

(19)



**Евразийское
патентное
ведомство**

(11) **034424**

(13) **B1**

(12) **ОПИСАНИЕ ИЗОБРЕТЕНИЯ К ЕВРАЗИЙСКОМУ ПАТЕНТУ**

(45) Дата публикации и выдачи патента
2020.02.06

(51) Int. Cl. *E04H 9/02* (2006.01)

(21) Номер заявки
201600638

(22) Дата подачи заявки
2015.09.11

(54) **СПОСОБ СООРУЖЕНИЯ ЗДАНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ БЕЗРИГЕЛЬНОГО КАРКАСА**

(31) а 2014 10072

(56) US-A1-2014123580
JP-A-2010285783

(32) 2014.09.15

(33) UA

(43) 2017.01.30

(86) PCT/UA2015/000084

(87) WO 2016/043689 2016.03.24

(71)(73) Заявитель и патентовладелец:
ЧЕРВОНОБАБА ГРИГОРИЙ (UA)

(72) Изобретатель:
**Азараев Владимир, Червонобаба
Григорий (UA)**

(74) Представитель:
Сулимова Е.Б. (RU)

(57) Изобретение относится к строительству, в частности к конструкциям сборно-каркасных зданий и сооружений. Безригельный каркас здания, сооружения содержит колонны, расположенные по сетке плана и выполненные с угловым, и/или тавровым, и/или крестообразным поперечным сечением, надколонные плиты перекрытия, расположенные между верхними торцами нижних колонн и нижними торцами верхних колонн и соединенные с указанными торцами колонн свободным опиранием через плоские горизонтальные стыковые швы, межколонные плиты перекрытия, расположенные между надколонными плитами перекрытия и соединенные с ними. Техническим результатом является повышение сейсмической устойчивости здания, сооружения в условиях сейсмических воздействий средней и большой интенсивностей без использования дополнительных элементов в конструктивной схеме здания, сооружения.

B1

034424

034424

B1

Область техники

Изобретение относится к строительству, в частности к конструкциям сборно-каркасных зданий и сооружений, может быть использовано при сооружении жилых, общественных, промышленных зданий и сооружений с безригельными каркасами.

Предшествующий уровень техники

Безригельные каркасы в настоящее время являются альтернативой традиционным схемам строительства сборно-каркасных зданий и сооружений.

Примером применения безригельных каркасов является строительная система сборно-каркасных зданий серии "КУБ-2,5", которая прошла согласование и получила одобрение Госстроя РФ, Министерства строительства, архитектуры и ЖКХ РФ.

Серия сборно-каркасных зданий "КУБ-2.5" освоена ООО "КУБ Систем", ООО "КУБ Строй", ООО "ПСК-КУБ" (Москва), ООО "КУБ Строй СПб" (Санкт-Петербург).

От традиционных сборно-каркасных систем строительная система "КУБ-2,5" отличается, прежде всего, отсутствием ригелей, а также использованием колонн без выступающих частей. Плиты перекрытия в зависимости от расположения подразделяются на надколонные и межколонные. Пространственная жесткость конструкции обеспечена монолитной связью элементов (плит перекрытия и колонн) и при необходимости включением в строительную систему дополнительных связей и диафрагм.

В основу системы безригельного каркаса "КУБ-2,5" положена конструкция узла соединения двух основных элементов - плиты перекрытия и колонны с использованием закладной детали - стальной обечайки, соединенной с арматурой плиты перекрытия. Бетон в данном узле работает в условиях всестороннего сжатия, в результате чего происходит его самоупрочнение. Это дает возможность исключить ванную сварку на стыке колонн. В узле присутствуют только монтажные швы.

Монтаж каркаса выполняют в следующем порядке. Сначала устанавливают и выверяют колонны, затем на проектную отметку устанавливают надколонные плиты перекрытия и монтируют межколонные плиты перекрытия "всухую". После установки арматуры в швах между плитами замоноличивают бетонные узлы соединения надколонных плит перекрытия и колонн, а также швы между плитами перекрытия.

Строительная система безригельного каркаса "КУБ-2,5" может использоваться для строительства практически всего спектра сооружений, жилых и общественных зданий, промышленных сооружений, складских комплексов и т.д.

Строительная система безригельного каркаса "КУБ-2,5" по сравнению с традиционными схемами строительства сборно-каркасных зданий и сооружений имеет следующие преимущества:

высокий уровень индустриализации - технология изготовления элементов зданий максимально переносит затраты труда строителей в цеховые условия, тем самым значительно уменьшая на строительной площадке риски как природных, так и человеческих факторов;

высокая производительность монтажа - используются всего два типа простых и не трудоемких соединений: "колонна-плита" и "плита-плита", то есть минимально возможное количество, что способствует ускорению монтажа; не требуется особой подготовки монтажников, все процедуры по монтажу носят стандартный характер; бригада из 5 человек монтирует в смену до 300 м² перекрытия;

сокращение количества сварочных работ - сварочные работы выполняют только для приварки четырех соединительных деталей в узле "колонна-плита";

сокращение количества бетона в процессе монтажа - количество бетона минимально, так как бетон нужен только для заделки швов между плитами и замоноличивания узла соединения "колонна-плита";

разнообразие и свобода архитектурных решений - межэтажные перекрытия могут принимать самые разнообразные формы, решаются любые архитектурные задачи по проектированию жилых, общественных или промышленных зданий.

Конструкции безригельных каркасов зданий и сооружений широко представлены в патентной информации. Как аналоги, можно привести примеры следующих решений.

По авторскому свидетельству СССР № 1606629, МПК E04B 5/43, дата подачи заявки 1988.06.27, известно безбалочное перекрытие, включающее надколонные плиты перекрытия с центральным отверстием для размещения на колоннах, межколонные плиты перекрытия, имеющие опорные участки, которыми они опираются на надколонные плиты.

На колоннах смонтированы надколонные плиты перекрытия, имеющие в центральной части отверстие. Боковые грани надколонных плит выполнены в виде ступеньки, образующей опорный столик. На надколонные плиты опираются двумя своими противоположными краями межколонные плиты. На боковых гранях межколонных плит по всей их длине образованы "четверти", которыми межколонные I плиты опираются на надколонные плиты.

Узел соединения колонн с надколонными плитами перекрытия включает отверстие в надколонной плите, в котором размещается колонна. Указанное отверстие имеет обрамление в виде стальной обечайки. После установки колонны в отверстие узел соединения замоноличивают.

На колонны сверху устанавливают надколонные плиты перекрытия. Затем на надколонные плиты укладывают межколонные плиты таким образом, что "четверти" этих плит опираются на столики боковых граней надколонных плит.

Известен также безригельный железобетонный каркас здания по патенту Российской Федерации № 2247812, МПК E04B 1/18, E04B 5/43, дата подачи заявки 2001.04.03, патентовладелец ООО "Научно-проектное общество "КУБ", г. Москва.

Безригельный железобетонный каркас здания содержит надколонные и межколонные плиты перекрытия, а также сборные по высоте колонны. Надколонные плиты изготовлены с отверстиями, через которые проходят колонны. В местах пересечения колонн и надколонных плит арматура колонн и надколонных плит обнажена. Отверстия в надколонных плитах выполнены с обечайками, которые прикреплены к рабочей арматуре колонн. В местах стыка двух отдельных участков колонн с надколонными плитами оголенная арматура верхней колонны выполнена в виде петельного выпуска, а в нижней - в виде арматурных стержней. В местах пересечения надколонных плит перекрытия и колонн оголенная арматура колонн замоноличена с арматурой надколонных плит перекрытия.

На ребрах надколонных плит образованы полки и опорные столики, а смежные межколонные плиты выполнены с соответствующими консолями, что обеспечивает возможность соединения надколонных и межколонных плит между собой. В ребрах плит выполнены арматурные петельные выпуски, длина которых не превышает ширину полки. При монтаже плит между петельными выпусками пропускают стержни. Столики, консоли, петельные выпуски и стержни замоноличивают бетоном.

Надколонные плиты непосредственно "надеются" и опираются на колонны. На надколонные плиты опираются межколонные плиты. Оба типа плит выполнены плоскими, лишенными ребер, капителей и других утолщений в зоне опирания на колонны или друг на друга. Колонны выполнены постоянного сечения по высоте, лишены каких-либо капителей или выступающих за габариты колонн хомутов в зоне опирания плит перекрытия.

Монтаж каркаса осуществляют в следующем порядке.

Сначала выставляют в проектное положение колонны. Затем на них монтируют надколонные плиты, после чего устанавливают межколонные плиты. При монтаже применяют монтажные стойки.

Установку надколонной плиты на колонну выполняют с помощью монтажного кондуктора, который заранее устанавливают в отверстие, выполненном в колонне. Установленная на проектную отметку надколонная плита прикрепляется к колонне с помощью сваривания обечайки с арматурой колонны. Если на уровне установки надколонной плиты расположена стыковка верхней и нижней частей колонны, то петлевую арматуру верхней колонны сваривают со стержнями нижней колонны. Затем узел стыка замоноличивают бетоном.

Установка межколонных плит в проектное положение производится на опорные столики надколонных плит. При монтаже межколонных плит арматурные петельные выпуски перехлестывают друг друга, образуя просвет, через который пропускают горизонтальные стержни. Стык замоноличивают бетоном.

Общими признаками указанных аналогов и заявляемого решения являются безригельный каркас здания, сооружения, содержащий колонны, надколонные плиты перекрытия, опирающиеся на колонны, межколонные плиты перекрытия, расположенные между надколонными плитами перекрытия, узлы соединения колонн с надколонными плитами перекрытия и узлы соединения плит перекрытия между собой.

Конструкции безригельных каркасов по приведенным аналогам не позволяют в полной мере реализовать потенциальные преимущества строительных систем безригельных каркасов по следующим причинам.

В указанных конструкциях жесткость каркаса и сопротивляемость продавливающим нагрузкам ограничены, поскольку опирание надколонной плиты перекрытия на колонну осуществляется только через искусственно созданный в условиях строительной площадки соединительный узел, локализованный в пределах поперечного сечения колонны, геометрия и конструктивные особенности которого не позволяют воспринимать значительные изгибающие моменты и осевые нагрузки.

Необходимость сварки деталей и замоноличивания узлов соединения колонн с надколонными плитами перекрытия увеличивает трудоемкость монтажа и расход бетона на строительной площадке; кроме того, замоноличивание указанных узлов как наиболее ответственных узлов каркаса требует высокой культуры производства и строгого контроля, что ограничено в условиях строительной площадки.

Указанные конструкции каркаса имеют недостаточную сейсмическую устойчивость. Для обеспечения сейсмической устойчивости необходимо дополнять конструкции дополнительными конструктивными элементами (связи, диафрагмы, демпферы колебаний и другие средства обеспечения сейсмической устойчивости), что ухудшает экономические показатели строительства, приводит к перерасходу строительных материалов и ограничению архитектурно планировочных решений.

В качестве прототипа выбран безригельный каркас здания, сооружения, известный по патенту Украины на изобретение № 99847, МПК E04B 1/18, E04B 5/43, E04B 1/21, дата подачи заявки 09.08.2010.

Безригельный каркас содержит колонны, надколонные плиты перекрытия, расположенные между верхними торцами нижних колонн и нижними торцами верхних колонн, межколонные плиты перекрытия, расположенные между надколонными плитами перекрытия, узлы соединения колонн с надколонными плитами перекрытия и узлы соединения надколонных и межколонных плит перекрытия между собой.

Колонны выполнены с угловым, и/или тавровым, и/или крестообразным поперечным сечением в

соответствии с их расположением на плане здания. Такое исполнение колонн реализует возможность опирания плит перекрытия на торцы колонн с увеличенной площадью опирания без применения выступающих консольных элементов как на колоннах, так и на плитах перекрытия. Колонны угловой, тавровой или крестообразной формы в поперечном сечении являются пространственно устойчивыми вертикальными элементами, воспринимающими как вертикальные, так и горизонтальные нагрузки.

Габаритные размеры поперечного сечения колонн соответствуют следующему соотношению: $e_i < W_i/F_i$, где e_i - эксцентриситет приложения к i -й колонне суммарной продольной силы, W_i - осевой момент сопротивления поперечного сечения i -й колонны относительно оси, перпендикулярной линии, проходящей через точку приложения суммарной продольной силы и центр тяжести сечения, F_i - общая площадь поперечного сечения i -й колонны.

Такое исполнение поперечного сечения колонн обеспечивает в стыковых швах соединения колонн с надколонными плитами треугольную или трапециевидную эпюру напряжений во всех случаях действия суммарных вертикальных (продольных) сил. То есть в стыковых горизонтальных швах между колоннами и надколонными плитами при всех возможных эксплуатационных нагрузках в вертикальном направлении всегда действуют только напряжения сжатия. Это обеспечивает возможность соединения строительных элементов (верхний торец нижней колонны, надколонная плита перекрытия, нижний торец верхней колонны в узле их соединения) путем их свободного опирания, что позволяет отказаться от традиционных выпусков продольной рабочей арматуры на торцах колонн с последующим их соединением путем сварки при монтаже каркаса и применить плоскостные стыковые швы со свободным опиранием в соединениях колонн с надколонными плитами, снижает трудоемкость монтажных работ на строительной площадке.

В торцах колонн выполнены глухие отверстия, а в надколонных плитах перекрытия - соосные им сквозные отверстия, в которых установлены стержни. Указанные стержни могут быть выполнены как направляющие стержни, свободно установленные в указанных отверстиях, или как силовые штыри, замоноличенные в указанных отверстиях.

Узлы соединения надколонных плит перекрытия с торцами колонн выполнены в виде сухих плоскостных стыковых швов, или швов со слоем клеевого раствора, или швов со слоем строительного раствора.

Узлы соединения плит перекрытия (надколонных и межколонных) между собой выполнены в виде противоположных петельных арматурных выпусков плит, попарно соединенных вязальной проволокой, а также штрабы на ребрах плит, замоноличенных бетоном.

Общими признаками прототипа и заявляемого решения являются безригельный каркас здания, сооружения, содержащий колонны, расположенные по сетке плана и выполненные с угловым, и/или тавровым, и/или крестообразным поперечным сечением, надколонные плиты перекрытия, расположенные между верхними торцами нижних колонн и нижними торцами верхних колонн и соединенные с указанными торцами колонн свободным опиранием через плоские горизонтальные стыковые швы, межколонные плиты перекрытия, расположенные между надколонными плитами перекрытия и соединенные с ними.

Решение по прототипу обеспечивает все преимущества сборных безригельных каркасных конструкций (уменьшение количества сварочных работ и расхода бетона в процессе монтажа, высокая производительность монтажных работ, высокий уровень индустриализации и другие), однако не обеспечивает устойчивость здания, сооружения в условиях сейсмического воздействия средней и большой интенсивностей. Для обеспечения устойчивости такого здания в указанных условиях необходимо выполнение специальных мероприятий, например введение в конструкцию дополнительных конструктивных элементов (вертикальных крестовых связей между колоннами, в том числе с демпферами колебаний, сейсмоизоляционных опор между надземными частями здания и фундаментом и т.д.), увеличение прочности колонн и надколонных плит перекрытия путем дополнительного армирования, повышение марки бетона. Такие специальные меры, как правило, технически и экономически нерациональны, приводят к перерасходу строительных материалов, усложнению монтажных работ, ограничению возможностей архитектурно-планировочных решений.

В решении по прототипу предусмотрено соединение колонн и надколонных плит перекрытия путем свободного опирания колонн и плит перекрытия в стыковых швах. Соотношение $e_i < W_i/F_i$ является условием, обеспечивающим в стыковых швах только напряжения сжатия, то есть условием "не раскрытия" стыковых швов в процессе эксплуатации здания. Такая строительная конструкция ведет себя как монолитная конструкция (упругая колебательная система) с частотой собственных колебаний, границами упругого деформирования и особенностями пластической деформации конструкции. То есть в условиях сейсмического воздействия в такой строительной конструкции значительная часть энергии сейсмического воздействия будет превращаться в потенциальную энергию напряженного состояния конструктивных элементов здания, другая часть энергии сейсмического воздействия будет рассеиваться (поглощаться) за счет неупругих деформаций элементов строительной конструкции с некоторым уровнем разрушения здания.

При увеличении интенсивности сейсмических воздействий до средних или больших величин становится проблематичным сохранение трапециевидных или треугольных форм эпюр вертикальных напря-

жений сжатия в соединениях торцов колонн с надколонными плитами перекрытия (в соединениях плоскими горизонтальными стыковыми швами путем свободного опирания). Возникает опасность неуправляемого раскрытия стыковых швов, которая растет по мере увеличения сейсмических нагрузок.

Обеспечение сейсмической устойчивости в таких условиях может быть достигнуто путем повышения прочности несущих элементов конструкции, что достигается увеличением размеров поперечных сечений и/или прочности материалов; при этом увеличивается масса строительной конструкции, что приводит к увеличению усилий от сейсмических воздействий (повышение прочности не сопровождается пропорциональным повышением сейсмостойкости); увеличение размеров поперечного сечения колонн имеет ограничения, так как система безригельного каркаса может превратиться в геометрически неприемлемое абсурдное состояние;

введение в строительную конструкцию специальных элементов для поглощения и рассеяния энергии сейсмического воздействия (инерционные демпферы, разновидности гистерезисных демпферов, упругопластические стальные или свинцовые элементы, швы скольжения или резинометаллические опоры для изолирования надземной части строительной конструкции от фундамента и т.д.) существенно усложняет строительную конструкцию и ее эксплуатацию.

Согласно международной шкале сейсмической интенсивности "МЗК-64" к сейсмическим воздействиям средней интенсивности (VII/VIII баллов) относятся воздействия, от которых в зданиях, сооружениях возникают усилия, способные привести к значительным повреждениям. К сейсмическим воздействиям большой интенсивности (IX баллов и выше) относятся воздействия, от которых в зданиях, сооружениях возникают усилия, способные привести к неприемлемым повреждениям и полному разрушению.

Раскрытие изобретения

В основу изобретения поставлена задача усовершенствования безригельного каркаса здания, сооружения, в котором за счет особенностей конструктивных решений достигается повышение сейсмической устойчивости здания, сооружения в условиях сейсмических воздействий средней и большой интенсивностей без использования дополнительных элементов в конструктивной схеме здания, сооружения, что обеспечивает технико-экономическую рациональность конструкции.

Поставленная задача решается тем, что в безригельном каркасе здания, сооружения, содержащем колонны, расположенные по сетке плана и выполненные с угловым, и/или тавровым, и/или крестообразным поперечным сечением, надколонные плиты перекрытия, расположенные между верхними торцами нижних колонн и нижними торцами верхних колонн и соединенные с указанными торцами колонн свободным опиранием через плоские горизонтальные стыковые швы, межколонные плиты перекрытия, расположенные между надколонными плитами перекрытия и соединенные с ними, согласно изобретению колонны выполнены с соблюдением условий следующих соотношений: $(e_i + e_{sbi}) > W_i / F_i$, $P_i (e_{max} - e_i) > Q_i H_i K_i$, где e_i - эксцентриситет приложения к i -й колонне продольной силы при отсутствии сейсмического воздействия, e_{sbi} - эксцентриситет приложения к i -й колонне продольной силы в результате сейсмического воздействия средней и большой интенсивностей, W_i - осевой момент сопротивления поперечного сечения i -й колонны относительно оси, перпендикулярной линии, проходящей через точку приложения суммарной продольной силы и центр тяжести поперечного сечения i -й колонны, F_i - общая площадь поперечного сечения i -й колонны, P_i - продольная сила, приложенная к i -й колонне при отсутствии сейсмического воздействия, e_{max} - эксцентриситет приложения к i -й колонны суммарной продольной силы в направлении сейсмического воздействия, величина которого равна расстоянию от центра тяжести сечения i -й колонны до зоны сечения с максимальными напряжениями, Q_i - максимальная горизонтальная сила в результате сейсмического воздействия, приложенная к i -й колонне в узле соединения колонны с надколонной плитой перекрытия, H_i - расстояние между торцами i -й колонны, K_i - коэффициент, учитывающий характер изменения величины, направления и времени действия горизонтальной силы Q_i , приложенной к i -й колонне в узле соединения колонны с надколонной плитой перекрытия.

Указанные признаки являются существенными признаками изобретения.

Плоские горизонтальные стыковые швы целесообразно выполнить с прокладками, что дополнительно повышает сейсмическую устойчивость здания, сооружения.

Прокладки могут быть упругими или пластичными.

Пластичные прокладки позволяют уменьшить концентрации напряжений в стыках, связанные с несовершенством изготовления и монтажа контактирующих элементов.

Наличие упругих прокладок позволяет за счет подбора их жесткости регулировать динамический отклик (реакцию) строительной системы при сейсмическом воздействии и уменьшать инерционные силы. Кроме того, упругие прокладки при взаимных поворотах контактирующих элементов позволяют увеличить площадь контакта и снизить контактные напряжения. Модуль упругости прокладок принимается значительно ниже модуля упругости материала перекрытия и колонн.

Прокладки могут быть выполнены однослойными или многослойными. Целесообразность выполнения прокладок в виде нескольких слоев связана с тем, что часть прокладок может иметь преимущественно упругие свойства, а часть - преимущественно пластические свойства, за счет чего на этапе строительства достигается нивелирование возможных геометрических несовершенств элементов стыка, а также повышаются диссипативные свойства системы (способность рассеивать энергию, передаваемую на

здание при сейсмических воздействиях).

Слои многослойных прокладок могут быть выполнены с различной толщиной. За счет изменения толщины прокладок можно регулировать их жесткость и соответственно регулировать динамический отклик (реакцию) строительной системы при сейсмическом воздействии и уменьшать инерционные силы.

Прокладки могут быть выполнены с переменной жесткостью в направлении от центра тяжести к периферии в плановой плоскости. В связи с тем, что при сейсмическом воздействии при взаимных поворотах элементов стыка дополнительные напряжения возникают преимущественно в периферийных зонах стыковых швов, целесообразно эти зоны частично разгрузить. Это достигается тем, что прокладки в центральной зоне стыка выполняют с большей жесткостью.

Переменная продольная жесткость прокладок в направлении от центра тяжести к периферии может быть обеспечена путем выполнения их с переменной толщиной или выполнения в прокладках отверстий разного диаметра.

Между слоями многослойных прокладок могут быть выполнены фрикционные слои, если коэффициенты трения между отдельными слоями прокладок будут недостаточными для обеспечения совместной работы при сдвиге и предупреждения неконтролируемого горизонтального перемещения.

Причинно-следственная связь существенных признаков изобретения с достигаемым результатом (повышение сейсмической устойчивости здания, сооружения в условиях сейсмических воздействий средней и большой интенсивностей без использования дополнительных элементов в конструктивной схеме здания, сооружения) объясняется следующим.

Заявляемое решение основано на принципе преобразования энергии сейсмического воздействия в потенциальную энергию положения элементов конструкции (не в потенциальную энергию напряженного состояния элементов конструкции, как в прототипе) за счет возможности свободного и безопасного для здания, сооружения перемещения ее конструктивных элементов (блоков) в вертикальном направлении при сейсмическом воздействии с последующим их возвратом в исходное (стационарное) положение за счет действия сил гравитации. Изменение положения (подъем) реализуется за счет поворота колонн (раскрытие стыков колонн в условиях свободного опирания) относительно их крайних точек. Это принципиальной разницей в преобразовании (поглощении) энергии сейсмического воздействия: в заявляемом решении - в потенциальную энергию положения элементов конструкции, в решении по прототипу - в потенциальную энергию напряженного состояния элементов конструкции.

В заявляемом решении энергия сейсмического воздействия $E_{\text{сейсм}}$ превращается в потенциальную энергию положения (не в потенциальную энергию напряженного состояния) конструктивных элементов (блоков) здания $\Delta E_{\text{потенц}}$, которая определяется формулой $\Delta E_{\text{потенц}} = \sum m_i g \Delta h_i$, где m_i - масса i -го конструктивного элемента (блока) здания, g - ускорение земного притяжения, Δh_i - перемещение i -го конструктивного элемента (блока) здания в вертикальном направлении в результате сейсмического воздействия. Потенциальная энергия положения здания, сооружения увеличивается за счет поглощения (преобразования) энергии сейсмического воздействия. После сейсмического воздействия конструктивные элементы (блоки) здания, сооружения свободно и безопасно для сооружения возвращаются в исходное (стационарное) положение за счет действия сил гравитации.

Возможность свободного и безопасного для здания перемещения его конструктивных элементов (блоков) в вертикальном направлении с преобразованием энергии сейсмического воздействия в потенциальную энергию положения конструктивных элементов (блоков) здания с последующим безопасным возвращением элементов (блоков) здания в исходное (стационарное) положение обеспечивается указанными соотношениями $(e_1 + e_{\text{sbi}}) > W_i / F_i$, $P_i(e_{\text{max}} - e_i) > Q_i H_i K_i$.

Соотношение $(e_1 + e_{\text{sbi}}) > W_i / F_i$ является условием раскрытия стыков колонн при сейсмических воздействиях средней и большой интенсивностей (возможность вертикального перемещения конструктивных элементов здания с преобразованием энергии сейсмического воздействия в потенциальную энергию положения элементов здания).

Соотношение $P_i(e_{\text{max}} - e_i) > Q_i H_i K_i$ ограничивает величину раскрытия стыков до заранее заданной величины, то есть предупреждает возможность опрокидывания конструктивных элементов (блоков) здания и обеспечивает безопасное возвращение элементов (блоков) здания в исходное (стационарное) положение после сейсмического воздействия.

Рассеяние энергии сейсмического воздействия в предлагаемой конструкции безригельного каркаса происходит на всех несущих элементах системы в отличие от известных систем защиты зданий от сейсмических воздействий.

Зависимости $(e_1 + e_{\text{sbi}}) > W_i / F_i$, $P_i(e_{\text{max}} - e_i) > Q_i H_i K_i$ являются критериями при проведении проверочных расчетов. Сначала создают расчетную модель, в которой все параметры являются заданными. Далее выполняют проверочные расчеты, результаты которых сравнивают с указанными критериями. В случае невыполнения критериев в расчетной модели меняют один или несколько параметров и проводят повторный проверочный расчет. Подбор параметров строительной системы и проверочные расчеты выполняют до тех пор, пока параметры строительной системы не будут соответствовать указанным критериям.

Физический смысл коэффициента K_i , который присутствует в зависимости $P_i(e_{\max}-e_i) > Q_i H_i K_i$ выражается в следующем, коэффициент K_i , учитывает динамику изменения величины, направления и времени действия горизонтальной силы сейсмического воздействия Q_i . Зависимость $P_i(e_{\max}-e_i) > Q_i H_i K_i$ представляет собой уравнение равновесия моментов всех сил относительно точки, вокруг которой осуществляется проворачивание колонны при сейсмическом воздействии.

Сила P_i , входящая в левую часть указанной зависимости, по характеру является постоянной статической величиной, а сила Q_i , входящая в правую часть зависимости, является переменной динамической величиной.

В зависимость $P_i(e_{\max}-e_i) > Q_i H_i K_i$ входит максимальное (амплитудное) значение горизонтальной силы сейсмического воздействия Q_i (Q_i - максимальная горизонтальная сила в результате сейсмического воздействия, приложенная к i -й колонне в узле соединения колонны с надколонной плитой перекрытия). Очевидно, что результат действия горизонтальной статической силы с величиной Q_i будет отличаться от результата действия горизонтальной динамической силы с амплитудным значением Q_i . Приведение максимального (амплитудного) значения динамической горизонтальной силы сейсмического воздействия Q_i к эквивалентному по результатам действия значению горизонтальной статической силы (обозначим его $Q_{iЭКВ}$) выполняется с использованием коэффициента K_i : $Q_{iЭКВ} = Q_i K_i$ или $K_i = Q_{iЭКВ} / Q_i$.

То есть зависимость $P_i(e_{\max}-e_i) > Q_i H_i K_i$ может быть представлена в виде $P_i(e_{\max}-e_i) > Q_{iЭКВ} H_i$,

где $Q_{iЭКВ}$ - величина горизонтальной статической силы, действие которой на строительную конструкцию эквивалентно действию динамической силы с максимальным (амплитудным) значением Q_i .

Расчеты выполняют по известной методике, в основу которой положен критерий равенства импульсов силы статической и силы динамической (условие эквивалентности действия указанных сил на строительную конструкцию). Расчеты выполняют с использованием известных программных комплексов.

Подтверждение технического результата может быть выполнено путем сравнения двух следующих схем строительных конструкций:

а) первая схема с признаками заявляемого решения (строительная конструкция выполнена со свободным опиранием колонн в стыковых швах, возможности "раскрытия" которых обеспечены соотношением $(e_i + e_{сби}) > W_i / F_i$ и ограничены соотношением $P_i(e_{\max}-e_i) > Q_i H_i K_i$; в такой конструкции энергия сейсмического воздействия превращается в потенциальную энергию положения конструктивных элементов здания за счет их вертикального перемещения с последующим рассеиванием потенциальной энергии при возвращении элементов здания в исходное (стационарное) положение;

б) вторая схема с признаками прототипа (строительная конструкция со свободным опиранием колонн в стыковых швах, в которых имеют место только напряжения сжатия; возможности "раскрытия" стыковых швов исключены соотношением $e_i < W_i / F_i$; в такой конструкции энергия сейсмического воздействия превращается в потенциальную энергию напряженного состояния элементов конструкции и частично рассеивается (поглощается) за счет неупругих деформаций элементов строительной конструкции.

Горизонтальную нагрузку сейсмических воздействий принимали в соответствии с параметрами сейсмического воздействия, описанного акселерограммой Vb6r (табл. 6.10 ДБН 1.1-12:2014).

Результаты расчетов по известным методикам показывают, что применение технического решения в соответствии с прототипом в условиях сейсмических воздействий с интенсивностью до 9 баллов требует неприемлемого увеличения габаритов колонн, что превращает колонны в перекрестные стены со значительными дополнительными затратами материалов.

Для строительной конструкции с признаками заявляемого решения габаритные размеры поперечного сечения колонн в условиях сейсмического воздействия до 9 баллов не превышают 1,5 м. При использовании технического решения по прототипу габаритные размеры поперечного сечения колонн в условиях сейсмического воздействия до 9 баллов при других равных условиях должны быть увеличены до величин 2,3, 5, 8 м для интенсивностей 7, 8 и 9 баллов соответственно, что неприемлемо и требует введения в конструкцию дополнительных конструктивных элементов и узлов.

Проведены также исследования чувствительности указанных выше строительных конструкций (конструкции по прототипу и заявляемой конструкции) к частотной характеристике сейсмического воздействия путем компьютерного моделирования результатов сейсмического воздействия на указанные строительные конструкции с использованием известной программы LIRA10. В качестве критерия чувствительности использовались спектры реакций ускорения. Наличие на графике спектра реакции ускорения неравномерностей в виде всплесков является критерием чувствительности конструкции к сейсмическим воздействиям с соответствующими частотами.

Отсутствие на графике спектра ускорений значительных пиков (всплесков) в заявляемом решении свидетельствует о нечувствительности заявляемой конструкции к частотной характеристике сейсмического воздействия.

Обеспечение сейсмической устойчивости здания, сооружения путем преобразования энергии сейсмического воздействия в потенциальную энергию положения конструктивных элементов (блоков) здания, сооружения имеет следующие преимущества по сравнению с известными решениями:

не нужно вводить в строительную схему дополнительные, как правило, дорогие конструктивные элементы и узлы (демпферы, изоляторы и т.д.);

величина энергии сейсмического воздействия, которая может быть преобразована в другие виды энергии с последующим их рассеиванием, гораздо больше чем в известных решениях - в процессе задействована масса всего здания;

действующим фактором поглощения и последующего рассеивания энергии сейсмического воздействия является сила земного притяжения, действующая всегда и ничего не стоящая;

схема не чувствительна к частотному спектру сейсмического воздействия, т.е. работоспособна в условиях различных землетрясений;

обеспечивается безопасное возвращение конструкции в исходное положение после завершения землетрясения.

Краткое описание чертежей

Ниже приводится описание безригельного каркаса заявляемого здания, сооружения со ссылками на чертежи, на которых показаны:

фиг. 1 - безригельный каркас здания, сооружения, колонна с крестообразным поперечным сечением;

фиг. 2 - безригельный каркас здания, сооружения, колонна с тавровым поперечным сечением;

фиг. 3 - безригельный каркас здания, сооружения, колонна с угловым поперечным сечением;

фиг. 4 - безригельный каркас здания, сооружения, принципиальная монтажная схема;

фиг. 5-7 - безригельный каркас здания, сооружения, примеры монтажных схем с разным сочетанием колонн;

фиг. 8 - безригельный каркас здания, сооружения, узел соединения надколонной плиты с колонной с крестообразным поперечным сечением;

фиг. 9 - безригельный каркас здания, сооружения, сечение А-А на фиг. 8;

фиг. 10 - безригельный каркас здания, сооружения, узел соединения надколонной плиты с колонной с тавровым поперечным сечением;

фиг. 11 - безригельный каркас здания, сооружения, сечение Б-Б на фиг. 10;

фиг. 12 - безригельный каркас здания, сооружения, узел соединения надколонной плиты с колонной с угловым поперечным сечением;

фиг. 13 - безригельный каркас здания, сооружения, сечение В-В на фиг. 12;

фиг. 14 - безригельный каркас здания, сооружения, пример соединения плит перекрытия между собой;

фиг. 15 - безригельный каркас здания, сооружения, узел соединения надколонной плиты с колонной с крестообразным поперечным сечением, эпюры напряжений сжатия;

фиг. 16 - безригельный каркас здания, сооружения, тестовые модели, моделирующие колонны безригельного каркаса;

фиг. 17 - безригельный каркас здания, сооружения, результаты расчетов горизонтальных перемещений тестовых моделей колонн безригельного каркаса;

фиг. 18 - безригельный каркас здания, сооружения, результаты расчетов вертикальных напряжений тестовых моделей колонн безригельного каркаса;

фиг. 19 - безригельный каркас здания, сооружения, фрагмент с монолитной связью между колоннами с крестообразным поперечным сечением и надколонными плитами перекрытия, схема деформирования;

фиг. 20 - безригельный каркас здания, сооружения, фрагмент со свободным опиранием через плоские стыковые швы между колоннами с крестообразным поперечным сечением и надколонными плитами перекрытия, схема деформирования;

фиг. 21 - безригельный каркас здания, сооружения, фрагменты со свободным опиранием через плоские стыковые швы между колоннами с крестообразным поперечным сечением и надколонными плитами перекрытия, эпюры напряжений в стыках;

фиг. 22 - безригельный каркас здания, сооружения, пример диаграммы изменения горизонтальной силы Q_i при сейсмическом воздействии;

фиг. 23 - безригельный каркас здания, сооружения, фрагмент со свободным опиранием через плоские стыковые швы между колоннами с крестообразным поперечным сечением и надколонными плитами перекрытия, предельное состояние не опрокидывания;

фиг. 24 - безригельный каркас здания, сооружения, узел соединения надколонной плиты перекрытия с колонной с крестообразным поперечным сечением с многослойными прокладками;

фиг. 25 - безригельный каркас здания, сооружения, узел соединения надколонной плиты с колонной с крестообразным поперечным сечением с прокладкой с переменной жесткостью, сравнительные эпюры напряжений сжатия;

фиг. 26 - безригельный каркас здания, сооружения, план прокладки с изменяемой жесткостью.

Осуществление изобретения

Безригельный каркас здания, сооружения содержит колонны, выполненные с крестообразным 1, тавровым 2, угловым 3 поперечным сечением (фиг. 1-3), надколонные плиты перекрытия 4, опирающиеся на колонны 1, 2, 3, межколонные плиты перекрытия 5, расположенные между надколонными плитами

перекрытия 4, узлы 6 соединения колонн 1, 2, 3 с надколонными плитами перекрытия 4 и узлы 7 соединения плит перекрытия 4, 5 между собой. Колонны 1, 2, 3 расположены в углах зданий и в местах пересечения продольных и поперечных стен (фиг. 4). На фиг. 5-7 показаны примеры монтажных схем каркасов с различным сочетанием колонн 1, 2, 3. Так, на фиг. 5 показана монтажная схема с применением колонн 3 с угловым сечением, на фиг. 6 - колонн 3 с угловым сечением и колонн 2 с тавровым сечением, на фиг. 7 - колонн 3 с угловым сечением, колонн 2 с тавровым сечением и колонн 1 с крестообразным сечением.

Плиты перекрытия 4, 5 выполнены плоскими без ребер, капителей и других утолщений в зоне опирания на колонны 1, 2, 3 или друг на друга. Колонны 1, 2, 3 выполнены с постоянным поперечным сечением по высоте, лишены каких-либо капителей или выступающих за габариты колонн хомутов в зоне опирания надколонных плит перекрытия 4.

Надколонные плиты перекрытия 4 расположены между верхними торцами нижних колонн 1, 2, 3 и нижними торцами верхних колонн 1, 2, 3 и соединены с указанными торцами колонн 1, 2, 3 свободным опиранием через горизонтальные стыковые швы. Колонны 1, 2, 3 выполнены с соблюдением условий следующих соотношений: $(e_i + e_{sbi}) > W_i / F_i$, $P_i (e_{\max} - e_i) > Q_i H_i K_i$, где e_i - эксцентриситет приложения к i -й колонне продольной силы при отсутствии сейсмического воздействия, e_{sbi} - эксцентриситет приложения к i -й колонне продольной силы в результате сейсмического воздействия средней и большой интенсивностей, W_i - осевой момент сопротивления поперечного сечения i -й колонны относительно оси, перпендикулярной линии, проходящей через точку приложения суммарной продольной силы и центр тяжести поперечного сечения i -й колонны, F_i - общая площадь поперечного сечения i -й колонны, P_i - продольная сила, приложенная к i -й колонне при отсутствии сейсмического воздействия, e_{\max} - эксцентриситет приложения к i -й колонне суммарной продольной силы в направлении сейсмического воздействия, величина которого равна расстоянию от центра тяжести сечения i -й колонны до зоны сечения с максимальными напряжениями, Q_i - максимальная горизонтальная сила в результате сейсмического воздействия, приложенная к i -й колонне в узле соединения колонны с надколонной плитой перекрытия, H_i - расстояние между торцами i -й колонны, K_i - коэффициент, учитывающий характер изменения величины, направления и времени действия горизонтальной силы Q_i , приложенной к i -й колонне в узле соединения колонны с надколонной плитой перекрытия.

Конструктивные особенности узлов соединения 6 колонн 1, 2, 3 с надколонными плитами перекрытия 4 показаны на фиг. 8-13, в том числе на фиг. 8, 9 - для колонны 1, на фиг. 10, 11 - для колонны 2, на фиг. 12, 13 - для колонны 3.

В торцах колонн 1, 2, 3 выполнены глухие отверстия 8, в надколонных плитах перекрытия 4 выполнены соосные отверстия 8 сквозные отверстия 9, а в указанных отверстиях 8, 9 свободно установлены направляющие стержни 10 и силовые штыри 11, которые упрощают выставления колонн в проектное положение и повышают жесткость каркаса в горизонтальном направлении, но не мешают в стыковых горизонтальных швах 12 поворотам и подъемам колонн 1, 2, 3 при сейсмических воздействиях, что достигается известными конструкторскими решениями, например устройством минимальных свободных зазоров, или кольцевых упругих и/или пластических прокладок в отверстиях 8, 9, воспринимающих горизонтальные усилия, но позволяющих колоннам свободное вертикальное перемещение. При необходимости в зависимости от величины сейсмических воздействий направляющие стержни 10 и силовые штыри 11 могут быть частично, например, в местах их прохода в надколонных плитах перекрытия 4, замоноличены без ограничения вертикальных перемещений колонн 1, 2, 3.

В узлах соединения 6 колонн 1, 2, 3 с надколонными плитами перекрытия 4 между надколонными плитами перекрытия 4 и торцами колонн 1, 2, 3 образованы стыковые швы 12, которые могут быть выполнены из условий свободного опирания в виде сухих стыковых швов, или стыковых швов со слоем клеевого раствора, или стыковых швов со слоем строительного раствора с полным сохранением условий свободного опирания надколонных плит перекрытия 4 на торцы колонн 1, 2, 3.

Узлы 7 соединения плит перекрытия 4, 5 между собой могут быть выполнены по известным конструкторским и технологическим решениям. Так на фиг. 14 показан пример выполнения узла 7 соединения плит перекрытия 4, 5. В ребрах плит перекрытия 4, 5 выполнены симметричные штрабы 13 и арматурные петельные выпуски 14 из проката периодического профиля, длина которых минимизирована из условий расчетной анкеровки. Петельные выпуски 14 попарно соединены по длине вязальной проволокой 15 для усиления анкерного эффекта. При этом объемы стыковых швов 7 замоноличены бетоном 16. Для усиления соединения плит перекрытия 4, 5 при монтаже плит 4, 5 между петельными выпусками 14, расположенных внахлест друг с другом, дополнительно пропущены горизонтальные арматурные стержни 17, которые также замоноличены бетоном 16.

На фиг. 8, 10, 12 также показаны эпюры 18 напряжений в стыковых швах соединения колонн 1, 2, 3 с надколонными плитами 4, проявляющиеся во всех случаях при отсутствии сейсмического воздействия и имеющие при этом характерную трапециевидную форму.

На фиг. 15 показан узел безригельного каркаса, включающий колонны 1 с крестообразным поперечным сечением, надколонные плиты перекрытия 4 и горизонтальные стыковые швы 12, образованные с соблюдением условий свободного опирания, в которых возникают переменные вертикальные напряже-

ния сжатия. Показаны характерные трапециевидные эпюры 19 вертикальных напряжений сжатия при обычных эксплуатационных воздействиях в сравнении с треугольными эпюрами 20, 21 вертикальных напряжений сжатия в условиях сейсмических воздействий небольшой интенсивности (зоны I-VI баллов). В таких случаях в стыковых швах 12 участки с нулевыми напряжениями (зоны отрыва) отсутствуют.

Указанные эпюры вертикальных напряжений сжатия по форме аналогичны для всех узлов соединений безригельного каркаса. Однако за счет динамического отклика (реакции) всей системы распределение дополнительных вертикальных напряжений от сейсмических воздействий по этажам происходит с уменьшением их величины снизу вверх за счет последовательного рассеивания энергии в стыковых швах.

На фиг. 16-18 сущность изобретения продемонстрирована тестовыми примерами путем сравнения горизонтальных перемещений и вертикальных напряжений одной модели колонн 22 с монолитными соединениями 23 между этажами по высоте здания на жестком основании 24 и другой модели на таком же жестком основании 24 также с колоннами 22, но разделенными между этажами и жестким основанием 24 горизонтальными стыковыми швами 12 со свободным опиранием элементов соединения. На фиг. 16 позиции 25, 26 показаны соответственно крайние верхние точки моделей колонн 22 с монолитным соединением 23 и с горизонтальными стыковыми швами 12 при условии свободного опирания. На фиг. 16 позиции 27, 28 также показаны соответственно крайние нижние точки моделей колонн 22 с монолитным соединением 23 и с горизонтальными стыковыми швами 12 при условии свободного опирания. Размеры поперечных сечений колонн 22 удовлетворяют условиям согласно сущности изобретения.

На фиг. 16-18 сущность изобретения продемонстрирована упрощенным тестовым примером путем сравнения горизонтальных перемещений и вертикальных напряжений одной модели колонн 22 с монолитными соединениями 23 между этажами по высоте здания, сооружения на жесткой основе 24 и другой модели на такой же основе 24 также с колоннами 22, но разделенных между этажами и жесткой основой 24 горизонтальными стыковыми швами 12 при условии свободного опирания. На фиг. 16 позициями 25, 26 показаны соответственно крайние верхние точки моделей колонн 22 с монолитным соединением 23 и с горизонтальными стыковыми швами 12 при условии свободного опирания. На фиг. 16 позициями 27, 28 также показаны соответственно крайние нижние точки моделей колонн 22 с монолитным соединением 23 и с горизонтальными стыковыми швами 12 при условии свободного опирания. Размеры поперечных сечений колонн 22 удовлетворяют условиям согласно сущности изобретения.

Расчеты тестовых моделей выполнены на сейсмическое воздействие землетрясения Elcentro 1940 года.

Для наглядного сравнения различий тестовых моделей на фиг. 17 приведены результаты расчетов горизонтальных перемещений 29 в крайней верхней точке 25 модели с монолитным соединением 23 колонн 22 и горизонтальных перемещений 30 в крайней верхней точке 26 модели с соединением 12 колонн 22 свободным опиранием. Горизонтальные перемещения 29 модели с монолитным соединением 23 колонн 22 значительно больше горизонтальных перемещений 30 модели с соединением 12 колонн 22 свободным опиранием.

Аналогично, для наглядного сравнения различий тестовых моделей на фиг. 18 приведены результаты расчетов вертикальных напряжений 31 модели с монолитным соединением 23 колонн 22 в крайней нижней точке 27 и вертикальных напряжений 32 модели с соединением 12 колонн 22 свободным опиранием в крайней нижней точке 28. Вертикальные напряжения 31 модели с монолитным соединением 23 колонн 22 в точке 27 значительно больше вертикальных напряжений 32 модели с соединением 12 колонн 22 свободным опиранием в точке 28.

На фиг. 19, 20 упрощенно изображены схемы деформирования различных фрагментов безригельных каркасов в результате сейсмических воздействий относительно исходных состояний, положение которых показаны пунктирными линиями.

На фиг. 19 приведен фрагмент безригельного каркаса, включая колонны 1 с крестообразным поперечным сечением, с жесткими монолитными соединениями и в местах примыкания колон 1 к надколонным плитам перекрытия 4, которые, в свою очередь, соединены с межколонными плитами 5 известными конструкторскими и технологическими решениями.

На фиг. 20 приведен фрагмент безригельного каркаса, который также включает колонны 1 с крестообразным поперечным сечением. При этом колонны 1 соединены с надколонными плитами перекрытия 4 через горизонтальные стыковые швы 12 в условиях свободного опирания. Надколонные плиты 4, в свою очередь, соединены с межколонными плитами 5 по аналогии с вышеуказанным. В обоих случаях размеры поперечных сечений колонн 1 удовлетворяют условиям согласно сущности изобретения.

Деформационная схема безригельного каркаса на фиг. 19 характеризуется "раскачкой" колонн с увеличением горизонтальных смещений по мере увеличения этажности здания и значительным изгибом колонн и плит перекрытия. Центры тяжести 33 колонн преимущественно смещаются в горизонтальном направлении вместе с плитами 4, 5, а средние положения центров тяжести 34 перекрытий в пролетах практически сохраняются без вертикальных смещений. То есть увеличение потенциальной энергии положения колонн 1 и плит 4, 5 перекрытия не происходит. Для такого безригельного каркаса характерны упругие колебательные процессы всего каркаса с малым поглощением энергии.

Деформационная схема безригельного каркаса на фиг. 20, соответствующая технической сущности изобретения, принципиально отличается от описанной выше. Колонны 1 на каждом этаже осуществляют самостоятельные обратно поворотные колебания, при которых горизонтальные перемещения центров тяжести 35 колонн 1 и центров тяжести 36 плит перекрытия 4, 5 оказываются незначительными, а за счет поворота колонн 1 происходит подъем указанных центров тяжести на величину ΔH_i , что сопровождается увеличением потенциальной энергии положения, которая при изменении величины и направления инерционных сил, безвозвратно теряется при опускании элементов конструкции в исходное состояние под действием сил гравитации.

По мере увеличения этажности здания величины перемещений и поворотов колонн 1 относительно смежных элементов снижаются. При этом плиты 4, 5 перекрытия имеют незначительные изгибы, а их центры тяжести поднимают на величины ΔH_i , что сопровождается увеличением потенциальной энергии положения, которая безвозвратно теряется при возвращении конструкции в исходное положение под действием сил гравитации. Для безригельного каркаса, соответствующего сущности изобретения, характерны колебательные процессы отдельных элементов каркаса в виде поворотов колонн 1 и подъемов-опусканий плит перекрытия 4, 5 со значительным поглощением энергии сейсмического воздействия.

Таким образом, безригельный каркас на фиг. 20 при сейсмических воздействиях защищен от разрушений своих несущих конструкций за счет преобразования энергии сейсмического воздействия в потенциальную энергию положения конструктивных элементов каркаса с последующим рассеиванием потенциальной энергии при возвращении конструкции в исходное положение под действием сил гравитации.

На фиг. 21 изображен фрагмент безригельного каркаса со свободным опиранием колонн 1 высотой H с крестообразным поперечным сечением через горизонтальные плоские стыковые швы 12 в надколонные плиты перекрытия 4 с разными эпюрами напряжений сжатия. При средней интенсивности сейсмических воздействий (ориентировочно зоны VII-VIII баллов) эпюры вертикальных напряжений сжатия несколько искажаются и формируются только на части контактных площадей. При этом возникают малые контактные площади с нулевыми напряжениями и большие контактные площади с повышенными краевыми значениями 37 вертикальных напряжений сжатия. Последние действуют при одном направлении горизонтальных сил Q_i и затем при противоположном направлении горизонтальных сил Q_i превращаются в другие зеркально расположенные контактные площади с повышенными краевыми значениями 38 вертикальных напряжений сжатия. В таких случаях раскрытие горизонтальных стыковых швов 12 проявляется весьма незначительно. На фиг. 21 изображен фрагмент безригельного каркаса со свободным опиранием через горизонтальные плоские стыковые швы 12 колонн 1 высотой H с 5 крестообразным поперечным сечением в надколонные плиты перекрытия 4 с разными видами эпюр напряжений сжатия. При средней интенсивности сейсмических воздействий (ориентировочно зоны VII-VIII баллов) эпюры вертикальных напряжений сжатия несколько искажаются и формируются только на части контактных площадей. При этом возникают малые контактные площади с нулевыми напряжениями и большие контактные площади с повышенными краевыми значениями 37 вертикальных напряжений сжатия. Последние действуют при одном направлении горизонтальных сил Q_i и затем при противоположном направлении горизонтальных сил Q_i превращаются в другие зеркально расположены контактные площади с повышенными краевыми значениями 38 вертикальных напряжений сжатия. В таких случаях раскрытия горизонтальных стыковых швов 12 проявляется весьма незначительно.

При большой интенсивности сейсмических воздействий (ориентировочно зоны в диапазоне IX и более баллов) эпюры вертикальных напряжений сжатия существенно меняются, могут приобретать в верхней и нижней частях различные формы, 39 и 40, и занимают лишь малую периферийную часть контактных площадей. При значительных контактных площадях с нулевыми напряжениями действуют высокие концентрации вертикальных напряжений сжатия, на которых могут развиваться значительные необратимые деформации. В зоне с максимальными значениями вертикальных напряжений сжатия появляется точка А, вокруг которой возможен поворот колонны до опрокидывания. При изменении направления действия горизонтальных сил Q_i состояние эпюр вертикальных напряжений сжатия зеркально превратится в соответствующие формы 39 и 40. В этих случаях раскрытие горизонтальных стыковых швов 12 становится весьма значительным, но значительным становится и поглощение энергии от сейсмических воздействий за счет существенного увеличения потенциальной энергии положения при повороте и подъеме колонн 1.

На фиг. 22 показан пример диаграммы изменения горизонтальной силы Q_i при сейсмическом воздействии, которая характеризуется наличием множества нулевых точек начала полупериода колебаний 41 и конца полупериода колебаний 43 и множества текущих пиковых значений 42 горизонтальной силы Q_i в полупериодах колебаний. Из диаграммы следует выделить максимальное значение горизонтальной силы Q_{max} и период времени ΔT , за который величина горизонтальной силы Q_i увеличивается от нуля до максимального значения и снова уменьшается до нуля. Эти величины имеют решающее значение в тех случаях, когда в результате сейсмических воздействий большой интенсивности на безригельный каркас здания, сооружения нарушается условие статического не опрокидывания и устойчивость каркаса обеспе-

чивается выполнением динамического условия не опрокидывания, когда за период времени ΔT процесс опрокидывания начинается, но не успевает реализоваться.

На фиг. 23 в упрощенном виде изображен фрагмент безригельного каркаса здания, сооружения со свободным опиранием через горизонтальные плоские стыковые швы 12 колонн 1 с крестообразным поперечным сечением, расположенных между надколонными плитами перекрытия 4 в предельном состоянии динамического условия не опрокидывания. При этом точка вращения А практически совпадает с проекцией вертикальной силы P_i . В момент начала полупериода колебаний 41 на колонну начинает действовать сила Q_i . Изменению силы Q_i от 0 до $Q_{i\max}$ и от $Q_{i\max}$ до 0 соответствует поворот колонны от исходного состояния до предельного положения не опрокидывания. Далее горизонтальная сила Q_i меняет направление действия, и колонна возвращается в устойчивое состояние.

Кинематическая особенность такого безригельного каркаса здания, сооружения при сейсмических воздействиях заключается в том, что при наличии горизонтальных стыковых швов 12 и выборе габаритных размеров поперечных сечений колонн 1, 2, 3 из вышеуказанных условий при их высоте H_i , нарушение целостности строительной системы проявляется только в повторяющихся знакопеременных образованиях (раскрытию и закрытию) трещин в горизонтальных стыковых швах 12. Это позволяет рассматривать безригельный каркас здания, сооружения при сейсмических воздействиях как строительный механизм с ограниченными и регулируемые повторяющимися небольшими перемещениями всех несущих элементов (колонн и плит перекрытия) и управлять его напряженно-деформированным состоянием путем изменения продольной жесткости горизонтальных стыковых швов 12 за счет введения по их площади упругих и/или пластических прокладок. При заданных площадях поперечных сечений колонн F_i и их моментах сопротивления W_i возникают возможности качественного и количественного изменения вертикальных напряжений сжатия непосредственно за счет введения упругих и/или пластических прокладок, в том числе за счет их конструктивных преобразований. При этом модули упругости прокладок всегда принимаются значительно ниже по сравнению с модулями упругости материалов колонн и надколонных плит перекрытия.

Так, например, в простейшем случае при отсутствии сейсмических воздействий пластические прокладки позволяют снижать концентрации напряжений в стыках, обусловленных неровностями поверхностей при их изготовлении или технологическими неточностями при монтаже. При этом точность изготовления конструкций с сухими стыковыми швами может быть снижена и, стало быть, снижена стоимость сборных конструкций. Кроме того, обжатые прокладки сохраняют способность к частичному одноразовому перераспределению вертикальных напряжений сжатия при проявлении усилий от сейсмических воздействий. Упругие же прокладки при наличии сейсмических воздействий позволяют снижать максимальные краевые величины вертикальных напряжений сжатия за счет увеличения краевых контактных площадей в горизонтальных стыковых швах при обжатии упругих прокладок. Причем при знакопеременных проявлениях сейсмических воздействий и соответствующих взаимных поворотах контактирующих элементов в горизонтальных стыковых швах явления обжатия повторяются много раз. Таким образом, при сейсмических воздействиях наличие упругих прокладок за счет соответствующего подбора их продольной жесткости обеспечивает в безригельном каркасе здания, сооружения дополнительное регулирование динамического отклика системы и снижение инерционных сил.

В зависимости от архитектурно-планировочных решений безригельного каркаса здания, сооружения и величины сейсмических воздействий упругие и/или пластические прокладки могут выполняться однослойными или многослойными в любых необходимых сочетаниях.

На фиг. 24 показан узел соединения безригельного каркаса здания, сооружения со свободным опиранием колонны 1 с крестообразным поперечным сечением через горизонтальные плоские стыковые швы 12 с надколонной плитой 4, например, через многослойные прокладки 44, 45 и 46, каждая из которых имеет определенные параметры продольной жесткости и которые в совокупности улучшают как податливые распределительные качества системы при отсутствии сейсмических воздействий, так и динамические свойства всей системы, обуславливающие уменьшение влияния сейсмических воздействий. Прокладки 44, 45 и 46 могут быть плоскими одинаковой или различной толщины. Также упругие прокладки могут иметь одинаковые или разные модули деформации за счет использования различных материалов, например резины, каучука или их смесей с полимерами.

Кроме этого, упругие и/или пластические прокладки могут быть выполнены в плоскости горизонтальных стыковых швов 12 с переменной толщиной, что позволяет при их обжатии создавать предварительные напряжения в центральной части колонн и тем самым снижать величины краевых вертикальных напряжений сжатия. Так на фиг. 25 показан узел соединения колонны 1 с крестообразным поперечным сечением с надколонной плитой 4 через прокладку 47 переменной толщины, которая в центральной части больше, а на периферийных участках меньше. От вертикальной силы P_i при отсутствии прокладки 47 реализуется равномерная эпюра 48 вертикальных напряжений сжатия. Пунктирными линиями показаны положения нижнего торца колонны 1 и начальная форма прокладки 47 до обжима. После приложения вертикальной нагрузки P_i за счет подобранного модуля деформаций упругая прокладка 47 неравномерно сжимается и формируется криволинейная эпюра 49 вертикальных напряжений сжатия с заметным снижением краевых величин. Далее упрощенно показана одна из реальных форм эпюры 50 дополнительных

вертикальных напряжений сжатия от сейсмических воздействий, которые характеризуются, как правило, максимальными значениями напряжений в периферийных зонах горизонтальных стыковых швов 12. Ниже показаны суммарные эпюры 51 и 52 соответственно без упругой прокладки переменной толщины 47 и с прокладкой. Использование таких прокладок 47 позволяет не только снижать максимальные величины краевых вертикальных напряжений сжатия, но и за счет рационального регулирования динамического отклика всей системы заметно снижать инерционные силы сейсмических воздействий.

Уменьшение продольной жесткости прокладок от их центра тяжести к периферии в плоскости горизонтальных стыковых швов 12 может выполняться не только за счет переменной толщины прокладок, но и другими конструктивными приемами, например выполнением на периферийных участках прокладок множества отверстий разного диаметра, величина которого постепенно в соответствии с заданной продольной жесткостью снижается от периферии к центру. На фиг. 26 показана плоская прокладка 53 с изменяемой жесткостью за счет выполнения в ней отверстий 54 разного диаметра.

Между слоями упругих и/или пластических плоских прокладок могут быть дополнительно выполнены фрикционные слои для тех случаев, когда коэффициент трения между отдельными слоями может быть недостаточным из условий обеспечения совместной работы колонн и надколонных плит перекрытия при сдвиге для предупреждения неконтролируемых горизонтальных перемещений при сейсмических воздействиях.

Монтаж каркаса выполняют следующим образом.

Выставляют в проектное положение колонны 1, 2, 3. На них монтируют надколонные плиты перекрытия 4 с помощью направляющих стержней 10, установленных в соответствующих отверстиях 8, 9 в торцах колонн 1, 2, 3 и в надколонных плитах перекрытия 4. При этом в узле соединения колонн 1, 2, 3 с надколонными плитами перекрытия 4 между надколонной плитой перекрытия 4 и торцами колонн 1, 2, 3 образуют стыковые горизонтальные швы 12.

При необходимости в стыковые горизонтальные швы 12 при условии свободного опирания устанавливают насухо упругие и/или пластические прокладки, например однослойные прокладки 44, 47, 53, или многослойные прокладки 44, 45, 46. В случаях, когда верхние торцы нижних колонн 1, 2, 3, нижние торцы верхних колонн 1, 2, 3, а также контактирующие поверхности надколонных плит 4 имеют несовершенства изготовления или монтажа, применяются слои клеевого или строительного раствора, на которые устанавливаются упругие и/или пластические прокладки.

После монтажа надколонных плит 4 монтируют межколонные плиты перекрытия 5. Плиты перекрытия 4, 5 стыкуют между собой швами 7, например, как показано на фиг. 19. Петельные выпуски 14 располагают внахлест друг с другом и соединяют между собой по длине вязальной проволокой 15. Между петельными выпусками 14 при необходимости пропускают горизонтальные арматурные стержни 17, стыковой шов 7 замоноличивают бетоном 16. При монтаже плит перекрытия 4, 5 используют временные монтажные стойки и опалубочные временные опоры-столики (для упрощения не показаны). После монтажа плит перекрытия 4, 5 приступают к монтажу колонн 1, 2, 3 и плит перекрытия 4, 5 следующего этажа, который выполняют аналогичным образом, и так далее до верхнего этажа здания, сооружения.

Сварочные работы не требуются, что снижает трудоемкость монтажных работ. Все процедуры по монтажу носят стандартный характер, специальной подготовки монтажников не требуется.

ФОРМУЛА ИЗОБРЕТЕНИЯ

1. Способ сооружения здания с использованием безригельного каркаса, заключающийся в том, что колонны безригельного каркаса располагают по сетке плана и выполняют с угловым, и/или тавровым, и/или крестообразным поперечным сечением, надколонные плиты перекрытия располагают между верхними торцами нижних колонн и нижними торцами верхних колонн и соединяют с указанными торцами колонн свободным опиранием через плоские горизонтальные стыковые швы, а межколонные плиты перекрытия располагают между надколонными плитами перекрытия и соединяют с ними,

отличающийся тем,

что площади поперечных сечений колонн, расстояния между торцами колонн, а также осевые моменты сопротивления поперечных сечений колонн относительно оси, перпендикулярной линии, проходящей через точку приложения суммарной продольной силы и центр тяжести поперечного сечения колонны, выбирают с соблюдением условий следующих соотношений:

$$\begin{aligned} (e_i + e_{sbi}) > W_i / F_i, \\ P_i (e_{\max} - e_i) > Q_i H_i K_i, \end{aligned}$$

где e_i - эксцентриситет приложения к i -й колонне продольной силы при отсутствии сейсмического воздействия, e_{sbi} - эксцентриситет приложения к i -й колонне продольной силы в результате сейсмического воздействия средней и большой интенсивностей, W_i - осевой момент сопротивления поперечного сечения i -й колонны относительно оси, перпендикулярной линии, проходящей через точку приложения суммарной продольной силы и центр тяжести поперечного сечения i -й колонны, F_i - общая площадь поперечного сечения i -й колонны, P_i - продольная сила, приложенная к i -й колонне при отсутствии сейсмического воздействия, e_{\max} - эксцентриситет приложения к i -й колонны суммарной продольной силы в на-

правлении сейсмического воздействия, величина которого равна расстоянию от центра тяжести сечения i -й колонны до зоны сечения с максимальными напряжениями, Q_i - максимальная горизонтальная сила в результате сейсмического воздействия, приложенная к i -й колонне в узле соединения колонны с надколонной плитой перекрытия, H_i - расстояние между торцами i -й колонны, K_i - коэффициент, учитывающий характер изменения величины, направления и времени действия горизонтальной силы Q_i , приложенной к i -й колонне в узле соединения колонны с надколонной плитой перекрытия.

2. Способ по п.1, отличающийся тем, что плоские горизонтальные стыковые швы снабжают упругими и/или пластическими прокладками.

3. Способ по п.2, отличающийся тем, что упругие и/или пластические прокладки выполняют однослойными.

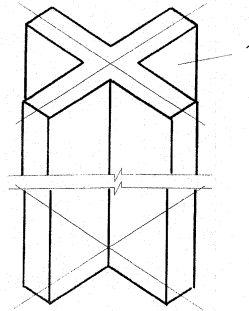
4. Способ по п.2, отличающийся тем, что упругие и/или пластические прокладки выполняют многослойными.

5. Способ по п.4, отличающийся тем, что слои многослойных упругих и/или пластических прокладок имеют различную толщину.

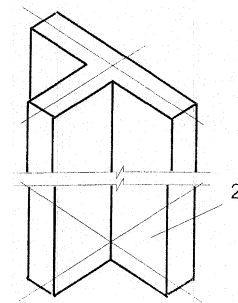
6. Способ по любому одному из пп. 2-5, отличающийся тем, что упругие прокладки выполняют с переменной жесткостью в направлении от центра тяжести к периферии в плановой плоскости.

7. Способ по п.6, отличающийся тем, что упругие прокладки выполняют с переменной толщиной или с отверстиями разного диаметра в плановой плоскости для обеспечения переменной жесткости.

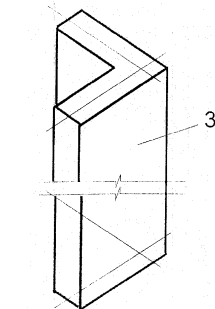
8. Способ по п.4 или 5, отличающийся тем, что между слоями многослойных упругих и/или пластических плоских прокладок выполняют фрикционные прослойки.



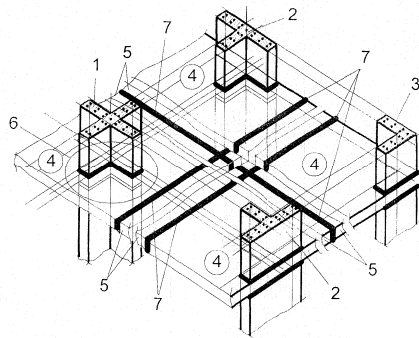
Фиг. 1



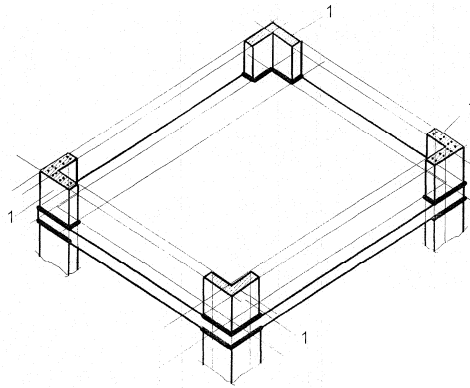
Фиг. 2



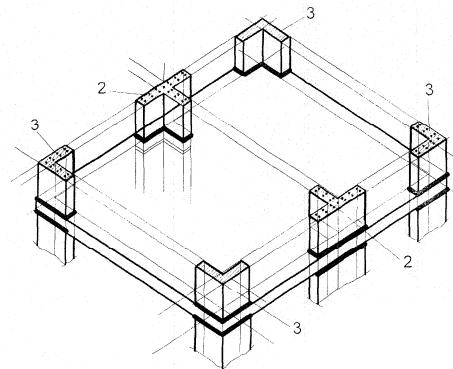
Фиг. 3



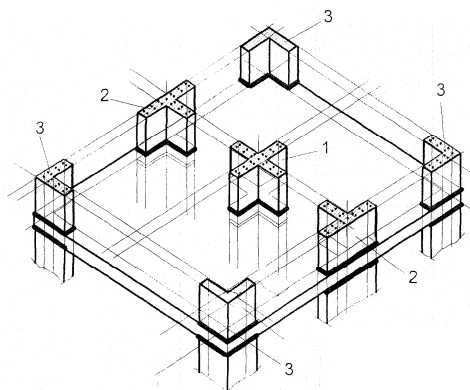
Фиг. 4



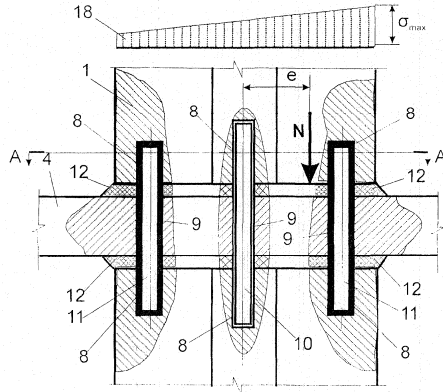
Фиг. 5



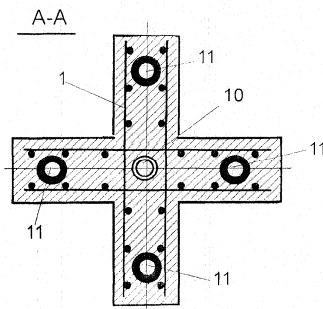
Фиг. 6



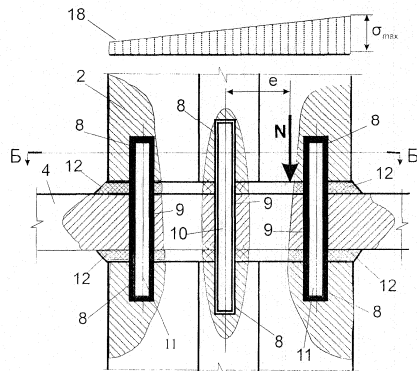
Фиг. 7



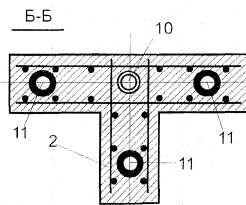
Фиг. 8



Фиг. 9

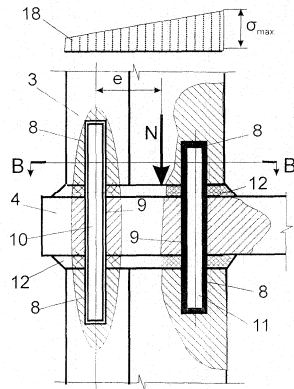


Фиг. 10

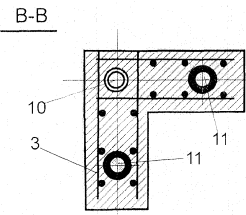


Фиг. 11

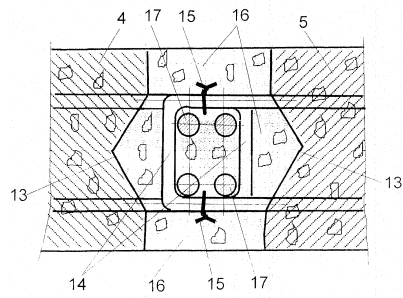
034424



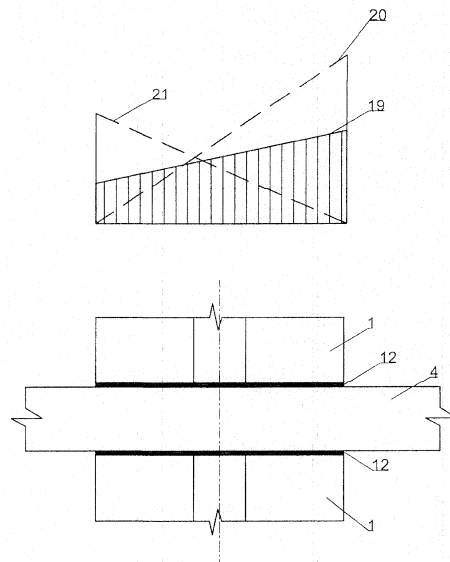
Фиг. 12



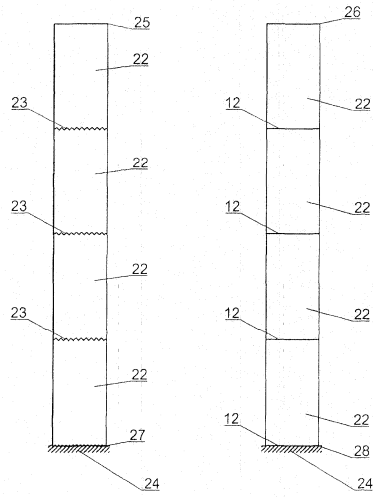
Фиг. 13



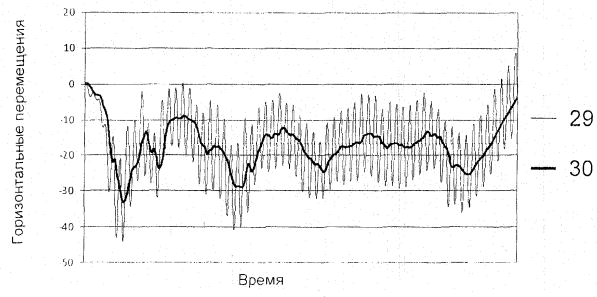
Фиг. 14



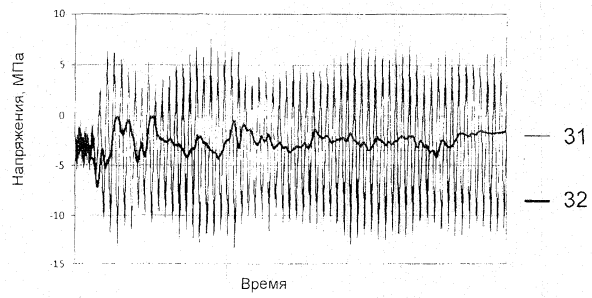
Фиг. 15



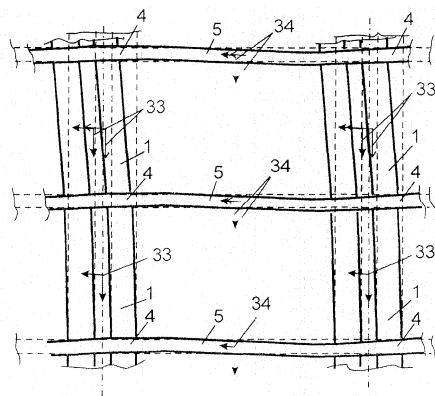
Фиг. 16



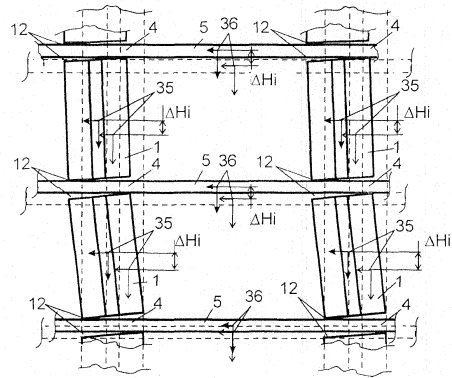
Фиг. 17



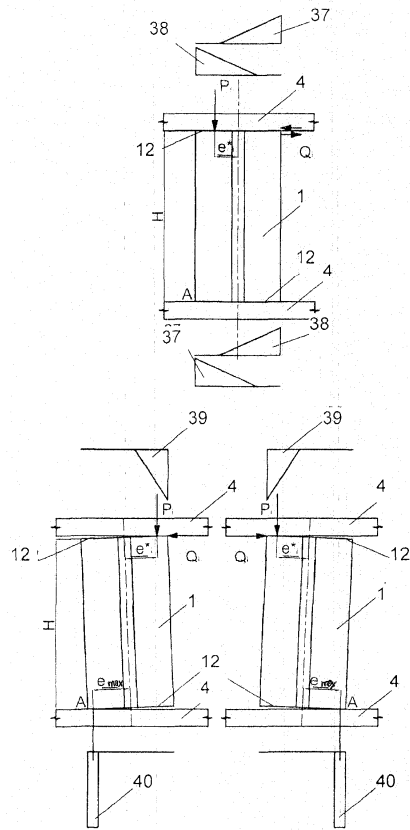
Фиг. 18



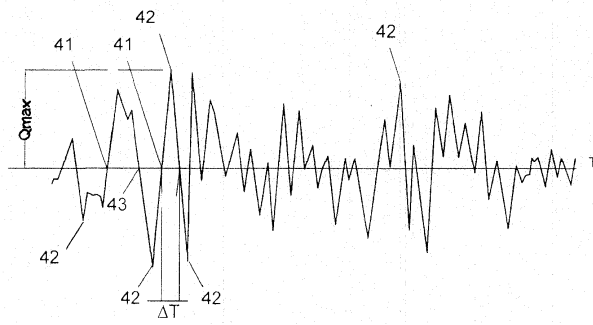
Фиг. 19



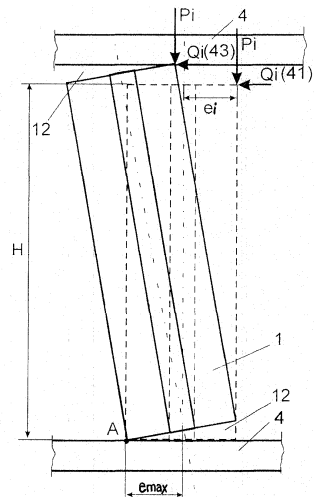
Фиг. 20



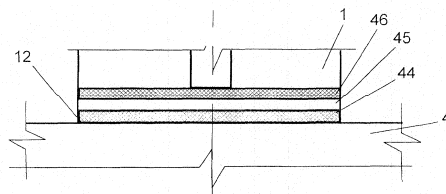
Фиг. 21



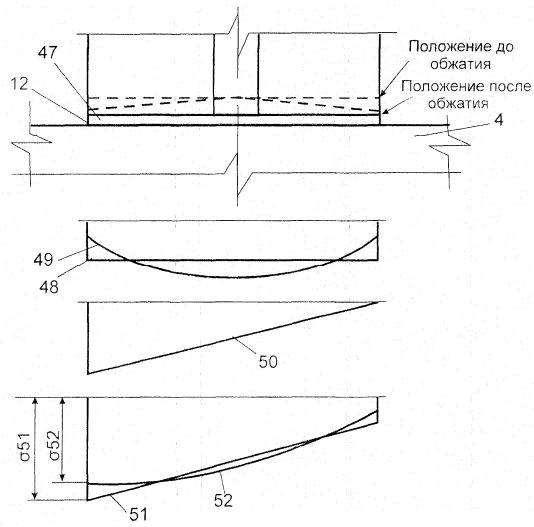
Фиг. 22



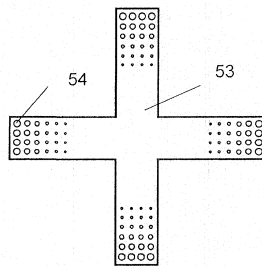
Фиг. 23



Фиг. 24



Фиг. 25



Фиг. 26

