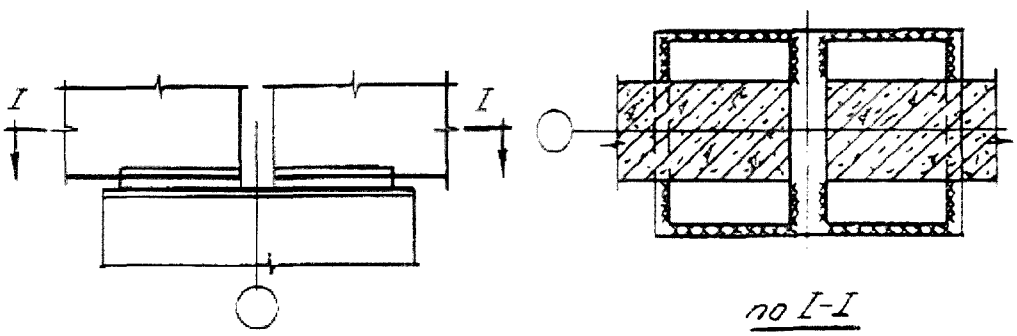


Рис.1.1 - Типовой жесткий узел

В течение ряда лет исследовались и совершенствовались узлы сопряжения колонн с конструкциями покрытия одноэтажных каркасных зданий. К числу, которых относятся и экспериментальные работы [3,4], проведенные в институте КазпромстройНИИпроект с целью определения влияния узловых соединений

на жесткость каркаса одноэтажных промышленных зданий при действии нагрузок типа сейсмических. Исследования проводились на натурных образцах узлов с некоторым моделированием размеров балок и колонн. Опытные образцы принимались в двух вариантах: типовое решение и экспериментальный гибкий узел.

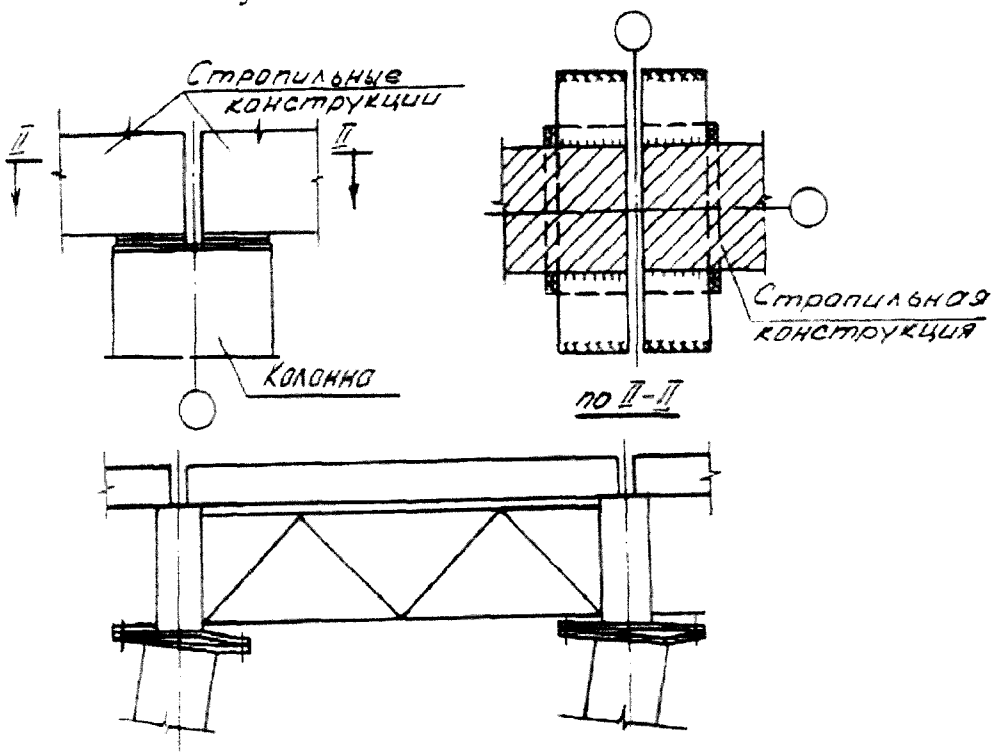


Рис.1.2 – Типовой гибкий узел

Экспериментальный гибкий узел был предложен КазпромстройНИИпроектом совместно с ЦНИИпромзданий. Суть его заключается в том, что в узле устанавливаются две дополнительные подкладные металлические пластины, одна из которой приваривается к закладной детали колонны, а вторая к закладной детали стропильной конструкции и соединяются между собой сваркой или болтами на концах выносов пластин за грани колонн. Схема расположения пластин и картина их деформации при повороте оголовка колонн относительно балок приведена на рис.1.2. При испытаниях узлов фиксировались углы поворота, а также замерялись деформации бетона по периметру колонны, рабочей арматуры и анкерных стержней закладных деталей колонны и балки.

Типовой жесткий узел. Опыты показали, что все типовые узлы разрушались в результате разрыва сварного шва между соединяемыми металлическими закладными деталями балки и оголовка колонны. Разрушение сварных швов в узле происходило при угле поворота колонны в 2^0. В этой связи применение типовых узлов считается нецелесообразным. Однако типовые узлы применялись в СССР везде в сейсмических районах и одним из основных причин обрушения покрытий промышленных одноэтажных железобетонных каркасных зданий в г. Ленинакане являлось разрушение именно типовых узлов соединения стропильных конструкций с колоннами.

Результаты динамических испытаний одноэтажных фрагментов промзданий, а также реальных объектов с жесткими узлами, применяемыми в зданиях с расчетной сейсмичностью 7,8 баллов, свидетельствуют о том, что при колебаниях испытываемого здания в узлах соединения возникают реактивные моменты вследствие проявления частичного защемления колонн в стропильных конструкциях. По данным работы [3] величина момента в узлах может достигать $\mathbf{0{,}4M_{max}}$ от максимального момента, возникающего в наиболее напряженном сечении колонн, у обреза фундаментов. Реактивный момент в сочетании с горизонтальной сдвигающей силой создает в узле значительные по величине динамические выдергивающе-сжимающие и срезывающие усилия, воспринимаемые анкерными стержнями закладных деталей, как оголовков колонн, так и опорных частей стропильных конструкций. При сейсмических воздействиях узлы соединения стропильных конструкций с колоннами, как правило, не выдерживают возникающих усилий и получают повреждения, в ряде случаев разрушаются, приводя к обрушению покрытий.

Установлены особенности работы и влияние частичного защемления колонн в стропильных конструкциях на жесткостные и динамические параметры зданий и предложены рекомендации по их учету. Повышение жесткости каркаса предлагается учитывать при помощи коэффициента увеличения жесткости – **«К»** [3]. Значение коэффициента определялось опытным путем по данным вибрационных испытаний мощной вибромашиной В-3 и оттяжок с мгновенным сбросом приложенных горизонтальных сил ряда строящихся и эксплуатируемых зданий, отвечающих по объемно-планировочным решениям современному строительству, а также на специально построенных натурных фрагментах зданий. Его значение принималось равным **1,6-1,8**. При такой схеме работы каркаса здания должен неизбежно возникать реактивный момент и в местах соединения плит покрытий со стропильными конструкциями, поскольку стропильные конструкции, вследствие частичного защемления в уровне соединения с колоннами, должны в какой-то мере поворачиваться относительно плит покрытий в направлении из своей плоскости, как бы являясь продолжением колонн. Поворот стропильных конструкций из своей плоскости относительно плит покрытий зависит от степени защемления и податливости узловых соединений колонн со стропильными конструкциями и стропильных конструкций с плитами покрытий, т.е. податливости соединений. При колебаниях здания сварные соединения и закладные детали плит покрытий и стропильных конструкций также подвергаются воздействиям значительных отрывающих сил от действия реактивных моментов, и срезывающих усилий от действия горизонтальных сил. Однако данных по поведению стыковых соединений опорных участков плит покрытий со стропильными конструкциями не имеется, за исключением некоторых данных при Спитакском землетрясении в г.Ленинакане, рис.1.3.

Типовой гибкий узел. Типовой гибкий узел с подкладными пластинами для соединения стропильных конструкций с колоннами, применяемый в каркасных одноэтажных зданиях с расчетной сейсмичностью 9 баллов также не является шарнирным, а создает частичное защемление колонн в узлах.



Рис.1.3 Повреждения опорных участков плит покрытий на металлические фермы

Степень податливости такого соединения также была установлена экспериментальным путем на натурных объектах в работе [3], и при этом влияние узла на жесткость каркаса здания предлагается учитывать коэффициентом увеличения жесткости «**К**», значение которого рекомендуется принимать равным **1,2-1,3**, т.е. меньшем, чем для типового жесткого узла. Данных о поведении гибких узлов соединения колонн с конструкциями покрытия для 9 балльной сейсмичности по последствиям сильных землетрясений не имеется.

При колебаниях здания, как показали результаты исследований [3], возникают также реактивные моменты и горизонтальные сдвигающие усилия, воспринимаемые подкладными пластинами, выносные концы которых за гранями колонн соединяются между собой сваркой или болтами. Пластины при колебаниях здания подвергаются сочетанию изгибающих и срезывающих динамических многократно повторяющихся усилий, а также соударениям опорного участка стропильной конструкции на оголовок колонны с торцом колонны, вследствие знакопеременного поворота оголовка колонны относительно стропильной конструкции, т.е. отрыва с поворотом и соударения. Кроме того, при применении такого узла в каркасных зданиях для обеспечения устойчивости стропильных конструкций из своей плоскости при действии горизонтальных сейсмических сил и в целом покрытия требуется обязательное устройство вертикальных металлических связей в покрытии, рис.1.2. Это приводит к большому расходу металла, объем которого увеличивается с возрастанием пролета плит покрытий, т.е. шага стропильных конструкций.

В работе [5] исследовалось влияние податливости стыка ригеля с колонной на напряженно-деформированное состояние рамной системы в одноэтажных производственных зданиях. Было предложено деформативность соединения ригеля с колоннами охарактеризовать зависимостями угловой податливости от величины действующего узлового момента, определяемого опытным путем. Податливость сварного узла в сравнении с аналогичным жестким узлом учитывалось эмпирическим коэффициентом **К=0,2**. Отмечается, что такая же

податливость характерна для узлов соединения стропильных конструкций с колоннами в реальных условиях, что изучалось в исследованиях В.Клевцова и И.Весник. Испытывались однопролетные крупномасштабные модели рам при действии сочетания вертикальных и горизонтальных сил. Было рекомендовано, величину узлового момента определять с учетом податливости, по формуле:

$$M=K\cdot M_y, \qquad (1.1)$$

где M_y – узловой момент при жестком соединении ригеля с колонной;

К – коэффициент, учитывающий снижение момента в сварном узле в сравнении с аналогичным жестким узлом.

В целом, результаты имеющихся работ и данные последствий разрушительных землетрясений позволяют сделать вывод, что типовые узлы соединения стропильных конструкций с колоннами не являются ни абсолютно жесткими и не шарнирными, а частично защемленными, т.е. податливыми до определенных пределов, которые не учитываются в практике проектирования до настоящего времени. Типовые узлы сопряжения стропильных конструкций с колоннами уязвимы при землетрясениях, это первостепенно отражается на сейсмостойкости одноэтажных железобетонных каркасных зданий. При сильных сейсмических воздействиях жесткий типовой узел, применяемый для расчетной сейсмичности 7,8 баллов, не выдерживает возникающих усилий в узле и повреждается или разрушается, приводя к разрушению здания. Предложения по учету повышения жесткости каркаса вследствие частичной защемленности колонн в конструкциях покрытия при помощи коэффициента «**К**» в недостаточной мере отражает влияние особенностей работы узлов на жесткость в обоих взаимно-перпендикулярных направлениях здания, поскольку они не равны. Несмотря на это, предлагается оценивать жесткость зданий в обоих направлениях одинаковым значением коэффициента, хотя жесткость каркаса зданий зависит и от гибкостей колонн, которые изменяются в широком диапазоне в существующих одноэтажных каркасных промзданиях и экспериментами они не были охвачены. Кроме того, применение гибких узлов соединения стропильных конструкций с колоннами в зданиях с расчетной сейсмичностью 9 баллов, и типовых жестких узлов в некоторых случаях с расчетной сейсмичностью 8 и 7 баллов в покрытии между стропильными конструкциями требует обязательного устройства металлоемких вертикальных связей с распорками, что существенно влияет на экономичность проектов.

Вместе с тем, в сравнении с традиционным подходом к расчету зданий с типовыми узлами без учета степени защемленности, предложенная методика с учетом коэффициента «**К**» имеет свои положительные стороны и позволяет в удовлетворительно приближенной мере оценивать реальную работу здания при сейсмических воздействиях, при всех ее недостатках.

Таким образом, из краткого анализа следует, что для обеспечения требуемой сейсмостойкости и приемлемой экономичности одноэтажных железобетонных каркасных зданий остается актуальным вопрос разработки более надежного и эффективного узла соединения конструкций покрытия с колоннами.

2. Новый шарнирный узел соединения несущих конструкций одноэтажных железобетонных каркасных зданий для сейсмических районов

На основании выявленных недостатков, применяемых узлов соединения конструкций покрытия с колоннами в одноэтажных железобетонных каркасных зданиях, и анализа результатов экспериментальных исследований, последствий сильных землетрясений автором был разработан и предложен новый шарнирный узел с рекомендациями по расчету и проектированию, получено авторское свидетельство [6]. Для оценки работоспособности, несущей способности и надежности предложенного узла были проведены комплексные экспериментальные исследования. Эксперименты включали статические испытания отдельно соединительных металлических элементов узлов, оголовков колонн с узлом в натуральную величину, динамические испытания одной крупномасштабной модели и трех натурных фрагментов одноэтажного каркасного здания мощной вибрационной машиной В-3 на действие нагрузок типа сейсмических [7].

Конструктивное решение узла было принято, исходя из условий обеспечения шарнирного соединения колонн с конструкциями покрытия, как это принимается при расчете и проектировании, повышения диссипативных свойств каркаса вследствие рассеивания энергии в шарнирных соединениях при колебаниях здания и получения значительной экономии металла за счет исключения устройства металлических связей между стропильными конструкциями. Особенностью предложенного узла является то, что он в одном направлении обеспечивает чистое шарнирное соединение конструкций покрытия, а перпендикулярном – жесткое. Для получения шарнирного соединения в двух взаимно-перпендикулярных направлениях, узлы в конструкциях покрытия устанавливаются в двух уровнях - в уровне соединения балок с колоннами, шарнирной стороной по оси балок, и в уровне соединения плит покрытия с балками, шарнирной стороной перпендикулярно оси балок. По конструкции узел (рис.2.1) является роликовым шарниром, состоящим из втулки-2 и круглого анкерного стержня -1, который одновременно является и сердечником втулки, а также металлической опорной пластины-3, привариваемой к втулке с ребрами жесткости-4.

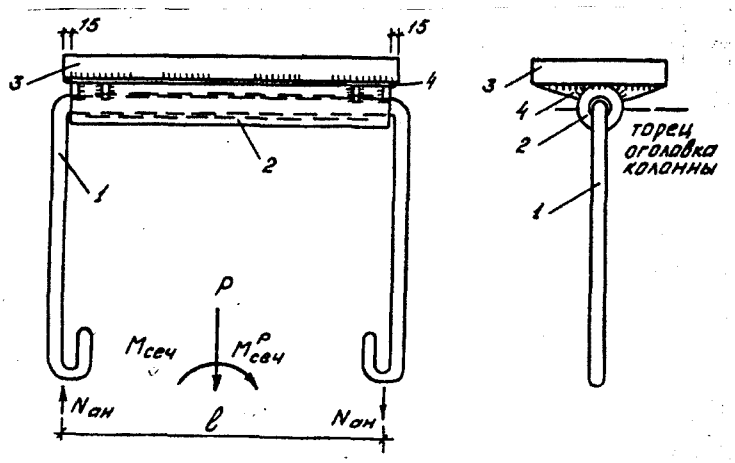


Рис.2.1 - Роликовый шарнир

Соединение конструкций покрытия между собой осуществляется следующим образом. В узле (рис.2.2) соединения балок-2 с колонной-1 анкерная часть сердечника роликового шарнира-4 бетонируется в оголовке колонны, а на его металлическую пластину-4 опираются балки, закладная деталь которых приваривается к пластине. В узлах соединения плит покрытий-5 с балками-2 роликовые шарниры-5 устанавливаются по такой же схеме, но шарнирной стороной в направлении из плоскости балок.

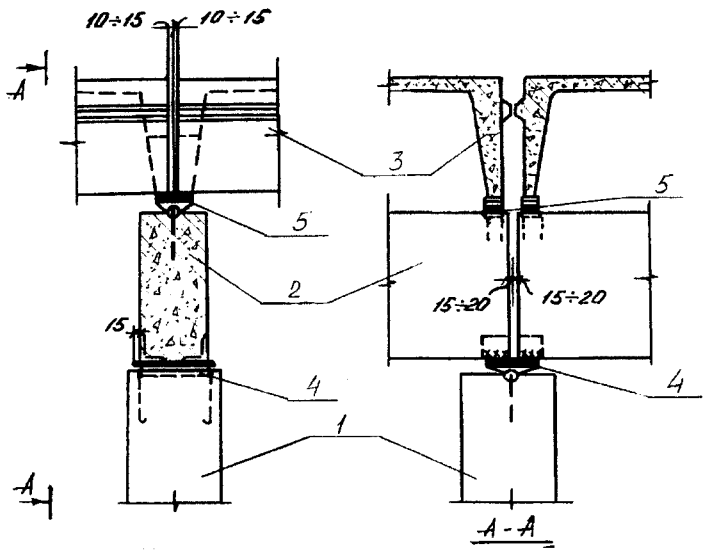


Рис.2.2 - Узлы соединения балок с колоннами и плит покрытий с балками

Таким образом, из плоскости балок создается жесткое соединение колонн с балками, благодаря чему исключается необходимость устройства вертикальных металлических связей между балками в продольном направлении одноэтажных каркасных зданий, обязательных при применении гибких и типовых узлов для 9 и в отдельных случаях 8 и 7 балльной сейсмичности.

Расчетная схема одноэтажного каркасного здания с применением шарнирного узла принимается одномассовой консольной системой в виде колонн, защемленных в фундаментах и с шарнирным соединением их с конструкциями покрытия (рис.2.3а,б). При этом высота колонн в поперечном направлении здания принимается равной их действительной высоте (рис.2.3б), поскольку в направлении плоскости балок соединение колонн с балками шарнирное, а из плоскости балок в продольном направлении здания расчетная высота колонн принимается большей на высоту балки (рис.2.3а). Это связано с тем, что их соединение жесткое и поэтому балка, как бы является продолжением колонны.

На первом этапе экспериментальной работы с целью исследования прочностных и деформационных характеристик узла были проведены испытания опытных образцов сначала роликовых шарниров, после фрагментов шарнирных узлов соединения колонн с конструкциями покрытия. Именно узел соединения колонн с балками в направлении из плоскости балок воспринимает сочетание воздействий изгибающих моментов, горизонтальных сдвигающих и нормально сжимающих усилий в отличие узла соединения плит покрытий с балками, который воспринимает в основном сдвигающие и нормально

сжимающие или отрывающие усилия при динамических колебаниях каркаса здания.

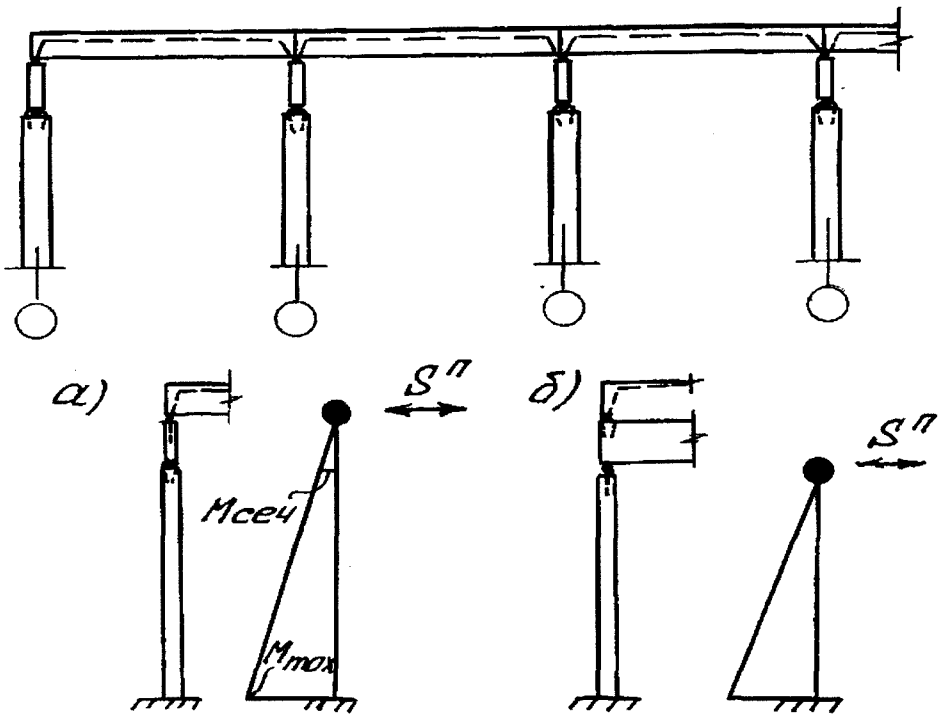
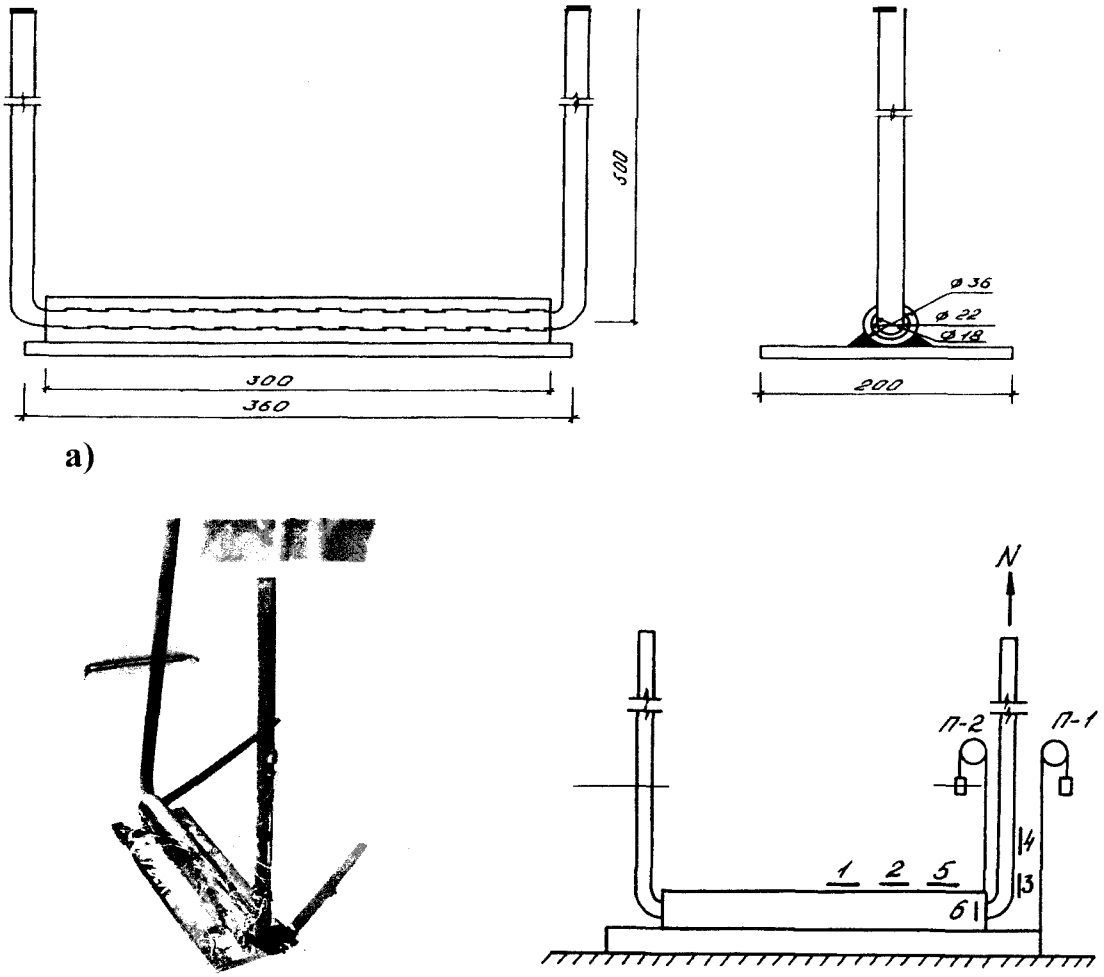


Рис.2.3 - Расчетная схема здания

Для получения прочностных и деформационных характеристик основного металлического соединительного элемента стропильной конструкции с колонной в виде роликового шарнира были испытаны 4 опытных образца на прессе со специальным приспособлением, позволяющим имитировать реальные условия работы соединительного элемента. На рис.2.4а,б,в приведены размеры, общий вид и схема испытания опытного образца роликового шарнира. На схеме испытания образцов показаны расположение наклеенных электротензодатчиков с 1 по 6 для измерения деформаций характерных участков втулки и прогибомеры П-1 и П-2 для фиксации деформации концевого участка и отрыва втулки от пластины. Испытание роликовых шарниров на прессе проводилось следующим образом. Опорная пластина для стропильной конструкции, приваренная к втулке, крепилась к нижней части пресса при помощи приспособления, которая заменяла стропильную конструкцию. Конец одного анкера закреплялся в верхней части пресса, к которому прикладывалась выдергивающая сила. Такая схема испытаний отражала действительную работу роликового шарнира в реальных условиях и позволяла получить опытные данные о деформациях стержня анкера и втулки в напряженных участках по показаниям элетротензодатчиков и прогибомеров.

Расчетные значения усилий были определены, исходя из величин усилий, возникающих в узле $M^{p}_{сеч.}$ (рис.2.1 и 2.3а) при действии сейсмических нагрузок интенсивностью 9 баллов на фрагмент одноэтажного каркасного здания с

учетом принятых размеров роликового шарнира. Величина расчетной предельной силы **N** (рис.2.1 и 2.4в), прикладываемой к анкеру равнялась 28 кН.



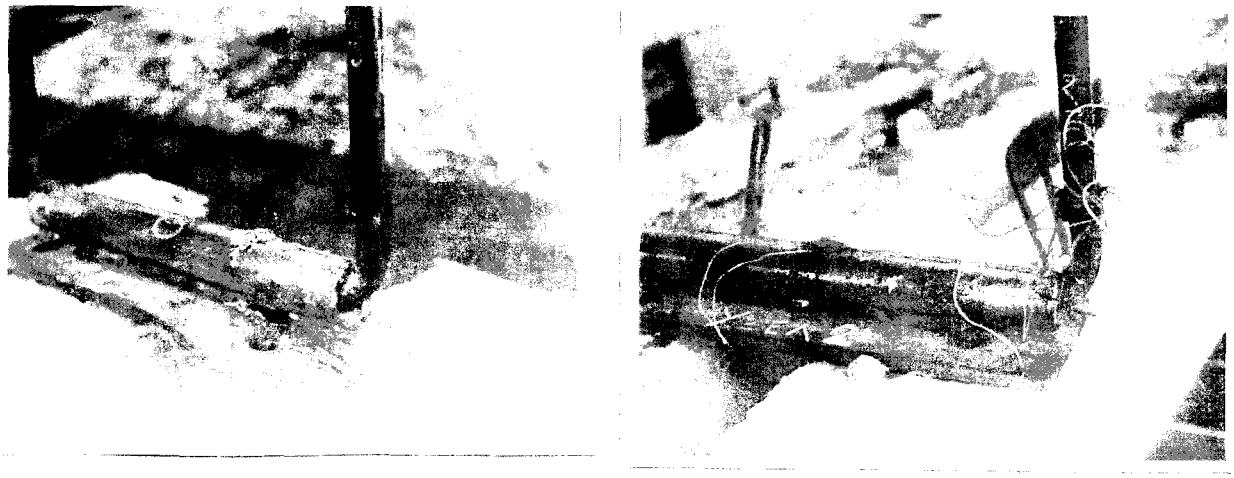
а) размеры опытного образца роликового шарнира, б) общий вид образца, в) схема испытания опытных образцов

Рис.2.4

При испытаниях за опытную предельную нагрузку был принят момент начала отрыва втулки от пластины при повреждении сварки, соединяющей концевой участок втулки с пластиной или откалывания концевого участка втулки. Результаты испытаний показали, что в трех (1,3 и 4) образцах конец втулки отрывался от пластины вследствие повреждения сварки рисунок 2.5а.

В образце 2 произошло откалывание концевого участка втулки после образования трещин по длине втулки рис.2.5б. В этом образце по мере возрастания нагрузки, выдергивающей анкер, концевое кольцевое сечение вытягивалось и принимало форму эллипса, после происходил разрыв верхнего концевого участка втулки по деформированному сечению. Длина отколовшегося участка втулки составляла 15мм. Для этого образца предельной, выдергивающей анкер, оказалась сила равная 44 кН. Предельной нагрузкой для опытных образцов 1,3 и 4, при которой происходил отрыв втулки с сердечником от пластины вследствие повреждения сварного соединения,

являлась соответственно 43, 45,6 и 28 кН. Опытная предельная нагрузка в трех образцах превысила расчетное значение в среднем в 1,58 раза. Лишь в одном образце, где сварное соединение концевого участка втулки с пластиной была выполнена некачественно, произошло разрушение при 28 кН, но и в этом случае была достигнута величина расчетной нагрузки.



а) **б)**

а) отрыв втулки от пластины в торцевом участке вследствие повреждения сварки, б) откалывание торцевого конца втулки

Рис.2.5

По показаниям электротензодатчиков 5 и 1, расположение которых приведено на рис.2.4в, были получены деформации наиболее напряженных участков втулки, которые приведены на рис.2.6.

На диаграммах первая цифра деформирования обозначает номер опытного образца, а вторая цифра номер электротензодатчика. Во втором образце в момент разрыва верхнего концевого участка втулки, максимальные показания датчика 5 достигли деформаций 0,5%, и разрыв произошел по горизонтальному сечению, отстоящему от верха на расстоянии 1/3 диаметра по торцу втулки, что видно по рис.2.5б.

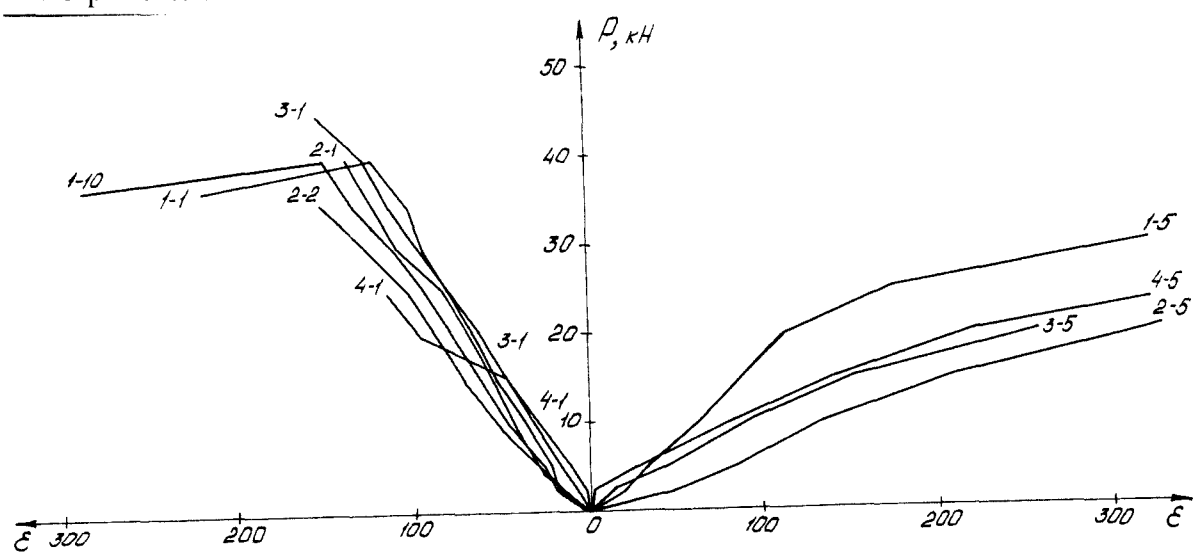


Рис.2.6 - Диаграммы деформирования напряженных участков втулки

Показания датчиков 1 по рис.2.6 в среднем составили 0,15% деформаций сжатия, что свидетельствует о достаточно заметном изгибе втулки по образующей. Опыты показали, что концевой участок втулки подвергается сложному напряженному состоянию. На его работу влияет и жесткость совместно изгибающегося анкера-сердечника.

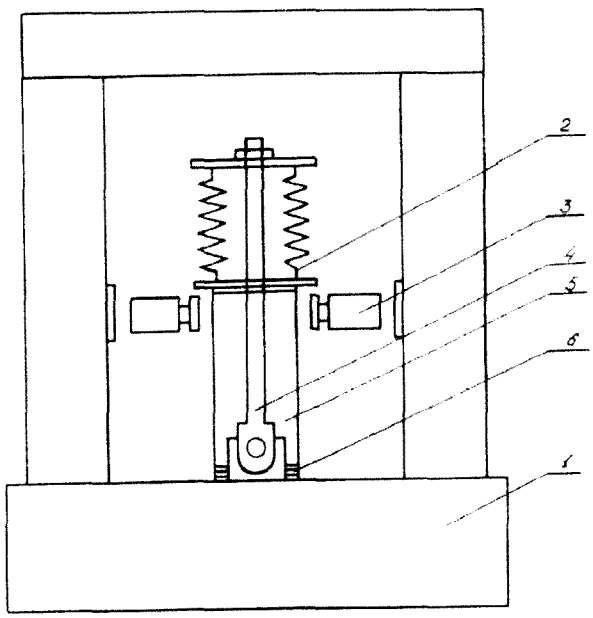
Результаты опытов позволили представить реальную работу и определить расчетную схему наиболее напряженного концевого сечения втулки на основе анализа характера деформирования и разрушения концевого участка втулки, т.е. с использованием полученных эмпирических данных из опыта. Предлагается прочность втулки определять по следующей формуле:

$$N \leq L \cdot 2\delta \cdot R_p = F_{сеч} \cdot R_p, \qquad (2.1)$$

где N – растягивающая сила, прикладываемая к торцу втулки через анкер-сердечник, L - длина торцевого участка по образующей втулки в см, δ – толщина стенки втулки в см, R_p – расчетное сопротивление материала втулки, т.е. стали.

Таким образом, прочность рабочего концевого участка втулки определяется произведением суммарной толщины двух стенок на длину L =1 см по образующей втулки и на расчетное сопротивление стали R_p. Расчетная длина стенки торцевой части втулки в 1см определена из анализа результатов испытаний.

Рассмотрим результаты испытания узлов в натуральную величину. Испытания опытных образцов, фрагментов узлов соединения колонн с балками, с имитацией реальных условий их работы при действии нагрузок типа сейсмических, проводили на специальном стенде, рис.2.7.

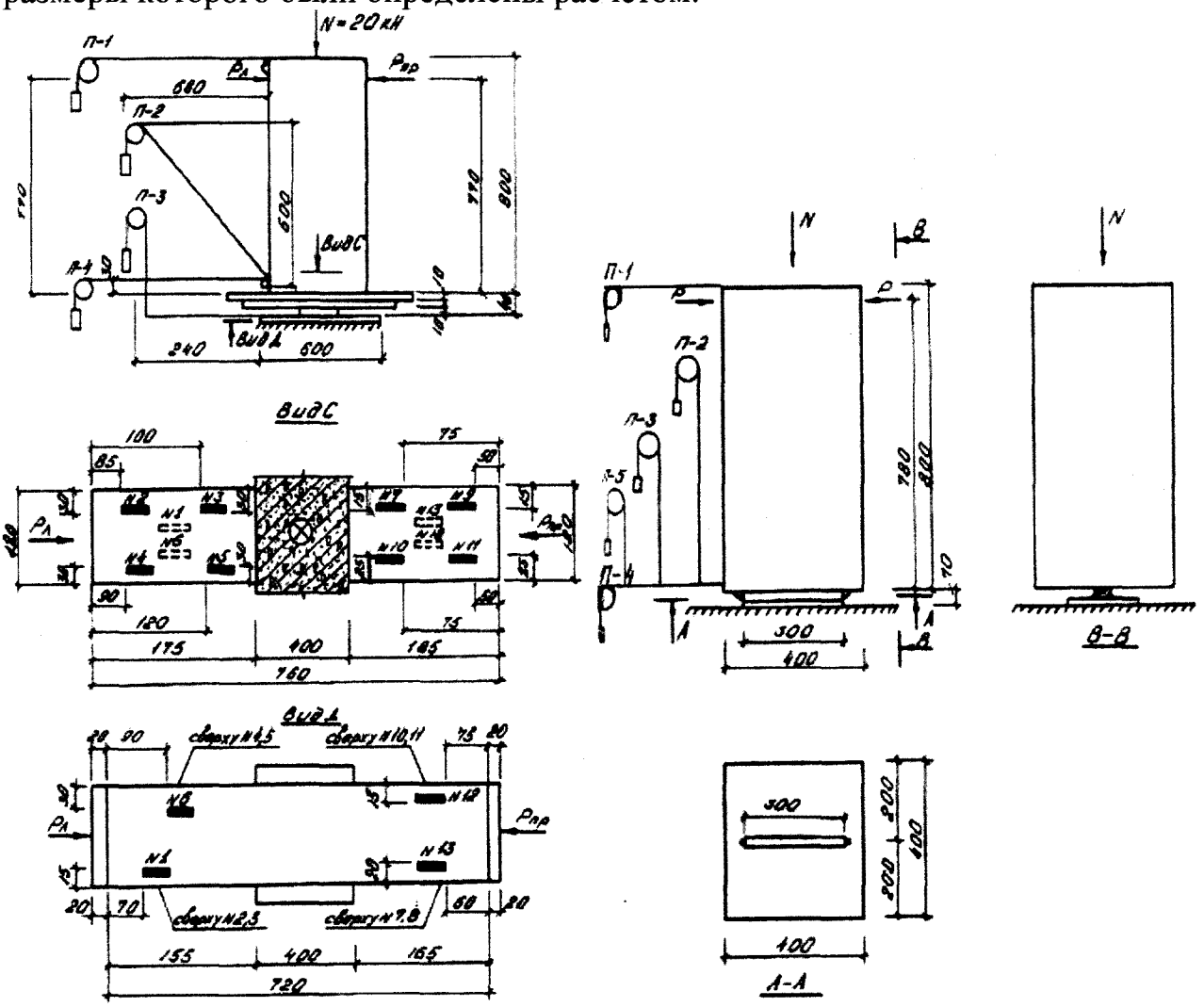


1- металлическая рама, 2- пакет пружин, создающий нормальную силу обжатия, 3- домкрат, 4- металлические тяги, 5- оголовок колонны с шарнирным узлом вниз

Рис.2.7 - Специальный стенд для испытания фрагментов узлов в натуральную величину

Испытывались два вида узлов – гибкий узел, применяемый в строительстве одноэтажных каркасных зданий с расчетной сейсмичностью 9 баллов по серии 1-462-12, в.,1,2, и новый шарнирный узел. Размеры обоих узлов были приняты в натуральную величину с участком оголовка железобетонной колонны, сечением 40х40см и высотой 80см.

На рис.2.8 приведены размеры опытных образцов узлов, схемы испытаний и расположение измерительных приборов и электротензодатчиков. Было изготовлено два образца гибкого узла с подкладными пластинами, выступающими за грани колонн, и четыре образца узла с роликовым шарниром, размеры которого были определены расчетом.



а) б)

а) узел с подкладными пластинами для 9 бальной сейсмичности, б) новый шарнирный узел

Рис.2.8 - Размеры, схемы испытаний и расположение измерительных приборов

Методикой исследований предусматривалась статическое испытание на действие знакопеременных горизонтальных нагрузок с продольным обжатием и без него обоих видов узлов. Опытные образцы устанавливались на стенде вниз оголовником колонны, исходя из удобства проведения испытаний.

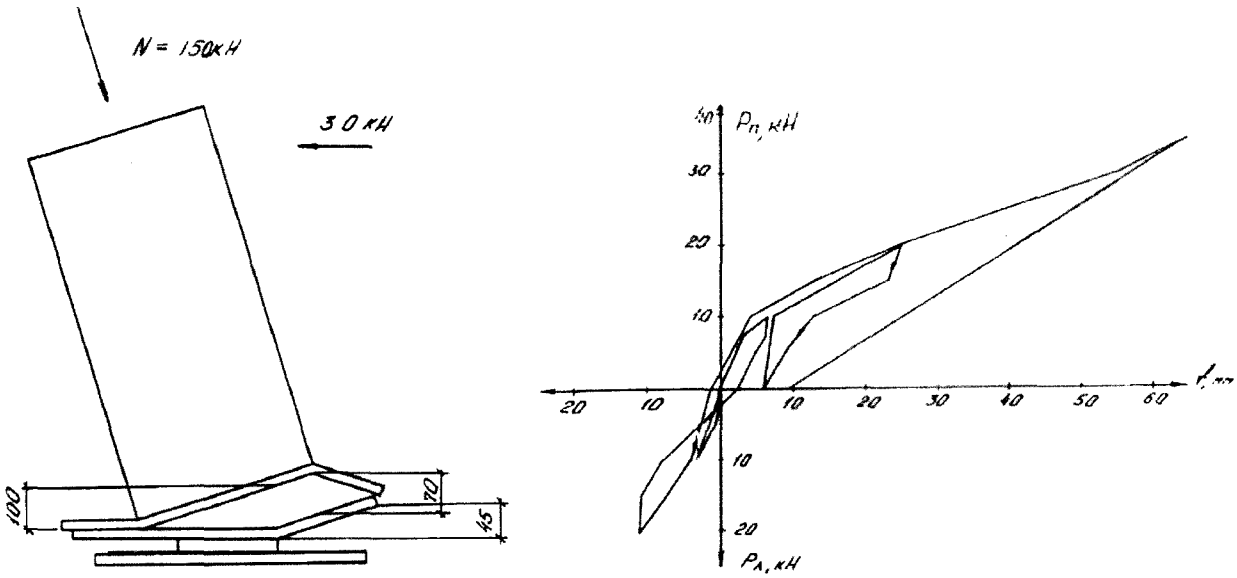
Металлическая пластина испытуемого узла с помощью болтов крепилась к площадке, расположенной в нижней части рамы. Эта площадка имитировала

стропильную конструкцию, относительно которой должен происходить поворот оголовника колонны при приложении горизонтальной нагрузки к верху оголовника колонны. Таким образом, в узле создавался реактивный момент. При испытании узла с продольной сжимающей силой, приложенной на верхний торец образца, устанавливался пакет пружин с двумя тягами, нижний конец которых крепился к раме.

Схема испытаний узлов приведена на рис.2.8а,б. При испытании гибкого узла с подкладными пластинами замерялись горизонтальные перемещения верха образцов, смещение низа, поворот оголовника относительно неподвижного основания при помощи прогибомеров Аистова и при помощи электротензодатчиков деформации характерных участков выносных концов подкладных пластин. Испытания шарнирных узлов также проводились с замером горизонтальных перемещений верха и низа образцов, поворота оголовника относительно основания, имитирующего стропильную конструкцию, деформации выдергивания анкера при помощи прогибомеров Аистова, и деформации анкеров при помощи электротензодатчиков.

Результаты испытаний типовых гибких узлов. Типовые гибкие узлы с подкладными пластинами были испытаны с продольным обжатием. Значение продольной сжимающей нагрузки принималось равным N=150 кН. Два опытных образца различались между собой толщиной подкладных металлических пластин. В первом узле, толщина пластин принималась равной 10мм, в соответствии с типовым решением и рекомендациями нормативных документов. Толщина пластин второго узла равнялась 20мм, тем самым ставилась задача оценить влияние толщины пластин на величину реактивного момента, возникающего в узлах соединения стропильных конструкций с колоннами при поворотах оголовков колонн вследствие воздействия нагрузок типа сейсмических.

Нагружение горизонтальной силой первого образца продолжалось до достижения подкладной пластиной значительных изгибных деформаций и соответственно проявления в них пластических деформаций. При достижении значения горизонтальной нагрузки 30 кН и ее снятии зазор между подкладными пластинами составил 7-10 мм вследствие остаточных деформаций при действии продольной сжимающей силы N=150 кН, рис.2.9а. Во втором узле после достижения и снятия горизонтальной нагрузки в 55 кН остаточный зазор между подкладными пластинами составил 2-4мм. Следует отметить, что при испытаниях узлов был достигнут достаточно большой поворот оголовков колонн. Поворот оголовка колонн первого узла составил 30' (минут), а второго узла 19'. На рис.2.9б приведена зависимость между горизонтальной нагрузкой и перемещением верха образца №1. Из диаграммы видно, что поворот оголовка колонны до нагрузки 10 кН происходил в упругой зоне. С ростом нагрузки горизонтальное перемещение верха образца увеличивалось ускоренно. В этой области жесткость узла значительно уменьшилась в сравнении с начальным участком его работы.



а) б)

а) схема деформирвания узла, б) диаграмма деформирования верха узла №1

Рис.2.9 - Типовой гибкий узел 1 с подкладными пластинами (толщ.10мм)

На рис.2.10 приведена зависимость между горизонтальной нагрузкой и перемещением верха опытного образца №2 при величине вертикальной сжимающей нагрузки N=150 кН и N=0. В этом образце толщина подкладных пластин составляла 20мм. Из сравнения графиков деформирования опытных образцов № 1 и 2 видно, что в упругой области работы узлов жесткость последнего выше в 2,5 раза, а упругопластической стадии в 4-5, и это влияло на величину возникающего реактивного момента в узле.

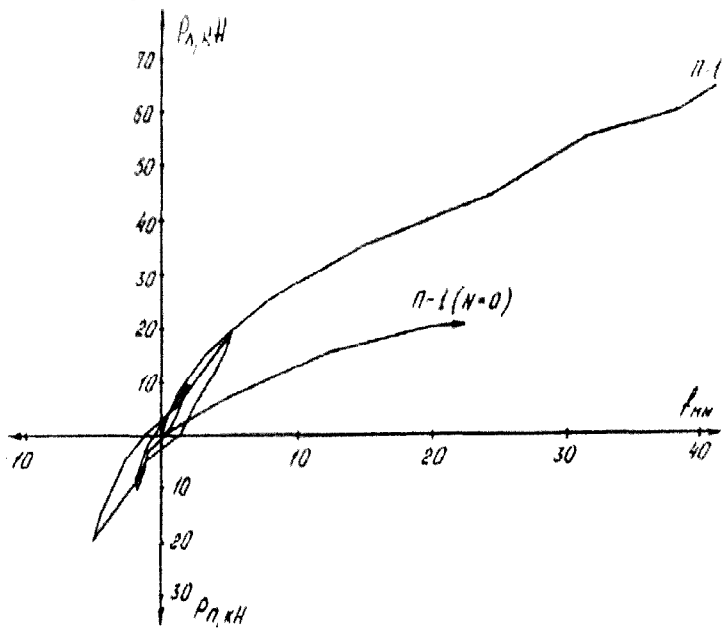


Рис.2.10 - Диаграмма деформирования верха узла №2 при величине вертикальной сжимающей нагрузки N=150кН и при N=0

В экспериментальных исследованиях [3], как отмечалось в первой главе, выявлено проявление частичного защемления в таких узлах при колебаниях

каркаса здания и его величину рекомендовалось учитывать значением коэффициента **К=1,2–1,3**. Полученные данные о наличии частичного защемления колонн в стропильных конструкциях при проведенных вибрационных испытаниях [3] натурных фрагментов одноэтажного каркасного здания подтверждаются данными настоящих испытаний натурных узлов, и что нельзя считать их шарнирными, как это принимается при традиционном проектировании. В целом, результаты проведенных статических знакопеременных испытаний узлов с продольной силой показали достаточную несущую способность применяемых типовых узлов с подкладными пластинами в одноэтажных каркасных зданиях, с расчетной сейсмичностью 9 баллов. Сдвиговая жесткость была высокой и сварные соединения пластин между собой по выступающим концам за пределы оголовка колонн не получили повреждений. Однако такие узлы не прошли проверки воздействиями сильных землетрясений. Кроме того, при применении таких узлов необходимо обязательное устройство металлоемких вертикальных связей в продольном направлении каркаса между опорными участками торцов стропильных конструкций на колонны, т.е. из плоскости стропильных конструкций. Эти недостатки узла, подтвержденные результатами проведенных испытаний, ставили вопрос о поиске и разработке новых более совершенных узлов соединения конструкций покрытия с колоннами одноэтажных железобетонных каркасных зданий для сейсмических районов.

Результаты испытаний шарнирных узлов. В соответствии с задачами исследования, с целью оценки работоспособности и получения данных о прочностных и деформационных характеристиках шарнирных узлов соединения стропильных конструкций с колоннами были испытаны четыре опытных образца. Узлы испытывались с продольной сжимающей силой и без него. С целью оценки напряженно-деформированного состояния при действии в узле только реактивного момента два шарнирных узла были испытаны без продольной силы, а два образца с продольной силой. Опытные образцы представляли собой роликовые шарниры с верхним участком колонны сечением 40х40 см. Размеры роликового шарнира были приняты по расчету на усилия, возникающие в узле при действии расчетной 9 балльной сейсмической нагрузки на натурный фрагмент одноэтажного каркасного здания. Характер приложения горизонтальной нагрузки был одинаковым для всех образцов.

Разрушение узлов при достижении предельной нагрузки происходило вследствие выдергивания анкера из оголовка колонны, рис.2.11. При этом концевой участок втулки в месте приложения отрывающего усилия анкером деформировался пластически в направлении приложения силы, сечение втулки вытягивалось, принимая форму близкую к эллипсу.

На рис.2.12 приведена зависимость между горизонтальным перемещением верха опытного образца №3 (прогибомер П-1), испытанного без продольной сжимающей нагрузки, и ступенчато возрастающей горизонтальной знакопеременной нагрузкой. Из диаграммы деформирования видно, что узел до нагрузки 15 кН работал в упругой зоне в обоих противоположных знакопеременных горизонтальных направлениях. При этой нагрузке

перемещение верха образца достигло 7 мм, а угол поворота оголовка колонны относительно основания составил **φ=31'** (минут).



Рис.2.11 - Общий вид испытанного образца шарнирного узла

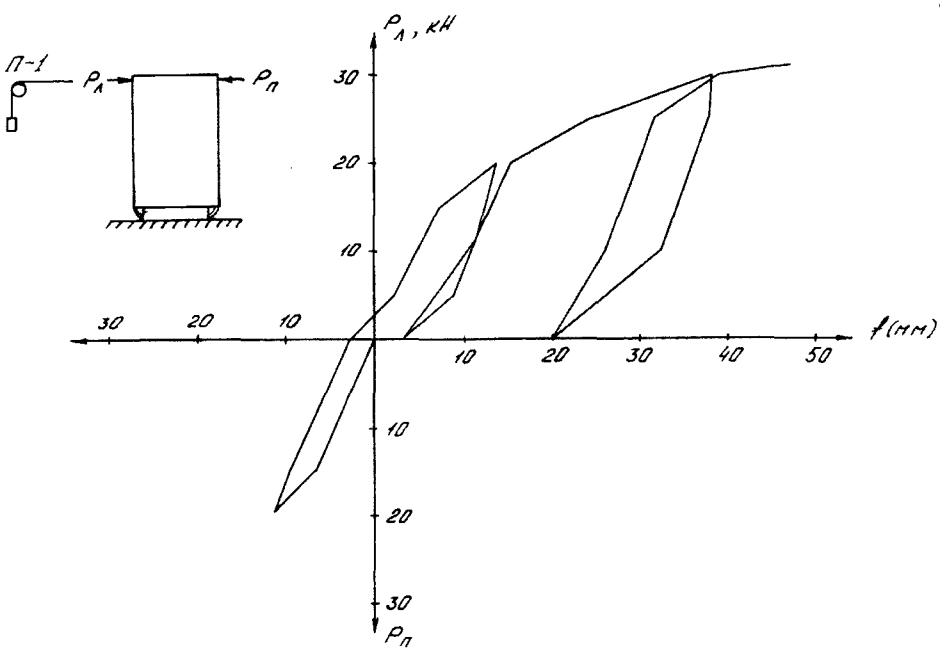


Рис.2.12 – Диаграмма деформирования верха узла

Дальнейший рост нагрузки приводил образец к нелинейному деформированию. Нелинейное перемещение опытного образца происходило вследствие пластического деформирования конца втулки, упругопластического деформирования анкера и в дальнейшем его выдергивания из бетона оголовка колонны. С достижением значения горизонтальной нагрузки 30 кН перемещение быстро нарастало вследствие нарушения анкеровки сердечника втулки узла. Перемещение верха образца при 30 кН достигло 3,9см, что соответствовало углу поворота оголовка колонны **φ=3°.** Следует отметить, что такой большой поворот оголовка колонны относительно стропильной конструкции возможен при большой гибкости колонны и больших перемещениях, а также при работе колонны в стадии близкой к разрушению.

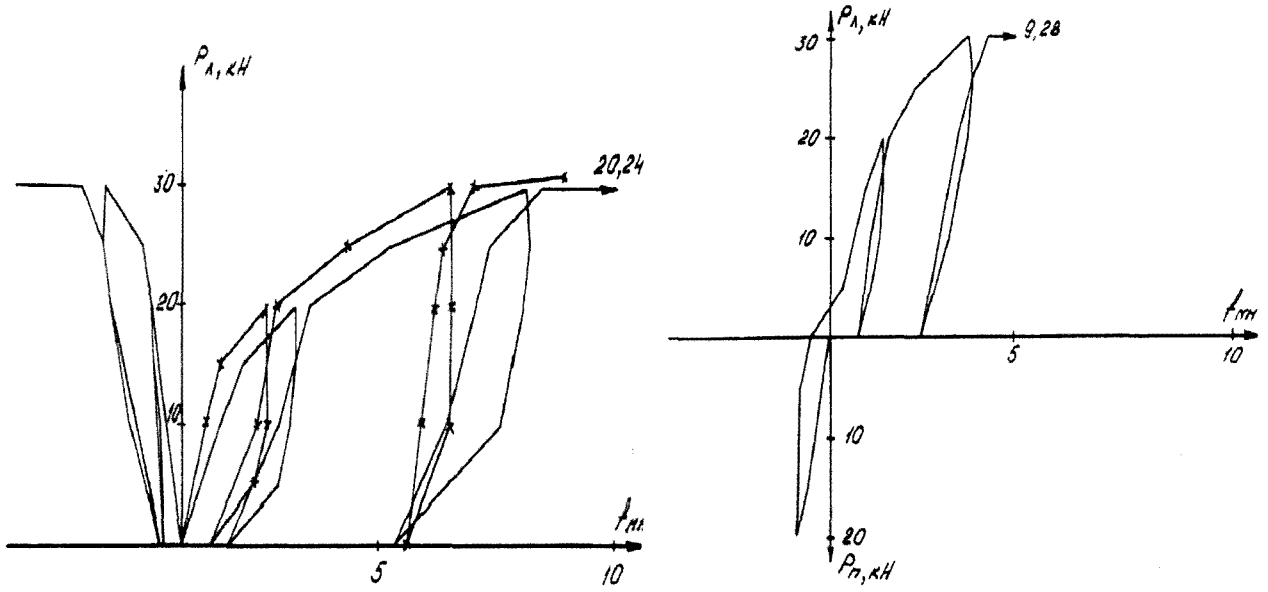
Как было отмечено выше для принятия основных размеров узла, а именно размеров металлического соединительного элемента – роликового шарнира, был рассмотрен фрагмент одноэтажного здания на действие сейсмической нагрузки, возникающей при 9 балльном землетрясении. Исходя из принятой схемы работы узла в направлении жесткого соединения стропильной балки с колонной из плоскости балки, определялось значение реактивного момента в данном сечении, и по нему рассчитывался узел. Значение реактивного момента при расчетном воздействии равнялось 8,4 кНм. Чтобы создать такой реактивный момент в узле, необходимо было к концу образца приложить горизонтальную нагрузку равную 11 кН. При такой нагрузке перемещение верха оголовка колонны достигало 5мм, а угол поворота составлял **φ=22'.** По рис.2.12 видно, что область упругой работы узла был больше расчетного значения в 1,36 раза, а несущая способность его, если за разрушающую нагрузку принять 30 кН, больше расчетной в 2,73 раза.

Таким образом, на основании полученных опытных данных можно с уверенностью отметить, что принятая методика расчета позволяет достоверно оценить и предусмотреть необходимую несущую способность с условием недопущения развития неупругих деформаций узла при сейсмических воздействиях расчетной интенсивности, поскольку узел должен иметь большую прочность относительно соединяемых несущих конструкций. Превышение предела упругой работы над расчетным можно отнести в запас прочности. Если рассматривать нелинейную область деформирования узла, то можно сказать, что резерв несущей способности узла достаточно значительный и разрушение узла не может произойти до выхода из строя колонны.

По графику видно, что узел обладает высокой податливостью. При принятии за разрушающую нагрузку 30кН и за предел упругой работы узла 15 кН, коэффициент податливости равняется 5,57. Это говорит о том, что хрупкое разрушение исключается. Также был замерен сдвиг узла относительно основания, имитирующего оголовок колонны. На рис.2.13б по показаниям П-5 получена диаграмма сдвига узла. Характер проявления сдвиговых перемещений подобен полученной картине перемещений верха образца. Так, до нагрузки 15 кН сдвиг носил упругий характер, и при дальнейшем нагружении проявлялось нелинейное деформирование. При нагрузке 15 кН сдвиг составил 1 мм и при 30 кН – 3,8мм. Сдвиговая жесткость узла была высокой.

Для оценки надежности анкеровки анкера-сердечника узла в оголовке колонны были замерены деформации выдергивания его из бетона по разнице показаний прогибомеров П-2 и П-3 (рис.2.8б). Диаграммы выдергивания приведены на рис.2.13а, где справа показан характер деформаций отрыва от основания оголовка колонны и анкера по вертикали, слева разница между ними, которая показывала действительные значения деформаций выдергивания анкера из оголовка колонны. По рис.2.13а видно, что при расчетной величине нагрузки 11кН, а это соответствует моменту в узле 8,4 кНм и выдергивающему усилию в анкере 28 кН, деформации при выдергивании анкера за счет упругого удлинения анкера составили всего 0,45мм (левая сторона графика). При нагрузке 30 кН деформации выдергивания достигли 2 мм.

Отрыв оголовка колонны от основания происходил вследствие выдергивания анкера за счет удлинения стержня анкера в теле бетона оголовка колонны и деформаций концевого участка втулки. При нагрузке 11кН перемещение отрыва состояли из 0,45мм продергивания (удлинения) анкера и 0,6мм совместной деформации концевого участка втулки и загибного участка анкера-сердечника во втулке. При нагрузке 15кН суммарный отрыв составил 1,55мм, из них 0,6мм за счет деформаций выдергивания. При нагрузке 30кН или разрушении образца деформации отрыва достигли значения 8,7мм, из них деформации выдергивания составили 2мм. Испытание опытного образца близнеца №4 показали идентичные результаты. Разрушение произошло также при нагрузке 30 кН вследствие нарушения анкеровки анкерного стержня роликового шарнира. Зона упругой работы находилась в пределах 15 кН.



а) **б)**

а) деформации отрыва оголовка колонны от основания, б) деформации сдвига оголовка колонны относительно основания

Рис.2.13

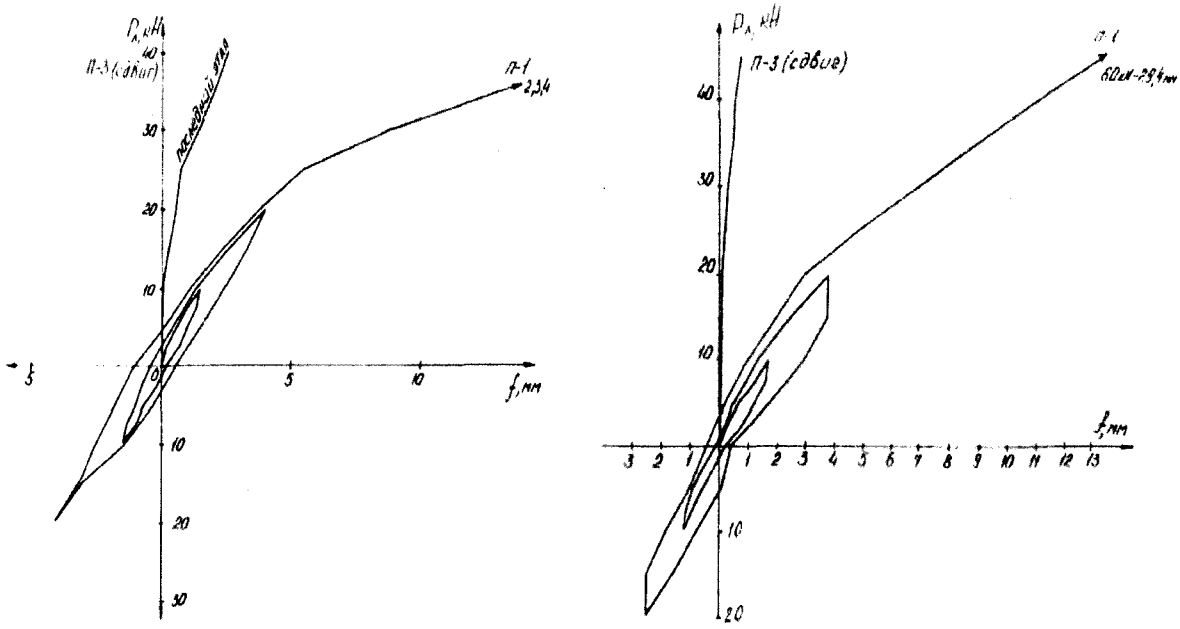
В целом полученные результаты при испытаниях двух образцов узлов без продольной сжимающей силы хорошо согласуются между собой, и они вполне являются достоверными. Таким образом, опытные данные показывают надежность анкеровки анкера-сердечника в оголовке колонны.

С целью выявления влияния продольной сжимающей нагрузки на работу шарнирного узла были испытаны два опытных образца №5 и 6 с одинаковыми характеристиками с узлами №3 и 4 на стенде с продольным обжатием на действие статических знакопеременных горизонтальных нагрузок. Величину вертикальной сжимающей силы приняли равной 150 кН. Такая нагрузка имитировала вес покрытия, приходящийся на колонну.

На рис.2.14а приведена зависимость перемещения верха оголовка колонны от значения, прикладываемых знакопеременных горизонтальных нагрузок. На этом же графике приведена диаграмма сдвиговых деформаций, из которой видно, что в упругой стадии работы узла сдвиговые деформации практически

отсутствуют, а в предельной стадии они незначительны и не превышают 2,5мм (рис.2.14а-последний этап).

Разрушение узла №5 произошло при достижении горизонтальной нагрузкой 70кН и наступило вследствие нарушения анкеровки анкера-сердечника с одновременным развитием пластических деформаций в концевом участке втулки. Из сопоставления диаграмм деформирования узлов испытанных с продольной сжимающей нагрузкой и без нее (рис.2.12 и 2.14а,б), видно, что жесткость узла с продольной нагрузкой значительно повышается. При одинаковой величине горизонтальной нагрузки перемещение узла с продольной силой была ниже до 3 раз. Например, при значении горизонтальной нагрузки 10 кН перемещение опытного образца №5 составило 1,5мм, а образца №3 – 4,5мм. При нагрузке 15кН, соответствующей предельной упругой работе образцов №3 и 4, перемещение в образце №5 составило 2,5мм, а в образце №3 – 7мм. Также значения предельных деформаций отличались значительно. Замеренные деформации анкера в месте выхода из бетона оголовка колонны показали, что до нагрузки 50 кН носили упругий характер.



а) б)

Рис.2.14

По такой же схеме приложения нагрузок был испытан образец близнец №6. На рис.2.14б приведена диаграмма деформирования образца №6. Из диаграммы видно, что характер его работы подобен узлу №5. Так, горизонтальные перемещения верха опытных образцов при значении нагрузки 10 кН составили соответственно в узле №5 и №6 - 1,5мм и 1,7мм, а при нагрузке 15кН соответственно -2,5мм и 2,45мм, при нагрузке 20кН соответственно – 4мм и 3,8мм. При таких перемещениях поворот оголовка колонн составлял для обоих образцов в среднем, при 1,6мм - 7'(минут), при 2,5мм - 11' и при 3,9мм -18'. Заметный перелом в графике деформирования образца №6 начался при нагрузке 20кН, т.е. несколько раньше, чем в образце

№5, дальнейшее деформирование до нагрузки 45кН происходило практически линейно. В табл.2.1 приведено сравнение горизонтальных перемещений и углов поворота верха оголовков колонн опытных образцов - №3,5 и 6. Из табл.2.1 видно, что углы поворота оголовков колонн без продольной сжимающей нагрузки достигали в 2,8 раза больших значений при величине горизонтальных нагрузок 10,15 и 20 кН, чем углы поворота оголовков образцов с продольной нагрузкой. При нагрузке 30 кН такое соотношение увеличилось до 4,8 раза, т. е. в области работы образца №3 в нелинейной стадии. Таким образом, продольная сжимающая нагрузка влияла на работу узла положительно. Повышалась жесткость и несущая способность узла.

Рассмотрим влияние продольной сжимающей нагрузки от веса покрытия на работу узла соединения стропильной конструкции с колонной при изгибе колонны. На рис.2.15 приведена схема деформирования колонны со стропильной балкой при действии сейсмической горизонтальной нагрузки.

Табл. 2.1

Номера образцов	N, кН	Перемещение f, мм / угол поворота φ', минуты	Горизонтальная нагрузка Р, в кН					
			10	15	20	30	35	45
№3	0	f	4,5	7,0	14,0	37,0	-	-
		φ'	20'	31'	1°1'	2°42'	-	-
№5	150	f	1,5	2,5	4,0	8,7	13,0	-
		φ'	7'	11'	18'	38'	1°57'	-
№6	150	f	1,7	2,45	3,8	6,9	8,9	13,1
		φ'	7,5'	11'	17'	30'	39'	1°58'

Из схемы видно, что до воздействия горизонтальной сейсмической силы продольная сжимающая нагрузка **«Р»** от веса конструкций покрытия проходит через ось балки и колонны.

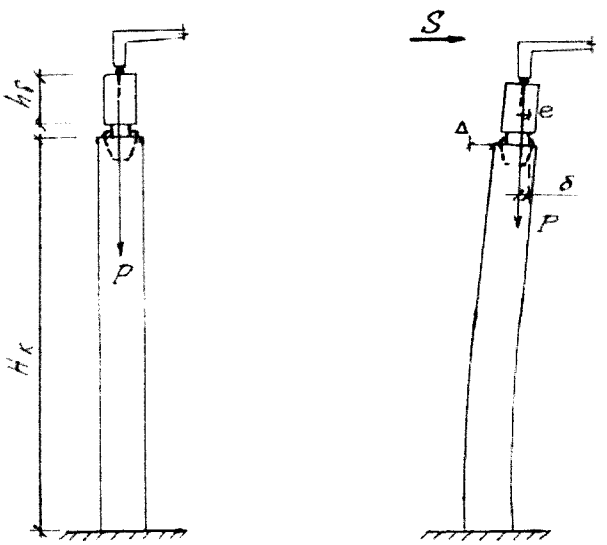


Рис.2.15

При действии сейсмической силы «S» вследствие изгиба колонны и перемещения с поворотом верха оголовка колонны совместно со стропильной балкой происходит смещение вертикальной линии вектора сжимающей продольной нагрузки «Р» к краю сечения колонны. Следовательно, величина разгружающего момента, действующего на узел от веса покрытия, уменьшается, поскольку уменьшается расстояние «ð» от линии действия «Р» до края втулки, относительно которой берется плечо пары сил при определении значения разгружающего момента. Возможны случаи отрицательного влияния продольной нагрузки на работу узла, когда вертикальная линия действия продольной нагрузки «Р» будет выходить за пределы длины втулки, т.е. когда возникает опрокидывающий момент балки из плоскости от действия продольной нагрузки. Однако такая схема действия нагрузки может возникнуть при больших гибкостях колонн и при их работе в стадии близкой к разрушению, т.е. при очень больших перемещениях верха колонн и поворотах оголовков колонн.

Для получения данных о работе шарнирного узла в плоскости шарнира с продольной сжимающей нагрузкой 150 кН был испытан такой узел на действие горизонтальной нагрузки, приложенной также к верху оголовка колонны. На рис.2.16 приведена зависимость перемещения верха образца от величины действия горизонтальной нагрузки, из которого видно, что при достижении значения нагрузки 5кН($P_л$) срабатывает шарнир и происходит поворот относительно основания. До нагрузки 5кН по показаниям прогибомера П-1 наблюдается податливость узла с определенной жесткостью. Сдвиг узла практически отсутствует (прогибомер П-4). При нагружении узла горизонтальной нагрузкой в противоположном направлении величина нагрузки, соответствующая срабатыванию шарнира была практически в 2 раза меньше, по сравнению с первоначальным нагружением образца.

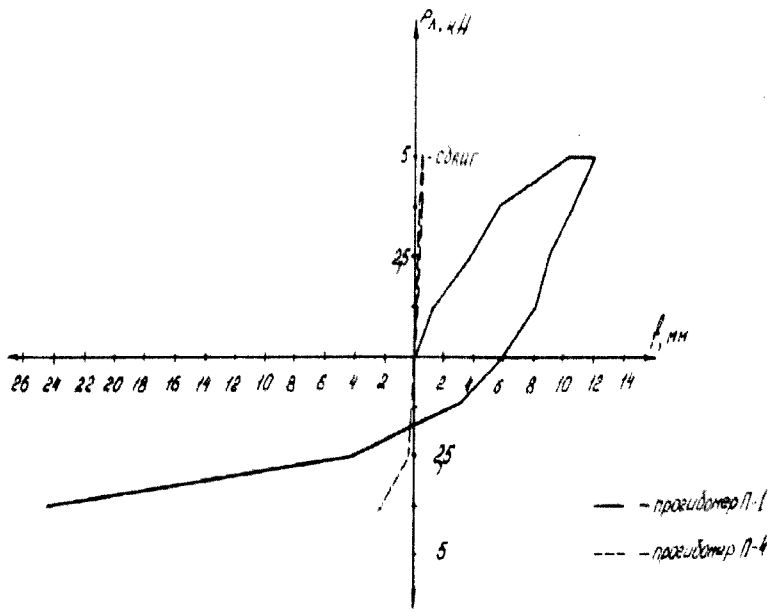


Рис.2.16

Таким образом, результаты первого этапа экспериментальных исследований показали работоспособность и возможность проектирования нового шарнирного узла на заданную расчетом нагрузку с обеспечением требуемой несущей способности его в плоскости жесткого соединения стропильной конструкции с колонной в направлении из плоскости стропильной конструкции и шарнирного соединения в направлении плоскости стропильной конструкции.

Динамические испытания фрагментов одноэтажных железобетонных каркасных зданий с шарнирными узлами соединения конструкций покрытия с колоннами. С целью оценки прочности и деформативности шарнирных узлов при действии динамических нагрузок типа сейсмических, создаваемых вибромашиной В-3, были построены три фрагмента одноэтажного каркасного здания с шарнирными узлами в натуральную величину (один фрагмент двухпролетный и два однопролетные) и одна крупномасштабная модель (1:2 натуральной величины). Общий вид двухпролетного фрагмента одноэтажного каркасного здания приведен на рис.2.17, который был построен с размерами в плане 18х6м и высотой колонн 4,2м, сечением 30х30см. Фундаменты стаканного типа имели размеры подошвы в плане 2,5х2,5м. Железобетонные стропильные балки пролетом 9м были приняты по серии 1.462.1-10/80, вып.1, а железобетонные ребристые плиты покрытия с размерами в плане 3х6м приняты по серии 1.465-7,вып.1. Основные размеры фрагмента приведены на рис.2.18.

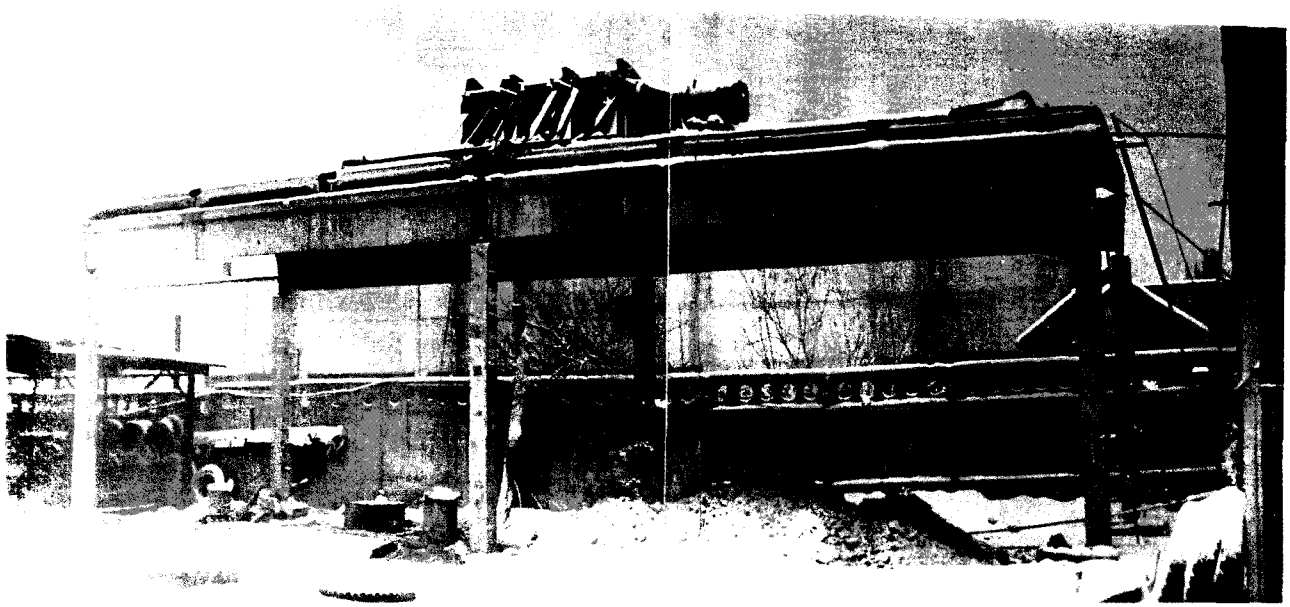


Рис.2.17 - Общий вид фрагмента с шарнирными узлами соединения конструкций покрытия с колоннами

До изготовления железобетонных колонн и балок с роликовыми шарнирами для строительства фрагментов были сначала испытаны две серии металлических роликовых шарниров, как отдельных соединительных элементов исследуемых узлов в уровне соединения балок с колоннами на прессе со специальным приспособлением. Каждая серия состояла из трех

опытных образцов роликовых шарниров, отличающихся лишь размерами деталей. Испытания проводились следующим образом. Как и на ранее проведенном первом этапе испытаний роликовых шарниров, опорная пластина для стропильной конструкции, приваренная к втулке, крепилась к нижней части пресса с помощью приспособления, как бы заменяющего стропильную конструкцию. Один конец анкера-сердечника закреплялся в верхней части пресса, к которому прикладывалась выдергивающая сила. Такая схема испытаний отражала действительную работу роликового шарнира в реальных условиях.

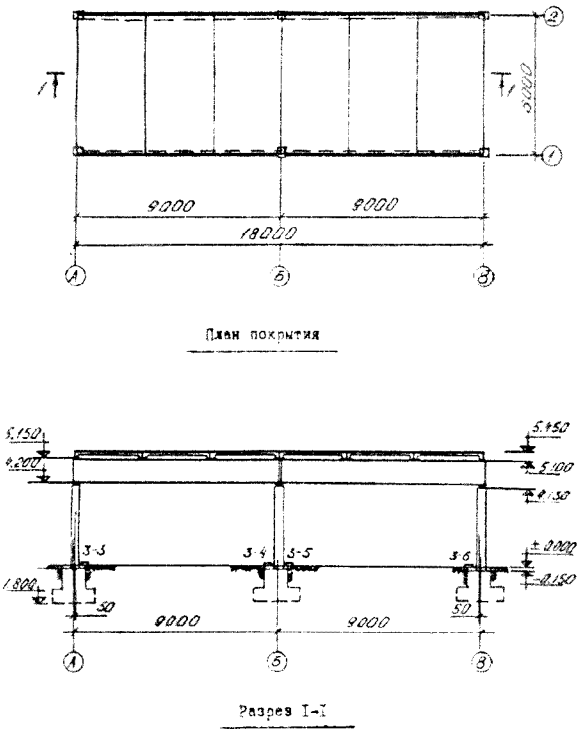


Рис.2.18

На рис.2.19 приведен общий вид испытания роликовых шарниров на прессе со специальным приспособлением. Опытные образцы первой серии имели размеры втулки – наружный диаметр 40мм, внутренний диаметр 18мм, сердечник-анкер был принят из стали класса А-I, диаметром 16мм. Сердечник-анкер имел нормативное сопротивление растяжению 240МПа и расчетное – 230 МПа. Втулка была принята из стали класса Ст.3 с нормативным пределом текучести 230 МПа и временным сопротивлением 380МПа, расчетным пределом текучести 220 МПа. Образцы второй серии имели размеры втулки – наружный диаметр 50мм, внутренний диаметр 21,5мм, сердечник-анкер из стали А-I, диаметром 20мм.

Результаты испытаний образцов первой серии. На рис.2.20 приведена картина разрушения узла по торцу втулки роликового шарнира. Полное разрушение образцов происходило при нагрузке 98,0кН, вследствие разрыва торцевого участка втулки по обеим боковым стенкам втулки вдоль образующей, примерно под углом 45-60° с обеих сторон по отношению к вертикальной оси.

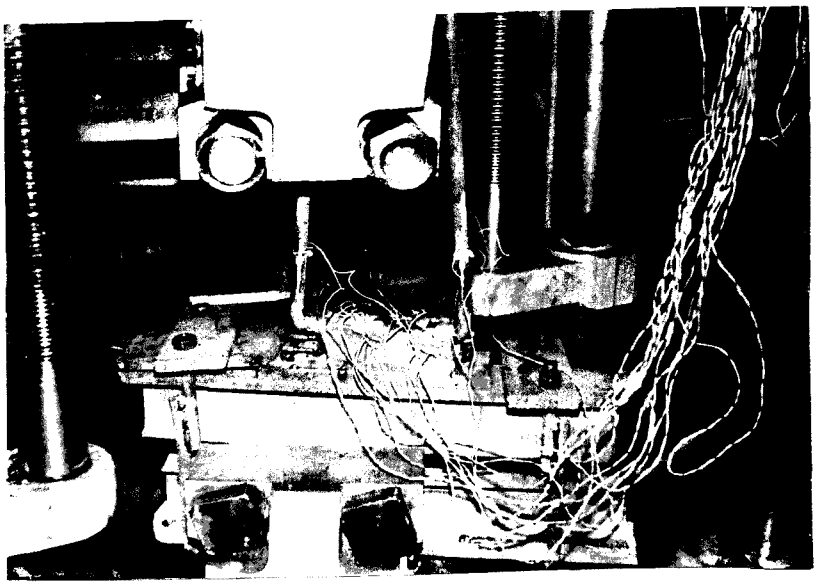


Рис.2.19 - Общий вид испытания роликовых шарниров

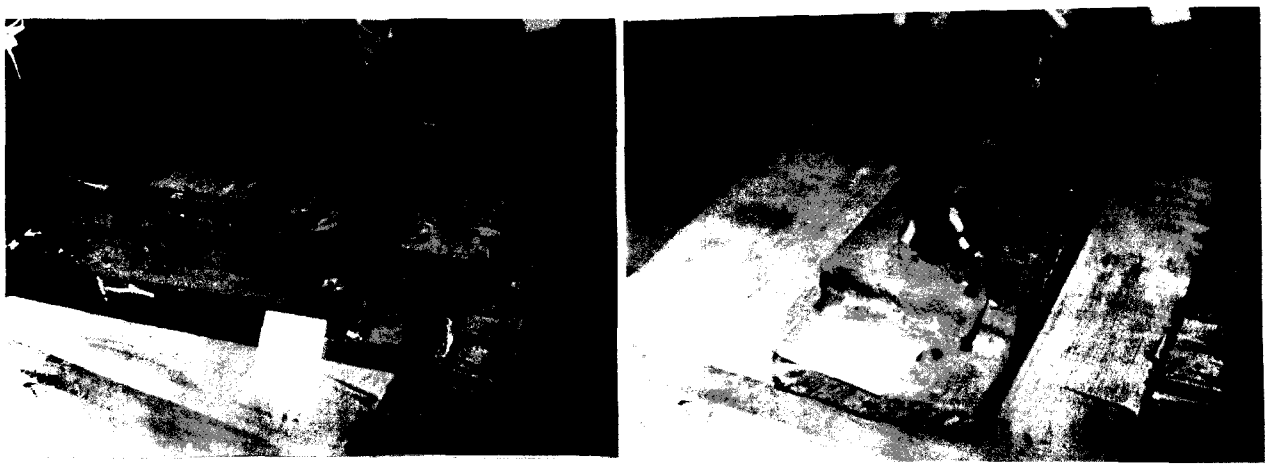


Рис.2.20

С началом появление продольных трещин в торце втулки были зафиксированы значения нагрузок 80-82 кН, выдергивающих анкер.

Были определены размеры деталей роликового шарнира по методике расчета роликовых шарниров, разработанной и принятой на основании анализа результатов первого этапа экспериментальных исследований. При этом, расчетное значение отрывающей нагрузки, воспринимаемое торцевым сечением втулки определялось по формуле 2.1.

В опытных образцах роликовых шарниров первой серии расчетную длину сечения втулки по образующей приняли, равной 1см, как было установлено опытным путем, а толщину стенки - 1,1 см. При этом значение расчетной нормативной нагрузки, определенное по формуле (2.1), составило 50,6кН (N_p= 2•1•1,1•230=50,6кН). Расчетный предел прочности, определенный по временному сопротивлению стали, равнялся 83,6кН ($N_{пр}$= 2•1•1,1•380=83,6кН). По опытным данным была построена диаграмма деформирования характерных участков втулки и анкера. На рис.2.21 приведена диаграмма деформирования концевого участка втулки и анкера-сердечника. На этом рисунке датчики 1р и

2р показывают деформации растяжения торцевого кольца втулки. Датчик 2 показывает растяжение анкера и датчик 7 – деформации сжатия по образующей втулки. Сопоставляя опытные значения нагрузок с расчетными нагрузками, определенными по значениям предела текучести и временного сопротивления материала втулки, убеждаемся в их удовлетворительной сходимости. Так, при расчетной нагрузке равной 50,6кН в наиболее напряженном сечении торцевого кольца втулки деформации носили упругий характер.

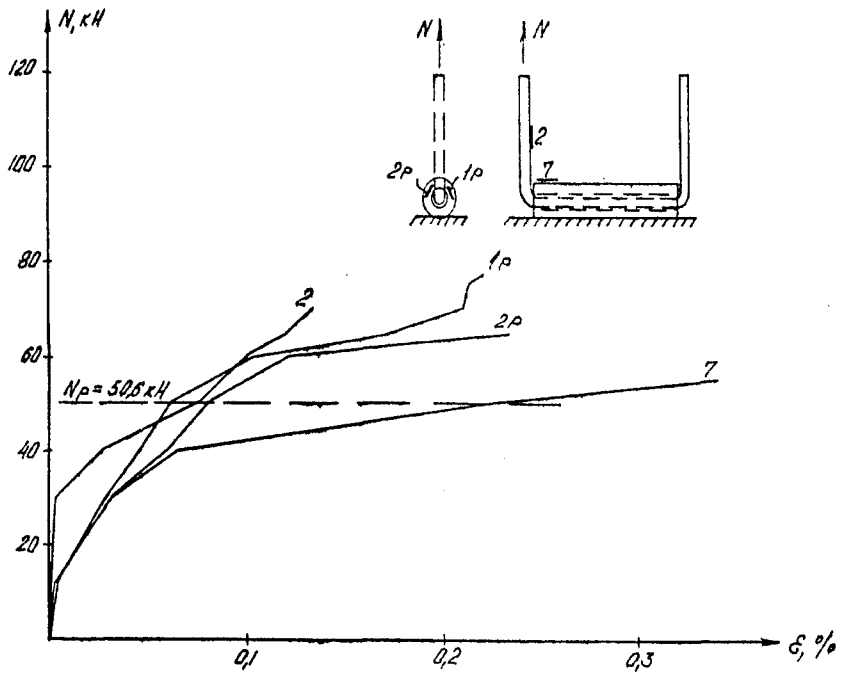


Рис.2.21

Предел текучести в этих сечениях наступил при нагрузке 60кН. Таким образом, при принятой методике расчета запас упругой работы расчетных сечений втулки составил 1,19 (60/50,6=1,19). При этом нижний предел несущей способности, характеризующийся появлением первых трещин в торцевых стенках втулки, превысил расчетное значение в 1,6 раза (81/50=1,6), а при разрушении, верхний предел, в 1,9 раза (98/50,6=1,9). Опытная разрушающая нагрузка превысила расчетную нагрузку в 1,17 раза (98/83,6=1,17). Такой вид разрушения не приводит узел к внезапному хрупкому разрушению.

Опытные образцы второй серии узлов - роликовых шарниров имели размеры втулки – наружный диаметр 50мм, внутренний диаметр 21,5мм и диаметр анкера-сердечника 20мм из стали класса А-I. На рис.2.22 и 2.23 приведены диаграммы растяжения и сжатия наиболее напряженных участков втулки и анкера. Расчетное значение несущей способности торцевого кольца, определенное по принятой методике расчета, равнялось 65,7кН, предел несущей способности – 108,3кН. При уровне расчетной нагрузки 65,7 торцевые участки втулки и анкер работали в упругой зоне. Разрушение образцов происходило вследствие среза анкеров в месте выхода из торца втулки. На рис.2.24 приведен общий вид разрушения роликового шарнира. Из трех испытанных опытных образцов роликовых шарниров один образец разрушился при нагрузке N=119,0кН, а два других образца при нагрузке N=133,0кН.

При этом опытная разрушающая нагрузка превысила предельную расчетную нагрузку в 1,10 – 1.23 раза в (119/108,3=1,10 и 133/108,3=1,23), а уровень расчетной нагрузки в 1.81 – 2,03 раза (119/65,6=1,81 и 133/65,6=2,03).

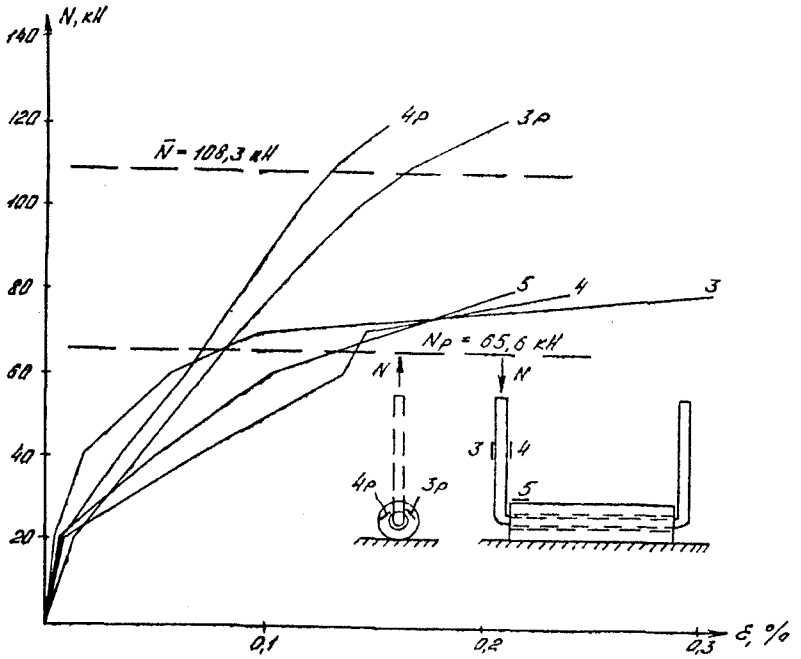


Диаграмма деформирования наиболее напряженных участков узла-1 второй серии

Рис.2.22

Таким образом, при значениях расчетной нагрузки, определенной по нормативным сопротивлениям примененной стали, узлы работали в упругой стадии деформирования, практически достигая уровня напряжений во втулке и анкере 80-90% предела текучести, что видно из диаграмм деформирования, рис.2.23-2.24. При этом опытная разрушающая нагрузка превысила расчетную нагрузку, определенную по нормативному сопротивлению стали, в 1,8-2 раза, а расчетную предельную, определенную по временному сопротивлению стали, превысила в 1,1-1.2 раза.

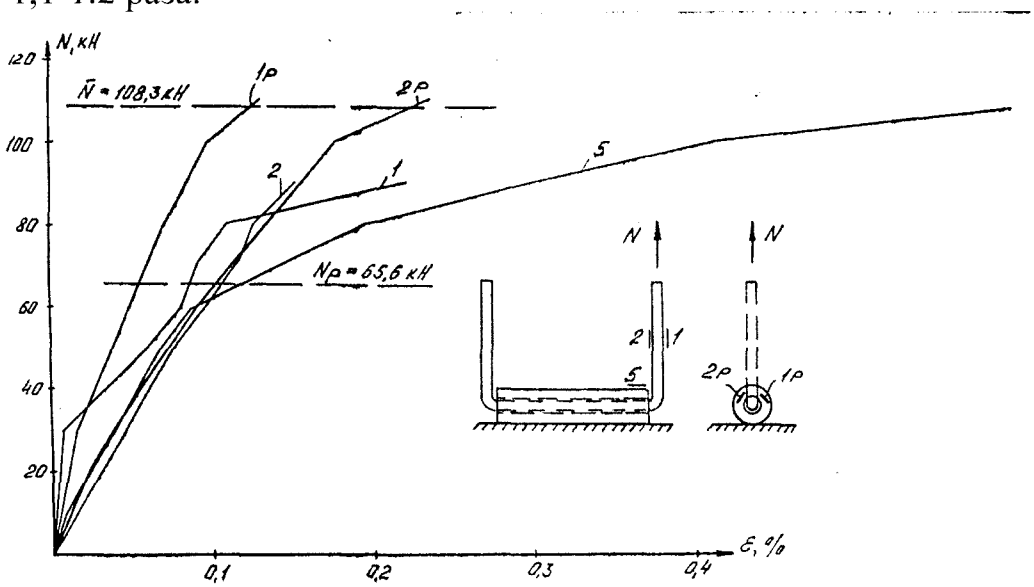


Диаграмма деформирования наиболее напряженных участков узла-2 второй серии

Рис.2.23

В целом результаты испытания узлов (роликовых шарниров) на прессе со специальным приспособлением, позволяющем имитировать реальную работу узлов показали, что принятой методикой расчета достоверно оценивается несущая способность узлов с обеспечением достаточного запаса прочности.

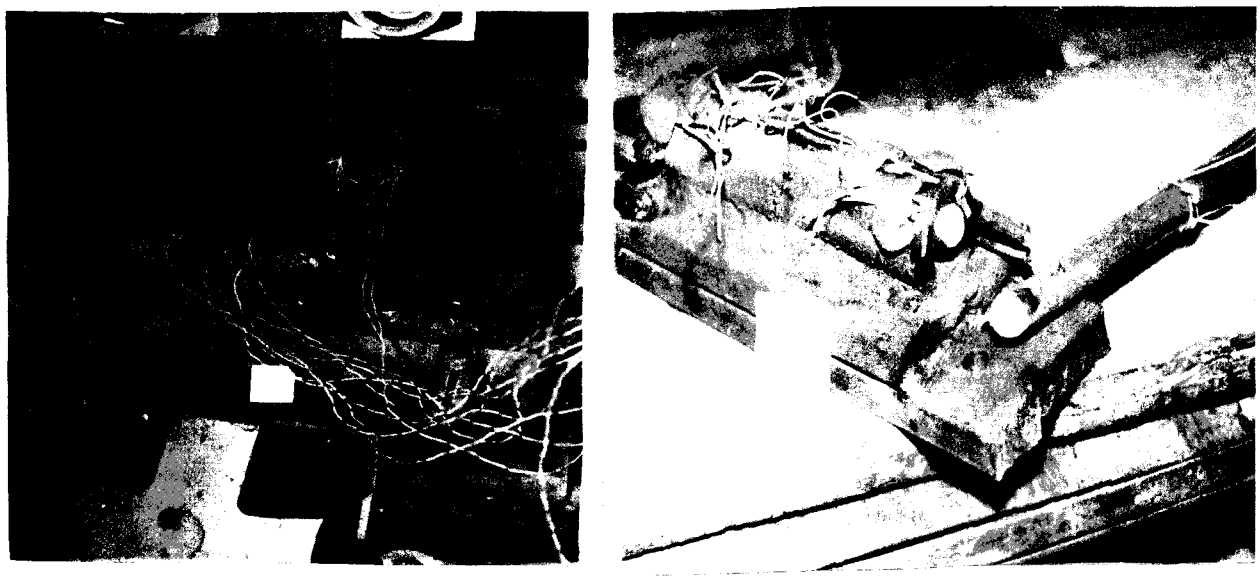


Рис.2.24

Для строительства экспериментального натурного фрагмента одноэтажного железобетонного каркасного здания с шарнирными узлами был выполнен сбор нагрузок и расчет на действие сейсмической нагрузки интенсивностью 9 баллов с определением размеров шарнирного узла и характеристик колонн, т.е. было выполнено проектирование реального объекта по методике действующих норм. При этом расчетная модель фрагмента была принята в виде одномассовой системы, т.е. консоли жестко защемленной в основании и с сосредоточенной эквивалентной массой в уровне соединения плит покрытий с балками в направлении из плоскости балок. Таким образом, исходя из конструктивной схемы фрагмента, высота колонны в продольном направлении, т.е. из плоскости стропильных балок, была принята увеличенной на высоту балки, а в поперечном направлении в плоскости балок высота колонны принята равной действительной высоте колонны. Отметим, что это отличительная особенность расчетной схемы каркаса одноэтажного здания при применении шарнирного узла.

Для проектирования опытного фрагмента сначала произвели сбор нагрузок. По сбору нагрузок, выполненного как при реальном проектировании, вес всего покрытия «Q» составил 460 кН, при котором значение расчетной нагрузки на 1 м^2 покрытия опытного фрагмента составил 4,26 кН/м^2. Исходя из этого, на среднюю колонну от веса всего покрытия приходилась нагрузка $N_{ср}$=115кН, на крайнюю колонну $N_{кр}$=57,5кН. Ниже приводится расчет фрагмента на действие сейсмической нагрузки интенсивностью 9 баллов при категории грунтов II и повторяемости 2.

При расчете и проектировании каркаса фрагмента характеристики несущих конструкций были приняты следующими:

- колонны с сечением 30х30см и высотой 4,2м, были изготовлены индивидуально на экспериментальной базе института КазпромстройНИИпроект;

- стропильные балки пролетом 9м по серии 1.462.1-10/80, вып.1 с дополнительными закладными элементами в виде шарнирных узлов для опирания плит покрытий, изготовлены на заводе ЖБИ, рис.2.25;

- опытная прочность бетона колонн составляла Rb=35МПа, которая соответствует классу В-48 с R_b=27МПа. Начальный модуль упругости бетона равнялся E_b=3500Мпа;

- продольная рабочая арматура колонн была принята из стали класса А-III, Ó20мм, а поперечная арматура, хомуты - А-III, Ø10мм.



Рис.2.25

Расчет каркаса фрагмента в продольном направлении из плоскости стропильных балок был выполнен следующим образом.

Расчетная высота колонны определяется по формуле

$$\mathbf{H = h_к + h_б}\,, \qquad (2.2)$$

где $\mathbf{h_к}$ – действительная высота колонны, $\mathbf{h_б}$ – высота стропильной балки в опорной части на колонну. Таким образом, высота колонны равняется –

$\mathbf{H = h_к + h_б} = 4{,}2 + 0{,}9 = 5{,}1$ м.

Момент инерции поперечного сечения колонны каркаса:

$\mathbf{J_к = b \cdot h^3/12} = 0{,}30 \cdot 0{,}30^3/12 = 0{,}000675 м^4$.

Жесткость сечения колонны:

$\mathbf{E_b \cdot J_к} = 35 \cdot 10^6 \cdot 0{,}000675 = 23625$ кН/м^2

Перемещение от единичной нагрузки в уровне соединения плит покрытий с балками составляет:

$$\mathbf{\delta_п = H^3 / E_b \cdot J_к} = 5{,}1^3 / 3 \cdot 23625 = 0{,}00187 \text{ м/кН} \qquad (2.3)$$

Жесткость всех колонн составляет:

$$\mathbf{C = n / \delta_п} = 6 / 0{,}00187 = 3208{,}6 \text{ кН/м}. \qquad (2.4)$$

Расчетный период «**Т**» собственных колебаний каркаса определяется по формуле:

$$\mathbf{T = 2\pi \cdot \sqrt{Q/c \cdot g}} = 2 \cdot 3{,}14\sqrt{460/3208{,}6 \cdot 9{,}8} = 0{,}76 \text{ сек.} \quad (2.5)$$

Коэффициент динамичности для каркаса здания при II категории грунтов по сейсмическим свойствам:

$$\mathbf{\beta = 1{,}1/T} = 1{,}1/0{,}76 = 1{,}45. \quad (2.6)$$

Принимали значения коэффициентов $\mathbf{K_1}$, $\mathbf{K_2}$,$\mathbf{K_\psi}$ и $\boldsymbol{\eta}$, определяемых по СНиП II-7-81:

$K_1 = 0{,}25$, $K_2 = 0{,}8$, $K_\psi = 1{,}5$, $A = 0{,}4$ и $\eta = 1$.

Определяем расчетные величины сейсмических нагрузок действующих в продольном направлении каркаса опытного фрагмента по формуле:

$$\mathbf{S_{oik} = Q \cdot A \cdot \beta \cdot K_\psi \cdot \eta} \quad (2.7)$$

$S_{oik} = 460 \cdot 0{,}4 \cdot 1{,}45 \cdot 1{,}5 \cdot 1 = 400{,}2$кН

На одну колонну $S_{oik} = 400{,}2/6 = 66{,}7$кН.

Сейсмические нагрузки с учетом повреждаемости и конструктивных решений определяем по формуле:

$$\mathbf{S_{ik} = K_1 \cdot K_2 \cdot S_{oik}} \quad (2.8)$$

$S_{ik} = 0{,}25 \cdot 0{,}8 \cdot 400{,}2 = 80{,}04$кН, а на одну колонну $S_{ik} = 80{,}04/6 = 13{,}34$кН.

При 8 балльном сейсмическом воздействии на фрагмент получаем значение нагрузки:

$S_{oik} = 200{,}1$кН, а с учетом повреждаемости и конструктивных решений $S_{ik} = 40{,}02$кН, соответственно на одну колонну $S_{ik} = 6{,}67$кН.

При расчете колонны фрагмента на 9 балльное сейсмическое воздействие были приняты следующие исходные данные: Величина горизонтальной сейсмической нагрузки, приходящийся на одну колонну - $S_{ik} = 13{,}34$кН, нормальная нагрузка от веса покрытия на среднюю колонну - $N_{ср.к.} = 115$кН, прочность бетона - $R_b = 27$МПа, начальный модуль упругости - $E_b = 35000$МПа, арматура класса А-III с расчетным сопротивлением - $R_s = 360$МПа.

Момент в уровне защемления колонн составил:

$\mathbf{M = H \cdot S_{ik}} = 5{,}1 \cdot 13{,}34 = 68{,}03$кНм, при расчетной длине колонны $\mathbf{l_o = H \cdot 2} = 5{,}1 \cdot 2 = 10{,}2$м и гибкости колонны равной - $\boldsymbol{\lambda = l_o / h_{сеч}} = 10{,}2 / 0{,}3 = 34$, где $h_{сеч}$ – высота сечения колонны. Далее, выполнив традиционный расчет по СНиП 2.03.01-84, определили армирование колонны в количестве 8 стержней из стали класса А-III, Ø20мм.

Расчет шарнирного узла.

Для выполнения расчета сначала определяем возникающий в узле изгибающий момент $M_{сеч}$. Для этого устанавливаем величину плеча от уровня приложения горизонтальной сейсмической нагрузки до расчетного сечения узла. Оно состоит из высоты балки $h_б$=0,9м и суммарной толщины опорных пластин, стенки втулки и в итоге $h_б$ в опытном фрагменте составил 0,95м. Длину втулки $l_{вт}$ приняли 0,2м, равной ширине опорной части балки.

Ниже приводятся основные формулы расчета по определению параметров шарнирного узла. Таким образом, момент $M_{сеч}$, возникающий в узле от действия горизонтальной сейсмической нагрузки, определяем по формуле:

$$\mathbf{M_{сеч} = S_{ik} \cdot h_б / n}, \text{ где n количество колонн.} \quad (2.9)$$

$M_{сеч}$ = 80,04•0,95/6 = 12,67кНм. Момент в узле находим без учета действия вертикальной нагрузки от веса покрытия. Отсюда усилие, приходящееся на анкер узла, определяем из выражения:

$$N_{ан} = M_{сеч} / 0,9 \cdot l_{вт} \quad (2.10)$$

$N_{ан}$ = 12,67/0,9•0,2 = 70,41кН

По полученному значению силы, приходящейся на анкер, находим площадь сечения анкера-сердечника из выражения:

$$F_{ан} = N_{ан} / R_s \quad (2.11)$$

$F_{ан}$ = 7041 / 2300 = 3,06см^2. Принимаем сталь класса А-I, Ø22мм, с площадью сечения 3,8см^2. Длину анкеровки анкера-сердечника принимаем 45см, определенную расчетом.

Толщину стенок втулки находим по формуле:

$$\delta = N_{ан} / 2 \cdot \Delta \cdot R_s \cdot 1,2 \quad (2.12),$$

где Δ - расчетная длина торца втулки по образующей, 2- две стенки втулки длиной Δ, воспринимающие растягивающие усилия, 1,2 – коэффициент динамического упрочнения стали.

δ = 7041 / 2•1•2300•1,2 = 1,28см. Принимаем толщину стенок втулки равным 1,35см.

Толщину опорных пластин, на которые опираются стропильные балки, а также параметры сварных швов определяем также по расчету.

Таким образом, на основе выполненного расчета приняли размеры роликового шарнирного узла соединения стропильной балки с колонной для фрагмента с расчетной сейсмичностью 9 баллов. Общий вид и размеры роликового шарнира приведены на рис.2.26.

Динамическое испытание опытного фрагмента производилось вибромашиной В-3 в направлении из плоскости стропильных балок, чтобы оценить работу шарнирного узла в направлении жесткого соединения балок с колоннами в реальных условиях работы. Вибромашина В-3 устанавливалась на покрытии и крепилась к нему при помощи металлической рамы (рис.2.17). Фрагмент в направлении шарнирного соединения в плоскости балок был испытан с помощью оттяжки с мгновенным сбросом приложенной горизонтальной силы к фрагменту, поскольку работоспособность шарнира была оценена ранее проведенным подобным испытанием на крупномасштабной модели фрагмента. На рис.2.27 приведен общий вид крупномасштабной модели фрагмента в 1/2 натуральной величины, испытанного вибромашиной на первом этапе комплексных экспериментальных исследований, в плоскости шарнирного соединения. В последующем на испытаниях двух натурных фрагментов также была дополнительно оценена работа роликового шарнира в обоих направлениях.

В процессе динамических испытаний фрагмента регистрировались перемещения на уровне покрытия и на уровне стыка колонн с балками, т.е. на уровне шарнирного узла, а также ускорение, скорость и поворот фундаментов относительно вертикальной оси колонн. На рис.2.28 приведен план опытного фрагмента со схемой расположения вибромашины В-3 и расстановки измерительных приборов на покрытии.

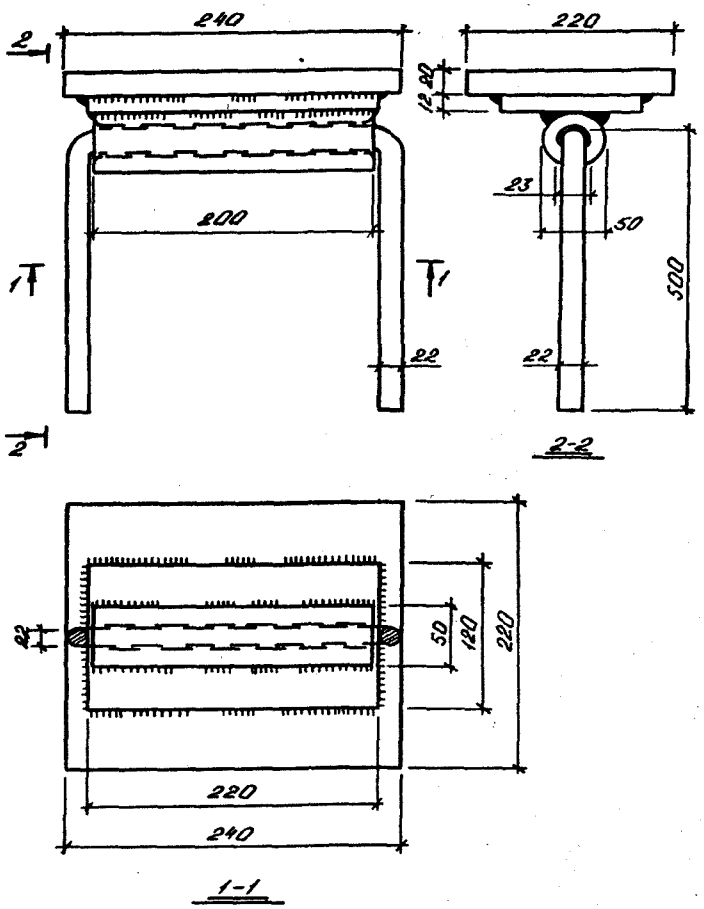
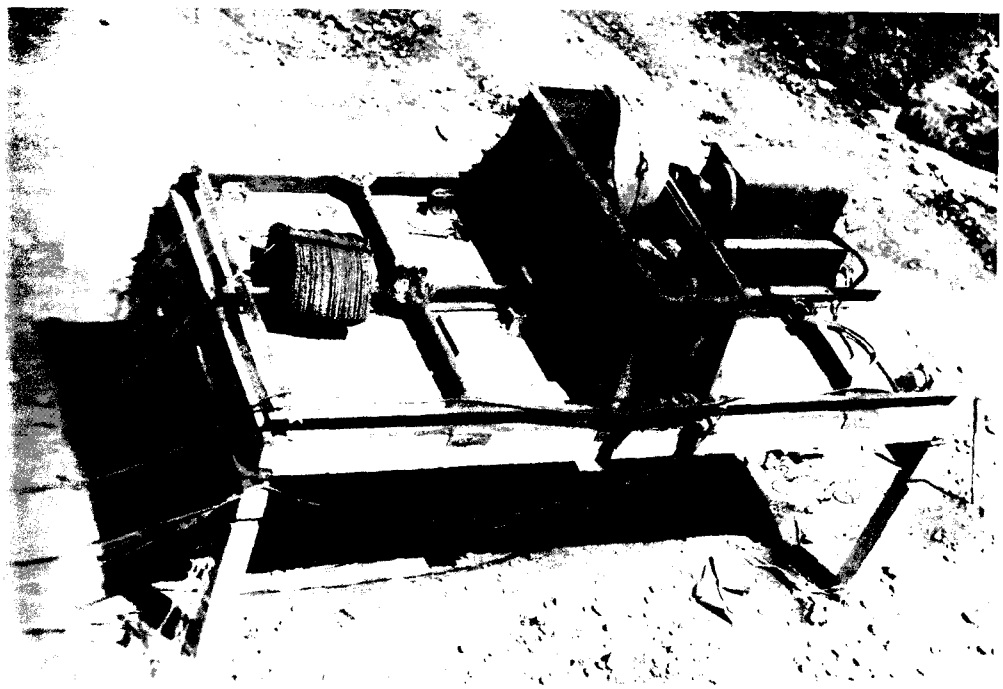
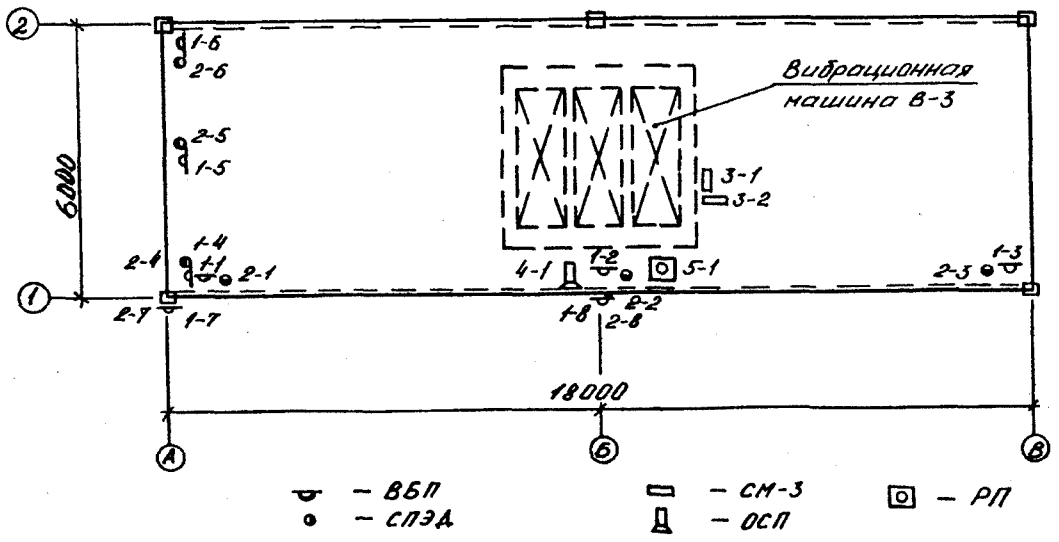


Рис.2.26 - Общий вид и размеры роликового шарнира опытного фрагмента



Общий вид испытанного фрагмента крупномасштабной модели одноэтажного каркасного здания вибромашиной В-3 в плоскости шарнира.

Рис.2.27



План опытного натурного фрагмента одноэтажного каркасного здания и расстановка измерительных приборов на покрытии фрагмента.

Рис.2.28

Большие перемещения регистрировались ВБП, малые СМ-3 и ускорение при помощи СПЭД. Перед началом вибрационных испытаний и после каждого этапа динамического нагружения определялись начальные динамические параметры фрагмента и их изменения по данным записей собственных колебаний, возбуждаемых оттяжкой с мгновенным сбросом приложенной горизонтальной нагрузки, получаемых при разрыве тарированных вставок. Так, начальный период собственных колебаний, определенный оттяжкой фрагмента с разрывом тарированных вставок, получили равным - Т=0,74 сек. Расчетное значение начального периода собственных колебаний равнялась - Т=0,76 сек. Из сопоставления опытного и расчетного значений собственного периода колебаний фрагмента убеждаемся о их хорошей сходимости. Соотношение опытного значения периода и расчетного составляет 0,974 (0,74/0,76=0,9736). Это доказывает, что принятая схема расчета каркаса одноэтажного здания, принимаемая традиционно при проектировании, на действие динамических нагрузок типа сейсмических достоверно отражает реальную работу каркаса.

При колебаниях фрагмента шарнирное соединение плит покрытий со стропильными балками и балок с колоннами оказывали определенное влияние на рассеивание энергии в шарнирах, что подтверждается разницей в периодах расчета и опыта в 2,6%.

По этапам динамических испытаний были получены значения частот, периодов, перемещений, ускорений и скоростей, которые приведены в таблице 2.2. Из табл.2.2 видно, что период колебаний фрагмента при резонансе на первом этапе динамических испытаний составил - 0,92сек. Наибольшие перемещения показывал ВБП 1-1 (в плане, рис.2.28) на всех этапах, это свидетельствует о небольшом кручении фрагмента при колебаниях.

На рис.2.29 приведена форма колебания фрагмента в плане по данным второго этапа третьей записи (табл.2.2).

Табл.2.2 - Максимальные значения перемещений, ускорений и скоростей по этапам динамических испытаний

№ Этапа	№ записи	T, сек.	f, гц	№ приборов	Перемещение y, мм		Ускорение ÿ, мм/сек^2		Скорость ý, мм/сек
					общие	среднее	общие	среднее	
I	1- запись (1-вибратор)	0,92	1,08	1	24,5	21,8	1237,8	1065,7	172,25
				2	21,4		-		
				3	19,5		893,6		
				4	2,63	3,02	87,2	129,0	
				5	3,14		170,8		
				6	3,30		-		
	2- запись (1-вибратор)	0,97	1,03	1	31,2	28,6	1372,0	1225,6	178,08
				2	27,2		-		
				3	27,5		1079,2		
				4	1,6	2,2	96,0	102,7	
				5	1,52		48,8		
				6	3,47		153,5		
II	3- запись (2-вибратора)	1,13	0,88	1	59,7	56,97	2025,0	2144,8	310,0
				2	56,1		2264,6		
				3	55,1		1596,0		
				4	2,83	2,83	136,8	136,8	
				5	-		-		
				6	-		-		
	4- запись (2-вибратора)	1,16	0,86	1	57,8	55,9	2025,0	1939,9	324,9
				2	54,7		2213,9		
				3	55,2		1580,8		
				4	2,26	3,0	136,4	144,7	
				5	-		153,0		
				6	3,73		-		
III	5-запись (3-вибратора)	1,3	0,77	1	45,4	44,8	1281,0	1187,5	
				2	43,4		1200,5		
				3	45,6		1081,5		
				4	1,92	2,04	103,2	159,6	
				5	-		215,9		
				6	2,16		-		

На этом этапе были получены максимальные перемещения на первом канале 59,7мм, посередине фрагмента было зарегистрировано перемещение 56,1мм и по третьему каналу -55,1мм. С каждым этапом динамических испытаний период колебаний возрастал с 0,92сек на первом этапе до 1,3сек на последнем. При этом периоды собственных колебаний, определенные оттяжкой, изменялись в следующих пределах: - после первой записи период составил - 0,77сек, после второй записи 1,03сек и после четвертой записи 1,1сек.

Период собственных колебаний фрагмента к концу динамических испытаний возрос в 1,49 раза по сравнению с начальным периодом. В процессе повторных динамических нагружений и увеличения интенсивности

возбуждаемой нагрузки жесткость каркаса снижалась. Диссипативные характеристики каркаса возрастали. Так, начальный логарифмический декремент колебаний был равен δ=0,086, а после второго этапа динамических испытаний (4 запись) его значение увеличилось до 0,257. Таким образом, значение «**δ**» возросло в три раза (0,257/0,086 = 3). Для получения полной характеристики работы фрагмента были определенны значения инерционных нагрузок, сил сопротивления колебаниям, возмущающей нагрузки на каждом этапе динамических испытаний.

Величину инерционной горизонтальной силы действующей на фрагмент определяли, как произведение массы покрытия со стропильными балками и пригрузами на значение ускорения, полученного из опыта по формуле:

$$\mathbf{Si = m \bullet \ddot{y},} \qquad (2.13$$

где **m** – масса покрытия со стропильными балками и пригрузами, **ÿ** – опытное значение ускорения на покрытии.

Величина возмущающей нагрузки P_t на каждом этапе нагружения, создаваемой вибраторами, определяли по графику, рис.2.30а.

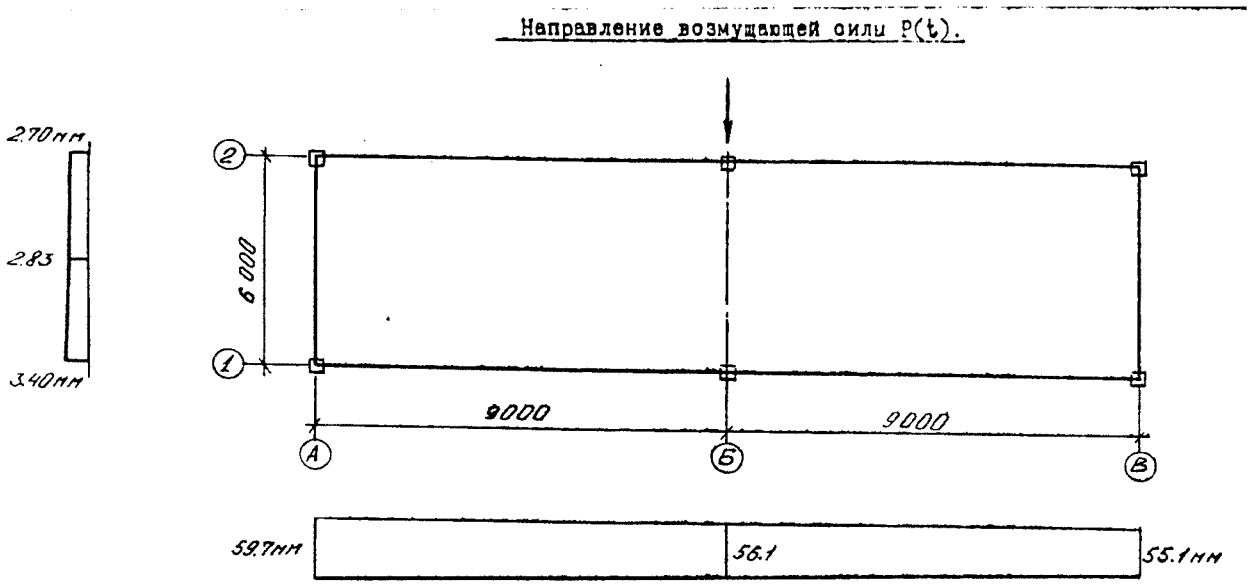


Рис.2.29

Значения сил сопротивления колебаниям были определены из выражения

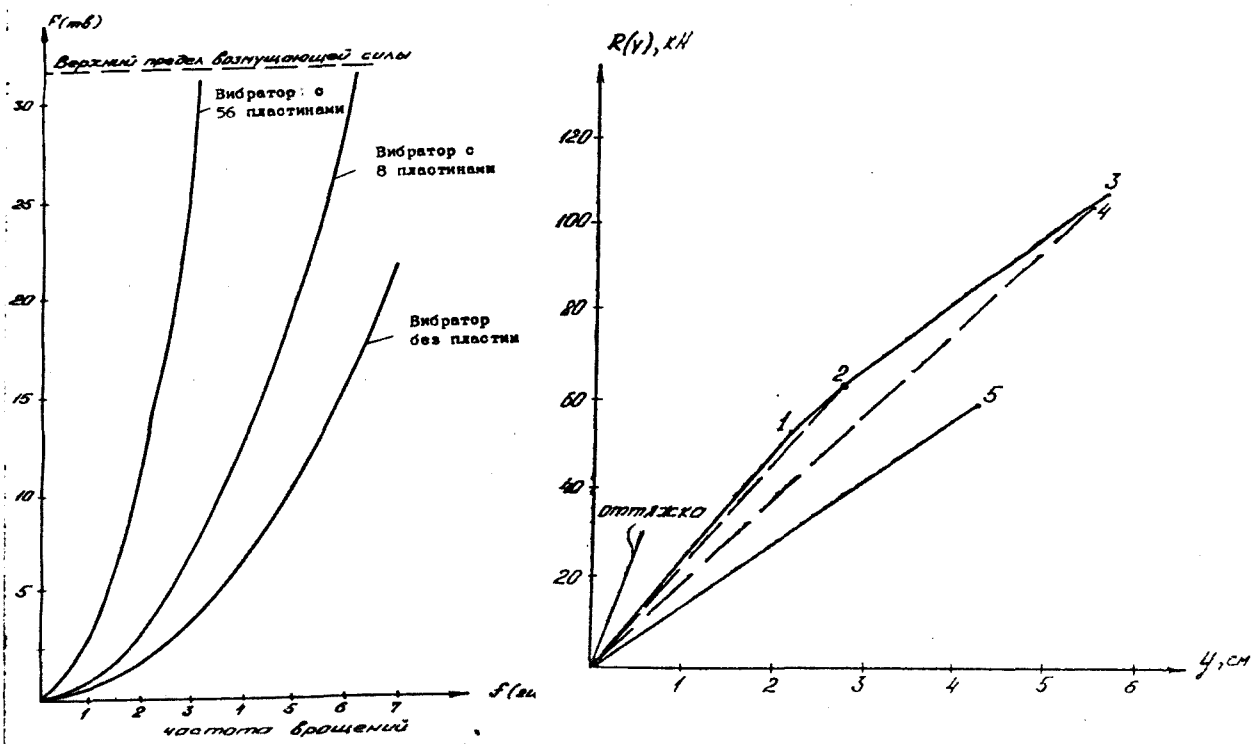
$$\mathbf{r \bullet \dot{y} = 2 \bullet \varepsilon \bullet m \bullet \dot{y},} \qquad (2.14)$$

где $\varepsilon = \delta/T$ – коэффициент затухания; **ẏ** – скорость перемещения в уровне покрытия; **δ** – логарифмический декремент колебаний; **T** – период колебаний. После, когда известны значения возмущающей силы, силы сопротивления колебаниям и инерционной силы можем определить величину восстанавливающей силы (реакцию каркаса) из дифференциального уравнения вынужденных колебаний опытного фрагмента

$$\mathbf{m \bullet \ddot{y} + r \bullet \dot{y} + R_y = Pt} \qquad (2.15)$$

отсюда восстанавливающая сила, реакция каркаса

$$\mathbf{R_y = - m \bullet \ddot{y} - r \bullet \dot{y} + Pt} \qquad (2.16)$$



а) б)

а-зависимость сил, создаваемых вибромашиной В-3 от частоты вращения и числа навешиваемых пригрузочных пластин.

б-диаграмма деформирования каркаса в зависимости от восстанавливающей силы

Рис.2.30

Вычисленные по этой методике и определенные из опыта значения основных динамических характеристик натурного фрагмента приведены в табл.2.3. Из таблицы видно изменение всех параметров, характеризующих работу фрагмента в зависимости от изменения и повторности возбуждаемой нагрузки, создаваемой вибрационной машиной В-3. Так, увеличением величины горизонтальной динамической повторной нагрузки жесткость каркаса заметно снижалась. По полученным данным была построена диаграмма деформирования каркаса, показывающая зависимость перемещения на уровне покрытия фрагмента от величин реакций каркаса, рис.2.30б.

Основные динамические характеристики натурного фрагмента

Табл.2.3

№ этапов	№ записи	Резонансная частота f, Гц	y, см	ý, м/сек	ÿ, м/сек^2	m• ÿ, кН	r•ý, кН	Pt, кН	R_y, кН	T,собст. колеб. сек	δ	ε=δ/T	C=4Q/T^2 кН/м	$C_1=R_y/y$ кН/м
Оттяжка Ø6 А-I										0,74	0,086	0,116	3360,1	
I	1	1,08	2,14	0,172	1,07	50,22	2,75	6,0	53,47	0,77	0,131	0,170	3118,6	2500,0
	2	1,03	2,72	0,178	1,23	57,73	2,91	5,5	60,32	1,03	0,180	0,174	1735,8	2216,0
II	3	0,88	5,61	0,310	2,26	106,08	6,78	8,4	107,70	1,10	0,257	0,233	1520,7	1920,0
	4	0,86	5,46	0,325	2,21	103,73	7,11	8,2	104,82	1,10	0,257	0,233	1520,7	1916,0
III	5	0,77	4,34	0,235	1,20	56,33	5,14	7,5	58,69	1,10	0,257	0,233	1520,7	1352,0

Из диаграммы деформирования и таблицы видно, что начальная жесткость фрагмента понизилась на последнем пятом этапе динамических испытаний в 2,2 раза. Логарифмический декремент колебаний возрос в 3 раза, частота резонансных колебаний понизилась в 1,4 раза, а период собственных колебаний возрос в 1,5 раза. Из диаграммы видно, что в зависимости от интенсивности воздействия, с увеличением величины возбуждаемой нагрузки, постепенно понижалась жесткость каркаса с образованием и развитием трещин в колоннах каркаса фрагмента.

Опытный фрагмент по несущей способности колонн не был доведен до разрушения, поскольку основной задачей исследований являлась оценка работы узлов при динамических нагружениях с доведением уровня динамической нагрузки до расчетной, возникающей при 9 балльной интенсивности. При динамических испытаниях фрагмента была достигнута реакция каркаса до нагрузки 107,7 кН. Расчетная сейсмическая горизонтальная нагрузка на фрагмент при интенсивности 9 баллов, определенная по методике СНиП получилась равной 80,04кН. Таким образом, в проведенных опытах значение динамической нагрузки превысило расчетную нагрузку при 9 балльной интенсивности в 1,5 раза, а при интенсивности 8 баллов в 2,7 раза.

Значение изгибающего момента от действия горизонтальной нагрузки в нижнем расчетном сечении колонн у обреза фундаментов по опытным данным составило 91,55 кНм, а с учетом вертикальной нагрузки 115 кН от веса покрытия на среднюю колонну и эксцентриситета при горизонтальном перемещении покрытия составило 111,78 кНм.

Эксцентриситет при горизонтальном перемещении покрытия фрагмента с учетом действия горизонтальной и вертикальной сил равнялся 9,7см. При этом несущая способность колонн по расчету равнялась 111,3кН. Таким образом, при динамическом нагружении был достигнут уровень нагрузки соответствующий расчетной несущей способности колонн. По опытным данным, деформации арматуры колонн в расчетном сечении достигали 0,12, 0,17 и 0,23%, что свидетельствовало о достижении в арматуре колонн значений напряжений близких $\sigma_т$, напряжений текучести. В поперечном направлении фрагмента в плоскости балок испытания проводились оттяжкой. Форма колебаний фрагмента в плане и значения перемещений в уровне покрытия приведены на рис.2.31. В этом направлении высота колонны равнялась ее действительной высоте и гибкость колонны составляла 26.

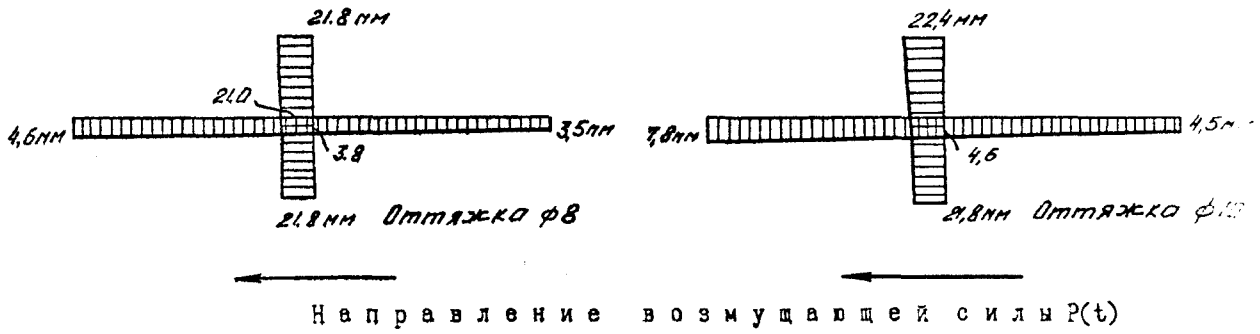


Рис.2.31 - Формы собственных колебаний в поперечном направлении фрагмента

При оттяжке фрагмента затухание колебаний происходило в основном вследствие проявления диссипации энергии в шарнирах за счет проявления сил сухого трения.

Рассмотрим работу узлов в системе фрагмента при динамических испытаниях. Максимальная реакция каркаса при динамических испытаниях составила 107,7 кН. На одну колонну была приложена горизонтальная динамическая нагрузка равная 107,7/6 = 17,95 кН ≈ 18 кН. Для нахождения усилий во втулке и анкере узлов необходимо определить величину изгибающего момента в уровне соединения колонн с балками. Схема приложения горизонтальной динамической нагрузки и эпюра изгибающих моментов выглядит как на рис.2.3. По такой схеме момент в сечении определяется по выше приведенному выражению $\mathbf{M_{сеч} = S \cdot h_б}$ = 18•0,95 = 17,1кНм. Выдергивающее усилие в анкере роликового шарнира по схеме, приведенной выше на рис.2.1, определяется, исходя из величины изгибающего момента в расчетном сечении стыка стропильной балки с колонной $\mathbf{N_{ан} = M_{сеч}/l}$, где l – расстояние между осями анкеров (рис.2.1). В нашем случае l = 22см. Отсюда $N_{ан}$ = 17,1/0,22 = 77,7 кН.

Такая величина выдергивающей силы попеременно прикладывалась к анкерам при колебаниях каркаса вследствие возникновения в этом сечении

изгибающего момента равного $M_{сеч}$= 17,1 кНм. Во фрагменте приняли диаметр анкера, который является одновременно и сердечником втулки, равным 22мм, из стали класса А-I. Отсюда найдем напряжение в анкере

$$\sigma_{ан} = N_{ан}/A_s = 77,7/0,38 = 204,5 \text{ МПа}, \quad (2.17)$$

где A_s - площадь сечения анкера, равная 3,8см^2.

Величина напряжения 204,5 МПа составляет 0,89% от предела текучести анкера. Такое напряжение должно возникать в анкере при не учете влияния нормальной сжимающей силы от веса покрытия, передающейся через опорную часть балки, которая в действительности разгружает анкер. При больших горизонтальных перемещениях верха колонн возможны, в редких случаях, проявление обратного явления, т.е. увеличения усилий на анкер от действия вертикальной нагрузки вследствие возникновения опрокидывающего момента в сечении. Такое может произойти вследствие выхода линии действия вертикальной нагрузки от веса покрытия за пределы длины втулки роликового шарнира при очень больших горизонтальных перемещениях верха колонн, которые возможны при работе колонн с большими гибкостями в стадии близкой к разрушению.

В любом случае необходимо определять дополнительный момент, возникающий в узле при действии вертикальной нагрузки от веса покрытия, независимо будет он являться разгружающим или догружающим анкер усилием, и учитывать его действие на работу узла. Так, дополнительный момент в узле от вертикальной нагрузки следует определять по следующей формуле

$$M_{сеч} = N \bullet e, \quad (2.18)$$

где е – эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки N от веса покрытия.

При этом эксцентриситет от случайного смещения линии действия вертикальной нагрузки от срединной линии колонны, $e_{сл}$ примем равным 2-3 см. исходя из допускаемых смещений. Эксцентриситет, возникающий при горизонтальном перемещении покрытия, найдем из выражения

$$e_0 = \Delta_{1р} - h_к \bullet \Delta_{1р}/H, \quad (2.19)$$

где $\Delta_{1р}$ – перемещение каркаса в уровне стыка плит покрытий со стропильными балками, определяемое из расчета каркаса на сейсмическое воздействие расчетной интенсивности;

$h_к$ – действительная высота колонны; Н – суммарная высота, состоящая из высоты колонны и высоты балки - $h_б$.

В нашем случае значение $\Delta_{1р}$ берем из опыта равным 5,61см, а в уровне узла или соединения стропильной балки с колонной - $\Delta_{1к}$ = 3,64см, тогда

e_0 = 5,61 -3,64 = 1,97 см ≈2 см.

Расчетное значение эксцентриситета по формуле 15 получается

e_0 = 5,61 – 4,2•5,61/5,1 = 0,99 см ≈ 1см.

Таким образом, опытный эксцентриситет получается в 2 раза больше расчетного значения. Из этого приходим к выводу о том, что расчет не учитывает кривизну сжато-изогнутой колонны, т.е. геометрическую нелинейность, и плюс к нему проявление некоторого люфта между

сердечником и внутренним диаметром втулки. Следует отметить, что учет кривизны сжато-изогнутой колонны окажет существенное влияние при больших гибкостях колонн и их работе в стадии близкой к разрушению, в нашем случае гибкость колонн составлял 34. Опытное значение эксцентриситета $\mathbf{e_0}$ в средней колонне равнялось 3,1см. Из сопоставления опытных и расчетных значений возникающих эксцентриситетов получается, что опытный эксцентриситет может превышать расчетный в 2-3 раза. Вместе с тем величины эксцентриситетов небольшие, и их влияние на величины изменения моментов, возникающих от действия вертикальной нагрузки в узле в целом невелико.

Определим значение опрокидывающего момента от действия вертикальной нагрузки в узле для средней колонны каркаса фрагмента. Для этого сначала найдем суммарный эксцентриситет $\mathbf{e = e_0 + e_{сл}} = 3+3 = 6$см.

Отсюда находим значение опрокидывающего момента в сечении от смещения линии приложения нагрузки от покрытия при N=115кН для средней колонны.

$\mathbf{M_{оп} = N \cdot e} = 115 \cdot 0{,}06 = 6{,}9$ кНм, где $M_{оп}$ опрокидывающий момент в узле от вертикальной нагрузки. При этом выдергивающая сила от действия опрокидывающего момента в узле будет равняться $\mathbf{N_{выд} = M_{оп}/l} = 6{,}9/0{,}22 = 31{,}4$кН. Значение сжимающей анкер силы от веса покрытия на каждую ветвь анкера, как разгружающую нагрузку, находим из выражения $\mathbf{N_{разгр} = N/2} = 115/2 = 57{,}5$ кН.

После определения всех усилий действующих на узел можем установить значение выдергивающего усилия на анкер по следующей зависимости

$$\mathbf{Nан = M_{сеч}/ l + (M_{оп}/ l - N_{разгр}/2)} \qquad (2.20)$$

В нашем случае Nан = 17,1/0,22 + (6,9/0,22 – 115/2) = 51,6 кН. При такой выдергивающей силе в анкерах достигается напряжение растяжения

$$\sigma_{ан} = 51{,}6/0{,}38 = 136 \text{ МПа}.$$

По результату расчетного анализа убеждаемся, что учет влияния вертикальной нагрузки от веса покрытия положительно отражается на работе узла и снижает величину выдергивающей силы, следовательно, растягивающее напряжение в анкере.

Следующим этапом расчета является нахождение размеров втулки. Для этого определяем растягивающее усилие аналогично, как для анкера, от действия двух видов моментов и нормальной силы в узле. Так, растягивающее усилие торцевого кольца втулки находим из выражения $\mathbf{N_{вт}=M_{сеч}/l_{вт}} = 17{,}1/0{,}2 = 85{,}5$ кН. Ранее проведенными статическими испытаниями роликовых узлов было установлено, что в работу вступают стенки втулок длиной не менее 1 см по образующей втулки. Расчетными сечениями втулок являются сечения, проходящие в диапазоне углов $45\text{-}60^0$ по обе стороны от вертикальной оси по направлению растягивающей силы. Схема работы торцевого кольца втулки выглядит следующим образом, рис.2.32.

При принятых размерах толщины стенок втулки, равных 1,43см и растягивающей силе 85,5кН значения напряжений в расчетных сечениях

торцевого кольца втулки достигались следующих величин без учета влияния $M_{оп}$ и $N_{разгр}$

$$\sigma_{вт} = N_{вт}/2 \cdot t \cdot 1, \qquad (2.21)$$

где t – толщина стенки втулки; 2- две стенки втулки, воспринимающих растягивающие силы; 1 –расчетная длина стенки втулки по образующей, участвующей в работе.

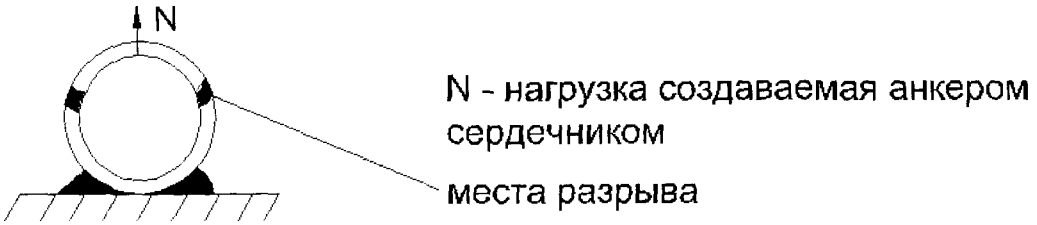


Рис.2.32

$\sigma_{вт} = 85,5/ 2 \cdot 0,0143 \cdot 0,01 = 300,0$МПа с учетом $M_{оп}$ и $N_{разгр}$
$N_{вт} = 17,1/0,2 + (6,9/0,2 – 115/2) = 85,5 - 23,0 = 62,5$ кН, отсюда
$\sigma_{вт} + 62,5/ 2 \cdot 0,0135 \cdot 0,01 = 218,5$ МПа.

Учет влияния нормальной сжимающей нагрузки позволяет снизить величину усилий действующих на втулку, следовательно, и величину напряжений. В нашем случае снижение напряжения растяжения в расчетных сечениях торцевого кольца втулки достигает 37%.

После установления размеров втулки определяем размеры опорной пластины для стропильной конструкции, которая приваривается к втулке. Для нахождения ширины пластины необходимо найти длину соединительного сварного шва $b_ш$ между закладной деталью опорной части балки и пластины. Длина сварного шва $b_ш$ определялся, исходя из значения прикладываемой растягивающей нагрузки $N_{вт}$, по формуле СНиП II-23-81

$$b_ш = N_{вт}/ \beta \cdot f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c. \qquad (2.22)$$

Ширина пластины для опирания стропильной балки по средней колонне, будет равняться $b_{пл} = 2\, b_ш + c$, где «с» - опорный участок пластины на втулку, включая высоту сварных швов с обеих сторон втулки по образующей втулки. Толщина пластины определяется из расчета в зависимости от величины нагрузки **P** и ширины пластины. Схема прикладываемой нагрузки на пластину приведена на рис.2.33. Из приведенной схемы приложения нагрузок на опорную пластину видно, что пластина работает как консоль относительно втулки по обеим сторонам. Толщина пластины определяется по величине изгибающего момента по расчетному сечению, показанному на схеме. Так, изгибающий момент в сечении находим равным $M_{изг} = P \cdot a$, отсюда при известной длине пластины, которая будет равной ширине опорной части стропильной балки на пластину, определяем толщину пластины по формуле

$$t = \sqrt{6 \cdot M_{изг}/ l_{пл} \cdot R_{пл}}, \qquad (2.23)$$

где $l_{пл}$ – длина пластины; t – толщина пластины; $M_{из}$ – изгибающий момент в расчетном сечении пластины; $R_{пл}$ – расчетное сопротивление материала пластины.

При применении ребер жесткости, как показано на рис.2.33 толщина пластинок будет уменьшаться. По такой схеме расчета определяется толщина пластины при опирании на пластину двух стропильных балок, т. е. при рассмотрении узла средней колонны. Когда опирается на пластину одна балка (узлы крайних колонн), размеры пластин принимаются из условия требований сварных соединений и конструктивных особенностей.

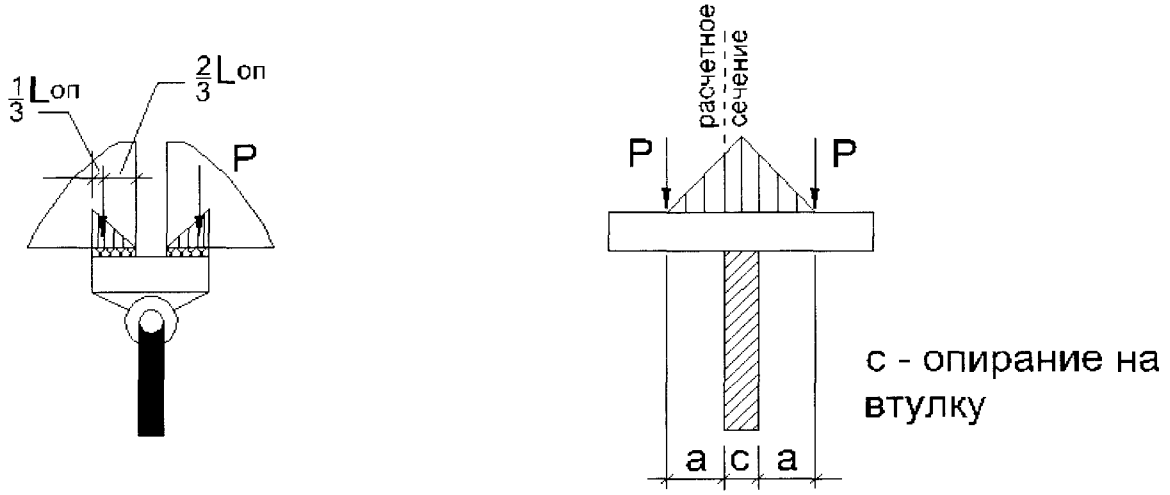


Рис.2.33

В этой главе изложена методика определения возникающих усилий в узле при действии нагрузок типа сейсмических на каркас, на примере испытанного опытного фрагмента при помощи мощной вибрационной машины В-3 с приведением формул для расчета по подбору размеров отдельных деталей узла.

По результатам динамических испытаний опытного фрагмента оценивалась работа узла соединения стропильных балок с колоннами в направлении из плоскости балок с определением усилий. По значениям возникающих усилий в элементах узла определялось напряженное состояние основных несущих элементов узла - анкера-сердечника и втулки. Рассматривалась работа узла с учетом и без учета влияния нормальной сжимающей нагрузки от веса покрытия. Расчеты по полученным значениям усилий и принятым размерам деталей узлов показали, что напряжения растяжения в анкерах достигались значения 204,4МПа без учета вертикальной нагрузки от веса покрытия. Такое значение напряжения было близким к пределу текучести материала анкера, и составляла $\mathbf{0{,}89\sigma_т}$. При учете нормальной нагрузки величина напряжения снижалась до 136 МПа, что составляла $\mathbf{0{,}6\sigma_т}$. В расчетных сечениях торцевого кольца втулки без учета нормальной нагрузки напряжения составляли 300МПа и с учетом – 218 МПа. В целом расчетные сечения основных деталей узлов работали в упругой зоне.

Таким образом, разработанная методика расчета узлов, апробированная проведенными комплексными статическими и динамическими испытаниями, позволяют достоверно оценить несущую способность узлов с обеспечением достаточной надежности.

Одной из задач исследований являлась разработка технологии изготовления колонн и стропильных балок с шарнирными узлами, а также технологии монтажа конструкций при строительстве реальных объектов и оценка их технологичности при применении в строительстве.

После изготовления арматурного пространственного каркаса колонны и ее укладки в опалубку анкера металлического роликового шарнира привариваются к продольным стержням или же поперечной арматуре на торце арматурного каркаса как закладная деталь. При этом в торце опалубки для изготовления колонны торцевая заглушка выполняется с прямоугольной прорезью с шириной, позволяющей утопить втулку в тело бетона оголовка колонны на одну треть диаметра втулки. Узел в изготовленной колонне выглядит как своеобразная закладная деталь. Таким образом, при изготовлении колонн с применением шарнирных узлов дополнительных сложностей и трудозатрат не возникает, т.е. технология изготовления колонн не усложняется.

Металлические шарнирные узлы, предназначенные для опирания плит покрытий, устанавливаются в проектное положение как обычные закладные детали (рис.2.35) при изготовлении арматурного пространственного каркаса.



Рис. 2.35

При этом тело втулки шарнирного узла утапливается в бетон на одну треть диаметра втулки. Также при изготовлении балок не возникает никаких усложнений и дополнительных трудозатрат.

Кроме того, применение шарнирных узлов при изготовлении, как колонн, так и стропильных балок не вызывает изменения опалубочных форм железобетонных заводов изготовителей, не усложняет технологию изготовления и не увеличивает трудозатраты.

Для строительства натурного фрагмента одноэтажного железобетонного каркасного здания сначала была проработана технология монтажа с учетом некоторых особенностей и при монтаже конструкций оценена технологичность монтажа. Так, монтаж сборных фундаментов и колонн осуществляется традиционно и ничем не отличается от монтажа типовых конструкций. Монтаж стропильных балок в проектное положение в нашем случае в отличие от типовых решений выполняется со следующими особенностями. При монтаже балок на узлы крайних колонн не требуется никаких дополнительных приспособлений и кондукторов. Балки своей опорной частью с закладными деталями устанавливаются на металлические пластины роликового шарнира на оголовке колонны, как на металлические закладные детали типовых узлов соединения стропильных балок с колоннами и закладные детали балок привариваются к пластине роликовых шарниров. При монтаже двух стропильных балок смежных пролетов на среднюю колонну каркаса необходимо будет выполнять работы в следующей последовательности. Сначала опорную пластину роликового шарнира следует зафиксировать в горизонтальном проектном положении, чтобы не допустить наклона пластины в направлении шарнира от проворота втулки при установлении опорной части одной балки на пластину. Для этого балку необходимо поддерживать краном в проектном положении до наложения монтажной сварки или же необходимо применить несложные кондукторы для узлов. После завершения монтажа балок в проектное положение по одной монтируемой оси сварные швы доводятся до проектных требований. На рис.2.36 показан процесс монтажа плит покрытий на стропильные балки опытного натурного фрагмента.

На рис.2.37 приведен общий вид среднего узла соединения балок с колоннами. На рис.2.38 и 2.39 показано проектное положение конструкций каркаса фрагмента с крайним узлом соединения балки с колонной и узлы соединения плит покрытий с балками.

В целом при изготовлении железобетонных стропильных балок и колонн и строительстве одноэтажных каркасных зданий с применением шарнирных узлов не возникает сложностей в технологии изготовления конструкций и их монтаже. При применении шарнирных узлов возникает целесообразность и рациональность в разработке и применении неразрезных двухпролетных стропильных балок и плит покрытий с целью получения экономического эффекта за счет уменьшения высоты сечения балок и плит в виде статически неопределимых конструкций с учетом перераспределения усилий, а также упрощения монтажа конструкций.

Однако к настоящему времени разработанных неразрезных стропильных балок для применения в одноэтажных каркасных зданиях не имеется, но имеются неразрезные плиты покрытия.

Рабочие чертежи железобетонных предварительно напряженных неразрезных ребристых плит покрытий размерами в плане 3х12м и 3х18м для покрытий с шагом несущих конструкций 6м разработаны ГПИ Промстройпроект (г.Москва) с участием НИИЖБ, КТБ НИИЖБ Госстроя СССР

и МИСИ им. В.В.Куйбышева. Плиты 3х12м – шифр 4247-Т-84 и плиты 3х18м – шифр 4312 – 3 – 85. Высота сечений этих плит составляет 25см.

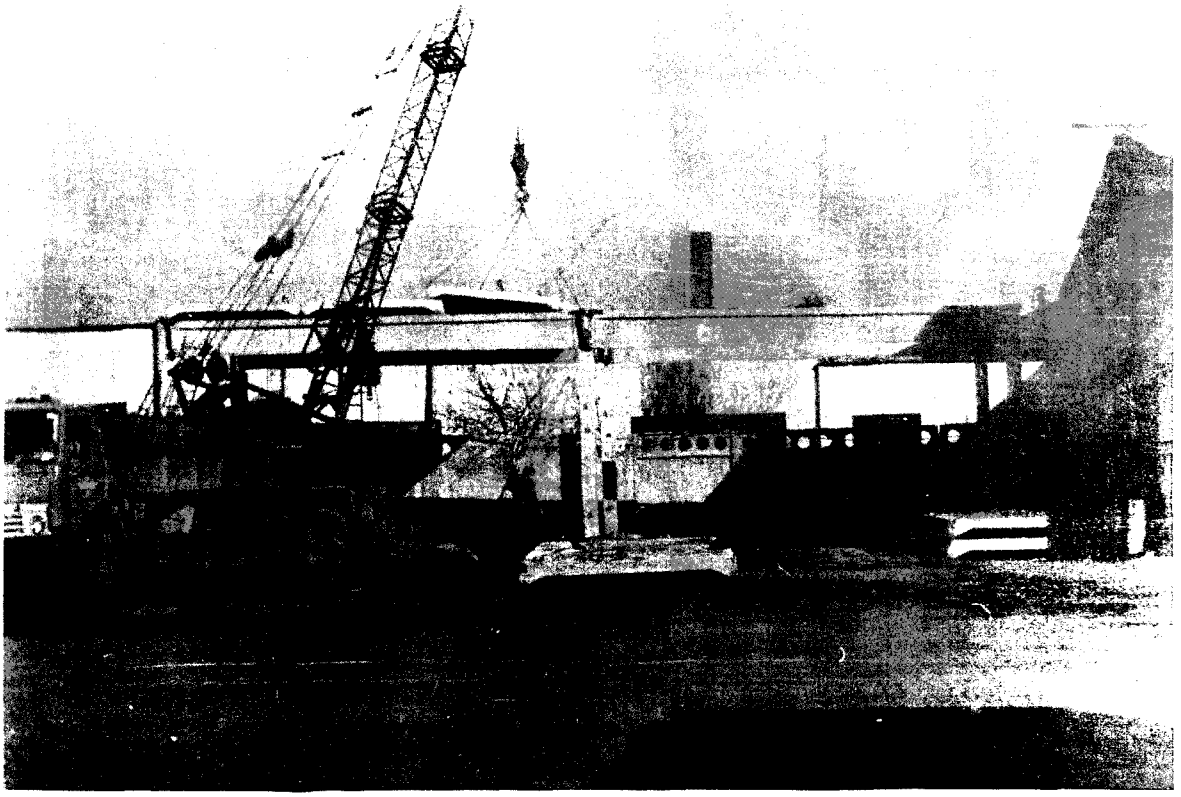


Рис.2.36



Рис.2.37



Рис.2.38

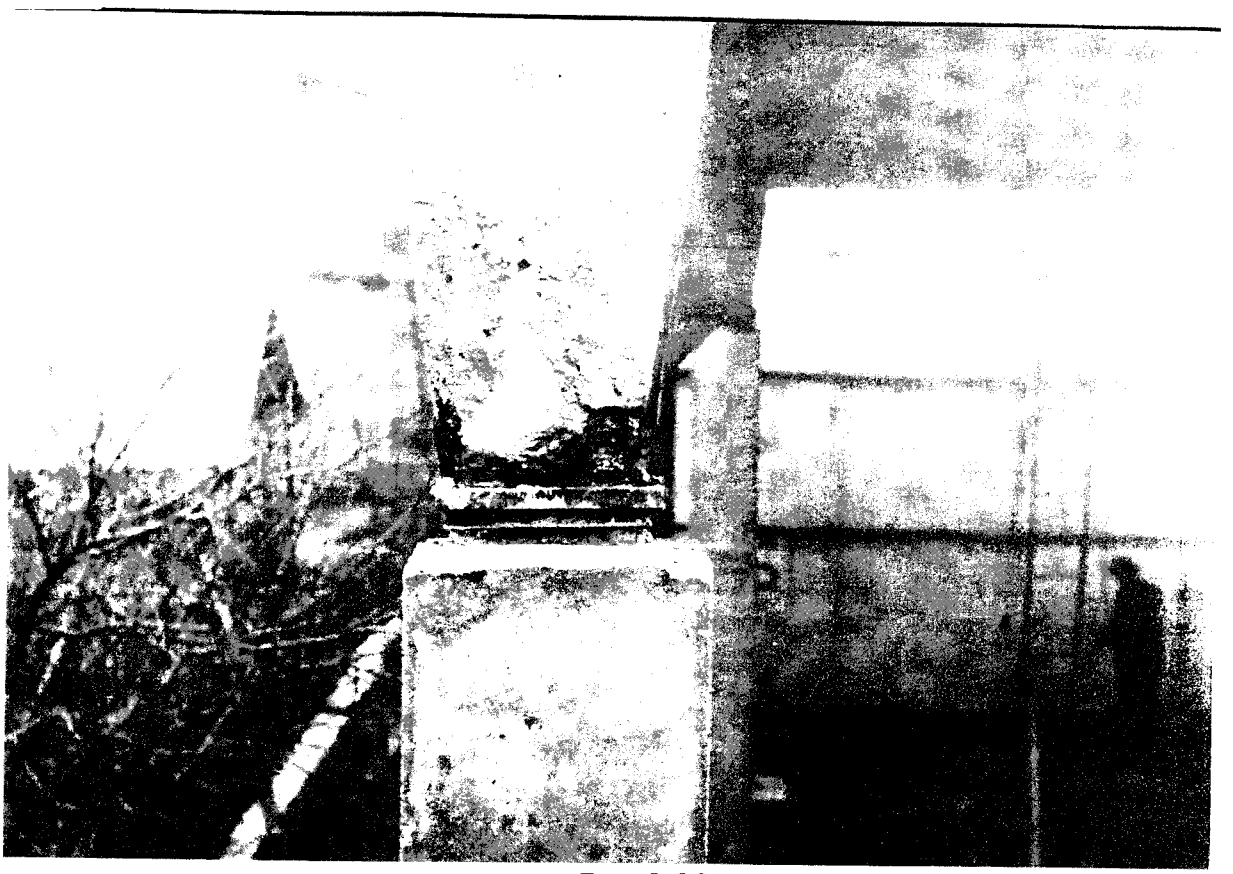


Рис.2.39

Выводы

Проведенные комплексные исследования работы новых узлов соединения колонн с конструкциями покрытия, включающие статические испытания на специальном стенде узлов, в виде металлических роликовых шарниров без и с оголовком колонны, динамические испытания трех опытных натурных фрагментов и одной крупномасштабной модели одноэтажного каркасного здания, с помощью вибрационной машиной В-3, позволили сделать следующие выводы:

1. Конструктивное решение узла было разработано на основе анализа результатов проведенных экспериментальных исследований работы, применяемых типовых узлов соединения стропильных конструкций с колоннами с выявлением их недостатков. В последующем установленные недостатки подтвердились поведением типовых узлов при землетрясении в г. Ленинакане, произошедшем в 1988 году.

2. Статические испытания опытных образцов узлов с оголовком колонны в натуральную величину с продольным обжатием и без него позволили оценить работоспособность узла в плоскости шарнирного соединения и несущую способность, деформативность в плоскости жесткого соединения. При этом уровень упругой работы узла превышал расчетный эксплуатационный уровень нагрузки в среднем 1,2 раза, а предельные опытные нагрузки с учетом нелинейной работы узла превышали в 2,5 раза расчетную несущую способность. Опытная прочность узла в плоскости жесткого соединения достоверно оценивается разработанной методикой расчета с обеспечением резерва несущей способности.

3. Статические испытания двух серий опытных образцов металлических роликовых шарниров, как соединительных элементов колонн с балками, показали превышение опытной несущей способности при ее исчерпании над расчетом в 1,6-1,8 раза. Опытом было установлено, что наиболее напряженным, следовательно, расчетным участком втулки является торцевое кольцо длиной по образующей в пределах 2-3 см. и примыкающий участок анкера-сердечника к торцу втулок. Разрушение происходило вследствие разрыва торцевого кольца втулки в двух местах по образующей, либо вследствие разрыва или среза анкера в месте примыкания к торцу втулки. Прочность образцов в эксплуатационной стадии работы достоверно оценивается расчетом.

4. Динамические испытания натурных фрагментов одноэтажных каркасных зданий показали надежность работы и приемлемую оценку расчетом несущей способности узлов при уровне воздействий, равных расчетным сейсмическим нагрузкам на фрагменты при интенсивности 9 баллов с некоторым превышением опыта над расчетом в 1,35 раза. Испытания проводились практически в области эксплуатационных нагрузок.

5. Таким образом, разработанный метод расчета узлов позволяет достоверно оценить и запроектировать несущую способность и тем самым обеспечить надежную работу узлов при действии сейсмических нагрузок расчетной интенсивности с некоторым резервом. Кроме того, применение

нового шарнирного узла в одноэтажных сейсмостойких каркасных зданиях обеспечивает соответствие расчетной схемы здания реальной конструктивной, принимаемой при проектировании, повышает диссипативные свойства каркаса здания при колебаниях с рассеиванием энергии в шарнирных соединениях и позволяет значительно снизить расход стали за счет возможности исключения металлических связей в покрытии.

6. Технология изготовления сборных железобетонных колонн и балок с новыми узлами, их монтаж были отработаны в достаточной мере, что не отличаются сложностью от технологии изготовления и монтажа традиционных сборных конструкций.

7. Разработаны «Рекомендации по расчету и проектированию сейсмостойких одноэтажных железобетонных каркасных зданий с односторонне-шарнирными узлами соединения колонн с конструкциями покрытия» с примером расчета для практического применения.

3. Железобетонные стропильные балки с подрезками на опорах одноэтажных каркасных зданий для сейсмических районов

Производственные здания большинства отраслей промышленности проектируются в основном каркасными, из них до 70% одноэтажными. Как следует из анализа ЦНИИпромзданий [8], в покрытии вместо ферм рационально применять стропильные балки пролетами до 24м, что позволяет повысить технико-экономические показатели покрытий.

В Пособии по проектированию каркасных промзданий для строительства в сейсмических районах (к СНиП II-7-81) [1] рекомендуется в одноэтажных каркасных зданиях с расчетной сейсмичностью 8 и 9 баллов, как правило, применять сборные железобетонные стропильные конструкции с пролетами соответственно до 18 и 12м. При таких пролетах рационально в качестве стропильных конструкций применение балок вместо ферм. Это позволит не только повысить устойчивость стропильных конструкций из плоскости при сейсмических воздействиях, но и уменьшить расход стали за счет снижения металлоемкости вертикальных связей с распорками, устанавливаемыми между стропильными конструкциями в покрытии по оси колонн. Вместе с тем, при применении нового шарнирного узла, разработанного автором [6,7], появляется возможность, наряду с повышением надежности узлов соединения колонн с конструкциями покрытия и в целом технических характеристик покрытия, исключить полностью устройство металлоемких вертикальных связей в покрытии, тем самым получить экономию стали до 3-5 кг на 1 квадратный метр покрытия. Эти показатели будут улучшаться в плане конструктивных решений и их эффективности при уменьшении высоты опорной части стропильных балок путем создания подрезки на опорах. Как показал анализ в работе [8] балки с подрезками на опорах не только экономичны, но и технологичны при монтаже.

С целью разработки стропильных балок с подрезками на опорах и смешанным продольным армированием для применения в одноэтажных

каркасных зданиях для сейсмических районов, автором были проведены, экспериментальные исследования. Были разработаны конструктивные решения и изготовлены три серии опытных образцов прототипов 12-метровых железобетонных балок по типовой серии I.462.I-I/81 (укороченные в длину) двутаврового сечения в натуральную величину с подрезками на опорах. При этом высота опорной части балки была принята 0,6м при общей высоте балки 1,2м. Следует отметить, что применяемые в настоящее время в сейсмических районах железобетонные стропильные балки имеют высоту опорной части не менее 0,9м при пролете балок 9м и выше с увеличением пролетов.

Известно, что по вопросам исследования сопротивления железобетонных конструкций воздействиям поперечных сил накоплен огромный экспериментальный материал, охватывающий практически все основные разновидности железобетонных элементов, отличающихся формой поперечного сечения, видами бетона, характером армирования и схемой загружения конструкций. Немалое количество проведено теоретических и экспериментально-теоретических исследований по изучению этого вопроса. Известны работы в этой области Гвоздева А.А., Байкова Л.В., Белоброва И.К., Боришанского М.С., Васильева А.П., Дмитриева С.А., Залесова А.С., Зайцева Л.Н. и др. Из зарубежных работ известны исследования П.Артура, А.Бауэра, Ф.Леонгардта, М.Соузена, Д.Хансона и др.

В проведенных исследованиях в большинстве случаев рассматривались формы образования и раскрытия трещин, характер разрушения, влияние вида и характера продольного и поперечного армирования, вида бетона и соотношения между изгибающим моментом и поперечной силой на прочность и трещиностойкость по наклонным сечениям железобетонных элементов. По результатам проведенных многочисленных исследований работы железобетонных элементов при действии поперечных сил было выдвинуто большое количество различных предложений по расчету, которые отличаются не только отдельными положениями и количественными соотношениями, но и принципиальным подходом. Все предлагаемые и используемые методы расчета можно разделить на три основные группы.

К первой группе можно отнести методы, в которых применяются условные схемы и аналоги. Например, методы, основанные на оценке главных и касательных напряжений в железобетонном элементе; методы, основанные на использовании ферменной или арочной аналогии, распорной системы, схемы составного стержня, комбинированные методы и т.д.

Ко второй группе можно отнести методы, основанные на статистическом подходе, хотя это направление в настоящее время получило достаточное развитие, но оно требует проведения большого объема экспериментов для всех модификаций железобетонных элементов и в конечном итоге не приводит к разработке универсального метода расчета.

И к третьей группе относятся методы расчета, основанные на равновесии предельных усилий в наклонном сечении, предложенные А.А.Гвоздевым и М.С.Боришанским. Такой подход дал возможность перейти от условных схем и

напряжений к фактическим усилиям в наклонном сечении и явился крупным шагом в развитии теории и практики расчета железобетонных элементов по наклонным сечениям. Это направление стало перспективным и продолжало развиваться А.С.Залесовым и др.

Вместе с тем, относительно меньшее количество экспериментальных исследований было посвящено изучению работы коротких железобетонных элементов (консоли, короткие балки). Этот вопрос исследовался, например, в работах [9-14]. Рассмотрим работу коротких консолей и балок по имеющимся данным. При нагружении в коротких консолях колонн, как правило, первой образуется трещина в сечении примыкания консоли к колонне при нагрузке 0,3-0,5 от разрушающей. Такая трещина по характеру относится к нормальной. Второй образовывается наклонная трещина, начинающаяся от верхней грани консоли между опорной площадкой и стволом колонны. Такая трещина проходит вдоль направления, соединяющего середину опорной площадки с вершиной нижнего примыкания консоли к колонне, и проявляется при нагрузке 0,6-0,7 от разрушающей. Характер раскрытия трещины и ее наклон, длина определяется в большей мере насыщением продольной арматурой. Разрушение консоли обычно происходит при развитии и раскрытии второй трещины в результате раздробления бетона в нижней части наклонной полосы между трещиной и наружной гранью консоли. На общий характер образования и развития трещин в консолях и их разрушения практически не влияет изменение относительного расстояния от груза до опорного сечения «a/h_0». При больших значениях «a/h_0» развивается интенсивнее первая нормальная трещина, и разрушение может произойти по нормальному сечению по грани колонны.

Характер образования и развития трещин, разрушение коротких балок аналогичен консолям. В коротких балках влияние соотношения «a/h_0» проявляется несколько по-иному. При малых значениях «a/h_0» в коротких балках не образуются нормальные трещины, а при больших значениях они образуются, но не получают развитие. Кроме того, существенное влияние на несущую способность коротких элементов оказывают размеры опорной площадки грузов. Прочность бетона на несущую способность коротких балок влияет примерно пропорционально изменению прочности бетона на сжатие. В коротких элементах работа хомутов и отгибов также имеет свои отличительные черты. При малых значениях «a/h_0» на работу коротких элементов наибольшее влияние оказывают горизонтальные хомуты, а при средних – наклонные, т.е. в целом повышается несущая способность элементов при их наличии. Влияние продольной арматуры в коротких элементах практически проявляется таким же образом, как и в общем случае.

Следует отметить, что напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента в зоне действия поперечных сил исследовалось А.С. Залесовым [15,16] на балках с оптически чувствительными покрытиями. Такой метод позволил получить реальную картину работы бетона по наклонному сечению. Результаты этих исследований были использованы при построении

современной теории расчета железобетонных элементов по наклонным сечениям.

Таким образом, для разработки конструктивного решения балок пролетом 12м с подрезками на опорах и разработки рекомендаций по расчету и проектированию потребовалось провести специальные экспериментальные исследования для их обоснования опытными данными, поскольку такое конструктивное решение опорной части стропильных балок с резко меняющейся высотой имеет свои особенности и оставалось не исследованной.

Для проведения экспериментальных исследований были изготовлены три серии опытных образцов. Первые две серии образцов со смешанным армированием, т.е. с присутствием преднапряженной продольной арматуры отличались между собой по несущей способности. Третья серия была изготовлена с обычным армированием. Опалубочные размеры опытных образцов приведены на рис.3.1, армирование на рис.3.2. Армирование осуществлялось сварными каркасами и в дополнение к каркасу в нижнем сечении применены одиночные стержни продольной арматуры Ø 18 Ат-V с преднапряжением и в среднем сечении обычной арматуры Ø 18 А-III, т.е. смешанное. В двух сериях балок со смешанным армированием опорные участки по поперечному армированию подразделялись на два типа.

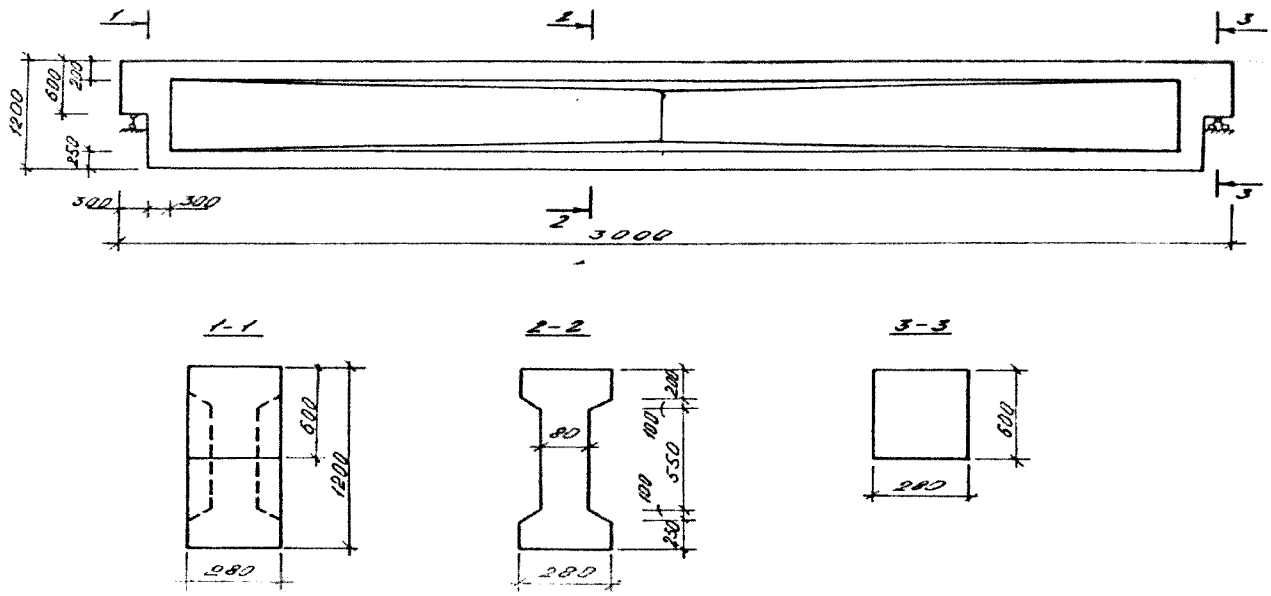


Рис.3.1 - Опалубочные размеры опытных образцов

Опорная часть с подрезками первого типа балок армировался Г-образной пластиной из Ст-3 толщиной 8мм, а второй тип – поперечными и наклонными арматурными стержнями из стали класса А-III, соответственно диаметрами 10 и 14 мм, а в третьей серии - диаметрами 12 и 14 мм. Первые две серии были изготовлены из бетона класса В20 и третьей серии – В30. Испытания проводились на специальном разработанном стенде и в каждой балке одновременно подвергались испытанию оба опорных участка, общий вид испытаний приведен на рис.3.3. Сосредоточенная нагрузка, создаваемая

гидродомкратом, величина которой контролировалась манометром, прикладывалась в середине пролета опытных образцов. В процессе испытаний замерялись деформации бетона и арматуры в опорных участках, ширина трещин и прогибы балок.

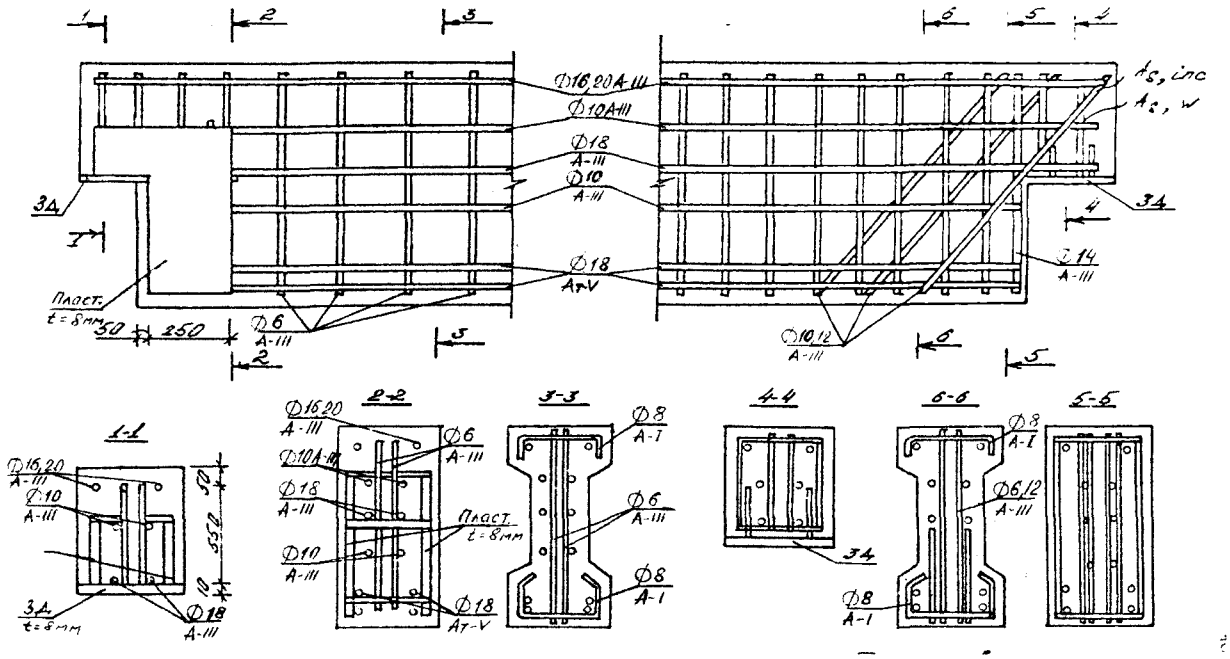


Рис.3.2 - Армирование опытных образцов

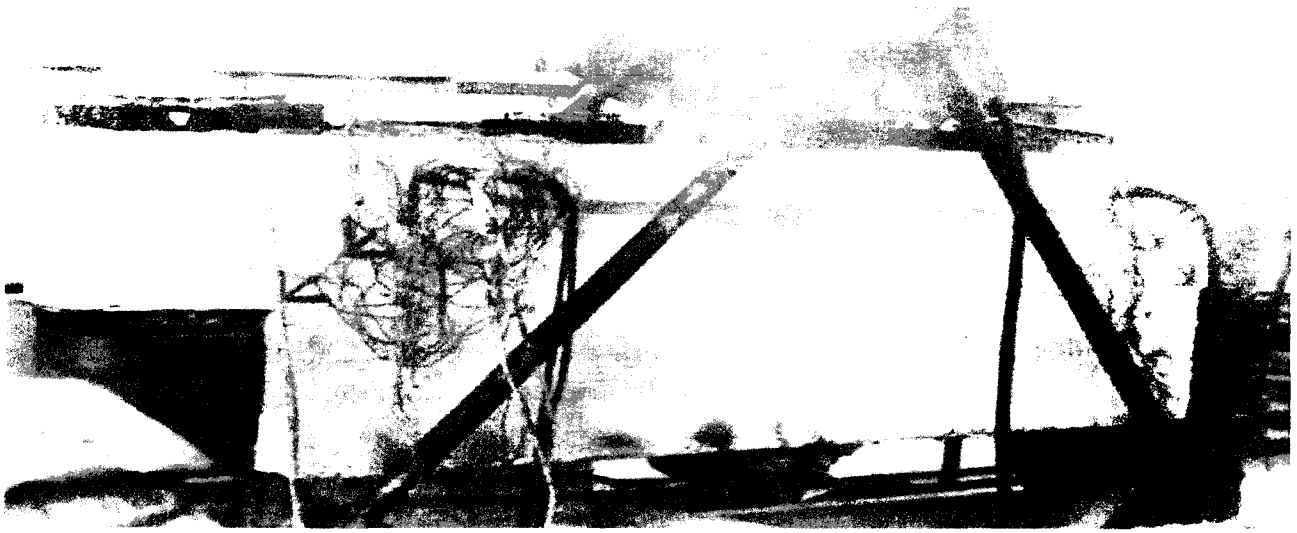


Рис.3.3 - Общий вид испытания балок с подрезками на опорах

Разрушение опорных участков всех испытанных балок происходило по наклонным сечениям. В балках первого типа из-за отрыва соединительных стержней от Г- образных пластин и преждевременного выключения их из работы расчетного сечения не удалось оценить их влияние на несущую способность в стадии близкой к разрушению. В балках второго типа исчерпание несущей способности происходило по растянутой зоне.

В табл.3.1 приведены опытные и расчетные значения разрушающих нагрузок и их сопоставление.

Табл.3.1

№ п/п	Серии балок	Марка балок	$P^{оп}$ кН	$P^{СНиП}$ кН	$P_р^{оп.м.}$ кН	$P_р^{деф.ар.}$ кН	$P^{оп}/P^{СНиП}$	$P^{оп}/P_р^{оп.м.}$	$P^{оп}/P_р^{деф.ар.}$
1	I	Б-12-1-1	600	431,6	751,6	-	1,39	0,8	-
2		Б-12-1-2	1650	912	1497	1347	1,81	1,10	1,23
3	II	Б-12-2-1	900	717,4	1241,2	-	1,26	0,73	-
4		Б-12-2-2	1760	1025	1754	1545	1,72	1,0	1,14
5	III	Б-12-3-2	1300	906	1430,6	1430,6	1,44	0,91	0,91

Опытная несущая способность балок ($P^{оп}$) сравнивалась с расчетными, определенными по методике СНиП 2.03.01-84 [17]:

- по расчетным характеристикам арматуры и бетона ($P^{СНиП}$);
- по действительным опытным характеристикам материалов ($P_р^{оп.м.}$);
- по замеренным при испытаниях деформациям поперечной арматуры ($P_р^{деф.ар.}$) на опорах балок с подрезками.

Как видно из табл.1, в первой и второй сериях балок первого типа, армированных Г-образными пластинами, опытная разрушающая нагрузка превысила:

- расчетную нагрузку в балке Б-12-1-1 в 1,39 раза, в Б-12-2-1 в 1,26 раза;
- в сравнении с расчетными нагрузками, определенными по опытным характеристикам материалов, оказалась ниже и составила 0,8 в Б-12-1-1 и 0,73 в Б-12-2-1.

Значения предельных нагрузок по деформациям арматуры для этих балок не определялись, поскольку датчики были наклеены только на Г-образные пластины. Как отмечалось выше, Г-образные пластины не участвовали в работе расчетных сечений по поперечной силе опорных участков балок в стадии близкой к разрушению. Этот фактор сказался на несущей способности опорных сечений с подрезками по наклонному сечению.

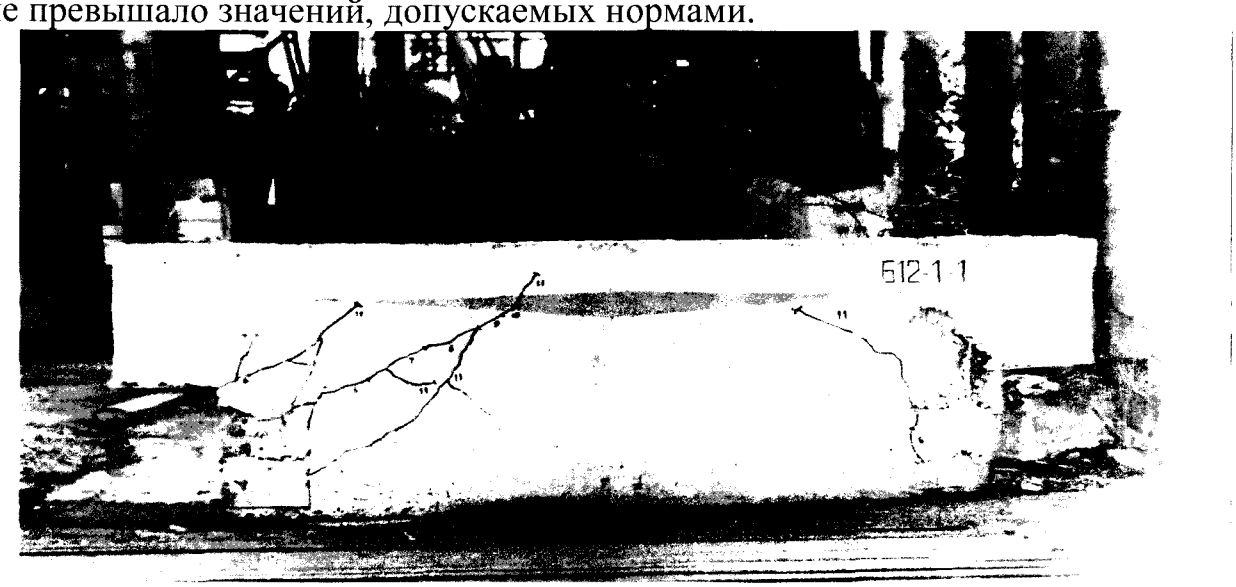
В балках второго типа первых двух серий, армированных поперечными и наклонными стержнями арматуры, опытная разрушающая нагрузка по поперечной силе превышала расчетную, определенную по расчетным характеристикам материалов, в Б-12-1-2 в 1,81 раза, в Б-12-2-2 в 1,72 раза. Такое соотношение в сравнении с расчетной, определенной по опытным характеристикам материалов составило соответственно 1,1 и 1,0, а по деформациям арматуры соответственно 1,23 и 1,14. Природу таких превышений можно объяснить влиянием сил зацепления по берегам трещин, нагельный эффект горизонтальной арматуры, неучтенных расчетом. Эти вопросы были исследованы и на основе их разработаны методы расчета в работе [16]. Опытная разрушающая нагрузка в балке третьей серии Б-12-3-2 с обычным продольным армированием превышала в 1,44 раза расчетную, определенную по расчетным характеристикам материалов, а по опытным

характеристикам материалов составило 0,91 и по деформациям арматуры также 0,91.

Из анализа опытных данных видно, что в целом работа опорных участков балок с подрезками по наклонным сечениям по физике приближается к работе коротких элементов. В исследованиях [12] приведен анализ несущей способности коротких элементов, где в среднем отношение опытных разрушающих нагрузок в коротких элементах без поперечного армирования к расчетным значениям, определенным по СНиП II-21-75 составляет 1,35, с поперечным армированием -1,5, и по всем группам опытных образцов – 1,45. Полученные опытные данные в проведенных исследованиях хорошо согласуются с результатами работы [16] при рассмотрении опорных участков балок с подрезками как короткие элементы. При этом опытная прочность по наклонным сечениям балок с горизонтальной преднапряженной продольной рабочей арматурой была выше, чем балок с обычным армированием в среднем в 1,3 раза, следовательно, предварительное напряжение продольной арматуры повышает прочность по наклонным сечениям опорных участков. Основные результаты приведены в работе [18].

Таким образом, результаты проведенных испытаний показали, что прочность опорных участков стропильных балок с подрезками по наклонным сечениям может надежно оцениваться расчетом по методике СНиП 2.03.01-84 с определенным резервом. Опыты также позволили получить реальную картину образования и раскрытия наклонных трещин, данные по деформациям поперечных, наклонных и горизонтальных продольных рабочих стержней арматуры на опорах с подрезками. Картина образования и развития трещин в балках первого типа Б-12-1-1 и второго типа Б12-1-2 приведена на рис.3.4(а,б).

Первые волосяные наклонные трещины образовывались по углу подрезки при нагрузках, составляющих 0,4-0,5 от расчетных, определенных по расчетным характеристикам материалов. Ширина раскрытия трещин при уровнях нагрузок, соответствующих расчетным по СНиП в балках I и II серий не превышало значений, допускаемых нормами.



а)



б)

а) Г-образными пластинами, б) поперечными и наклонными стержнями арматуры.

Рис.3.4 - Картина образования и развития наклонных трещин в балке с предварительно напряженной продольной арматурой и с подрезками на опорах

В балке третьей серии, где расстояние между поперечными стержнями превышало значения, допускаемых нормами, ширина раскрытия трещин несколько превысила нормативные значения. Отсюда следует, что конструктивные требования СНиП по допускаемым расстояниям между поперечными стержнями необходимо соблюдать, поскольку этот фактор влияет не только на прочность по наклонным сечениям, но и на ширину раскрытия трещин.

На рис.3.5 приведена схема образования трещин на опорах с подрезками в балке третьей серии с обычным продольным армированием.

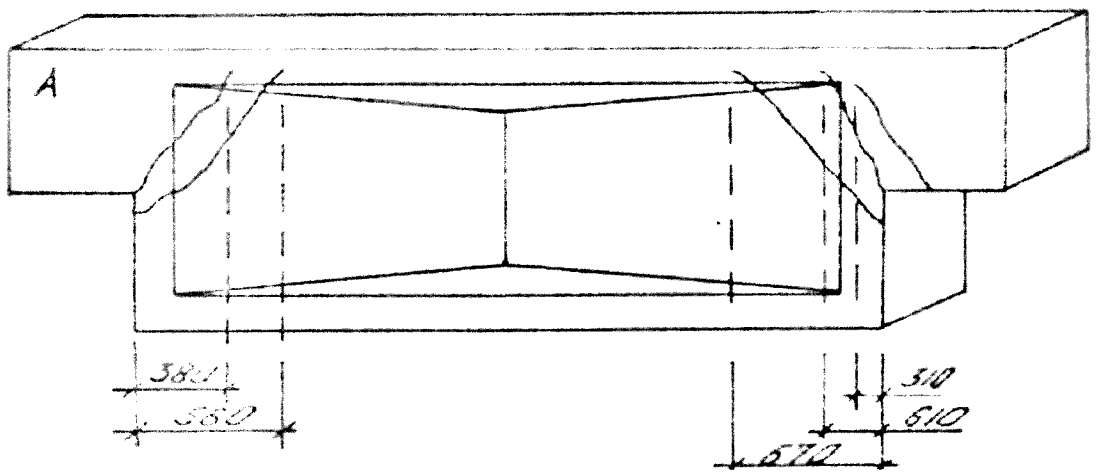
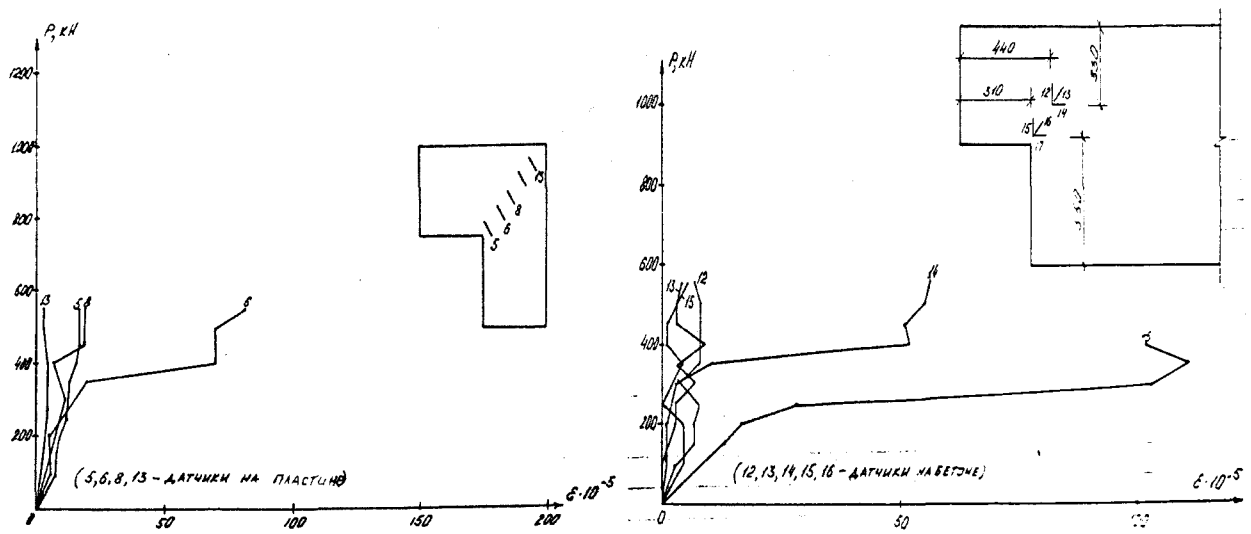


Рис.3.5 - Схема образования и развития наклонных трещин в балке Б-12-3-2 с обычной продольной арматурой, поперечными и наклонными стержнями арматуры на опорах

С увеличением нагрузки образовывались и развивались другие наклонные трещины, но первые трещины раскрывались в большей мере вплоть до разрушения опытных образцов. Ширина раскрытия трещин при уровнях нагрузок, соответствующих расчетным по СНиП 2.03.01-84 [17], не превышала допускаемых нормативных величин при соблюдении нормативных требований.

При этом длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента «C_0», в отличие от положений норм, по данным опытов получилась в балках с преднапряженной продольной арматурой изменяющимся в пределах 0,55-1,0h_0, а в балке с обычной продольной арматурой - в пределах 0,66-1,42h_0. Таким образом, анализ опытных данных показывает, что проекция длины опасной наклонной трещины «C_0» на продольную ось не превышает **1,5h_0**. Также было установлено, что наиболее эффективно работают наклонные стержни. При разрушении опытных образцов рабочей арматурой в наклонных сечениях по трещинам достигались и превышались пределы текучести. Бетон в расчетных сечениях по наклонной полосе также реализовывал прочностные свойства.

Как отмечалось выше, Г-образные пластины, вследствие нарушения соединения пластин между собой в нижней зоне выключались с работы опорного сечения с подрезками. В пределах совместной работы пластин с армированием и бетоном опорного участка в расчетных сечениях деформации пластин достигли $\varepsilon_{пл}=80x10^{-5}$ (рис.3.6а), по напряжениям это составляет 168 МПа. Деформации бетона по наклонному сечению (сжатие, датчик 16) превысили $\varepsilon_б=100x10^{-5}$, рис.6б.



а) б)

а) металлических пластин, б) бетона по наклонному расчетному сечению в балке первой серии Б-12-1-1

Рис.3.6 – Деформации

Деформации бетона верхней сжатой зоны сечения по длине балки были небольшими, их характер развития приведен на рис.3.7. Это свидетельствует о том, что на работу опытного образца воздействие поперечной силы было основным, а не изгибающего момента.

На рис.3.8а,б приведены деформации арматуры поперечной и наклонной по наклонному сечению в Б-12-1-2. Из которых видно, что в местах прохождения трещин деформации арматуры достигали предела текучести.

Деформации бетона сжатой полосы по наклонному сечению достигали значений более 0,1%.

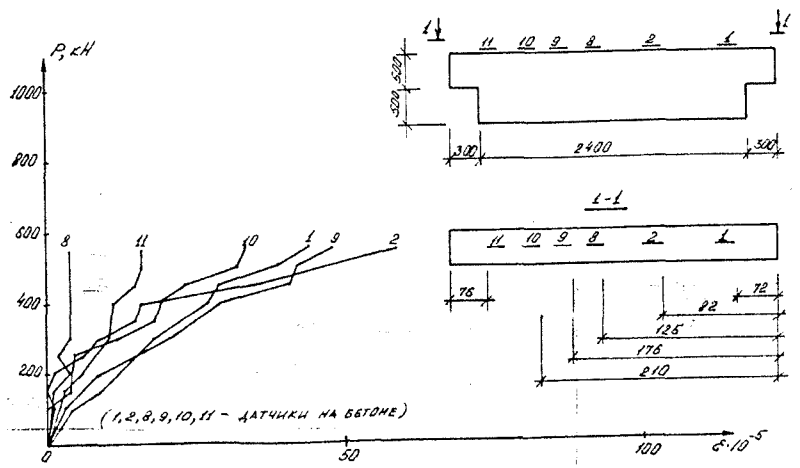
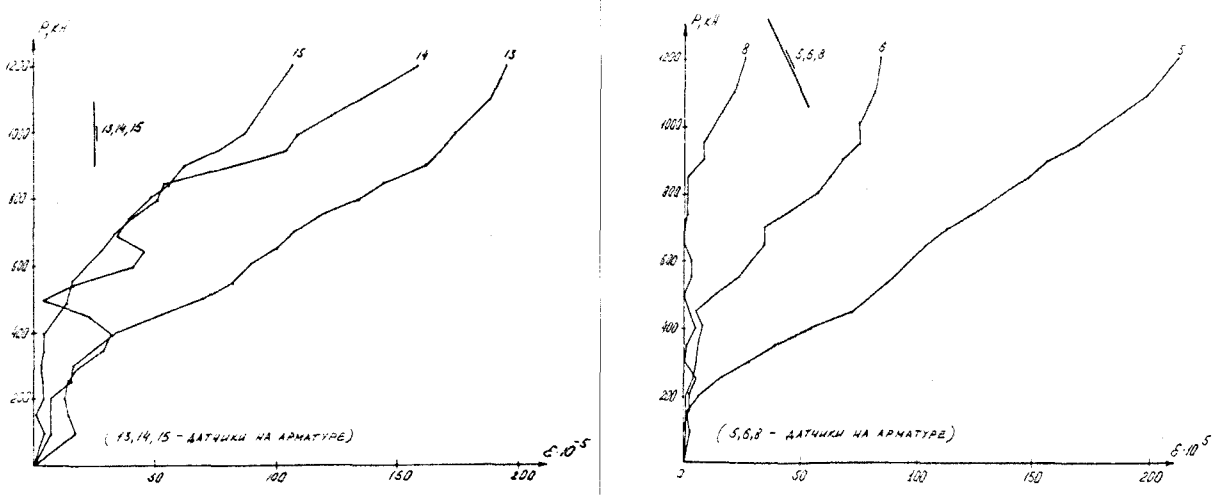


Рис.3.7 - Деформации бетона сжатой зоны сечения по длине балки Б-12-1-1



а) б)

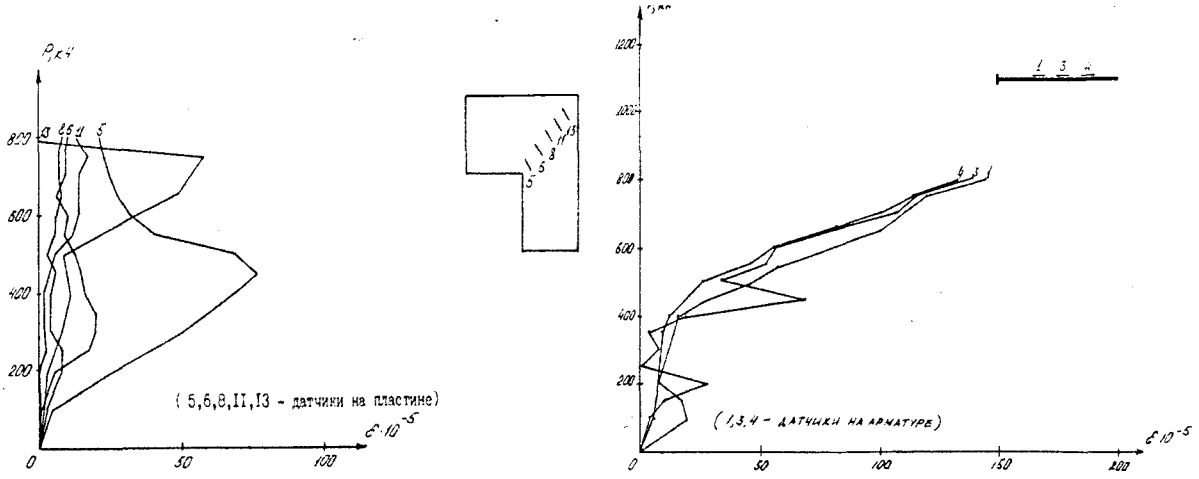
а) в вертикальной, б) в наклонной

Рис.3.8 - Деформации арматуры в балке Б-12-1-2 по расчетному наклонному сечению

На рис.3.9а,б приведены деформации металлических пластин и горизонтальной арматуры на опорах в зоне подрезки балки Б-12-2-1. В этой балке как и в балке Б-12-1-1 были применены Г-образные пластины, но они отличались между собой только несущей способностью, т.е они были запроектированы под разные нагрузки. В данном случае пластина также выключилась с работы сечения преждевременно.

Сначала деформации пластин по расчетному сечению возрастали в пределах совместной работы пластин с арматурой и бетоном опорных сечений, а затем происходило падение деформаций, после выключения пластин из совместной работы по сечению на действие поперечной силы. Горизонтальная

арматура, как видно из рис.9б, в области подрезки хорошо подключалась к восприятию растягивающих напряжений.

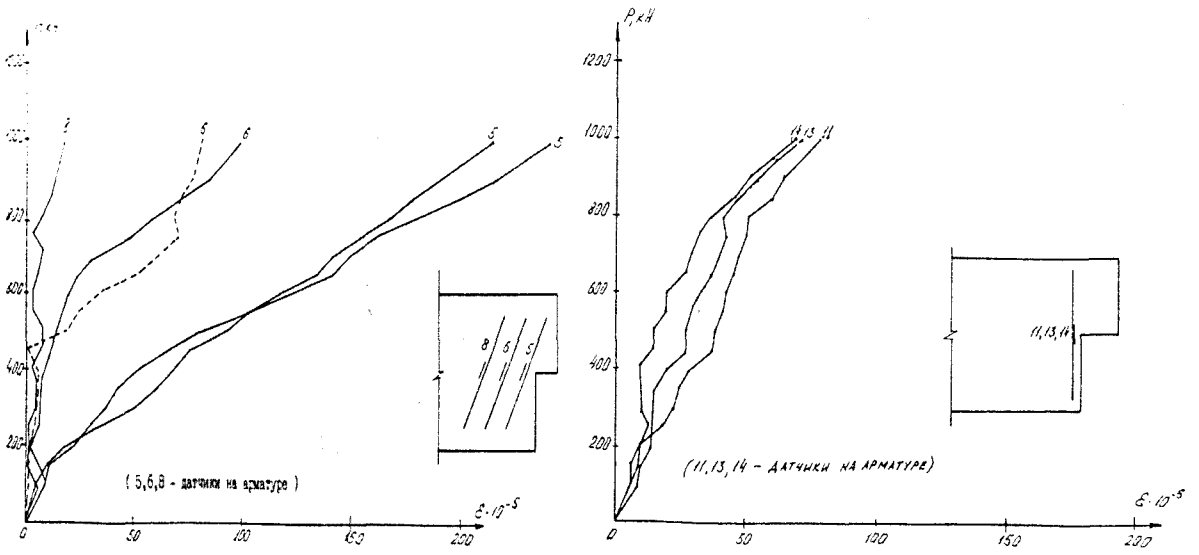


а) б)

а) пластин, б) горизонтальной арматуры в балке Б-12-2-1

Рис.3.9 - Деформации

На рис.3.10а,б приведено развитие деформаций арматуры наклонной и дополнительной вертикальной в балке Б-12-2-2.



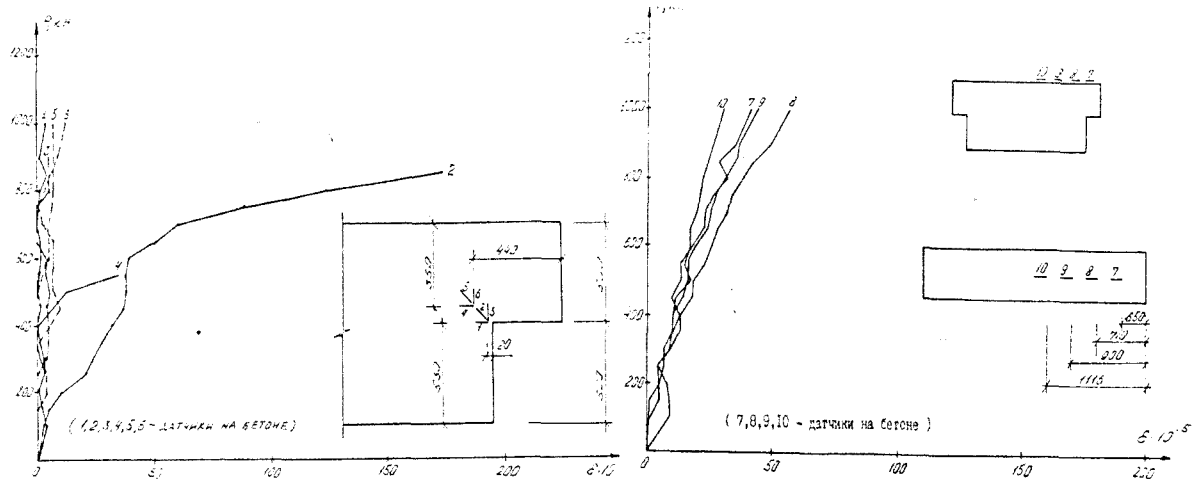
а) б)

а) наклонной, б) дополнительной вертикальной, в балке Б-12-2-2

Рис.3.10 - Деформации арматуры

Как видно из рисунков наклонная арматура работала эффективнее, чем вертикальная арматура по наклонному сечению. При этом наклонная арматура расположенная ближе к краю подрезки (датчик №5) из трех стержней воспринимала большее растягивающее усилие по наклонному сечению. Эта арматура работала в зоне текучести. На рис.3.11а,б приведены деформации бетона по полосе сжатия в зоне подрезки и по верхней сжатой фибровой зоне

бетона по длине балки. Деформации бетона по направлению траектории образования трещин достигали значений 0,2%. Картина развития деформаций бетона в сжатой зоне сечения по верху длины балки аналогична развитию как в балке Б-12-1-1.

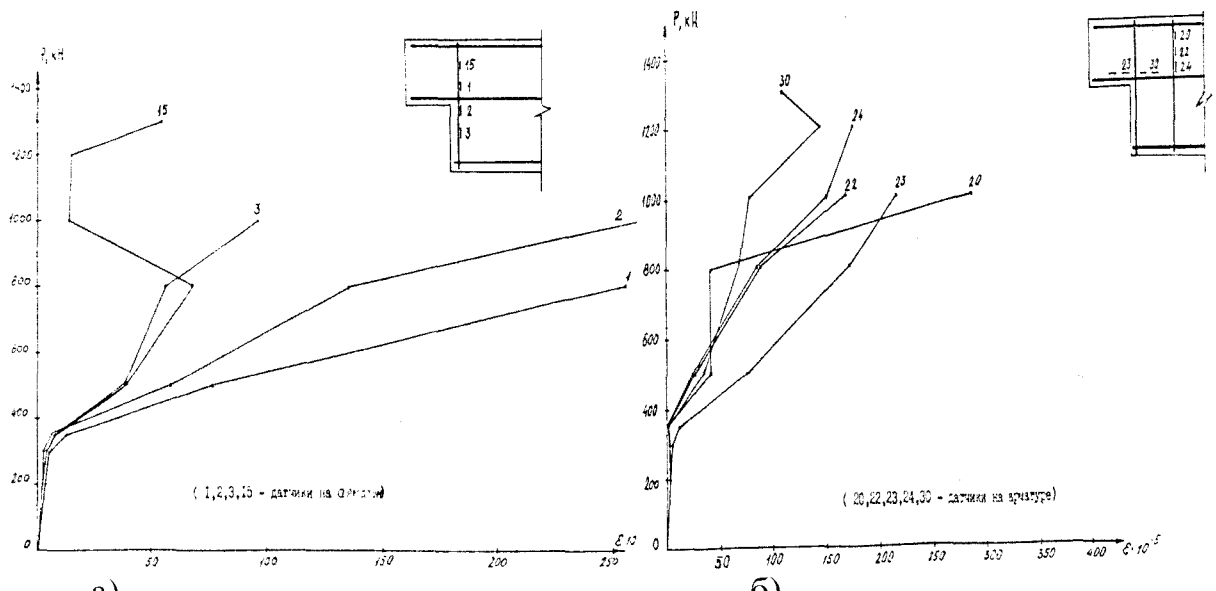


а) б)

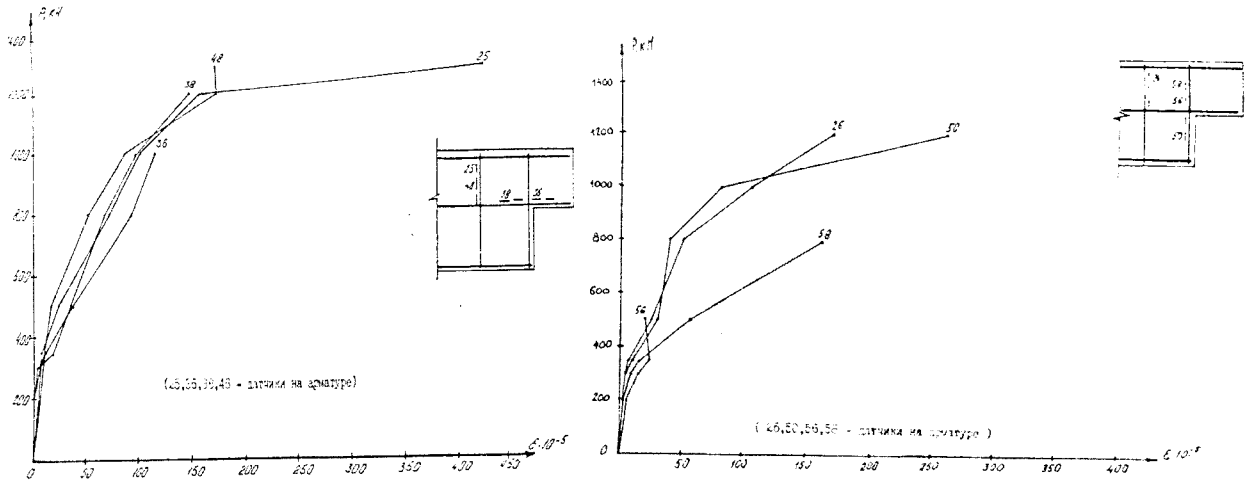
а) по полосе сжатия в зоне подрезки, б) фибровой сжатой зоны по длине балки Б-12-2-2

Рис.3.11 - Деформации сжатия бетона

Рассмотрим работу балки Б-12-3-2, по которой представлена более полная картина деформирования поперечной, наклонной и горизонтальной арматуры по расчетному сечению подрезки. На рис.3.12 приведены деформации поперечной и горизонтальной арматуры в расчетных сечениях подрезок левой и правой опор балки Б-12-3-2.



а) б)

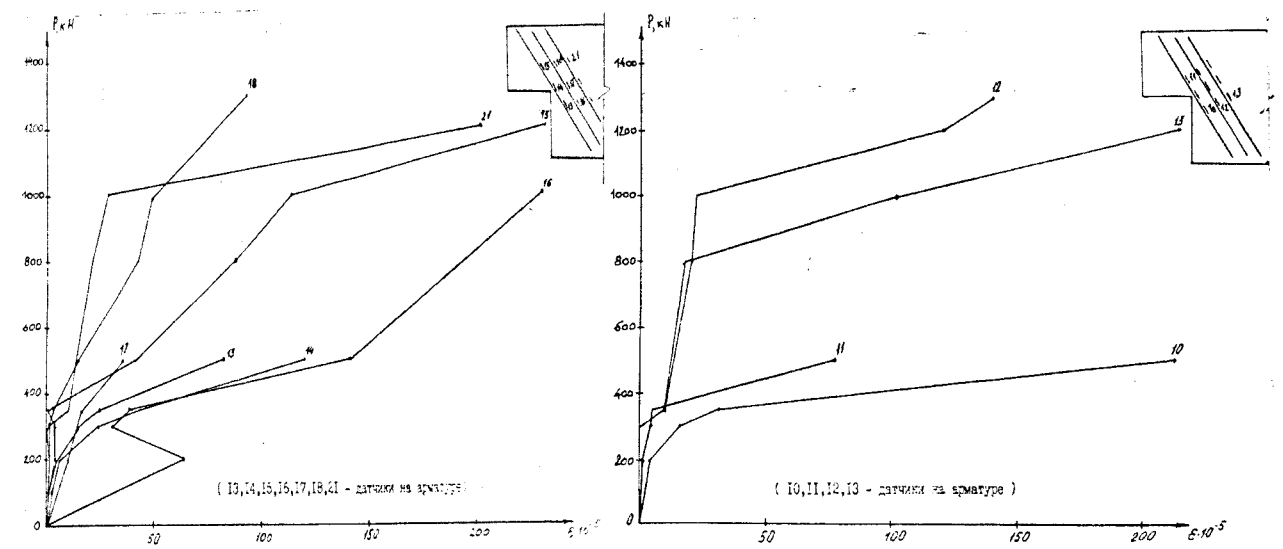


в) г)

Рис.3.12 – Деформации поперечной и горизонтальной арматуры в расчетных сечениях подрезок левой и правой опор балки Б-12-3-2

Из этих рисунков видно, что в местах пересечения арматуры трещинами деформации арматуры достигали или значительно превышали в отдельных местах, в стадии близкой к разрушению, предел текучести арматурной стали. На этих рисунках места расположения электротензодатчиков показаны схематично.

На рис.3.13а,б приведена картина развития деформаций наклонной арматуры в расчетных сечениях подрезок левой и правой опор балки Б-12-3-2. Из этих диаграмм деформирования наклонной арматуры видно, что предел текучести достигался арматурой не только близко расположенной к краю подрезки, но и последующими двумя стержнями, отстоящими от края подрезки на определенном расстоянии, в нашем случае на расстоянии 100 и 200мм.



а) б)

Рис.3.13 - Деформации наклонной арматуры в расчетных сечениях подрезок левой и правой опор балки Б-12-3-2

Проведенными экспериментальными исследованиями, ставилась задача разработать конкретную конструкцию стропильной балки с подрезками на опорах для применения в одноэтажных каркасных зданиях для сейсмических районов. При этом прочность по наклонному сечению оценивалась по методике СНиП 2.03.01.84 по трем характеристикам материалов, а именно по расчетным, опытным характеристикам арматуры и бетона, а также по достигнутым напряжениям (деформациям) арматуры в наклонном сечении. Опытным путем устанавливалась длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось **«с»**.

По результатам проведенных исследований приходим к выводу, что расчет опорной части балок с подрезками по наклонному сечению на действие поперечной силы с учетом параметра **«с»**, определенного по опыту, рекомендуется производить по действующим нормам из условия

$$\mathbf{Q \le Q_b + Q_{sw}}, \qquad (3.1)$$

где Q – поперечная сила в наклонном сечении с проекцией «с» на продольную ось балки, определяемая от внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Поперечная сила Q_b определяется по формуле

$$\mathbf{Q_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h^2_0 / c} \qquad (3.2)$$

при коэффициенте φ_{b2} – принимаемым равным 1,5.

Поперечная сила Q_{sw} определяется по формуле

$$\mathbf{Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c}, \qquad (3.3)$$

где φ_{sw} коэффициент, принимаемый равным 0,75;

q_{sw} – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

$$\mathbf{q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s_w} \qquad (3.4)$$

На основе анализа проведенных исследований длину опасной проекции наклонной трещины на продольную ось, рекомендуется принимать не более $\mathbf{1{,}5h_0}$, и не менее $\mathbf{h_0}$, если $\boldsymbol{c} <$ или $= \mathbf{h_0}$.

Расчет опорной части балок с подрезками по наклонному сечению на действие моментов следует производить по нормам из условия

$$\mathbf{M \le M_s + M_{sw}}, \qquad (3.5)$$

где M – момент в наклонном сечении длиной проекции «**с**» на продольную ось балки, определяемый от всех внешних сил;

M_s – момент, воспринимаемый продольной арматурой;

M_s – момент, воспринимаемый поперечной арматурой.

На основе результатов исследований с расчетной проработкой по методике СНиП принято армирование опорной части стропильной балки и разработаны чертежи для практического применения.

Выводы

1. Проведенные испытания опытных образцов стропильных балок с подрезками на опорах позволили получить картину деформирования

поперечных вертикальных, наклонных и горизонтальных стержней арматуры по наклонному сечению, а также работу бетона в характерных участках.

2. Поперечная и продольная арматура по наклонным сечениям опорных участков с подрезками реализовывали прочностные свойства в стадии близкой к разрушению. При этом наиболее эффективно работает наклонная арматура на опорах в подрезке.

3. Расчет, выполненный по действительным характеристикам арматуры и бетона, оценивает опыт с превышением опыта над расчетом до 10%, а определенный по деформациям арматуры превышает до 20%.

4. Расчет железобетонных стропильных балок со смешанным продольным армированием, с подрезками на опорах, по наклонным сечениям для обеспечения прочности необходимо производить:

- на действие поперечной силы по наклонному сечению;
- на действие изгибающего момента по наклонному сечению.

5. Рекомендуется опасную длину проекции наклонной трещины на продольную ось *«с»*, принимать не более **1,5 h_0**, и не менее **h_0**, если **$c <$** или **$= h_0$**.

4. Железобетонные двухветвевые колонны одноэтажных каркасных зданий для сейсмических районов

В Казахском ПромстройНИИпроекте в 1986-1987 годах были проведены экспериментальные исследования работы ├ - образных узлов сопряжения перемычек с ветвями двухветвевых железобетонных колонн при высоких уровнях знакопеременного малоциклового нагружения типа сейсмических (отчет о НИР УДК 691.328-422, № гос.регистрации 01860026940). Рассматривались узлы двухветвевых железобетонных колонн высотой 15,6, 16,8 и 18,0 метров по серии 1.424.1-9.

Типовая серия 1.424.1-9 двухветвевых железобетонных колонн одноэтажных промзданий, разработанная, взамен отмененной типовой серии КЭ-01-52 в 1984г., институтами ЦНИИпромзданий (г. Москва) и Харьковским ПромстройНИИпроектом для применения в районах с сейсмичностью 7-8 баллов нуждалась в проведении экспериментальных исследований для принятия апробированных конструктивных решений. Колонны предназначались для применения в одноэтажных каркасных производственных зданиях:

- оборудованных опорными электрическими мостовыми кранами легкого, среднего и тяжелого режимов работы, грузоподъемностью от 20 до 50 тонн, а также в зданиях без мостовых кранов;
- отапливаемых и не отапливаемых (при расчетной зимней температуре не ниже -40 C^0);
- расположенных в I-IV географических районах по скоростному напору ветра и по весу снегового покрова;
- в неагрессивной, слабо и среднеагрессивной средах;
- на площадках строительства до 9 баллов.

В данной серии шаг колонн по крайним рядам каркаса здания принят равным 6 и 12 м, по средним рядам -12 м, а высота колонн - от 15,6 до 18 м.

При шаге 6м для крайних рядов колонн сечение ветвей колонн принято равным 200х500 мм, при шаге 12м - 250х500 мм и для колонн средних рядов при шаге 12м - 300х500мм. Длина перемычек по граням ветвей колонн принят соответственно равным 1400, 1400 и 1900 мм при одинаковых размерах сечений - 400х500мм, а шаг перемычек по высоте колонн - 2 м.

Были изготовлены и испытаны три серии узлов, отличающихся типоразмерами ветви и армированием перемычек. В каждую серию входило по три опытных образцов узлов. Армирование перемычек узлов осуществлялось вязаными каркасами. Основные характеристики узлов, в том числе размеры, продольное армирование ветвей и перемычек, приведены в таб.4.1 и 4.2. В качестве поперечной арматуры ветвей колонн использовалась сталь класса Вр-I диаметром 5мм, перемычек – сталь класса А-I диаметром 8мм. Центральная часть узлов в вертикальной и горизонтальной плоскости была усилена арматурой класса А-I диаметром 8мм, в виде косвенного армирования. Анкеровка продольной арматуры перемычек была усилена шайбами, приваренными к торцам стержней, выходящих на наружную грань их торцов.

Для проведения экспериментальных исследований работы узлов двухветвевых колонн одноэтажных каркасных зданий при действии сейсмической нагрузки на каркас расчетной интенсивностью 7-8 баллов были определены расчетные нагрузки N и P, действующие на узлы, на основе анализа результатов расчетной проработки, возникающих усилий в двухветвевых колоннах.

Табл.4.1

Марка образца	Размеры сечения				Прочность бетона, R, МПа
	ветви		Перемычки		
	h, см	b, см	h, см	b, см	
УI-I,2,3	20	50	40	50	38,7
У2-1,2,3	25	50	40	50	
У3-1,2,3	30	50	40	50	

Табл.4.2

Марка образца	Продольное армирование				Rs, МПа	Ев, МПа
	ветви		перемычки			
	Кол-во, Ø, класс	As, $см^2$	Кол-во, Ø, класс	As, $см^2$		
УI-I,2,3	4Ø20AIII	12,56	10Ø16AIII	20,11	422	31 190
У2-1,2,3			14Ø20AIII	43,98	430	
У3-1,2,3			10Ø25AIII	49,09	424	

В табл.4.3 приведены значения нормальных сжимающих сил, действующие на ветви колонн N, на перемычки колонн P и изгибающие моменты M.

Табл.4.3

Вид нагрузок	Ед. изм.	Серии узлов		
		У1	У2	У3
Нормальная сила N на ветвь колонн	кН	635	1200	730
$P_{расч.}$ на перемычку колонны от статической нагрузки	кН	123	221,5	210
$P_{расч.}$ на перемычку колонны от сейсмической нагрузки	кН	147,6	265,8	252
Расстояние от силы Р до края вута	м	0,86	0,835	1,11
Момент $M_{расч.}$ от нагрузки Р по краю вута - статика	кНм	105,8	184,95	233,1
Момент $M_{расч.}$ от нагрузки Р по краю вута -сейсмика	кНм	126,94	221,94	279,72

Методикой исследований предусматривалась кратковременные статические испытания узлов на действие однократной односторонней до разрушения и знакопеременных малоцикловых нагружений среднего и высокого уровней типа сейсмических на специальном стенде. Из каждой серии по 1 образцу испытывались в качестве эталонной и по 2 образца малоцикловой нагрузкой. Ветви узлов колонн загружались расчетной продольной силой, после чего к перемычкам прикладывалась односторонняя или знакопеременная малоцикловая нагрузка.

На рис.4.1 приведен общий вид испытаний на специальном стенде, позволяющем имитировать работу узловых соединений перемычек с ветвями двухветвевых колонн при действии нагрузок типа сейсмических. В процессе испытаний замерялись прогибы и ширина раскрытия трещин, деформации арматуры и бетона.

Режим нагружения был принят следующим. Эталонные образцы из каждой серии испытывались однократной ступенчато-возрастающей нагрузкой до разрушения. Малоцикловое знакопеременное нагружение опытных образцов УІ-2, У2-2, УІ-3 и У2-3 осуществлялось до 30 циклов при коэффициенте асимметрии цикла $\rho_s = -1$ и максимальной нагрузке цикла равной расчетной сейсмической нагрузке.

Далее узлы УІ-2 и У2-2 после 30 циклов доводились до разрушения, а узлы УІ-3 и У2-3 в течение нескольких циклов до разрушения нагружали максимальным усилием циклов до разрушения Р, равным 0,8-0,9 от разрушающей эталонной нагрузки.

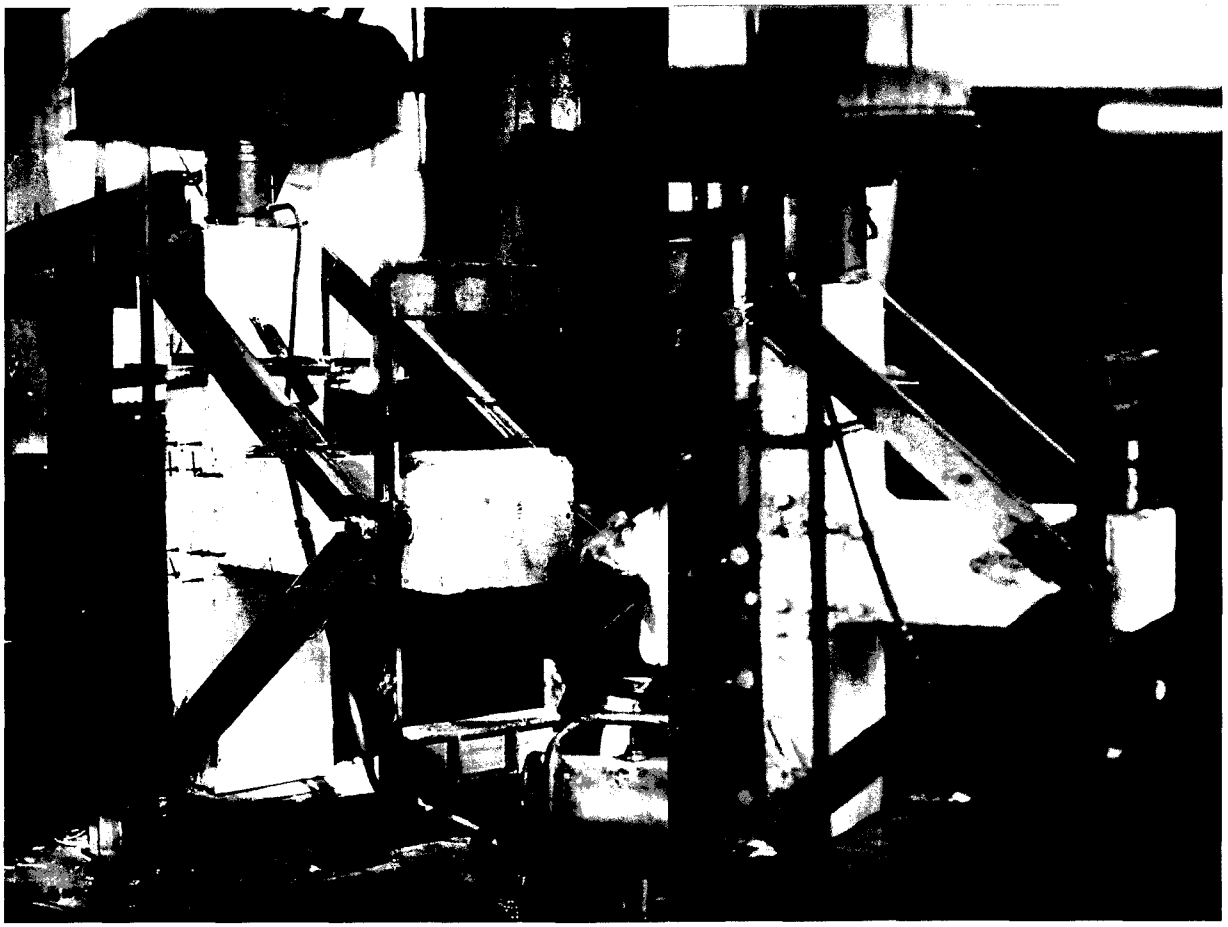


Рис.4.1 - Общий вид испытаний узлов на специальном стенде

Опытные образцы У3-2 и У3-3 испытывались при коэффициенте асимметрии цикла **ρ,** равном -0,68. Количество циклов доводилось до 30 при максимальной нагрузке цикла Р, равной расчетной сейсмической нагрузке, после чего образец У3-2 доводили до разрушения. Образец У3-3 продолжали нагружать последовательно 30-ю циклами при Р = 0,88 и 20-ю циклами при Р=0,95 от разрушающей эталонной нагрузки. В итоге образец У3-3 подвергся 80 циклам нагружения, после чего был разрушен. При этом шаг ступенчато-возрастающей нагрузки принимался 0,15-0,2 от разрушающей нагрузки, а в стадии близкой к разрушению уменьшался до 0,05. На рис.4.2 приведена схема расстановки измерительных приборов, прогибомеры, индикаторы.

Основные результаты проведенных экспериментальных исследований приведены в работах [19,20]. Разрушение испытанных опытных образцов узлов по характеру можно разделить на три вида. Это виды, первый – вследствие текучести арматуры и в последующем раздробления бетона сжатых зон ветвей колонн, второй – развитие продольной трещины в нижней части ветви колонны вплоть до откола бетона и разрыв поперечной арматуры по наклонному сечению, и третий – разрушение бетона в центральной зоне узла от действия главных сжимающих и растягивающих напряжений.

Основные результаты испытаний узлов сведены в табл.4.4, где приведены количество и коэффициент асимметрии циклов, уровень нагружения, расчетные

и опытные предельные нагрузки и их сравнение, краткие сведения о характере разрушения.

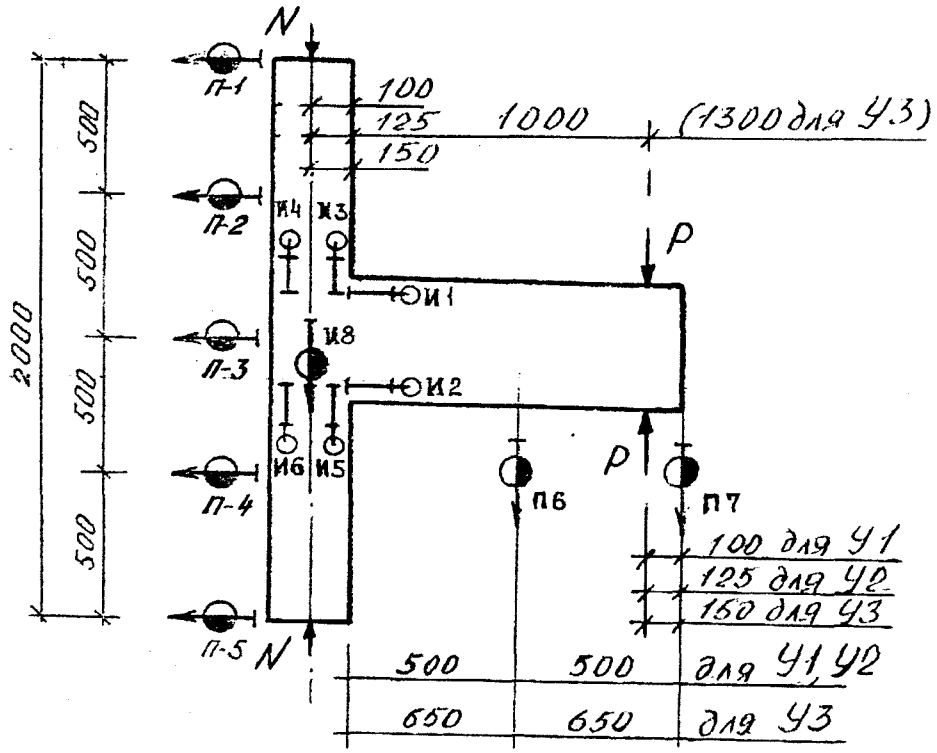


Рис.4.2 - Схема испытания опытных образцов и расстановка приборов измерения (прогибомеры, индикаторы)

Величины опытных разрушающих нагрузок были зафиксированы в момент ускоренного падения давления в домкратах. Как видно из таблицы эти значения опытных нагрузок превышали расчетные, соответствующие сейсмическим воздействиям, на 50-87% для всех образцов, испытанных как однократным, так и малоцикловым знакопеременным нагружением.

Для выявления влияния знакопеременности, малоцикловости и уровня нагружения в каждой серии, состоящей из 3-х опытных образцов, применялось три режима нагружения. Первый режим – это однократное нагружение узлов У1-1, У2-1 и У3-1 до разрушения, результаты которых принимались как эталонные. Второй – узлы У1-2, У2-2 и У3-2 подвергались 30 циклам знакопеременного нагружения при уровнях нагрузок 0,53 и 0,61 от эталонных и соответствующих расчетным сейсмическим нагрузкам на перемычки колонн, после чего узлы доводились до разрушения. Третьим режимом нагружения увеличивался уровень нагрузки от 0,53-0,61 до 0,8-0,95 от величины соответствующих эталонных нагрузок и циклы повторялись до исчерпания несущей способности опытными образцами. При таком режиме нагружения разрушение узла У1-3 произошло на 36 цикле при уровне нагрузки η=0,8, а У2-3 – на 33 цикле при η=0,93. Коэффициент асимметрии цикла ρ для первой и второй серий опытных образцов принимался равным -1, а для третьей серии равным -0,68. Узел У3-3 доводили до разрушения односторонним нагружением после прохождения 80 **циклов при ρ=0,95.**

Табл.4.4

Марка узла	Кол-во циклов	Уровень нагрузки η	Коэф. асимм. ρ	$P^{цикл}$, кН	$P^{оп}$, кН	$P^{оп}/P^{цикл}$	$P^{цикл}/P^{оп}_{этал}$	Характер Разрушения
У1-1 (этал.)	1	1	1	-	276,5	-	1	по норм. сеч. ветви колонны
У1-2	30	0,53	-1	147,8	220,8	1,5		по норм. сеч. ветви колонны
	1	0,8		220,8			0,8	
У1-3	30	0,53	-1	147,8	220,8	1,5		по центр. узловой зоне и норм. сечению ветви
	6	0,8		220,8			0,8	
У2-1 (этал.)	1	1	1	-	432,0	-	1	по норм. сеч. ветви колонны
У2-2	30	0,61	-1	264,0		1,84		по накл. сеч. ветви колонны
							1,13	
	1	1,13		489,6	489,6			
У2-3	30	0,61	-1	264,0	403,2	1,52		по центр. узловой зоне
	3	0,93		403,2			0,93	
У3-1 (этал.)	1	1	1	-	408,0	-	1	по накл. сеч. ветви колонны
У3-2	30	0,61	-0,68	249,6	408,0	1,62		по центр. узловой зоне
	1	1		408,0			1	
У3-3	30	0,61	-0,68	249,6	420,0	1,68		по норм.сеч. перемычки и центр. узлов. Зоне
	30	0,88		360,0				
	20	0,95		388,8				
	1	1,03		420,0			1,03	

Теоретические значения разрушающих моментов по расчетным сечениям перемычек и ветвей колонн определяли по методике СНиП 2.03.01.-84 по фактическим характеристикам арматуры и бетона. В табл.4.5 приведены опытные и расчетные значения моментов. Сопоставление их показывает, что опытные значения разрушающих моментов превышали расчетные для перемычек от 7 до 49%, а для ветвей колонн до 26%. Таким образом, во всех случаях опыт превышал расчет.

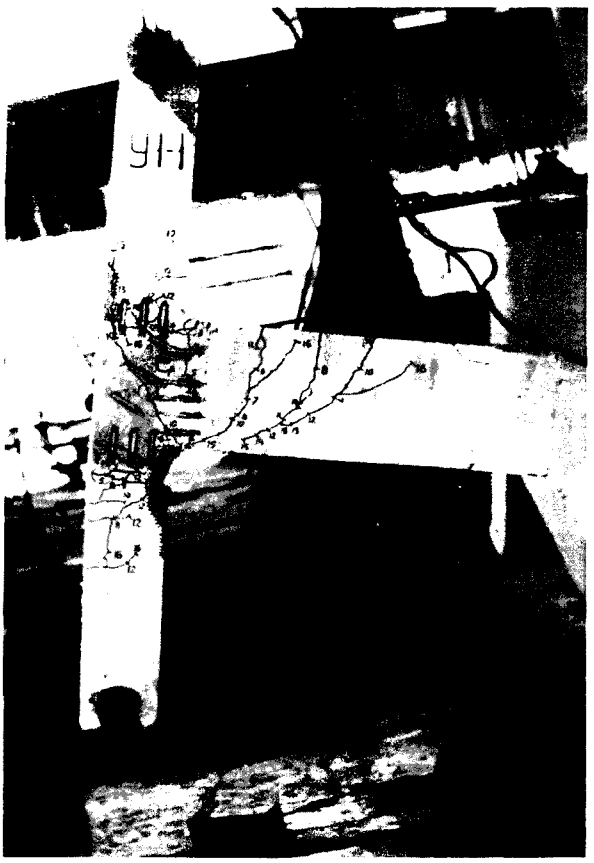
На рис.4.3а,б,в,г,д приведен общий вид образования и развития трещин и характер разрушения опытных образцов трех серий, испытанных на действие однократных в качестве эталонных и знакопеременных малоцикловых нагрузок при трех режимах нагружения.

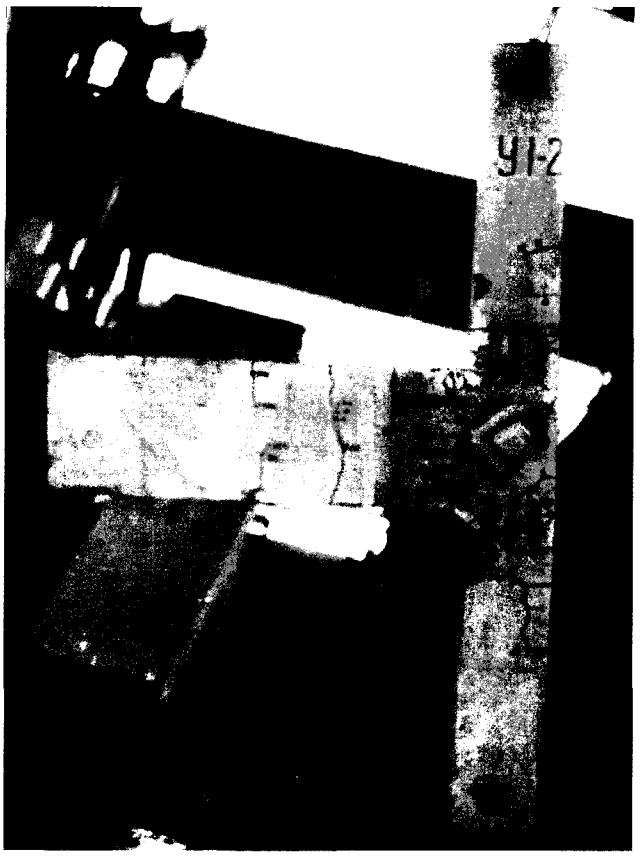
Разрушение опытных образцов узлов, как видно из рис.4.3а,б,в,г,д, происходило в основном по трем схемам – по сжатой зоне нормальных сечений

ветвей колонн, по центральной зоне узлов и наклонному сечению ветвей колонн. Два узла первой серии были разрушены по первой схеме, а У1-3 по центральной зоне. Узлы второй и третьей серии были разрушены по второй и третьей схемам.

Табл.4.5

Марка узла	$M^{оп}_{max}$, кНм		$M_{расч}$, кНм		$M^{оп}_{max}/ M_{расч}$	
	перем.	ветви	перем.	ветви	перем.	ветви
У1-1	237,79	136,52	159,8	114,05	1,49	1,20
У1-2	189,89	115,57	159,8	114,05	1,19	1,01
У1-3	189,89	115,57	159,8	114,05	1,19	1,01
У2-1	360,72	254,4	315,6	242,53	1,14	1,05
У2-2	400,88	276,0	315,6	242,53	1,27	1,14
У2-3	337,01	243,6	315,6	242,53	1,07	1,01
У3-1	452,88	274,48	364,3	223,09	1,24	1,23
У3-2	452,88	274,48	364,3	223,09	1,24	1,23
У3-3	466,2	280,32	364,3	223,09	1,28	1,26





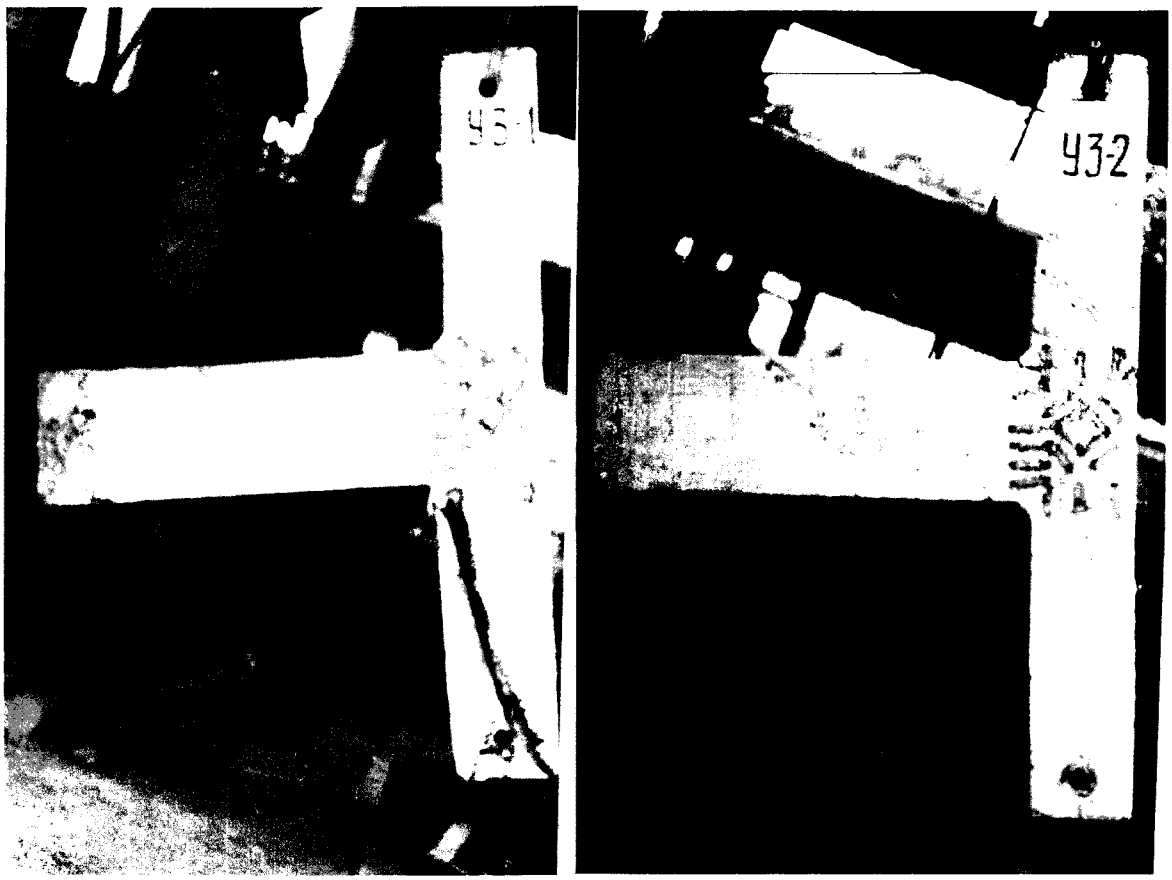
а)



б)



в)



г)

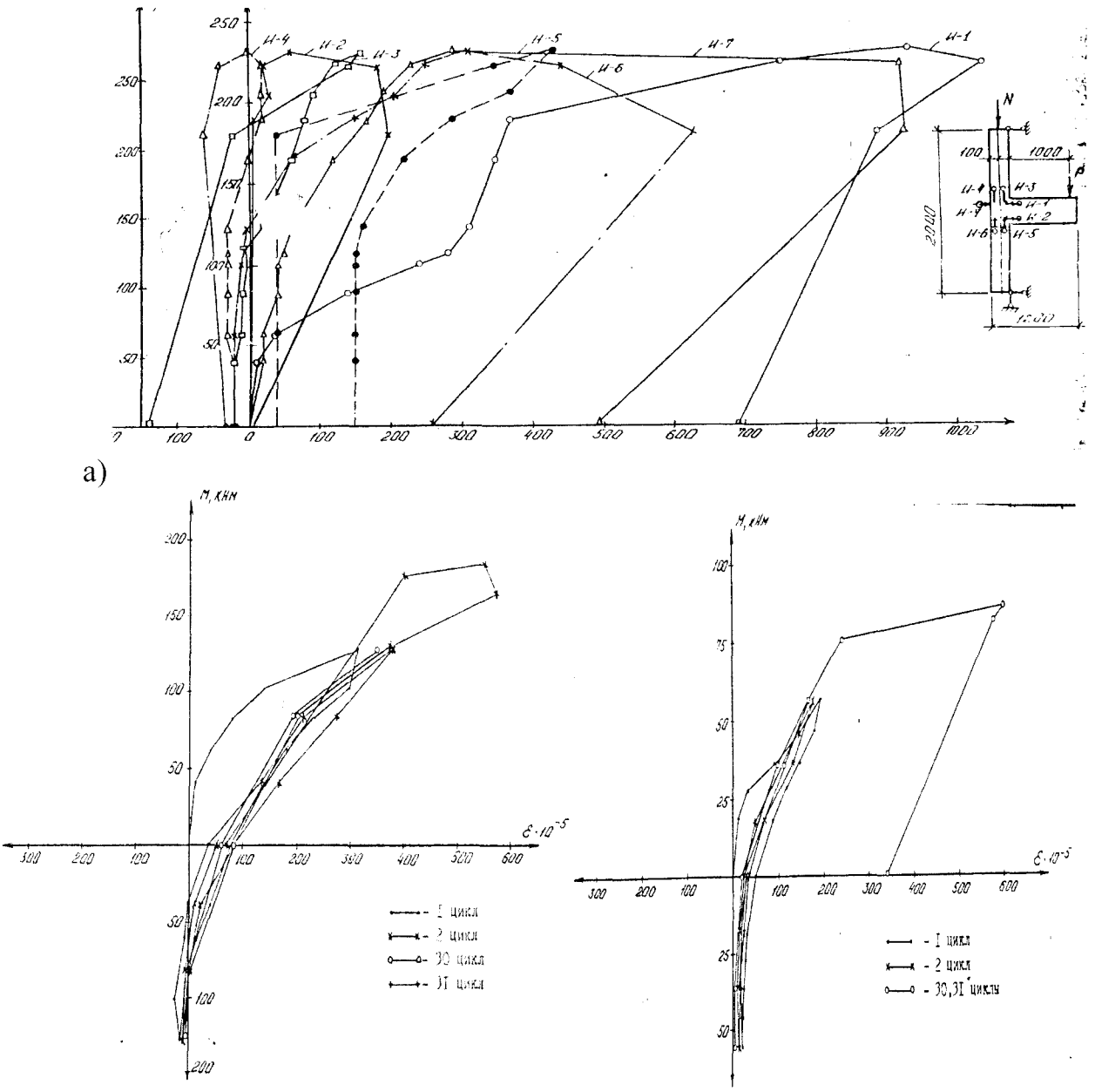


д)

Рис.4.3 – Общий вид образования и развития трещин, разрушения, испытанных 9 опытных образцов узлов, составляющих три серии

Исчерпание несущей способности узлов У1-1 и У1-2 произошло после достижения продольной арматурой ветвей колонн деформаций текучести с одновременным раздроблением бетона сжатых зон ветвей колонн. До этого в перемычках узлов верхняя продольная арматура работала в области текучести и заходила в зону упрочнения.

На рис.4.4а,б,в приведены деформации арматуры в перемычках и ветвях колонн узлов У1-1 и У1-2.

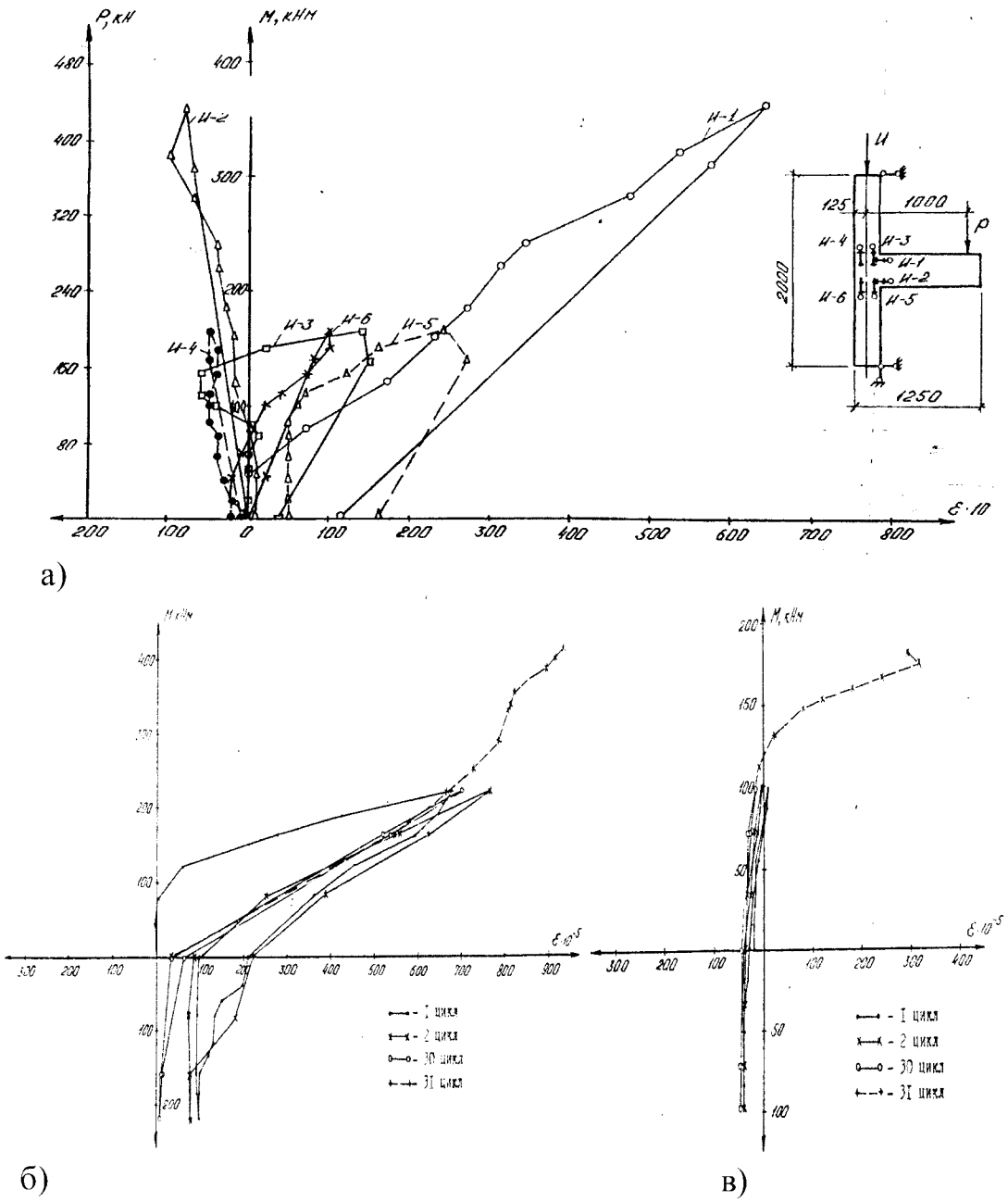


а) У1-1, б) У1-2 (индикатор И-1), в) У1-2 (индикатор И-6)

Рис.4.4 – Деформации арматуры в перемычках и ветвях узлов

Деформации верхней и нижней арматуры перемычек замерялись индикаторами часового типа И-1,2, что видно по рисунку. Индикаторами И-3,6 - деформации арматуры ветвей колонн. Характер разрушения узла У1-3

несколько отличался от У1-1,2. Разрушение узла произошло по нормальным сечениям ветвей колонны и одновременно по центральной зоне узла. Узел после прохождения 30 циклов при уровне нагрузки 0,53 от величины эталонной нагрузки дополнительно выдержал 6 циклов при уровне нагрузки 0,8 в отличие от узла-близнеца У1-2. На рис.4.5а,б,в приведены деформации арматуры перемычек и ветви колонн узлов У2-1 и У2-2.



а)

б) в)

а) У2-1, б) У2-2 (индикатор И-1), У2-2 (индикатор И-6)

Рис.4.5- Деформации арматуры в перемычках и ветвях узлов

Продольной арматурой перемычек узлов второй серии в момент разрушения были достигнуты также текучесть. Разрушение У2-1 произошло по нормальному сечению, У2-2 по наклонному сечению ветви колонны, а У2-3 по

центральной узловой зоне при достижении в образцах деформаций текучести продольной арматуры в ветвях колонн.

В опытных образцах третьей серии, за исключением У3-3 наоборот деформации текучести в продольной арматуре крайних рядов перемычек не были достигнуты при разрушении. При значительных деформациях текучести продольной арматуры ветвей колонн разрушение произошло: образца У3-1 по наклонному сечению ветви колонны, У3-2 по центральной узловой зоне. В узле У3-3 после 80 циклов нагружения деформации арматуры практически достигли зоны упрочнения, пройдя площадку текучести, и потеря несущей способности произошло по центральной узловой зоне при одновременном раздроблении и откалывании бетона сжатых зон перемычек и ветви колонны.

Во всех случаях потери несущей способности узловых сопряжений перемычек с ветвями двухветвевых колонн по нормальным сечениям перемычек не происходило за исключением узла У3-3, испытанного 80 циклами при ступенчатом увеличении уровня нагружения.

В испытанных опытных образцах узлов не было зафиксировано нарушение анкеровки продольной арматуры перемычек вплоть до разрушения узлов.

Характер образования и развития трещин, как видно из рисунков 4.3а,б,в,г,д, приведенных выше, происходило следующим образом. При одностороннем нагружении сначала образовывались нормальные трещины в стыке перемычки с ветвью колонны по грани вута, а затем и в растянутых зонах ветви. После первых этапов нагружения развитие нормальных трещин приостанавливалось и началось более интенсивное развитие наклонных трещин. В стадии, близкой к разрушению, число и размеры нормальных и наклонных трещин в ветвях возрастало одновременно с ростом диагональных трещин в центральной узловой зоне от действия главных растягивающих и сжимающих напряжений. С началом крошения бетона фибровых волокон сжатых зон ветвей колонн одновременно наблюдался рост трещин вдоль рабочей арматуры в растянутых зонах бетона ветвей и перемычек узла.

При действии знакопеременной малоцикловой нагрузки на первом цикле в первоначальном направлении образование нормальных, наклонных и диагональных трещин, а также процессы повреждения сжатых зон бетона происходили как при однократном одностороннем нагружении. В противоположном направлении эти процессы повторялись, и картина расположения трещин и зоны повреждения сжатого бетона были практически зеркальными. После завершения первого цикла нагружения в перемычках опытных образцов возникала система сквозных нормальных и перекрестных наклонных трещин, а в центральной узловой зоне – система диагональных перекрестных трещин, т.е. трещины соединялись. На последующих 30 циклах нагружения происходило незначительное развитие трещин и некоторое образование новых трещин. При увеличении уровня нагрузки число трещин и ширина их раскрытия интенсивно возрастало.

Рассмотрим рост прогибов перемычек узлов сопряжений двухветвевых колонн в зависимости от увеличения значений внешней нагрузки. На рис.4.6

приведены зависимости «нагрузка-прогиб» для эталонных опытных образцов У1-1, У2-1 и У3-1, испытанных однократным до разрушения нагружением.

Из представленных графиков видно, что до момента образования трещин прогибы возрастали пропорционально росту нагрузки, после они возрастали интенсивнее с увеличением значений нагрузки. На скорость роста прогибов оказывало влияние величина продольной сжимающей силы, действующей на ветви колонн. Величина сжимающей продольной силы ветвей колонн для узлов У1 равнялась 635кН, У2 – 1200кН и У3 – 730кН.

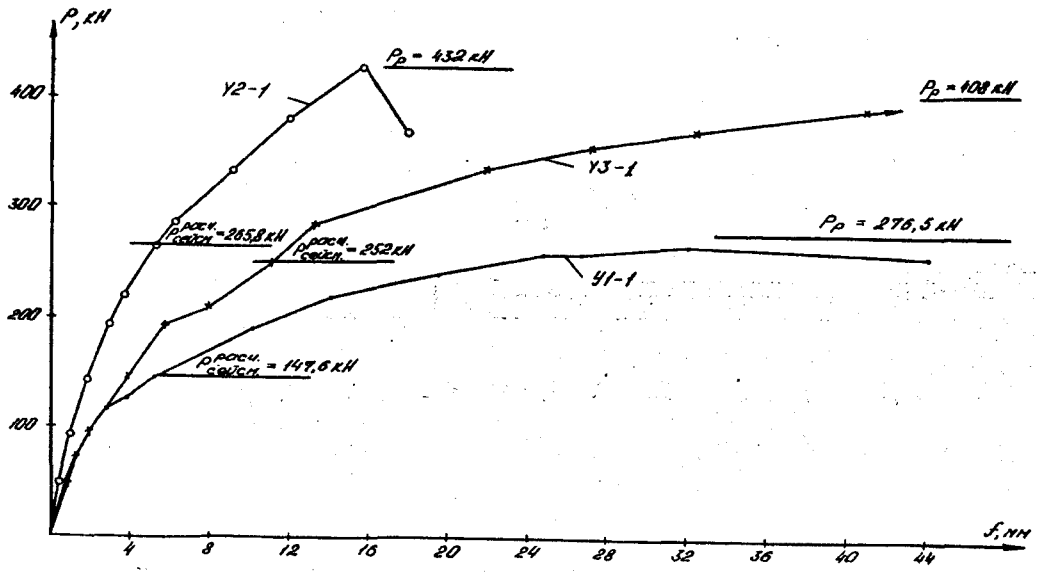
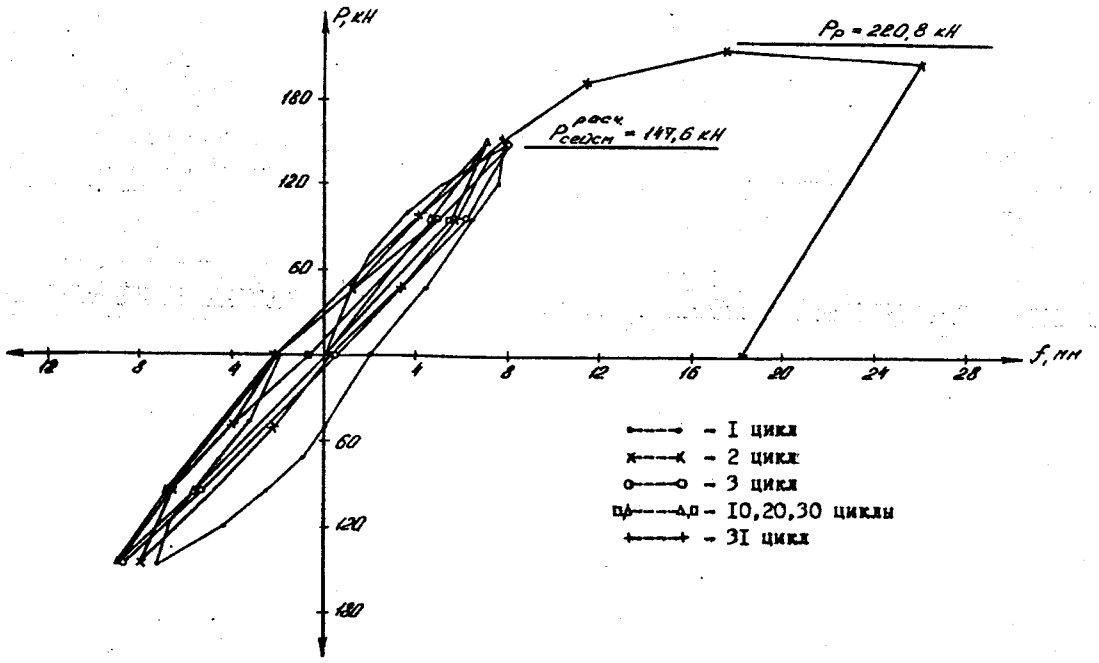


Рис.4.6 – Зависимость «нагрузка-прогиб» перемычек У1-1, У2-1 и У3-1

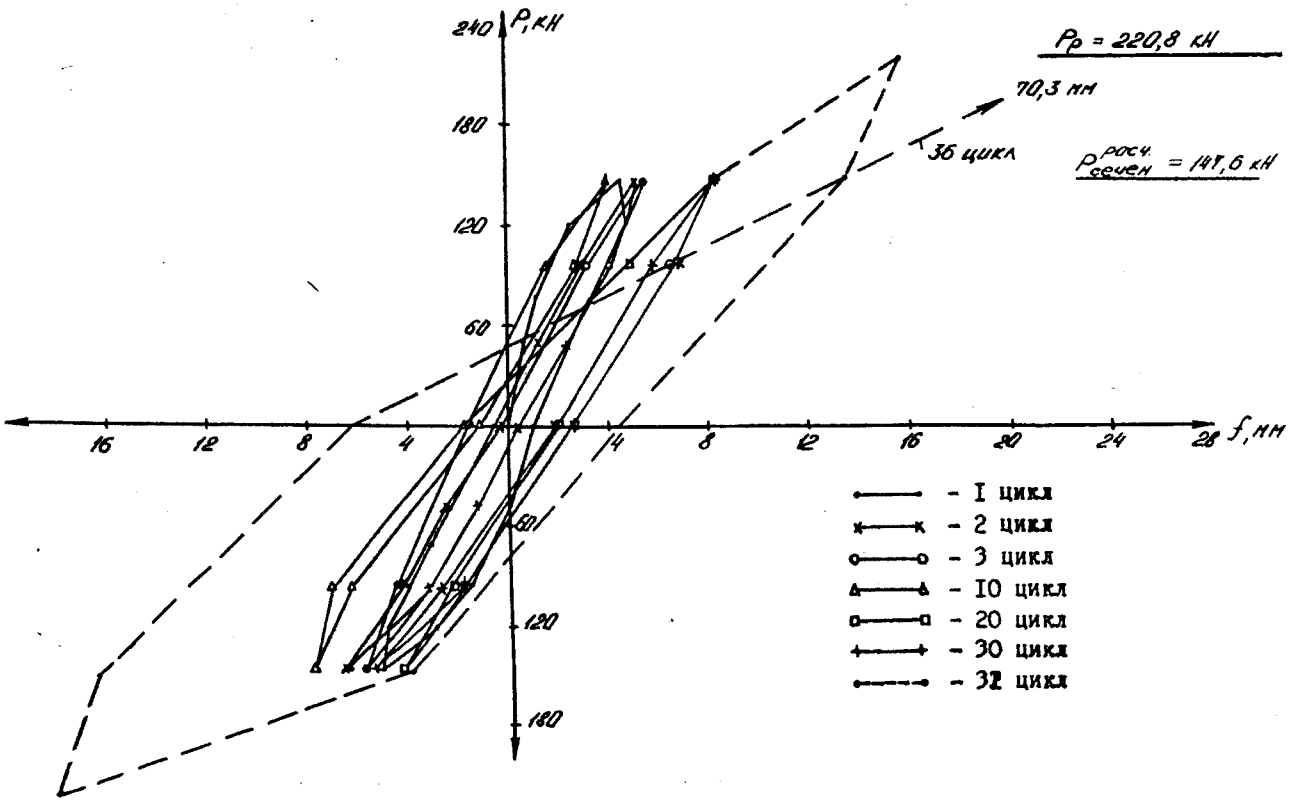
При расчетных сейсмических нагрузках прогибы для образцов У1-1, У2-1 и У3-1 соответственно составляли 5мм, 5,3мм и 11,1мм, при максимальных нагрузках также прогибы соответственно составляли 32мм, 45,6мм и 41мм. Характер деформирования опытных образцов, испытанных знакопеременной малоцикловой нагрузкой при уровне нагружения равном расчетной сейсмической нагрузке, на первом цикле аналогичен эталонным образцам. На рис.4.7а-д приведены прогибы узлов У1-2,3, У2-2,3 и У3-3. В дальнейшем рост числа циклов приводит к уменьшению площади петли гистерезиса, и ее стабилизация наступает обычно после третьего цикла. Как видно из представленных гистерезисных диаграмм деформирования узлов, прогибы при величине расчетной сейсмической нагрузки на тридцатом цикле составили около 8мм. При уровнях 0,53 и 0,61 знакопеременного малоциклового нагружения форма и площадь петель гистерезиса практически не менялись, также рост прогибов происходил от 4 до 8мм. Значения остаточных прогибов после 30 циклов нагружения также были незначительными. Это говорит о том, что при этих уровнях нагружения в расчетных сечениях перемычек узлов разупрочнение не происходило и образцы имели большой резерв несущей способности. С переходом на более высокие уровни нагружения, больших 0,75 происходило интенсивное накопление остаточных деформаций арматуры и

прогибов, которые непрерывно росли вплоть до разрушения и достигли, например, для узла У1-3 до 70,3мм.

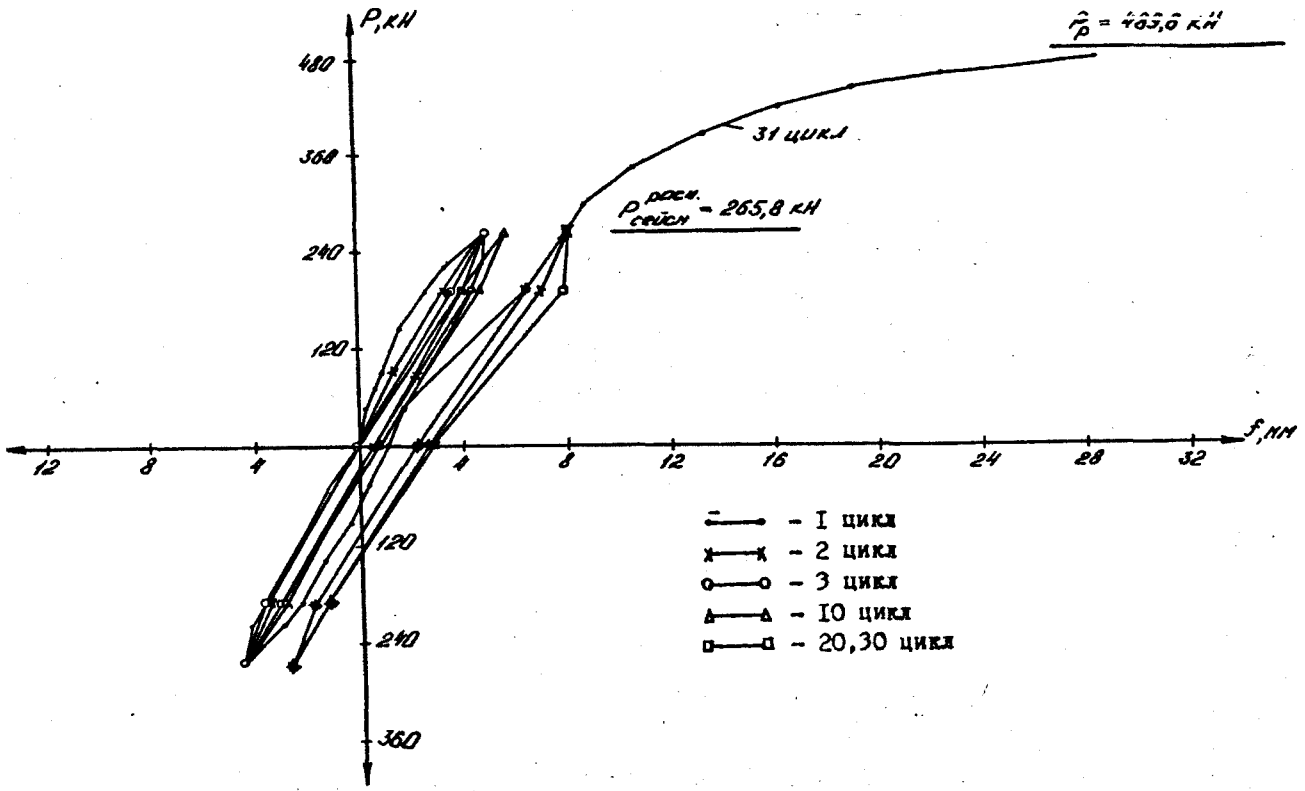
Сопоставление прогибов образцов, испытанных знакопеременным малоцикловым нагружением, с прогибами эталонных образцов при уровнях расчетных сейсмических нагрузок показало, что они возросли после 30 циклов в 1,6 и 1,51 раза в образцах первой и второй серий, в образцах третьей уменьшились в 1,39 раза.



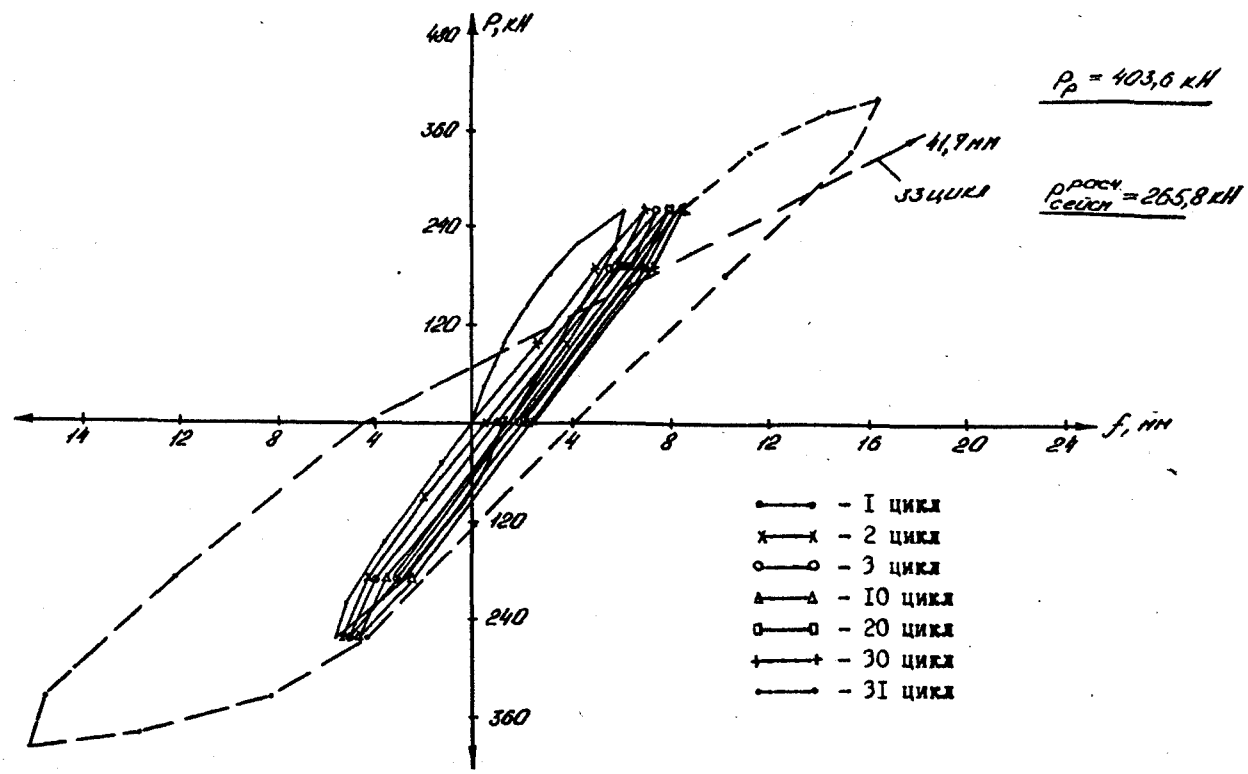
а)



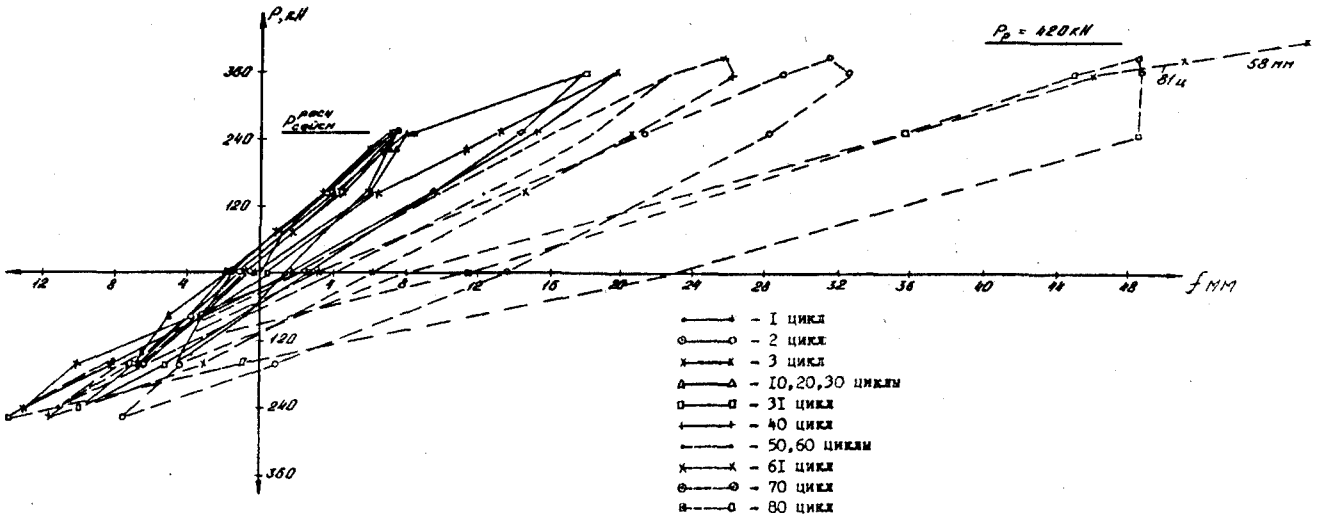
б)


P,кН
480
360
240
120
120
240
360
12
8
4
4
8
12
16
20
24
28
32
f,мм
$\hat{P}_p$ = 403,6 кН
31 цикл
$P_{сейсм}^{расч.}$ = 265,8 кН
– I цикл
– 2 цикл
– 3 цикл
– I0 цикл
– 20,30 цикл

в)


P,кН
480
360
240
120
120
240
360
14
12
8
4
4
8
12
16
20
24
f, мм
P_p = 403,6 кН
41,9мм
33цикл
$P_{сейсм}^{расч}$ = 265,8 кН
– I цикл
– 2 цикл
– 3 цикл
– I0 цикл
– 20 цикл
– 30 цикл
– 3I цикл

г)



д)

д) У3-3

Рис.4.7 – Зависимость «нагрузка-прогиб» при знакопеременных малоцикловых нагружениях перемычек узлов

Результаты, проведенных экспериментальных исследований работы узлов сопряжения перемычек с ветвями железобетонных двухветвевых колонн при действии знакопеременных малоцикловых нагрузок среднего и высокого уровня типа сейсмических, позволяют сделать следующие выводы:

1. Исчерпание несущей способности узлов первой серии происходило в основном по нормальным сечениям ветвей колонн с достижением деформаций текучести в продольной арматуре и последующим раздроблением бетона сжатых зон. Разрушение узлов второй и третьей серий происходило либо по наклонному сечению ветвей колонн, либо по телу центральной узловой зоны. При этом значения опытных разрушающих нагрузок, испытанных как однократным односторонним, так и малоцикловым знакопеременным нагружением, превышали значения расчетных сейсмических нагрузок на 50-87%.

2. При исчерпании несущей способности узлов значения опытных изгибающих моментов в расчетных сечениях перемычек превышали расчетные значения, определенные по фактическим физико-механическим характеристикам бетона и арматуры, на 7-49%. В ветвях колонн такое превышение составило до 26%.

3. Снижение несущей способности опытных образцов, испытанных малоцикловым знакопеременным нагружением среднего и высокого уровней, для образцов первой серии составило 20% по сравнению с несущей способностью эталонного образца. Во второй и третьей сериях узлов, испытанных малоцикловым знакопеременным нагружением среднего и высокого уровней, отклонение значений опытных разрушающих нагрузок от величин предельных нагрузок эталонных образцов составило от -7 до +13%.

4. При малоцикловых знакопеременных нагружениях среднего уровня стабилизация гистерезисных кривых наступала практически после первых трех

циклов, и в последующем характер деформирования не менялся до увеличения уровня нагружения.

5. Принятая анкеровка продольной арматуры перемычек была достаточной для реализации несущей способности перемычек.

6. Испытания показали, что для исключения хрупкого разрушения ветвей двухветвевых колонн по наклонным сечениям следует усилить поперечное армирование в приузловых зонах ветвей в соответствии с требованиями СНиП РК 2.03-30-2006. При этом рекомендуется применять замкнутые хомуты. Результаты исследований в виде научно-технического отчета переданы в ЦНИИпромзданий для разработки типовой серии (акт внедрения).

5. Железобетонные плиты покрытия типа «П» на пролет с размерами 3х18м одноэтажных каркасных зданий для сейсмических районов

Нормативными документами рекомендуются покрытия одноэтажных каркасных зданий с расчетной сейсмичностью 7,8 и 9 баллов выполнять сборными с применением типовых конструкций. При этом важную роль в обеспечении сейсмостойкости зданий играет жесткость диска покрытия в своей плоскости, распределяющая горизонтальные сейсмические силы между вертикальными конструкциями каркаса. Сейсмическая нагрузка, действующая в плоскости покрытия в поперечном и продольном направлениях здания, передается на колонны через несущие стропильные конструкции покрытия (балки, фермы и вертикальные связи). На стропильные конструкции опираются плиты покрытия и соединяются с ними путем сварки закладных деталей не менее чем в трех точках опирания, а между собой соединяются путем замоноличивания продольных швов с пазами и приваркой соединительных пластин по верху плит по торцам. В продольных швах между плитами в местах пересечения с поперечными швами, проходящими по верху стропильных конструкций, укладываются одиночные плоские сварные каркасы из арматурных стержней класса А-I, диаметрами 6-8мм. Таким образом, создается жесткий диск покрытия.

В целях сокращения общей номенклатуры конструкций при проектировании железобетонных каркасных промышленных зданий для сейсмических районов применяются единые конструктивные решения и типоразмеры несущих элементов, разработанных для несейсмических районов с дополнительными конструктивными решениями, что вызывает необходимость проверки надежности таких конструкций и в целом зданий на действие нагрузок типа сейсмических.

В течение ряда лет НИИЖБ и ЦНИИпромзданий Госстроя СССР на основе экспериментальных исследований разрабатывались рабочие чертежи железобетонных предварительно напряженных плит типа «П» размерами 3х18м для покрытия одноэтажных производственных зданий [21], которые внедрялись в строительство в несейсмических районах совместно с проектными и производственными организациями. Следует отметить, что технико-экономические показатели плит типа «П» близки к показателям панелей-

оболочек «КЖС» аналогичных размеров [22], но при этом к достоинствам плит типа «П» перед «КЖС» можно отнести следующее:
- изготовление плит типа «П» осуществляется по хорошо освоенной стендовой технологии, малый уклон поверхности полки (3-5%) не вызывает сползания бетона при виброобработке после бетонирования;
- при плоской поверхности плит и наличии малых уклонов появляется возможность в механизированной укладке кровли;
- покрытия из панелей типа «П» позволяют осуществлять верхнюю прокладку коммуникаций поперек пролета, что полностью исключается при применении плит «КЖС», имеющих торцы сплошного сечения;
- достаточно просто решается ряд конструктивных вопросов, например, анкеровка напрягаемой арматуры, в том числе прядевой, сопряжение с фонарной надстройкой и др.

Плиты типа «П» в сравнении с плитами покрытия пролетами 6-12м обладают также рядом преимуществ, а именно снижается трудоемкость монтажа на 20-30% за счет уменьшения числа монтажных элементов, расход стали на 10-15% и бетона на 5-10% [22]. Применение в сейсмостойком строительстве большепролетных плит покрытий позволит, наряду со снижением материалоемкости покрытия и трудоемкости монтажа, снизить массу покрытия, следовательно, и величины инерционных сейсмических сил, а это как следствие уменьшает величины нагрузок на колонны и фундаменты.

Традиционно покрытия одноэтажных каркасных зданий в сейсмических районах выполняются сборными железобетонными с применением типовых конструкций, разработанных для несейсмических районов с внесением конструктивных изменений, и облегченных типов покрытий из профилированного оцинкованного настила. По результатам проведенного в 1978 году КазпромстройНИИпроекте изучения промышленной застройки г.Алма-Аты установлено, что около 40% одноэтажных промышленных зданий запроектированы в сборном железобетоне и при этом удельный вес покрытия от общей массы здания составляет 70-80%. Применение облегченных покрытий в одноэтажных отапливаемых зданиях в сравнении с железобетонным покрытием позволяет уменьшить сейсмическую нагрузку на 34-54%. Однако применение покрытий такого типа ограничивается противопожарными требованиями, что очень важно для сейсмических районов, и агрессивностью среды некоторых производств. Кроме того, проведенная сравнительная оценка жесткости железобетонных и облегченных покрытий показала, что жесткость последних более чем в 100 раз меньше жесткости покрытий из сборного железобетона. Это приводит к необходимости устройства дополнительных связей в покрытии, следовательно, и к увеличению расхода дефицитного металла.

Институтом ЦНИИпромзданий на основе проведенного обстоятельного технико-экономического анализа были рекомендованы двускатные плиты типа «П» для широкого применения в промышленном строительстве [23]. Вместе с тем, для применения большепролетных плит в сейсмоопасных районах

возникла необходимость в проведении экспериментальных исследований. В этой связи, с целью применения плит типа «П» в сейсмоопасных регионах в Казахском ПромстройНИИпроекте Госстроя СССР была проработана конструкция плит с учетом требований сейсмостойкости и проведены динамические испытания натурного фрагмента одноэтажного каркасного здания с покрытием из плит типа «П» (отчет о НИР,1983г., УДК 624.073:725.4:699.841, № гос.регистр.80074264).

Для проведения экспериментальных исследований в 1982 году был запроектирован и построен в г. Чимкенте однопролетный двухшаговый фрагмент одноэтажного промздания размерами в плане 12х18м с покрытием из плит типа «П», при высоте до низа стропильных балок 10,8м (рис.5.1). Плиты, с внесенными конструктивными изменениями, изготавливались на ремонтно-механическом заводе на специально изготовленной силовой опалубке. По результатам расчетной проработки в продольных ребрах плит были предусмотрены пазы с определенными размерами и шагом для образования шпонок, предназначенные для создания необходимой жесткости диска покрытия, и тем самым исключения сдвига плит относительно друг друга при колебаниях каркаса здания от сейсмических воздействий. Каркас здания был рассчитан и построен из условия 8-балльной сейсмичности. Фундаменты были приняты монолитными стаканного типа, опирающиеся на буронабивные сваи. Колонны двух типов - сборные железобетонные прямоугольного сечения с размерами надконсольной части 600х500мм и подконсольной – 800х500мм для опирания подкрановых балок с шагом 12м по продольным осям и средние между ними безконсольные колонны – 600х400мм для опирания стропильных балок, рис.5.1. Плиты покрытия типа «П» со шпонками на боковых поверхностях опирались на балки пролетами по 6м и соединялись с балками сваркой опорных закладных деталей по четырем углам.



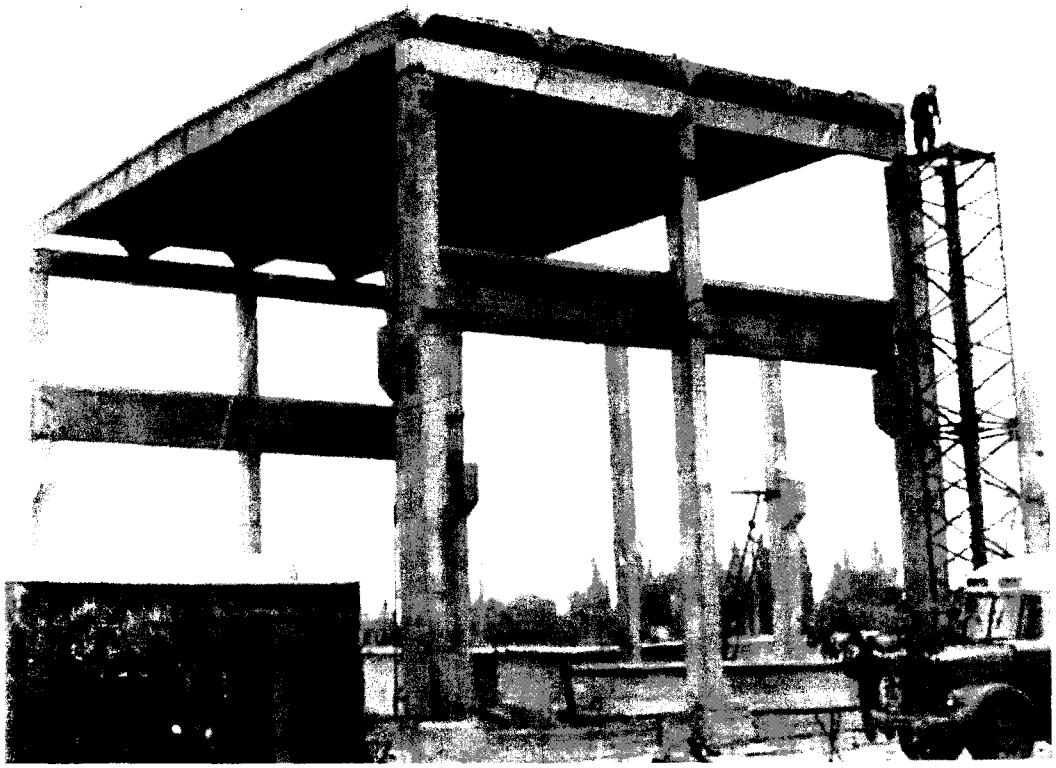


Рис.5.1 - Общий вид опытного натурного фрагмента пролетом 18м и шагом колонн по 6м

В соответствии с задачами экспериментального исследования были проведены динамические испытания. Динамическое воздействие на фрагмент создавали оттяжкой каркаса тросом с последующим мгновенным сбросом нагрузки при разрыве тарированных вставок, диаметрами 6,8,10,12мм из арматуры класса А-I. Оттяжа фрагмента производилась большегрузным автомобилем марки КРАЗ. На рис.5.2 приведен общий вид выполнения оттяжки фрагмента. Для получения поступательного и крутильного колебаний фрагмента оттяжку каркаса в продольном направлении производили за середину пролета покрытия и край фрагмента, за оголовок колонны. Оттяжка фрагмента производилась как одной вставкой, так и двумя последовательно разрывающимися вставками по специально разработанному устройству, по которому получено авторское свидетельство №1543282 «Устройство для динамических испытаний» [24]. Применение двух последовательно разрывающихся вставок позволяло увеличивать продолжительность и величину динамического воздействия. При совпадении по фазе момента разрыва второй вставки с направлением смещения фрагмента от разрыва первой вставки возрастала величина прикладываемой горизонтальной силы и перемещения покрытия.

Испытания проводились этапами с возрастающими ступенями путем увеличения диаметра тарированных вставок от 6 до 12 мм. В процессе динамических испытаний регистрировались перемещения с помощью приборов - ВЭГИК и ВБП, ускорения – СПЭД и сдвиг плит относительно друг друга при

кручении фрагмента с помощью скоб, установленных вдоль продольных замоноличенных и незамоноличенных швов плит.

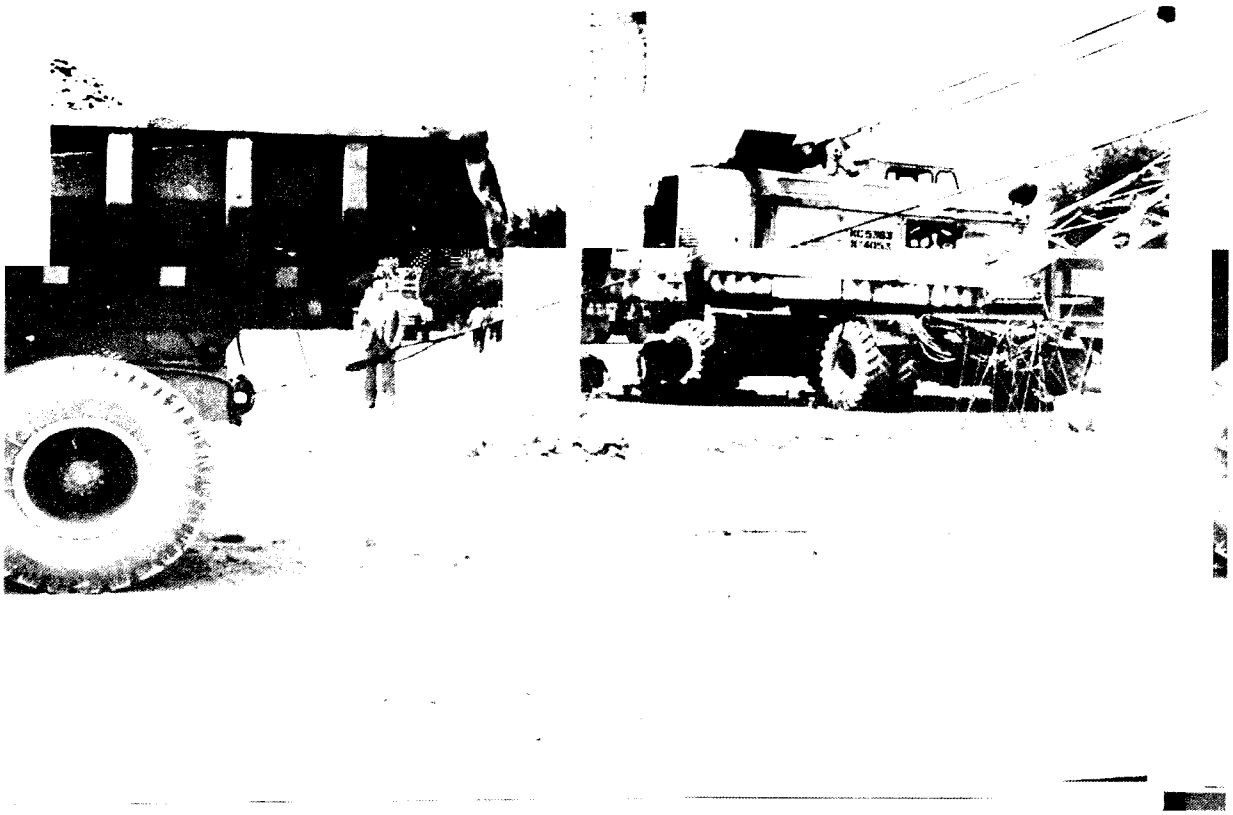
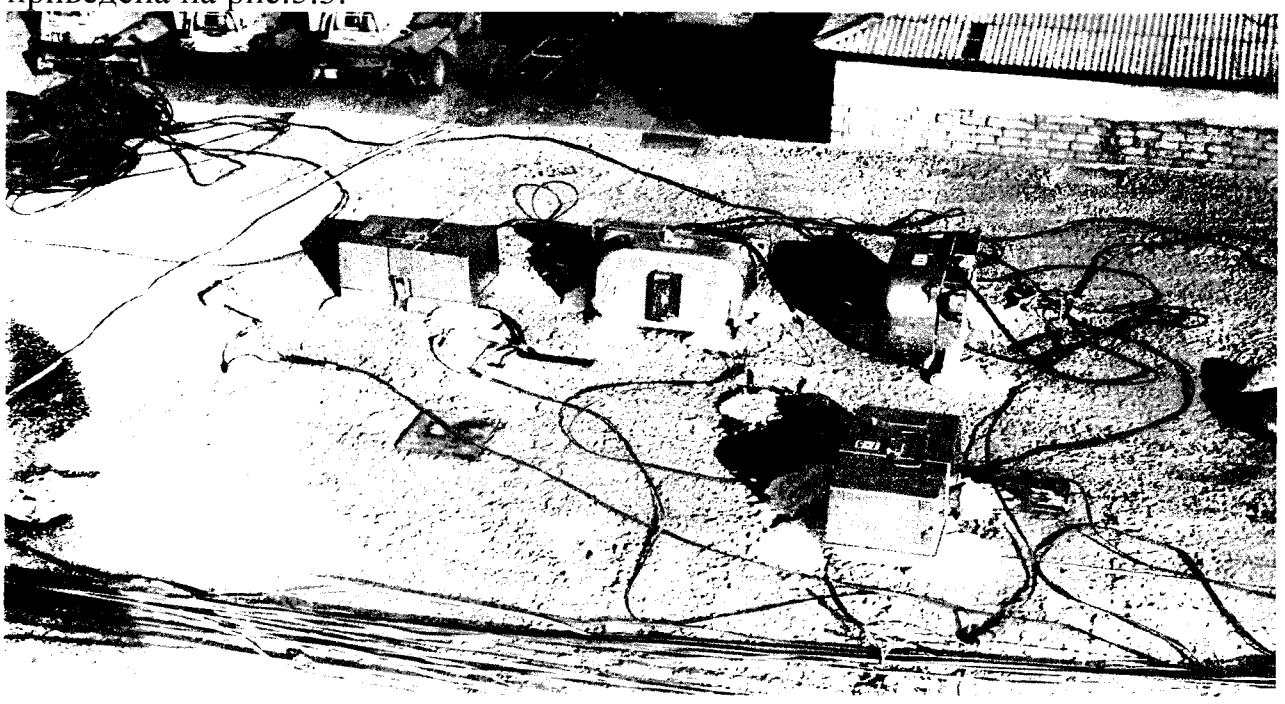


Рис.5.2 - Общий вид выполнения оттяжки фрагмента

Общий вид и схема расстановки приборов на покрытии фрагмента приведена на рис.5.3.



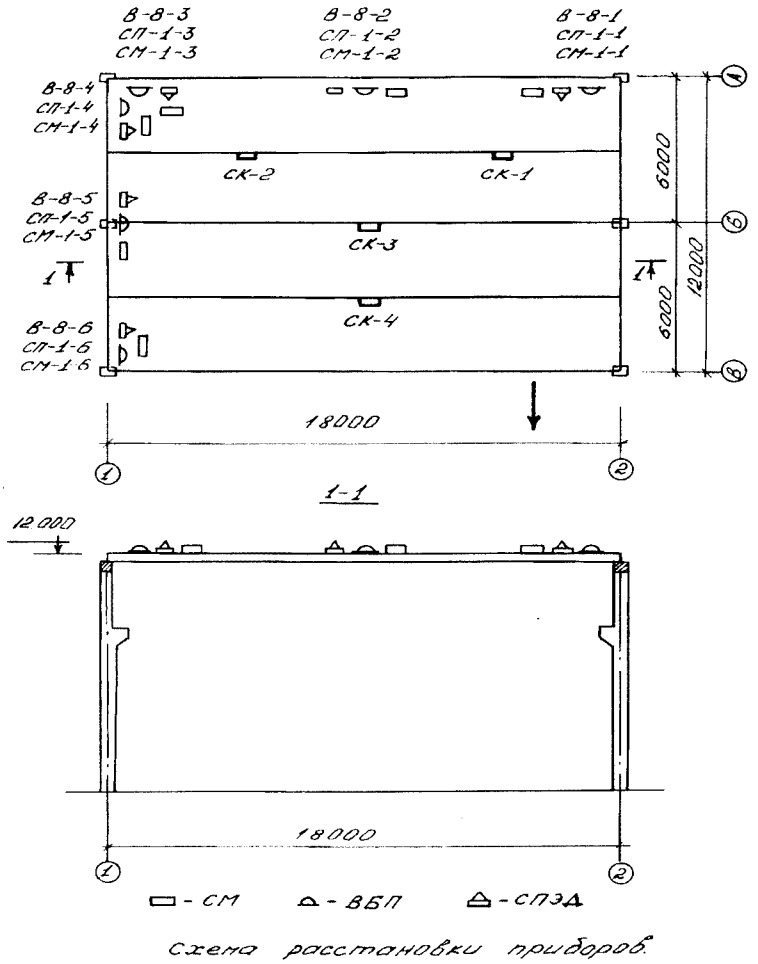


Рис.5.3 - Схема расстановки приборов на покрытии фрагмента

Перед началом динамических испытаний фрагмента были произведены контрольные обмеры основных размеров колонн, которые приведены в табл.5.1.

Табл.5.1 – Основные характеристики колонн

Колонны	Марка бетона, МПа	Высота, м		Размеры сечения, см	
ряд		верхней части	нижней части	верхней части	нижней части
А, В	20	4,2	6,6	60х50	80х50
Б		10,8		60х40	

Имея фактические значения геометрических размеров колонн и фрагмента, вес конструкций, были определены масса, жесткость и начальный период колебаний опытного фрагмента. В табл.5.2 приведены расчетные характеристики фрагмента.

Табл.5.2 – Расчетные характеристики фрагмента

Колонны	Момент инерции сечения, $м^4$		Жесткость сечения $E_б \cdot I$, $тм^2$		Жесткость фрагмента $C=\sum c_i$, т/м	Период колебаний $T=2\sqrt{Q/c}$, сек
Ряд	верхней части	нижней части	верхней части	нижней части		
А.В	$62,5х10^{-4}$	$83х10^{-4}$	15000	20000	222,5	0,95
Б	$32х10^{-4}$		7680			

На рис.5.4 приведены осциллограммы поступательного колебания фрагмента в продольном направлении, записанные при оттяжке фрагмента за середину пролета плит по 6 точкам замера перемещений в плане фрагмента.
На рис.5.4 первые 3 канала показывают поступательные колебания фрагмента в продольном направлении, а с 4 по 6 каналы показывают колебания фрагмента в поперечном направлении фрагмента, это свидетельствует о присутствии незначительного кручения фрагмента в плане.

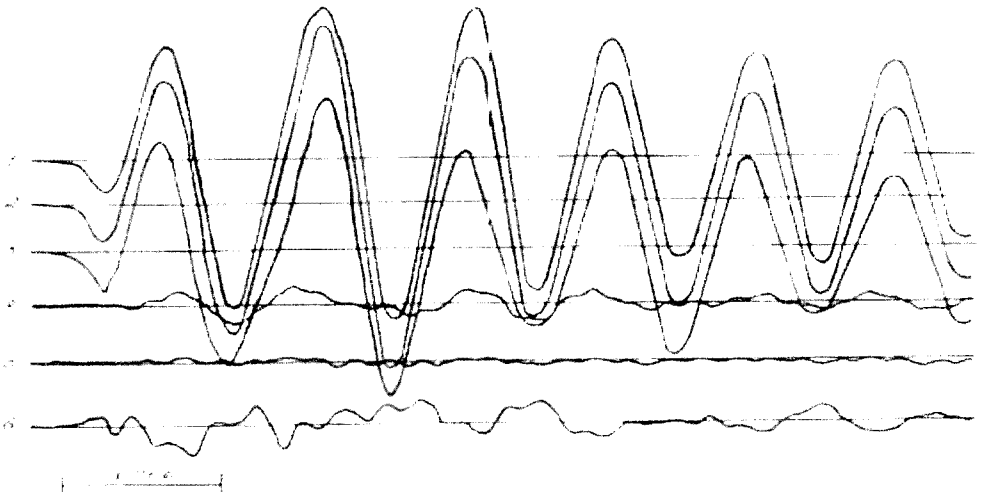
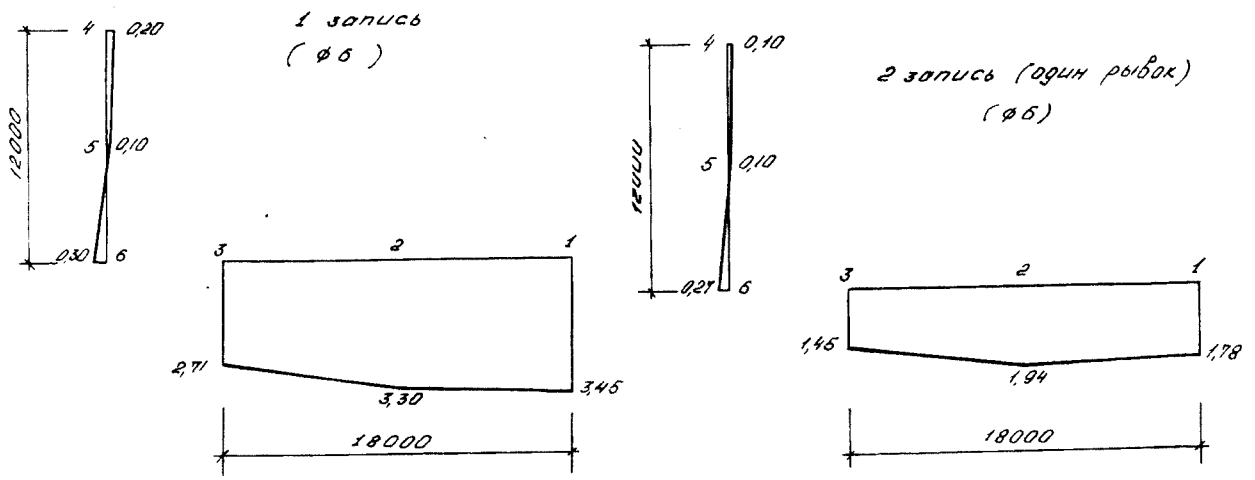


Рис.5.4 - Колебание фрагмента в продольном направлении (каналы 1-3) и в поперечном направлении (каналы 4-6) при оттяжке за середину покрытия

Такая картина наблюдалась как при одинарных, так и при мгновенно-последовательных двойных рывках. Это можно объяснить тем, что нагрузка прикладывалась с некоторым смещением от середины пролета плиты «П». На рис.5.5 наглядно представлены отдельные формы и показания смещений в плане в уровне покрытия (в мм) при оттяжке фрагмента в продольном направлении по записям колебаний при разных диаметрах вставок.



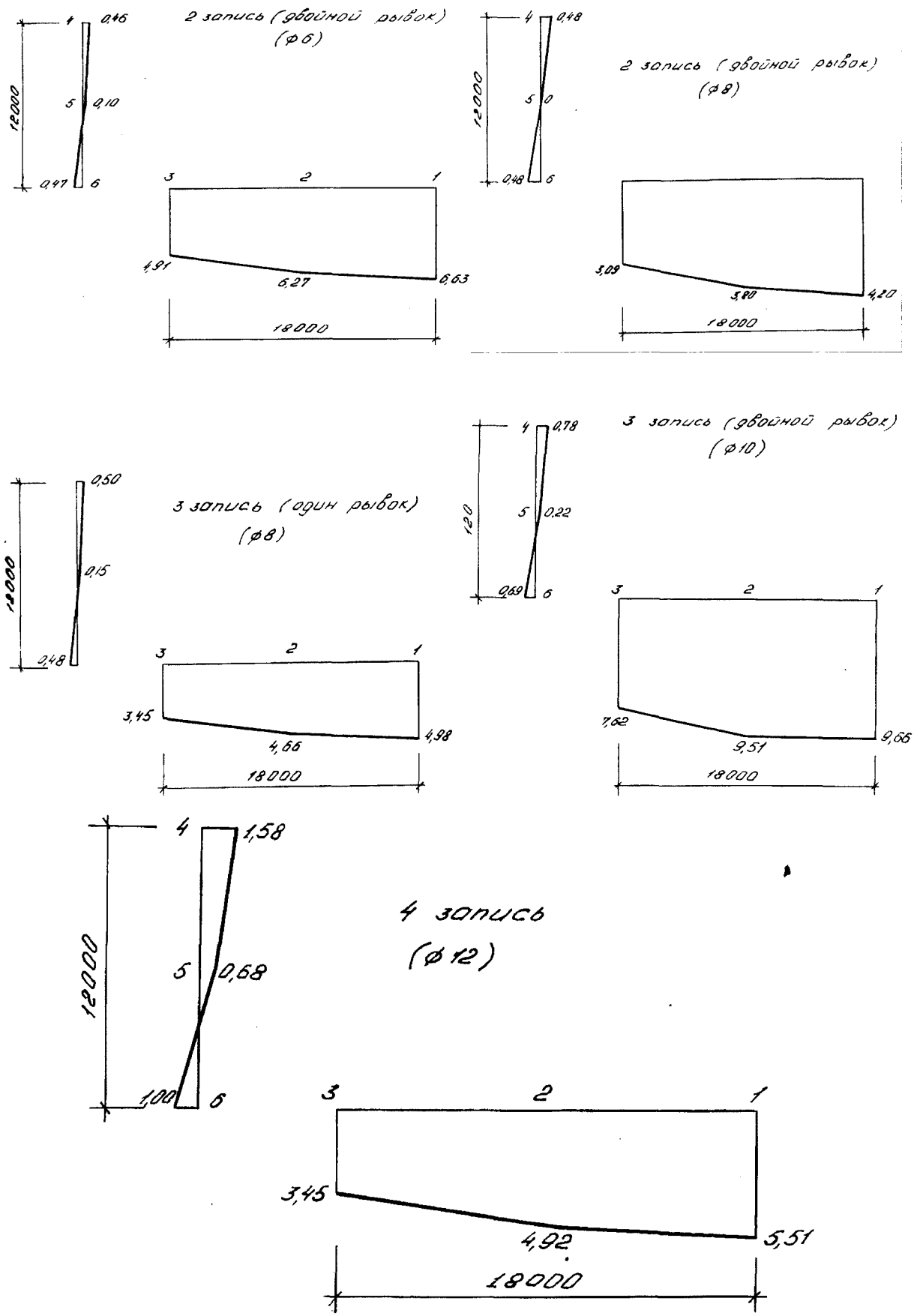


Рис.5.5 - Смещение фрагмента в плане при оттяжке в продольном направлении, полученных по записям колебаний, лист 2

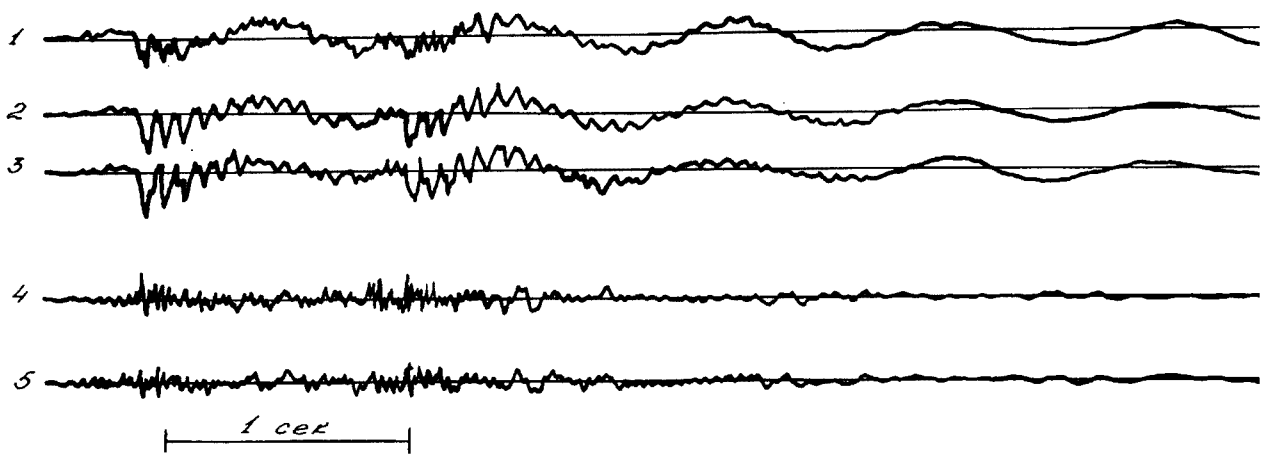
Смещение фрагмента с увеличением диаметра вставок, т.е. величины мгновенно прикладываемых нагрузок, возрастало. Применение двойных вставок, разрывающихся последовательно, позволяло увеличить амплитуду колебания фрагмента и продолжительность динамического воздействия. На рисунке двойной рывок означает последовательный мгновенный разрыв двух тарированных вставок. Рассматривая смещения фрагмента, можно заметить и сделать вывод, что при совпадении момента действия второго рывка с направлением смещения фрагмента при его колебании от воздействия первого рывка происходит увеличение амплитуды, а в противном случае эффект двойного рывка снижается вследствие несовпадения по фазе двух мгновенно-последовательных воздействий. Это видно из сравнения смещений по 2-ой записи колебаний фрагмента при диаметре тарированных вставок 6 и 8мм. При диаметре вставки 6мм в сравнении с 8мм смещение было больше в 1,65 раза по середине фрагмента. Наибольшие значения смещения фрагмента и эффект двойного рывка наблюдались при диаметре вставки 10мм. С увеличением величины прикладываемых нагрузок возрастал период колебаний фрагмента, с 0,83 до 1 сек. Вместе с тем и возрастало ускорение от 0,016g до 0,049g. Диссипативные характеристики фрагмента, характеризуемые логарифмическим декрементом затухания, изменялись незначительно, в среднем от 0,07 до 0,09. Таким образом, в продольном направлении фрагмента уровень приложенных динамических нагрузок при оттяжке за центр фрагмента существенно не повлиял на изменение жесткости фрагмента и поэтому диссипативные свойства изменились незначительно в 1,29 раза. При сравнении расчетного значения периода фрагмента равного 0,95сек с опытными значениями периода, изменявшегося с 0,83 до 1сек, получаем, что при испытаниях начальный период фрагмента был меньше расчетного на 15%, а в конце испытания становится больше на 5%. В целом расчет достоверно оценивает опыт. Небольшое расхождение между опытом и расчетом объясняется наличием частичного защемления колонн в стропильных конструкциях, которое не учитывается расчетом, о чем приводятся материалы в разделе 1 специально посвященному данному вопросу.

В табл.5.3 приведены значения частот и соответствующие ускорения по трем основным каналам для каждой оттяжки. В качестве примера на рис.5.6а,б приведены акселерограммы колебаний фрагмента при оттяжке за центр тарированными вставками диаметрами 10мм (двойной рывок) и 12мм (одинарный рывок).

По методике СНиП II-7-81 при массе фрагмента Q=504 кН, приведенной к верху колонн, были определены величины расчетных сейсмических нагрузок, действующих на фрагмент при 7 и 8 балльной интенсивности. Так, при 7 балльной интенсивности величина сейсмической нагрузки равна S_i = 20кН и при 8 балльной интенсивности – S_i = 40 кН.

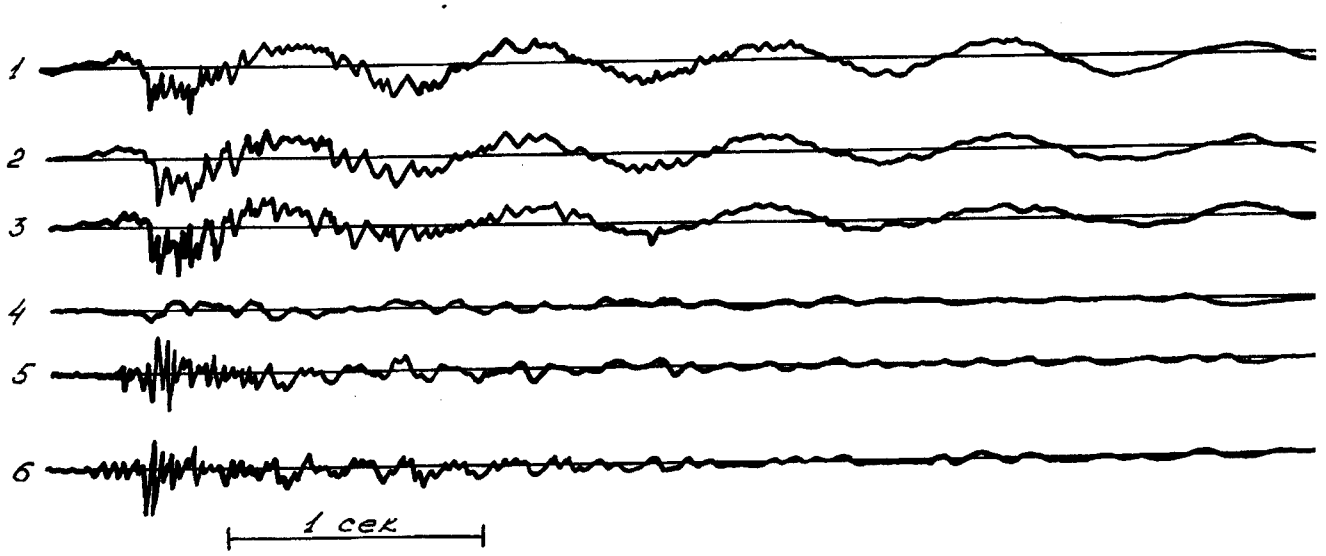
Табл.5.3

Диаметр вставки, класс	Номер каналов	Частота, гц		Ускорение, м/сек^2		
		первый рывок	второй рывок	один рывок	двойной рывок	
					первый	второй
Ø6А-I	1	1,18	-	0,1908	-	-
	2	1,18	-	0,1617	-	-
	3	1,08	-	0,1338	-	-
Ø6А-I	1	1,19	1,12	-	0,3434	0,327
	2	1,14	1,18	-	0,2928	0,2695
	3	1,18	1,14	-	0,2408	0,2247
Ø8А-I	1	1,15	-	0,2453	-	-
	2	1,18	-	0,212	-	-
	3	1,16	-	0,2033	-	-
Ø8А-I	1	1,22	1,15	-	0,2126	0,218
	2	1,16	1,20	-	0,2046	0,2385
	3	1,13	1,11	-	0,1873	0,2408
Ø10А-I	1	1,08	1,16	-	0,3815	0,3652
	2	1,12	1,08	-	0,3982	0,3126
	3	1,04	1,0	-	0,3852	0,2675
Ø12А-I	1	1,08	-	0,4633	-	-
	2	1,18	-	0,488	-	-
	3	1,15	-	0,4815	-	-



а)

а) 10мм (двойной рывок)



б)

б) 12мм (одинарный рывок)

Рис.5.6 - Акселерограммы колебаний фрагмента в продольном направлении при оттяжке с диаметрами вставок

В табл.5.4 приведены значения периодов и инерционных сил по каждому этапу испытаний.

Табл.5.4

Диаметр вставки, класс	Номер каналов	Период колебаний, сек		Инерционная сила S =m•ÿ, кН		
		первый рывок	второй рывок	один рывок	двойной рывок	
					первый	второй
Ø6А-I	1	0,85	-	9,62	-	-
	2	0,85	-	8,09	-	-
	3	0,93	-	6,74	-	-
Ø6А-I	1	0,84	0,89	-	17,3	16,48
	2	0,88	0,85	-	14,83	12,94
	3	0,85	0,88	-	12,14	11,32
Ø8А-I	1	0,87	-	12,36	-	-
	2	0,85	-	9,44	-	-
	3	0,86	-	10,25	-	-
Ø8А-I	1	0,82	0,87	-	10,72	10,99
	2	0,86	0,83	-	10,78	12,94
	3	0,89	0,90	-	9,44	12,14
Ø10А-I	1	0,93	0,86	-	19,23	18,41
	2	0,89	0,93	-	21,57	15,37
	3	0,96	1,00	-	19,41	13,48
Ø12А-I	1	0,93	-	23,35	-	-
	2	0,85	-	26,16	-	-
	3	0,87	-	24,26	-	-

Из табл.5.4 видно, что максимальная горизонтальная нагрузка при поступательном колебании фрагмента по величине превышала расчетное 7-балльное воздействие по СНиП в 1,24 раза. Максимальное значение инерционной горизонтальной силы, действующего на фрагмент определялось

как произведение массы, приведенной к уровню верха колонн, на опытное значение ускорения из выражения:

$$S_i = m \cdot \ddot{y} = 50{,}4 \cdot 0{,}49 = 24{,}7 \text{ кН}. \qquad (5.1)$$

С целью оценки работы замоноличенных швов между плитами, образующими бетонные шпонки, и влияние их на жесткость диска покрытия горизонтальная динамическая нагрузка была приложена к углу фрагмента, к оголовку колонны и тем самым создавалось кручение фрагмента в плане. При такой схеме приложения нагрузки возникали существенные сдвигающие усилия между плитами. В целом сдвигающие силы воспринимаются совместно сварными швами в местах крепления плит покрытия к балкам и бетонными шпонками между плитами. Для сравнения поведения замоноличенных и незамоноличенных швов между плитами при сдвиговых деформациях, швы между осями «А-Б» были замоноличены, а два других оставили без замоноличивания (швы по оси «Б» и между осями «Б-В»). На всех швах были установлены приборы, электротензометрические скобы, для регистрации возможных сдвигов плит относительно друг друга. На рис.5.7 приведены осциллограммы, показывающие деформации взаимных сдвигов плит по трем швам на покрытии.

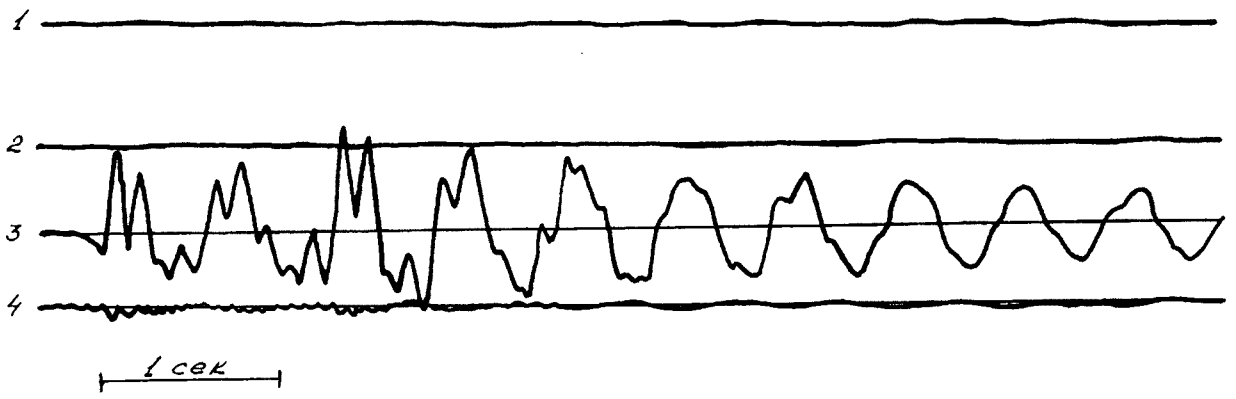


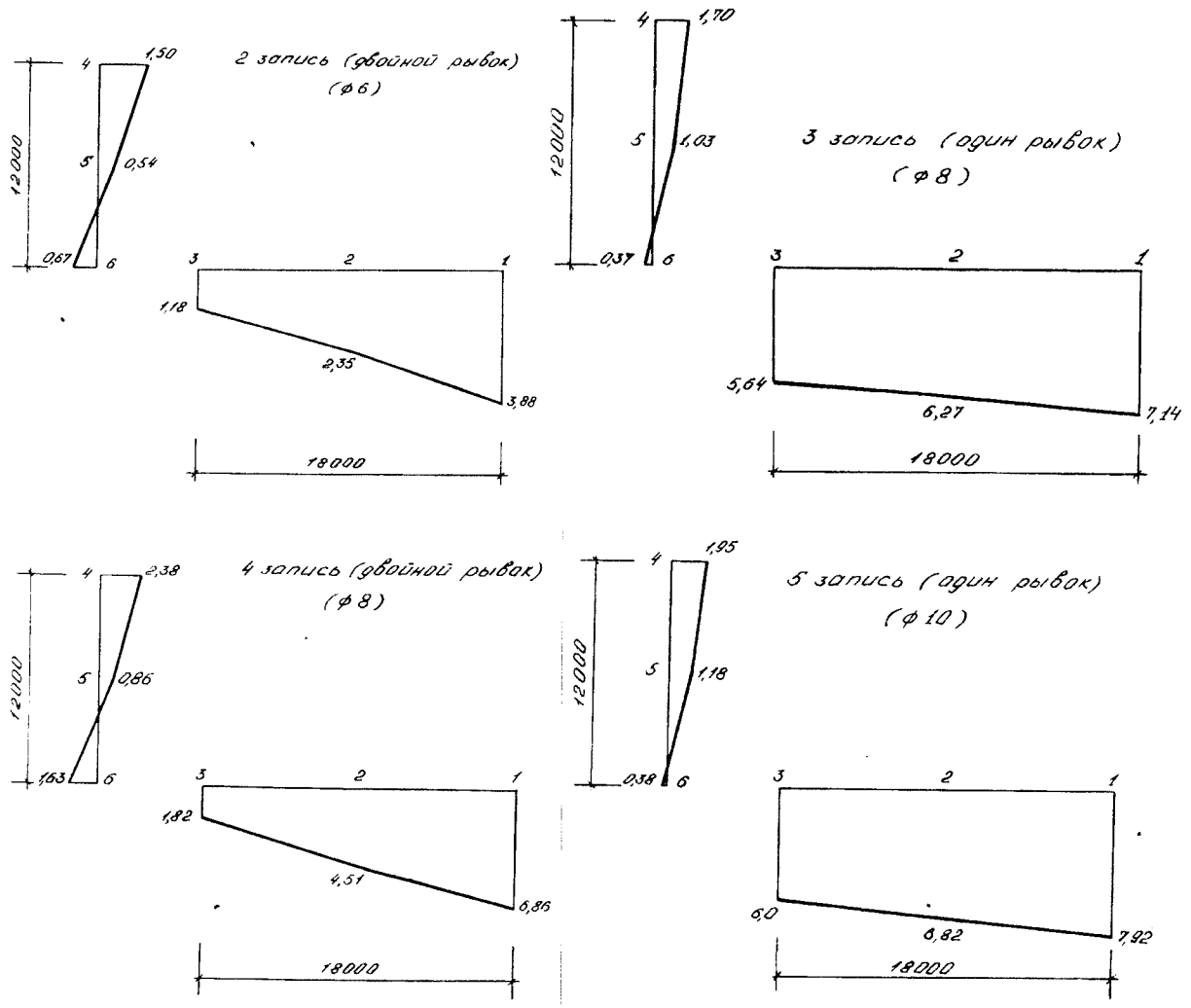
Рис.5.7 - Осциллограммы по взаимному сдвигу плит по швам между ними

По показаниям каналов 1 и 2 видно, что в замоноличенном шве деформации сдвига отсутствовали даже при максимальной нагрузке. Большие деформации взаимных сдвигов плит до 11мм зафиксированы в незамоноличенном шве между плитами, опирающимися на две смежные балки в их торцевом стыке по оси «Б», стык которых совпадает со швом двух плит. Деформации сдвига произошли и шве между плитами, опирающимися на одну балку, между осями «Б-В» (канал №4 на осциллограмме).

Таким образом, опыты показали, что замоноличиванием швов между плитами при принятых размерах шпонок и шаге вдоль продольных ребер плит типа «П» можно с достаточной надежностью обеспечить жесткость диска покрытия в своей плоскости.

На рис.5.8 приведены отдельные формы и значения смещений в плане в уровне покрытия, в мм, полученных по результатам записей крутильных колебаний при разных диаметрах вставок. При кручении фрагмента колебания

в поперечном направлении были соизмеримы с продольными. Кручение фрагмента в плане более сильнее происходило при двойных рывках и с увеличением диаметра тарированной вставки. Полученные значения ускорений при крутильных колебаниях фрагмента превышали в 2,4 раза ускорения, полученные при поступательных колебаниях фрагмента.



а) б)

а) при крутильном колебании, б) при поступательном колебании

Рис.5.8 - Горизонтальные смещения фрагмента в плане в уровне покрытия

В табл.5.5 приведены значения частот и ускорений, полученных по 6 каналам записей акселерограмм. На рис.5.9 в качестве примера представлены записи по каналам 1-3 в продольном направлении и по 4-6 каналам в поперечном направлении, полученные в процессе крутильных колебаний фрагмента.

Период колебаний в продольном направлении достигал - 0,94 сек, а в поперечном – 0,74 сек. При этом наибольшее значение ускорения составило 0,12g, а логарифмический декремент затухания превысил в 3,8 раза при его увеличении с 0,17 до 0,34. На увеличение рассеивания энергии при кручении в большей мере оказывал взаимный сдвиг плит в незамоноличенных швах.

Основные результаты проведенных исследований приведены в работе [25].

Табл.5.5

Диаметр вставки, класс	Номер канала	Частота, гц		Ускорение, м/сек^2		
		первый рывок	второй рывок	один рывок	двойной рывок	
					первый	второй
Ø6А-I	1	1,20	1,45	-	0,242	0,168
	2	1,07	1,16	-	0,294	0,282
	3	1,41	1,61	-	0,260	0,249
	4	-	-	-	-	-
	5	-	-	-	-	-
	6	1,59	1,75	-	0,149	0,149
Ø8А-I	1	1,23	-	0,327	-	-
	2	1,15	-	0,634	-	-
	3	1,39	-	0,481	-	-
	4	1,54	-	0,166	-	-
	5	1,30	-	0,905	-	-
	6	1,59	-	0,244	-	-
Ø8А-I	1	1,39	1,43	-	0,403	0,288
	2	1,03	0,94	-	0,669	0,575
	3	1,39	1,59	-	0,384	0,445
	4	-	-	-	-	-
	5	-	-	-	-	-
	6	-	-	-	-	-
Ø10А-I	1	1,25	-	0,377	-	-
	2	1,11	-	0,704	-	-
	3	1,35	-	0,542	-	-
	4	-	-	-	-	-
	5	-	-	-	-	-
	6	1,09	-	0,249	-	-
Ø10А-I	1	1,37	1,69	-	0,460	0,391
	2	1,11	1,35	-	0,787	0,446
	3	1,37	1,59	-	0,484	0,565
	4	-	-	-	-	-
	5	1,64	1,75	-	1,152	1,119
	6	1,37	1,52	-	0,344	0,369
Ø6А-I	1	1,01	-	0,189	-	-
	2	1,18	-	0,282	-	-
	3	1,30	-	0,200	-	-
	4	-	-	-	-	-
	5	1,39	-	0,329	-	-
	6	1,66	-	0,125	-	-

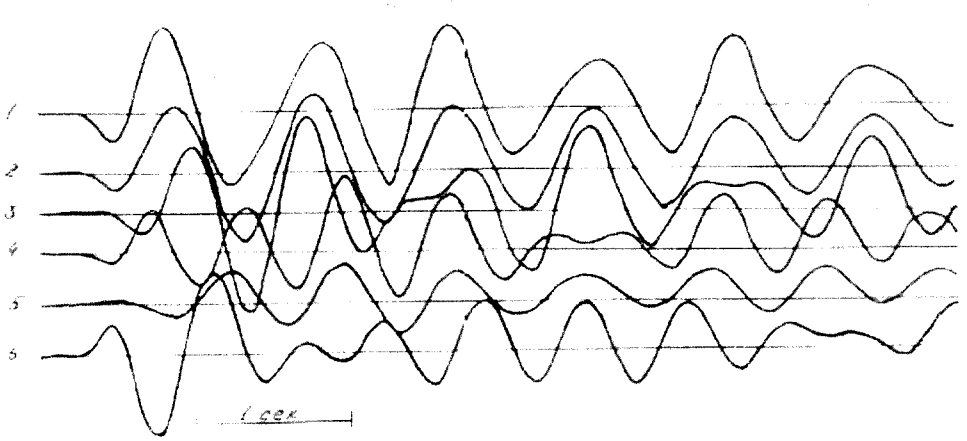


Рис.5.9 - Крутильные колебания фрагмента при оттяжке в продольном направлении

Результаты проведенных динамических испытаний натурного фрагмента одноэтажного каркасного промздания с покрытием из плит типа «П» на пролет размером 3х18м позволяют сделать следующие выводы:

1. Жесткость диска покрытия из плит типа «П» при динамических нагрузках, соответствующих сейсмическому воздействию интенсивностью 7-8 баллов, обеспечивается образованием шпонок из бетона между продольными ребрами плит с созданием на наружных боковых гранях продольных ребер плит пазов размерами 160х100х25мм, в местах прохождения поперечных ребер и в промежутках между ними.

2. Передача инерционной нагрузки от веса покрытия на колонны через стропильные конструкции обеспечивается приваркой закладных деталей плит типа «П» к стропильным конструкциям не менее чем в трех углах опирания, совместно с бетонными шпонками, образованными между плитами.

3. Разработаны практические «Рекомендации по применению плит на пролет Типа «П» размером 3х18м в сейсмостойких каркасных зданиях», Госстрой СССР. Главпромстройпроект. Казахский ПромстройНИИпроект, Алма-Ата,1983г.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В соответствии с целью и задачами исследований, на основе анализа результатов имеющихся исследований и последствий сильных землетрясений, была разработана методика исследований, проведены экспериментально-теоретические комплексные исследования и получены новые результаты, которые позволяют сделать следующие выводы, предложения и рекомендации по разделам:

1. По материалам проведенных обследований каркасных одноэтажных и многоэтажных зданий по последствиям землетрясения в г. Ленинакане:

- повреждения и разрушения одноэтажных каркасных железобетонных промышленных зданий происходило, в основном, вследствие повреждения и

разрушения узлов соединений стропильных конструкций с колоннами и колонн по нижнему сечению у обреза фундаментов;

- последствия Спитакского землетрясения явно показали, что применяемые типовые узлы соединения стропильных конструкций с колоннами не обеспечивают сейсмостойкость одноэтажных железобетонных каркасных зданий, поэтому требуют пересмотра их конструктивных решений;

- рекомендуется в одноэтажных каркасных зданиях применение железобетонных колонн с эффективным смешанным армированием с целью повышения жесткости, трещиностойкости и малоцикловой выносливости колонн при действии сейсмических нагрузок;

- в районах с высокой сейсмичностью в одноэтажных каркасных зданиях целесообразно применять вместо железобетонных ферм стропильные балки, например, балки с подрезками на опорах для уменьшения величин, возникающих усилий в узле из плоскости стропильных балок.

- применять эффективные большепролетные плиты покрытия типа «П», позволяющие повысить жесткость диска покрытия и технико-экономические показатели;

4. По комплексным исследованиям работы новых узлов соединения колонн с конструкциями покрытия при действии статических и динамических нагрузок типа сейсмических:

- конструктивное решение узла было разработано на основе анализа результатов проведенных экспериментальных исследований работы, применяемых типовых узлов соединения стропильных конструкций с колоннами с выявлением их недостатков. В последующем установленные недостатки подтвердились их поведением при произошедшем землетрясении в г. Ленинакане в 1988 году;

- разработанный метод расчета узлов позволяет достоверно оценить и запроектировать несущую способность и тем самым обеспечить надежную работу узлов при действии сейсмических нагрузок расчетной интенсивности с некоторым резервом. Применение нового шарнирного узла в одноэтажных сейсмостойких каркасных зданиях обеспечивает соответствие расчетной схемы здания реальной конструктивной, принимаемой при проектировании, повышает диссипативные свойства каркаса здания при колебаниях с рассеиванием энергии в шарнирных соединениях и позволяет снизить расход стали за счет возможности исключения металлических связей в покрытии, приводящих к снижению расхода стали на 3-5 кг/м^2 покрытия;

- технология изготовления сборных железобетонных колонн и балок с новыми узлами и их монтаж были отработаны в достаточной мере, что не отличаются сложностью от технологии изготовления и монтажа традиционных сборных конструкций;

- разработаны «Рекомендации по расчету и проектированию сейсмостойких одноэтажных железобетонных каркасных зданий с односторонне-шарнирными узлами соединения колонн с конструкциями покрытия» с примером расчета для практического применения.

6. По результатам исследований работы стропильных балок с подрезками на опорах при действии поперечной силы:

- поперечная, наклонная и продольная арматура по наклонным сечениям опорных участков с подрезками реализовывают прочностные свойства в стадии близкой к разрушению. При этом наиболее эффективно работает наклонная арматура на опорах в подрезке.
- расчет железобетонных стропильных балок со смешанным продольным армированием с подрезками на опорах по наклонным сечениям для обеспечения прочности следует производить:

1) на действие поперечной силы по наклонному сечению;
2) на действие изгибающего момента по наклонному сечению.

- рекомендуется опасную длину проекции наклонной трещины на продольную ось «**c**», принимать не более **1,5** $\mathbf{h_0}$, и не менее $\mathbf{h_0}$, если **c**< или = $\mathbf{h_0}$.

7. По результатам экспериментальных исследований работы узлов сопряжения перемычек с ветвями железобетонных двухветвевых колонн при действии знакопеременных малоцикловых нагрузок среднего и высокого уровня типа сейсмических:

- исчерпание несущей способности узлов первой серии происходило в основном по нормальным сечениям ветвей колонн с достижением деформаций текучести в продольной арматуре и последующим раздроблением бетона сжатых зон. Разрушение узлов второй и третьей серий происходило либо по наклонному сечению ветвей колонн, либо по телу центральной узловой зоны;
- при исчерпании несущей способности узлов значения опытных изгибающих моментов в расчетных сечениях перемычек превышали расчетные значения, определенные по фактическим физико-механическим характеристикам бетона и арматуры, на 7-49%. В ветвях колонн такое превышение составило до 26%.
- снижение несущей способности опытных образцов, испытанных малоцикловым знакопеременным нагружением среднего и высокого уровней, для образцов первой серии составило 20% по сравнению с несущей способностью эталонного образца. Во второй и третьей сериях узлов, испытанных малоцикловым знакопеременным нагружением среднего и высокого уровней, отклонение значений опытных разрушающих нагрузок от величин предельных нагрузок эталонных образцов составило от -7 до +13%;
- при малоцикловых знакопеременных нагружениях среднего уровня стабилизация гистерезисных кривых наступала практически после первых трех циклов, и в последующем характер деформирования не менялся до увеличения уровня нагружения;
- принятая анкеровка продольной арматуры перемычек была достаточной для реализации несущей способности перемычек.
- для исключения хрупкого разрушения ветвей двухветвевых колонн по наклонным сечениям следует усилить поперечное армирование в приузловых зонах ветвей в соответствии с требованиями СНиП РК 2.03-30-2006. При этом следует применять замкнутые хомуты;

- рекомендуется применение двухветвевых железобетонных колонн при рассмотренных размерах основных элементов и узлов и их армировании с учетом усилений в одноэтажных каркасных зданиях для районов с сейсмичностью 7,8 баллов.

8. По результатам динамических испытаний натурного фрагмента одноэтажного каркасного промздания с покрытием из плит типа «П» на пролет размером 3х18м:

- жесткость диска покрытия из плит типа «П» при динамических нагрузках, соответствующих сейсмическому воздействию интенсивностью 7-8 баллов, обеспечивается образованием шпонок из бетона между продольными ребрами плит с созданием на наружных боковых гранях продольных ребер плит пазов размерами 160х100х25мм, в местах прохождения поперечных ребер и в промежутках между ними;

- передача инерционной нагрузки от веса покрытия на колонны через стропильные конструкции обеспечивается приваркой закладных деталей плит типа «П» к стропильным конструкциям не менее чем в трех углах опирания, совместно с бетонными шпонками, образованными между плитами;

- разработаны практические «Рекомендации по применению плит на пролет Типа «П» размером 3х18м в сейсмостойких каркасных зданиях», Госстрой СССР. Главпромстройпроект. Казахский ПромстройНИИпроект, Алма-Ата,1983г.

В целом, автором разработан новый каркас одноэтажного здания из колонн со смешанным армированием, двухветвевых колонн, шарнирных узлов соединения колонн со стропильными конструкциями, стропильных балок с подрезками на опорах и плит покрытия, апробированных экспериментально. Такой каркас из разработанных несущих железобетонных конструкций и шарнирного узла соединения колонн с конструкциями покрытия рекомендуется для применения в сейсмических районах. Материалы экспериментальных исследований с рекомендациями по расчету и проектирования приведены в монографии [26].

При рассмотрении и анализе конструктивных схем одноэтажных железобетонных каркасных зданий различного назначения для сейсмических районов была разработана новая конструктивная схема одноэтажного сельскохозяйственного каркасного здания из Г-образных железобетонных полурам, как разновидность одноэтажных сейсмостойких каркасных зданий получено авторское свидетельство [27]. Разработаны конструкции Г-образных железобетонных полурам и конструктивное решение каркаса с узлами соединения полурам с фундаментом и между собой.

Литература

1.ПОСОБИЕ по проектированию каркасных промзданий для строительства в сейсмических районах (к СНиН II-7-81). ЦНИИПромзданий Госстроя СССР. М.: Стройиздат, 1984.-183с.

2. Абаканов М.С. Уроки Спитакского землетрясения, произошедшего в Армении. Проблемы архитектуры и строительства. Самарканд: СамГАСИ.- 2009. -№1-С.15-21.

3.ЖунусовТ.Ж., Ашимбаев М.У., Бучацкий Е.Г. Расчет одноэтажных каркасных промышленных зданий с учетом действительной работы конструкций //Материалы совещания «Совершенствование методов расчета и конструирования зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах».- Кишинев, 1976 г.

4.Еникеев Р., Шахнович Ю. Влияние узловых соединений на жесткость каркаса одноэтажных промышленных зданий //Исследование сейсмостойкости сооружений и конструкций.-Алма-Ата: КазпромстройНИИпроект, 1967.-Вып 1.

5.Башаров К.Г. Работа рамных каркасов при переменном во времени нагружении: автореф. … канд. техн. наук. – М., 1987.

6.А.С. 1256222. СССР. Каркас одноэтажного сейсмостойкого здания/ Абаканов М.С. - опубл. 7.09.1986. Бюл. №33 - 1986. -4с: ил.

7.Абаканов М.С. Узлы соединения конструкций покрытия с колоннами одноэтажных каркасных зданий для сейсмических районов. /Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций //Труды КазНИИССА.-Алматы 2007.- Вып.22 (32).- С. 225-236.

8.Костюковский М.Г. Развитие балочной системы конструкций покрытий производственных зданий //Бетон и железобетон. – 1989.- №5.-С. 7-8.

9.Баженов Г.Л., Кудрин Б.А. Исследование работы коротких конструкций //Железобетонные конструкции.- Горький: ГИСИ, 1961.-Вып.37.

10-211 Безухов К.И. Исследование коротких железобетонных консолей //Вестник инженеров и техников.-1948.- №3.

10.Павлов А.П. Исследование железобетонных коротких консолей //Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций. – Ленинград: ЛИСИ, 1973.- №1.

11.Баранова Т.И., Залесов А.С. Расчет коротких элементов на действие поперечных сил //Бетон и железобетон.- 1976.- №9.

12.Хайдари А. Исследования и некоторые особенности работы коротких железобетонных консолей //Соершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций.- Ленинград: ЛИСИ.- №2.

13.Ferguson P.M. Some Implications of Recent Diagonal Tension Tests //ACI-Journal.- Aug., 1956.- Vol.53.

14.Franz G.,Niedenhoff K. Die Bewehrung von Konsolen un Gedrungenen Balken //Beton-und Stahlbetonbau.-1963.- №5.

15.Залесов А.С., Сахаров В.Н., Титов И.А. Исследование деформаций бетона в балках при действии поперечных сил с помощью оптически чувствительных покрытий //Фотоупругость. Развитие методики. Инженерные положения.: сб. трудов.Энергия. - М., 1975 (МИСИ им. В.В.Куйбышева). - №125-126.

16.Залесов А.С. Сопротивление железобетонных элементов при действии поперечных сил. Теория и новые методы расчета прочности: дисс. …доктора технических наук. – М., 1979. -344 с.

17. СНиП 2.03.01-84

18.Абаканов М.С. Стропильные балки с подрезками на опорах для одноэтажных сейсмостойких каркасных промышленных зданий //Хабаршы-Вестник Евразийскийкого национального университета им.Л.Н.Гумилева.- 2009. - № 2 (69). -С. 184-188.

19.Абаканов М.С. Малоцикловая прочность элементов железобетонных колонн при нагрузках типа сейсмических //Вестник г.Астаны.- Астана, 2008.-№ 4.- С.88-100.

20.Абаканов М.С. Малоцикловая прочность узлов двухветвевых железобетонных колонн одноэтажных производственных зданий при нагрузках типа сейсмических //Хабаршы-Вестник Казахской головной архитектурно-строительной академии.-2008.- №2 (28). -С. 99-109.

21.Бердичесвский Г.И., Складнев А.Н., Сасонко Л.В. Шприц Е.С. Исследование работы крупноразмерных панелей на пролет типа «П» для покрытий производственных зданий. Предварительно напряженные конструкции зданий и сооружений.- М.НИИЖБ, 1981.

22.СасонкоЛ.В., Шприц Е.С. Опыт применения и натурные испытания преднапряженных плит покрытий типа «П» размером 3х18 м //Научно-технический реферативный сборник. Строительные конструкции. Строительная физика.- 1979.- Вып.10.

23.Костюковский М.Г., Кормер Б.Г. Конструкции покрытий зданий из плит на пролет //Промышленное строительство.- 1980.- №2.

24.А.С.№15433282. СССР. Устройство для динамических испытаний /М.С. Абаканов; опубл 15.02.1990. Бюл. №6.

25.Абаканов М.С. Динамические испытания одноэтажного производственного здания с покрытием из плит типа «П» на пролет размерами 3х18м. // Вестник Кыргызстана, №1 (18). Бишкек, 2009. -С. 246-250.

26. Абаканов М.С. монография, «Малоцикловая прочность железобетонных конструкций каркасных зданий при действии нагрузок типа сейсмических», Алматы 2016, С.132.

27.А.С. №1325161. СССР. Каркас одноэтажного сейсмостойкого сельскохозяйственного здания / М.С.Абаканов, С.У.Чакеев, Б.К.Кумаров опубл. 23.07.1987. Бюл. №27. -5с: ил.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3

1. Типовые узлы соединения несущих конструкций одноэтажных железобетонных каркасных зданий для сейсмических районов 4

2. Новый шарнирный узел соединения несущих конструкций одноэтажных железобетонных каркасных зданий для сейсмических районов 9

3. Железобетонные стропильные балки с подрезками на опорах одноэтажных каркасных зданий для сейсмических районов 50

4. Железобетонные двухветвевые колонны одноэтажных каркасных зданий для сейсмических районов 64

5. Железобетонные плиты покрытия типа «П» на пролет с размерами 3х18м одноэтажных каркасных зданий для сейсмических районов 80

Литература 98

Научное издание

Абаканов Миркен Сейткасымович
Доктор технических наук, С.Н.С., член-корреспондент Международной инженерной академии и Национальной инженерной академии Республики Казахстан

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ КАРКАС ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ ДЛЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНОВ

Верстка Н.Келгенбаев
Подписано в печать 17.10.2016. Формат 70x100.
Гарнитура: Times New Roman
Усл.печ.л.10. Тираж 200 экз.

Отпечатано в издательском центре АО «КазНИИСА»
500046, г. Алматы, ул. Солодовникова,21
Тел./факс: 7(727)392-76-16