ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
И ПРОЕКТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ
ИНСТИТУТ КОМПЛЕКСНЫХ ПРОБЛЕМ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ
им. В.А. КУЧЕРЕНКО
ГОССТРОЯ СССР

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЗДАНИЙ С ВЫКЛЮЧАЮЩИМИСЯ СВЯЗЯМИ

МОСКВА–1988

gost.e-ecolog.ru

ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
И ПРОЕКТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ
ИНСТИТУТ КОМПЛЕКСНЫХ ПРОБЛЕМ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ
им. В.А. КУЧЕРЕНКО
ГОССТРОЯ СССР

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЗДАНИЙ С ВЫКЛЮЧАЮЩИМИСЯ СВЯЗЯМИ

Утверждены
Директором ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
23 апреля 1987 г.

МОСКВА–1988

УДК 624.042.7.001.2

Рекомендованы к изданию решением секции "Сейсмостойкость сооружений" Научно-технического совета ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко Госстроя СССР.

Рекомендации по проектированию зданий с выключающимися связями/ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко. М., 1987. - 53 с.

Содержат общие принципы расчета и конструирования зданий с адаптивными системами сейсмической защиты, с помощью которых достигается снижение сейсмических нагрузок за счет регулирования динамических характеристик зданий. Системы содержат выключающиеся связи и упоры-ограничители перемещений. В результате выключения каскада выключающихся связей и включения упоров-ограничителей в процессе землетрясения осуществляется перестройка (самонастройка) динамических характеристик сооружений в желательном направлении и регулируемых пределах.

Предназначены для инженеров-проектировщиков, научных сотрудников и инженерно-технических работников строительных организаций.

Табл. 5, ил. 15, список лит.: 9 назв.

© ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко, 1988

П Р Е Д И С Л О В И Е

Настоящие Рекомендации составлены в развитие главы СНиП II-7-81 "Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования" [1].

Рекомендации распространяются на проектирование зданий с несущими стенами или диафрагмами (крупнопанельные, монолитные, кирпичные и т.п.) и с адаптивной системой сейсмической защиты, расположенной в одном или нескольких нижних этажах. Система сейсмозащиты образуется сочетанием относительно гибких опор (колонны, стойки, сваи и т.п.), воспринимающих полностью вертикальную нагрузку, и жестких выключающихся связей (диафрагмы, панели, контрфорсы и т.п.), расположенных между фундаментами и вышележащими этажами здания.

Использование систем позволяет направленно регулировать на стадии проектирования динамические характеристики сооружений с учетом частотных спектров и других характеристик сейсмического движения грунта и в результате снизить расчетные сейсмические нагрузки на несущие конструкции зданий, повысить надежность их работы при интенсивных землетрясениях. При этом снижаются затраты на антисейсмические мероприятия, материалоемкость и трудоемкость возводимых сооружений.

Рекомендации содержат сведения относительно общей методики расчета на сейсмические воздействия и проектирования.

При составлении рекомендаций учтены результаты исследований, опыта проектирования и строительства зданий с выключающимися связями в гг. Северобай-

кальске, Фрунзе, Севастополе, Петропавловске-Камчатском, Тбилиси, Душанбе.

Рекомендации разработаны ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко Госстроя СССР (д-р техн.наук проф. Айзенберг Я.М., канд.техн.наук Мелентьев А.М. при участии кандидатов техн.наук Смирнова В.И., Абакарова А.Д., Мажиева Х.Н., Абаканова Т.Д., Ногая Р.В.), при участии НИИСА Госстроя Киргизской ССР (канд. техн.наук Деглина М.М.).

При разработке Рекомендаций использованы результаты проектных разработок институтов ЛенЗНИИЭП (канд.техн.наук Неймарк Л.И., инж. Львов Л.А.), ТбилЗНИИЭП (канд.техн.наук Цицилашвили О.Г., инж. Чануквадзе Г.Ш.), Таджикгипрострой (инж. Бирюкова В.М.), Киргизгипрострой (инж. Парамонов Ю.А.), Камчатскгражданпроект (канд.техн.наук Хазанов Ю.М., инж. Дроздюк В.Н.).

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Рекомендации по проектированию зданий с адаптивными системами сейсмической защиты разработаны в развитие главы СНиП Д-7-81 "Строительство в сейсмических районах".

Рекомендации распространяются на проектирование и строительство зданий высотой до 12 этажей с несущими стенами и диафрагмами (крупнопанельные, объемноблочные, со стенами из монолитного железобетона и т.п.) и с адаптивной системой сейсмической защиты, расположенной в одном или нескольких нижних этажах.

1.2. В Рекомендациях освещены общие принципиальные вопросы расчета и конструирования зданий с адаптивной системой сейсмозащиты; они должны конкретизироваться, детализироваться и уточняться в процессе проектирования конкретных вариантов решений.

Рекомендации должны применяться для проектирования зданий, при обязательном участии ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко.

1.3. Система адаптивной сейсмической защиты предназначена для снижения расчетных сейсмических нагрузок на конструкции зданий, а также сейсмических перемещений относительно фундаментов, колонн или других опор, воспринимающих вертикальные нагрузки.

Адаптация к сейсмическим воздействиям достигается за счет применения специальных конструктивных элементов – дополнительных жестких выключающихся связей, которые повышают жесткость сооружения в начальном состоянии и выключаются при достижении некоторого порогового уровня амплитуд сейсмических колебаний сооружения. При этом все вертикальные нагрузки должны полностью восприниматься несущими конструкциями сооружения в состоянии, когда дополнительные жесткие связи выключены.

1.4. Адаптивная сейсмозащитная система состоит из следующих элементов:

– относительно гибких колонн, свай или других элементов, расположенных в одном или нескольких этажах и воспринимающих полностью вертикальные на-

грузки, включая собственный вес конструкции, полез - ные нагрузки и вертикальные сейсмические нагрузки;

- жестких вертикальных связей - панелей, диаф - рагм, контрфорсов, расположенных в одном или не - скольких нижних этажах, обеспечивающих связь фунда - мента с конструкциями вышележащих этажей и выключающихся при превышении определенного расчетного уровня горизонтальных сейсмических нагрузок.

1.5. Выключение связей происходит одним из двух способов:

- разрушение диафрагм, панелей или контрфор - сов, жестко соединяющих фундамент с вышележащими этажами;

- разрушение специальных выключающихся эле - ментов (электросварные заклепки, бетонные шпонки, металлические детали), расположенных между диафраг - мами и конструктивными элементами вышележащих эта - жей, или фундаментов, или между верхней и нижней ди - афрагмами.

Выбор конкретного типа выключающихся связей должен производиться в зависимости от конструктив - ных особенностей объекта и предъявляемых к нему тре - бований: экономических, технологических, функциональ - ных, архитектурных и др.

1.6. Выключающиеся связи могут применяться в зданиях и сооружениях с различными конструктивными системами (каркасные с заполнением, крупнопанельные, каркасно-панельные, объемноблочные и др.).

В зависимости от конструктивной схемы и высо - ты здания или сооружения выключающиеся связи могут размещаться либо по горизонтали в уровне одного или нескольких этажей, либо по высоте здания. Настоящие Рекомендации распространяются на первый случай.

1.7. Здания с адаптивной системой сейсмозащиты целесообразно размещать на строительных площадках, грунты основания которых относятся к I и II категори - ям грунта по сейсмическим свойствам (в соответствии с табл. 1 СНиП II-7-81). В случае неравномерных оса - док фундаментов зданий необходимо принимать дополни - тельные мероприятия по укреплению оснований.

1.8. При проектировании зданий с адаптивной системой сейсмозащиты надлежит предусматривать симметричность несущих конструкций зданий, равномерность распределения жесткостей конструкций и масс.

1.9. Рекомендации могут применяться при длине зданий не более 60 м или при отношении длины здания к ширине (определяемой расстоянием между крайними рядами конструкций с выключающимися связями) не более 6 (принимается меньшая из двух величин).

В других случаях необходимо выполнение специального дополнительного расчета на закручивание здания в плане.

1.10. При проектировании зданий с адаптивной системой сейсмозащиты в нижних каркасных этажах, необходимо предусматривать условия, обеспечивающие развитие пластических деформаций (в диафрагмах, контрфорсах и других элементах) при сохранении общей устойчивости здания.

1.11. Необходимо уделять особое внимание обеспечению достаточной прочности соединения жестких связевых элементов (диафрагм, контрфорсов) с фундаментами, ригелями и другими элементами основной несущей конструкции здания.

1.12. Рекомендации, изложенные в пп. 2.1–2.18, относятся к этапу определения расчетных сейсмических нагрузок. После определения этих нагрузок расчеты конструкций выполняются обычным способом, согласно положениям действующих нормативных документов по строительству.

1.13. Рекомендация п. 2.5 о минимальном значении динамического коэффициента β, равном 0,8, носит временный характер. Предполагается, что после накопления более широкого опыта проектирования и строительства зданий с выключающимися связями это ограничение будет снято.

1.14. При выборе конструктивных решений и объема антисейсмических усилений конструкций не допускается снижение расчетной сейсмичности зданий в сравнении с обычными зданиями аналогичной конструкции без адаптивной системы более, чем на 1 балл.

1.15. При проектировании зданий с системами адаптивной сейсмозащиты с ВС следует предусматривать такие конструктивные решения системы в целом и отдельных элементов конструкций, чтобы возможность нарушений строительной технологии и отступлений от проекта была сведена до минимума, учитывая, что эффективность таких систем определяется соответствием их динамического поведения концепциям, положенным в основу проектирования.

В проектах следует специально предусмотреть мероприятия по строгому контролю технологии строительства, особенно при выполнении конструктивных элементов системы сейсмозащиты – колонн, диафрагм, контрфорсов, выключающихся элементов и др. (специальные указания на рабочих чертежах, авторский надзор и т.п.).

1.16. В каждом случае применения новой системы сейсмозащиты до ее массового внедрения необходимо осуществлять экспериментальные исследования на моделях и в натуре на единичных образцах.

1.17. При строительстве зданий с адаптивными системами сейсмозащиты рекомендуется устанавливать станции инженерно-сейсмометрической службы в однотипных зданиях с различными конструктивными решениями адаптивной сейсмозащиты. Схемы установки станций ИСС согласовываются с ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко.

2. МЕТОДИКА РАСЧЕТА ЗДАНИЙ С АДАПТИВНОЙ СИСТЕМОЙ СЕЙСМОЗАЩИТЫ

2.1. Расчетная сейсмическая нагрузка S_{ik}, сосредоточенная на уровне k при i – й форме собственных колебаний зданий или сооружений с выключающимися связями, определяется по формуле

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{0ik}, \qquad (1)$$

K_1 – коэффициент, зависящий от принятого для зданий предельного состояния, принимается по табл. 3 СНиП П-7-81;

K_2 – коэффициент, учитывающий конструктивные особенности здания, принимается по табл. 4 СНиП II-7-81;

S_{oik} – значение сейсмической нагрузки для зданий или сооружений с выключающимися связями, определяемое в предложении упругого деформирования элементов конструкций по формуле

$$S_{oik} = A\beta_i K_\psi \gamma_{ik} Q_k , \qquad (2)$$

где Q_k – нагрузки, вызывающие инерционную горизонтальную силу в точке К и определяемые по п. 2.1 СНиП II-7-81;

А – коэффициент, значения которого принимаются 0,1; 0,2; 0,4 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов;

K_ψ – коэффициент, учитывающий диссипативные свойства конструкции, принимается согласно табл. 6 СНиП II-7-81;

β_i – коэффициент динамичности для зданий или сооружений с выключающимися связями, соответствующий i – й форме собственных колебаний, определяется в соответствии с п. 2.5 настоящих Рекомендаций;

γ_{ik} – коэффициент, зависящий от формы деформации сооружения с выключающимися связями при его собственных колебаниях и от места расположения нагрузки Q_k, определяется по положениям СНиП II-7-81 и в соответствии п. 2.3 настоящих Рекомендаций.

2.2. При проектировании зданий с адаптивной системой сейсмозащиты рекомендуется выполнять расчеты в каждом из двух направлений (в продольном и поперечном); расчеты выполняются для двух расчетных моделей здания, отвечающих состояниям здания до и после выключения связей (рис. 1). Этим двум состояниям соответствуют коэффициенты $\gamma_{ik}^{нс}$ и $\gamma_{ik}^{кс}$, соответственно.

Коэффициент $\bar{\beta}_i$ для первой формы колебаний один и тот же в обеих расчетных схемах.

Формула (1) для определения расчетных сейсмических нагрузок конкретизируется следующим образом:
– первая форма колебаний

$$S_{1к}^{нс} = K_1 K_2 A K_\psi \bar{\beta}_1^{нс} \eta_{1к}^{нс} Q_к ; \quad (3)$$

$$S_{1к}^{кс} = K_1 K_2 A K_\psi \bar{\beta}_1 \eta_{1к}^{кс} Q_к ; \quad (4)$$

– высшие формы колебаний

$$S_{1к}^{нс} = K_1 K_2 A K_\psi \beta_i^{нс} \eta_{iк}^{нс} Q_к ; \quad (5)$$

$$S_{iк}^{кс} = K_1 K_2 A K_\psi \beta_i^{кс} \eta_{iк}^{кс} Q_к , \quad (6)$$

где $i \geqslant 2$.

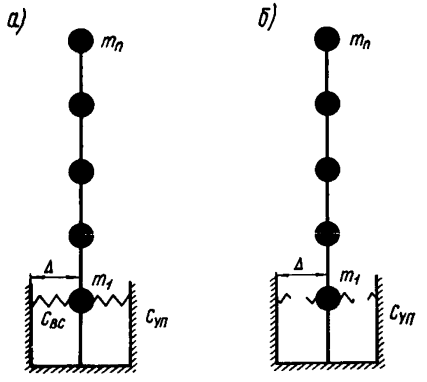

Рис.1. Расчетные схемы зданий с выключающимися связями

а – в состоянии до выключения связей (начальное состояние); б – в состоянии после выключения связей (конечное состояние)

$C_{вс}$ – жесткость выключающихся связей;

$C_{уп}$ – жесткость упора-ограничителя перемещений;

Δ – зазор между упором-ограничителем и основной конструкцией здания

2.3. В качестве расчетной сейсмической нагрузки, перерезывающей силы, изгибающего момента конструкций, расположенных выше каркасных нижних этажей, принимается большее из двух значений по формулам (3), (5) или (4), (6). При расчете конструкций нижних эта-

жей учитываются величины S_{ik}, которые являются большими из двух и определяются по формулам (4) и (6). Суммирование усилий, отвечающих различным формам колебаний, производится в соответствии с п. 2.10 СНиП II-7-81.

2.4. Распределение расчетной нагрузки S_{ik} между вертикальными конструкциями производится пропорционально их жесткости.

2.5. Коэффициент динамичности $\bar{\beta}_1$ определяется по графикам рис. 2 в зависимости от периодов первой формы собственных колебаний зданий до выключения связей $T_1^{нс}$ и после выключения связей $T_1^{кс}$, а также от категории грунтов по сейсмическим свойствам.

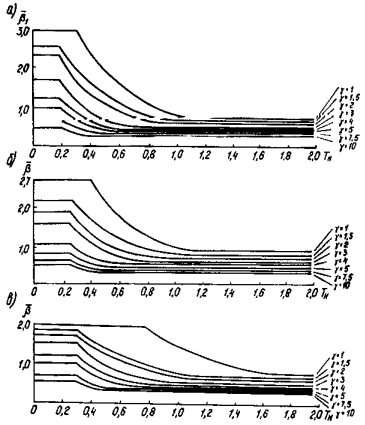

Рис. 2. Графики определения расчетных значений динамического коэффициента для зданий с выключающимися связями в зависимости от категорий грунтов по сейсмическим свойствам

Величины $T_1^{нс}$ вычисляются в предположении упругого деформирования неповрежденной конструкции с учетом начального модуля упругости материала. При вычислении $T_1^{кс}$ жесткость железобетонных элементов нижнего этажа может определяться по формулам В.И.Мурашева (для железобетонных колонн) и Н.И.Карпенко [5] и в соответствии с п. 2.12 настоящих Рекомендаций.

Если значение $\gamma = T_1^{кс} / T_1^{нс}$ отличается от значений, приведенных на графиках (рис. 2), то допускается принимать величину по линейной интерполяции между значениями $\bar{\beta}_1$, соответствующими большему и меньшему значениям γ.

Во всех случаях значения $\bar{\beta}_1$ должны приниматься не менее 0,8.

2.6. При расчете разрушающихся элементов в виде сварных заклепок, бетонных шпонок, болтов, сварных швов или разрушающихся диафрагм коэффициент $m_{кр}$ принимается равным 1,4.

При расчете колонн нижних каркасных этажей величина коэффициента K_2 принимается равной 1,5.

В случае, если диафрагма, контрфорс или другой жесткий элемент проектируется как ограничитель, в котором до выключения связей не развиваются неупругие деформации и повреждения, то при расчете этого элемента на прочность и устойчивость коэффициент принимается равным 1. В этом случае при расчете колонн величина K_2 принимается равной 1,2.

Значения $\beta_i^{нс}$ и $\beta_i^{кс}$ при $i \geqslant 2$ определяется по СНиП II-7-81 в зависимости от $T_i^{нс}$ и $T_i^{кс}$.

2.7. При расчете прочности разрушающихся элементов должно быть выполнено условие

$$\bar{S} \leqslant \Phi , \qquad (7)$$

где $\bar{S}$ – расчетное усилие от сейсмической нагрузки, передаваемое на одну связь, определяется согласно п. 2.8 Рекомендаций;

Φ – расчетная прочность выключающейся связи или пороговое усилие, при котором она выключается.

2.8. Расчетное усилие S_{ik} от сейсмической нагрузки на одну выключающуюся связь вычисляется по формуле

$$S_{ik} = \frac{\alpha}{n_{вс}} \sqrt{\sum_{k=1}^{n} \left(\sum_{i=1}^{l} S_{ik}^{нс} \right)^2} , \qquad (8)$$

где α – доля расчетной сейсмической нагрузки, которая приходится на выключающиеся связи, определяется по формуле

$$\alpha = 1 - \frac{\delta_{11}^{нс}}{\delta_{11}^{кс}} ; \qquad (9)$$

$\delta_{11}^{нс}, \delta_{11}^{кс}$ – перемещения от единичной силы на уровне перекрытия над каркасной частью здания в начальном (до выключения связей) и конечном (после выключения связей) состояниях соответственно;

$n_{вс}$ – число выключающихся связей в рассматриваемом направлении (параллельно продольной или поперечной оси плана здания) либо полное число выключающихся связей в случае их симметрии относительно горизонтальной нагрузки (например, диафрагмы, контрфорсы и т.п.);

$S_{ik}^{нс}$ – определяется по пп. 2.1–2.3 настоящих Рекомендаций;

l – число учитываемых форм колебаний.

2.9. Площадь наиболее слабого сечения выключающейся связи (в месте разрушения) определяется с учетом (7)–(9) по формуле

$$\alpha = \frac{\Phi}{1{,}3R_р} = \frac{\bar{S}}{1{,}3R_р}, \qquad (10)$$

где $R_р$ – расчетное сопротивление материала выключающейся связи, определяется по соответствующим нормативным документам в зависимости от материала выключающейся связи.

При наличии экспериментальных данных значение α определяется по формуле

$$\alpha = \frac{\Phi}{R_э} = \frac{\bar{S}}{R_э}, \qquad (11)$$

где $R_э$ – среднее арифметическое значение соответствующее прочностной характеристике выключающегося элемента, определяемое по результатам испытаний из n образцов, где $n \geqslant 6$.

Если выключающаяся связь состоит из $n_{вэ}$ выключающихся элементов, то площадь сечения выключа-

ющего элемента определяется по формулам (10)–(11) с учетом количества выключающихся элементов $n_{вэ}$, приходящихся на одну выключающуюся связь.

2.10. В случае, если выключающиеся связи расположены каскадом (см. пример 2) и их выключение происходит последовательно, то на расчетное усилие по (8) рассчитывается последний выключающийся элемент, усилие на первый выключающийся элемент должно быть меньше, чем усилие по (8) не более, чем в 1,5 раза.

2.11. В случае, если диафрагмы жесткости или контрфорсы проектируются только как выключающиеся элементы, то их расчет необходимо производить по формуле (8), как для обычных выключающихся элементов.

2.12. Конструкции, непосредственно соединенные с выключающимися элементами (связевые панели, контрфорсы и фундаменты, а также закладные детали элементов основных несущих конструкций – ригелей, колонн, перекрытий и т.п., к которым прикрепляются выключающиеся элементы) должны быть рассчитаны с учетом дополнительных усилий, которые передаются от выключающихся элементов (до выключения последних); численные значения этих величин принимаются равными: $\bar{S}$ – для связевых элементов и $S/n_{вэ}$ – для расчета закладных деталей, примыкающих к выключающимся элементам по формуле (8).

2.13. В случае, если жесткие панели, диафрагмы или контрфорсы используются как ограничители перемещений, величина зазора между несущей конструкцией здания или сооружения (ригеля, колонны, перекрытия нижнего этажа) и ограничителем перемещений определяется по формуле

$$\Delta = S_{ik}\,\delta_{11}^{кс}, \qquad (12)$$

где S_{ik} – определяется по формуле (1);

$\delta_{11}^{кс}$ – горизонтальное перемещение здания в уровне перекрытия над нижней каркасной частью здания, состоящей из одного или нескольких этажей от силы $S_к = 1$.

При вычислении $\delta_{11}^{кс}$ жесткости элементов железобетонного каркаса нижнего каркасного этажа (или соответствующих расчетных участков железобетонных свай) могут вычисляться с учетом частичного образования трещин по формулам [5].

2.14. При расчете зданий и сооружений с выключающимися связями длиной или шириной более 30 м, помимо сейсмической нагрузки, определяемой согласно пп. 2.1–2.3, необходимо учитывать крутящий момент относительно вертикальной оси здания, который возникает при неодновременном выключении связей вследствии случайного разброса прочности выключающихся элементов.

Значение расчетного эксцентриситета между центрами жесткостей и масс здания или сооружения в уровне перекрытия нижнего этажа следует принимать не менее 0,05 В, где В - размер здания или сооружения в плане в направлении, перпендикулярном действию силы.

2.15. Помимо расчетов зданий и сооружений с адаптивной системой сейсмозащиты на нагрузки, определяемые в соответствии с пп. 2.1–2.3 Рекомендаций, следует также выполнить проверочный расчет по п.2.26 СНиП П–7–81 на наиболее опасные для района строительства расчетные сейсмические воздействия с использованием инструментальных записей ускорений основания при землетрясении, полученных во время прошлых землетрясений в районе строительства или в аналогичных по сейсмическим условиям районах, а также синтезированных акселерограмм.

При проведении расчетов по акселерограммам допускается учитывать неупругое деформирование упоров-ограничителей и конструкций вышележащих этажей. В этом случае коэффициент K_1 следует принимать равным 1. Горизонтальные перемещения колонн с учетом суммарного момента от действия сейсмических (горизонтальных) и вертикальных нагрузок должны быть при этом ограничены упругой стадией работы арматуры. Рекомендации по расчетным моделям и алгоритмам расчета на сейсмические воздействия можно получить в ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко (см. Приложение 1).

2.16. При выполнении динамических расчетов с применением инструментальных или искусственных акселерограмм необходимо выполнить проверку максимальных предельных перемещений x_{max} здания в конечном состоянии.

Значение x_{max} устанавливается с учетом требований прочности, устойчивости здания, а также недопущения нежелательных соударений с технологичес - ким оборудованием. Ограничители перемещений должны быть установлены таким образом, чтобы величина зазора не превышала $0{,}5\,x_{max}$.

2.17. В случае возможных соударений с оборудо - ванием, повреждение которого может привести к повышению опасности (взрывоопасное оборудование и т.п.), расчетные нагрузки и расчетные перемещения следует устанавливать в соответствии со специальными указаниями.

Конструктивное решение жестких связей - диаф - рагм, панелей, контрфорсов и т.п. - должно обеспечивать максимальное развитие пластических деформаций.

2.18. При конструировании упора-ограничителя перемещений прочность ограничителя должна быть прове - рена на ударную нагрузку; рекомендуется производить в соответствии с формулами, приведенными в [8].

3. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ С АДАПТИВНЫМИ СИСТЕМАМИ СЕЙСМОЗАЩИТЫ

3.1. Адаптивные системы сейсмической защиты могут находить разнообразное физическое воплощение в реальных зданиях и сооружениях.

Выбор системы сейсмозащиты конкретного типа должен производиться при проектировании в зависимости от конструктивных особенностей объекта и предъ - являемых ему требований: функциональных, архитектурных, технико-экономических и др.

3.2. Здания с адаптивной системой сейсмозащиты необходимо проектировать симметричными относитель - но продольной и поперечной оси. Особое внимание необходимо уделять элементам системы сейсмозащиты от

качественного проектирования, изготовления и монтажа которых зависит работоспособность и эффективность применения сейсмозащитной системы.

Как правило, в состав системы сейсмической защиты, для которой разработаны настоящие Рекомендации, входят следующие элементы: колонны, диафрагмы, контрфорсы или панели, выключающиеся элементы. Система сейсмозащиты может располагаться в одном или нескольких этажах.

3.3. В соответствии с п. 3.48 СНиП П-7-81 колонны рекомендуется выполнять железобетонными. Если для повышения гибкости здания в состоянии после выключения связей колонны устраиваются высотой на два этажа, между боковой поверхностью колонны и перекрытием первого этажа необходимо устраивать зазор, который заполняется материалом, не препятствующим перемещению колонны в горизонтальном направлении. Величину зазора следует принимать на 20-30 мм больше максимальных смещений колонн.

3.4. Узлы сопряжений железобетонных колонн и ригелей должны быть усилены применением сварных сеток, спиралей или замкнутых хомутов.

В железобетонных колоннах нижнего этажа рекомендуется ограничивать процент продольного армирования (в соответствии с п. 3.52 СНиП П-7-81) и размещать поперечную арматуру (хомуты, сварные сетки) диаметром не менее 8-10 мм с шагом 100 мм в местах сопряжения с ригелями и фундаментами на участках 0,25 Н (Н - длина колонны в свету) и с шагом 200-250 мм в средней части колонны, равной 0,5 Н.

3.5. Диафрагмы, контрфорсы или панели рекомендуется проектировать железобетонными в сборном или монолитном исполнении в зависимости от принятого конструктивного решения здания.

Для обеспечения условий развития пластических деформаций в диафрагмах, рекомендуется проектировать диафрагмы составными. В этом случае, отношение ширины диафрагмы к ее высоте должно быть не менее 1:3.

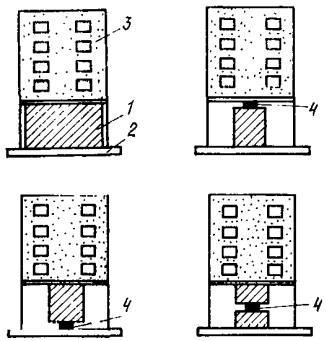

Рис. 3. Конструктивные решения зданий с нижним гибким этажом и с выключающимися связями

1 – выключающиеся диафрагмы, панели, контрфорсы; 2 – фундаментная часть здания; 3 – верхние жесткие этажи здания; 4 – выключающиеся элементы

Если диафрагмы, контрфорсы или панели проектируются как ограничители горизонтальных перемещений, то необходимые выступы и вырезы в зоне контакта соударяющихся тел рекомендуется усилять распределительными металлическими пластинами и устанавливать демпферные упругие прокладки с целью деконцентрации напряжений в зоне контакта.

Упругие прокладки рекомендуется выполнять в виде параллелепипеда из эластичного материала (например, резины) толщиной на 20 мм меньше зазора между упором и основной конструкцией здания.

3.6. Армирование диафрагм и жестких выключающихся связей необходимо производить с учетом концентрации напряжений в зоне контакта упора с основной конструкцией.

3.7. Конструктивное решение и размещение выключающихся связей может применяться следующих разновидностей (рис. 3 и 4).

Одно из них представляет собой жесткие панели, диафрагмы, например, панели перегородок, которые прикрепляются к фундаментам колонн снизу (либо к рандбалке) и к ригелям рамы сверху. Выключение связи в этом случае означает разрушение панели. На рис. 4, а представлена принципиальная схема работы выключающихся связей этой разновидности. Конструкция выклю-

чающейся связи другой разновидности (рис. 4,б,в) состоит из двух элементов - жесткой диафрагмы и собственно выключающегося элемента связи.

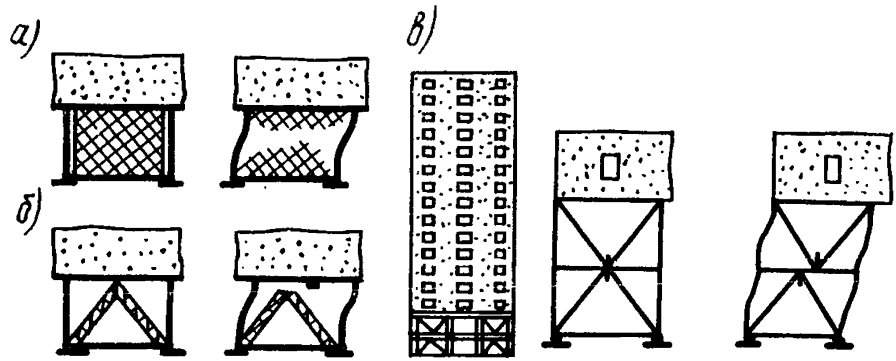

Рис.4. Конструктивные решения зданий с выключающимися связями
а - выключающиеся (разрушающиеся) панели-связи;
б - выключающиеся элементы в сочетании с жесткими неразрушающимися сквозными или сплошными панелями;
в - размещение выключающихся элементов и связей в в двух нижних каркасных этажах

Конструктивно диафрагма может быть выполнена в виде панели, декоративной решетки, арки, треугольного элемента типа фермы с жесткими узлами, элемента архитектурного оформления здания и т.п.

Конструкция выключающегося элемента укрепляется между панелью и основной несущей конструкцией здания и выполняется в виде бетонной шпонки, чугунного вкладыша, приваренного металлического элемента, болтового соединения, пакета металлических пластин, соединенных электрозаклепками и т.п. В качестве элементов выключения могут использоваться панели из бетона, керамзитобетона, кирпичной кладки, декоративные решетки 3, диагональные растяжки или раскосы 4 (рис. 5), предварительно напряженные железобетонные элементы.

3.8. Размещение выключающихся связей в плане здания рекомендуется производить симметричным относительно продольной и поперечной осей.

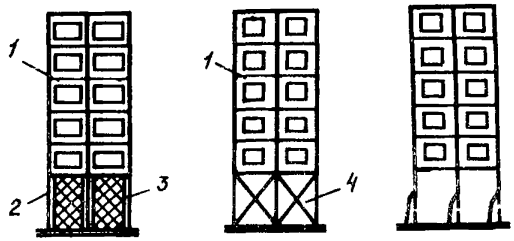

Рис. 5. Здания с выключающимися связями в нижних каркасных этажах

1 – верхние этажи жесткой конструкции; 2 – каркасный гибкий нижний этаж; 3 – выключающиеся панели-связи; 4 – выключающиеся диагональные связи

3.9. В качестве ограждающих стеновых конструкций каркасных этажей зданий следует применять легкие навесные панели. При этом связь между ограждающими конструкциями каркасной и вышележащей частью здания должна отсутствовать.

4. УКАЗАНИЯ ПО ИЗГОТОВЛЕНИЮ И МОНТАЖУ ЭЛЕМЕНТОВ АДАПТИВНОЙ СЕЙСМОЗАЩИТЫ

4.1. Сборные элементы адаптивной сейсмической защиты следует выполнять в заводских условиях. При этом необходимо обращать внимание на высокое качество изготовления элементов сейсмической защиты, которые должны пройти проверку отдела технического контроля предприятия.

Монтажные элементы системы сейсмозащиты обязательно должны пройти лабораторную проверку и иметь заключение о прочности и качестве изготовления элементов.

4.2. Металлические элементы системы сейсмозащиты (выключающиеся связи и др.) должны иметь антикоррозийную защиту, выполненную путем окраски лакокрасочными составами в соответствии с указаниями проекта.

4.3. При производстве работ необходимо обращать внимание на точность установки в проектное положение всех элементов адаптивной системы сейсмозащиты. Указания по производству работ необходимо включать в пояснительную записку к проекту здания.

4.4. Выполнение всех работ должно быть освидетельствовано авторами проекта, технадзором заказчика и оформлено соответствующими актами и записями в журнале авторского надзора.

4.5. Запрещается устройство вблизи элементов системы сейсмозащиты санитарно-технических и электротехнических коммуникаций и проводок.

5. УКАЗАНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ С АДАПТИВНЫМИ СИСТЕМАМИ СЕЙСМОЗАЩИТЫ

5.1. При сдаче здания в эксплуатацию необходимо в присутствии представителя проектной организации и ответственного представителя (директора, главного инженера) ДЭЗ, принимающих здание в эксплуатацию проверить правильность выполнения работ по монтажу элементов системы сейсмозащиты в соответствии с проектом и сделать соответствующую запись в акте приемки. При обнаружении несоблюдения проектным требованиям неисправности должны быть устранены до сдачи дома в эксплуатацию.

5.2. Проверка состояния элементов адаптивной сейсмической защиты с фиксацией всех замечаний отклонений или дефектов в журнале состояния дома производится через каждые 3 года комиссией ДЭЗ с привлечением представителя проектной организации, а также после каждого интенсивного землетрясения (равного или более 5 баллов).

6. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ С АДАПТИВНОЙ СИСТЕМОЙ СЕЙСМОЗАЩИТЫ

Пример 1. Расчет и конструирование системы сейсмической защиты 5-этажного крупнопанельного дома с выключающимися связями

Запроектировать пятиэтажное крупнопанельное здание расчетной сейсмичностью 9 баллов с выключающимися связями в каркасном нижнем этаже. План и разрез здания изображены на рис. 6

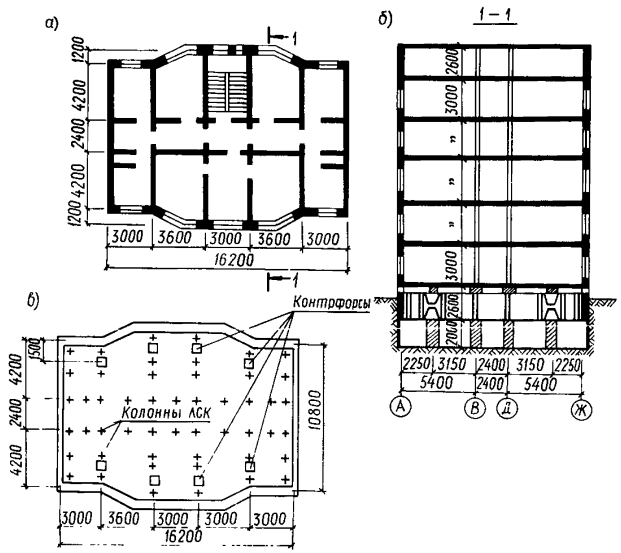

Рис.6. Конструктивное решение крупнопанельного дома серии 122 с выключающимися связями
а – план рядовой блок-секции; б – разрез; в – план рядовой блок-секции на отметке 0,90 м

Основанием фундаментов служат грунты, которые относятся к категории II по сейсмическим свойствам.

Конструктивно система сейсмозащиты решена из следующих элементов:

- железобетонные колонны высотой 2,5 м (высота техподполья), которые воспринимают вертикальную нагрузку от вышележащих конструкций и горизонтальную нагрузку в момент после выключения связей;
- железобетонные контрфорсы, которые играют роль ограничителя чрезмерных горизонтальных перемещений;
- выключающиеся элементы в виде пакета металлических пластин, соединенных электрозаклепками.

В уровне нижнего этажа размещены 52 колонны и 8 контрфорсов.

Порядок расчета

Расчеты выполняем для двух расчетных схем здания и двух комбинаций сейсмических нагрузок, соответствующих состояниям здания до и после выключения связей.

Расчетную модель здания в состоянии до выключения связей принимаем в виде консольного стержня с шестью дискретными массами (рис. 7,а).

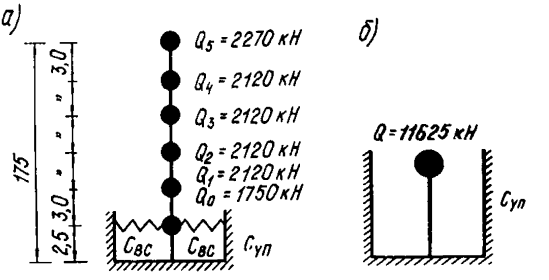

Рис.7. Расчетные модели здания в состоянии до выключения (а) и после выключения (б) связей

Периоды и формы собственных колебаний определялись для трех форм колебаний по программе на ЭВМ.

В соответствии со СНиП II-7-81 значения коэффициентов приняты следующими:

K_1 = 0,25; K_2 = 1,0; K_Ψ = 1,0; A = 0,4 (для расчетной сейсмичности 9 баллов).

Коэффициент динамичности $\bar{\beta}_1$ определяется по графику рис. 2,б настоящих Рекомендаций.

Периоды собственных колебаний здания по первой форме равны: в состоянии до выключения связей $T_1^{нс} = 0{,}23$ с; после выключения связей $T_1^{кс} = 0{,}74$ с

$$\gamma = \frac{0{,}74}{0{,}23} = 3{,}2, \text{тогда} \quad \bar{\beta}_1 = 1{,}4 .$$

Коэффициенты η_{ik} определены в соответствии с п.2.7 СНиП.

Сейсмические нагрузки в состоянии до выключения связей, определенные по формулам (3), (5), равны

$S_a^{нс} = 144{,}09$ кН; $S_1^{нс} = 227{,}46$ кН; $S_2^{нс} = 266{,}14$ кН;
$S_3^{нс} = 287{,}19$ кН; $S_4^{нс} = 322{,}92$ кН; $S_5^{нс} = 363{,}79$ кН;
$\Sigma S_i^{нс} = 1621{,}59$ кН.

Расчетную модель здания в состоянии после выключения связей принимаем в виде одномассовой системы, так как жесткость верхней крупнопанельной части здания в таком состоянии значительно выше нижней.

Период собственных колебаний для системы с одной степенью свободы определяем по формуле

$$T_1^{кс} = 2\pi\sqrt{m\delta} = 0{,}2\sqrt{Q_{экв}\delta_к} ,$$

где $\delta = 11{,}6 \cdot 10^{-6}$ м/тс; $m = Q/g = 116{,}5$ тс $с^2$/м;

$$T_1^{кс} = 2 \cdot 3{,}14\sqrt{116{,}5 \cdot 1176 \cdot 10^{-6}} = 0{,}74 \text{ с.}$$

Сейсмическую нагрузку определяем по формуле (4) настоящих Рекомендаций

$$S_1^{кс} = K_1 K_2 A K_\psi \bar{\beta}_1 \eta_1^{кс} Q ,$$

где $K_1 = 0{,}25$; $K_2 = 1{,}5$; $K_\psi = 1{,}0$; $\eta_1^{кс} = 1{,}0$; $A = 0{,}4$;
$\bar{\beta}_1 = 1{,}4$;

$S_1^{кс} = 0{,}25 \times 1{,}5 \times 0{,}4 \times 1{,}0 \times 1{,}4 \times 1{,}0 \times 1{,}0 \times 11625 = 2441{,}25$ кН.

Принимаем расчетную сейсмическую нагрузку равной

$$S_1^{\text{расч.}} = 2441{,}25 \text{ кН}.$$

Производим расчет элементов системы сейсмозащиты здания: колонн, контрфорсов, выключающихся связей.

В состоянии после выключения связей сейсмическая нагрузка будет восприниматься только колоннами нижнего этажа. Расчет колонн производим как внецентренно сжатого элемента по предельному состоянию первой группы.

Принимаем сечение колонн 25х25 см из бетона марки В40 $R_б = 22$ МПа (224 кг/см^2);
$E_б = 36 \times 10^{-3}$ МПа (367×10^{-3} кг/см^2).

Расчет производим с учетом специфики работы конструкций при сейсмических воздействиях.

Относительная высота сжатой зоны бетона равна

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \sigma_{sR} / \sigma_{sc,u} (1 - \omega/1{,}1)} =$$

$$= \frac{0{,}674}{1 + 365/400\ (1 - 0{,}674/1{,}1)} = 0{,}498,$$

где $\omega = \alpha - 0{,}008\, R_б = 0{,}674$;

$\sigma_{sR} = R_s - \sigma_{sP} = 365$ МПа; $\sigma_{sc,u} = 400$ МПа;

$R_s = 365$ МПа (3750 кг/см^2) для арматуры АШ.

Момент в защемлении вычисляем по формуле

$$M = N\Delta + S_1^{\text{расч}} \frac{l_0}{2} = 1162 \times 0{,}017 + 2445{,}25 \times \frac{2{,}5}{2} = 324{,}9 \text{ кНм},$$

где N – продольная нагрузка на колонны;

Δ – перемещение верха колонны в горизонтальном направлении определяем по таблице [9] для колонн гибкостью $\lambda = 10$, $\Delta = 0{,}017$ м (Приложения 2 настоящих Рекомендаций).

Для одной колонны момент в защемлении равен

$$M_{ст} = 62{,}5 \text{ кНм}$$

при $\xi = \frac{x}{h_o} = 0{,}56 > \xi_R = 0{,}498$;

$$M \leq R_\beta b x (h_o - 0{,}5x) + R_{sc} A'_s (h_o - a'),$$

где высота сжатой зоны x определяется из совместного решения уравнений

$$R_\beta A_\beta - \Sigma \sigma_{si} - N = 0;$$

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc.u}}{1 - \frac{\omega}{1{,}1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right),$$

тогда площадь сечения продольной арматуры равна

$$A'_s = \frac{M - R_\beta b x (h_o - 0{,}5x)}{R_{sc} (h_o - a')} = 8{,}6 \text{ см}^2.$$

Принимаем продольное армирование 2 Ø 25 АШ и поперечное армирование хомутами Ø 12АП с шагом 10x100 мм + 7x200 мм.

Сечение одного выключающегося элемента определяем по формуле (10) Рекомендаций

$$a = \frac{S_1}{n_{вэ} R_{ср}} = \frac{1627{,}5}{8 \times 1{,}0 \times 127} = 16{,}02 \text{ см}^2;$$

S_1 = 1627,5 кН сейсмическая нагрузка на здание в уровне каркасного этажа без учета коэффициента K_2 = 1,5 принята в соответствии с п. 2.6 Рекомендаций;

$R_{ср}$ = 127 МПа – расчетное сопротивление срезу электрозаклепки.

Принимаем по две электрозаклепки Ø 16 мм на каждой пластине, принятая площадь сечения двух электрозаклепок 16,08 см^2.

Определяем усилие Ф, передающееся на смежную конструкцию от одного выключающегося элемента по формуле

$\Phi = 1{,}3\, n_{ВЭ}\, \alpha\, R_{ср} = 265{,}5$ кН.

Определяем величину зазора между основной несущей конструкцией и упором-ограничителем по формуле (12)

$$\Delta \leqslant S_1^{расч.}\, \delta_{11}^{кс};$$

$\delta_{11}^{кс}$ – перемещение системы в состоянии после выключения связей от единичной силы

$$\delta_{11}^{кс} = \frac{(T_1^{кс})^2 g}{4\pi Q} = 0{,}117 \cdot 10^{-7} \text{ м/кгс}.$$

Тогда величина зазора равна

$$\Delta = 2441250 \times 0{,}117 \times 10^{-7} = 0{,}00286 \text{ м}.$$

Принимаем зазор между выключающимися элементами для различных порогов выключения

$\Delta = 2$ мм.

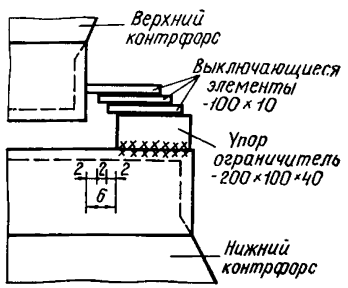

Рис. 8. Конструирование элементов выключающейся связи

Пакет металлических пластин толщиной 4 мм принимается из трех пластин с зазором по 2 мм (рис. 8), соединенными электрозаклепками $\varnothing = 1{,}6$ см (по две электрозаклепки на ВЭ).

Армирование верхнего и нижнего контрфорсов показано на рис. 9.

Здания серии 122 запроектированы ЛенЗНИИЭП при участии ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко и построены в г. Северобайкальске (западный участок БАМ).

Применение адаптивной системы сейсмозащиты в таких зданиях позволило получить экономический эф-

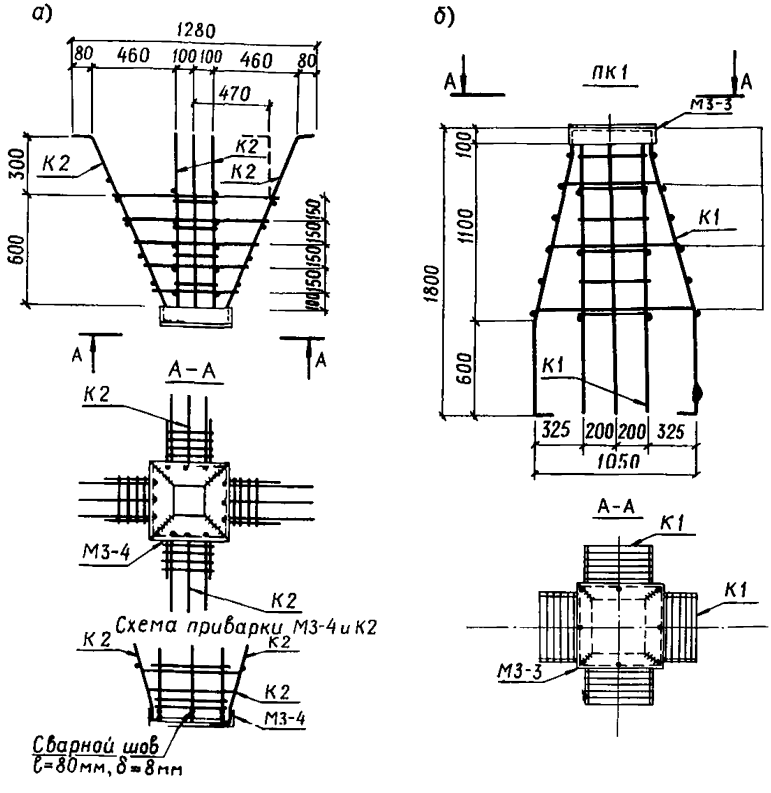

Рис. 9. Схемы армирования верхнего (а) и нижнего (б) контрфорсов в 5-этажном крупнопанельном здании серии 122 с ВС

фект в размере 3,5 млн.руб. При этом экономия расхода стали составила 15 кг на 1 м^2 площади[x].

---

[x] Приведены данные ЛенЗНИИЭП в сравнении с заменяемым аналогом.

Пример 2. Расчет и конструирование системы сейсмозащиты 9-этажного крупнопанельного дома с выключающимися связями

Произвести расчет элементов системы сейсмозащиты девятиэтажного крупнопанельного здания с выключающимися связями расчетной сейсмичностью 9 баллов. План и разрез здания изображены на рис. 10. Проект разработан проектным институтом Таджикгипрострой при участии ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко для строительства в г.Душанбе.

Конструктивное решение системы сейсмической защиты следующее:

– железобетонные колонны выполняются высотой в два нижних этажа и воспринимают как вертикальную нагрузку от вышележащих конструкций, так и горизонтальную нагрузку от сейсмических воздействий. Высота колонн в свету 6,84 м;

– одноярусные железобетонные диафрагмы жесткости высотой в два этажа, которые играют также роль упоров-ограничителей колебаний;

– многоступенчатые выключающиеся связи, выполненные в виде пакетов металлических пластин на электросварных заклепках. Устанавливаются между диафрагмами и ригелем первого этажа.

Вышележащие восемь этажей (2–9 этажи) из крупнопанельных конструкций.

Порядок расчета

Расчет выполняется для двух расчетных схем здания и двух комбинаций сейсмических нагрузок, соответствующих состояниям здания до и после выключения связей (рис. 11).

Расчетную схему здания до выключения связей принимаем в виде десятимассовой системы.

Периоды и формы собственных колебаний здания определяем по программе на ЭВМ для трех форм колебаний. В примере приведены результаты расчета здания только в поперечном направлении.

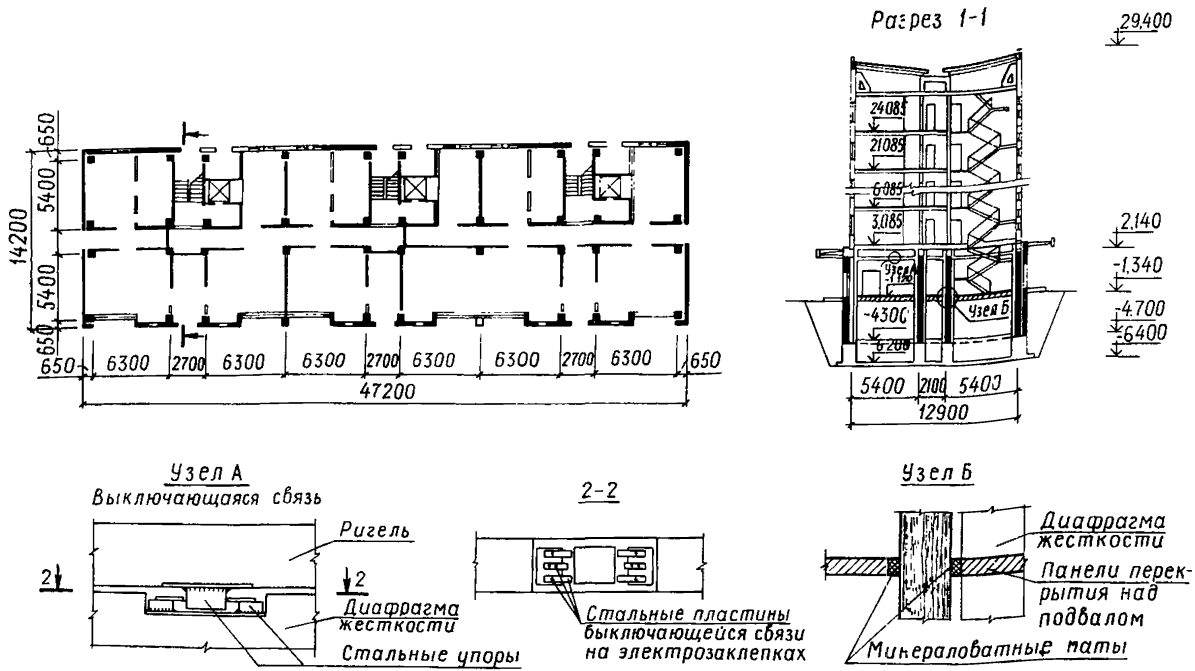

Рис.10. Крупнопанельное здание на железобетонных стойках в первых двух этажах с выключающимися связями и диафрагмами жесткости (проект разработан Таджикгипростроем совместно с ЦНИИСК им.В.А.Кучеренко)

Периоды собственных колебаний в состоянии до выключения связей равны

$T_1 = 0{,}2844$ с;

$T_2 = 0{,}1033$ с;

$T_3 = 0{,}0422$ с.

Ординаты по трем низшим формам колебаний в различных состояниях системы приведены на рис. 12.

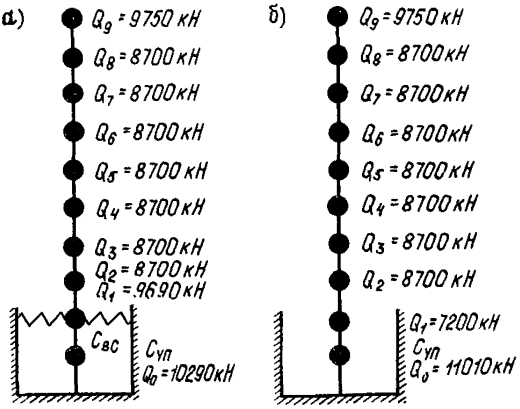

Рис.11. Расчетные модели 9-этажного здания в состоянии до выключения (а) и после выключения (б) связей

В состоянии после выключения связей периоды собственных колебаний равны

$T_1 = 1{,}23$ с; $T_2 = 0{,}16$ с; $T_3 = 0{,}043$ с.

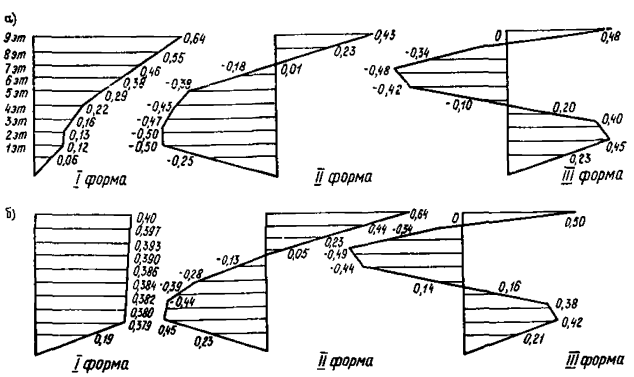

Рис.12. Формы собственных колебаний здания в поперечном направлении
а – с включенными связями; б – с выключенными связями

Определяем расчетную сейсмическую нагрузку для здания для двух расчетных схем здания

$$S_{ik}^{нс} = K_1 K_2 A K_\psi \beta_i^{нс} \gamma_{ik}^{нс} Q_{ik};$$

$$S_{ik}^{кс} = K_1 K_2 A K_\psi \beta_i^{кс} \gamma_{ik}^{кс} Q_{ik}.$$

Коэффициенты $K_1 = 0{,}25$; $K_2 = 1{,}5$; $K_\psi = 1{,}0$ определяем по СНиП П-7-81.

$A = 0{,}4$ для расчетной сейсмичности 8 баллов.

Коэффициент динамичности определяем по графику рис. 2,б настоящих Рекомендаций

$$\gamma = \frac{T_1^{кс}}{T_1^{нс}} = \frac{1{,}227}{0{,}1302} = 9{,}42.$$

Для здания с выключающимися связями в уровне нижнего этажа значения коэффициента динамичности β_1 приняты следующие:

$\beta_1 = 0{,}8$ – для вышележащих этажей и для выключающихся связей;

$\beta_1 = 1{,}2$ – для диафрагм жесткости, выполняющих функции упоров-ограничителей перемещений.

Значения коэффициентов γ_{ik} определяем по формуле

$$\gamma_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^{n} Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^{n} Q_j X_i^2(x_j)},$$

где $X_i(x_k)$, $X_i(x_j)$ – смещения здания при собственных колебаниях в рассматриваемой точке К и во всех точках j, где в соответствии с расчетной схемой его вес принят сосредоточенным:

а) состояние до выключения связей

– по первой форме собственных колебаний $i = 1$

$\sum_{j=1}^{10} Q_j X_i(x_j) = 899{,}01;$ $\sum_{j=1}^{10} Q_j X_i^2(x_j) = 380{,}34;$

$$\alpha_1 = \frac{\sum_{j=1}^{10} Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^{10} Q_j X_i^2(x_j)} = \frac{899{,}01}{380{,}34} = 2{,}36,$$

тогда $\eta_{ik} = \alpha_1 X_1(x_k)$, то есть коэффициенты форм колебаний находим в результате перемножения α_1 на значения ординат рис. 12

$\eta_{10} = 0{,}05\ \alpha_1 = 0{,}118$ $\eta_{15} = 0{,}29\ \alpha_1 = 0{,}685$
$\eta_{11} = 0{,}12\ \alpha_1 = 0{,}284$ $\eta_{16} = 0{,}38\ \alpha_1 = 0{,}898$
$\eta_{12} = 0{,}13\ \alpha_1 = 0{,}307$ $\eta_{17} = 0{,}46\ \alpha_1 = 1{,}087$
$\eta_{13} = 0{,}16\ \alpha_1 = 0{,}378$ $\eta_{18} = 0{,}55\ \alpha_1 = 1{,}30$
$\eta_{14} = 0{,}22\ \alpha_1 = 0{,}520$ $\eta_{19} = 0{,}64\ \alpha_1 = 1{,}513$

– по второй форме колебаний $i = 2$

$$\sum_{j=1}^{10} Q_j X_i(x_j) = -599{,}44;$$

$\sum_{j=1}^{10} Q_j X_i^2(x_j) = 415{,}81;$ $\alpha_2 = -1{,}442;$

$\eta_{20} = -0{,}23\ \alpha_2 = 0{,}332$ $\eta_{25} = -0{,}38\ \alpha_2 = 0{,}548$
$\eta_{21} = -0{,}50\ \alpha_2 = 0{,}721$ $\eta_{26} = -0{,}18\ \alpha_2 = 0{,}259$
$\eta_{22} = -0{,}50\ \alpha_2 = 0{,}721$ $\eta_{27} = 0{,}01\ \alpha_2 = -0{,}014$
$\eta_{23} = -0{,}47\ \alpha_2 = 0{,}678$ $\eta_{28} = 0{,}23\ \alpha_2 = -0{,}620$
$\eta_{24} = -0{,}43\ \alpha_2 = 0{,}620$ $\eta_{29} = 0{,}43\ \alpha_2 = -0{,}620$

– по третьей форме собственных колебаний $i = 3$

$$\sum_{j=1}^{10} Q_j X_i(x_j) = 155{,}35; \qquad \sum_{j=1}^{10} Q_j X_i^2(x_j) = 366{,}4;$$

$$\alpha_3 = 0{,}424$$

$\eta_{30} = 0{,}20\,\alpha_3 = 0{,}0845$ $\quad$ $\eta_{35} = -0{,}42\,\alpha_3 = -0{,}178$

$\eta_{31} = 0{,}45\,\alpha_3 = 0{,}191$ $\quad$ $\eta_{36} = -0{,}48\,\alpha_3 = -0{,}2035$

$\eta_{32} = 0{,}40\,\alpha_3 = 0{,}170$ $\quad$ $\eta_{37} = -0{,}34\,\alpha_3 = -0{,}144$

$\eta_{33} = 0{,}20\,\alpha_3 = 0{,}0845$ $\quad$ $\eta_{38} = 0$

$\eta_{34} = -0{,}10\,\alpha_3 = -0{,}0424$ $\quad$ $\eta_{39} = 0{,}48\,\alpha_3 = 0{,}2035$

б) состояние после выключения связей

Таблица 1

Этажи здания	Формы собственных колебаний		
	$i = 1$	$i = 2$	$i = 3$
1	0,976	0,0599	0,0137
2	0,978	0,0585	0,0124
3	0,984	0,0519	0,0052
4	0,989	0,0372	-0,0046
5	0,994	-0,0173	-0,0143
6	1,004	-0,0066	0,0160
7	1,012	-0,0306	0,0111
8	1,022	-0,0585	0
9	1,030	-0,0851	0,0163

После корректировки сейсмическая нагрузка в состоянии до выключения связей равна 5100,7 кН, в состоянии после выключения связей равна 6763,1 кН.

В качестве расчетной сейсмической нагрузки принимается большее из двух значений, полученных по формулам (5) и (6) настоящих Рекомендаций.

Принимаем расчетное значение перерезывающей силы в уровне этажа над каркасной частью здания равной

$$S_{ik}^{расч} = 6763{,}1 \text{ кН}.$$

Таблица 2

№ этажа	Вес этажа Q_i, кН	I форма колебаний $i = 1$ ($\beta_1 = 0{,}8$)				II форма колебаний $i = 2$ ($\beta_2 = 2{,}7$)		III форма колебаний $i = 3$ ($\beta_3 = 2{,}7$)		$\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(S_{ik}^{кс})^2}$, кН	$\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(S_{ik}^{нс})^2}$, кН
		$\eta_{1к}^{нс}$	$S_{1к}^{нс}$, кН	$\eta_{1к}^{кс}$	$S_{1к}^{кс}$, кН	$\eta_{2к}^{кс}$	$S_{2к}^{кс}$, кН	$\eta_{3к}^{кс}$	$S_{3к}^{кс}$, кН		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
9	9750	1,543	1180,1	0,030	1205,1	-0,085	-335,6	0,0163	64,36	1252,6	1180,1
8	8700	1,30	904,8	1,022	1086,9	-0,059	-207,9	0	0	1086,9	904,8
7	8700	1,087	756,6	0,092	1056,5	-0,031	-109,2	-0,0111	-39,11	1062,8	756,6
6	8700	0,898	625,0	0,004	1048,2	-0,056	- 21,14	-0,0160	-56,37	1049,6	625,0
5	8700	0,685	476,8	0,994	1037,7	+0,017	+ 59,9	-0,0143	-50,38	1040,6	476,8
4	8700	0,520	361,9	0,989	1032,5	+0,037	130,4	-0,0046	-16,21	1040,8	361,8
3	8700	0,380	264,5	0,984	1027,3	+0,052	183,2	0,0052	18,32	1047,7	264,5
2	8700	0,307	213,7	0,980	1023,1	+0,058	204,4	0,0124	43,69	1044,1	213,7
1	9690/7200	0,284	220,2	0,976	843,2	+0,060	174,9	0,0137	39,94	862,1	220,2
0	10290/11010	0,118	97,14	0,489	646,1	-0,031	138,2	0,0068	30,32	661,4	97,14
Итого			5100,7		9986,6		217,6		34,56	10144,6	5100,7

Примечание. Высшие формы колебаний в состоянии до выключения связей не учитываются из-за малости амплитуд колебаний.

При расчете сейсмической нагрузки на здание в состоянии до выключения связей коэффициент K_2 принимался равным 1, в состоянии после выключения связей K_2 принимался равным 1,5.

Распределение расчетной нагрузки S_{ik} между вертикальными конструкциями производится пропорционально их жесткости.

Произведем расчет элементов системы сейсмической защиты.

а) Диафрагмы жесткости проектируются как упоры-ограничители перемещений

$$\Sigma S_g = \alpha S_{ik}^{расч};$$

$$\alpha = 1 - \frac{\delta_{11}^{нс}}{\delta_{11}^{кс}} = 0,98.$$

Суммарная нагрузка на диафрагмы каждого из направлений – продольного и поперечного составляет

$$\Sigma S_g = 0,98 \times 6763,1 = 6627,8 \text{ кН}.$$

Распределение нагрузки между диафрагмами для расчета их прочности должно производиться пропорционально их жесткостям.

б) Железобетонные рамы.

Согласно положениям п. 2.6 настоящих Рекомендаций для колонн расчетную нагрузку необходимо принимать с учетом коэффициента 1,2. Тогда

$$S_p = 1,2 \; S_{ik}^{расч.} = 1,2 \times 6763,1 = 8115,7 \text{ кН}.$$

В поперечном направлении количество рам $n = 10$

$$S_{1p}^{пол.} = 8115,7 : 10 = 811,6 \text{ кН}.$$

в) Выключающиеся связи и элементы.

Установим количество выключающихся связей из условия их размещения на диафрагмах поперечного направления. Общее число диафрагм 18, в том числе наружных – 4 и внутренних – 14.

Учитывая различие в жесткостях диафрагм и конструктивные соображения будем размещать по 3 выключающихся связи на наружных диафрагмах и по две связи на внутренних. Общее число выключающихся связей будет

$$n_{вс} = 4 \times 3 + 14 \times 2 = 40 .$$

Конструкцию выключающихся связей принимаем в виде стальных пластин $\delta = 20$ мм, соединяемых с упорными пластинами (выключающимися элементами ВЭ) электросварными заклепками, по 1 или 2 заклепки на одну пластину.

Общее число заклепок в поперечном направлении

$$n_{вэ} = 40 \times 2 = 80 .$$

Усилие, воспринимающееся выключающейся связью равно

$$n_{вэ} = \frac{6763,1}{40} = 169,1 \text{ кН} .$$

Усилие, воспринимающееся одной электрозаклепкой

$$S_{вэ} = \frac{6763,1}{80} = 84,5 \text{ кН} .$$

Площадь сечения выключающегося элемента определяем по формуле

$$a = \frac{S_{вэ}}{R_{вэ}} = \frac{8450}{4000} = 2,1 \text{ см}^2 .$$

$R_{вэ} = 392$ МПа (4000 кгс/см^2) (по экспериментальным данным).

Диаметр электрозаклепки будет

$$d_э = \sqrt{\frac{4a}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2,1}{3,14}} = 1,6 \text{ см} .$$

Принимаем диаметр электрозаклепки $d_э = 16$ мм.

Число упорных пластин в каждом направлении равно

$$n_{уп} = 3 \, n_{вс} = 120.$$

Усилие, воспринимаемое пластиной упора и ее соединением с диафрагмой и ригелем

$$S_{уп} = 1,2 \, \frac{\sum S_q}{n_{вэ}} = 198,8 \text{ кН} .$$

Коэффициент 1,2 вводится с целью предотвращения случайной ситуации, для предотвращения отрыва упорной пластины до начала пластических деформаций диафрагмы.

Определяем зазор между упором и основной конструкцией

$$\Delta \approx S_к \delta_{11}^{кс} = 0{,}48 \times 10^{-7} \times 676310 = 0{,}03 \text{ м} = 30 \text{ мм},$$

где

$$\delta_{11}^{кс} = \frac{(T_1^{кс})^2 g}{4\pi Q} = \frac{1.227^2 \cdot 9{,}8}{4 \cdot 3{,}14^2 \cdot 7785000} = 0{,}48 \cdot 10^{-7} \text{ м/кгс}.$$

Зазор между упором и основной конструкцией принимаем равным 30 мм, зазор между ригелем и диафрагмой конструктивно принимаем равным 100 мм.

Оценка технико-экономических показателей экспериментального жилого дома произведена в сравнении с основными технико-экономическими показателями проекта-аналога жилого дома в сопоставимых условиях.

В разработанном проекте применение системы сейсмической защиты позволило снизить сметную стоимость на 3,34 руб. на 1 м^2 приведенной площади (в целом по объекту снижение на 10,9 тыс.руб.), достигнута экономия расхода стали 12,4 кг на 1 м^2 приведенной площади (по объекту 54 т), цемента 0,2 т на 1 м^2 приведенной площади (по объекту 651 т), пиломатериалов 0,05 м^3 на 1 м^2 приведенной площади (в целом по объекту 162,9 м^3). Трудозатраты снижены на 0,63 чел.-дн. на 1 м^2 приведенной площади, т.е. по одному объекту на 2060 чел.-дн.[xx]

[xx] Технико-экономический анализ произведен институтом Таджикгипрострой Госстроя Таджикской ССР.

Пример 3. Расчет и конструирование системы сейсмозащиты с выключающимися диафрагмами 9-этажного крупнопанельного дома

Необходимо произвести расчет элементов системы сейсмозащиты девятиэтажного крупнопанельного здания расчетной сейсмичностью 9 баллов. План и разрез здания изображены на рис. 13

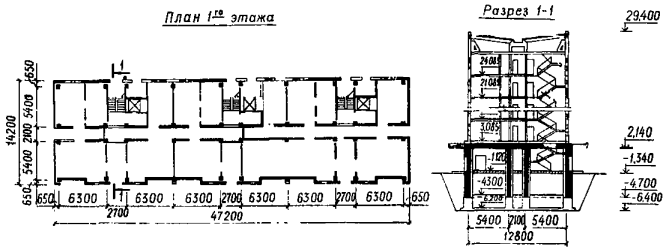

Рис. 13. Крупнопанельное здание на железобетонных стойках с выключающимися диафрагмами

Конструктивное решение системы сейсмозащиты включает:

- железобетонные колонны выполнены высотой в два нижних этажа; воспринимают как вертикальную нагрузку от вышележащих конструкций, так и горизонтальную нагрузку от сейсмических воздействий;
- железобетонные одноярусные диафрагмы высотой в два этажа, которые играют роль выключающихся связей.

Вышележащие восемь этажей выполняются из крупнопанельных конструкций.

Порядок расчета

Расчет выполняем для двух расчетных схем здания и двух комбинаций сейсмических нагрузок, соответствующим состояниям здания до и после выключения диафрагм (рис. 14)

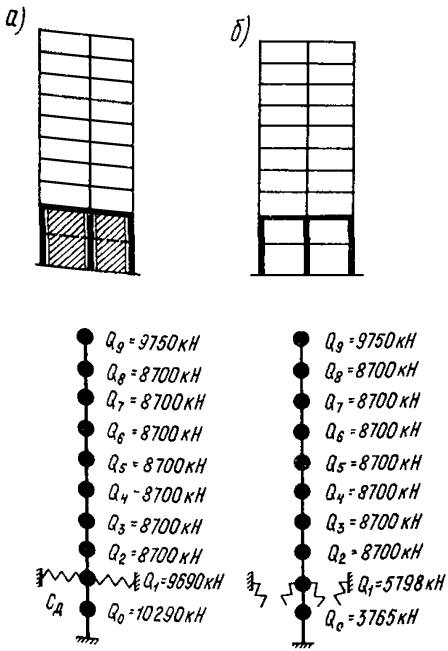

Рис.14. Расчетные модели 9-этажного здания на железобетонных стойках с выключающимися диафрагмами в состоянии до выключения (а) и после выключения (б) диафрагм

Аналогично расчетам, приведенным в примере 2, определены периоды и формы собственных колебаний здания в поперечном направлении (табл. 3 и 4).

Определяем расчетную сейсмическую нагрузку для здания для двух расчетных схем

$$S_{ik}^{нс} = K_1 K_2 A K_\psi \beta_i^{нс} \eta_{ik}^{нс} Q_{ik};$$

$$S_{ik}^{кс} = K_1 K_2 A K_\psi \beta_i^{кс} \eta_{ik}^{кс} Q_{ik}.$$

По положениям СНиП П-7-81 определяем значения: K_1 = 0,25; K_2 = 1,0 (состояние до выключения диафрагм); K_2 = 1,5 (состояние после выключения диафрагм); K_ψ = 1,0; A = 0,4 для расчетной сейсмичности здания 9 баллов.

Коэффициент динамичности определяем по графику рис. 2,б настоящих Рекомендаций.

При $\eta = \frac{T_1^{кс}}{T_1^{нс}} = 9{,}46$ по графику $\bar{\beta}_1 = 0{,}6$.

В соответствии с п. 2.5 настоящих Рекомендаций для первой формы колебаний в обеих расчетных схемах принимаем значение $\beta_1 = 0{,}8$.

Значения η_{ik} для обеих расчетных схем определяем по формуле

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k)\sum_{j=1}^{n} Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^{n} Q_j X_i^2(x_j)} .$$

В табл. 5 приведены значения сейсмической нагрузки в здании в состояниях до и после выключения диафрагм. Ввиду малости амплитуд колебаний здания в состоянии до выключения диафрагм высшие формы колебаний не учитывались:

а) состояние до выключения диафрагм

Таблица 3

Этажи здания	Периоды и формы собственных колебаний		
	$i = 1$; $T_1^{нс}$=0,284 с	$i = 2$; $T_2^{нс}$=0,103 с	$i = 3$; $T_3^{нс}$=0,042 с
0	0,118	0,332	0,085
1	0,284	0,721	0,191
2	0,307	0,721	0,170
3	0,307	0,678	0,085
4	0,520	0,620	-0,042
5	0,685	0,548	-0,178
6	0,898	0,259	-0,203
7	1,087	-0,014	-0,144
8	1,300	-0,620	0
9	1,513	-0,620	0,203

б) состояние после выключения диафрагм

Таблица 4

Этажи здания	Периоды и формы собственных колебаний		
	$i = 1$; $T_1^{кс} = 1{,}23$ с	$i = 2$; $T_2^{кс} = 0{,}16$ с	$i = 3$; $T_3^{кс} = 0{,}043$ с
0	0,431	0,022	0,005
1	0,976	0,059	0,014
2	0,978	0,056	0,012
3	0,984	0,052	0,005
4	0,989	0,037	0,005
5	0,994	0,017	0,014
6	1,004	-0,007	0,016
7	1,012	-0,031	0,011
8	1,022	-0,059	0
9	1,030	-0,085	-0,016

В соответствии с п. 2.3 настоящих Рекомендаций принимаем большее из двух полученных значений сейсмической нагрузки при расчете конструкций нижних этажей.

При расчете колонн нижних каркасных этажей расчетная сейсмическая нагрузка равна

$$S_к^{расч.} = 9517{,}1 \text{ кН}.$$

При расчете выключающихся диафрагм с учетом $m_{кр} = 1{,}4$ (п. 2.6 Рекомендаций) расчетная сейсмическая нагрузка равна

$$S_g^{расч.} = 4855{,}6 \text{ кН}.$$

Далее производим расчет и конструирование элементов системы сейсмической защиты: колонн и диафрагм.

Таблица 5

№ этажа	Вес этажа Q, кН		I форма колебаний $i = 1$; $\beta_1 = 0{,}8$				II форма колебаний $i = 2$; $\beta_2 = 2{,}7$		III форма колебаний $i = 3$, $\beta_3 = 2{,}7$		$\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(S_{i\kappa}^{нс})^2}$, кН	$\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(S_{i\kappa}^{кс})^2}$, кН
	до выкл.	после выкл.	$\eta_{1\kappa}^{нс}$	$S_{1\kappa}^{нс}$, кН	$\eta_{1\kappa}^{кс}$	$S_{1\kappa}^{кс}$, кН	$\eta_{2\kappa}^{кс}$	$S_{2\kappa}^{кс}$, кН	$\eta_{3\kappa}^{кс}$	$S_{3\kappa}^{кс}$, кН		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
9	9750	9750	1,513	1180,4	1,030	1205,1	-0,085	-335,6	0,016	64,36	1180,4	1252,6
8	8700	8700	1,300	904,8	1,022	1066,9	-0,059	-207,9	0	0	904,8	1086,9
7	8700	8700	1,087	756,6	1,012	1056,5	-0,031	-109,2	-0,011	-39,11	756,6	1062,8
6	8700	8700	0,898	625,0	1,004	1048,2	-0,007	- 21,14	-0,016	-56,37	625,0	1049,6
5	8700	8700	0,685	476,8	0,994	1037,7	0,17	59,9	-0,014	-50,38	476,8	1040,6
4	8700	8700	0,520	361,9	0,989	1032,5	0,037	130,4	-0,005	-16,21	361,9	1040,8
3	8700	8700	0,378	234,5	0,984	1027,3	0,052	183,2	0,005	18,32	264,5	1047,7
2	8700	8700	0,307	213,7	0,978	1023,1	0,056	204,4	0,012	43,69	213,7	1044,1
1	9690	5798	0,284	220,2	0,976	679,1	0,059	140,8	0,014	32,10	220,2	894,2
0	10290	3765	0,118	97,1	0,431	194,7	0,022	33,5	0,005	10,37	97,1	197,8
Итого				5100,7							5101	9517,1

Колонны нижнего этажа воспринимают горизонтальную нагрузку 9517,1 кН. Количество колонн n =40 шт. Принимаем сечение колонн 50х50 см. Длина колонны 7,5 м. Гибкость колонн $\lambda = l / h = 15$. Марка бетона В40: R_b = 22 МПа (224 кгс/см^2); E_δ = 36х10^{-3} МПа (367х10^{-3} кгс/см^2).

Расчет колонн производим с учетом специфики работы конструкций при сейсмических воздействиях.

Расчетные перемещения верха колонн для системы

$$\Delta = 50{,}17 \times 10^{-6} \times 951{,}71 = 4{,}7 \text{ см}.$$

Вертикальная нагрузка, воспринимаемая всеми колоннами равна

$$\Sigma N = 9750 + 7 \times 8700 + 7200 = 67850 \text{ кН}.$$

Вертикальная нагрузка на одну колонну равна

$$N_к = \frac{67850}{40} = 1696 \text{ кН}.$$

Горизонтальная нагрузка, воспринимаемая одной колонной

$$S_к = \frac{9517{,}1}{40} = 237{,}9 \text{ кН}.$$

По графикам Приложения 2 настоящих Рекомендаций при гибкости колонн λ = 15 определяем перемещение верха колонны в горизонтальном направлении.

При условно упругой работе колонны Δ =4,9 см; армирование – 5 %.

Относительная высота сжатой зоны бетона равна

$$\xi = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc.u}}\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)} = \frac{0{,}674}{1 + \frac{365}{400}\left(1 - \frac{0{,}674}{1{,}1}\right)} = 0{,}498,$$

где $\omega = \alpha - 0{,}008 R_b = 0{,}674$;

$\sigma_{sR} = R_s - \sigma_{sp} = 365$ МПа; $\sigma_{sc,u} = 400$ МПа;

$R_s = 365$ МПа (3750 кгс/см^2) для арматуры АШ.

Момент в защемлении вычисляем по формуле

$$M = N\Delta_y + S_1^{расч}\frac{l_o}{2} = 6785 \times 0{,}049 + 951{,}71 \times \frac{7{,}5}{2} =$$
$$= 39013{,}8 \text{ кНм}.$$

Для одной колонны момент в защемлении равен

$$M_к = 975{,}2 \text{ кНм}.$$

При $\xi = \frac{x}{h_o} = 0{,}52 > \xi_R = 0{,}498$;

$$M_к \leq R_в b x (h_o - 0{,}5x) + R_{sc} A_s' (h_o - a').$$

Тогда площадь сечения продольной арматуры равна

$$A_s' = \frac{M_к - R_в b x (h_o - 0{,}5x)}{R_{sc}(h_o - a')} = 112 \text{ см}^2.$$

Принимаем продольное армирование 4 Ø 32 АШ с каждой стороны площадью $A_s = 128{,}61$ см^2.

Поперечное армирование подбираем по СНиП 2.03.01-84 и СНиП II-7-81 и принимаем Ø 12 А1 с шагом 100 мм на расстоянии 1,5 м от узлов и Ø 12 А1 шагом 250 мм на остальных участках.

Расчет и конструирование выключающихся диафрагм

Количество диафрагм: средних 16 шт., из них - 6 шт. с проемом, крайних диафрагм - 4 шт. Толщина диафрагм 16 см. Все диафрагмы воспринимают горизонтальную нагрузку 4855,6 кН, каждая диафрагма воспринимает горизонтальную нагрузку $S_g = 242{,}8$ кН и изгибающий момент $M_g = 1699{,}6$ кНм.

Производим расчет по нормальному сечению. Так как количество диафрагм с проемами незначительно и проемы по площади небольшие, ослабление диафрагм проемами не принимаем при расчете во внимание. Выключающиеся диафрагмы рассчитываются на внецентренное сжатие и армируется симметричной арматурой.

Диафрагмы выполняются из бетона марки В20 R_b = 11,5 МПа (117 кгс/см^2); R_{bt} =0,90 МПа (9,18 кгс/см^2); b = 16 см; h = 520 см, расстояние от сжатой грани до центра тяжести растянутой арматуры h_0 = 370 см.

Значение ξ_R определяется по формуле

$$\xi_R = \frac{\omega}{1+\frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}}\left(1-\frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1+\frac{365}{500}\left(1-\frac{0,758}{1,1}\right)} = 0,82,$$

где $\omega = \alpha - 0,008 R_b = 0,85-0,092 = 0,758$;

$\sigma_{sR} = R_s - \sigma_{sp} = R_s = 365$ МПа;

$\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

Высота сжатой зоны равна

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{3750 \cdot 12,92}{117 \cdot 16} = 25,885 \text{ см},$$

где площадь сечения растянутой арматуры

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,0705 \cdot 16 \cdot 370 \cdot \frac{117}{3750} = 12,92 \text{ см}^2.$$

Следовательно, растянутая арматура распределяется на длину

$$h - x = 520 - 25,885 = 495 \text{ см}.$$

Учитывая особенности работы железобетонных конструкций при сейсмическом воздействии (знакопеременность нагрузки и т.п.) производим армирование и сжатой части диафрагмы, то есть армируем диафрагму по всей длине.

Проведем расчет поперечной арматуры диафрагмы.

Проверяем условие необходимости поперечной арматуры

$$0,6 R_{bt} b h_0 = 0,6 \times 9,18 \times 16 \times 370 = 326,07 \text{ кН} > S_g = 242,8 \text{ кН}.$$

Следовательно, требуется поперечное армирование диафрагмы. Требуемую интенсивность поперечной арматуры определяем по формуле

$$q_{xc} = \frac{S_g^2}{8R_{bt}bh_o^2} = \frac{24280^2}{8 \cdot 9{,}18 \cdot 16 \cdot 370^2} = 3{,}667 \text{ кгс/см}^2.$$

Максимально допустимый шаг хомутов

$$U_{max} = \frac{1{,}5R_{bt}bh_o^2}{S_g} = \frac{1{,}5 \cdot 9{,}18 \cdot 16 \cdot 370^2}{24280} = 1242 \text{ см}.$$

При восприятии всей поперечной нагрузки только арматурой при возникновении сплошной трещины под углом 45° площадь арматуры будет

$$A_s'' = \frac{24280}{3750} = 6{,}48 \text{ см}^2.$$

Армирование выключающихся диафрагм принимаем следующее:

- 3 вертикальных каркаса Ø 16 АШ (Кр 1);
- 4 горизонтальных каркаса Ø 10 АШ (Кр 2);
- двойные сетки 200/200/6/6.

АЛГОРИТМ РАСЧЕТА ЗДАНИЙ С ВЫКЛЮЧАЮЩИМИСЯ СВЯЗЯМИ НА РЕАЛЬНЫЕ АКСЕЛЕРОГРАММЫ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

При расчете зданий с выключающимися связями с использованием инструментальных записей ускорений основания при землетрясении, наиболее опасных для данного здания, рекомендуется использовать одномассовые или многомассовые расчетные модели в зависимости от конструктивных решений сооружений.

В качестве иллюстрации приведен алгоритм расчета здания с многоступенчатой системой выключающихся связей и упором-ограничителем.

Расчетная модель принята в виде одномассовой нестационарной упругопластической системы.

Общее уравнение колебаний здания при сейсмическом воздействии $\ddot{x}_0(t)$ запишется в виде

$$m\ddot{x}(t) + \alpha(\varepsilon) + R(x) = -m\ddot{x}_0(t), \qquad (1)$$

где $\alpha(\varepsilon)$ - диссипативная сила;
$R(x)$ - восстанавливающая сила.

1. В момент выключения связей

$$\alpha(\varepsilon) = 2\xi\omega(x)\dot{x}(t); \qquad (2)$$

$$R(x) = \omega^2(x)\,x(t)\,m, \qquad (3)$$

где $\omega^2(x) = \omega^2_{нс} + \Delta\omega^2(x)$, $\omega^2_{нс}$ - частота собственных колебаний системы в состоянии до выключения связей

$$\Delta\omega(x) = \begin{cases} 0 & \text{при } |x| < x_{\rho 0} \\ a_i & \text{при } |x| \geqslant x_{\rho j} \quad (i = 1,2,3\ldots n) \\ -a_i & \text{при } |x| < x_{\rho j+1} \end{cases}$$

$\Delta\omega(x)$ - приращение частоты собственных колебаний системы при выключении связей.

x_{pj} – фиксированный уровень перемещений, достижение которого вызывает смену динамических характеристик системы;

a_i – величина, соответствующая заданному изменению квазиупругого коэффициента от значений q_i до q_{i+1}.

2. В момент после выключения связей до включения в работу упора-ограничителя колебаний

$$R(x) = q_i x m + sign(x)(q_{i+1} - q_i)(|x| - \Delta)\eta(|x| - \Delta)m; \quad (4)$$

Δ – расстояние, соответствующее зазору между основной конструкцией и упором-ограничителем колебаний;

$\eta(x)$ – функция единичного скачка Хевисайда

$$\eta(x) = \begin{cases} 0; & \text{при } x < 0 \\ 1; & \text{при } x \geqslant 0. \end{cases}$$

3. В момент включения в работу упора-ограничителя колебаний диссипативная сила равна

$$\alpha(\varepsilon) = 2\xi\omega(x)K_v\dot{x}(t)m, \quad (5)$$

где K_v – коэффициент изменения скорости системы при соударении с упором-ограничителем

$$K_v = \begin{cases} 1 & \text{при } (|x(t)| - \Delta) > d \\ a & \text{при } (|x(t)| - \Delta \leq d \text{ и } |x(t)| < |x(t+\Delta t)|; \end{cases}$$

a – численный коэффициент, зависящий от величины восстановления и соотношения соударяемых масс;

d – допускаемая погрешность при определении перемещений системы ($d = 1 \cdot 10^{-n}$; $n = 1,2,3\ldots$).

Восстанавливающая сила $R(x)$ принимает выражение в зависимости от конструктивного воплощения системы сейсмозащиты и диаграммы деформирования ограничителей в пластической стадии.

Приложение 2

ПРЕДЕЛЬНЫЕ УПРУГИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ВЕРТИКАЛЬНОЙ И ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ НАГРУЗОК

В зданиях с каркасным нижним этажом самыми ответственными конструкциями являются колонны, которые не должны выходить из строя при сейсмическом воздействии. Оценка перемещения верха колонны, которое можно принять за предельное, зависит от соотношения многих параметров: уровней вертикального и горизонтального нагружений, прочностных характеристик бетона и арматуры, процента поперечного и продольного армирования, геометрических параметров колонны.

Для оценки предельных упругих перемещений колонн при сейсмических нагрузках разработана методика расчета железобетонных колонн по деформированной схеме на основе анализа экспериментальных работ отечественных и зарубежных исследований в этой области. Рассмотрен вопрос прочности колонн и деформативности по нормальным к продольной оси сечениям в предположении о том, что прочность по наклонным сечениям обеспечена.

По данной методике проведены расчеты железобетонных стоек, защемленных с обоих концов, с гибкостью 10, 15, 20. Расчеты показали, если по расчетным характеристикам материалов вычисляется площадь арматуры (предельное состояние первой группы), а по нормативным характеристикам материалов по уже рассчитанной площади арматуры вычисляется перемещение (предельное состояние второй группы), в арматуре не развиваются остаточные деформации, т.е. гарантирована работа арматуры в упругой стадии. Это значит, что после снятия горизонтальной нагрузки трещины могут закрываться.

На рис.15 приведены графики, которыми предлагается пользоваться следующим образом. При известном уровне максимума вертикального N и горизонтального S воздействия на одну колонну, заданной марки

бетона и геометрических размерах поперечного сечения определяется относительный уровень вертикальной и горизонтальной нагрузок

$$\bar{N} = \frac{N}{R_b b h};$$

$$\bar{S} = \frac{S}{R_b b h},$$

где R_b – призменная прочность бетона; – ширина и высота рассматриваемого сечения колонны.

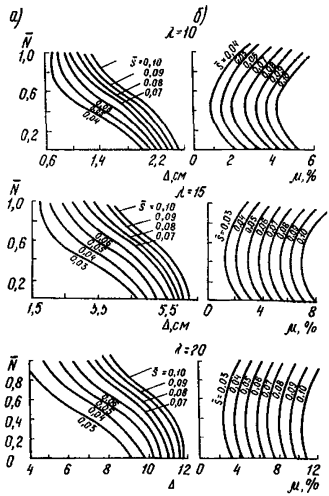

Рис. 15. Графики зависимостей между $\bar{N}$, $\bar{S}$ и Δ (а) и $\bar{N}$, $\bar{S}$ и μ (б) при гибкости колонны $\lambda = 10, 15, 20$ и упругой работе арматуры

Величину относительного уровня горизонтальной нагрузки следует умножить на коэффициент 1,1. Далее определяется гибкость колонны λ и по соответствующему графику (рис. 15) при значении $\bar{N}$ и $1{,}1\,\bar{S}$ определяется значение перемещения Δ и процента армирования μ. Значения величин, находящихся между линиями, соответствующих разным уровням $\bar{S}$, принимаются по интерполяции.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП П-7-81 Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования.

2. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.

3. Руководство по проектированию жилых и общественных зданий с железобетонным каркасом, возводимых в сейсмических районах. – М.: Стройиздат, 1970. – 143 с.

4. Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. – М.: Стройиздат, 1976. – 229 с.

5. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. – М.: Стройиздат, 1976. – 208 с.

6. Айзенберг Я.М., Деглина М.М., Мелентьев А.М. Сейсмоизоляция и адаптативные системы сейсмозащиты.– М.: Наука, 1983. – 141 с.

7. Гольденблат И.И., Николаенко Н.А. и др. Модели сейсмостойкости сооружений. – М.: Наука, 1979. – 252 с.

8. Гольдсмит В. Удар. Теория и физические свойства соударяемых тел. – М.: Стройиздат, 1965. – 447 с.

9. Айзенберг Я.М., Абаканов Т., Чистяков Е.А. Предельные перемещения железобетонных колонн при нагрузках типа сейсмических//Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – № 1. – С. 63-65.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие..... 3

1. Общие положения..... 5

2. Методика расчета зданий с адаптивной системой сейсмозащиты..... 8

3. Особенности конструирования зданий с адаптивными системами сейсмозащиты..... 16

4. Указания по изготовлению и монтажу элементов адаптивной сейсмозащиты..... 20

5. Указания по эксплуатации зданий с адаптивными системами сейсмозащиты.. 21

6. Примеры расчета и конструирования зданий с адаптивной системой сейсмозащиты..... 22
Пример 1. Расчет и конструирование системы сейсмической защиты 5-этажного крупнопанельного дома с выключающимися связями..... 22

Пример 2. Расчет и конструирование системы сейсмозащиты для 8-этажного крупнопанельного дома с выключающимися связями..... 29

Пример 3. Расчет и конструирование системы сейсмозащиты с выключающимися диафрагмами 9-этажного крупнопанельного дома..... 39

Приложение 1. Алгоритм расчета зданий с выключающимися связями на реальные акселерограммы сейсмических воздействий..... 48

Приложение 2. Предельные упругие перемещения железобетонных колонн при совместном действии вертикальной и горизонтальной нагрузок..... 50

Список литературы..... 52

ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко

Рекомендации по проектированию зданий
с выключающимися связями

Редактор Л.В.Рогова

Сдано в набор 08.01.88 г. Подписано к печати 10.06.88 г.
Формат 60x90 1/16 Уч.-изд.л. 2,0 Усл.кр.-отт. 2,2
Тираж 500 экз. Заказ № 694 Цена 30 коп.
Производственно-экспериментальные мастерские
ВНИИИС Госстроя СССР
121471. Москва, Можайское шоссе, дом 25

gost.e-ecolog.ru