ДОКУМЕНТАРИЙ

НОНТРОЛИРУЕМЫЙ

СН 321-65

gost.e-ecolog.ru

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ
ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

УКАЗАНИЯ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КОНСТРУКЦИЙ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ

СН 321—65



Москва—1966

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

1. *Общие требования* 3
2. Конструкции подземной части крупнопанельных зданий . . 8
3. Наружные стены 11
   Стены из легкобетонных панелей . . . . . —
   Стены из ячеистых бетонов 14
   Трехслойные железобетонные (бетонные) панели 15
4. Внутренние стены и перегородки 18
5. Перекрытия и покрытия 24
6. Стыки элементов крупнопанельных зданий 28
7. Балконы и карнизы 38

Приложение I. Порядок учета нагрузок и воздействий при расчете конструкций жилых крупнопанельных зданий 42

Приложение II. Расчет прочности крупнопанельных стен . . 45

Общие указания . . . . . —
Расчетные сопротивления 48
Модули деформаций, коэффициенты линейного расширения 49
Указания по учету нагрузок и эксцентрицитетов 51
Расчет стен на сжатие 52
Расчет однослойных стеновых панелей 54
Расчет многослойных стеновых панелей 59
Расчет однослойных и многослойных стеновых панелей в сечениях, примыкающих к горизонтальным растворным монтажным швам 61
Расчет стен на местное сжатие 64
Расчет стен на главные растягивающие и касательные напряжения 65
Расчет вертикальных стыков между стеновыми панелями 66
Расчет перемычек 72

Приложение III. Расчет крупнопанельных зданий на горизонтальные (ветровые) нагрузки 74

Приложение IV. Расчет конструкций крупнопанельных зданий на неравномерные осадки 79

Общие положения . . . . . —
Расчет крупнопанельных зданий на неравномерные осадки при разработке типовых проектов 81
Проектирование оснований и фундаментов при привязке типовых проектов к конкретным геологическим условиям 83

Рекомендации по определению жесткостных характеристик здания 84
Рекомендации по определению обобщенных усилий в крупнопанельных зданиях 100
Рекомендации по определению усилий в элементах конструкций здания 103
Особенности исследования грунтов основания 113

Приложение V. Пример расчета крупнопанельного здания на неравномерные осадки основания 116

Издание официальное

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ
ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

УКАЗАНИЯ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КОНСТРУКЦИЙ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ

СН 321—65

Утверждены
Государственным комитетом
по гражданскому строительству
и архитектуре при Госстрое СССР
29 мая 1965 г.
для введения с 1 января 1966 г.

ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
Москва—1966

УДК 693.9 : 691—41 (083.74)

«Указания по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов» составлены ЦНИИЭП жилища, ЦНИИСК им. Кучеренко и НИИ оснований и подземных сооружений при участии НИИЖБ, НИИСФ и МИТЭП на основе и в развитие ГОСТа «Дома жилые крупнопанельные. Основные технические требования» (11309—65), а также Строительных норм и правил (СНиП).

Редакторы — инж. *Е. Н. Рудковский*
(Государственный комитет
по гражданскому строительству и архитектуре
при Госстрое СССР);
инженеры *Д. Д. Сергеев* и *В. И. Лишак*
(ЦНИИЭП жилища);
кандидаты техн. наук *Б. А. Косицын* и *С. А. Семенцов*
(ЦНИИСК им. Кучеренко)

Государственный комитет по гражданскому
строительству и архитектуре при Госстрое СССР

УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КОНСТРУКЦИЙ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ

* * *

Стройиздат
Москва, Третьяковский проезд, д. 1

* * *

Редактор издательства *Г. А. Ифтинка*
Технический редактор *Г. Д. Наумова*
Корректоры *О. В Стигнеева, Л. М. Шустова*

Сдано в набор 20.XI 1965 г. Подписано к печати 22/II-1966 г.
Бумага 84×108¹/₃₂ д. л. тип. № 2—2,5 б. л. 8,4 усл. п. л.
Уч.-изд. 9,4 л. Изд. № XII-20 Зак. № 2671 Тираж 20 000 экз.
Цена 47 коп.

Владимирская типография Главполиграфпрома
Комитета по печати при Совете Министров СССР
Гор. Владимир, ул. Победы, д. 18-б

3—2—4

План IV кв. 1965 г., № 34а

Государственный комитет по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР	Строительные нормы	СН 321—65
	Указания по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов	—

1. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ

1.1. Настоящие указания составлены в развитие ГОСТ 11309—65 «Дома жилые крупнопанельные. Технические требования», а также Строительных норм и правил (СНиП) и содержат требования, которые должны учитываться при разработке проектов бескаркасных крупнопанельных жилых домов высотой от 4 до 9 этажей включительно.

Примечания: 1. Настоящими указаниями надлежит руководствоваться также при проектировании конструкций бескаркасных крупнопанельных общественных зданий, имеющих конструкции, аналогичные конструкциям жилых крупнопанельных зданий.

2. Проектирование крупнопанельных жилых домов, предназначенных для строительства в сейсмических районах, на вечномерзлых и просадочных грунтах, на подрабатываемых территориях и в других сложных геологических условиях должно вестись с учетом дополнительных требований, предъявляемых соответствующими главами СНиП и специальными нормативными документами.

1.2. Пространственную жесткость и устойчивость крупнопанельных зданий при действии ветровой нагрузки необходимо обеспечивать продольными и поперечны-

Внесены ЦНИИЭП жилища, ЦНИИСК им. Кучеренко, НИИ оснований и подземных сооружений	Утверждены Государственным комитетом по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР 29 мая 1965 г.	Срок введения 1 января 1966 г.

ми стенами, а также перекрытиями, объединенными в единую пространственную систему жесткими стыковыми соединениями, воспринимающими расчетные усилия в швах. Допускается предусматривать гибкие стыковые соединения в местах сопряжения несущих и самонесущих стен в надземной части здания. При этом в подземной части здания следует предусматривать жесткие стыковые соединения, обеспечивающие одинаковые осадки этих стен в местах их сопряжения.

Примечание. Гибкими являются соединения, которые препятствуют только отрыву стыкуемых элементов друг от друга и не обеспечивают восприятие сдвигающих усилий в стыках.

1.3. Жесткость и устойчивость в продольном направлении зданий с самонесущими наружными стенами, соединенными с внутренними конструкциями гибкими связями, а также зданий с навесными наружными стенами рекомендуется обеспечивать внутренними продольными стенами, объединенными по высоте жесткими связями с примыкающими к ним поперечными стенами.

1.4. Все элементы крупнопанельных зданий и их стыковые соединения должны быть проверены статическим расчетом на действие усилий, определяемых расчетными сочетаниями постоянных и временных вертикальных нагрузок, горизонтальных ветровых нагрузок, усилий от неравномерных осадок основания, усилий, возникающих при изготовлении, транспортировании и монтаже сборных изделий, и соответственно законструированы.

Порядок учёта нагрузок и воздействий при расчете конструкций крупнопанельных зданий по различным предельным состояниям приведен в приложении I.

1.5. Расчетом должны быть проверены:

по первому предельному состоянию (по несущей способности конструкций):

а) стеновые панели и их стыковые соединения по приложениям II, III и IV;

б) фундаменты, панели перекрытий, панели покрытий, лестничные площадки, марши, балконные плиты и другие сборные элементы и их стыковые соединения по СНиП II-В.1-62 «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектрованяния»;

по второму предельному состоянию (по деформациям и перемещениям):

а) панели перекрытий, покрытий и другие изгибаемые железобетонные элементы здания — для ограничения их

Таблица 1

Максимальные длины температурных отсеков для крупнопанельных зданий в *м*

Строительно-климатическая зона	Материал наружных продольных стен	
	легкий бетон на искусственных пористых заполнителях (керамзитобетон, перлитобетон и аглопоритобетон) с коэффициентами линейного расширения $0{,}7 \cdot 10^{-5}$ *град*$^{-1}$	тяжелый бетон и легкий бетон на естественных пористых заполнителях *или на искусственном* крупном заполнителе и кварцевом песке с коэффициентом линейного расширения $1 \cdot 10^{-5}$ *град*$^{-1}$
IА	70 / 45	50 / 30
IВ, IIIА, IIIВ, IVА	80 / 55	55 / 35
IБ, IГ, IIВ, IIIБ, IVВ	95 / 65	65 / 45
IIА, IIБ	110 / 75	75 / 50
IVБ	120 / 80	85 / 55

Примечания: 1. Строительно-климатические зоны приняты по СНиП II-Л.1-62 «Жилые здания. Нормы проектирования».

2. Длины отсеков зданий, в которых соединения панелей наружных стен располагаются только в уровне перекрытий, приведены в числителе; длины отсеков зданий с соединениями наружных стен по высоте этажа несколькими шпонками или часто расположенными арматурными выпусками приведены в знаменателе.

3. Приведенные данные распространяются на здания с поперечными несущими стенами при однорядной разрезке наружных стен. Для зданий с продольными несущими стенами той же разрезки длина температурного отсека принимается по табл. 1 с уменьшением на 10%.

Для зданий с навесными наружными стенами любой разрезки, а также для зданий с наружными стенами любого статического назначения ленточной разрезки допускается принимать бо́льшую, чем в табл. 1, длину отсека при соответствующем техническом обосновании.

4. Для зданий, наружные стены которых выполняются из ячеистого бетона, длина отсека принимается такой же, как и для стен из тяжелого бетона.

5. В горных районах расстояния между температурными швами назначаются в соответствии с местными климатическими условиями, по аналогии с данными, приведенными в настоящей таблице, для различных строительно-климатических зон.

прогибов от вертикальных нагрузок по СНиП II-В.1-62 и п. 5.4 настоящих указаний;

б) здание в целом — для ограничения осадок основания по приложению IV;

по третьему предельному состоянию (по трещиностойкости):

а) панели перекрытий, покрытий и другие изгибаемые железобетонные элементы здания (по СНиП II-В.1-62);

б) стеновые панели и их стыковые соединения на усилия от неравномерных осадок основания, определяемые по приложению IV; при этом расчетная величина раскрытия трещин в панелях наружных стен не должна превосходить 0,3 *мм*, а в стыках — 1 *мм*.

1.6. Осадочные швы в крупнопанельных зданиях, предназначенных для обычных условий строительства, должны предусматриваться в следующих случаях:

при проектировании зданий переменной этажности — в местах изменения их высоты на два этажа и более;

при расположении частей здания на резко различных по сжимаемости или по времени нарастания осадок основаниях.

1.7. Длины температурных отсеков (расстояния между температурными швами) не должны превышать величин, приведенных в табл. 1.

1.8. Осадочные и температурные швы должны разрезать здание на самостоятельные отсеки, причем в местах температурных швов спаренные стенки допускается опирать на общие фундаменты.

1.9. Проекты крупнопанельных зданий должны быть разработаны с учетом возможности возведения зданий в зимних условиях. Для заполнения стыков зданий, возводимых при отрицательных температурах, должны применяться либо растворы и бетоны с химическими противоморозными добавками, обеспечивающими нарастание прочности растворов на морозе без прогрева[1], либо растворы и бетоны без добавок. В последнем случае необходимо предусматривать обогрев швов путем поярусного включения систем отопления и др. При наличии в стыках стальных связей должны применяться противоморозные химические добавки, не вызывающие коррозии арматуры или разрушений защитных цинковых покрытий связей.

[1] Для панелей из силикатных бетонов применение растворов с добавкой поташа не допускается.

Применение метода замораживания обычных растворов допускается только для зданий высотой не более 5 этажей. Расчеты конструкций панельных зданий и их стыков должны производиться с учетом снижения прочности раствора в стыках при зимнем производстве работ (прочность раствора при монтаже в зимних условиях должна приниматься по табл. 8 приложения II).

В проектах должны содержаться исчерпывающие указания о методах обеспечения необходимой прочности раствора и бетона в стыках зданий, возводимых в зимних условиях, а также об обязательном контроле прочности раствора и бетона.

1.10. Конструкции крупнопанельных зданий должны проектироваться с учетом необходимости обеспечить высокую заводскую готовность. С этой целью следует предусматривать:

максимальное укрупнение размеров сборных элементов в пределах грузоподъемности монтажных механизмов и транспортных возможностей;

размещение в конструкциях вентиляционных и дымовентиляционных каналов, а также отверстий и каналов для скрытой электропроводки;

перенесение отделочных работ в заводские условия;

установку в заводских условиях столярных изделий и герметизацию мест сопряжения оконных и дверных коробок с бетоном фасадного отделочного слоя стеновых панелей и другие мероприятия, снижающие объем работ на строительстве.

1.11. В проектах должны назначаться допуски на изготовление изделий и монтаж здания, соответствующие допускам, которые установлены ГОСТ 11309—65 «Дома жилые крупнопанельные. Технические требования» на конструкции дома.

При проектировании панелей необходимо предусматривать фиксацию проектного положения арматуры и закладных деталей. Арматурные каркасы и сетки сборных изделий, а также закладные детали рекомендуется объединять в пространственные каркасы. В изделиях следует предусматривать фиксаторы, обеспечивающие необходимую точность монтажа конструкций.

1.12. При проектировании изделий следует предусматривать подъем панелей с помощью траверс, обеспечивающих вертикальное направление подъемных строп.

При подъеме изделий за две петли диаметры стержней монтажных петель в этом случае следует принимать:

при весе панелей до 2 *т*	10 *мм*
то же, от 2 до 3,5 *т*	12 »
» » 3,5 до 5 »	14 »

1.13. Для армирования элементов крупнопанельных зданий следует применять арматуру по СНиП II-В.1-65.

Закладные детали, связи и накладки для стыков панелей следует выполнять из горячекатаной круглой, полосовой, уголковой или фасонной стали марок Ст. 3. Сортамент и качество стали и методы их испытаний должны удовлетворять требованиям ГОСТ 10922—64, СНиП I-В.4-62 «Арматура для железобетонных конструкций» и технических условий на соответствующий вид стали.

2. КОНСТРУКЦИИ ПОДЗЕМНОЙ ЧАСТИ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

2.1. Конструкции подземной части крупнопанельных зданий должны проектироваться из сборных элементов заводского изготовления, образующих с помощью стыковых соединений сборно-монолитную конструкцию необходимой прочности и жесткости по расчету на неравномерные осадки основания. При этом для снижения усилий в конструкциях рекомендуется обеспечивать совместную работу подземной и надземной частей здания путем конструирования панелей и устройства связей в стыках в соответствии с расчетными схемами и результатами расчета по рекомендациям приложения IV.

2.2. Для крупнопанельных зданий следует применять, как правило, сборные ленточные или свайные фундаменты.

Ленточные фундаменты рекомендуется применять при мало изменчивых по сжимаемости основаниях со следующими характеристиками:

при $E_{ср}$= 75 *кг/см*^{2}	$\alpha \leqslant 1{,}5$,
» $E_{ср}$=150 »	$\alpha \leqslant 2{,}0$,
» $E_{ср}$=300 »	$\alpha \leqslant 3{,}0$,

где $E_{ср}$ — среднее значение модуля деформации грунта в пределах контура здания (определяемое по приложению IV);

α — коэффициент изменчивости модуля деформации основания в плане, равный отношению наибольшего приведенного значения модуля деформации к наименьшему с учетом изменения сжимаемости по глубине.

Для промежуточных значений сочетания $E_{ср}$ и α определяются по интерполяции.

Свайные фундаменты рекомендуется применять при повышенной неоднородности или сжимаемости грунтов, при наличии прослоек слабого грунта, а также во всех случаях, когда применение их взамен ленточных оказывается экономически оправданным.

2.3. Конструкции подземной части, непосредственно соприкасающиеся с грунтом, должны выполняться из тяжелого бетона марки не менее 150 по прочности на сжатие. Панели цоколя и сборные балки ростверков должны выполняться из тяжелого бетона марки 200 по прочности на сжатие. Панели цоколя из тяжелого бетона должны иметь марку по морозостойкости не менее 35 и утеплены в соответствии с тепловым режимом подполья, устанавливаемым в зависимости от условий эксплуатации здания.

Допускается применение панелей цоколя из конструктивного теплоизоляционного легкого бетона типа керамзитобетона без межзерновой пористости, марки 100 по прочности на сжатие с расходом цемента марки 400 не менее 250 *кг/м*³ и марки бетона по морозостойкости не ниже 35. При этом должна быть обеспечена надежная гидроизоляция

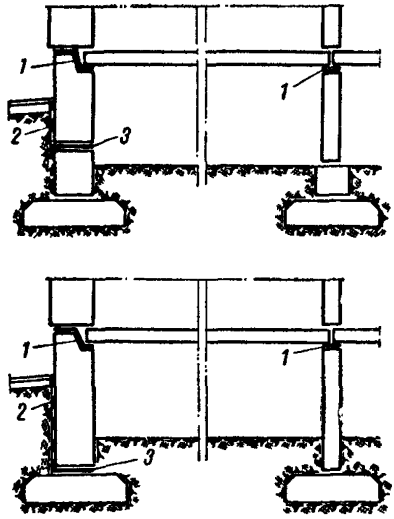


Рис. 1. Гидроизоляция фундаментов крупнопанельных зданий

1 — горизонтальная гидроизоляция стен над техническим подпольем или подвалом; *2* — вертикальная гидроизоляция цокольных панелей; *3* — горизонтальная гидроизоляция в уровне низа цокольных панелей наружных стен

керамзитобетонных панелей цоколя по нижней и вертикальным плоскостям, соприкасающимся с грунтом.

2.4. Гидроизоляция[1] конструкций крупнопанельных зданий должна предусматриваться (рис. 1):

горизонтальная — во всех стенах в уровне перекрытия над техническим подпольем или подвалом и на уровне низа цокольных панелей наружных стен;

вертикальная — с наружной стороны цокольных панелей от отмостки до низа цокольной панели.

Должна предусматриваться гидроизоляция также с внутренней стороны фундамента до уровня расположения горизонтальной гидроизоляции по низу цоколя, если низ цокольной панели расположен ниже уровня пола подвала (технического подполья).

2.5. В горизонтальных швах между надземной и подземной частями крупнопанельного здания, при необходимости обеспечения совместной их работы на неравномерные осадки основания, следует предусматривать гидроизоляцию цементным раствором состава 1 : 3 толщиной 30 *мм* с водостойкими добавками. Применение рулонной гидроизоляции в этом случае не допускается.

2.6. При уровне грунтовых вод выше отметки низа подвала полы и вертикальные ограждения подвала должны рассчитываться на действие подпора воды, иметь сплошную надежную гидроизоляцию с внешней стороны и выполняться, как правило, из монолитного железобетона.

2.7. Фундаменты на естественном основании должны выполняться преимущественно из сборных панелей или блоков, предусмотренных действующими каталогами индустриальных изделий для массового строительства.

При раскладке сборных элементов ленточных фундаментов для уменьшения разности осадок сопрягающихся стен следует избегать совпадения вертикальных стыков между элементами фундаментов с вертикальными стыками стеновых панелей.

2.8. Местные заглубления участков фундаментов могут выполняться из сборных бетонных блоков или монолитного бетона. Рекомендуется в местах заглублений в уровне верха фундаментов незаглубленной части предусматривать конструктивное армирование в виде арматурных каркасов, укладываемых в слое растворного шва

[1] Выбор типа гидроизоляции должен производиться по СН 301—65.

и перекрывающих заглубленную часть фундаментов не менее чем на один метр.

2.9. *Проектирование свайных фундаментов* следует производить в соответствии с требованиями главы СНиП II-Б.5-62 «Свайные фундаменты из забивных свай. Нормы проектирования» и СН 216—62 «Временные указания по проектированию и устройству свайных фундаментов из коротких забивных свай».

3. НАРУЖНЫЕ СТЕНЫ

3.1. В наружных стенах рекомендуется применять панели однослойной конструкции из легких бетонов и трехслойные панели.

Панели несущих и самонесущих наружных стен должны, как правило, проектироваться бетонными без расчетного вертикального армирования. В виде исключения допускается усиливать ослабленные простенки вертикальной арматурой по расчету.

3.2. Для сокращения теплопотерь отношение площади световых проемов в стенах к площади освещаемых помещений не должно превышать в среднем по дому 1 : 5,5 и быть не менее установленного СНиП II-Л.1-62 «Жилые здания. Нормы проектирования» и СНиП II-А.8-62 «*Естественное освещение. Нормы проектирования*» минимума освещенности.

Сопротивление теплопередаче наружных стен должно определяться по СНиП II-А.7-62 «Строительная теплотехника. Нормы проектирования» с учетом всех теплопроводных включений (стыков, ребер, обрамлений оконных и дверных проемов и т. п.) независимо от величины отношения их поверхности к площади стен, при этом вычисленная величина приведенного сопротивления теплопередаче в слоистых панелях стен должна быть выше $R_0^{тр}$ не менее чем на 10%.

3.3. Огнестойкость конструкции наружных стеновых панелей должна удовлетворять требованиям табл. 2 СНиП II-А.5-62 «Противопожарные требования. Основные положения проектирования».

Стены из легкобетонных панелей

3.4. Легкобетонные панели наружных стен следует проектировать из конструктивно-теплоизоляционных бетонов без межзерновой пористости с объемным весом 800—1400 *кг/см*^{3}, марок по прочности на сжатие не ниже

50 *кг/см*^{2} при марке бетона по морозостойкости не менее 25. Для обеспечения надежной защиты арматуры от коррозии расход цемента марки 400—500 и тонкомолотой гидравлически активной добавки (гидравлически активных пылевидных фракций пористого песка) должен быть не менее 250 *кг/м*^{3}, в том числе расход цемента должен составлять не менее 200 *кг/м*^{3}.

Примечание. Конструктивно-теплоизоляционные малопесчаные бетоны допускается применять в качестве наружного теплоизоляционного слоя марки по прочности на сжатие 35 и по морозостойкости 25 с объемным весом не ниже 700 *кг/м*^{3} при расходе цемента не менее 225 *кг/м*^{3}. При этом должно обеспечиваться надежное сцепление теплоизоляционного слоя с внутренним несущим слоем, выполняемым из бетона плотной структуры, в котором должны размещаться арматура и связи.

3.5. В панелях с применением заполнителей, содержащих включения серы и несгоревшие частицы угля (котельные и доменные шлаки), арматура должна быть защищена от коррозии в соответствии с рекомендациями «Инструкции по защите арматуры железобетонных конструкций от коррозии», НИИЖБ, 1962 г.

3.6. Фасадный защитно-отделочный слой легкобетонных панелей должен иметь толщину, состав, прочность и морозостойкость в пределах, регламентированных ГОСТ 11024—64 «Панели керамзитобетонные для наружных стен жилых и общественных зданий».

3.7. Наружный отделочный слой должен переходить с фасадной поверхности на оконные и дверные откосы панелей и не меньше чем на 5 *см* на торцы панелей (рис. 2 и 3). В двухслойных панелях с применением крупнопористого бетона отделочный слой должен переходить на торцы панелей на всю толщину пористого бетона (рис. 4).

Со стороны помещений панели из легких бетонов должны иметь внутренний плотный слой из раствора толщиной не менее 15 *мм*.

3.8. В строительно-климатических подрайонах IБ, IГ, IIА, IIБ и IVБ, а также в районах, где климатические характеристики по скоростям ветра и относительной влажности воздуха совпадают с характеристиками перечисленных подрайонов, толщину фасадного защитного декоративного слоя следует принимать равной 30 *мм* или применять отделку панелей фасадной керамической плиткой на растворе толщиной 15 *мм*.

3.9. Армирование легкобетонных панелей должно производиться сварными пространственными каркасами, устанавливаемыми по контуру панели и проемов по схеме, приведенной на рис. 5.

Углы оконных и дверных проемов рекомендуется дополнительно армировать с фасадной стороны сварными

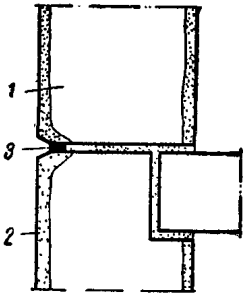


Рис. 2. Облицовка устья плоского горизонтального стыка бетоном отделочного слоя

1 — панель наружной стены; *2* — отделочный слой; *3*—герметик

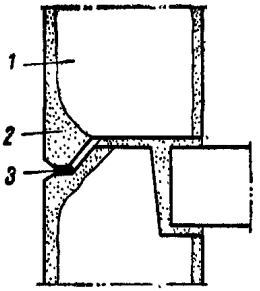


Рис. 3. Облицовка устья профилированного горизонтального стыка бетоном отделочного слоя

1 — панель наружной стены; *2* — отделочный слой; *3*—герметик

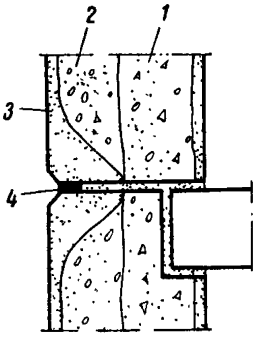


Рис. 4. Облицовка устья горизонтального стыка двухслойной панели

1 — конструктивно-теплоизоляционный бетон; *2* — теплоизоляционный бетон; *3* — бетон отделочного слоя; *4* — герметик

сетками из проволоки $d=3$ *мм* с ячейками не более 50×50 *мм*. Сетки следует заводить за грани углов проемов на 300 *мм* (рис. 5).

3.10. Бетонные панели без проемов следует конструктивно армировать сварными каркасами по контуру панели и вертикальными каркасами, равномерно расположенными по полю стены.

3.11. Диаметр продольных стержней каркасов должен быть не менее 5,5 *мм*, хомутов — 4 *мм*; шаг хомутов не реже 300 *мм*.

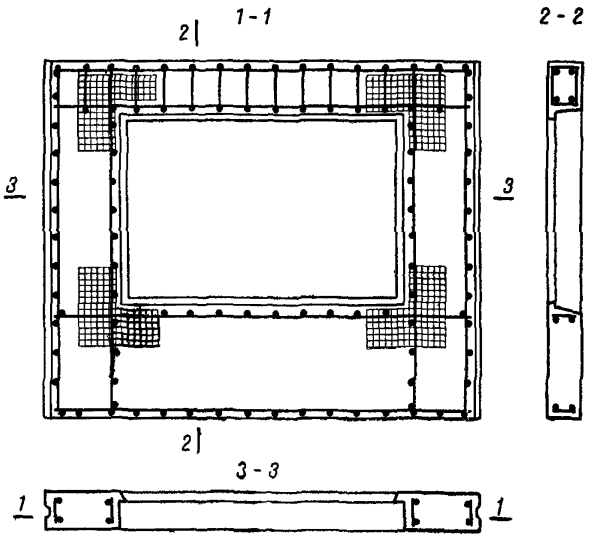


Рис. 5. Схема армирования однослойной легкобетонной панели наружной стены

Стены из ячеистых бетонов

3.12. Панели из конструктивных и конструктивно-теплоизоляционных ячеистых бетонов автоклавного твердения рекомендуется применять в самонесущих и навесных наружных стенах. При этом величины характеристик стеновых материалов должны быть не ниже следующих значений:

объемный вес в высушенном состоянии — 600 *кг/м*^{3},

марка по прочности на сжатие — 35,

марка по морозостойкости — 25.

К применению в панелях наружных стен допускаются ячеистые бетоны, усадка которых составляет не более 0,5 *мм/м*.

Толщина стеновых панелей из автоклавного ячеистого бетона не должна превышать 350 *мм*.

Стены из ячеистых бетонов должны иметь надежную защиту от увлажнения.

3.13. Фасадный отделочный слой панелей из ячеистых бетонов должен иметь состав, толщину, прочность и морозостойкость в пределах, регламентированных ГОСТ 11118—65 «Панели из автоклавного ячеистого бетона для наружных стен жилых и общественных зданий». Фасадный отделочный слой должен переходить на оконные и дверные откосы и торцы панелей в соответствии с п 3.7.

3.14. Панели из ячеистых бетонов рекомендуется армировать по СН 287—65 «Указания по проектированию конструкций из ячеистых бетонов».

3.15. Арматура и закладные детали должны иметь антикоррозийное покрытие, соответствующее требованиям глав СНиП I-В.27-62 «Защита строительных конструкций от коррозии. Материалы и изделия, стойкие против коррозии» и III-В.6-62 «Защита строительных конструкций от коррозии. Правила производства и приемки работ».

Трехслойные железобетонные (бетонные) панели

3.16. Трехслойные панели должны выполняться из обычного тяжелого бетона с утеплителем, располагаемым между наружным и внутренним бетонными слоями. Допускается применение конструктивного легкого бетона плотной структуры с объемным весом 1400—1800 *кг/м*³. Марка бетона по прочности на сжатие должна быть для тяжелого бетона не менее 200, а для легкого бетона — 150 при марке бетона по морозостойкости 25.

Толщину железобетонных (бетонных) слоев следует назначать по статическому расчету, с учетом требований огнестойкости и надежной защиты арматуры от коррозии, но не менее 50 *мм*.

Соединение наружного и внутреннего слоев панели может осуществляться жесткими или гибкими связями. Фасадный слой трехслойной панели может иметь любой вид отделки.

3.17. *В качестве утеплителей трехслойных панелей* следует применять плиты трудновоспламеняемого пенополистирола, полужесткие или жесткие минераловатные плиты, плиты из пеностекла или из теплоизоляционных легких или ячеистых бетонов с объемным весом до

500 *кг/м*³ марки 15 и более либо другие теплоизоляционные материалы, отвечающие требованиям СНиП по огнестойкости, биостойкости и другим эксплуатационным качествам.

3.18. При проектировании трехслойных панелей стен необходимо предусматривать защиту от производствен-

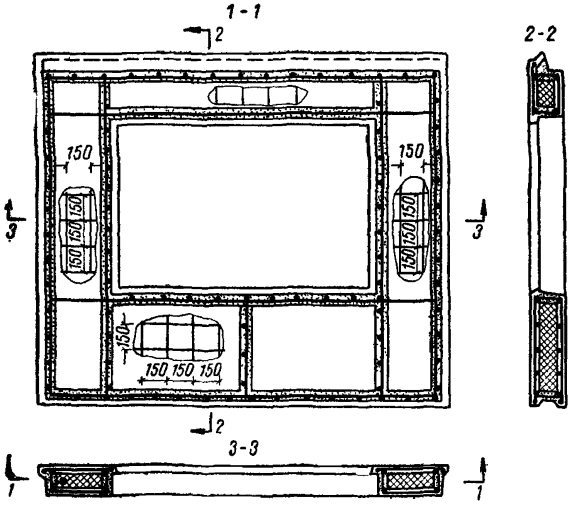


Рис. 6. Схема армирования трехслойной панели наружной стены

ного увлажнения теплоизоляционных материалов путем упаковки их в водонепроницаемые оболочки из гидроизоляционных материалов или другими способами.

Примечание. В климатических подрайонах IIB, III, IVA, IVB допускается не применять гидроизоляционные оболочки для утеплителей панелей.

3.19. Наружные слои панелей, а также внутренние при толщине до 100 *мм* должны быть армированы сварными сетками с ячейками до 150×150 *мм* из стержней диаметром 3 *мм* (рис. 6). В климатических районах и подрайонах, указанных в п. 3.8, размеры ячеек арматурных сеток для наружных слоев не должны превышать 100×100 *мм*.

В зоне углов проемов в панелях (на 300 *мм* в каждую сторону от грани угла) рекомендуется предусматривать вдвое более частый шаг стержней арматурной сетки, чем по полю панели.

При толщине внутреннего слоя панели более 100 *мм* его армирование следует осуществлять сварными каркасами по схеме, рекомендованной пп. 3.9—3.11.

3.20. Жесткие связи между железобетонными слоями панелей выполняются сборными в виде заранее изготовленных из конструктивного бетона армированных диафрагм — досок или решеток, устанавливаемых по граням панелей и граням оконных или дверных проемов, или монолитными в виде арматурных каркасов, обетоненных при формовании бетоном основных слоев панели. Толщина защитного слоя соединительных стержней (хомутов) в ребрах между внутренним и наружным слоями должна быть не менее 15 *мм* в панелях из тяжелого бетона и не менее 20 *мм* в панелях из легкого без межзерновой пористости конструктивного бетона.

В панелях из тяжелого бетона при применении соединительных ребер из легкого бетона соединительные каркасы в ребрах должны защищаться от коррозии оцинкованием.

Расположение арматурных каркасов жестких связей, соединяющих наружный и внутренний слой панелей, следует принимать по рис. 6, при этом диаметр продольных стержней и хомутов каркасов должен приниматься не менее 5,5 *мм*. Арматурные сетки, а также арматурные каркасы жестких связей должны быть соединены на сварке между собой.

3.21. Гибкие связи следует выполнять из нержавеющей стали. Вертикальную нагрузку от наружного слоя панели рекомендуется воспринимать наклонными стержнями, соединяющими наружный бетонный слой панели с внутренним. Расположение наклонных стержней не должно препятствовать свободным перемещениям фасадной плиты при изменениях температуры наружного воздуха.

При гибких связях слоев толщина внутреннего несущего железобетонного (бетонного) слоя должна быть не менее 100 *мм*. В навесных стенах толщина внутреннего слоя должна быть не менее 50 *мм*.

Гибкие связи должны иметь необходимую анкеровку в бетонных слоях, обеспечивающую работу связей на растяжение.

3.22. Минимальная толщина защитного слоя бетона со стороны фасада должна составлять 20 *мм*, а в районах и подрайонах, перечисленных в п. 3.8, 30 *мм*. Толщина защитного слоя арматуры от поверхности утеплителей, соприкасающихся с бетоном, а также со стороны помещения и торцов панелей должна быть не менее 15 *мм*.

4. ВНУТРЕННИЕ СТЕНЫ И ПЕРЕГОРОДКИ

4.1. Панели внутренних несущих стен должны, как правило, проектироваться бетонными без расчетного вертикального армирования с опиранием по всей длине горизонтального шва. В виде исключения допускается усиливать отдельные простенки вертикальной арматурой по расчету. Рекомендуется применение панелей из тяжелого или плотного силикатного бетона марок по прочности на сжатие от 150 до 300 при отношении высоты к толщине $\frac{l_0}{h}$ более 15, а при меньшем $\frac{l_0}{h}$ — не менее 100.

При соответствующем технико-экономическом обосновании допускается применение стеновых панелей из легкого или ячеистого бетона марок по прочности на сжатие 100 при $\frac{l_0}{h}$ более 15, а при меньшем отношении $\frac{l_0}{h}$ — 75.

4.2. Конструктивное армирование бетонных панелей в случаях, когда их несущая способность используется более чем на 50%, должно быть двухсторонним. Площадь сечения вертикальной арматуры с каждой стороны панели должна быть не менее 0,3 *см²/м* горизонтального сечения; горизонтальной арматуры — 0,3 *см²/м* вертикального сечения.

Двойное конструктивное армирование панелей рекомендуется осуществлять сварными каркасами. Каркасы должны устанавливаться по контуру панели и проемов, а также по полю панели (рис. 7, *а*).

Плоские каркасы и стержни для повышения жесткости должны объединяться в пространственный каркас при помощи горизонтальных хомутов из стержней диаметром не менее 4 *мм*.

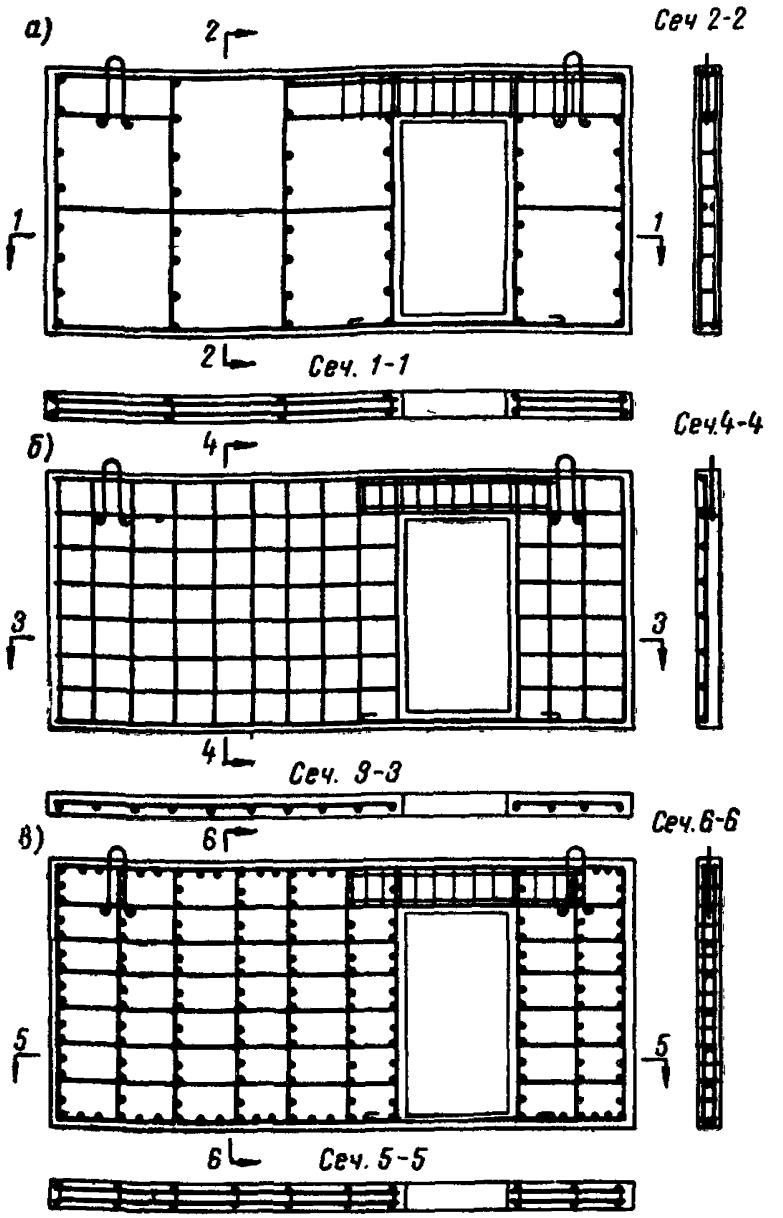


Рис. 7. Схемы армирования панелей внутренних стен

а — схема двойного армирования бетонной панели; *б* — схема одиночного армирования бетонной панели; *в* — схема двойного армирования железобетонных панелей

4.3. В случаях, когда несущая способность панелей используется менее чем на 50%, допускается применение одиночного армирования (рис. 7, *б*). При этом площадь сечения конструктивной вертикальной арматуры должна составлять не менее 0,6 *см*²/*м* горизонтального сечения, а горизонтальной арматуры — 0,3 *см*²/*м* вертикального сечения.

4.4. В случаях необходимости применения железобетонных стеновых панелей (с процентом армирования по п. 3 приложения II) последние в целях экономии стали, как правило, должны проектироваться из тяжелого бетона марки 300 и более. Железобетонные панели рекомендуется армировать сварными каркасами (рис. 7, *в*).

Вертикальная арматура должна устанавливаться по контуру панелей и проемов, а также в глухой части панели с равномерным шагом. Горизонтальные стержни должны иметь площадь не менее 0,4 *см*²/*м* с каждой стороны панели.

Конструирование железобетонных панелей с вертикальной арматурой, работающей на сжатие, должно осуществляться в соответствии с требованиями СНиП II-В.1-62 п. 12.20.

Расстояние от вертикальных граней стеновых панелей и проемов до крайних арматурных каркасов должно составлять не менее 40 *мм*.

4.5. Для обеспечения требуемой звукоизоляции помещения сплошные панели внутренних стен из тяжелого бетона должны приниматься в межквартирных стенах, а также между жилыми комнатами и лестничными клетками толщиной не менее 14 *см*.

Стены из тяжелого бетона с пустотами или дымовентиляционными каналами должны иметь ту же приведенную толщину, что и сплошные стены.

Минимальный вес 1 *м*² стен и перегородок из легких ячеистых бетонов и гипсобетона должен приниматься по табл. 2.

4.6. В панелях сплошного сечения рекомендуется устраивать каналы для электропроводки, формуемые при изготовлении панелей. Диаметр каналов принимается не более 20 *мм*. Минимальное расстояние от внутренней поверхности канала до арматуры панели должно быть равно 10 *мм*.

При установке штепсельных розеток и выключателей в межквартирных стенах необходимая звукоизоляция

Таблица 2

Минимальные веса 1 $м^2$ конструкций внутренних стен и перегородок из условия обеспечения требований звукоизоляции

Тип ограждения	Конструкция ограждения	Материал панелей	
		минимальный вес 1 $м^2$ панелей в *кг*	
		из легкого и ячеистого бетонов	гипсобетона
Между квартирами, а также между жилыми комнатами и лестничными клетками	Сплошные и с каналами	300	—
	Раздельные	200	200
Между жилыми комнатами и санитарным узлом квартиры	Сплошные и с каналами	220	—
Между жилыми комнатами в квартире	Сплошные	110	100

может быть достигнута либо устройством отдельных групп каналов для каждого из помещений, разделенных стеновой панелью (рис. 8, *а*), либо разнесением узлов установки оборудования по длине каналов (рис. 8, *б*). В межкомнатных стенах указанные мероприятия не обязательны.

4.7. Внутренние стены и перегородки должны удовлетворять требованиям огнестойкости, регламентированным табл. 2 главы СНиП II-А.5-62.

4.8. Панели с дымовыми каналами, отводящими газы с температурой до 600° С (от плит, работающих на твердом топливе), должны выполняться из жаростойких бетонов и размещаться, как правило, в самонесущих стенах. Панели с дымовыми каналами, отводящими газы с температурой до 260° С (от газовых водонагревателей), допускается формовать из обычного бетона; при этом его марка по прочности на сжатие должна приниматься на 25% выше требуемой по расчету прочности конструкции.

4.9. В панелях с вентиляционными каналами толщина бетонных стенок между каналами должна быть не менее 30 *мм*, а между наружной гранью панели и каналом — 35 *мм*.

При наличии дымовых каналов для газов с температурой до 260° С минимальная толщина стенок между каналами должна быть 40 *мм*, а между наружной поверхностью и каналом — 45 *мм*; для дымовых каналов с тем-

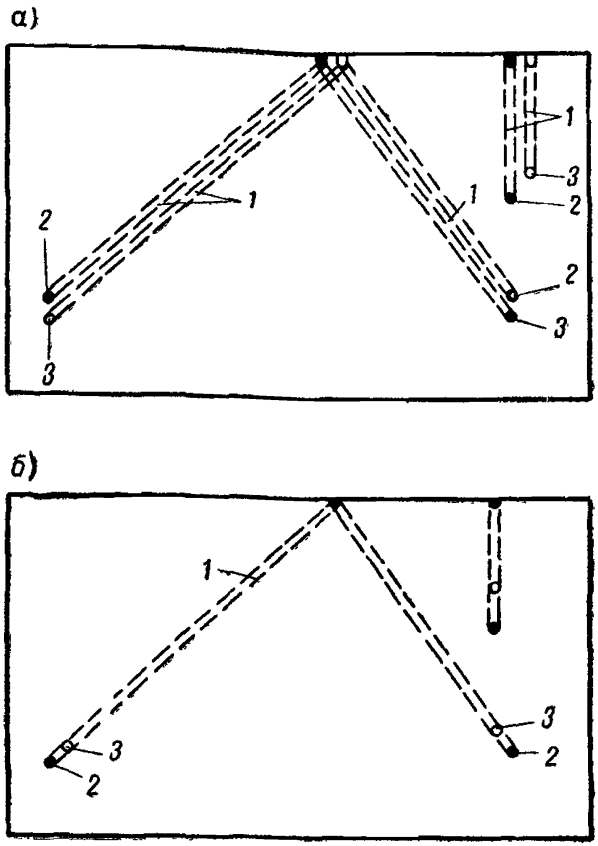


Рис. 8. Схемы обеспечения звукоизоляции внутренних стен при устройстве скрытой электропроводки

а — при устройстве отдельных групп каналов для смежных помещений; *б* — при разнесении узлов установки штепсельных розеток и выключателей по длине каналов, *1* — каналы; *2* и *3* — места установки оборудования по обе стороны панели

пературой газов до 600° С минимальная толщина стенок между каналами 50 *мм*, а между наружной гранью панели и каналом — 60 *мм*. При выходе лицевых поверхностей панели в жилую комнату толщина стенки должна быть не менее 100 *мм* или иметь дополнительную тепло-

изоляцию со стороны жилой комнаты. В местах примыкания к панелям с дымовентиляционными каналами возгораемых конструкций (деревянных полов, встроенных шкафов и др.) должны предусматриваться разделки из несгораемых нетеплопроводных материалов, обеспечивающих невозгораемость примыкающих конструкций.

4.10. Рекомендуется применять круглые унифицированные сечения каналов площадью 126 *см*^{2} ($d=127$ *мм*) или овальные площадью 136 *см*^{2} с соотношением размеров осей сечения не более 2.

4.11. Вентиляционные панели и блоки, устанавливаемые выше кровли, должны быть утепленными. Сопротивление теплопередаче стенок блока (шахты) должно быть не менее 0,85 $R_0^{тр}$ для наружных стен.

4.12. В зданиях с бесчердачными крышами высота вентиляционного утепленного блока над кровлей должна быть не менее 0,8 *м*, а при наличии парапетов — на 0,5 *м* выше парапета.

Над вентиляционным блоком должен устанавливаться зонт.

4.13. Панели с каналами надлежит армировать двумя сварными вертикальными сетками, соединяемыми вертикальными каркасами.

Рекомендуется предусматривать косвенное армирование верхних и нижних кромок панелей несущих стен с каналами двумя-тремя сварными каркасами.

4.14. Стеновые панели с проемами рекомендуется проектировать замкнутыми, если конструкция пола допускает наличие перемычки по низу проема. В противном случае по низу проема должна устанавливаться временная монтажная связь.

Над проемом должна устанавливаться расчетная арматура в виде вертикальных сварных каркасов, заходящих в каждую сторону за грани проемов не менее чем на 500 *мм*. Каркасы рекомендуется выполнять с продольными стержнями из арматуры периодического профиля и поперечными стержнями из арматурной проволоки диаметром 4—5 *мм* с шагом не более 200 *мм*.

При устройстве проема на всю высоту этажа (без перемычки) перекрытие следует проверять на местный изгиб над проемом.

4.15. Во внутренних стеновых панелях необходимо обеспечить минимальную толщину защитного слоя бетона — 15 *мм*.

4.16. В стеновых панелях, в которых под действием ветровой нагрузки могут возникнуть на некотором участке растягивающие напряжения, должна устанавливаться на этом участке расчетная вертикальная арматура.

5. ПЕРЕКРЫТИЯ И ПОКРЫТИЯ

5.1. Панели междуэтажных перекрытий рекомендуется проектировать сплошными или многопустотными из тяжелого бетона, плотного силикатного или из конструктивного легкого бетона без межзерновой пористости с объемным весом не менее 1600 *кг/м*^{3}. Марка бетонов панелей и плит по прочности на сжатие должна быть не менее 200 *кг/см*^{2}. При соответствующем обосновании допускается применение легких бетонов марки 150.

5.2. Панели перекрытий рекомендуется армировать сварными сетками при пролетах до 4 *м* и предварительно напряженными стержнями или предварительно напряженной проволокой при пролетах 6 *м* и более. В остальных случаях выбор армирования определяется на основании технико-экономических расчетов.

Отклонение рабочей арматуры от проектного положения не должно превышать ±3 *мм*.

5.3. Минимальная толщина защитного слоя бетона рабочей арматуры перекрытий должна назначаться в соответствии с требованиями огнестойкости и по главе СНиП II-В.1-62 п. 12.2.

5.4. Расчетный прогиб плоских панелей перекрытий толщиной менее 16 *см*, опертых по контуру, допускается определять без учета коэффициента $\frac{4}{\sqrt{h}}$ (п. 9.8 СНиП II-В.1-62). При этом необходимо:

учитывать в расчете возможное отклонение в положении рабочей арматуры в пределах установленных допусков (±3 *мм*);

не допускать минусовых отклонений толщины панелей;

предусматривать устройства (распорки и т. п.), обеспечивающие проектное положение арматуры в пределах допусков;

предусматривать формование панелей из бетона на крупном и мелком заполнителе с расходом цемента до 400 *кг/м*^{3}.

5.5. Для обеспечения работы перекрытия в качестве горизонтальной диафрагмы жесткости панели должны соединяться в швах между собой и с панелями стен бетоном или раствором и стальными связями.

5.6. Строповку панелей перекрытий, опирающихся в эксплуатационном состоянии по контуру или на две длинные стороны, рекомендуется осуществлять за 6 петель, а панелей, опирающихся на две короткие стороны или четыре точки по углам, — за 4 петли.

Расположение подъемных петель рекомендуется принимать таким, чтобы не требовалось армирования верхней зоны панелей на усилия, возникающие при транспортировке и монтаже.

5.7. В типовых проектах рекомендуется применять конструкции перекрытий с полами: а) из линолеума по панелям основания пола, отформованным из легкого или гипсошлакового бетона на гипсоцементном вяжущем и укладываемым по упругим звукоизоляционным прокладкам группы А; б) линолеума типа «Тапифлекс» на теплой войлочной или вспененной винипластовой основе; в) дощатые щитовые полы, укладываемые по лагам на упругие звукоизолирующие прокладки группы А*.

5.8. Нормативная звукоизоляция перекрытий с раздельными полами обеспечивается надлежащим весом единицы их площади, а также звукоизолирующей способностью упругих прокладок и воздушных прослоек.

Минимальный проектный вес конструкции междуэтажных перекрытий с раздельным полом при различных звукоизолирующих прокладках указан в табл. 3.

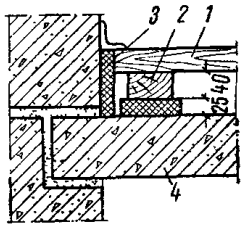
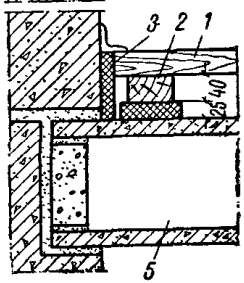
Перекрытия с полами из линолеума на теплозвукоизоляционной основе рекомендуются при применении плоских сплошных панелей толщиной 14 *см* и более размером на комнату, выполняемых из тяжелого бетона.

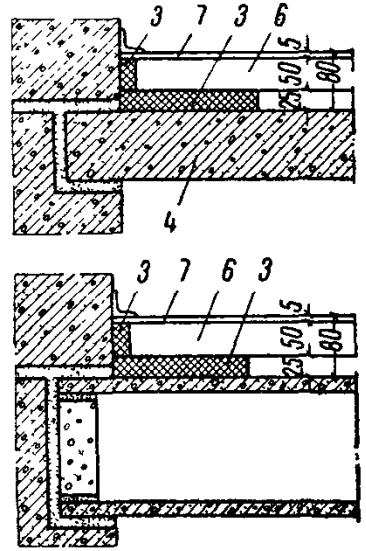
5.9. Звукоизолирующая способность принципиально новых конструкций перекрытий до применения в проекте должна проверяться экспериментально.

---

* К материалам группы А относятся прошивные и стеганые, минераловатные и стекловолокнистые плиты ($\gamma = 100 \div 150$ *кг/м*^{3}), минераловатные маты на синтетической связке ($\gamma = 100 \div 150$ *кг/м*^{3}), минеральные стекловолокнистые плиты на синтетической связке ($\gamma = 50 \div 150$ *кг/м*^{3}).

Таблица 3

Тип пола	Конструкция панелей перекрытий	Требуемый минимальный вес 1 м² панелей перекрытий	Требуемый минимальный вес 1 м² перекрытий	Эскиз
Дощатые полы по лагам на упругих ленточных прокладках из материалов группы А	Сплошная	250	280	
То же	Многопустотная	250	280	

Тип пола	Конструкция панелей перекрытий	Требуемый минимальный вес 1 м³ панелей перекрытий	Требуемый минимальный вес 1 м² перекрытий	Эскиз
Полы с покрытием из рулонных материалов по панелям из гипсобетона или легкого бетона на упругих ленточных прокладках из материалов группы А	Сплошная	160	220	
То же	Многопустотная	160	220	

1 — настил пола; *2* — лага; *3* — звукоизолирующая прокладка; *4* — панель сплошного сечения; *5* — многопустотная панель; *6* — панель основания пола; *7* — линолеум

5.10. Толщина звукоизоляционных прокладок из материалов группы А в необжатом состоянии должна составлять:

для сплошных прокладок — 40 *мм*,
для ленточных — 50 ».

5.11. Давление на прокладки от веса пола и полезных нормативных нагрузок при материалах группы А не должно превышать 0,3 *кг/см*^{2}.

5.12. В элементах перекрытий следует предусматривать возможность скрытой прокладки электропроводок. Для этой цели в многопустотных элементах следует использовать их пустоты; в плоских панелях отформовывать при их изготовлении специальные каналы, аналогичные каналам в стенах (п. 4.6 настоящих указаний).

5.13. Крупнопанельные здания рекомендуется проектировать с бесчердачными совмещенными крышами во II и III строительно-климатических зонах. Конструкции совмещенных крыш и их сопротивление теплопередаче должны удовлетворять требованиям СН 51—64 «Указания по проектированию бесчердачных крыш жилых и общественных зданий».

5.14. В районах с жарким влажным климатом рекомендуется применение чердачных покрытий.

Высота чердака в раздельных крышах должна быть не менее 40 *см* в пониженных местах (у карниза — при наружном водоотводе, у конька — при внутреннем водоотводе) и не менее 160 *см* в местах проходов.

6. СТЫКИ ЭЛЕМЕНТОВ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

6.1. При проектировании стыков их конструкция должна решаться комплексно с учетом требований прочности, защиты от коррозии, теплоизоляции, воздухо- и водонепроницаемости, звукоизоляции, а также возможности выполнения работ по заделке стыков в любое время года. При разработке принципиально новых систем стыков следует предусматривать проведение всесторонних испытаний основных стыков нового типа.

6.2. Усилия сжатия в горизонтальных стыках следует воспринимать контактом бетонных поверхностей через слой раствора или другие материалы, обеспечивающие прочность и плотность сопряжений.

Марка раствора по прочности на сжатие определяется расчетом и для удобства производства работ принимается одинаковой для всех стыков по условиям наиболее напряженных из них, но не ниже 100 в летнее и 150 в зимнее время с обеспечением требований п. 1.9 настоящих указаний.

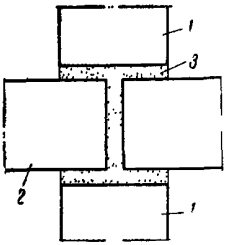


Рис. 9. Платформенный стык панелей стен с перекрытиями

1 — стеновая панель; *2* — панель перекрытия; *3* — цементный раствор

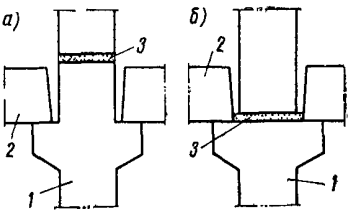


Рис. 10. Контактный стык стеновых панелей

а — при размещении стыка над верхним уровнем перекрытий; *б* — стык в уровне низа перекрытий; *1* — панель внутренней стены; *2* — панель перекрытия; *3* — цементный раствор

6.3. Панели внутренних стен и перекрытий следует сопрягать по горизонтали, как правило, в виде платформенного стыка (рис. 9).

При устройстве перекрытий из многопустотных панелей или настилов в зданиях выше 5 этажей рекомендуется контактное сопряжение панелей стен с опиранием панелей или настилов перекрытий на консольные выпуски из панелей стен (рис. 10).

6.4. В платформенных стыках необходимо предусматривать растворные швы под панелями перекрытий и над ними. Толщина растворных швов должна составлять не более 20 *мм*, горизонтальные швы должны устраиваться по точно установленным маякам.

Между торцами перекрытий следует предусматривать зазор, заполняемый раствором.

6.5. При платформенном опирании панелей перекрытий на несущие стены следует принимать проектные величины площадок опирания не менее указанных в табл. 4 и требуемых по условиям анкеровки арматуры перекрытий на опорах.

Таблица 4

Минимальные проектные величины площадок опирания перекрытий на несущие стены в платформенных стыках

Расстояние между несущими стенами	Характер опирания перекрытий	Размеры площадок опирания в *см*	
		в 5-этажном доме и на верхних 5 этажах 9-этажного дома	в нижних 4 этажах 9-этажного дома
До 4 *м*	По контуру	4	5
» 4 »	По двум сторонам . . .	5	6
4 *м* и более	То же	6	7

6.6. В случаях, когда толщина стены не дает возможности опереть перекрытие на необходимую ширину при стыке панелей перекрытия по оси стены, следует прибегать к стыкованию панелей перекрытий со взаимным перепуском при пилообразном очертании их торцов (рис. 11) или переходить на контактное сопряжение стеновых панелей.

6.7. Усилия растяжения в вертикальных стыках рекомендуется воспринимать стальными соединительными элементами, приваренными к арматурным выпускам из панелей (рис. 12). Допускается передавать усилия растяжения в вертикальных стыках на замоноличиваемые бетоном стальные связи, запроектированные, например, в виде:

а) стальных скоб, устанавливаемых загнутыми концами в фиксирующие отверстия пластинок, вваренных в петлевые выпуски арматуры панелей (скобы при установке гнутся по специальному копиршаблону — рис. 13);

б) специальных каркасов, закладываемых в шпоночные пазы между торцами панелей (рис. 14).

При устройстве связей в виде замоноличиваемых каркасов необходимо дополнительно предусматривать сварные монтажные соединения для обеспечения устойчивости здания на период твердения бетона в стыках.

Для обеспечения надежной заделки связевых элементов, не являющихся продолжением основной арматуры панелей (закладных деталей, выпусков, петель и т. п.),

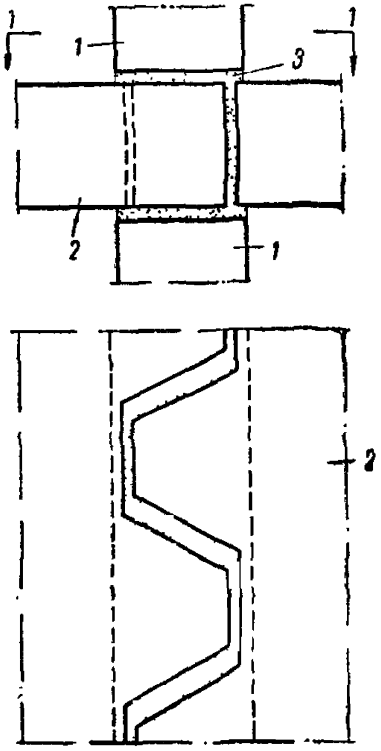


Рис. 11. Платформенный стык стен с перекрытиями при пилообразном очертании торцов панелей перекрытия

1 — панель внутренней стены; *2* — панель перекрытия; *3* — цементный раствор

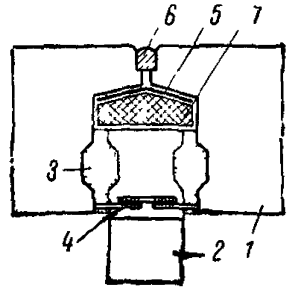


Рис. 12. Сварная связь в вертикальном стыке панелей наружных стен

1 — панель наружной стены; *2* — панель внутренней стены; *3* — монолитная бетонная шпонка на высоту этажа; *4* — сварная связь по арматурным выпускам панелей наружных стен; *5* — оклеечная гидроизоляция; *6* — герметик; *7* — утепляющий вкладыш

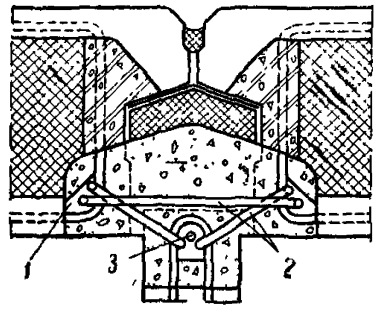


Рис. 13. Петлевая связь в вертикальном стыке стеновых панелей

1 — петлевой выпуск с вваренной стальной косынкой; *2* — стальная скоба; *3* — фиксированное отверстие в косынке

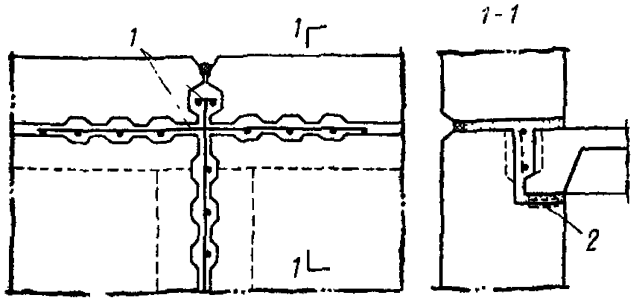


Рис. 14. Связь панелей стен и перекрытий замоноличиваемыми арматурными каркасами

1 — арматурный каркас; *2* — монтажная связь

следует предусматривать их приварку к арматуре панелей.

6.8. Восприятие усилий, отрывающих наружные стеновые панели от внутренних конструкций (см. п. II.41), рекомендуется дополнительно обеспечивать опиранием на них панелей перекрытий, уложенных на раствор.

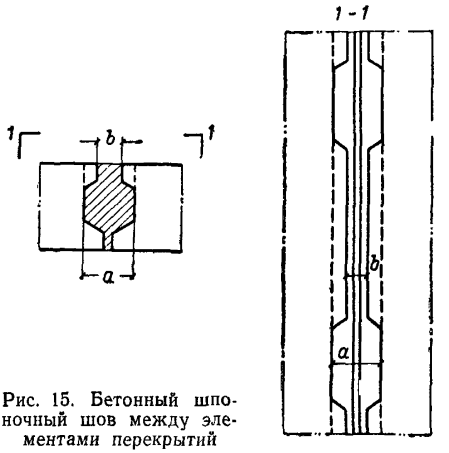


Рис. 15. Бетонный шпоночный шов между элементами перекрытий

6.9. Устойчивость самонесущих наружных стен рекомендуется обеспечивать соединением их с внутренними поперечными стенами путем устройства монолитных бетонных шпонок вдоль вертикальных стыков панелей и продольных стальных связей (рис. 12).

6.10. Усилия среза в горизонтальных стыках стен, как правило, следует воспринимать силами трения и сцеплением раствора, заполняющим стыки между панелями. При значительных величинах срезывающих усилий должны предусматриваться специальные шпонки. В вертикальных стыках усилия среза рекомендуется воспринимать с помощью шпонок.

6.11. В стыках между панелями перекрытий горизонтальные и вертикальные перерезывающие усилия следует воспринимать бетонными шпоночными соединениями (рис. 15), если это требуется по расчету.

6.12. В стыках примыкания панелей перекрытий, выполняющих роль горизонтальных диафрагм жесткости,

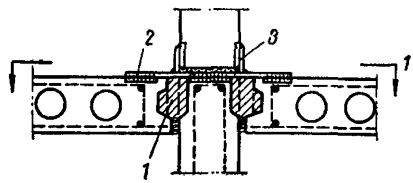
к вертикальным диафрагмам горизонтальные перерезывающие усилия рекомендуется воспринимать стальными пластинками, привариваемыми к закладным деталям (рис. 16), и бетонными шпонками.

6.13. При проектировании расчетных связей следует предусматривать, чтобы они обеспечивали монтажную устойчивость панелей.

6.14. При конструировании закладных деталей и их анкеров следует руководствоваться указаниями главы СНиП II-В.1-62.

6.15. Стальные связи в стыках должны быть надежно защищены от коррозии и пожара слоем бетона или раствора толщиной не менее 20 *мм*.

Заполняемые бетоном вертикальные стыки наружных стен должны иметь поперечное сечение бетонируемой части не менее 0,01 $м^2$ с минимальным размером поперечного сечения 80 *мм*, причем расположение связей не должно мешать укладке бетонной смеси с механическим уплотнением.



По 1-1

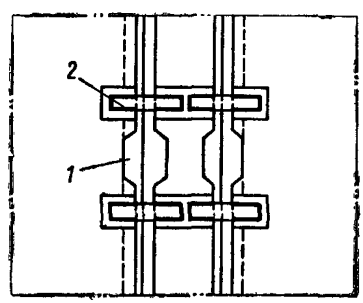


Рис. 16. Связь панелей перекрытий (горизонтальных диафрагм жесткости) с вертикальными диафрагмами

1 — монолитная бетонная шпонка; *2*—сварная связь элементов перекрытий; *3* — сварная связь элементов перекрытий с внутренней стеной

6.16. Стальные связи, располагаемые в стыках наружных стен и предназначенные для обеспечения прочности и устойчивости дома или отдельных его элементов на весь срок службы здания, должны быть дополнительно защищены в зоне возможного появления трещин (места сопряжения бетона стыка с бетоном панелей) цинковым покрытием, наносимым при изготовлении изделий на заводе.

Примечание. В тех случаях, когда стальные оцинкованные связи на строительстве соединяются при помощи сварки, они долж-

ны после сварки оцинковываться или покрываться протекторным цинковым грунтом, причем свариваемые участки связей должны отстоять от торцов панелей в местах выпусков не менее чем на 50 *мм*. Проведение металлизации, а также приготовление и нанесение протекторного грунта на строительстве должно производиться в соответствии с требованиями СН 206—62 «Временные указания по антикоррозийной защите стальных закладных деталей и сварных соединений в крупнопанельных зданиях» (изд. 1963 г.).

6.17. В качестве дополнительных мер обеспечения долговечности связей следует:

а) применять тщательную герметизацию наружной зоны стыка мастиками и упругими прокладками;

б) предусматривать размещение связей во внутренней части стены вне зоны конденсации.

6.18. Связи в стыках внутренних конструкций в санитарных узлах должны дополнительно защищаться от увлажнений и коррозии тщательной паро- и гидроизоляцией.

6.19. Конструкция стыков панелей наружных стен должна ограничивать их воздухопроницаемость в пределах требований главы СНиП II-А.7-62, исключать возможность сквозного протекания атмосферной влаги и обеспечивать удаление случайно попавшей воды из наружной части стыка во избежание увлажнения стены.

6.20. В стыках панелей наружных стен защита от продувания и протекания должна обеспечиваться применением герметизирующих материалов и заполнением полостей стыков раствором и бетоном.

В стенах из легких и ячеистых бетонов устья стыков должны иметь отделочный слой, переходящий с фасадной поверхности на торцы панелей (п. 3.7 настоящих указаний).

В стенах из ячеистых бетонов, не имеющих растворного отделочного слоя, устья стыков должны быть гидрофобизированы.

В панелях из бетона марки 75 и выше необходимо предусматривать в горизонтальных стыках устройство противодождевого барьера высотой над верхней отметкой устья шва 60 *мм* (рис. 17) в климатических подрайонах Iа, Iв, IIв, III, IVа и IVв и 100 *мм* в климатических подрайонах Iб, Iг, IIа, IIб и IVб.

6.21. Формы и размеры стыков между панелями наружной стены должны обеспечивать экономичный расход и удобство установки или нанесения герметиков, а

также возможность их замены без нарушения нормальной эксплуатации дома. Вертикальные торцы панелей должны иметь ограничители, гарантирующие минимальную ширину стыка 10 *мм* для заполнения его герметиком (рис. 17).

6.22. Герметизирующие материалы, применяемые для обеспечения воздухо- и водонепроницаемости стыков

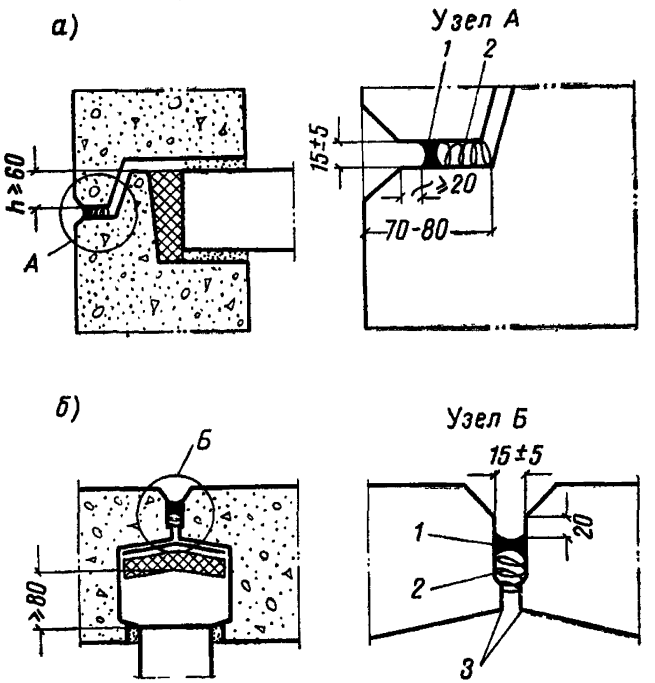


Рис. 17. Схема профилирования и герметизации устья стыков

а — горизонтального; *б* — вертикального; *1* — эластичная мастика; *2* — уплотнитель; *3* — уступы-компенсаторы, исключающие плотное смыкание устья

между панелями, должны удовлетворять требованиям ГОСТ 11309—65 «Дома жилые крупнопанельные. Технические требования».

6.23. Упругие прокладки являются в стыках основанием для нанесения изолирующей мастики и должны быть непрерывными по длине стыков и в местах их пересечения.

6.24. Для нанесения изоляции из эластичных мастик (например, тиоколовой) в стыках должно предусматриваться устройство упругого основания из конопатки или

других материалов. При этом мастику необходимо заводить на бетонные поверхности стыкуемых панелей на ширину 20 *мм*. Толщина слоя эластичного герметика должна быть не менее 2 *мм* (рис. 17).

Примечание. Мастики в стыках между панелями должны защищаться от непосредственного воздействия солнечных лучей.

6.25. Теплоизоляция стыков наружных стен должна исключать возможность выпадания конденсата на их внутренней поверхности.

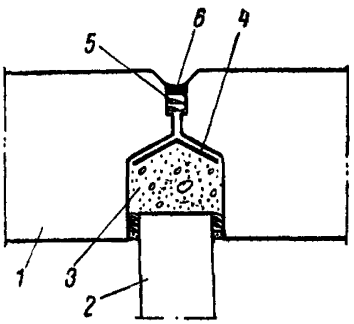


Рис. 18. Теплоизоляция вертикального стыка однослойных стеновых панелей

1 — панель наружной стены; *2* — панель внутренней стены; *3* — замоноличивание канала стыка легким бетоном; *4* — оклеечная гидроизоляция; *5* — уплотнитель; *6* — герметик

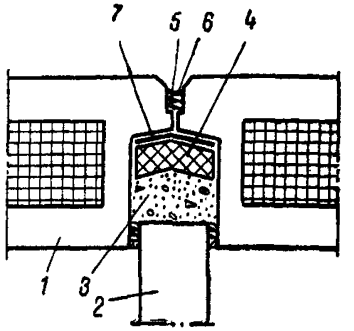


Рис. 19. Теплоизоляция вертикального стыка трехслойных стеновых панелей

1 — панель наружной стены; *2* — панель внутренней стены; *3*—тяжелый бетон замоноличивания; *4* — утепляющий вкладыш; *5* — эластичный герметик; *6* — уплотнитель; *7*—оклеечная гидроизоляция

Расчетный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности стены в зоне стыков рекомендуется принимать не более 8°.

6.26. Теплоизоляция стыков обеспечивается:

а) в стенах из однослойных панелей заполнением канала стыка легким бетоном (рис. 18), коэффициент теплопроводности которого совпадает или близок коэффициенту теплопроводности материала стен, либо применением утепляющих вкладышей при заполнении части сечения канала стыка тяжелым бетоном. Допускается заполнение каналов тяжелым бетоном в тех случаях, когда сечение стеновой панели между каналами и наружным воздухом обеспечивает требования п. 6.25;

б) в стенах из слоистых панелей — применением вкладышей из эффективного утеплителя (рис. 19). Вкла-

дыши должны иметь гидроизолирующую оболочку и располагаться в стыке за водоизолирующими и дренирующими устройствами.

6.27. Угловые стыки наружных стен следует дополнительно защищать от промерзания и отсыревания одним из следующих способов:

а) увеличением сопротивления теплопередаче угловых участков стен против требуемого по расчету по гла-

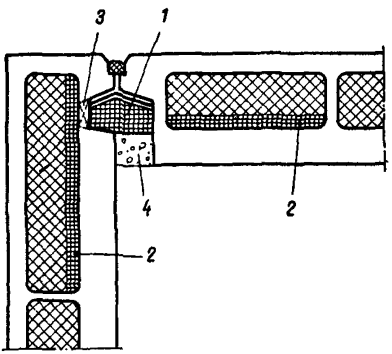


Рис. 20. Теплоизоляция углового вертикального стыка панелей слоистых стен

1 — утепляющий вкладыш; *2* — дополнительный слой утеплителя повышенной эффективности в торцовых участках стеновых панелей; *3* — утопленный и перфорированный участок внутреннего слоя панели; *4* — бетон замоноличивания

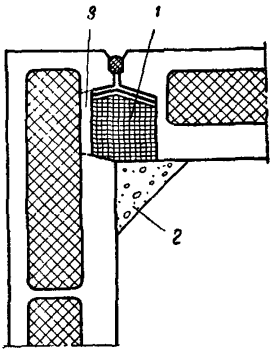


Рис. 21. Теплоизоляция вертикального углового стыка наружных стен с устройством утепляющего скоса

1—утепляющий вкладыш; *2*—бетонный скос; *3* — утопленный и перфорированный участок внутреннего слоя панели

ди стен; степень утепления и размеры участков утепления определяются расчетом температурного поля угла (рис. 20);

б) устройством бетонных скосов, улучшающих распределение температур на поверхности стен в углу (рис. 21); величина скоса определяется по расчету температурного поля угла, но должна быть не менее 25 *см* по гипотенузе;

в) размещением вблизи углов стояков центрального отопления.

6.28. Температурный режим стыков наружных стен с совмещенными крышами рекомендуется улучшать путем увеличения сопротивления теплопередаче примыкающих к стыку участков стен и крыш (рис. 22).

6.29. Для обеспечения требуемой звукоизоляции помещений швы в сопряжениях между панелями должны быть заполнены раствором или упругими материалами, обеспечивающими плотность сопряжений. В торцах панелей внутренних стен должны предусматриваться ограничители, обеспечивающие минимальную толщину шва в вертикальных стыках не менее 10 *мм*. Горизонтальные швы должны устраиваться по точно установленным маякам.

Рекомендуется предусматривать заведение панелей внутренних поперечных стен в пазы между торцами стен, к которым они примыкают, а также опирание перекры-

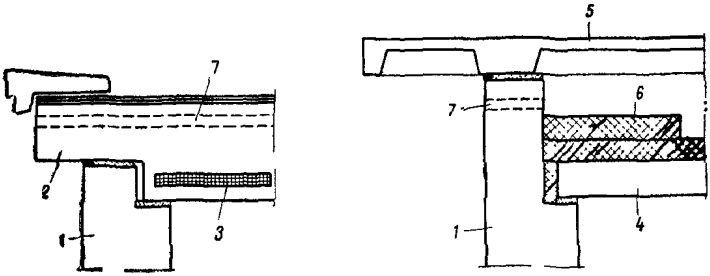


Рис. 22. Теплоизоляция горизонтального стыка наружных стен с панелями совмещенных и раздельных крыш

1 — панель наружной стены; *2* — однослойная панель совмещенной крыши; *3* — утепляющий вкладыш в торцовой части панели; *4* — панель перекрытия; *5* — подкровельная панель; *6* — дополнительный слой утеплителя; *7* — вентиляционный канал

тий на стены по всему их периметру. В местах примыканий перекрытий к самонесущим стенам стыки должны быть надежно уплотнены упругими прокладками.

Отверстия для пропуска труб должны обеспечивать плотную заделку мест сопряжений упругими материалами и исключать появление в них сквозных трещин в процессе эксплуатации дома.

7. БАЛКОНЫ И КАРНИЗЫ

7.1. В крупнопанельных зданиях рекомендуется применение следующих способов закрепления балконов:

а) в зданиях с несущими стенами:

защемление балконных плит в несущие стены с уравновешиванием опрокидывающего момента весом выше-

стоящей стены; в этом случае должны предусматриваться связи, обеспечивающие устойчивость балконной плиты в процессе монтажа здания (рис. 23, *а*);

устройство балкона в виде консольного выноса панели перекрытия, если это допускают климатические условия района строительства и материал перекрытия (по требованиям теплоизоляции и долговечности). Конструктивное решение опорного узла балкона должно обес-

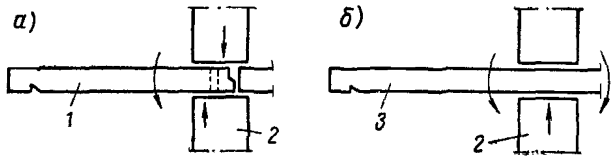


Рис. 23. Схема сопряжения балкона с несущими наружными стенами

1 — балконная плита; 2 — панель наружной стены; 3 — консольный вынос панели перекрытия

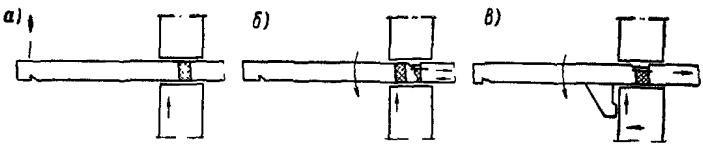


Рис. 24. Схема сопряжения балкона с самонесущими наружными стенами

печивать передачу вертикальной нагрузки от вышестоящих стен на нижние (рис. 23, *б*);

б) в зданиях с самонесущими наружными стенами:

опирание балконных плит на наружные стены и специальные подвески к внутренним стенам или крыше (*рис. 24, а*);

опирание балконных плит на наружные стены с уравновешиванием опрокидывающего момента горизонтальными связями, обеспечивающими защемление их в перекрытие (рис. 24, *б*); для уменьшения величины горизонтальных усилий в связях, обеспечивающих защемление, рекомендуется усилия сжатия передавать на на-

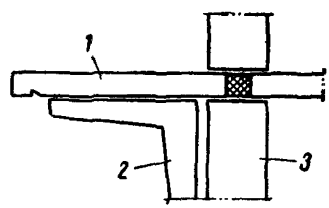


Рис. 25. Схема сопряжения балкона с навесными наружными стенами

1 — балконная плита; 2 — стойка; 3 — навесная стена

ружную стену, для чего предусматривать специальные вертикальные выпуски из балконных плит (рис. 24, *в*);

в) в зданиях с ненесущими (навесными) наружными стенами рекомендуется опирать балконные плиты на приставные стенки или колонны, опертые на наружные

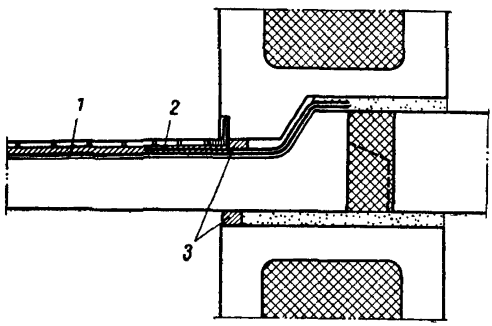


Рис. 26. Схема гидроизоляции сопряжения балконной плиты с наружной стеной

1 — гидроизоляционный ковер; *2* — дополнительный слой рулонной гидроизоляции; *3* — герметик

участки фундаментов внутренних несущих конструкций (рис. 25).

7.2. Узлы сопряжений балконных плит с наружными стенами должны обеспечивать надежную теплоизоляцию и проверяться при проектировании расчетом тепловых полей.

7.3. Сопряжения балконных плит с наружными стенами должны быть надежно защищены от протеканий. С этой целью рекомендуется устройство в балконной плите противодождевого барьера с уступом или гребнем, аналогичными принимаемым в горизонтальных стыках панелей стен (рис. 26).

Для герметизации стыков балконов должны применяться материалы, принятые для заделки стыков между панелями наружных стен.

7.4. Гидроизоляция (мастичная или рулонная), устраиваемая под полом балкона, должна переходить в стык балконной плиты с наружной стеной и перекры-

ваться в зоне стыка дополнительным гидроизоляционным слоем шириной не менее 400 *мм*.

7.5. В зданиях с наружным водостоком рекомендуется проектировать карнизы в виде консольного выноса панели крыши либо ее верхнего кровельного железобетонного элемента. Допускается применение специальных карнизных элементов, анкеруемых к панелям крыши или стенам. Вынос карниза при организованном наружном водоотводе должен быть не менее 400 *мм*.

Применение неорганизованного водостока не рекомендуется. Здания выше 5 этажей следует проектировать с внутренним водостоком без карнизов.

7.6. Минимальная марка бетона балконных плит и элементов карниза принимается по морозостойкости, а в районах и подрайонах, перечисленных в п. 3.8, — марки 50.

ПРИЛОЖЕНИЕ I

Порядок учета нагрузок и воздействий при расчете конструкций жилых крупнопанельных зданий

Проверяемые расчетом конструкции здания	Расчетные сочетания нагрузок и воздействий	Коэффициенты перегрузки для учитываемых в расчете нагрузок							
		постоянных		временных длительных	кратковременных				
		собственный вес бетонных, железобетонных, металлических и деревянных конструкций здания	теплоизоляционные, звукоизоляционные и штукатурные слои, стяжки, засыпки и т. п.	несущие перегородки (в том числе шкафные), положение которых может со временем меняться	нагрузки на перекрытия в квартирах от веса людей, мебели и подобного легкого оборудования, а также в чердачных помещениях	нагрузки на лестницы и перекрытия в вестибюлях и коридорах	снеговая нагрузка	ветровая нагрузка	коэффициент изменчивости модуля деформации грунта и среднее значение модуля деформации грунта
Расчет по первому предельному состоянию (по несущей способности конструкций)									
Фундаменты, стеновые панели и их стыковые соединения, работающие на сжатие	Первое основное	1,1	1,2	1,1	1,4к	1,3к	—	—	—
	Второе основное	1,1	1,2	1,1	—	—	—	1,2	—
	Первое дополнительное	1,1	1,2	1,1	0,9·1,4к	0,9× ×1,3к	0,9× ×1,4	0,9× ×1,2	—
	Второе дополнительное	1	1	1	0,5к	0,5к	—	—	$\alpha=2$ $E=150$ кг/см²
Стеновые панели и их горизонтальные стыковые соединения при расчете на усилия растяжения или сдвига	Основное	0,9	0,9	0,9	—	—	—	1,2	—
	Дополнительное	1	1	1	0,5к	0,5к	—	—	$\alpha=2$ $E=150$ кг/см²

Вертикальные стыковые соединения стеновых панелей при расчете их на растяжение	Дополнительное	1	1	1	0,5к	0,5к	—	—	$\alpha=2$ $E=150$ кг/см²
То же, на сдвиг	Основное	—	—	—	—	—	—	1,2	—
	Дополнительное	1	1	1	0,5к	0,5к	—	1,2·0,8	$\alpha=2$ $E=150$ кг/см²
Работающие на растяжение стыковые соединения наружных стен с внутренними конструкциями	Основное	1,1	1,2	1,1	0,9·1,4к	0,9× ×1,3к	0,9× ×1,4	1,2× ×0,9*	$\alpha=2$ $E=150$ кг/см²
Панели перекрытий и стыковые соединения между ними	Основное	1,1	1,2	1,1	1,4	1,3	—	—	—
	Первое дополнительное	1,1	1,2	1,1	0,9·1,4	0,9× ×1,3	—	0,9·1,2	—
	Второе дополнительное	1	1	1	0,5	0,5	—	—	$\alpha=2$ $E=150$ кг/см²
Кровельные панели и стыковые соединения между ними	Основное	1,1	1,2	—	1,4	—	1,4	—	—
Лестничные площадки, марши, балконы	Основное	1,1	1,2	—	—	1,3	—	—	—

Расчет по второму предельному состоянию (по деформациям и перемещениям)

Определение средних осадок здания	Основное	1	1	1	0,5к	0,5к	—	—	$\alpha=1$
Проверка неравномерности осадок фундаментов	Основное	1	1	1	0,5к	0,5к	—	—	α (см. прим. 5)
Прогибы панелей перекрытий	Основное	1	1	1	1	1	—	—	—

Проверяемые расчетом конструкции здания	Расчетные сочетания нагрузок и воздействий	Коэффициенты перегрузки для учитываемых в расчете нагрузок							
		постоянных		временных длительных	кратковременных				
		собственный вес бетонных, железобетонных, металлических и деревянных конструкций здания	теплоизоляционные, звукоизоляционные и штукатурные слои, стяжки, засыпки и т. п.	ненесущие перегородки (в том числе шкафные), положение которых может со временем меняться	нагрузки на перекрытия в квартирах от веса людей, мебели и подобного легкого оборудования, а также в чердачных помещениях	нагрузки на лестницы и перекрытия в вестибюлях и коридорах	снеговая нагрузка	ветровая нагрузка	коэффициент изменчивости модуля деформации грунта и среднее значение модуля деформации грунта
Расчет по третьему предельному состоянию (по трещиностойкости)									
Стеновые панели	Дополнительное	1	1	1	0,5к	0,5к	—	—	$\alpha=2$ $E=150$ кг/см²
Панели перекрытий	Основное	1	1	1	1	1	—	—	—

* Аэродинамический коэффициент принимается равным 0,6 (отсос ветра).

Примечания: 1. Величины нормативных временных нагрузок принимаются по СНиП II-А.11-62; нормативные величины постоянных нагрузок определяются по проектным данным.

2. Коэффициент K принимается по табл. 5 СНиП II-А.11-62.

3. При проверке прочности и устойчивости конструкции здания в процессе его возведения расчет производится по расчетным нагрузкам, коэффициенты перегрузки которых для всех учитываемых в расчете нагрузок, кроме собственного веса, снижаются на 20%.

4. При расчете сборных конструкций здания на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, собственный вес элемента следует вводить с коэффициентом динамичности 1,5, при этом коэффициент перегрузки к собственному весу не учитывается.

5. Расчетные значения коэффициента α, определяющего изменчивость сжимаемости основания в горизонтальном направлении, принимаются по указаниям приложения IV.

Для тех приведенных в таблице сочетаний нагрузок и воздействий, для которых коэффициент α не проставлен (прочерк), при определении усилий в конструкциях здания сжимаемость основания и ее изменчивость не учитываются.

ПРИЛОЖЕНИЕ II

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ СТЕН

Общие указания

1. Крупнопанельные стены должны быть рассчитаны согласно настоящему приложению, а также в соответствии с требованиями главы СНиП II-В.1-62 «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» и «Указаний по проектированию конструкций из ячеистых бетонов» СН 287—65.

2. Конструктивные решения панелей, правила расчета которых рассматриваются в данном приложении, а также минимальные марки применяемых материалов и защита от коррозии арматуры и закладных деталей должны удовлетворять требованиям, приведенным в «Указаниях по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов».

3. Площадь сечения продольной рабочей арматуры, учитываемой при расчете железобетонных стеновых панелей на сжатие, должна быть с каждой стороны панели не менее (в % от площади сечения бетона):

а) в панелях, гибкость которых $l_0 : h \leqslant 24 (l_0 : r \leqslant 83)$ при марке бетона 200 и ниже — 0,1, при марке бетона 250—400 — 0,15;

б) в панелях, гибкость которых $l_0 : h > 24 (l_0 : r > 83)$ из бетонов всех марок — 0,25,

где l_0 — расчетная длина (высота) стен согласно п. II.19 *;

h — толщина сплошной панели;

r — радиус инерции пустотелой или ребристой панели.

Бетонные панели, имеющие меньшую площадь сечения арматуры, должны быть армированы в соответствии с разделами 3 и 4 указаний.

Примечания: 1. В железобетонных стеновых панелях из ячеистого бетона марок 50 и 75 минимальный процент армирования допускается принимать равным 0,05 для арматуры, расположенной с каждой стороны панели.

2. При расчете стен на изгиб в своей плоскости разрешается учитывать арматуру независимо от процента армирования.

---

* В ссылках на пункты, таблицы и формулы первая цифра обозначает номер приложения.

Таблица 1

Расчетные и нормативные сопротивления бетона панелей для стен в *кг/см²*

Вид напряженного состояния	Обозначение	Вид бетона	Тип панелей	Расчетные сопротивления в *кг/см²* бетона проектных марок								
				25	35	50	75	100	150	200	250	300
			Расчетные сопротивления									
Сжатие осевое	$R_{пр}$	Тяжелый и легкий цементные бетоны	Железобетонные	—	—	20	30	44	65	80	105	130
			Бетонные	—	—	18	27	40	60	70	95	115
		Тяжелый силикатный бетон	Железобетонные	—	—	—	—	—	49	61	75	89
			Бетонные	—	—	—	—	—	44	55	67	80
		Автоклавный ячеистый бетон (цементный и силикатный)	Железобетонные	—	—	13	20	27	39	—	—	—
			Бетонные	6	9	12	18	24	35	—	—	—
		Крупнопористый бетон	Бетонные	—	—	14,5	21,5	29	41	—	—	—
Растяжение	$R_р$	Тяжелый и легкий цементные бетоны	Железобетонные	—	—	2,7	3,6	4,5	5,8	7,2	9	10,5
			Бетонные	—	—	2,4	3,2	4	5,2	6,4	8,1	9,5
		Тяжелый силикатный бетон	Железобетонные	—	—	—	—	—	5,2	6,4	7,2	8,4
			Бетонные	—	—	—	—	—	4,7	5,8	6,5	7,5
		Автоклавный ячеистый бетон (цементный и силикатный)	Железобетонные	—	—	1,3	1,8	2,2	2,8	—	—	—
			Бетонные	0,7	1,0	1,2	1,6	1,9	2,5	—	—	—

Продолжение табл. 1

Вид напряженного состояния	Обозначение	Вид бетона	Тип панелей	Нормативные сопротивления в $кг/см^2$ бетона проектных марок								
				25	35	50	75	100	150	200	250	300
Нормативные сопротивления												
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R^{н}_{пр}$	Бетоны всех видов	—	20	28	40	60	80	115	145	175	210

Примечания: 1. Расчетные сопротивления бетона стеновых панелей, изготовляемых в вертикальном положении, а также методом вибропроката, принимаются по табл. 1 с умножением на коэффициент условий работы 0,85, а для панелей из ячеистого бетона — 0,75.

2. При расчете прочности стеновых панелей для простенков с площадью сечения менее 0,1 $м^2$ значения расчетного сопротивления бетона сжатию должны умножаться на коэффициент условий работы 0,8, а для простенков бетонных панелей из ячеистого бетона — 0,65.

3. При определении расчетных сопротивлений бетона, приведенных в табл. 1, приняты нормативные сопротивления бетона и коэффициенты однородности в соответствии с указаниями СНиП II-А.10-62.

4. При определении расчетных сопротивлений тяжелого силикатного, ячеистого и крупнопористого бетона панелей учтен коэффициент условий работы 0,85.

5. Расчетные сопротивления ячеистого бетона приведены в табл. 1 при средней влажности бетона 15%.

6. Для легких бетонов, изготовленных на заполнителях из перлита, значения расчетных сопротивлений растяжению, приведенные в табл. 1, умножаются на коэффициент 0,6.

7. Проектная марка ячеистых бетонов определяется по п. 3.1 СН 287—65.

4. Отношение $l_0 : h$ несущих и самонесущих стен из бетонных панелей при однорядной разрезке должно быть не более:

для панелей из тяжелого и легкого цементного или силикатного бетона — 24,

для панелей из ячеистого бетона — 18.

При двухрядной разрезке несущих и самонесущих стен для панелей из всех видов бетонов отношение $l_0 : h$ должно быть не более:

при сварных соединениях в монтажном горизонтальном шве — 18,

при отсутствии сварных соединений — 12.

Примечание. Для ребристых панелей принимается условная величина $h=3{,}5r$, где r — радиус инерции сечения.

Расчетные сопротивления

5. Расчетные сопротивления сжатию $R_{пр}$ и растяжению $R_р$ бетонов, применяемых для крупных панелей, принимаются по табл. II.1.

Расчетные сопротивления сжатию при изгибе принимаются равными $R_и = 1{,}25R_{пр}$.

Расчетное сопротивление срезу $R_{ср}$ по горизонтальным монтажным швам для стен из панелей всех видов при растворе марки 50 и выше принимается равным $R_{ср} = 1{,}6$ *кг/см*^{2}.

6. Расчетные сопротивления арматуры принимаются для панелей из тяжелых бетонов и легких бетонов марки выше 100 по указаниям СНиП II-В.1-62 (табл. 4) и для панелей из ячеистых бетонов по указаниям СН 287—65.

Для панелей из легких бетонов марки 100 и ниже расчетные сопротивления арматуры принимаются:

а) сжатой $R_{а.с}=2100$ *кг/см*^{2} независимо от класса и марки стали;

б) продольной растянутой $R_а$ и поперечной арматуры $R_{а.х}$ по СНиП II-В.1-62 (табл. 4) с учетом дополнительных коэффициентов условий работы $m_а$, приведенных в табл. II.2.

Таблица 2

Коэффициенты условий работы растянутой и поперечной арматуры в легких бетонах марки 100 и ниже

Вид арматурной стали	Диаметр стержней в *мм*	Коэффициенты условий работы арматуры $m_а$ при проектной марке легкого бетона		
		50	75	100
Горячекатаная периодического профиля класса А-II	10—12	0,95	1,0	1,0
	14—16	0,80	0,85	1,0
То же, класса А-III	6—8	0,90	1,0	1,0
	10—12	0,75	0,85	1,0
	14—16	0,60	0,70	0,90
Проволока обыкновенная	3—5,5	0,70	0,75	0,80
	6—8	0,80	0,90	1,0
Горячекатаная круглая (гладкая) сталь класса А-I	6—10	0,65	0,75	1,0

Примечания: 1. При применении для поперечной арматуры стали периодического профиля класса А-II или А-III значения коэффициентов $m_а$ могут быть увеличены на 10%.

2. Учет арматуры в расчете на прочность панелей из крупнопористого бетона не допускается.

7. При расчете пустотелых и ребристых панелей (если учитывается сечение не только ребер, но и плиты между ними) расчетные сопротивления бетона сжатию принимаются по табл. II.1 с умножением на коэффициент условий работы:

а) для бетонных пустотелых панелей, при пустотности 20% и менее, $m_1 = \mu_1$;

б) то же, при пустотности более 20%, $m_1 = 0{,}9\,\mu_1$;

в) для бетонных ребристых панелей $m_1 = 0{,}7$.

Коэффициент μ_1 зависит от формы и размеров пустот, а также технологии изготовления панелей и устанавливается испытанием опытных панелей. При отсутствии опытных данных принимается

$$\mu_1 = \frac{F_{нт}}{F_{бр}}, \qquad (1)$$

где $F_{нт}$ — площадь сечения панели за вычетом сечения пустот (площадь нетто);

$F_{бр}$ — полная площадь сечения (площадь брутто).

При расчете пустотелых бетонных панелей учитывается площадь сечения за вычетом пустот и, кроме того, расчетное сопротивление уменьшается умножением на коэффициент m_1.

Железобетонные пустотелые и ребристые панели должны быть рассчитаны по указаниям главы СНиП II-В.1-62 и должны быть армированы поперечной арматурой, обеспечивающей совместную работу стенок и ребер панели.

Несущая способность железобетонных пустотелых и ребристых панелей определяется с применением коэффициента условий работы $m_1 = 0{,}9$.

Модули деформаций, коэффициенты линейного расширения

8. Начальный модуль деформаций (модуль упругости) бетона панелей E_0 принимается по табл. II.3.

9. Модуль деформации сжатия $E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$ (где σ — напряжение и ε — относительная деформация) при напряжениях, не превышающих расчетных, при учете совместной работы конструкций из различных материалов принимается:

а) при определении деформаций от кратковременных нагрузок

$$E = 0{,}85E_0; \qquad (2)$$

б) при определении величины полных деформаций, при длительном приложении нагрузки

$$E = \frac{E_0}{\eta}, \qquad (3)$$

где $\eta = 3$ — для тяжелого, легкого или силикатного бетона;

$\eta = 3{,}5$ — для автоклавного ячеистого бетона.

Примечания: 1. В случае, если при расчете неблагоприятные результаты получаются при учете меньших величин модулей деформаций, значения E уменьшаются на 30%.

2. При учете длительной неравномерной осадки принимаются:

η — для тяжелого, легкого или силикатного бетонов;

$\eta = 2{,}5$ — для автоклавного ячеистого бетона.

Таблица 3

Начальные модули деформации (модули упругости) бетона при сжатии E_0 кг/см²

Проектная марка бетона	Начальные модули деформаций E_0 в кг/см²									
	тяжелого (кроме крупнопористого)		легкого (кроме крупнопористого)				ячеистого автоклавного		крупнопористого	
			на искусственных крупных и мелких заполнителях		на естественных крупных и мелких заполнителях					
			при объемном весе крупного заполнителя в кг/м³							
	цементного	силикатного	>700	300—700	>700	300—700	цементного	силикатного	тяжелого	легкого
25	—	—	—	—	—	—	17 000	14 000	—	—
35	—	—	—	—	—	—	25 000	20 000	—	—
50	—	—	70 000	50 000	50 000	40 000	38 000	30 000	70 000	30 000
75	—	—	95 000	65 000	65 000	50 000	50 000	40 000	100 000	50 000
100	190 000	—	110 000	80 000	80 000	65 000	75 000	60 000	130 000	—
150	230 000	110 000	130 000	100 000	100 000	80 000	100 000	80 000	—	—
200	265 000	135 000	150 000	115 000	115 000	95 000	—	—	—	—
250	290 000	160 000	165 000	125 000	125 000	—	—	—	—	—
300	315 000	185 000	180 000	135 000	135 000	—	—	—	—	—

Примечание. Начальные модули деформаций легкого бетона принимаются отличными от табличных значений в следующих случаях:

а) если мелкий заполнитель бетона — кварцевый песок, величины модулей деформаций легкого бетона умножаются на коэффициент 1,3, а при применении в легких бетонах заполнителей из перлита — на коэффициент 0,85;

б) если бетон подвергнут автоклавной обработке, а также если крупный заполнитель имеет объемный вес менее 300 кг/м², — по экспериментальным данным;

в) если имеются обоснованные экспериментальные данные по бетону с местными заполнителями независимо от их вида и объемного веса — по этим экспериментальным данным;

г) модуль деформаций тяжелого бетона в панелях, изготовленных в вертикальных кассетах, принимается равным 0,7 от модуля деформаций тяжелого бетона.

10. Коэффициенты линейного расширения ($град^{-1}$) при изменении температуры на 1° принимаются равными:

для тяжелого бетона $\alpha=0{,}00001$;

для легкого бетона:

а) на искусственных пористых заполнителях (керамзитобетон, перлитобетон и аглопоритобетон) $\alpha=0{,}000007$;

б) на естественных пористых заполнителях, на искусственном крупном заполнителе и кварцевом песке, а также для термозитобетона $\alpha=0{,}00001$;

для ячеистого бетона $\alpha=0{,}000008$.

Указания по учету нагрузок и эксцентрицитетов

11. При расчете однослойных панелей в пределах каждого этажа положение усилий от вертикальных нагрузок определяется по следующим правилам:

а) усилие от нагрузок верхних этажей считается приложенным по оси площади контакта между панелями в горизонтальном шве (без учета участка шва, не заполненного раствором);

б) усилие от нагрузки перекрытия над данным этажом принимается приложенным на расстоянии одной трети глубины заделки настила от внутренней грани стены;

в) усилия от консольных балконов, заделанных в стену, принимаются приложенными с эксцентрицитетом, равным расстоянию от равнодействующих всех нагрузок на балкон до центра тяжести рассчитываемого сечения;

г) усилие от балкона, несущие элементы которого осуществлены как консоль междуэтажного перекрытия, принимается приложенным по оси плоскости контакта между несущими элементами балкона и панели (без учета участка шва, не заполненного раствором);

д) нагрузка от собственного веса панели в пределах рассматриваемого этажа считается приложенной в центре тяжести панели.

При расчете панелей учитывается, по указаниям п. II.13, случайный (дополнительный) эксцентрицитет, который суммируется с эксцентрицитетом равнодействующей всех усилий.

12. При расчете многослойных панелей эксцентрицитеты усилий, приложенных к сечению, определяются по следующим правилам:

а) при «жестком» соединении слоев (п. II.25) — так же, как и для однослойных панелей (см. п. II.11), причем эксцентрицитеты всех усилий определяются по отношению к оси приведенного сечения стены (п. II.28). В стенах с несимметричным расположением слоев положение равнодействующей нагрузок от собственного веса не совпадает с осью приведенного сечения и в этом случае эксцентрицитет усилия от собственного веса панели в данном этаже равен расстоянию между точкой приложения равнодействующей и центром тяжести приведенного сечения.

Случайный эксцентрицитет суммируется с величиной эксцентрицитета равнодействующей всех усилий. Величина случайного эксцентрицитета определяется по указаниям п. II.13;

б) при «нежестком» соединении слоев (п. II.25) все нагрузки (включая нагрузки от верхних этажей) учитываются без перераспределения между слоями. Каждый слой воспринимает все нагрузки, переданные на этот слой панелями верхнего этажа; эти нагрузки считаются приложенными по оси слоя. Нагрузка от перекрытия над

данным этажом считается приложенной только к слою, на который это перекрытие опирается; точка приложения усилия принимается на расстоянии $^1/_3$ a от внутреннего края стены (где a — глубина заделки).

Усилие на каждый слой от балконной нагрузки определяется расчетом в зависимости от способа опирания балкона. Нагрузка от собственного веса утеплителя принимается распределенной на два несущих слоя пропорционально их сечению; усилия от этой нагрузки считаются приложенными по оси каждого слоя. Случайный эксцентрицитет при расчете каждого слоя принимается по указаниям п. II, 13.

13. Величина случайных эксцентрицитетов в уровне перекрытий и размеры опорных площадок панелей перекрытий должны определяться с учетом допусков на изготовление, монтаж и разбивку осей в соответствии с расчетом точности по указаниям главы СНиП I-А.4-62, но не менее 1 *см*.

Если при проектировании не имеется данных, необходимых для расчета точности, то эксцентрицитет равнодействующей всех вертикальных сил в узле должен суммироваться с дополнительным случайным эксцентрицитетом, равным 2 *см* — при расчете несущих стен и 1 *см* — при расчете самонесущих стен, а также отдельных слоев трехслойных или двухслойных панелей несущих стен. Если перекрытия опираются по контуру на внутренние и наружные стены, то при расчете наружных продольных стен принимается случайный эксцентрицитет, равный 1 *см*.

При опирании перекрытий на консоли панелей, если горизонтальный шов между панелями стены расположен в уровне верха перекрытий, случайный эксцентрицитет принимается равным 1 *см*.

14. Изгибающий момент, возникающий в панелях наружных стен, изгибаемых по вертикальному пролету между перекрытиями при действии ветровой нагрузки, определяется по п. III.14.

Расчет стен на сжатие

15. Железобетонные панели (однослойные и многослойные с жестким соединением слоев, п. II.25) рассчитываются по указаниям пп. 7.46—7.51 главы СНиП II-В.1-62, а из ячеистого бетона — по указаниям СН 287—65.

16. Расчет на вертикальные нагрузки производится с учетом длительного приложения части нагрузки.

Влияние ползучести учитывается условным увеличением усилия, на которое проводится расчет. Величина приведенной (условной) продольной силы $N_п$ определяется по формуле

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_к, \qquad (4)$$

где $N_{дл}$ — расчетная продольная сила от длительно действующей части нагрузки (от собственного веса стен и перекрытий);

$N_к$ — расчетная продольная сила от кратковременно действующей части нагрузки (от временной нагрузки на перекрытия, ветра и снега);

$m_{дл}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на несущую способность гибкого элемента, принимаемый по табл. II.4.

Примечание. Для упрощения расчета стен жилых зданий разрешается относить полезную и снеговую нагрузку к длительно действующим.

Таблица 4

Значения коэффициентов φ и $m_{дл}$, принимаемых при расчете панелей

Гибкость		Для стен однорядной разрезки при любой прочности раствора и стен двухрядной разрезки при прочности раствора 25 кг/см² и более				Для стен двухрядной разрезки из бетона всех видов при прочности раствора менее 25 кг/см²
		из тяжелого бетона		из легкого цементного бетона всех видов, из силикатного бетона, из ячеистого бетона		
l_0/h	l_0/r	φ	$m_{дл}$	φ	$m_{дл}$	φ
4	14	1,00	1,00	1,00	1,00	0,94
5	17,5	0,99	1,00	0,98	1,00	0,91
6	21	0,98	1,00	0,95	1,00	0,88
7	24,5	0,97	1,00	0,93	1,00	0,84
8	28	0,95	1,00	0,90	1,00	0,80
9	31,5	0,94	0,98	0,87	0,98	0,76
10	36	0,92	0,96	0,84	0,96	0,72
11	38,5	0,90	0,94	0,82	0,93	0,68
12	42	0,88	0,92	0,79	0,90	0,64
13	45,5	0,87	0,90	0,76	0,88	0,61
14	49	0,85	0,88	0,73	0,85	0,57
15	52,5	0,83	0,86	0,71	0,83	0,53
16	56	0,81	0,84	0,68	0,80	0,50
17	59,5	0,79	0,82	0,66	0,78	0,47
18	63	0,77	0,80	0,63	0,75	0,45
20	70	0,73	0,75	0,58	0,70	0,40
22	76	0,69	0,71	0,53	0,65	0,36
24	83	0,65	0,67	0,48	0,60	0,31
26	90	0,61	0,63	0,45	0,55	0,29
28	97	0,57	0,59	0,42	0,50	0,27
30	104	0,53	0,55	0,39	0,45	0,25
32	111	0,48	0,51	0,36	0,40	0,23
34	118	0,44	0,47	0,32	0,35	0,21
36	125	0,39	0,43	0,29	0,30	0,19
38	132	0,36	0,39	0,26	0,25	0,17
40	139	0,31	0,34	0,23	0,20	0,15
42	146	0,29	0,30	0,21	0,15	0,14
44	153	0,25	0,26	0,19	0,13	0,12
46	160	0,21	0,22	0,16	0,11	0,10
48	166	0,19	0,18	0,14	0,09	0,09
50	173	0,17	0,14	0,13	0,07	0,08
52	180	0,15	0,10	0,11	0,05	0,07
54	187	0,13	0,06	0,10	0,03	0,06

Примечания: 1. Коэффициенты φ и $m_{дл}$ при гибкостях панелей, превышающих указанные в п. II.4, приведены для случая расчета многослойных стен с учетом гибкости отдельных слоев по указаниям п. II.30 «б».

2. Для стен двухрядной разрезки коэффициенты φ принимаются по последней графе табл. II.4 при расчете в стадии оттаивания замороженного раствора монтажных швов и последующего его твердения.

Расчет однослойных стеновых панелей

17. Расчет однослойных бетонных панелей на сжатие производится:

а) при малых эксцентрицитетах ($e_0 \leqslant 0{,}45y$) по формуле

$$N_{\text{п}} \leqslant \varphi_1 R_{\text{пр}} F \psi; \tag{5}$$

б) при больших эксцентрицитетах $0{,}6y > e_0 > 0{,}45y$ по формуле

$$N_{\text{п}} \leqslant \varphi_1 R_{\text{пр}} F \psi_1; \tag{6}$$

в) при эксцентрицитетах $0{,}8y > e_0 > 0{,}6y$, кроме расчета по формуле (II.6), требуется также проверка растянутой зоны по формуле (II.7)

$$N_{\text{п}} \leqslant \frac{\varphi_1 m_{\text{т}} R_{\text{р}} F}{\dfrac{F(h-y)e_0}{J} - 1}. \tag{7}$$

В формулах (II.5), (II.6) и (II.7):

e_0 — эксцентрицитет относительно центра тяжести сечения;

h — высота сечения (толщина панели);

φ_1 — зависит от гибкости панелей $l_0 : h$ и относительного эксцентрицитета $e_0 : h$ и определяется по формуле

$$\varphi_1 = k\varphi,$$

где φ — коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии, принимаемый по табл. II.4:

$$k = 1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_{\text{э}}} - 0{,}2\right);$$

$h_{\text{э}} = 3{,}46r_{\text{и}}$, а для прямоугольного сечения $h_{\text{э}} = h$;

$r_{\text{и}}$ — радиус инерции сечения в плоскости изгиба;

$m_{\text{т}}$ — коэффициент, принимаемый равным для обыкновенных и легких цементных бетонов $m_{\text{т}} = 1{,}75$; для тяжелых силикатных бетонов $m_{\text{т}} = 1{,}50$; для ячеистых и крупнопористых бетонов $m_{\text{т}} = 1$;

$R_{\text{р}}$ — расчетное сопротивление материала панели растяжению (см. табл. II.1);

F — площадь сечения;

J — момент инерции сечения;

y — расстояние от центра тяжести до края сечения в сторону эксцентрицитета;

ψ и ψ_1 — принимаются по табл. II.5;

$F_{\text{с}}$ — (см. п. II.18) — сжатая часть поперечного сечения.

18. При определении $F_{\text{с}}$ принимается прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне. При этом условии центр тяжести сжатой части сечения совпадает с точкой приложения внешней сжимающей силы $N_{\text{п}}$ и положение границы площади $F_{\text{с}}$ определяется из условия равенства нулю статического момента этой площади относительно ее центра тяжести. Для прямоугольного сечения $F_{\text{с}} = F\left(1 - \dfrac{2e_0}{h}\right)$.

19. При определении коэффициентов φ и $m_{\text{дл}}$ расчетная высота стен l_0 принимается по табл. II.6.

Таблица 5

Коэффициенты ψ и ψ_1 для бетонных элементов

Вид панелей	$e_0 \leqslant 0{,}45y$ ψ	$e_0 > 0{,}45\ y$ ψ_1
Из тяжелого или легкого бетона	а) для любого сечения	
	$\dfrac{1}{1+\dfrac{e_0}{h-y}}$	$1{,}25\dfrac{F_c}{F}$
	б) для прямоугольного сечения	
	$\dfrac{1}{1+\dfrac{2e_0}{h}}$	$1{,}25\left(1-\dfrac{2e_0}{h}\right)$
Из ячеистого и крупнопористого бетона	а) для любого сечения	
	$\dfrac{F_c}{F}$	$\dfrac{F_c}{F}$
	б) для прямоугольного сечения	
	$1-\dfrac{2e_0}{h}$	$1-\dfrac{2e_0}{h}$

Таблица 6

Расчетные высоты l_0 стен, принимаемые при определении коэффициентов продольного изгиба

Характер опирания стен	Расчетная высота l_0
На горизонтальные опоры (перекрытия)	H
По четырем сторонам (перекрытия и поперечные стены), если $B \leqslant 2H$	$0{,}9H$
По трем сторонам (перекрытия и одну поперечную стену), если $B \leqslant 1{,}5\ H$	$0{,}9H$

В таблице приняты следующие обозначения:

H — высота стены в пределах этажа за вычетом толщины железобетонной плиты перекрытия;

B — длина участка стены между вертикальными опорами, а при опирании по трем сторонам — расстояние между вертикальной опорой и свободным краем стены.

20. При расчете сечений, находящихся в пределах средней трети высоты стены (в пределах этажа), коэффициент φ и коэффициент $m_{дл}$ принимаются по табл. II.4, а при расчете сечений, находящихся в пределах крайних третей высоты, величины φ и $m_{дл}$ определяются линейной интерполяцией, принимая в опорных сечениях $\varphi=1$ и $m_{дл}=1$.

21. В бетонных панелях не допускается эксцентрицитет (с учетом случайного) более $0{,}7y$ — для панелей толщиной до 25 *см* и $0{,}8y$ — для панелей большей толщины.

22. При расчете здания на горизонтальную (ветровую) нагрузку в поперечных стенах (или на отдельных участках между проемами) возникают усилия, приложенные с эксцентрицитетом в направлении продольной оси стены. Одновременно вертикальные нагрузки создают усилия, приложенные с эксцентрицитетом в поперечном направлении. В этом случае разрешается следующий метод расчета на совместное действие этих нагрузок:

а) сжатая часть сечения, длина которой определяется при расчете на изгиб в плоскости стены, при действии одной лишь ветровой нагрузки делится на несколько (но не менее пяти) равных участков. Каждый из этих участков рассчитывается отдельно, причем в пределах каждого из них определяется среднее напряжение сжатия от действия ветровой нагрузки σ_i и усилие $N_i=\sigma_i F_i$, где F_i — площадь участка сечения;

б) нормальное усилие в сечении принимается равным сумме нормального усилия, возникающего на рассматриваемом участке от действия вертикальной нагрузки и усилия N_i от действия ветровой нагрузки;

в) изгибающий момент в поперечном направлении определяется в предположении одновременного действия усилия от вертикальной нагрузки, приложенной с учетом основного и случайного эксцентрицитетов, и усилия от ветровой нагрузки, приложенного с учетом случайного эксцентрицитета из плоскости стены;

г) часть сечения, растянутая при действии ветровой нагрузки, рассчитывается аналогично сжатой, делением на участки, согласно п. «а». Нормальное усилие на каждом участке равно разности усилий от вертикальной и от ветровой нагрузки.

Примечания: 1. Эпюра напряжений, возникающих при действии одной лишь ветровой нагрузки, принимается как для идеально упругого материала. Если на участке сечения стены при совместном действии вертикальной и ветровой нагрузки возникают растягивающие усилия, эти усилия должны быть восприняты арматурой, установленной в панели. В горизонтальном стыке выпуски арматуры из верхней и нижней панели должны быть сварены и замоноличены. При надлежащем конструктивном решении допускается вместо сварки арматуры панелей перекрывать горизонтальный стык арматурой, установленной в вертикальном стыке.

2. Если при расчете на горизонтальную нагрузку учитывается совместная работа продольных и поперечных стен, то применяется указанный в настоящем пункте метод расчета, причем включаемые в расчет участки стен, перпендикулярных направлению действия ветра, рассматриваются как площади F_i расчетного сечения. В этом случае вертикальный стык между продольной и поперечной стеной должен быть рассчитан по указанию п. II.45 на силу сдвига, возникающую при действии ветровой нагрузки.

23. При неравномерном распределении вертикальных усилий по длине стены (например, при совместном действии вертикальных и ветровых нагрузок) разрешается принимать в месте пересечения продольной и поперечной стен (в углу) коэффициент продольного из-

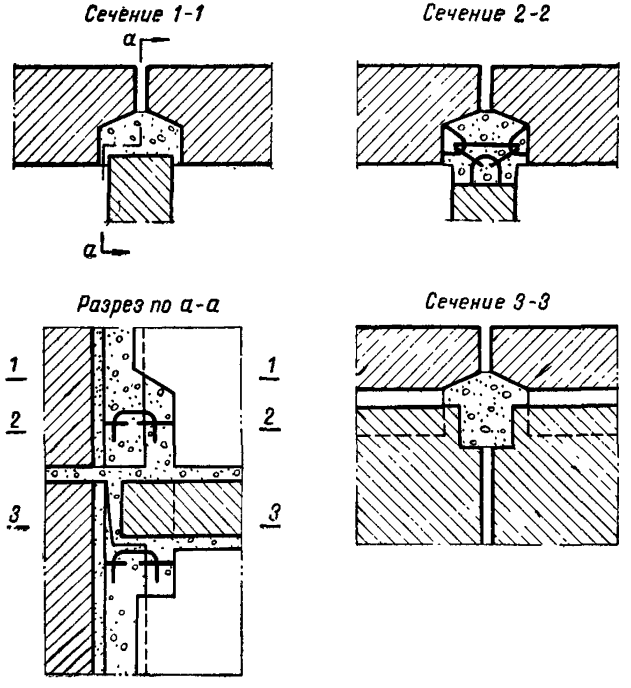


Рис. II.1. Схема стыка типа I

гиба $\varphi_1=1$. На расстоянии H от угла (где H — высота этажа) φ_1 принимается в соответствии с п. II.17. Для промежуточных вертикальных участков величина φ_1 принимается по интерполяции.

Указания настоящего пункта принимаются только при надежном взаимном соединении панелей продольных и поперечных стен, например, если торцовый край панели поперечной стены входит в стык между панелями продольных стен (рис. II.1 и II.2). В случае, если панель поперечной стены не доходит до стыка между панелями продольных стен (рис. II.3), соединение панелей должно осуществляться забетонированными металлическими связями, расположенными не реже чем в трех уровнях по высоте этажа, и вместе с тем на расстояниях, не превышающих $10h$ (где h — толщина стены).

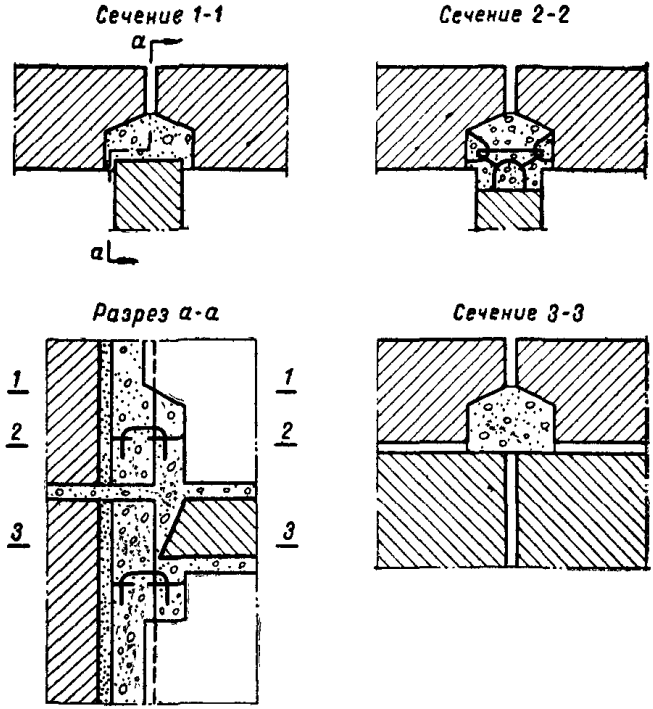


Рис. II.2. Схема стыка типа II

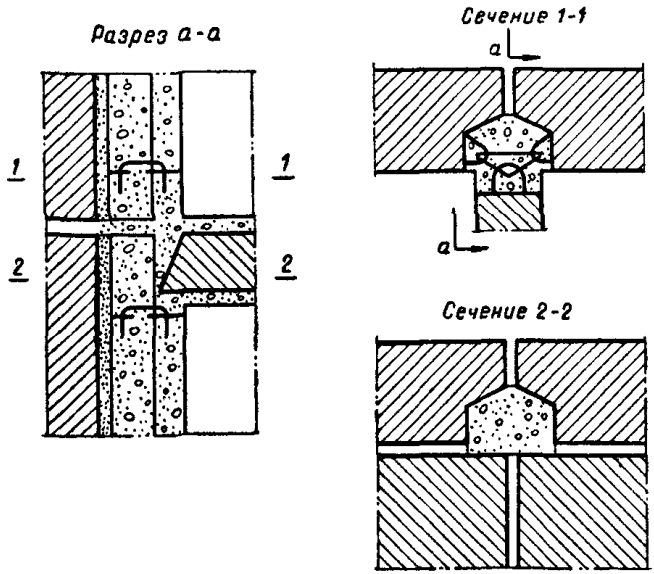


Рис. II.3. Схема стыка типа III

Расчет многослойных стеновых панелей

24. При расчете многослойных бетонных панелей на сжатие должны учитываться следующие правила:

а) в расчетное сечение входит полное сечение панели, если обеспечивается возможность перераспределения нагрузки между слоями («жесткое» соединение слоев, п. II.25);

б) если в горизонтальных швах стены не обеспечивается передача усилий на все сечение панели (например, при заполнении водо- и теплоизоляционными прокладками), площадь сечения опорного участка панели принимается равной площади контакта между панелями. Сечение панели на участках, удаленных на высоту $2h$ (где h — толщина панели) от горизонтального шва при «жестком» соединении слоев, учитывается в расчете полностью;

в) если соединение между слоями не является «жестким» и не может обеспечить распределение нагрузки по всему сечению панели, то каждый слой рассчитывается отдельно на воспринимаемые им нагрузки;

г) при расчете многослойных панелей разрешается учитывать в расчетном сечении слои, прочность которых составляет не менее 35 *кг/см*^{2}.

25. Соединение слоев в многослойных панелях рассматривается как «жесткое», если удовлетворяются следующие требования:

а) прочность теплоизоляционного слоя в трехслойных и двухслойных панелях не менее 35 *кг/см*^{2} и обеспечивается сцепление слоев при одновременном наличии металлических каркасов, связывающих слои и расположенных не реже чем через 100 *см*;

б) в трехслойных панелях при любой прочности среднего слоя и наличии сплошных вертикальных армированных поперечных диафрагм, выполненных из бетона марки не ниже 75 и расположенных не реже чем через 100 *см*.

В случаях, не удовлетворяющих указанным выше требованиям, соединение слоев в многослойных панелях рассматривается как «нежесткое». «Нежесткие» соединения осуществляются гибкими металлическими каркасами из нержавеющей стали или же отдельными железобетонными шпонками по конструктивным указаниям, приведенным в разделе 3 указаний.

26. В случаях, когда в расчетное сечение входят сечения нескольких слоев панели (например, при «жестком» соединении слоев), различная прочность и разные упругие свойства отдельных слоев учитываются при расчете на внецентренное сжатие приведением площади сечения и расчетного сопротивления многослойной стены к одному материалу. Расчет в этих случаях производится по указаниям пп. II.27, II.28.

27. Приведенное расчетное сопротивление многослойной бетонной панели определяется по формуле

$$R_{\text{пр}} = \frac{\Sigma m_i R_i F_i}{\Sigma F_i}, \qquad (8)$$

где F_i — площадь сечения слоя;

R_i — расчетное сопротивление материала слоя;

m_i — коэффициент условий работы слоя, учитывающий разницу деформационных свойств слоев панели.

Величины m_i приведены в табл. II.7. Коэффициент условий работы наиболее жесткого слоя, к которому приводится сечение, принимается равным $m_i = 1$.

Таблица 7

Коэффициент m_i

Материал слоя, к которому приводится сечение	Материал слоя i		
	легкий бетон марок 75 и выше	легкий бетон ниже марки 75	ячеистый цементный или силикатный бетон марок 35—75
Тяжелый бетон	0,8	0,7	0,4
Плотный силикатный бетон	—	—	0,5
Легкий бетон марок 75 и выше	1	0,8	0,6

28. При расчете на внецентренное сжатие многослойных бетонных панелей эксцентрицитет усилия определяется по отношению к центру тяжести сечения, приведенного к одному материалу. При приведении сечения толщина слоев принимается фактическая, а ширина слоев (вдоль стены) изменяется пропорционально отношению расчетных сопротивлений сжатию материала отдельных слоев, умноженному на коэффициент условий работы m_i (табл. II.7), по формуле

$$b_{пр} = b_i \frac{m_i R_i}{R_1}, \qquad (9)$$

где $b_{пр}$ — приведенная ширина слоя;
b_i — фактическая ширина слоя;
R_1 — расчетное сопротивление материала наиболее жесткого слоя, к которому проводится сечение;
R_i — расчетное сопротивление материала рассматриваемого слоя.

29. Расчет многослойных сечений бетонных панелей на внецентренное сжатие производится по формулам:

а) при малых эксцентрицитетах ($e_0 \leqslant 0{,}45y$ или $e_0 \leqslant 0{,}225h$)

$$N_п \leqslant \varphi_1 R_{пр} F \psi; \qquad (10)$$

б) при больших эксцентрицитетах ($0{,}6y \geqslant e_0 > 0{,}45y$ или $0{,}3h \geqslant e_0 > 0{,}225h$)

$$N_п \leqslant \varphi_1 R_{пр} F \psi_1; \qquad (11)$$

в) при эксцентрицитетах более $0{,}6y$ ($0{,}8y > e_0 > 0{,}6y$ или $0{,}4h > e_0 > 0{,}3h$), кроме расчета по формуле (II.11), требуется проверка растянутой зоны по формуле (II.7), в которой величина $R_р$ — расчетное сопротивление растяжению материала крайнего растянутого слоя панели.

При определении величин, входящих в формулы (II.10), (II.11) и (II.7), учитываются следующие особенности расчета многослойных стен:

а) e_0 определяется по отношению к центру тяжести приведенного сечения;

б) при больших эксцентрицитетах коэффициент ψ_1 принимается по табл. II.5 для материала более сжатого слоя; при этом в формулы, приведенные в табл. II.5, для определения ψ_1 вместо F и F_c подставляются $F_{пр}$ и $F_{с.пр}$ — площади сечения, приведенные к материалу более сжатого слоя. Величину $F_{с.пр}$ при $e_0 \geqslant 0{,}45y$ можно приближенно определять для тавровых приведенных сечений по формуле

$$F_{с\,пр} = 2(y - e_o)\,b, \qquad (12)$$

где y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения элемента до края сечения в сторону эксцентрицитета;

e_0 — эксцентрицитет по отношению к центру тяжести приведенного сечения;

b — ширина сжатой зоны приведенного сечения.

30. Коэффициенты φ_1 и $m_{дл}$ для двухслойных и трехслойных панелей определяются по следующим правилам:

а) при «жестком» соединении слоев для гибкости $l_0 : r$ (где r — радиус инерции всего сечения) и при эксцентрицитете нагрузки, принятом при расчете;

б) при «нежестком» соединении слоев по формулам:

$$\varphi_1 = \frac{\varphi' + \varphi''}{2}; \qquad (13)$$

$$m_{дл} = \frac{m'_{дл} + m''_{дл}}{2}, \qquad (14)$$

где φ' и $m'_{дл}$ определяются для гибкости $l_0 : r$ без учета эксцентрицитета (для случая центрального сжатия);

r — радиус инерции всего сечения;

φ''_1 и $m''_{дл}$ определяются для гибкости $l_0 : h_c$ (где h_c — толщина рассматриваемого слоя) и при эксцентрицитете нагрузки, принятом при расчете данного слоя.

Примечание. Не рекомендуется учитывать в расчете многослойных панелей в качестве несущих слои толщиной менее 50 *мм*.

Расчет однослойных и многослойных стеновых панелей в сечениях, примыкающих к горизонтальным растворным монтажным швам

31. Расчет опорных сечений панелей (в зонах, примыкающих к горизонтальным швам) производится с учетом прочности раствора швов и глубины заделки перекрытий. Если монтаж стен производится в зимних условиях (п. 1.9 указаний), то прочность раствора принимается по табл. II.8.

32. Сечения панелей (в зоне горизонтальных швов) рассчитываются по формуле (II.5) при $e_0 \leqslant 0{,}45y$ или по формуле (II.6) при $0{,}8y > e_0 > 0{,}45y$. Формула (II.7) в этом случае не применяется. Влияние горизонтальных швов и глубины заделки перекрытий учитывается коэффициентом условий работы $m_ш$, на который умножается правая часть формул (II.5) и (II.6).

Таблица 8

Прочность раствора R_2 при монтаже стен в зимних условиях

Вид раствора, способ производства работ	Прочность раствора	
	в момент оттаивания	через 28 дней после оттаивания и твердения при *положительной температуре*
Растворы с противоморозными добавками	25% от марки раствора[1]	Марка раствора
Искусственный обогрев раствора	В зависимости от режима обогрева с учетом указаний п. 10.9 СНиП II-В.2-62	Марка раствора
Метод замораживания с применением цементных растворов без химических противоморозных добавок (применяется в виде исключения в зданиях высотой не более 5 этажей)		На 1 ступень меньше марки раствора, при температуре замораживания от —4 до —20° С и на 2 ступени меньше при температуре ниже —20° С (*снижение прочности раствора может* компенсироваться соответствующим повышением его марки)

[1] Прочность зимнего раствора с добавками в возрасте менее 28 дней принимается равной 25% от прочности летнего раствора в том же возрасте.

Для панелей из силикатного бетона применение растворов с добавкой поташа не допускается.

Коэффициент условий работы $m_ш$ определяется по формуле

$$m_ш = 0{,}9\left[\left(1 - \frac{0{,}1}{0{,}25 + \frac{R_2}{R^н_{пр}}}\right)\frac{b_1 + b_2}{b} + \right.$$

$$\left. + 0{,}7\left(1 - \frac{b_1 + b_2}{b}\right)\frac{R_2}{R^н_{пр}}\right] \leqslant 0{,}8, \qquad (15)$$

где b_1 и b_2 — глубина заделки каждого из перекрытий, опирающихся на стену с обеих сторон.

При одностороннем опирании перекрытий на однослойные стены b_1 обозначает глубину заделки перекрытий, а b_2 — ширину остальной части горизонтального шва, заполненного раствором, за вычетом толщины вертикального шва у торца перекрытия; при трехслойных или двухслойных стеновых панелях ширина участка горизонтального шва b_2 определяется без учета слоев панелей, не воспринимающих нагрузки в сечениях, примыкающих к монтажным швам:

b — толщина однослойной панели стены или суммарная толщина слоев многослойных панелей, воспринимающих нагрузку в монтажных швах на участках, заполненных раствором;

$R^н_{пр}$ — нормативное сопротивление бетона сжатию (призменная прочность);

R_2 — кубиковая прочность раствора.

Если перекрытия не пересекают стену и нагрузка передается через заполненный раствором шов, то коэффициент условий работы $m_ш$ определяется по формуле

$$m_ш = 1 - \frac{0{,}1}{0{,}25 + \frac{R_2}{R^н_{пр}}} \leqslant 0{,}9. \qquad (16)$$

При расположении монтажного шва в уровне перекрытий, препятствующих перемещению стены (однорядная разрезка стены), расчет этого сечения производится с учетом случайного эксцентрицитета, но без учета коэффициентов продольного изгиба φ и ползучести $m_{дл}$

Если по высоте стены имеются монтажные швы между перекрытиями (двухрядная разрезка), то расчет в зоне монтажного шва производится с учетом случайного эксцентрицитета, коэффициентов продольного изгиба и ползучести.

Примечания: 1. Указания, приведенные в п. II.32, относятся к случаям, когда все монтажные швы заполнены раствором и толщина горизонтальных швов не превышает 20 *мм*, а зазор между торцами плит перекрытий 40 *мм*.

2. Нормативное сопротивление бетона сжатию $R^н_{пр}$ принимается по нижней строке табл. II.1.

3. Если торцы плит перекрытий не вертикальны, то прочность стеновых панелей должна быть проверена с учетом коэффициента $m_ш$ в двух уровнях — под перекрытием и над ним.

33. Для панелей, нижний и верхний участки которых усилены поперечным армированием (сетками), при расчете опорных сечений

(в зоне горизонтальных швов) принимается приведенное расчетное сопротивление, определяемое по формуле

$$R_{\text{прив}} = R_{\text{пр}} + \frac{\mu' R_{\text{а}}}{100} \leqslant 1{,}2R_{\text{пр}}, \qquad (17)$$

где $R_{\text{а}}$ — расчетное сопротивление поперечной арматуры, принимаемое по указаниям п. II.6;

μ' — процент армирования по объему для сеток с квадратными ячейками из арматуры сечением $f_{\text{а}}$ с размером ячейки c при расстоянии между сетками по высоте s

$$\mu' = \frac{2f_{\text{а}}}{cs} 100.$$

Поперечное армирование разрешается учитывать при прочности раствора в швах не менее 25 *кг/см*^{2} и при толщине шва не более 20 *мм*.

Поперечное армирование опорных торцов панелей должно состоять не менее чем из двух скрепленных между собой сеток с размером ячейки не более 70 × 70 *мм*. Расстояние между сетками не должно превышать 70 *мм*. Толщина защитного слоя сетки у торцов панели должна быть не более 5 *мм*.

Примечание. При толщине монтажного шва более 20 *мм* необходимо также армировать сеткой и растворный монтажный шов

34. При перекрытиях из пустотных настилов коэффициент условий работы $m_{\text{ш}}$, учитываемый при расчете опорных сечений панелей, определяется по формуле (II.15) с введением дополнительного понижающего коэффициента 0,7, при этом величина коэффициента $m_{\text{ш}}$ должна быть не более 0,55. Пустоты опорных участков настила должны быть тщательно заделаны бетоном в заводских условиях.

35. В панелях, имеющих оконные проемы, при расчете сечений, расположенных в уровне перекрытий, рассматривается участок сечения шириной, равной ширине простенка каждой панели.

При расчете этого участка сечения разрешается учитывать местный характер приложения нагрузки, принимая в расчетных формулах величину $R_{\text{см}}$ (п. II.36) вместо $R_{\text{пр}}$.

Расчет стен на местное сжатие

36. Расчет бетонных стеновых панелей на местное сжатие производится по пп. 6.11—6.13 главы СНиП II-В. 1-62. При этом для панелей из ячеистого или крупнопористого бетона коэффициент μ (п. 6.11) при неравномерном распределении местной нагрузки под концами балок, прогонов и перемычек принимается равным 0,5.

Коэффициенты γ_1 (п. 6.11 табл. 18) для панелей из ячеистого или крупнопористого бетона принимаются равными:

а) при расположении местной нагрузки в средней зоне горизонтального сечения панелей (рис. 8, *а, б, в*, приведенные в главе СНиП II-В.1-62) при учете только местной нагрузки $\gamma_1 = 1{,}2$, при учете местной и основной нагрузки $\gamma_1 = 1{,}5$;

б) при расположении местной нагрузки на краю сечения (рис. 8, *г, д*) при учете только местной нагрузки $\gamma_1 = 1{,}0$, при учете местной и основной нагрузки $\gamma_1 = 1{,}2$.

37. При проверке прочности многослойных стеновых панелей при местном сжатии следует учитывать в расчетной площади сечения F только сечение слоя, на который непосредственно передается нагрузка (без учета поперечных диафрагм и других слоев).

Расчет стен на главные растягивающие и касательные напряжения

38. Стены из бетонных панелей должны быть проверены на действие главных растягивающих напряжений, а горизонтальные монтажные швы — на срез от действующих в их плоскости горизонтальных (ветровых) нагрузок и нагрузок, вызванных неравномерными осадками основания. Величины этих нагрузок определяются по приложениям III и IV.

39. Расчет стен на главные растягивающие напряжения от ветровых нагрузок при $e_0 \leqslant 0{,}45y$ (e_0 и y — определяются в плоскости стены) производится по формуле

$$Q \leqslant R'_{ср} \frac{hl}{\eta}, \tag{18}$$

где $R'_{ср}$ — расчетное сопротивление бетона срезу при наличии сил сжатия, которое принимается меньшим из двух значений, *определяемых по формулам (II.19) и (II.20)*:

$$R'_{ср} = \sqrt{R_р (R_р + \sigma_0)}; \tag{19}$$

$$R'_{ср} = 1{,}5R_р, \tag{20}$$

где Q — горизонтальная поперечная сила от расчетной нагрузки в рассчитываемом сечении;

$R_р$ — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, принимаемое по табл. II.1;

σ_0 — среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной продольной нагрузке, определяемой с коэффициентом перегрузки 0,9;

h — толщина стены за вычетом каналов и других ослаблений, ширина которых более $^2/_3$ толщины стены;

l — длина стены;

η — коэффициент неравномерности распределения касательных напряжений в сечении, принимаемый равным: для прямоугольных сечений (без учета работы продольных стен) — 1,5;

для двутавровых сечений — 1,15;

для тавровых сечений — 1,35.

40. Расчет горизонтальных монтажных швов на срез при $e_0 \leqslant 0{,}45y$ производится по формуле (II.18), в которой расчетное сопротивление растворного шва срезу принимается равным

$$R'_{ср} = R_{ср} + 0{,}5\sigma_0, \tag{21}$$

где $R_{ср}$ принимается по п II.5.

В тех случаях, когда поперечная сила Q воспринимается в горизонтальных монтажных швах закладными деталями, последние долж-

ны быть рассчитаны на восприятие части поперечной силы, равной $\frac{Q}{n}$, где n — количество одинаковых закладных деталей, установленных на всей длине монтажного шва.

Сопротивление срезу растворных монтажных швов при этом не учитывается.

Расчет вертикальных стыков между стеновыми панелями

41. Расчет вертикальных стыков между стеновыми панелями производится на:

А. Усилия, отрывающие наружные панели от внутренних, возникающие от: а) внецентренности приложения нагрузки в наружной стене от собственного веса стены и балконов (п. II.46); б) от действия ветрового отсоса.

Б. Усилия, растягивающие связи между фасадными панелями от неравномерной осадки основания (приложение IV).

В. Усилия сдвига между продольными и поперечными стенами от: а) различной жесткости и различной загрузки стен (п. II.44), б) ветровой нагрузки (п. II.45), в) неравномерной осадки основания.

Г. Усилия сдвига между панелями в плоскости стены, возникающие от: а) неравномерной осадки основания (приложение IV); б) ветровой нагрузки на торец здания (п. II.45).

Примечания: 1. Совместный учет нагрузок, а также коэффициенты перегрузки принимаются согласно приложению I.

2. Независимо от величин расчетных усилий, определенных согласно п. II.41, связи должны быть рассчитаны на усилие не менее 2 *т*; это усилие должно восприниматься всеми связями, находящимися в вертикальном сечении в пределах каждого этажа.

3. Допускаются и другие способы соединения стеновых панелей между собой (например, через посредство перекрытий) при условии расчета соответствующих связей на все виды воздействий.

4. Участки стеновых панелей, в которых закреплены связи, также должны быть рассчитаны на усилия, указанные в п. II.41.

42. Полученные в расчете растягивающие, открывающие или сдвигающие усилия следует сравнить с предельно допустимыми на рассчитываемую связь.

Предельно допустимое усилие устанавливается в зависимости от допустимой деформации стыкового соединения.

Предельно допустимые усилия растяжения и отрыва на одну связь и коэффициенты податливости* этих связей для некоторых типов замоноличенных стыковых соединений между стенами приведены в табл. II.9 и II.10. В этих таблицах приведены данные для случаев деформации (одной трещины) в стыке с шириной раскрытия 0,3 *мм* (см. главу СНиП II-В. 1-62, п. 4.16) и 1 *мм*. Деформация в 1 *мм* допускается при обязательной защите стали от коррозии в соответствии с п. 6.16 указаний.

---

* Коэффициент податливости представляет собой отношение деформации в *см* к соответствующему предельно допустимому усилию в *кг*.

Таблица 9

Предельно допустимые растягивающие усилия в связях, соединяющих панели внутренней и наружной стены и коэффициенты податливости (на одну связь)

Тип стыка	Характеристика стыка	Диаметр соединительных стержней в *мм*	Марка бетона замоноличивания	При ширине раскрытия трещин между поперечной стеной и бетоном замоноличивания			
				1 *мм*		0,3 *мм*	
				коэффициент податливости $\times 10^{-5}$ *см/кг*	предельно допустимые усилия в *кг*	коэффициент податливости $\times 10^{-5}$ *см/кг*	предельно допустимые усилия в *кг*
I	Замоноличенные стыки со сваркой выпусков	12	Тяжелый бетон марки 200	3,3	3000	1,2	2500
		10		4,2	2400	1,4	2100
II	Замоноличенные стыки с соединением петлевых выпусков неприваренными скобами	12	То же	4,8	2100	1,7	1800
		10		5,6	1800	2,0	1500

Таблица 10

Предельно допустимые растягивающие усилия в связях замоноличенных стыков между панелями фасадной наружной стены и коэффициенты податливости (на одну связь)

Тип стыка	Характеристика и конструктивная схема стыка	Диаметр стержня в *мм*	Марка бетона *панели*	Марка бетона замоноличивания	При ширине раскрытия одной трещины в стыке			
					1 *мм*		0,3 *мм*	
					коэффициент податливости $\times 10^{-5}$ *см/кг*	предельно допустимые усилия в *кг*	коэффициент податливости $\times 10^{-5}$ *см/кг*	предельно допустимые усилия в *кг*
I	Замоноличенные стыки со сваркой выпусков	12	200 и выше	Тяжелый бетон марки 200	4,0	2500	1,7	1800
		12	150 и ниже		4,5	2200	1,9	1600
		10	200 и выше		5,0	2000	2,0	1500
		10	150 и ниже		5,5	1800	2,3	1300
II	Замоноличенные стыки с соединением петлевых выпусков неприваренными скобами	12	200 и выше	То же	5,0	2000	2,3	1300
		12	150 и ниже		5,5	1800	2,5	1200
		10	200 и выше		6,0	1600	2,7	1100
		10	150 и ниже		6,5	1500	3,0	1100

Примечание. При плотном примыкании отгибов скоб к петлевым выпускам (при установке скоб с применением шаблона — см. п. 6.7 «а») предельно допустимое усилие на одну связь повышается на 10%, а коэффициент податливости уменьшается на 10% по сравнению с характеристиками стыков типа II.

Предельно допустимые усилия сдвига и соответствующие им коэффициенты податливости некоторых основных типов стыков между стеновыми панелями с петлевыми выпусками при допустимой деформации сдвига 1 *мм* приведены в табл. II.11 и II.12.

Приведенные в этих таблицах данные могут применяться также при расчете аналогичных стыков со сварными соединениями выпусков арматуры.

Примечания: 1. При определении усилий от длительно действующих нагрузок коэффициенты податливости, принимаемые по табл. II.9 и II.10, следует увеличивать в 2 раза.

2. Величины расчетных растягивающих усилий в стыковых соединениях определяются по формуле (II.4), где $m_{дл}$ принимается равным 0,5.

Таблица 11

Предельно допустимые усилия сдвига в связях, соединяющих панели внутренней и наружной стены, и коэффициенты податливости

Тип стыка	Характеристика конструкции стыкового соединения	Марка бетона замоноличивания	Диаметр соединительных стержней в *мм*	Коэффициент податливости $\times 10^{-5}$ *см/кг*	Предельно допустимые усилия на один этаж в *т*
I	Стык панелей с уступом во внутренней стене и перекрытием, заведенным в наружные стены (рис. II.1)	200	Независимо от диаметра стержней, но при марке раствора горизонтального шва не менее 75	0,63	16,0
II	Стык панелей с уступом во внутренней стене и перекрытием, не заведенным в наружные стены (рис. II.2)	200 200	10 12	1,0 0,83	10,0 12,0
III	Замоноличенный стык панелей без шпонок (рис. II.3)	200 200 200	8 10 12	2,5 2,0 1,7	4,0 5,0 6,0

Примечания: 1. Приведенные характеристики стыков типов II и III даны для конструкций с выпусками петель из круглой стали класса А-I в двух уровнях по высоте на один этаж (т. е на 2 соединения). Характеристики стыков типа I не зависят от арматуры выпусков.

2. Приведенные характеристики стыков даны для конструкций панелей наружных стен без шпонок в зоне стыка. Для стыковых сое-

динений типа I—II с введением уступов в панелях наружных стен можно повышать допустимое усилие на 30%, а коэффициенты податливости соответственно понижать.

Таблица 12

Предельно допустимые усилия сдвига в связях, соединяющих панели наружной стены между собой, и коэффициенты податливости

Марка бетона панели	Марка бетона замоноличивания	Диаметр соединительных стержней в *мм*	Коэффициент податливости $\times 10^{-5}$ *см/кг*	Предельно допустимые усилия на один этаж в *т*
200 и выше	Тяжелый бетон марки 200	8	2,1	4,8
		10	1,7	6,0
		12	1,4	7,2
150 и ниже	То же	8	2,5	4,0
		10	2,0	5,0
		12	1,7	6,0

Примечания: 1. Приведенные характеристики распространяются на все типы стыков панелей без шпонок в наружных стенах (см. табл. II.11 типы I, II, III).

2. Приведенные характеристики даны для конструкций с выпусками петель из круглой стали класса А-1 в двух уровнях по высоте на один этаж (т. е. на 2 соединения).

43. Сопротивление сдвигу замоноличенных стыков панелей со шпонками должно быть проверено на срез шпонки и на смятие бетона под шпонкой по формулам*:

$$T \leqslant 2R_p l_ш h_ш n_ш; \tag{22}$$

$$T \leqslant R_{пр} \delta_ш l_ш n_ш, \tag{23}$$

где T — расчетная величина сдвигающей силы в пределах одного этажа, определенная согласно п. II.41;

$\delta_ш$ — глубина шпонки;

$n_ш$ — количество шпонок на один этаж;

$l_ш$ — длина шпонки (толщина панели, если шпонка на всю толщину панели);

$h_ш$ — высота шпонки ($h_ш$ принимается в расчете $\leqslant 50$ *см*).

---

* В соответствии с формулами (146) и (147) главы СНиП II-В.1-62.

44. Усилие сдвига T_1 в пределах одного этажа в вертикальном стыке, соединяющем панели стен, если эти стены имеют неодинаковую нагрузку и различную жесткость, определяется по формуле

$$T_1 = \frac{\frac{\sigma_2^0}{E_2} - \frac{\sigma_1^0}{E_1}}{\frac{1}{E_1 F_1} + \frac{1}{E_2 F_2}}, \qquad (24)$$

где σ_1^0 и σ_2^0 — нагрузки от одного междуэтажного перекрытия и собственного веса стыкуемых панелей в пределах одного этажа, выраженная в *кг/см²* площади горизонтального сечения этих панелей;

E_1 и E_2 — соответственно модули деформаций стеновых панелей, определяемые с учетом ползучести по п. II.9 [формула (II.3)];

F_1 и F_2 — площади горизонтального сечения панелей до ближайшего проема, но при длине участков панелей не более 4 *м*.

45. Вертикальные усилия сдвига T_2 в стыках стеновых панелей от ветровой нагрузки определяются по формуле

$$T_2 = H \frac{S_0}{J} Q, \qquad (25)$$

где S_0 — статический момент части горизонтального сечения стены здания, приходящейся по одну сторону от рассчитываемого шва относительно оси, проходящей через центр тяжести всего горизонтального сечения стены;

J — момент инерции всего горизонтального сечения стены;

Q — поперечная горизонтальная сила, действующая в рассматриваемом сечении стены от ветровой нагрузки (см. приложение III).

Примечание. Если ветровая нагрузка воспринимается поперечной стеной и связанными с ней участками наружных стен, выполненными из другого материала, то при определении статического момента S_0 и момента инерции J площадь сечения участков наружных стен приводится к материалу поперечной стены. При приведении сечения толщина наружных стен принимается фактическая, а ширина участков (вдоль стены) изменяется пропорционально отношению начальных модулей деформаций (п. II.8) по формуле

$$b_{пр} = b_i \frac{E_0'}{E_0},$$

где $b_{пр}$ — приведенная ширина участка;

b_i — фактическая ширина участка;

E_0' — начальный модуль деформаций наружной стены;

E_0 — то же, поперечной стены.

46. Усилие отрыва в связях, соединяющих наружную и внутреннюю стены, возникающие от внецентренности нагрузки в наружной стене, определяется по формуле

$$Z = \frac{M}{H_1}, \qquad (26)$$

где H_1 — расстояние между крайними связями в пределах высоты этажа;

M — изгибающий момент от расчетных внецентренно приложенных к стене нагрузок:

а) от веса конструкций, расположенных выше рассчитываемого этажа со «случайным» эксцентрицитетом 3 *см*; если предусмотрен заданный расчетный эксцентрицитет a, то усилие умножается на эксцентрицитет $(a+3)$ *см*;

б) от собственного веса панели в пределах этажа, если ее центр тяжести не совпадает с осью, соединяющей центры площадей контакта между панелями в уровне перекрытий;

в) от перекрытия и балкона над данным этажом.

Расчет перемычек

47. В панелях с проемами перемычки должны быть рассчитаны на изгиб от вертикальных нагрузок (от опирающихся на них панелей перекрытий, балконов и т. п.)и на усилия, возникающие при перекосах панелей из-за неравномерных осадок оснований, которые определяются по указаниям приложения IV.

При расчете на изгиб от вертикальной нагрузки перемычка рассматривается как балка с упруго защемленными опорами. При определении сечения верхней и нижней продольной арматуры величина изгибающего момента принимается равной $^2/_3$ момента в середине пролета от рассматриваемой расчетной нагрузки для свободно опертой балки с пролетом, равным пролету перемычки в свету.

48. В надпроемных перемычках сечение верхней продольной арматуры, необходимой для восприятия усилий от вертикальной нагрузки, суммируется с сечением арматуры, требуемой для восприятия усилий от неравномерных осадок основания. Сечение нижней продольной арматуры этих перемычек принимается по наибольшему из усилий от вертикальной нагрузки или от неравномерных осадок основания. Расчетная поперечная арматура (если она требуется по расчету) назначается по суммарному усилию в перемычке.

В подпроемных (нижних) перемычках панелей с оконными проемами требуемое армирование определяется по усилиям от неравномерных осадок основания.

49. Сечение арматуры, устанавливаемой по требованиям п. II.48 по горизонтальным граням проемов, не должно быть меньше величины, определяемой по формуле

$$F_a = \frac{kN^н}{R_a}, \qquad (27)$$

где $N^н$ — нормативная вертикальная нагрузка на меньший из простенков панели; если ширина этого простенка панели B превышает суммарную высоту H верхней и нижних перемычек, то нагрузка $N^н$ собирается с участка простенка шириной H;

R_a — расчетное сопротивление продольной арматуры перемычки, принимаемое по п. II.6;

k — коэффициент, зависящий от отношения B/H и определяемый по табл. II.13.

Таблица 13

B/H	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1 и более
k	0,33	0,2	0,13	0,08	0,06	0,04	0,03	0,02	0,02

ПРИЛОЖЕНИЕ III

РАСЧЕТ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ (ВЕТРОВЫЕ) НАГРУЗКИ

1. Расчет крупнопанельных зданий при действии на них горизонтальных ветровых нагрузок производится по несущей способности. Проверяется прочность стен, а также прочность стыков между панелями; при расчете следует рассматривать наиболее неблагоприятные для прочности сечений сочетания основных и дополнительных (ветровых) расчетных нагрузок.

2. Расчет стеновых панелей и стыков производится в предположении действия ветра:

а) перпендикулярно наружным продольным стенам здания;

б) перпендикулярно к торцу здания.

3. Расчет на ветровую нагрузку разрешается выполнять, расчленяя пространственную коробку здания на ряд плоских конструкций, параллельных направлению ветра и связанных между собой перекрытиями. Конструкции перекрытий, а также связь их с вертикальными конструкциями здания должны обеспечивать надежность их совместной работы.

4. Расчет включает в себя следующие этапы:

а) определяются расчетные значения вертикальных и действующих на все здание горизонтальных (ветровых) нагрузок;

б) производится распределение нагрузок, воспринимаемых отдельными плоскими конструкциями (несущими стенами, рамами и т. п.), расположенными в направлении рассматриваемого действия ветра;

в) производится проверка прочности перекрытий, рассматриваемых в горизонтальном направлении как диафрагмы, обеспечивающие совместную работу стен в рассматриваемом направлении;

г) определяются расчетные усилия и по ним (по приложению II) производится проверка прочности сечений конструкций и стыков между ними; проверяется устойчивость здания с целью выяснения необходимости установки анкеров для крепления надземных конструкций к фундаментам;

д) производится расчет основания с учетом действия усилий от ветровой нагрузки.

5. При симметричном расположении стен в плане здания относительно его центральной оси ветровая распределенная нагрузка, приходящаяся на k-ю стену, определяется по формуле

$$q_k = q\left(\frac{m_1 l}{\delta_k \sum_{i=1}^{n}\frac{1}{\delta_i}} + m_2\frac{L_{k-1}+L_k}{2}\right) \qquad (1)$$

где q — интенсивность распределенной ветровой нагрузки;

m_1 и m_2 — коэффициенты, зависящие от расстояния между стенами, являющимися горизонтальными опорами перекрытий, определяемые по табл. III.1;

δ_i и δ_k — горизонтальные перемещения стен на уровне рассматриваемого перекрытия относительно планировочной отметки земли, вызванные равномерно распределенной по высоте этих стен нагрузкой $q=1$;

L_{k-1}, L_k — расстояния между рассматриваемой k-й стеной и соседними справа и слева стенами;

l — длина здания в направлении, перпендикулярном давлению ветра;

n — число стен, параллельных направлению ветра.

Примечания: 1. При подсчете δ_i и δ_k в случае, если высота стены $H_{ст}$ меньше ее длины $l_{ст}$, перемещения δ_i и δ_k в формуле (III.1) могут определяться на уровне $^2/_3$ высоты стены.

2. При определении q_k по формуле (III.1) и нормативном скоростном напоре ветра 70 *кг/м*^{2} и более для зданий высотой 8 и 9 этажей распределение ветровой нагрузки между стенами производится из условия равенства прогибов всех стен рассматриваемого направления в двух уровнях: в уровне среднего междуэтажного перекрытия и в уровне чердачного перекрытия.

Таблица 1

Коэффициенты m_1 и m_2

Расстояние между стенами	m_1	m_2
До 4 *м*	0,8	0,2
От 4 до 10 *м*	0,7	0,3
Более 10 *м*	0,6	0,4

6. При несимметричном расположении стен (или других конструкций, определяющих жесткость здания в горизонтальном направлении) в плане здания относительно его центральных осей первый член правой части формулы (III.1) подсчитывается с учетом горизонтального крутящего момента, возникающего в связи с несовпадением точки приложения равнодействующей ветровой нагрузки и центра тяжести горизонтального сечения, состоящего из стен и других конструкций рассматриваемого направления.

7. Каждая стена рассматриваемого направления рассчитывается как консольная система, заделанная в основании, под действием горизонтальных нагрузок q_k от активного и пассивного давления ветра

При расчете допускается определять величины изгибающих моментов M и продольных сил N, вызванных расчетными вертикальными нагрузками (от собственного веса конструкций, полезных и других нагрузок) и горизонтальными ветровыми нагрузками как для сплошной консольной системы (без учета членения стены на панели). Об учете проемов см. п. III.15.

8. В зависимости от способа сопряжения между собой стен взаимно перпендикулярных направлений расчетное горизонтальное сечение стен, участвующих в восприятии горизонтальных нагрузок, может иметь форму прямоугольников, двутавров, швеллеров и т. д. Прямоугольное сечение принимается в том случае, если сопряжение по линии контакта продольных и поперечных стен осуществлено гибкими связями, не обеспечивающими взаимной передачи сдвигающих усилий (см. прим. к п. 1.2).

При расчетном жестком соединении стен взаимно перпендикулярного направления разрешается учитывать совместную работу продольных и поперечных стен на восприятие ветровых нагрузок. В этом случае для зданий высотой от 4 до 9 этажей расчетные длины S полок составного сечения (таврового, уголкового, двутаврового и т. п.), располагающихся по одну сторону от стены, параллельной направлению действия ветра, принимаются равными в уровне верха фундаментов

$$s = b\left(1 - \frac{b}{H}\right), \qquad (2)$$

где b — расстояние от оси стены, параллельной действию ветра, до ближайшего проема в примыкающей к ней стене перпендикулярного направления, но не более 4 *м*;

H — высота здания (от верха стены до уровня верха фундамента).

Для промежуточных сечений величина s принимается изменяющейся линейно от величины, определяемой по формуле (III.2) до нуля в уровне верха стены.

Участки стен, параллельные направлению действия ветра, длиной менее 1,5 *м* не рекомендуется включать в состав расчетного сечения. При глухих стенах расчетная длина определяется по формуле (III.2), где b принимается равным половине расстояния между стенами, параллельными направлению действия ветра, но не более 4 *м*.

Стыковые соединения стен взаимно перпендикулярного направления должны быть рассчитаны и законструированы в соответствии с указаниями пп. II.43 и II.45.

9. При расчете глухих (без проемов) стен проверке на прочность подлежат следующие их сечения,

а) горизонтальные и косые, проходящие по панелям; эти сечения проверяются на восприятие нормальных, главных растягивающих и касательных напряжений;

б) горизонтальные и вертикальные сечения, проходящие по стыкам между панелями.

10. Проверка прочности горизонтального сечения на восприятие нормальных напряжений при косом внецентренном сжатии производится в соответствии с указаниями п. II.22.

При определении изгибающих моментов и поперечных сил в сплошных стенах последние рассматриваются как консоли, заделанные в фундаменте.

11. Проверка прочности сечений панелей с конструктивным армированием на главные растягивающие напряжения производится по п. II.39.

12. Прочность горизонтальных монтажных швов при срезе проверяется по п. II.40.

13. Проверка прочности вертикальных стыков при действии сдвигающей силы, возникающей от ветровой нагрузки, производится по п. II.45.

Если сдвигающая сила не может быть воспринята вертикальными стыками, можно рассматривать стену расчлененной на отдельные вертикальные полосы — консоли, каждая из которых должна быть рассчитана на приходящуюся на нее нагрузку при ширине полосы, равной длине панели. Часть общих сил, передаваемых на рассматриваемую полосу, определяется в предположении, что все панели стены имеют одинаковые горизонтальные перемещения.

14. При расчете несущих и самонесущих панелей наружных стен на изгиб по вертикальному пролету при действии ветровой нагрузки изгибающий момент в панелях разрешается определять по приближенной формуле

$$M = \frac{qH^2}{12}, \qquad (3)$$

где q — расчетная ветровая нагрузка на 1 *пог. м* стены;
H — высота этажа.

Ненесущие навесные панели рассчитываются на изгиб от ветровой нагрузки, как однопролетные шарнирно опертые балки.

15. Стены с проемами рассчитываются как рамные системы. При этом все вертикальные и горизонтальные стыки между панелями должны быть проверены на восприятие нормальных и сдвигающих сил, возникающих в стыках, при работе стены как многоэтажной однопролетной или многопролетной рамы.

Во всех случаях, когда учитывается работа перемычек в качестве ригеля рамной системы, должно учитываться снижение их жесткости за счет образования трещин. При расчете стен, ослабленных проемами в том случае, когда жесткость перемычек мала по сравнению с жесткостью простенков, допускается, с целью упрощения расчетов, предполагать наличие шарнирной связи перемычек с простенками. При этом должна быть обеспечена возможность передачи на стены вертикальных нагрузок (полезных и веса перекрытий) без опирания перекрытий на перемычки.

В этом случае стена рассчитывается на воздействие ветра, как система консольных участков, нагрузка на которые определяется исходя из предположения об одинаковой величине горизонтальных перемещений всех консольных участков стен.

Проверка прочности консольных участков стен и стыков между их панелями производится в соответствии с указаниями, приведенными в приложении II.

16. В том случае, когда расстояние между поперечными несущими стенами или вертикальными диафрагмами жесткости превышает 6 *м*, необходима проверка прочности перекрытий, работающих в своей плоскости как горизонтальные диафрагмы пространственной коробки здания.

17. Оценка усилий, возникающих в элементах перекрытий, производится в предположении монолитной работы всего перекрытия в своей плоскости как неразрезной балки, находящейся на упругих опорах (вертикальных несущих конструкциях). При этом относительная жесткость вертикальных опор оценивается перемещениями их как консолей высотой в один этаж, расположенных под перекрытием.

Нагрузка собирается в пределах высоты между серединами выше- и нижерасположенного этажа.

Примечание. Разрешается приближенный подсчет реакций опор перекрытия по формуле (III.1), причем перемещения δ_i и δ_k принимаются как для консолей высотой в один этаж, расположенных под перекрытием.

18. По расчетным усилиям (изгибающим моментам и поперечным силам), найденным согласно п. III.17, производится проверка прочности стыков между отдельными плитами перекрытий, перекрытиями и стенами и т. д. и прочности самих перекрытий.

ПРИЛОЖЕНИЕ IV

РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ НА НЕРАВНОМЕРНЫЕ ОСАДКИ

Общие положения

1. Неравномерные осадки основания подразделяются на:

а) осадки, вызванные деформациями основания, не сопровождающимися коренным изменением сложения грунта и обусловленными неоднородностью грунта, различными нагрузками на отдельные фундаменты, размерами и глубиной заложения фундаментов и т. п.;

б) осадки, связанные с просадками основания, сопровождающимися коренными изменениями структуры и свойств грунта (например, при замачивании просадочных макропористых грунтов, оттаивании вечномерзлых грунтов, в результате оседания земной поверхности при подземных подработках и т. п.).

2. Неравномерные осадки, указанные в п. IV.1«а», возникают в большей или меньшей степени на любых площадках и поэтому должны учитываться при проектировании всех крупнопанельных зданий в соответствии с указаниями настоящего приложения.

Для учета неравномерных осадок, перечисленных в п. IV.1 «б», надлежит пользоваться специальными нормативными документами.

3. Расчет крупнопанельных зданий на неравномерные осадки основания производится с целью:

обеспечения прочности и трещиностойкости панелей и их стыковых соединений при неравномерных осадках;

ограничения осадок и кренов, нарушающих нормальную эксплуатацию зданий;

разработки типовых решений фундаментов для характерных инженерно-геологических условий строительства;

определения предельно допустимых неравномерных осадок основания для принятых в проекте конструктивных решений.

4. При проверке прочности и трещиностойкости панелей и их стыковых соединений расчетные усилия могут определяться как для упругого тела, при этом сжимающие напряжения в бетоне не должны превышать расчетных сопротивлений бетона при сжатии, а растягивающие усилия должны быть полностью восприняты арматурой

при напряжениях в ней, также не превышающих расчетных сопротивлений.

5. Проверка ширины раскрытия трещин в панелях производится по указаниям СНиП II-В.1-62. В тех случаях, когда растягивающие напряжения в бетоне не превосходят в 1,4 раза расчетное сопротивление бетона растяжению, проверка ширины раскрытия трещин не производится. Разрешается также не производить проверку ширины раскрытия трещин в панелях при перекосах, если угол их перекоса при неравномерных осадках основания не превосходит 1/2000.

Проверка прочности и трещиностойкости стыковых соединений производится по указаниям приложения II (п. II.42).

6. Величина средней осадки крупнопанельных зданий проверяется для обеспечения сохранности подводок инженерных коммуникаций, отмосток и входов в здание.

При обычных решениях вводов инженерных коммуникаций величина средней осадки здания не должна превышать 8 *см*. При больших величинах ожидаемых средних осадок необходимо применение специальных мероприятий, гарантирующих нормальную эксплуатацию вводов, обеспечивающих сохранность отмосток и входов в здание. При этом следует предусматривать строительный подъем на величину ожидаемых осадок здания, с тем чтобы после стабилизации осадок входы в здание были на проектных отметках.

Проверка средних осадок зданий высотой до 5 этажей может не производиться, если основание в пределах глубины, равной полуторной ширине наиболее широкого фундамента плюс 1 *м*, сложено грунтами, характеристики которых приведены в табл. 12 главы СНиП II-Б.1-62.

7. Предельные величины неравномерных осадок отдельных фундаментов, исходя из условия обеспечения прочности и трещиностойкости надфундаментных конструкций, устанавливаются расчетом в соответствии с указаниями п. IV.12 «д» и «е»

8. Неравномерные осадки отдельных фундаментов должны вычисляться с учетом возможной изменчивости сжимаемости грунта под этими фундаментами.

Изменчивость сжимаемости грунтов основания в плане здания оценивается коэффициентом α, равным

$$\alpha = \frac{E_{max}}{E_{min}}, \qquad (1)$$

где E_{max} и E_{min} — соответственно максимальное и минимальное значение модуля деформации под подошвами фундаментов в пределах контура здания.

Расчетные значения коэффициента изменчивости сжимаемости грунта α, учитываемые при расчете конструкций на стадии разработки типового проекта, приведены в п. IV.10.

Рекомендации по определению степени изменчивости сжимаемости основания для конкретных геологических условий приведены в п. IV.54.

9. Усилия от неравномерных осадок основания рассматриваются как второе дополнительное сочетание нагрузок. Эти усилия определяются от нормативных вертикальных постоянных нагрузок и половины временных полезных нагрузок на перекрытия с учетом расчетной изменчивости сжимаемости основания. Усилия от неравномерных осадок не суммируются с усилиями от других временных нагрузок,

за исключением сдвигающих усилий в вертикальных стыках продольных и поперечных стен, которые должны суммироваться с усилиями от ветровых нагрузок и других воздействий.

Расчетные сочетания усилий от неравномерных осадок основания и других нагрузок и воздействий приведены в приложении I.

Расчет крупнопанельных зданий на неравномерные осадки при разработке типовых проектов

10. Конструкции крупнопанельных зданий должны быть рассчитаны в соответствии с рекомендациями настоящего приложения или другими достаточно обоснованными методами на усилия, возникающие в них при возведении здания на грунтах с расчетными характеристиками $\alpha=2$; $E_{ср}=150$ *кг/см*^{2}. Для варианта типового проекта со свайными фундаментами расчет на неравномерные осадки основания не требуется, а конструкции надземной части принимаются такими же, как и при фундаментах на естественном основании, если выполняются следующие условия:

осадки свайного основания не превышают осадок фундаментов на естественном основании;

надсвайные конструкции в подземной части не изменяют расчетную схему коробки здания, принятую при расчете на неравномерные осадки основания, и имеют примерно такую же прочность и жесткость, как и при фундаментах на естественном основании (отклонения не более чем в полтора раза).

11. Расчетом должны быть проверены два случая изгиба здания: выгиб и прогиб. В первом случае принимается, что модуль деформации грунта имеет максимальное значение в середине здания, а по краям — минимальное; во втором случае принимается противоположный характер изменения модуля деформации основания; для промежуточных сечений принимается, что модуль деформации меняется по параболической зависимости (см. п. IV.35).

При разработке типовых проектов, независимо от возможного количества секций, расчетом на неравномерные осадки проверяются здания длиной в две секции (30—40 *м*).

12. Расчет на неравномерные осадки при разработке типовых проектов и проектировании вариантов типовых решений фундаментов рекомендуется производить в следующей последовательности:

а) назначаются предварительные минимальные размеры фундаментов, соответствующие нормативной нагрузке на основание от фундаментов и принятому значению нормативного давления на грунт $R^н$ (рекомендуется принимать для разработки вариантов типовых решений фундаментов $R^н$ равным 1,5; 2,5 и 3,5 *кг/см*^{2});

б) с учетом принятых размеров и глубин заложения фундаментов для расчетных случаев, указанных в п. IV.11 и при расчетных параметрах $E_{ср}$ и α, приведенных в п. IV.10, вычисляются их осадки от нормативных нагрузок за минусом бытового давления на уровне подошвы фундаментов; при этом не учитывается перераспределение нагрузок на фундаменты вследствие жесткости коробки здания (т. е. жесткостные характеристики здания принимаются равными нулю);

в) производится корректировка размеров фундаментов из условия, чтобы разность осадок соседних фундаментов несущих стен не превышала 0,0025 расстояния между осями;

г) по указаниям пп. IV.13 и IV.14 производится расчет здания на неравномерные осадки основания с учетом конечной жесткости коробки здания при расчетных параметрах основания, приведенных в п. IV.10. Расчет рекомендуется производить для варианта типового решения фундаментов с наименьшей опорной поверхностью (при наибольшем значении $R^н$) и минимальным заглублением; по результатам этого расчета производится уточнение армирования панелей, конструкции стыковых соединений и т. п.;

д) на основании расчета, проведенного по указаниям пп. «б» и «в», устанавливается для данного конструктивного решения надфундаментной части здания условная допустимая неравномерность осадок фундаментов, принимаемая равной отношению максимальной разности осадок к длине участка, на котором она возникает;

е) для всех типовых решений фундаментов выявляются предельные сочетания характеристик α и $E_{ср}$, при которых неравномерность осадок отдельных фундаментов, вычисленная без учета жесткости коробки здания (см. пп. «б» и «в»), не превосходит условно допустимой неравномерности осадок, определенной в п. «д»;

ж) если при полученных в результате проверочного расчета на неравномерные осадки усилиях требуется существенное увеличение армирования конструкций и другие конструктивные усиления, не целесообразные по экономическим соображениям, рекомендуется повторить расчет при тех же характеристиках основания, но при меньших значениях $R^н$ (в пределах указанных в п. «а» вариантов). В этом случае устанавливается ограниченная область применения типового проекта.

13. Расчет крупнопанельных зданий на неравномерные осадки основания после выбора типа фундаментов и назначения их размеров состоит из следующих этапов:

1) определение жесткостных характеристик здания по рекомендациям пп. IV.20—IV.34;

2) определение обобщенных расчетных усилий (изгибающих моментов и перерезывающих сил), возникающих в стенах здания при неравномерных осадках основания, по рекомендациям пп. IV.35—IV.37;

3) проверка прочности и трещиностойкости панельных конструкций и их узловых соединений — по рекомендациям пп. IV.38—IV.46.

14. При расчете крупнопанельных зданий необходимо учитывать, что значительная часть неравномерных осадок возникает в процессе монтажа, когда здание имеет малую жесткость, что существенно уменьшает напряжения в конструкциях здания.

При типовом проектировании необходимо рассматривать два случая деформации здания:

а) вся осадка возникает в строительный период. В этом случае усилия в конструкциях от неравномерных осадок могут не учитываться, но при этом разность осадок соседних фундаментов при нулевой жесткости здания не должна превышать 0,0025 расстояния между фундаментами;

б) величина осадки здания к моменту окончания монтажа составляет 50% *полной стабилизированной осадки*. В этом случае расчет производится с учетом конечной жесткости полностью смонтированного здания и осадок, возникающих после окончания монтажа здания.

15. Типовой проект крупнопанельного здания с вариантами фундаментов должен содержать следующие данные для привязки;

а) нормативные нагрузки на фундаменты;

б) величины средних осадок здания и кренов, допустимых по условиям нормальной эксплуатации здания;

в) условную допустимую неравномерность осадок отдельных фундаментов, вычисленную без учета перераспределения нагрузок за счет жесткости коробки здания (см. п. IV.12 «д»);

г) перечень грунтов с указанием предельных сочетаний значений модуля деформации основания E и коэффициент его изменчивости α, для которых допустимо применение каждого из вариантов фундаментов типового проекта здания (см. п. IV.12 «е»).

Проектирование оснований и фундаментов при привязке типовых проектов к конкретным геологическим условиям

16. Проектирование фундаментов на естественном основании при привязке типовых проектов крупнопанельных зданий к конкретным геологическим условиям рекомендуется производить в следующей последовательности:

а) исходя из возможной глубины промерзания, условий вертикальной планировки территории и характера напластований грунтов определяется необходимая глубина заложения фундаментов;

б) по данным инженерно-геологических изысканий, объем которых устанавливается с учетом указаний пп. IV.47—IV.49, по формуле (12) главы СНиП II-Б.1-62 определяется нормативное давление $R^н$ на грунты основания, залегающие непосредственно под подошвами фундаментов;

в) из числа имеющихся в составе типового проекта вариантов фундаментов выбирается тот, который наиболее соответствует вычисленным значениям нормативных давлений на грунты основания. Если основание в плане здания сложено грунтами с существенно различающимися прочностными характеристиками, допускается применение в пределах одного здания фундаментов, соответствующих различным вариантам типового проекта.

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания слоев слабых грунтов необходима проверка прочности этих грунтов в соответствии с указаниями главы СНиП II-Б.1-62;

г) на основании данных о сжимаемости грунтов вычисляется значение среднего модуля деформации грунтов основания в пределах плана здания $E_{ср}$ и степень изменчивости сжимаемости основания α (см. пп. IV.50—IV.55). Если найденные значения α и $E_{ср}$ соответствуют предельным сочетаниям этих параметров для выбранного решения фундаментов, принятый вариант является окончательным.

17. При основаниях с повышенной неоднородностью возможны следующие решения:

применение вариантов фундаментов с большей опорной поверхностью;

подготовка основания (например, уплотнением, устройством песчаной подушки и др.) с целью снижения его сжимаемости и неоднородности до допустимой величины;

применение свайных фундаментов.

В первых двух решениях применимость того или иного варианта фундаментов определяется соответствующими предельными сочетаниями α и $E_{ср}$.

Необходимая глубина погружения свай и их несущая способность должна определяться по данным инженерно-геологических изысканий в соответствии с указаниями главы СНиП II-Б.5-62 и СН 216—62. Для уточнения длины свай рекомендуется производить динамические и статические испытания, а также использовать результаты зондирования грунтов.

Если изменчивость сжимаемости основания имеет четко выраженный характер, неравномерные осадки основания могут быть уменьшены за счет увеличения размеров или дополнительного заглубления фундаментов в местах залегания более сжимаемых грунтов. В этом случае требуется проверка неравномерности осадок фундаментов и сопоставление полученных величин с условной предельной неравномерностью осадок, указанной в типовом проекте.

18. При наличии в пределах плана одного здания грунтов, резко отличающихся по сжимаемости или характеру деформируемости во времени (например, скальных, крупнообломочных или песчаных грунтов в сочетании с глинистыми грунтами в пластичном состоянии), а также в случае применения разных типов фундаментов (обычных на естественном основании и свайных) следует предусматривать в соответствующих местах осадочные швы.

19. Если в пределах длины здания нормативные давления на грунт сильно отличаются, то на различных участках могут быть приняты фундаменты, соответствующие различным имеющимся типовым решениям фундаментов. Если при этом грунты таковы, что большим значениям $R^н$ соответствуют бо́льшие значения $E^н$ (т. е. более прочные грунты одновременно являются менее сжимаемыми), то производится сопоставление фактических значений $E_{ср}$ и α с предельным сочетанием этих параметров, которое определяется по варианту с наименьшей опорной поверхностью.

Если же большим значениям $E^н$ соответствуют меньшие значения $R^н$, то должна производиться проверка неравномерности осадок (см. п. IV.12 «д»).

Рекомендации по определению жесткостных характеристик здания

20. При вычислении жесткостных характеристик элементов зданий (панелей, узловых соединений и т. п.) следует учитывать ползучесть бетона при длительном действии нагрузки, микротрещинообразование и податливость стыковых соединений.

Снижение жесткости сжатых и изгибаемых (при отсутствии в них трещин) элементов при длительном действии нагрузки допускается производить путем снижения начальных модулей упругости материала панелей (E_0 и $G_0=0{,}4\ E_0$); соответствующие коэффициенты для определения расчетных модулей равны (см. п. II.9):

для тяжелого и легкого бетона — 0,5;

для ячеистых бетонов — 0,4.

Изгибная жесткость B элементов конструкций (перемычек, простенков, цоколя и т. д.), в которых возможно микротрещинообразование, определяется по рекомендациям главы СНиП II-В.1-62 и других нормативных документов в зависимости от материала панелей.

Жесткость растянутых элементов с учетом ползучести бетона при длительном действии нагрузки, микротрещинообразования и податливости стыковых соединений рекомендуется определять по указаниям п. IV.27 настоящего приложения.

21. Жесткостные характеристики зданий с поперечными и продольными несущими стенами (рис. IV.1 и IV.2), в которых панели перекрытий размером на комнату опираются по всему контуру или трем сторонам и связаны между собой расчетными связями, опреде-

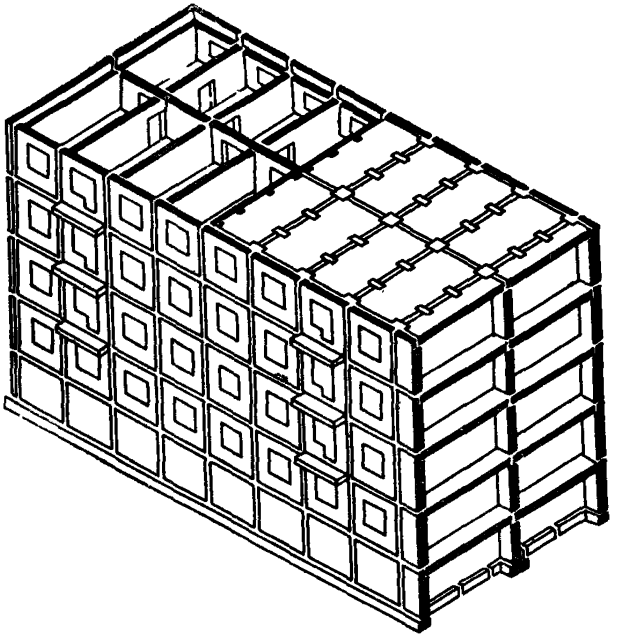


Рис. IV.1. Конструктивная схема здания с поперечными и продольными наружными и внутренними несущими стенами

ляются для здания в целом, считая, что осадки продольных стен в каждом поперечном сечении одинаковы. Равенство осадок продольных стен обеспечивается часто расположенными поперечными стенами, соединенными с продольными стенами расчетными связями.

Для таких зданий рекомендуется проемы в надземной и подземной частях внутренних стен не совмещать по вертикали. В случае необходимости расположения проемов на одной вертикали перемычки должны конструироваться с учетом расчетных усилий, возникающих в них от неравномерных осадок здания.

22. Приведенная сдвиговая жесткость [GF] коробки здания в целом вычисляется как сумма приведенных сдвиговых жесткостей наружных и внутренних стен.

Приведенные сдвиговые жесткости стен определяются как сопротивление единичному перекосу участков, равных половине расчетной длины здания (см. п. IV.11).

23. Приведенная сдвиговая жесткость $[GF]_{вн}$ внутренней продольной стены (рис. IV.3), ослабленной вертикальными рядами дверных проемов, вычисляется по формуле

$$\frac{l}{[GF]_{вн}} = \sum_{f=1}^{g} \frac{l_f}{[GF]_f} + \frac{l - \sum_{1}^{g} l_f}{G_{вн} F_{ст}} \qquad (2)$$

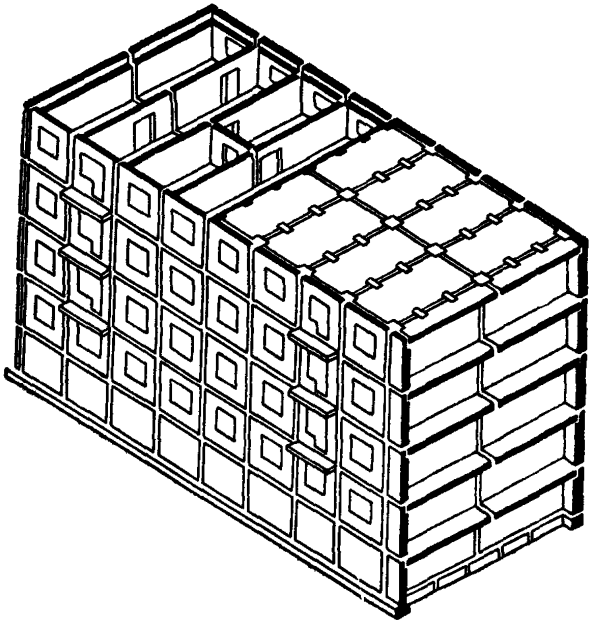


Рис. IV.2. Конструктивная схема здания с поперечными и продольными наружными несущими стенами (сплошная внутренняя продольная стена отсутствует)

где g — число участков, ослабленных проемами, на половине расчетной длины здания;

l — половина расчетной длины здания;

l_f — ширина проемов f-го вертикального ряда дверных проемов в надземной части стены;

$F_{ст}$ — приведенная площадь вертикального сечения сплошного участка стены (приведенная к модулю упругости материала надземной части стены);

$G_{вн}$ — модуль сдвига материала надземной части стены;

$[GF]_f$ — приведенная сдвиговая жесткость f-го участка стены,

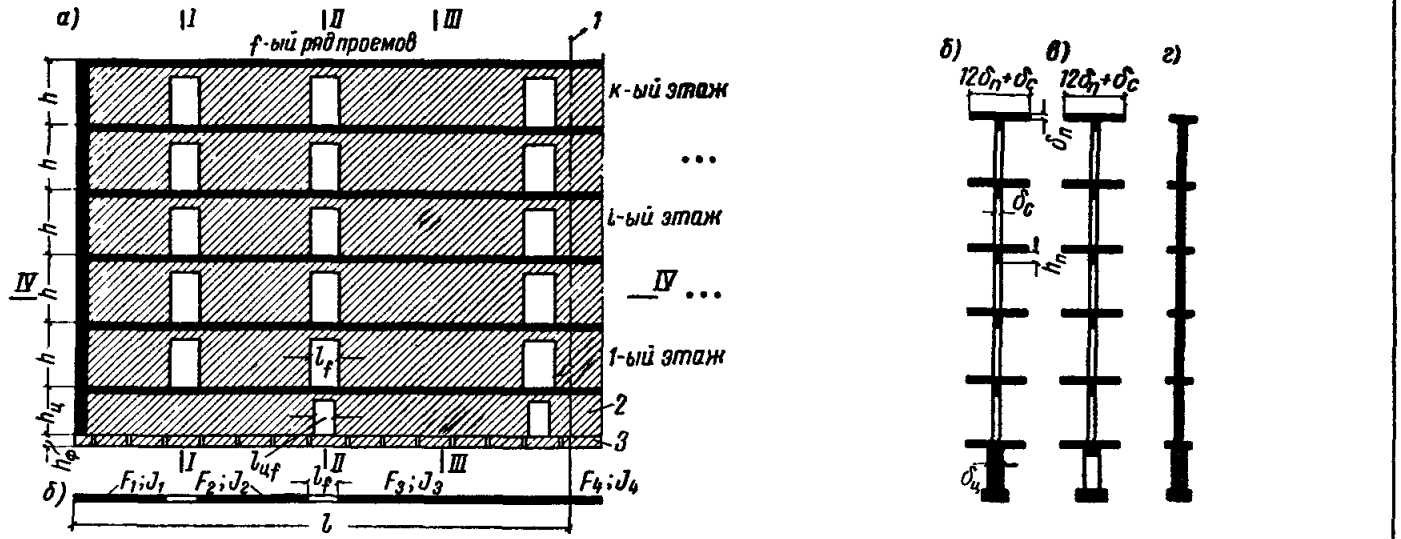


Рис. IV.3. Схема внутренней продольной стены

а — развертка стены; *б* — сечение *I—I*; *в* — сечение *II—II*; *г* — сечение *III—III*; *д* — сечение *IV—IV*; *1* — ось симметрии; *2* — цоколь; *3* — фундамент

ослабленного проемами только в надземной части, определяемая по формуле

$$[GF]_f = \frac{12B_f}{l_f^2} + G_ц F_ц. \qquad (3)$$

В случае наличия проема шириной $l_{цf}$ также и в цокольной части f-го участка стены второе слагаемое формулы (IV.3) принимается равным

$$\frac{12B_{цf}l_f}{l_{цf}^3}. \qquad (4)$$

В формулах (IV.3) и (IV.4):

k — количество этажей;

B_f; $B_{цf}$ — изгибные жесткости перемычек соответственно в надземной и цокольной частях стены;

$G_ц$; $F_ц$ — соответственно модуль сдвига и площадь поперечного сечения цокольной части стены.

В случае платформенного стыка панелей перекрытий к изгибной жесткости перемычек следует добавлять изгибную жесткость прилегающих участков перекрытий. Ширину прилегающих участков перекрытий допускается принимать равной шести толщинам перекрытия (с каждой стороны).

24. Приведенная сдвиговая жесткость наружной продольной стены (рис. IV. 4, *а*, *б*) определяется по формуле

$$[GF]_н = \frac{l}{\sum_{r=1}^{t} \frac{d_r}{[GF]_r}}, \qquad (5)$$

где t — количество вертикальных столбцов панелей на половине расчетной длины здания;

d_r — длина панелей r-го вертикального столбца (расстояние между вертикальными стыками);

$[GF]_r$ — приведенная сдвиговая жесткость r-го вертикального столбца панелей стены, равная

$$[GF]_r = \sum_{j=1}^{k} \frac{h\eta_{ir}}{d_r} + [GF]_ц. \qquad (6)$$

В формуле (IV, 6):

h — высота этажа;

$[GF]_ц$ — приведенная сдвиговая жесткость цокольной части стены, определяемая по формуле

$$[GF]_ц = \frac{1}{\frac{1}{G_ц F_{ц.н}} + \frac{d_r^2}{12B_{ц\,н}}}, \qquad (7)$$

где $B_{ц.н}$; $F_{ц.н}$ — соответственно изгибная жесткость и площадь поперечного сечения цокольной части стены;

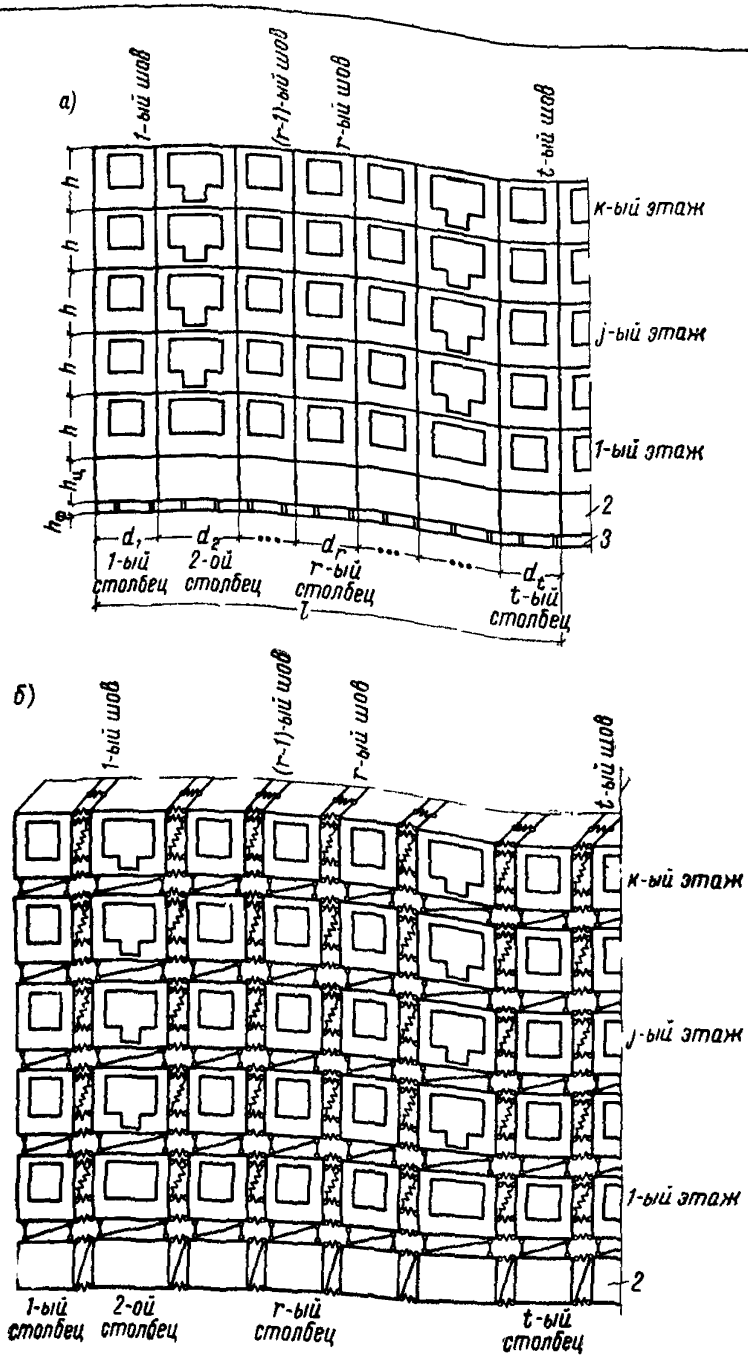


Рис. IV.4. Схема наружной продольной стены

а — развертка стены; *б* — расчетная схема; *1* — ось симметрии (совпадает с *t*-ым швом); *2* — цоколь; *3* — фундамент

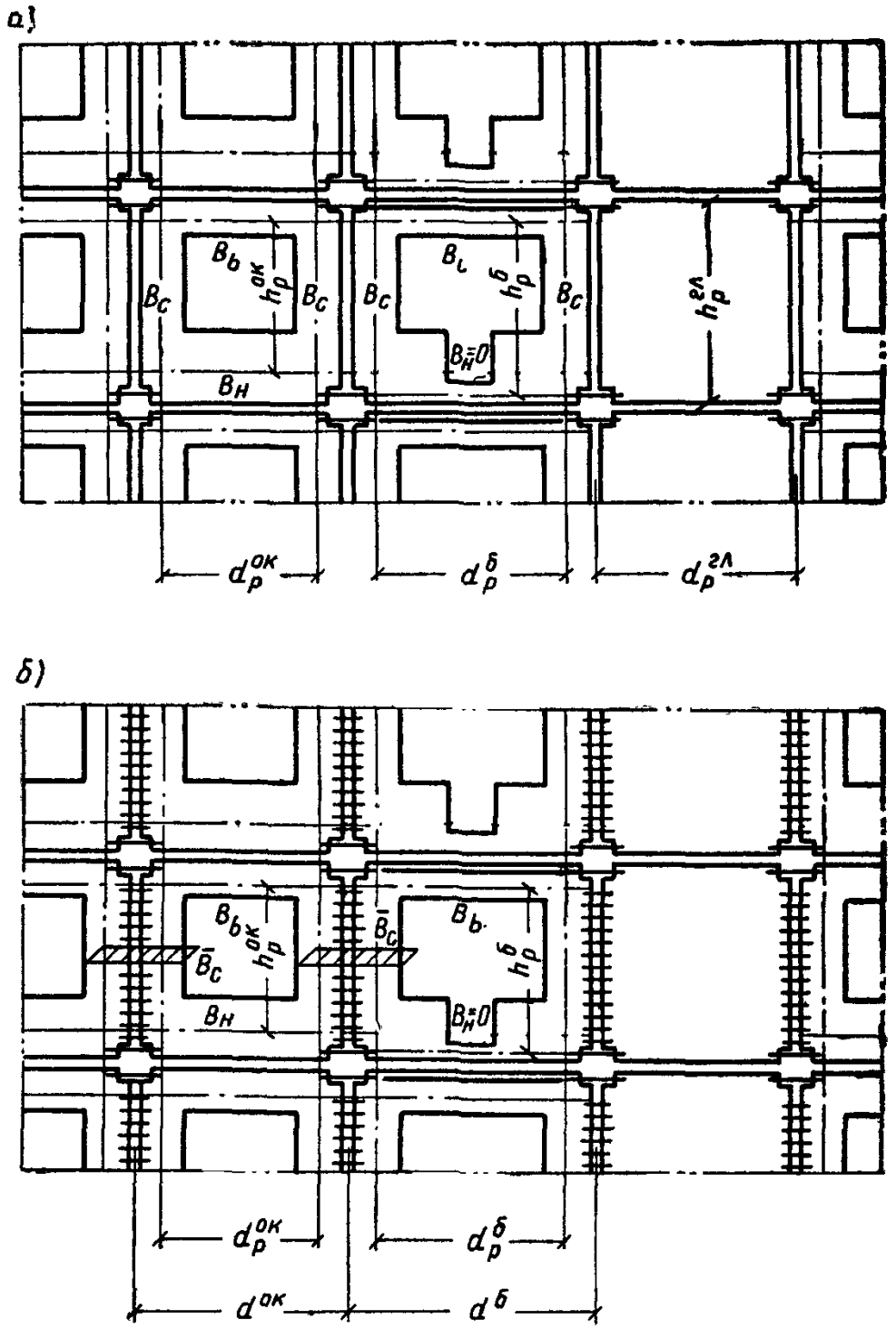


Рис. IV.5. К определению жесткостной характеристики панели при перекосе

а — соединение панелей только в углах; *б* — соединение панелей в вертикальных стыках рассредоточенными связями

η_{jr} — жесткостная характеристика панели j-го этажа r-го вертикального столбца, численно равная горизонтальной силе, приложенной в верхней грани панели и вызывающей единичный перекос панели при закреплении ее по нижней грани.

Для глухих (без проемов) панелей (рис. IV.5, *а*)

$$\eta_{гл} = GF = G\delta d_p^{гл}, \tag{8}$$

где δ — суммарная толщина несущих слоев стеновой панели.

Характеристику $\eta_{ок}$ для панелей с оконными проемами допускается определять как для рамных конструкций.

Для панелей с одним симметрично расположенным относительно вертикальной оси оконным проемом при соединении панелей между собой только в углах (рис. IV.5, *а*)

$$\eta_{ок} = \frac{12}{h_p n}, \tag{9}$$

где $n = i_в m^3 + i_н (1 - m)^2 + 2i_с (1 - 3m + 3m^2)$;

$$m = \frac{3i_с + i_н}{6i_с + i_н + i_в};$$

$$i_в = \frac{d_p}{B_в}; \quad i_н = \frac{d_p}{B_н}; \quad i_с = \frac{h_p}{B_с}.$$

Для балконной панели с дверным проемом (рис. IV.5, *а*)

$$m = 1; \quad n = i_в + 2i_с.$$

В этих формулах:

h_p — расстояние между осями надоконной и подоконной перемычек;

d_p — расстояние между осями простенков;

$B_в$, $B_н$ и $B_с$ — соответственно изгибные жесткости верхней перемычки и простенков панели.

При опирании перекрытий на наружные стены к изгибной жесткости верхней перемычки следует добавлять изгибную жесткость прилегающего участка перекрытия шириной, равной шести толщинам перекрытия.

При наличии рассредоточенных связей сдвига между перекрытием и верхней перемычкой допускается рассматривать их как работающие совместно.

Для панелей с одним симметрично расположенным проемом при соединении их между собой в вертикальных стыках рассредоточенными по высоте замоноличенными связями (рис. IV.5, *б*)

$$\eta_{ок} = \frac{12}{h_p \bar{n}} \left(\frac{d}{d_p}\right)^2, \tag{10}$$

где

$$\bar{n} = i_в \bar{m}^3 + i_н (1 - \bar{m})^2 + 4\bar{i}_с \left(\frac{d}{d_p}\right)^2 (1 - 3\bar{m} + 3\bar{m}^2);$$

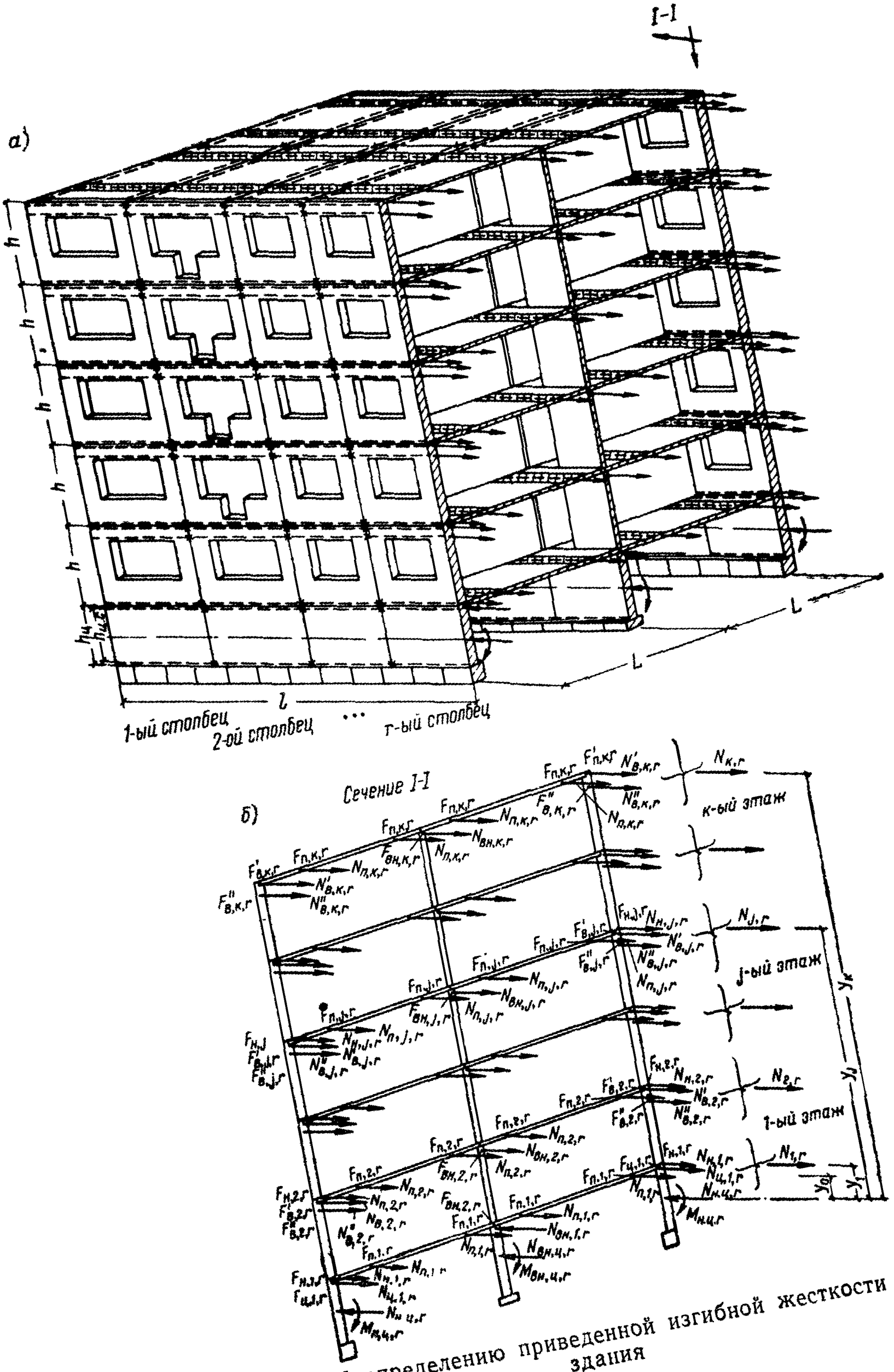


Рис. IV.6. К определению приведенной изгибной жесткости коробки здания

$$\bar{m} = \frac{6\bar{i}_c\left(\frac{d}{d_p}\right)^2 + i_н}{12\bar{i}_c\left(\frac{d}{d_p}\right)^2 + i_н + i_в};$$

$$i_в = \frac{d_p}{B_в}; \quad i_н = \frac{d_p}{B_н}; \quad \bar{i}_c = \frac{h_p}{\bar{B}_c}.$$

Для балконной панели с дверным проемом (рис. IV.5, *б*)

$$\bar{m} = 1; \quad \bar{n} = i_в + 4\bar{i}_c\left(\frac{d}{d_p}\right)^2.$$

В этих формулах в отличие от формулы (IV.9):

$\bar{B}_c$ — изгибная жесткость сечения, образованного простенками смежных панелей;

d — длина панелей (расстояние между вертикальными стыками).

25. Приведенная изгибная жесткость коробки здания определяется с учетом совместной работы продольных стен (включая подземную часть) и перекрытий (рис. IV.6).

В расчет вводятся площади сечения рабочей продольной арматуры растянутых перекрытий, собираемой с участков шириной по три толщины перекрытия в каждую сторону от места расположения расчетных связей между перекрытиями, и участки сжатых перекрытий по три толщины в каждую сторону от места расположения связей.

26. Приведенная изгибная жесткость коробки здания определяется по формуле

$$[EJ] = \sum [B]_ц + y_0^2 \sum [EF]_ц + \sum_1^k \frac{(y_j - y_0)^2}{\mu_j}, \qquad (11)$$

где y_j — расстояние от центра тяжести цокольной части здания до верхней грани перекрытия j-го этажа;

y_0 — расстояние от центра тяжести цокольной части здания (или нижнего расчетного пояса при отсутствии цоколя) до условной нейтральной оси вертикального сечения здания, определяемое по формуле

$$y_0 = \frac{\sum_{j=1}^{k} \frac{y_j}{\mu_j}}{\sum [EF]_ц + \sum_{j=1}^{k} \frac{1}{\mu_j}}; \qquad (12)$$

μ_j — приведенная податливость поясов j-го этажа, определяемая по формуле

$$\mu_j = \frac{1}{[EF]_j} + \frac{y_j}{d_{ср}\,[GF]_{j\,лев}} + \frac{y_j}{d_{ср}\,[GF]_{j\,пр}}. \qquad (13)$$

В формуле (IV.13):

$d_{ср} = \frac{l}{t}$ — усредненное расстояние между вертикальными стыками панелей наружных стен;

$[EF]_j$ — суммарная приведенная жесткость всех поясов (перекрытий и продольных стен) j-го этажа поперечного сечения всей коробки здания, условно располагаемых при расчете в уровне перекрытия над j-м этажом.

В состав расчетного сечения вводятся:

в растянутой зоне — сквозные арматурные пояса панелей продольных стен, которые условно сосредоточиваются в уровне перекрытия;

в сжатой зоне — надпроемные и подпроемные участки продольных стен;

В обеих зонах — материал перекрытий с учетом рекомендаций п. IV.25. Жесткость арматурных поясов, перемычек и включаемых в расчет участков перекрытия рекомендуется определять по указаниям п. IV.27;

$[GF]_{j\,лев}$; $[GF]_{j\,пр}$ — приведенные сдвиговые жесткости левой и правой (от рассматриваемого r-го сечения) частей коробки здания, определяемые по формулам:

$$[GF]_{j\,лев} = [GF]^{вн}_{j\,лев} + 2\sum_{i=1}^{r}\eta_i;$$

$$[GF]_{j\,пр} = [GF]^{вн}_{j\,пр} + 2\sum_{i=r+1}^{s}\eta_i, \qquad (14)$$

где $[GF]^{вн}_{j\,лев(пр)}$ — приведенная горизонтальная сдвиговая жесткость участков внутренних продольных стен, расположенных слева (справа) от рассматриваемого r-го сечения, определяемая по формуле

$$[GF]^{вн}_{j\,лев(пр)} = \frac{1}{\frac{1}{G\sum F_{лев(пр)}} + \frac{y_j^2}{3E\sum J_{лев(пр)}}}. \qquad (15)$$

В этой формуле

$\sum F_{лев(пр)}$; $\sum J_{лев(пр)}$ — соответственно суммарные площадь и момент инерции горизонтального сечения (в уровне проемов) участков внутренних продольных стен, расположенных слева (справа) от рассматриваемого r-го сечения.

В формулах (IV.11) и (IV.12):

$\Sigma[EF]_{ц}$ — жесткость подземной части здания в целом при растяжении или сжатии, равная сумме приведенных жесткостей подземных частей наружных и внутренних продольных стен и определяемая по аналогии с $[EF]_j$;

$\Sigma[B]_{ц}$ — изгибная жесткость подземной части здания, равная сумме приведенных изгибных жесткостей подземных частей наружных и внутренних стен, каждая из которых определяется по формуле

$$[B]_{ц} = \frac{1}{\frac{1}{B_{ц.б}} + \frac{2\lambda}{d_{ср.ц}\, h^2_{ц.с}}}. \qquad (16)$$

В формуле (IV.16):

$B_{ц.б}$ — изгибная жесткость цоколя, определяемая по формуле (170) главы СНиП II-В.1-62 без учета возможного трещинообразования в теле цокольной панели;

$d_{ср.ц}$ — осредненное расстояние между вертикальными стыками цокольных панелей;

$h_{ц.с}$ — расстояние между арматурными поясами, расположенными у верхней и нижней граней подземной части здания;

λ — податливость стыкового соединения цокольных панелей, определяемая экспериментальным путем и зависящая от конструктивного решения стыка, для некоторых типов стыковых соединений значения λ при растяжении ($\lambda_р$) приведены в табл. II.10; при отсутствии экспериментальных данных допускается принимать $\lambda=0$.

27. Жесткость армированного элемента при растяжении с учетом трещинообразования и податливости стыковых соединений определяется по формуле

$$[EF]_р = \frac{1}{\frac{\lambda_р}{d_{ср}} + \frac{\psi}{E_a F_{aj}}}, \qquad (17)$$

где $\lambda_р$ — податливость стыкового соединения, определяемая в зависимости от конструктивного решения стыка (см. п. IV.26);

ψ — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участках между трещинами; для железобетонных растянутых элементов с учетом длительного действия нагрузки при определении жесткостных характеристик здания коэффициент ψ допускается принимать равным 0,7.

Значение коэффициента ψ рекомендуется уточнять по экспериментальным данным.

Жесткость армированного элемента при сжатии определяется по формуле

$$[EF]_с = E_б F_{бj} + E_a F_{aj}, \qquad (18)$$

где $F_{бj}$ — площадь бетонного сечения рассматриваемого элемента;

F_{aj} — суммарная площадь арматуры в элементе.

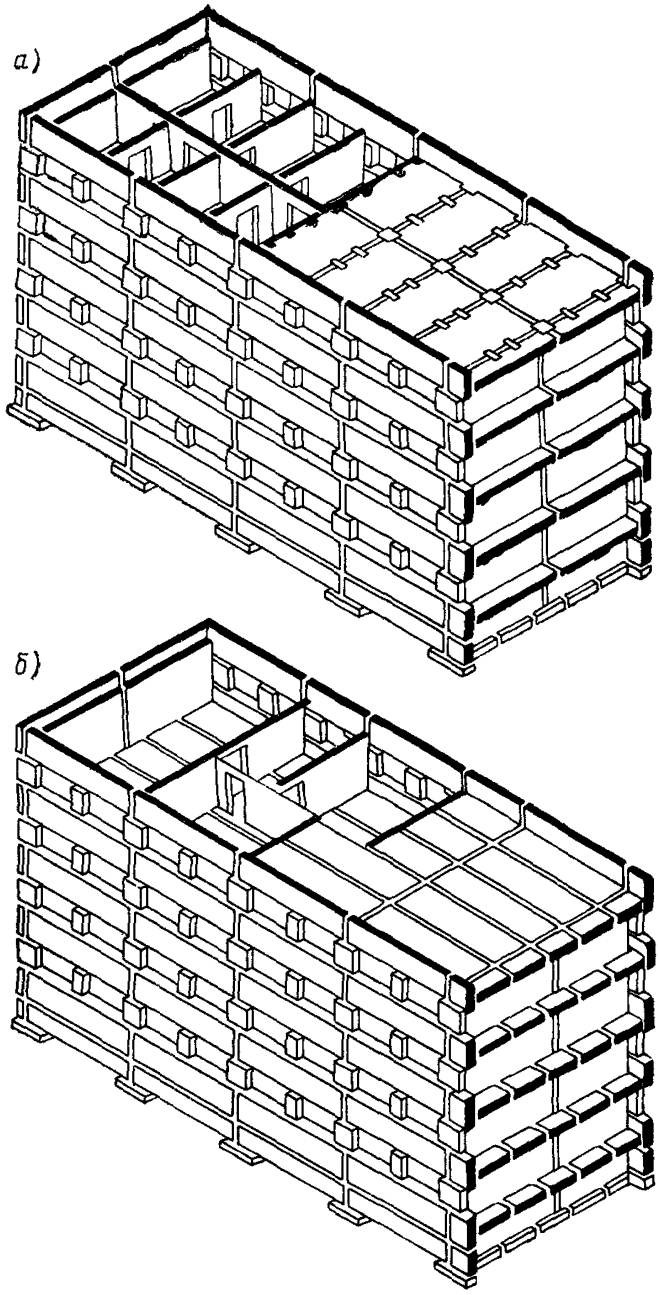


Рис. IV.7. Конструктивная схема здания с поперечными несущими стенами при двухрядной разрезке наружных продольных стен

а — со сплошной внутренней продольной стеной; *б* — без сплошной внутренней продольной стены

28. Жесткостные характеристики подземной части здания со сборно-монолитными или монолитными ленточными фундаментами вычисляются с учетом этих фундаментов. Если цокольная и фундаментная части жестко соединены между собой, то они рассматриваются при определении жесткостных характеристик подземной части как единое целое. Если цокольная и фундаментная части разделены швом скольжения (рулонная гидроизоляция и т. п.), то жесткостные характеристики подземной части определяются как сумма жесткостных характеристик цокольной и фундаментной частей. Если шов скольжения разделяет подземную (фундаментно-подвальную) и надземную части здания, то жесткостные характеристики всего здания определяются как сумма жесткостных характеристик надземной и подземной частей здания.

29. Вычисление изгибной жесткости по формулам пп. IV.26; IV.27 рекомендуется проводить в следующей последовательности:

предварительно задается положение нейтральной оси (для случая выгиба — в уровне первого этажа; для случая прогиба — в пределах верхнего или второго сверху этажей);

по формуле (IV.13) определяется приведенная податливость поясов; при этом величина $[EF]_j$ вычисляется по формуле (IV.17) или (IV.18) в зависимости от расположения поясов выше или ниже заданного положения нейтральной оси;

по формуле (IV.12) определяется уточненное положение нейтральной оси. Если при этом хотя бы один из ранее принятых сжатыми поясов окажется растянутым (или наоборот), то положение нейтральной оси следует уточнить повторным расчетом, соответственно изменив жесткостную характеристику этого пояса;

после нахождения положения нейтральной оси по формуле (IV.11) вычисляется изгибная жесткость коробки здания.

30. Жесткостные характеристики зданий, у которых отсутствует сплошная внутренняя продольная стена (рис. IV.2 см. стр. 86) и имеются только отдельные не связанные друг с другом участки стены (например, в местах расположения лестничных клеток), определяются для здания в целом по приведенным в пп. IV.23—28 рекомендациям, если соблюдаются конструктивные условия, указанные в и IV.21. При этом $[GF]_{вн}$, определяемая по формуле (IV.2), и $[GF]^{вн}_{jлев}$, $[GF]^{вн}_{jпр}$, определяемые по формуле (IV.15), принимаются равными нулю.

31. Жесткостные характеристики зданий того же типа, что описаны в п. IV.21, но с ненесущими (навесными и т. п.) панелями надземной части наружных продольных стен определяются для здания в целом. При этом $[GF]_н$, определяемая по формуле (IV.5), принимается равной $G_ц F_{ц.н}$, а η_i в формуле (IV.14) принимается равной нулю.

Примечание. При этом конструктивными мероприятиями (соответствующим конструированием стыков и т. п.) необходимо обеспечить исключение панелей надземной части наружных продольных стен из работы при неравномерных осадках здания.

32. В случае, когда наружные продольные стены имеют двухрядную поясную разрезку (рис. IV.7), допускается учитывать при

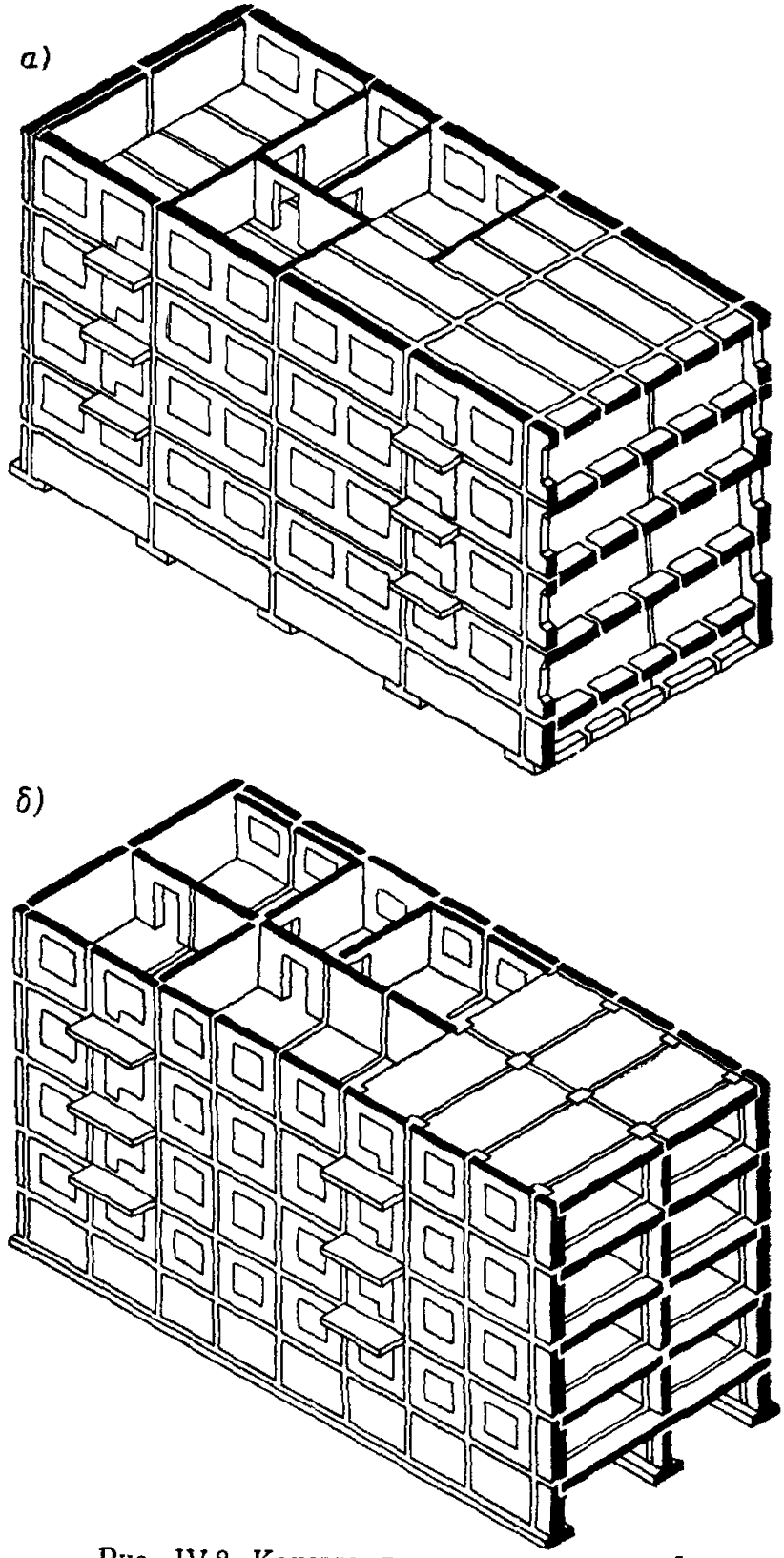


Рис. IV.8. Конструктивные схемы зданий

а — с поперечными несущими стенами, в которых плиты перекрытий опираются по двум сторонам и не соединены между собой расчетными связями; *б* — с продольными несущими стенами

определении жесткостных характеристик здания пояса, образованные панелями, соединенными между собой расчетными связями.

Сдвиговая жесткость наружной стены определяется по формуле

$$[GF]_{\text{н}} = \sum_{j=1}^{k} [GF]_{j\,\text{п}} + G_{\text{ц}}F_{\text{ц}}, \qquad (19)$$

где $[GF]_{j\text{п}}$ — приведенная сдвиговая жесткость поперечного сечения пояса j-го этажа, определяемая по формуле (IV.7).

Изгибная жесткость всего здания определяется по формуле (IV.11) с добавлением слагаемого $\sum_{j=1}^{k} [B]_{j\text{п}}$, представляющего собой сумму приведенных изгибных жесткостей поясов, каждая из которых определяется по формуле (IV.16). Одновременно с этим при вычислении μ_j в формуле (IV.14) следует принимать $\eta_i = 0$, а в $[EF]_j$ площадь сечения поясов наружных стен не учитывать.

При наличии балконных проемов (более одного на каждую стену секции здания) собственную сдвиговую и изгибную жесткость поясов при подсчете жесткостных характеристик здания можно не учитывать (принимать их равными нулю).

33. При расчете зданий с поперечными несущими стенами (рис. IV.7, *б*), в которых наружные продольные стены имеют двухрядную поясную разрезку, а сплошная внутренняя продольная стена отсутствует и имеются только отдельные не связанные друг с другом стены, расположенные параллельно наружным продольным стенам и обеспечивающие продольную устойчивость здания, приведенные жесткостные характеристики (как сдвиговые, так и изгибные) определяются как сумма приведенных жесткостей подземной части здания и поясов.

34. При расчете зданий с поперечными несущими стенами (рис. IV.8, *а*), в которых плиты перекрытий опираются по двум сторонам и не соединены между собой расчетными связями, превращающими каждое перекрытие в единый диск, а также зданий с продольными несущими стенами, жесткостные характеристики определяются для каждой продольной стены отдельно. Если в указанных выше зданиях примыкающие к продольным стенам плиты перекрытий соединены с ними и между собой в продольном направлении расчетными связями, то в расчет также вводятся примыкающие к продольным стенам участки перекрытий в соответствии с рекомендациями п. IV.25.

В зданиях с продольными несущими стенами (рис. IV.8, *б*) панели перекрытий при определении жесткостных характеристик продольных стен учитываются только в тех случаях, когда они имеют продольную расчетную арматуру, образующую непрерывные пояса в местах примыкания к продольным стенам. Определение характеристик таких арматурных поясов производится также по рекомендациям п. IV.25.

Рекомендации по определению обобщенных усилий в крупнопанельных зданиях

35. При расчете крупнопанельных зданий на неравномерные осадки основания, вызываемые обжатием неоднородных грунтов, на стадии разработки типового проекта рекомендуется различать следующие расчетные случаи:

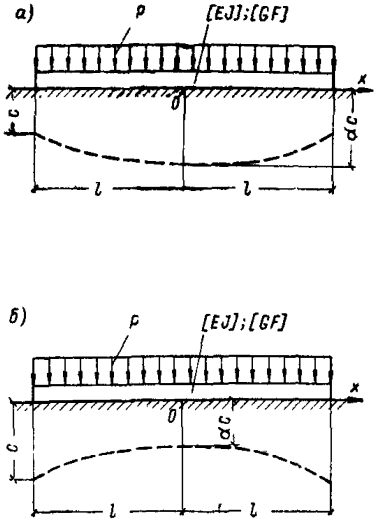


Рис. IV.9. Расчетные схемы изменения жесткостной характеристики основания под зданием

а — случай выгиба здания $\alpha>1$; *б*—случай прогиба здания $0<\alpha<1$

а) для крупнопанельных зданий с поперечными несущими стенами, продольные стены которых опираются на ленточные фундаменты или выступы фундаментов поперечных стен здания (при количестве их более 10), расчетная схема здания может быть принята в виде балочной системы с приведенными жесткостями $[EJ]$ и $[GF]$, вычисляемыми в соответствии с рекомендациями пп. IV.20—IV.34 для среднего сечения. Система считается опирающейся на упругое основание переменной жесткости. Нагрузка на систему (p) принимается равномерно распределенной, равной всей нагрузке от здания, вызывающей осадку основания (за минусом бытового давления), и отнесенной к длине здания. Жесткостная характеристика основания $c(\xi)$ определяется по формуле (рис. IV.9).

$$c(\xi) = c[(1-\alpha)\xi^2 + \alpha], \quad (20)$$

где $\xi = \frac{x}{l}$ — безразмерная координата;

α — коэффициент изменчивости сжимаемости основания, принимаемый для случая выгиба здания (см. рис. IV.9, *а*) по формуле (IV.1); для случая прогиба (см. рис. IV.9, *б*) коэффициент α вычисляется по формуле

$$\alpha = \frac{E_{min}}{E_{max}};$$

c — жесткостная характеристика основания в сечениях $\xi = \pm 1$, определяемая по формуле

$$c = \frac{3c_{ср}}{1+2\alpha}. \quad (21)$$

В этой формуле:

$c_{ср}$ — средняя жесткостная характеристика основания, равная

$$c_{ср} = p\frac{\Sigma F_i}{\Sigma s_i F_i}, \quad (22)$$

где p — приведенная погонная нагрузка на балку;

F_i — площадь фундамента i-й стены;

s_i — осадка i-го фундамента от приходящейся на него нагрузки, определяемая для поперечных стен с учетом изменчивости модуля деформации основания; осадки продольных стен определяются по заданному среднему значению модуля деформации основания $E_{ср}$ (см. п. IV.10); суммирование производится для всех стен здания.

Модуль деформации определяется по формуле

$$E(\xi) = \frac{3E_{ср.}}{1 + 2\alpha}[(1-\alpha)\xi^2 + \alpha]; \qquad (23)$$

б) в крупнопанельных зданиях с поперечными несущими стенами при опирании продольных самонесущих наружных стен здания на выступы фундаментов поперечных стен продольные стены могут рассчитываться как балки-стенки на упругих опорах.

Расчет в этом случае производится с использованием уравнений пяти моментов.

Жесткостная характеристика r-й упругой опоры определяется по формуле

$$c_r = \frac{P_r}{s_r}, \qquad (24)$$

где P_r — суммарная нагрузка на фундамент r-й поперечной стены, вызывающая его осадку (за минусом бытового давления на отметке подошвы фундамента);

s_r — осадка r-го фундамента поперечной стены здания от нагрузки P_r, вычисляемая при значении модуля деформации $E(x)$ для r-го сечения;

в) в крупнопанельных зданиях с продольными несущими стенами последние рассматриваются как независимо деформирующиеся балочные системы, лежащие на упругом основании переменной жесткости.

Жесткостные характеристики основания для каждой стены вычисляются по формуле (IV.20). При этом $c_{ср}$ принимается равным

$$c_{ср} = \frac{P}{s}, \qquad (25)$$

где s — осадка стены, соответствующая среднему значению модуля деформации основания $E_{ср}$.

36. При разработке типового проекта осадки фундаментов допускается определять по формуле

$$s_i = 0{,}8\frac{k_0 k_1 P_i}{E_i\sqrt{F_i}}, \qquad (26)$$

где E_i — значение модуля деформации основания под i-м фундаментом;

P_i — суммарная нагрузка на фундамент i-й стены, вызывающая ее осадку;

F_i — площадь i-го фундамента, вычисляемая без учета разрывов между опорными подушками;

k_0 — коэффициент, зависящий от формы фундамента, численно равный

β	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	7,0	10,0	20	50	100
k_0	0,88	0,87	0,86	0,83	0,80	0,77	0,73	0,67	0,58	0,45	0,36

β — отношение длины фундамента (без учета разрывов между опорными подушками) к его ширине;

k_1 — коэффициент, учитывающий наличие разрывов между опорными подушками, равный:

$k_1=1$ — при величине разрыва до 10 *см*;

$k_1=1{,}3$ — при величине разрыва, равной ширине фундамента; при промежуточной величине разрыва коэффициент k_1 определяется по интерполяции; при величине разрыва между участками фундамента большей их ширины осадки вычисляются как для отдельно стоящих фундаментов.

Примечание. В соответствии с указанием п. IV.14 осадки фундаментов, вычисленные по формуле (IV.26), должны быть уменьшены на 50%.

37. Для расчетных случаев, рассмотренных в п. IV.35 «а» и «в», осадки здания с учетом его конечных изгибной $[EJ]$ и сдвиговой $[GF]$ приведенных жесткостей определяются по формуле

$$y(\xi) = y_0 + y_1[\xi^6 - 5(1+6\lambda)\xi^4 + 15(1+4\lambda)\xi^2 - 30\lambda], \quad (27)$$

где $\lambda = \dfrac{[EJ]}{l^2[GF]}$ — безразмерный параметр, учитывающий влияние деформаций сдвига;

y_0 и y_1 — коэффициенты, которые определяются в результате решения следующей системы уравнений:

$$\begin{cases} y_0 + a_1 y_1 = \dfrac{p}{c_{cp}}; \\ a_1 y_0 + a_2 y_1 = (4{,}14 - 16\lambda)\dfrac{p}{c_{cp}}. \end{cases} \quad (28)$$

В этой системе

$$a_1 = \frac{151 + 110\alpha - 144\lambda(1+6\alpha)}{21(1+2\alpha)};$$

$$a_2 = \frac{1}{1+2\alpha}[59{,}2 + 27{,}2\alpha - 59{,}3\lambda(1+2{,}12\alpha) + 99{,}7\lambda^2(1+10\alpha)] + \frac{366(1+3\lambda)[EJ]}{c_{cp}l^4}.$$

Обобщенные изгибающие моменты и перерезывающие силы определяются по формулам

$$M(\xi) = -\frac{30[EJ]}{l^2} y_1 (\xi^2 - 1)^2; \tag{29}$$

$$Q(\xi) = -\frac{120[EJ]}{l^3} y_1 \xi (\xi^2 - 1). \tag{30}$$

При расчете продольных стен здания без учета влияния сдвига в формулах (IV.27), (IV.28) следует принять $\lambda = 0$.

Реактивный отпор основания определяется по формуле

$$q(\xi) = c(\xi) y(\xi), \tag{31}$$

где $c(\xi)$ определяется по формуле (IV.20), а $y(\xi)$ — по формуле (IV.27).

Рекомендации по определению усилий в элементах конструкций здания

38. При изгибе здания от неравномерных осадок характер напряженного состояния конструкций зависит от конструктивной системы здания и его элементов:

а) при наличии в стенах дверных или балконных проемов без перемычек или с весьма гибкими надпроемными перемычками возникающие при неравномерной осадке основания перерезывающие силы воспринимаются в сечениях стены по проемам подземной частью здания.

Продольные усилия от изгибающих моментов в тех же сечениях воспринимаются совместно конструкциями подземной части здания и надземными конструкциями (надпроемными перемычками и примыкающими к ним участками перекрытий, которые должны быть связаны со стенами расчетными соединениями). В этом случае участки надземной части стены, ограниченные проемами, должны быть проверены расчетом на изгиб в своей плоскости как консоли, заделанные в надземные конструкции здания, на нагрузку от разности продольных растягивающих (сжимающих) усилий, действующих в соединениях, расположенных справа и слева от рассматриваемого участка стены. Если при этом в горизонтальных швах возникают растягивающие напряжения, превосходящие по величине сжимающие напряжения от собственного веса конструкций, должны предусматриваться специальные соединения между панелями, обеспечивающие восприятия растягивающих усилий в горизонтальных стыках.

По такой же схеме воспринимаются усилия от неравномерных осадок, когда в вертикальных стыках надземной части стены применяются гибкие стыковые соединения панелей.

Конструктивное решение подземной части должно обеспечивать восприятие усилий от защемления вертикальных консолей (участков стен, ограниченных проемами) и перерезывающих усилий, что необходимо учитывать при расчете и конструировании подземной части здания;

б) при наличии в стенах над проемами жестких перемычек, способных без недопустимых раскрытий трещин и других повреждений воспринимать усилия от неравномерных осадок основания, и жестких стыковых соединений панелей по вертикальным стыкам пере-

резывающие усилия от неравномерных осадок в отличие от предыдущего случая, воспринимаются совместно как подземными, так и надземными конструкциями здания.

Продольные усилия от изгибающих моментов воспринимаются теми же элементами конструкций, которые перечислены в подпункте «а» настоящего пункта.

Участки стен (*столбцы панелей*), ограниченные вертикальными стыками, должны проверяться расчетом на перекос на нагрузку от разности продольных растягивающих (сжимающих) усилий, действующих в соединениях справа и слева от рассматриваемого участка стены.

Расчетные усилия в панельных конструкциях и их соединениях определяются по величинам обобщенных изгибающих моментов M и перерезывающих сил Q, возникающих в поперечных сечениях коробки здания при неравномерных осадках основания. Изгибающие моменты и перерезывающие силы определяются по рекомендациям пп. IV.35—37 настоящего приложения.

Если конструктивная схема здания не позволяет полностью учитывать пространственную работу всей коробки (см. п. IV.34), определение расчетных усилий в конструкциях производится по тем же формулам, но с учетом жесткостных характеристик рассматриваемых плоских элементов (стен) и по величинам изгибающих моментов и перерезывающих сил, действующих в этих элементах.

39. Суммарное *продольное* (*растягивающее или сжимающее*) усилие в расчетном поясе j-го этажа r-го вертикального стыка определяется по формуле

$$\sum N_{j,r} = \frac{M_r}{[EJ]_r} \cdot \frac{y_j - y_{0r}}{\mu_{j,r}}, \qquad (32)$$

где M_r — изгибающий момент в r-м сечении (вертикальном стыке панелей) коробки здания;

$y_{0,r}$; $\mu_{j,r}$; $[EJ]_r$ — характеристики, определяемые по формулам (IV.11) — (IV.18) для r-го сечения коробки здания.

Суммарное усилие $N_{j,r}$ распределяется между отдельными элементами расчетного пояса пропорционально их расчетным жесткостям $[EF]$.

Продольное усилие в цокольной части каждой стены здания определяется по формуле

$$N_{цr} = \frac{M_r}{[EJ]_r} [EF]_{ц}^{р(с)} y_{0r}. \qquad (33)$$

40. Изгибающий момент в цокольной части каждой стены здания определяется по формуле

$$M_{цr} = \frac{M_r}{[EJ]_r} \cdot [B]_{ц}. \qquad (34)$$

41. Сдвигающее усилие $S_{j,r}^{перекр}$ в стыке между плитами перекрытия и продольной наружной стеной r-го столбца j-го этажа (рис. IV.10, *б*) определяется по разности продольных усилий во всех по-

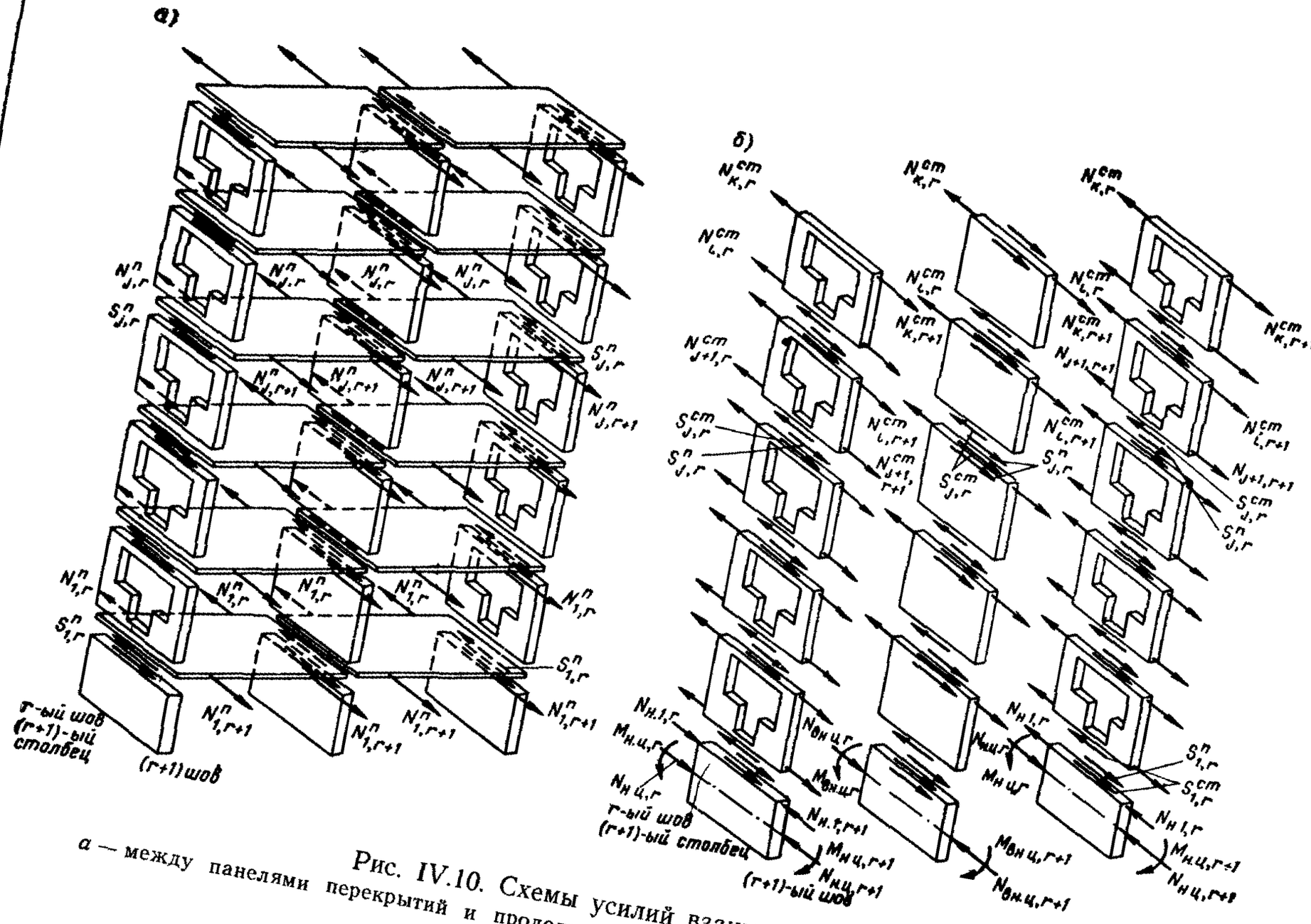


Рис. IV.10. Схемы усилий взаимодействия
а — между панелями перекрытий и продольных стен; *б* — между панелями продольных стен

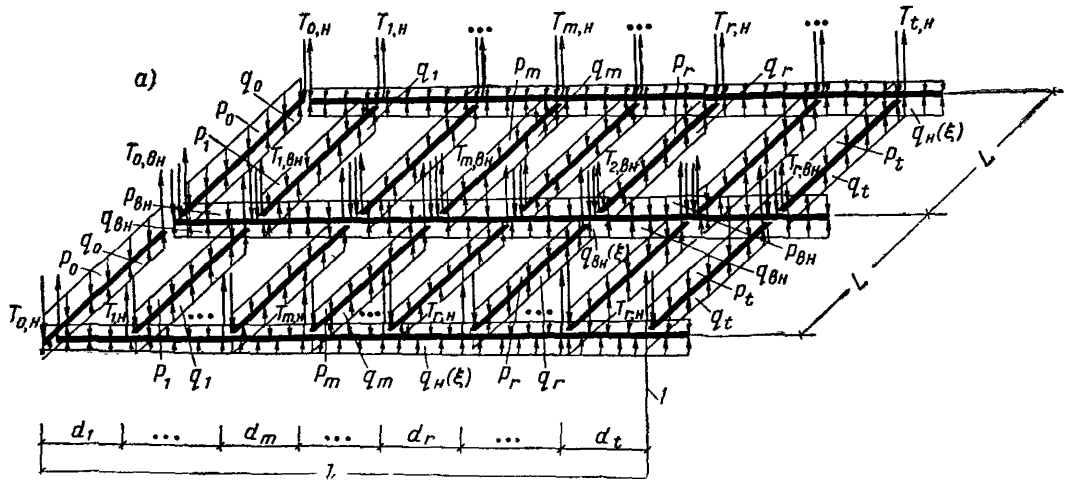


Рис. IV.11. К определению усилий взаимодействия между продольными и поперечными стенами

а — схема усилий взаимодействия

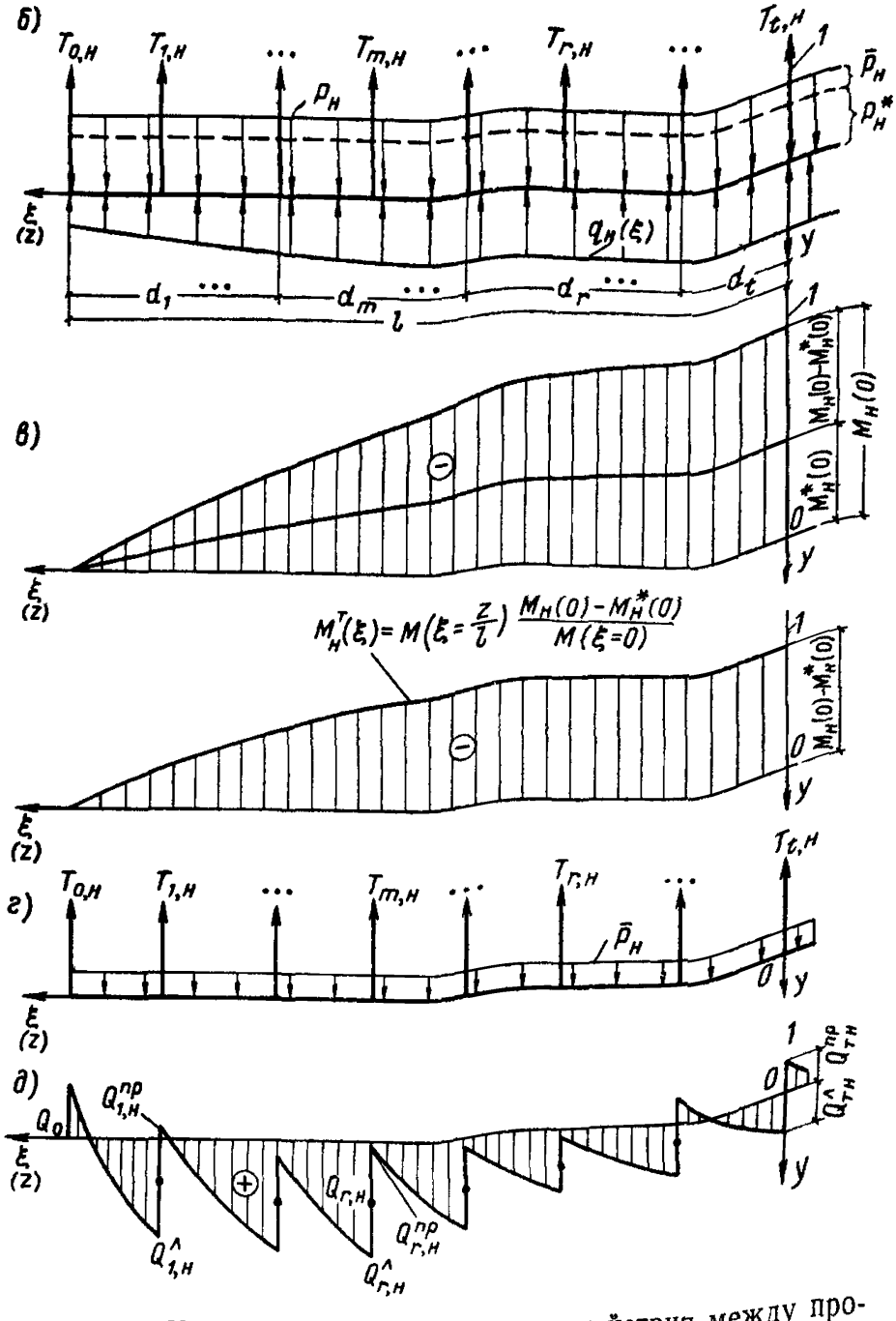


Рис. IV.11. К определению усилий взаимодействия между продольными и поперечными стенами

б — схема внешних нагрузок на наружную продольную стену; *в* — эпюра изгибающих моментов в наружной продольной стене; *г* — схема приведенных нагрузок на наружную продольную стену; *д* — эпюра перерезывающих сил $Q(\xi)$ в наружной продольной стене; *1* — ось симметрии

ясах плит перекрытий $N^{\text{пер}}_{j,r+1} - N^{\text{пер}}_{j,r}$ рассматриваемого этажа по формуле

$$S^{\text{пер}}_{j,r} = \left(N^{\text{пер}}_{j,r+1} - N^{\text{пер}}_{j,r}\right) \frac{\sum^{r(s)} \eta_i}{[GF]^{\text{г}}_{\text{л(пр)}}}. \qquad (35)$$

Сдвиговые жесткости, указанные в формуле (IV.35), подсчитываются по формулам (IV.8) — (IV.10), (IV.14) для той части здания (левой или правой), у которой меньше длина, и относительно того сечения, в котором усилия в соединениях перекрытий больше (для сечения $r+1$ при $N^{\text{пер}}_{i,r+1} > N^{\text{пер}}_{j,r}$).

Сдвигающее усилие в горизонтальном стыке панелей продольной наружной стены в уровне перекрытия над j-м этажом r-го столбца (рис. IV.10) определяется с учетом всех продольных внутренних сил (включая $\overline{S}^{\text{перекр}}_{i,r}$), приложенных к рассматриваемому вертикальному столбцу панелей выше j-го горизонтального стыка, по формуле

$$S^{\text{стены}}_{j,r} = \sum_{i=j+1}^{k} \left(N^{\text{ст}}_{i,r+1} - N^{\text{ст}}_{i,r}\right) + \sum_{i=j+1}^{k} S^{\text{перекр}}_{i,r}, \qquad (36)$$

где $N^{\text{ст}}_{i,r+1}$ и $N^{\text{ст}}_{i,r}$ — продольные усилия в i-м арматурном поясе ($i>j$) стеновой панели в $r+1$-м и r-м вертикальных стыках.

Усилия в поперечных соединениях плит перекрытий j-го этажа r-го столбца, а также сдвигающие усилия в горизонтальных стыках панелей внутренних стен с плитами перекрытий определяются исходя из условия равновесия рассматриваемых фрагментов зданий с учетом определенных по формуле (IV.35) усилий.

42. Сдвигающие усилия в вертикальных стыках поперечных и продольных стен (T_r — усилия взаимодействия) определяются в следующей последовательности (рис. IV.11).

а) вычисляется изгибающий момент, возникающий в среднем сечении наружной продольной стены при неравномерных осадках, по формуле

$$M_{\text{н}}(0) = \sum_{j=1}^{k} \left(N^{\text{ст}}_{j} + \overline{S}^{\text{пер}}_{j,0}\right) y_j, \qquad (37)$$

где $N^{\text{ст}}_{j}$; $\overline{S}^{\text{пер}}_{j,0}$ — продольное усилие в поясе наружной продольной стены и суммарное сдвигающее усилие, передающееся на наружную стену от перекрытия (в уровне перекрытия над j-м этажом) в середине длины здания;

$$\overline{S}^{\text{пер}}_{j\,0} = N^{\text{пер}}_{j\,0} \frac{\sum^{r(s)} \eta_i}{[GF]^{\text{г}}_{j\,\text{л(пр)}}},$$

где $N_{j0}^{\text{пер}}$ — суммарное продольное усилие в соединениях перекрытий j-го этажа;

б) вычисляется реактивный отпор грунта под фундаментами наружной продольной стены по формуле

$$q_{\text{н}}(\xi) = \frac{p_{\text{н}}}{s_{\text{н}}} \cdot \frac{3}{1+2\alpha} [(1+\alpha)\xi^2 + a]\, y(\xi), \qquad (38)$$

где $p_{\text{н}}$ — погонная нагрузка от наружной продольной стены, вызывающая осадку основания;

s — условная осадка наружной продольной стены от нагрузки $p_{\text{н}}$ при постоянном значении модуля деформации грунта, принимаемом равным $E_{\text{ср}}$; $s_{\text{н}}$ вычисляется по формуле (IV.26);

$y(\xi)$ — расчетная осадка здания в сечении $\xi = \frac{x}{l}$, определяемая по формуле (IV.27);

в) определяется величина активной нагрузки $p_{\text{н}}^*$, уравновешивающей реактивный отпор основания наружной продольной стены, по формуле

$$p_{\text{н}}^* = \int_0^1 q_{\text{н}}(\xi)\, d\xi = \frac{p_{\text{н}}}{s_{\text{н}}} \left[y_0 + \frac{y_1}{21} \cdot \frac{151+110\alpha-144\lambda-864\lambda\alpha}{1+2\alpha} \right]; \qquad (39)$$

г) вычисляется величина изгибающего момента в том же среднем сечении стены от уравновешенной активной и реактивной нагрузок $p_{\text{н}}^*$ и $q_{\text{н}}(\xi)$ по формуле

$$M_{\text{н}}^*(0) = -\frac{p_{\text{н}}^* l^2}{2} + l^2 \int_0^1 \xi q_{\text{н}}(\xi)\, d\xi =$$

$$= -\frac{l^2}{2} \left[p_{\text{н}}^* - \frac{ky_0}{2}(1+\alpha) - \frac{ky_1}{60}(237+128\alpha-150\lambda-450\lambda\alpha) \right],$$

$$\text{где } k = \frac{p_{\text{н}}}{s_{\text{н}}} \cdot \frac{3}{1+2\alpha}; \qquad (40)$$

д) строится эпюра изгибающих моментов в наружной продольной стене только от усилий взаимодействия продольной стены с поперечными $T_{r\text{н}}$ и от неуравновешенной части активной нагрузки. Ординаты подсчитываются по формуле

$$M_{\text{н}}^{\text{т}}(\xi) = \left[M_{\text{н}}(0) - M_{\text{н}}^*(0) \right] (\xi^2-1)^2; \qquad (41)$$

е) силы взаимодействия $T_{r\text{н}}$ наружной продольной стены с поперечными стенами вычисляются последовательно, начиная с $T_{0\text{н}}$ (сила взаимодействия с торцовой поперечной стеной). Силы $T_{r\text{н}}$ находятся из условия, что изгибающие моменты, создаваемые этими силами и неуравновешенной частью активной нагрузки $p_{\text{н}} = \overline{p}_{\text{н}} - p_{\text{н}}^*$ относительно сечений, в которых поперечные стены примыкают к продольной, равны моментам, подсчитанным по формуле (IV.41).

Вычисление сил $T_{r\text{н}}$ производится по формуле

$$T_{r-1,\text{н}}=\frac{1}{d_r}\left[M^T_{\text{н}}(\xi_r)-\sum_{m=1}^{r-1}T_{m-1}(d_m+\cdots+d_r)+\right.$$

$$\left.+\frac{\overline{p}_{\text{н}}}{2}\left(\sum_{m=1}^{r}d_m\right)^2\right], \qquad (42)$$

где

$$\xi_r=1-\frac{1}{l}\sum_{m=1}^{r}d_m.$$

Примечание. При определении силы T_0 второе слагаемое в правой части формулы (IV.42) равно нулю, а выражение $\sum_{m=1}^{1} d_m$ равно d_m;

ж) силы взаимодействия внутренней продольной стены с поперечными стенами $T_{r\,\text{вн}}$ вычисляются исходя из условия равновесия поперечной стены по формуле

$$T_{r\,\text{вн}}=T_{r\,\text{н}}-p_rL_r\left(\frac{y_r(\xi)}{s_r}-1\right), \qquad (43)$$

где p_r — погонная нагрузка от r-й поперечной стены, вызывающая осадку основания;

s_r — осадка r-й поперечной стены от нагрузки p_r, вычисляемая по формуле (IV.26);

$y_r(\xi)$ — осадка r-й поперечной стены в здании при осадке всего здания в целом;

L_r — длина фундамента r-й поперечной стены.

Полное усилие взаимодействия между поперечной стеной и внутренней продольной стеной равно удвоенной силе $T_{r\,\text{вн}}$ (два стыка примыкания).

43. Усилия взаимодействия $T_{r\text{н}}$ и $T_{r\text{вн}}$ распределяются по высоте стыка поперечных и продольных стен пропорционально сдвиговой жесткости соединений (см. табл. II.11 и II.12).

При отсутствии экспериментальных данных о жесткостных характеристиках стыковых соединений рекомендуется распределять сдвигающие усилия пропорционально площади сечения шпонок и других соединений (по всей высоте стены, включая подземную часть здания), препятствующих сдвигам стен.

При наличии дверных проемов в надземной части поперечной стены в месте примыкания ее к продольной или при наличии гибких связей между этими стенами усилия взаимодействия следует передавать целиком на подземную часть здания.

44. Перерезывающая сила в r-м вертикальном стыке наружной продольной стены, к которому примыкает поперечная стена, вычисляется по формуле

$$Q_{r\text{н}}=\frac{1}{2}\left(Q^{\text{л}}_{r\text{н}}+Q^{\text{пр}}_{r\text{н}}\right), \qquad (44)$$

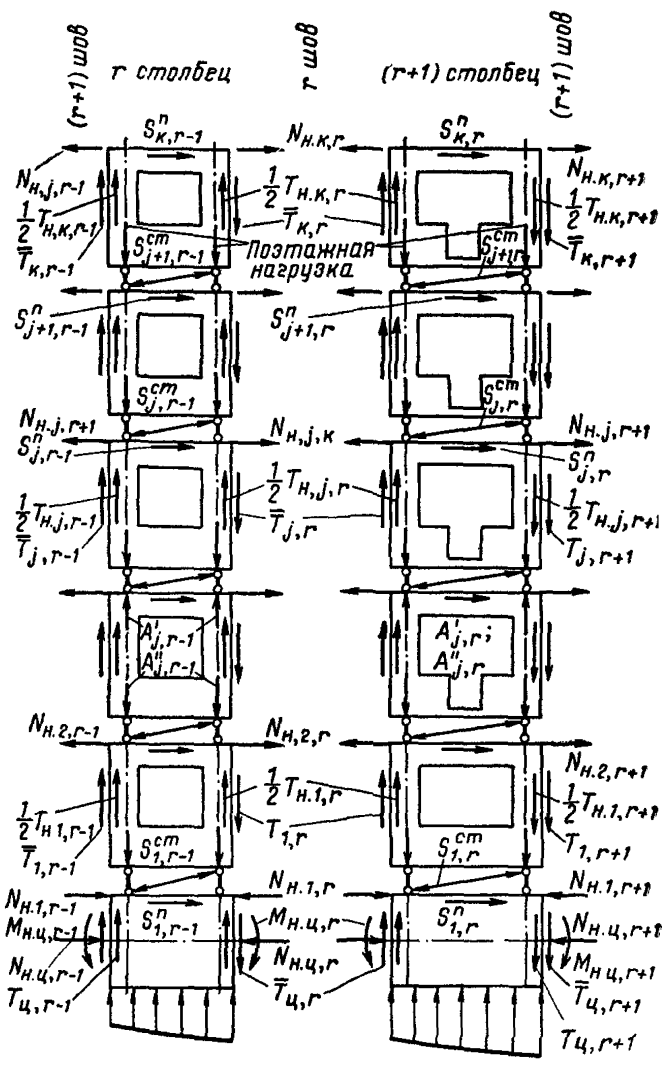


Рис. IV.12. Схема усилий в наружной продольной стене

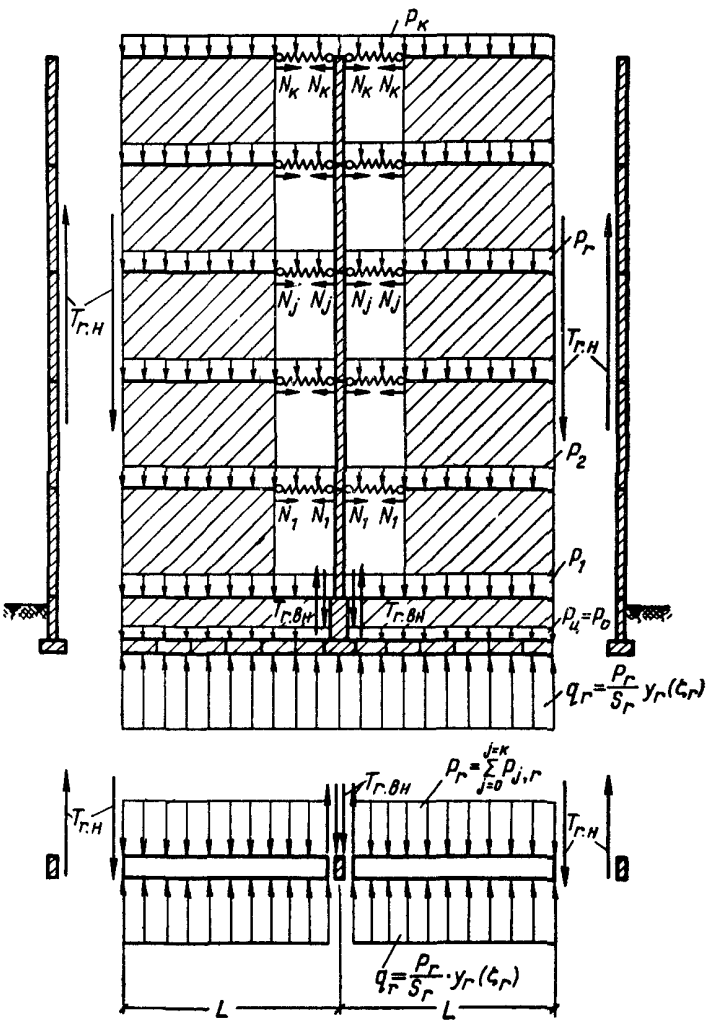


Рис. IV.13. Схема усилий в поперечной стене здания

где $Q^{л}_{гн}$, $Q^{пр}_{гн}$ — перерезывающие силы слева и справа от r-го вертикального стыка наружной продольной стены; принимаются по эпюре перерезывающих сил $Q_н(\xi)$, построенной для наружной продольной стены от действия на нее активной и реактивной нагрузок и сил взаимодействия с поперечными стенами (рис. IV.11, *б* и *д*).

Перерезывающая сила в r-м вертикальном стыке наружной продольной стены, к которому поперечная стена не примыкает, принимается непосредственно по эпюре $Q_н$ для рассматриваемого стыка.

Аналогичным путем следует идти при определении перерезывающей силы в вертикальных стыках панелей внутренней продольной стены.

Перерезывающие силы в наружных и внутренних продольных стенах следует распределять по высоте вертикальных стыков так же, как это рекомендуется делать с силами взаимодействия в п. IV.43.

45. Сжимающие усилия в простенках панелей нижних этажей ($A_{j,r}$) с учетом перегруза, возникающего при неравномерных осадках здания, определяются исходя из условия равновесия панели при действии сил $N_{j\,r}$; $S^{пер}_{j,r}$; $S^{ст}_{j,r}$; $T^{эт}_{r}$; $\overline{T}^{эт}_{r}$ (см. рис. IV.12) и вышележащей основной нагрузки (постоянной и временной).

46. Поперечные стены здания должны быть рассчитаны на усилия, возникающие в них в результате взаимодействия с продольными стенами, и активную нагрузку (рис. IV.13).

Усилия в элементах поперечных стен и прилегающих участках перекрытий определяются по аналогии с расчетом продольных стен. При этом перекрытия рассматриваются как упругие связи между сплошными участками поперечных стен.

Особенности исследования грунтов основания

47. Объем полевых и лабораторных исследований грунтов площадки, предназначенной для строительства крупнопанельных зданий, а также методика исследований устанавливаются СН 210—62, СН 211—62, СН 225—62 и СН 234—62 с учетом дополнительных указаний настоящего раздела.

В районах распространения элювиальных грунтов следует также руководствоваться «Указаниями по особенностям инженерно-геологических изысканий и проектирования оснований на элювиальных грунтах». Стройиздат, М., 1954.

В случае применения свайных фундаментов объем исследований должен устанавливаться с учетом указаний СН 216—62.

48. Количество выработок, характер и число испытаний грунтов определяются организацией, производящей изыскания, в зависимости от сложности и изученности геологического и гидрогеологического строения участка, однородности слоев грунта, слагающих основание проектируемых зданий, а также длины этих зданий.

Общее число выработок на каждое здание длиной до 60 *м* должно быть не менее двух в простых геологических условиях и не менее трех — в сложных.

49. Глубина проходки скважин должна быть не менее 6 *м* от предполагаемой отметки заложения фундаментов для пятиэтажных зданий и не менее 9 *м* — для девятиэтажных.

При строительстве зданий на свайных фундаментах глубина скважин должна быть не менее 5 *м* от предполагаемых отметок расположения острия свай в песчаных и глинистых грунтах, а при опирании свай на скальные и крупнообломочные грунты — не менее 1,5 *м*.

50. Нормативные характеристики грунтов, необходимые для расчета оснований, как правило, должны определяться на основе выполнения комплекса изысканий, предусмотренного действующими нормативными документами.

Если грунты основания относятся к таким, на которые распространяется табл. 13 главы СНиП II-Б.1-62 или аналогичные таблицы норм, утвержденных в установленном порядке для отдельных районов страны, допускается при наличии достаточного количества определений простейших показателей свойств и состояния грунта нормативные характеристики грунтов ($c^н$, $O^н$, $E^н$) определять по этим таблицам.

Характеристики грунтов, не вошедших в табл. 13 главы СНиП II-Б.1-62 (скальных грунтов; рыхлых песков; илов; заторфованных, насыпных и искусственно намытых грунтов; глинистых грунтов текучей консистенции, а также имеющих коэффициент пористости ε, превышающий значения: 0,7 — для супесей, 1,0 — для суглинков и 1,1 — для глин и пр.), должны определяться только на основе непосредственных опытных определений этих характеристик, а возможность использования таких грунтов в качестве естественных оснований должна решаться в каждом отдельном случае в соответствии с результатами исследования грунтов строительной площадки.

51. Нормативные значения показателей свойств и состояния грунта определяются как среднее арифметическое из всех опытных значений данного показателя по образцам, отобранным из различных мест данного слоя, при количестве опытных определений не менее шести. Допускается при этом использование опытных характеристик, полученных по образцам из выработок, расположенных в пределах не только плана одного здания, но и всего района застройки, а также выработок, пройденных на различных стадиях изысканий.

Количество определений может быть уменьшено для единичных прослоек и линз ограниченного распространения в плане и малой мощности.

52. Нормативные значения модуля деформации $E^н$ грунтов, для которых отсутствуют табличные данные (см. IV.50), должны устанавливаться на основе испытаний грунтов статической нагрузкой как среднее арифметическое не менее трех штамповых испытаний. Если по данным испытаний отношение максимального значения модуля деформации к минимальному не превышает 1,4 для песчаных, 1,8 — для глинистых и 2,5 — для моренных глинистых грунтов, то допускается определять $E^н$ по результатам двух испытаний. Для песчаных грунтов (кроме пылеватых) и глинистых при $\varepsilon > 1{,}3$ нормативное значение их модуля деформации может устанавливаться по результатам компрессионных испытаний как среднее арифметическое из результатов не менее шести испытаний образцов грунта данного слоя.

53. Средний модуль деформации грунтов основания $E_{ср}$ в пределах плана здания определяется как отношение суммы нормативных значений модулей деформации отдельных характерных по геологическому строению участков, умноженных на их площадь, к суммарной площади, занимаемой зданием. При этом в случае много-

слойного основания E для этих участков определяется как приведенное по глубине в пределах сжимаемой толщи.

$$E_{\text{пр}} = \frac{\Sigma \omega_i}{\sum \frac{\omega_i}{E_i}}, \tag{45}$$

где ω_i — площадь эпюры дополнительных напряжений в грунте, соответствующая толщине слоя с модулем деформации E_i.

54. Степень изменчивости сжимаемости основания α должна определяться с учетом возможных отклонений значений модуля деформации от нормативных значений по формуле

$$\alpha = \frac{E_{1\text{пр}}(1 + kv_1)}{E_{2\text{пр}}(1 - kv_2)}, \tag{46}$$

где $E_{1\text{пр}}$ и $E_{2\text{пр}}$ — соответственно наибольшее и наименьшее значения приведенного модуля деформации грунтов основания в пределах плана здания;

v_1 и v_2 — соответствующие коэффициенты вариантности модуля деформации для слоев грунта, залегающих непосредственно под фундаментами в пределах глубины, равной ширине этих фундаментов, определяемой по указаниям п. IV.55; при наличии в пределах указанной зоны грунтов с различными v_1 в расчет принимается его наибольшее значение;

k — коэффициент, зависящий от отношения суммарной площади фундаментов ΣF_i к площади здания в плане F и определяемый по формуле

$$k = 1 - \frac{\Sigma F_i}{F}. \tag{47}$$

При однослойных основаниях, а также горизонтальных многослойных основаниях

$$\alpha = \frac{1 + kv}{1 - kv}. \tag{48}$$

55. При определении $E^{\text{н}}$ по данным двух или трех штамповых испытаний коэффициент вариантности v определяется по формуле

$$v = \frac{E_{\max} - E_{\min}}{2E^{\text{н}}}. \tag{49}$$

При большем числе штамповых испытаний, а также при использовании данных компрессионных испытаний коэффициент вариантности определяется как отношение стандарта кривой распределения (средней квадратичной ошибки) к нормативному значению модуля деформации.

При определении $E^{\text{н}}$ по данным табл. 13 главы II-Б.1-62 СНиП коэффициент вариантности v принимается равным: для песчаных грунтов 0,15; для глинистых — 0,25. Для моренных глинистых грунтов ориентировочно можно считать $v = 0{,}4$.

ПРИЛОЖЕНИЕ V

ПРИМЕР РАСЧЕТА КРУПНОПАНЕЛЬНОГО ЗДАНИЯ НА НЕРАВНОМЕРНЫЕ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ

Исходные данные

На стадии типового проектирования расчетом на неравномерные осадки основания необходимо проверить двухсекционное крупнопанельное пятиэтажное здание (рис. V.1) с поперечными и продоль-

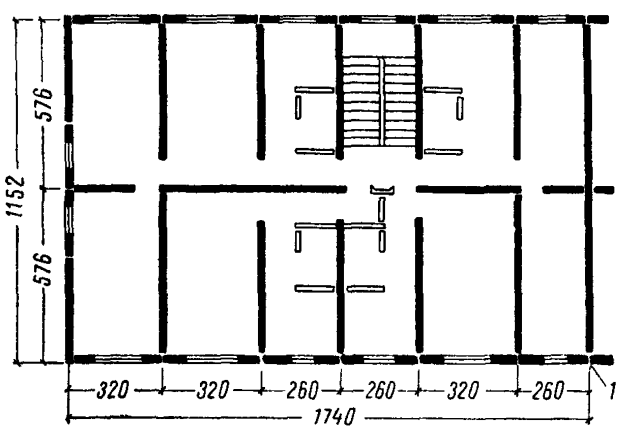


Рис. V.1. План здания
1 — ось симметрии

ными несущими стенами и панелями перекрытий размером на комнату, опирающимися по всему контуру. Панели наружных стен толщиной 25 *см* трехслойные с двумя слоями тяжелого бетона (внутренний слой 5 *см*, наружный — 4 *см*). Панели перекрытий сплошные из тяжелого бетона толщиной 10 *см*; рабочий пролет перекрытий

260 и 320 *см*. Панели внутренних поперечных несущих стен сплошные из тяжелого железобетона толщиной 12 *см*. Панели цоколя и внутренних стен подвала аналогичны по конструкции панелям надземной части. Фундаменты под всеми стенами здания ленточные из сборных блоков.

Активные нагрузки в уровне подошвы фундаментов всех стен и принятые размеры фундаментов показаны на рис. V.2.

Грунтовые условия. В основании залегают глинистые грунты со средним значением модуля деформации грунта $E_{ср} = 150$ *кг/см*. Коэффициент изменчивости модуля деформации под зданием $\alpha = 2{,}0$.

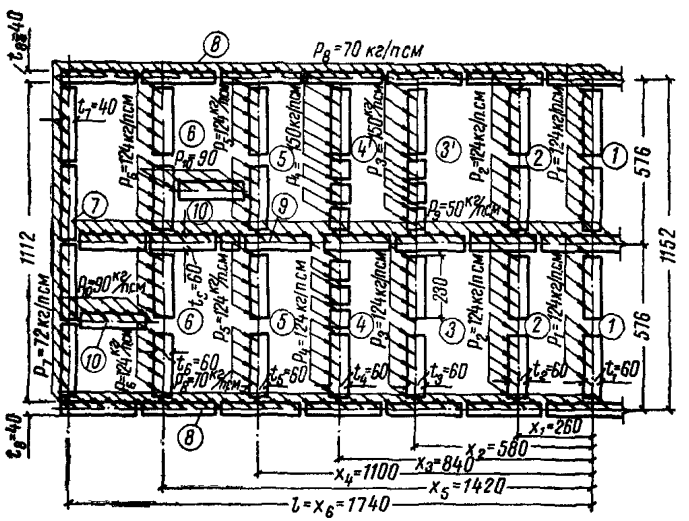


Рис. V.2. План фундаментов и схема нагрузок

Рассмотрим случай выгиба здания, т. е. случай, когда модуль деформации имеет наибольшее значение в середине здания и наименьшее — по краям здания. Характер изменчивости модуля деформации принимаем одинаковым под всеми продольными стенами здания. К моменту окончания монтажа здания его осадка составляет 50% от полной осадки.

Жесткостные характеристики здания

Так как в рассматриваемом примере принято, что перекрытия опираются по всему контуру и соединены между собой в поперечном и продольном направлениях, то жесткостные характеристики следует определять для здания в целом по рекомендациям пп. IV.21—IV.29.

Определим вначале жесткостные характеристики отдельных элементов здания.

Панели цоколя (рис. V.3) трехслойные из бетона марки 150. Начальный модуль упругости бетона принимается по п. II.8 и равен

$E_{оц}=2{,}3\cdot10^5$ *кг/см²*. Расчетный модуль упругости бетона цоколя с учетом длительного действия нагрузки (см. п. IV.20) равен

$$E_ц=0{,}5\cdot2{,}3\cdot10^5=1{,}15\cdot10^5\ кг/см^2.$$

Модуль сдвига бетона цоколя

$$G_ц=4{,}4\ E_ц=0{,}4\cdot1{,}15\cdot10^5=0{,}46\cdot10^5\ кг/см^2.$$

Площадь поперечного сечения цоколя под каждой стеной здания равна $F_ц=1840$ *см²*.

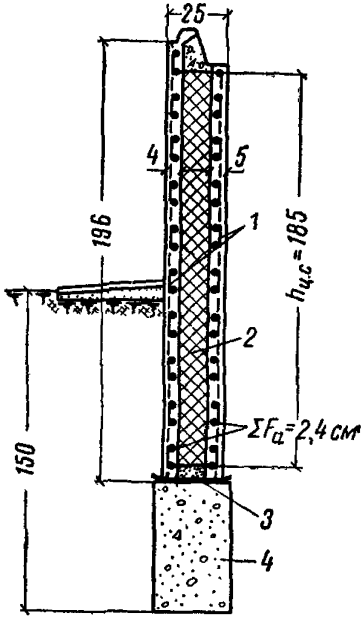


Рис. V.3. Сечение цокольно-фундаментной части стены

1 — железобетонные несущие слои; *2* — утеплитель; *3* — гидроизоляция; *4* — фундамент (в состав расчетного сечения не вводится)

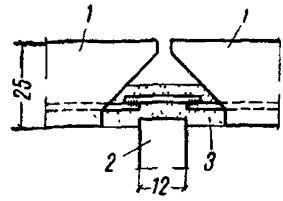


Рис. V.4. Стык между панелями наружной продольной стены

1 — панели наружной продольной стены; *2* — панель внутренней поперечной стены; *3* — тяжелый бетон омоноличивания

Жесткость цоколя под каждой продольной стеной при сжатии определяется по формуле (IV.18) и равна

$$[EF]^c_ц=1{,}15\cdot10^5\cdot1840+2{,}1\cdot10^6\cdot2{,}4=2{,}17\cdot10^8\ кг.$$

Жесткость всей подземной части здания равна $\Sigma[EF]^c_ц=2[EF]^c_{ц.н}+[EF]^c_{ц.вн}$, но так как в нашем примере $[EF]^c_{ц.н}=[EF]^c_{ц.вн}=[EF]^c_ц$, то $\Sigma[EF]_ц=3[EF]_{ц.н}=3\cdot2{,}17\cdot10^8=6{,}5\cdot10^8$ *кг*.

Момент инерции сечения цокольной панели $J_ц=5{,}99\cdot10^6$ *см*⁴.

Изгибную жесткость цоколя (при отсутствии в нем трещин) определяем по формуле (170) СНиП II-В.1-62 $B_ц=0{,}85E_ц J_ц=0{,}85\cdot1{,}15\cdot10^5\cdot5{,}99\cdot10^6=5{,}86\cdot10^{11}$ *кг/см²*.

Усредненное расстояние между вертикальными стыками цокольных панелей равно $d_{ср}=\dfrac{l}{t}=\dfrac{1740}{6}=290$ *см*.

Расстояние между арматурными поясами, расположенными у верхней и нижней граней цокольной панели, $h_{ц.с}=185$ *см*.

Соединение панелей цоколя и стен друг с другом осуществляется путем создания замоноличенных сварных стыков (рис. V.4). В цоколе стыки располагаются у верхней и нижней граней панелей. По-

датливость стыкового соединения такого типа при растяжении по экспериментальным данным (см. табл. II.10 и п. II.42, примечание 1) принимаем равной $\lambda_р = 1{,}5 \cdot 2{,}3 \cdot 10^{-5} \cong 3{,}5 \cdot 10^{-5}$ *см/кг*.

Приведенная изгибная жесткость цокольной части одной из продольных стен определяется по формуле (IV.16)

$$B_ц = \frac{1}{\frac{1}{5{,}86 \cdot 10^{11}} + \frac{2 \cdot 3{,}5 \cdot 10^{-5}}{290 \cdot 185^2}} = 1{,}14 \cdot 10^{11}\ кг \cdot см^2.$$

Изгибная жесткость всей фундаментно-подвальной части здания равна $\Sigma[B]_ц = 2[B]_{ц.н} + [B]_{ц.вн}$, но так как в нашем примере $[B]_{ц.н} = [B]_{ц.вн} = [B]_ц$, то $\Sigma[B]_ц = 3[B]_ц = 3 \cdot 1{,}14 \cdot 10^{11} = 3{,}43 \cdot 10^{11}$ *кг/см*^{2}.

Наружные стены собираются из трехслойных панелей (рис. V.5), несущие железобетонные слои которых изготавливаются так же, как и в цокольных панелях из бетона марки 150.

Панели соединены между собой сосредоточенными связями, поэтому при определении жесткостных характеристик панелей будем пользоваться формулами (IV.8) и (IV.9).

Панель шириной $d = 320$ *см* с оконным проемом (рис. V.5, *а*).

Приведенные изгибные жесткости верхней, нижней перемычек и простенков панели с учетом длительного действия нагрузок и возможного трещинообразования (см. главу СНиП II.В.1-62) равны

$$B_в = 8{,}75 \cdot 10^9\ кг \cdot см^2;\ B_н = 50{,}2 \cdot 10^9\ кг \cdot см^2;\ B_с = 11{,}7 \cdot 10^9\ кг \cdot см^2;$$

$$i_в = \frac{260}{8{,}75 \cdot 10^9} = 29{,}7 \cdot 10^{-9} \frac{1}{кг \cdot см};\ i_н = \frac{260}{50{,}2 \cdot 10^9} = 5{,}18 \cdot 10^{-9} \frac{1}{кг \cdot см};$$

$$i_с = \frac{200}{11{,}7 \cdot 10^9} = 17{,}1 \cdot 10^{-9} \frac{1}{кг \cdot см};$$

$$m = \frac{3 \cdot 17{,}1 \cdot 10^{-9} + 5{,}18 \cdot 10^{-9}}{6 \cdot 17{,}1 \cdot 10^{-9} + 5{,}18 \cdot 10^{-9} + 29{,}7 \cdot 10^{-9}} = 0{,}411;$$

$$n = 29{,}7 \cdot 10^{-9} \cdot 0{,}411^2 + 5{,}18 \cdot 10^{-9}\,(1 - 0{,}411)^2 + 2 \cdot 17{,}1 \cdot 10^{-9} \times$$
$$\times\,(1 - 3 \cdot 0{,}411 + 3 \cdot 0{,}411^2) = 16{,}2 \frac{1}{кг \cdot см};$$

$$\eta_{d=320} = \frac{12}{200 \cdot 16{,}2} = 0{,}371 \cdot 10^7\ кг.$$

Панель шириной $d = 260$ *см* с оконным проемом (рис. V.5, *б*).

$B_в = 8{,}75 \cdot 10^9\ кг \cdot см^2;\ B_н = 50{,}2 \cdot 10^9\ кг \cdot см^2;\ B_с = 11{,}7 \cdot 10^9\ кг \cdot см^2;$

$$i_в = \frac{200}{8{,}75 \cdot 10^9} = 22{,}9 \cdot 10^{-9} \frac{1}{кг \cdot см};\ i_н = \frac{200}{50{,}2 \cdot 10^9} =$$
$$= 3{,}98 \cdot 10^{-9} \frac{1}{кг \cdot см};\quad i_с = \frac{200}{11{,}7 \cdot 10^9} = 17{,}1 \cdot 10^{-9} \frac{1}{кг \cdot см};$$

$$m = 0{,}427;\ n = 14{,}57 \cdot 10^{-9} \frac{1}{кг \cdot см};$$

$$\eta_{d=260} = 0{,}412 \cdot 10^7\ кг.$$

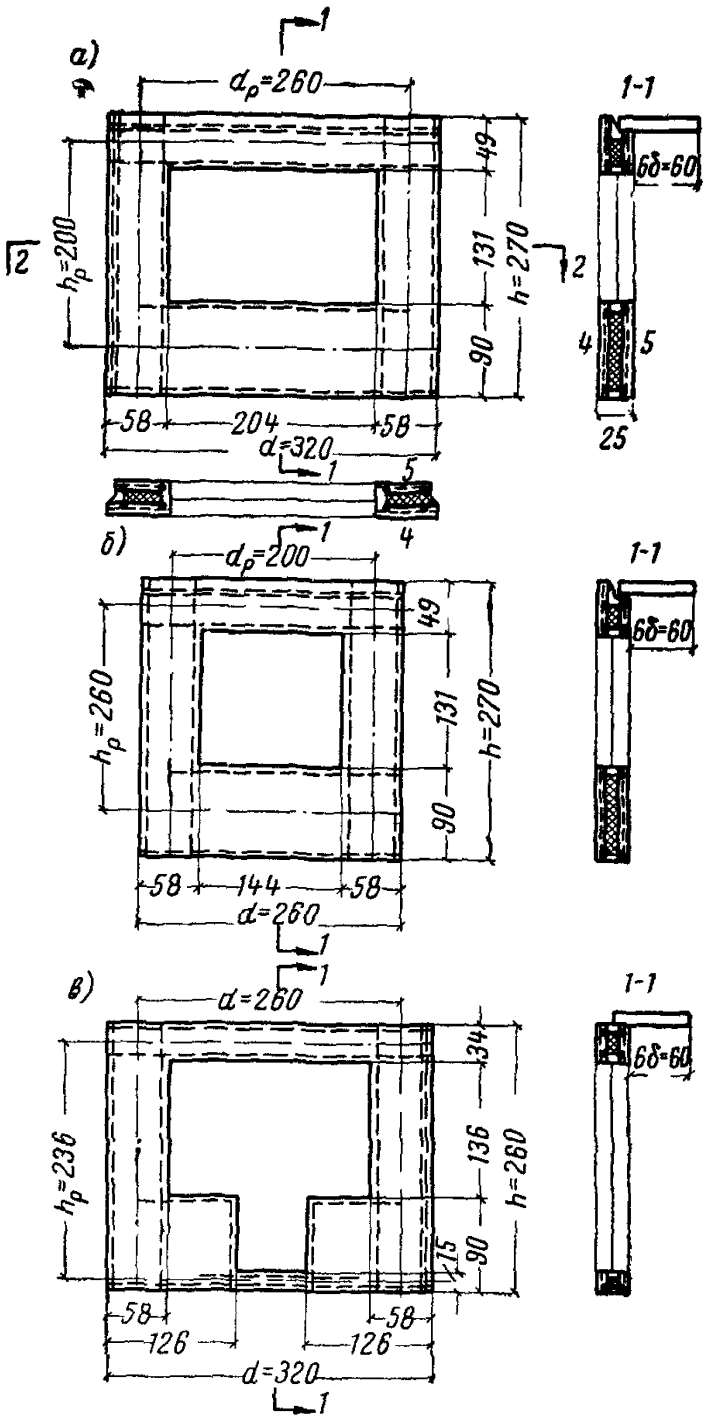


Рис. V.5. Схемы наружных стеновых панелей

а — панель шириной 320 *см* с оконным проемом, *б* — панель шириной 260 *см* с оконным проемом; *в* — панель с балконным проемом

δ = 10 *см* — толщина перекрытий, примыкающих к панелям наружных стен.

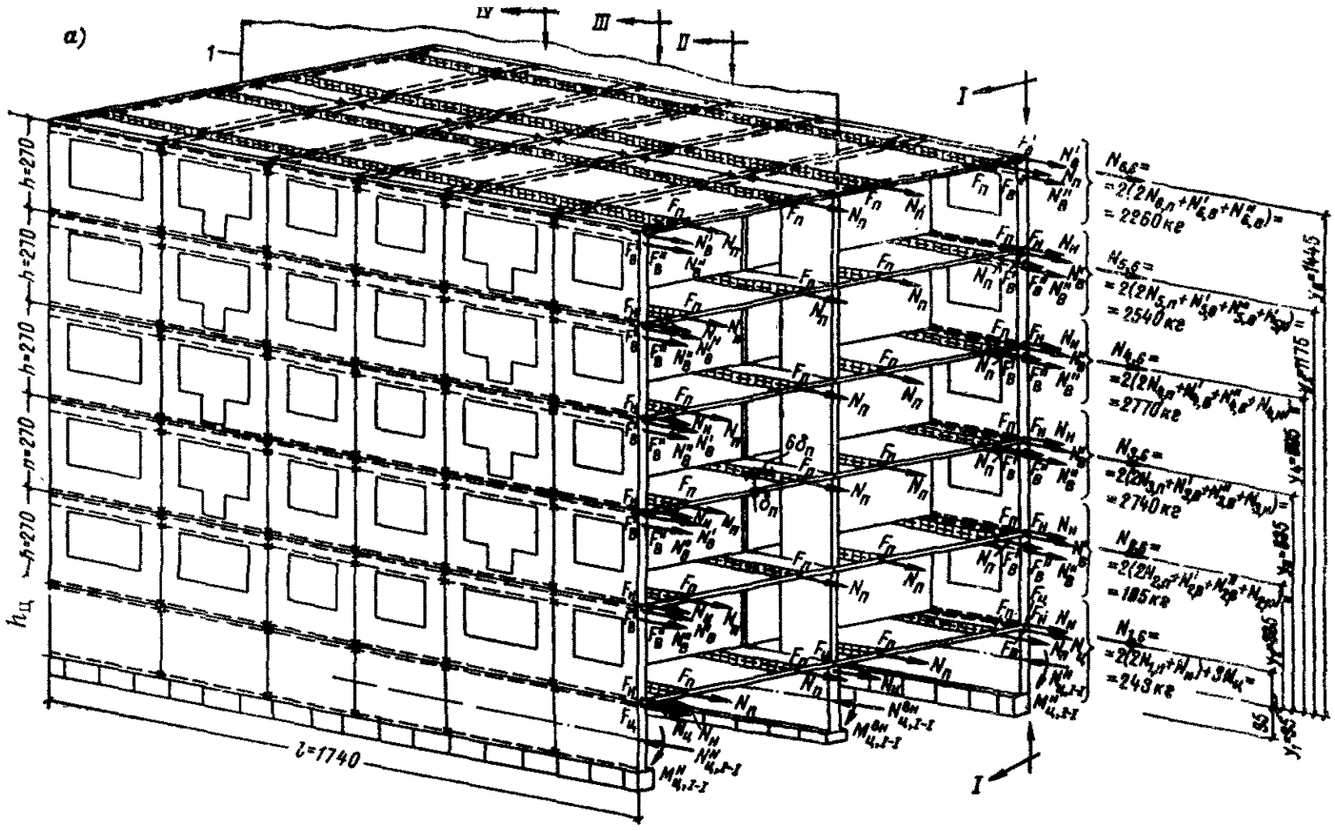


Рис. V.6. Схема усилий в сечении *I—I* коробки здания

а — коробка здания; *1* — плоскость симметрии

Общая высота здания 210+(5×270)=1560 *см*

Панель шириной $d=320$ *см* с балконным проемом (рис. V.5, *в*).

$$B_в = 5{,}6\cdot10^9\ кг\cdot см^2;\ B_с = 11{,}7\cdot10^9\ кг\cdot см^2;\ i_в = 46{,}4\cdot10^{-9}\frac{1}{кг\cdot см};$$

$$i_с = \frac{200}{11{,}7\cdot10^9} = 17{,}1\cdot10^{-9}\frac{1}{кг\cdot см};\ m=1;$$

$$n = 46{,}4\cdot10^{-9} + 2\cdot34{,}2\cdot10^{-9} = 80{,}6\cdot10^{-9}\frac{1}{кг\cdot см};$$

$$\eta^{балк}_{d=320} = 0{,}074\cdot10^7\ кг.$$

Определение изгибной жесткости здания

Определяем суммарную приведенную жесткость поясов (в перекрытиях и продольных стенах) каждого этажа поперечного сечения всей коробки здания (рис. V,6, *а*).

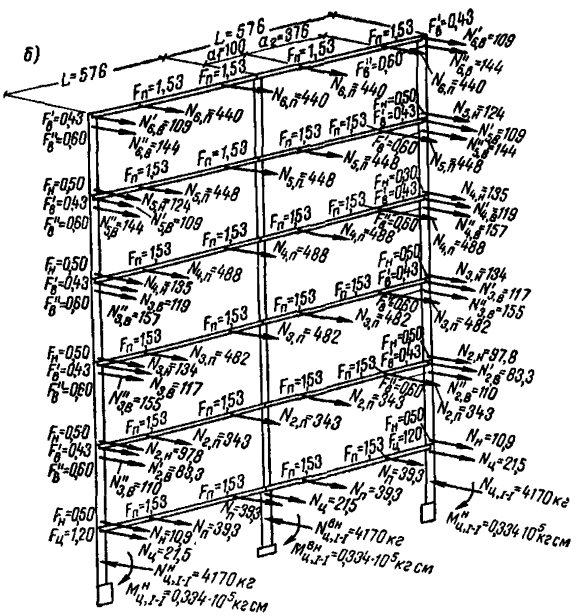


Рис. V.6. Схема усилий в сечении *I—I* коробки здания
б — сечение *I—I*

Соединения панелей стен друг с другом такого же типа, как и в цоколе, располагаются в уровне верха и низа надпроемной перемычки и низа подпроемной перемычки.

Экспериментальных данных по податливости стыковых соединений между панелями перекрытий не имеется, поэтому для них принимаем $\lambda_р = 0$.

В рассматриваемом случае (выгиб здания) надземная часть находится в растянутой зоне, т. е. на растяжение работают все арматурные пояса, расположенные в надземной части продольных стен и в перекрытиях.

Площадь арматуры, работающей на растяжение:

пояс вверху надпроемной перемычки $F'_{в} = 0{,}43$ *см*²;

пояс внизу надпроемной перемычки $F''_{в} = 0{,}6$ *см*²;

пояс внизу подпроемной перемычки $F_{н} = 0{,}5$ *см*²;

пояс в перекрытии $F_{п} = 1{,}53$ *см*²;

пояс вверху цокольной панели $F_{ц} = 1{,}2$ *см*².

Приведенную жесткость растянутых поясов вычисляем по рекомендациям п. IV.27. Ввиду отсутствия экспериментальных данных принимаем $\psi = 0{,}7$.

По формуле (IV.17) находим

$$[EF]'_{в} = \frac{1}{\frac{3{,}5\cdot 10^{-5}}{290} + \frac{0{,}7}{2{,}1\cdot 10^{6}\cdot 0{,}43}} = 1{,}12\cdot 10^{6}\ кг;$$

$$[EF]''_{в} = \frac{1}{0{,}112\cdot 10^{-6} + \frac{0{,}7}{2{,}1\cdot 10^{-6}\cdot 0{,}6}} = 1{,}48\cdot 10^{6}\ кг;$$

$$[EF]_{н} = \frac{1}{0{,}112\cdot 10^{-6} + \frac{0{,}7}{2{,}1\cdot 10^{6}\cdot 0{,}5}} = 1{,}27\cdot 10^{6}\ кг;$$

$$[EF]_{п} = \frac{1}{\frac{0{,}7}{2{,}1\cdot 10^{6}\cdot 1{,}53}} = 4{,}59\cdot 10^{6}\ кг;$$

$$[EF]_{ц} = \frac{1}{0{,}112\cdot 10^{-6} + \frac{0{,}7}{2{,}1\cdot 10^{6}\cdot 1{,}2}} = 2{,}51\cdot 10^{6}\ кг.$$

Суммарная приведенная жесткость поясов каждого этажа равна (все пояса условно сосредоточены в уровне перекрытий):

для пояса в уровне перекрытий над цокольным этажом

$$[EF]_{1} = 2\,(2\,[EF]_{п} + [EF]_{н}) + 3\,[EF]_{ц} = 2\,(2\cdot 4{,}59\cdot 10^{6} + 1{,}27\cdot 10^{6}) + 3\cdot 2{,}51\cdot 10^{6} = 28{,}4\cdot 10^{6}\ кг;$$

для поясов в уровне перекрытий над первым, вторым, третьим и четвертым этажами

$$[EF]_{2} = [EF]_{3} = [EF]_{4} = [EF]_{5} = 2\,(2[EF]_{п} + [EF]'_{в} + [EF]''_{в} + [EF]_{н}) = 2\,(2\cdot 4{,}59\cdot 10^{6} + 1{,}12\cdot 10^{6} + 1{,}48\cdot 10^{6} + 1{,}27\cdot 10^{6}) = 26{,}1\cdot 10^{6}\ кг;$$

для пояса в уровне перекрытия над пятым этажом

$$[EF]_{6} = 2\,(2\,[EF]_{п} + [EF]'_{в} + [EF]''_{в}) = 2\,(2\cdot 4{,}59\cdot 10^{6} + 1{,}12\cdot 10^{6} + 1{,}48\cdot 10^{6}) = 23{,}6\cdot 10^{6}\ кг.$$

Определим приведенную изгибную жесткость коробки здания по сечению *IV—IV* (рис. V.6, *а*).

Сдвиговая горизонтальная жесткость участка наружных продольных стен [см. второе слагаемое в формулах (IV.14)], расположенного справа от рассматриваемого сечения, равна:

для пояса в уровне перекрытия над первым этажом

$$2\sum_{i=2}^{12}\eta_i = 2\left(5\eta_{d=320} + 6\eta_{d=260}\right) =$$

$$= 2\left(5\cdot 0{,}371\cdot 10^7 + 6\cdot 0{,}412\cdot 10^7\right) = 8{,}65\cdot 10^7 \text{ кг};$$

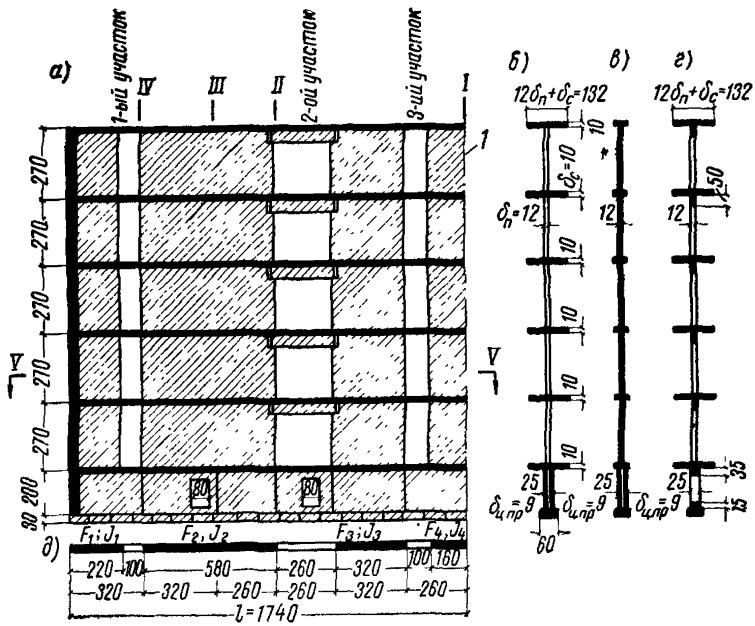


Рис. V.7. Схема внутренней продольной стены

а — развертка стены; *б* — сечение *IV—IV*; *в* — сечения *III—III* и *I—I*; *г* — сечение *II—II*; *д* — сечение *V—V*; *1* — ось симметрии

для пояса в уровне перекрытия над вторым — пятым этажами

$$2\sum_{i=2}^{12}\eta_i = 2\left(4\eta^{б}_{d=320} + 6\eta_{d=260} + \eta_{d=260}\right) = 2\ (4\cdot 0{,}074\cdot 10^7 + 6\cdot 0{,}412\cdot 10^7 +$$

$$+ 0{,}371\cdot 10^7) = 6{,}27\cdot 10^7 \text{ кг}.$$

Сдвиговая горизонтальная жесткость участка, расположенного слева от рассматриваемого сечения, для поясов в уровне перекрытий над первым — пятым этажами равна:

$$2\sum_{i=1}^{1}\eta_{d=320} = 2\cdot 0{,}371\cdot 10^7 = 0{,}741\cdot 10^7 \text{ кг}.$$

Приведенные сдвиговые горизонтальные жесткости участков внутренней продольной стены [см. первое слагаемое в формулах (IV.14)], расположенных справа и слева от сечения, определяются по формуле (IV.15).

Суммарная площадь и суммарный момент инерции участков горизонтального сечения *V—V* (рис. V.7) внутренней стены, расположенных слева и справа от сечения *IV—IV* коробки здания, равны

$$\Sigma F_{\text{лев}} = F_1 = 12 \cdot 220 = 2640 \ см^2;$$

$$\Sigma F_{\text{пр}} = 2F_2 + 2F_3 + F_4 + F_1 = 12\,(580 \cdot 2 + 320 \cdot 2 + 160 \cdot 2) = 28{,}1 \cdot 10^3 \ см^2;$$

$$\sum J_{\text{лев}} = J_1 = \frac{12 \cdot 160^3}{12} = 4{,}1 \cdot 10^6 \ см^4;$$

$$\sum J_{\text{пр}} = 2J_2 + 2J_3 + J_4 + J_1 = 2\frac{12 \cdot 580^3}{12} + 2\frac{12 \cdot 320^3}{12} + \frac{12 \cdot 320^3}{12} + \frac{12 \cdot 220^3}{12} = 499 \cdot 10^6 \ см^4.$$

Внутренние стены изготовляются из бетона марки 150.

При подсчете приведенной податливости пояса, сосредоточенного в уровне перекрытия над цокольным этажом, второе и третье слагаемые в формуле (IV.13) принимаются равными нулю.

Подробный подсчет изгибной жесткости коробки здания для сечения *IV—IV* приведен в табл. V.1.

Определение изгибной жесткости коробки здания в сечениях *III—III*, *II—II* и *I—I* аналогично проделанному для сечения *IV—IV*. Небольшое отличие в подсчете изгибной жесткости для различных сечений заключается в изменении величины приведенных горизонтальных сдвиговых жесткостей частей коробки здания, расположенных слева или справа от сечения, при переходе от одного сечения к другому.

Так, для сечения *III—III* в отличие от сечения *IV—IV* имеем:

для наружной продольной стены

в $[GF]j_{\text{прав}}$ — для пояса в уровне перекрытия над первым этажом

$$2\sum_{i=3}^{12} \eta_i = 2\,(4\eta_{d=320} + 6\eta_{d=260}) = 2\,(4 \cdot 0{,}371 \cdot 10^7 + 6 \cdot 0{,}412 \cdot 10^7) = 7{,}9 \cdot 10^7 \ кг;$$

для поясов в уровне перекрытий над вторым — пятым этажами

$$2\sum_{i=3}^{12} \eta_i = 2(3\eta^{б}_{d=320} + 6\eta_{d=320} + \eta_{d=320}) = 2\,(3 \cdot 0{,}074 \cdot 10^7 + 6 \cdot 0{,}412 \cdot 10^7 + 0{,}371 \cdot 10^7) = 6{,}13 \cdot 10^7 \ кг;$$

в $[GF]j_{\text{лев}}$ — для поясов в уровне перекрытия над первым этажом

$$2\sum_{i=1}^{2} \eta_i = 2 \cdot 2\eta_{d=320} = 2 \cdot 2 \cdot 0{,}371 \cdot 10^7 = 1{,}48 \cdot 10^7 \ кг;$$

Таблица 1

№ поясов	y_j	y_j^2 ...$\times 10^4$	$\frac{1}{[EF]_j}$ ...$\times 10^{-8}$	$G\Sigma F_{лев}$	$\frac{1}{G\Sigma F_{лев}}$	$3E\Sigma J_{лев}$	$\frac{y_j^2}{3E\Sigma J_л}$ ...$\times 10^{-9}$	$\frac{1}{G\Sigma F_л}+\frac{y_j^2}{3E\Sigma J_л}$ ...$\times 10^{-9}$	$[GF]_j^{вн}{}_{лев}=\frac{1}{\frac{1}{G\Sigma F_л}+\frac{y_j^2}{3E\Sigma J_л}}$ ...$\times 10^8$	$G\Sigma F_{пр}$	$\frac{1}{G\Sigma F_{пр}}$	$3E\Sigma J_{пр}$	$\frac{y_j^2}{3E\Sigma J_{пр}}$ ...$\times 10^{-9}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	95	0,90	3,517				—	—	—				—
2	365	13,32	3,831				36,3	44,5	0,2247				0,821
3	635	40,32	3,831	$1,214\cdot 10^8$	$0,8237\cdot 10^{-8}$	$36,74\cdot 10^{11}$	109,8	118	0,08475	$12,92\cdot 10^8$	$0,7740\cdot 10^{-9}$	$1,722\cdot 10^{14}$	2,485
4	905	81,9	3,831				222,9	231,1	0,04327				5,047
5	1175	138,10	3,831				375,9	384,1	0,02603				8,51
6	1445	208,8	4,244				568,4	576,6	0,01734				12,87

Продолжение табл. 1

№ поясов	$\frac{1}{G\Sigma F_{пр}}+\frac{y_j^2}{3E\Sigma J_{пр}}$ ...$\times 10^{-9}$	$[GF]^{вн}_{j\,пр}=\frac{1}{\frac{1}{G\Sigma F_{пр}}+\frac{y_j^2}{3E\Sigma J_{пр}}}$ ...$\times 10^{8}$	$2\Sigma\eta_i^{л}$ ...$\times 10^{7}$	$[GF]^{вн}_{j\,лев}+2\Sigma\eta_i^{л}$ ...$\times 10^{8}$	$\left([GF]^{вн}_{j\,л}+2\Sigma\eta_i^{пр}\right)d_{ср}$ ...$\times 10^{10}$	$\frac{y_j}{\left([GF]^{вн}_{j\,л}+2\Sigma\eta_i\right)d_{ср}}$ ...$\times 10^{-8}$	$2\Sigma\eta_i^{пр}$ ...$\times 10^{7}$	$[GF]^{вн}_{j\,пр}+2\Sigma\eta_i^{пр}$ ...$\times 10^{8}$	$\left([GF]^{вн}_{j\,пр}+2\Sigma\eta_i^{пр}\right)d_{ср}$ ...$\times 10^{10}$	$\frac{y_j}{\left([GF]^{вн}_{j\,пр}+2\Sigma\eta_i^{пр}\right)d_{ср}}$ ...$\times 10^{-8}$
1	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	1,595	6,270	0,7412	0,2988	0,8665	4,21	8,646	7,135	20,69	0,176
3	3,259	3,068	0,7412	0,1589	0,4608	13,78	6,274	3,695	10,72	0,592
4	5,821	1,718	0,7412	0,1173	0,3402	26,6	6,274	2,345	6,801	1,331
5	9,284	1,077	0,7412	0,1002	0,2906	40,43	6,274	1,704	4,941	2,378
6	12,86	0,778	0,7412	0,0915	0,2652	54,49	6,274	1,405	4,075	3,546

Продолжение табл. 1

№ поясов	μ_j ...$\times 10^{-8}$	$\frac{1}{\mu_j}$ ...$\times 10^{8}$	$\frac{y_j}{\mu_j}$ ...$\times 10^{8}$	$\sum_{1}^{n}[EF]_{\text{ц}} + \sum_{1}^{n}\frac{1}{\mu_j}$	y_0	y_0^2	$y_0^2\sum[EF]_{\text{ц}}$	$\Sigma[B]_{\text{ц}}$	$y_j - y_0$	$(y_j - y_0)^2$ ...$\times 10^{4}$	$\frac{(y_j - y_0)^2}{\mu_j}$ ...$\times 10^{11}$	$[EJ]_{\text{IV}}$
1	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
1	3,517	0,2843	27,01						69	0,48	1,35	
2	8,219	0,1217	44,42						339	11,49	13,98	
3	18,20	0,05495	34,89						609	37,09	20,38	
4	31,75	0,03149	28,50	$7{,}034\cdot 10^{8}$	26,04	678,1	$4{,}410\cdot 10^{11}$	$3{,}426\cdot 10^{11}$	879	77,26	24,33	$1{,}285\cdot 10^{13}$ кг·см²
5	46,64	0,02144	25,19						1149	132	28,3	
6	62,28	0,01606	23,21						1419	201,4	32,34	
	$\Sigma=0.5299$		$\Sigma=183,2$								$\Sigma=120,7$	

Таблица 2

№ поясов	y_j	$[GF]_{jл}^{вн} = \dfrac{1}{\dfrac{1}{G\Sigma F_л} + \dfrac{y_j^2}{3E\Sigma J_л}}$	$[GF]_{jпр}^{вн} = \dfrac{1}{\dfrac{1}{G\Sigma F_{пр}} + \dfrac{y_j^2}{3E\Sigma J_{пр}}}$	$\dfrac{1}{[EF]_j}$	$2\Sigma\eta_i^л$	$2\Sigma\eta_i^{пр}$	$[GF]_{jл}^{вн} + 2\Sigma\eta_i^л$	$[GF]_{jпр}^{вн} + 2\Sigma\eta_i^{пр}$	μ_j	$\Sigma[EF]_ц + \sum_1^n \dfrac{1}{\mu_j}$	y_0	$\Sigma[B]_ц$	$y_0^2 \Sigma[EF]_ц$	$\dfrac{(y_j - y_0)^2}{\mu_j}$	$[EJ]_{ц}$
		...$\times 10^8$	...$\times 10^8$	...$\times 10^{-8}$	...$\times 10^7$	...$\times 10^7$	...$\times 10^8$	...$\times 10^8$	...$\times 10^{-8}$					...$\times 10^{11}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	95	6,676	8,969	3,517	—	—	—	—	3,517					0,49	
2	365	5,269	4,350	3,831	2,305	7,082	5,500	5,058	4,309					19,78	
3	635	1,754	2,052	3,831	1,713	5,304	1,925	2,582	5,816					43,68	
4	905	0,866	1,132	3,831	1,713	5,304	1,037	1,662	8,719	$7,308 \cdot 10^8$	53,52	$3,425 \cdot 10^{11}$	$18,63 \cdot 10^{11}$	62,62	$3,041 \cdot 10^{13}$ кгсм^2
5	1175	0,514	0,704	3,831	1,713	5,304	0,685	1,235	13,03					72,48	
6	1445	0,34	0,478	4,244	1,713	5,304	0,511	1,008	18,94					82,89	
														$\Sigma = 282$	

Таблица 3

№ поясов	y_j	$= \frac{1}{\frac{1}{G\Sigma F_л} + \frac{y_j^2}{3E\Sigma J_л}}$ ...$\times 10^8$	$= \frac{1}{\frac{1}{G\Sigma F_{пр}} + \frac{y_j^2}{3E\Sigma J_{пр}}}$ ...$\times 10^8$	$\frac{1}{[EF]_j}$ ...$\times 10^{-8}$	$2\Sigma\eta_i^л$ ...$\times 10^7$	$2\Sigma\eta_i^{пр}$ ...$\times 10^7$	$[GF]_{jл}^{вн}+2\Sigma\eta_i^л$ ...$\times 10^8$	$[GF]_{jпр}^{вн}+2\Sigma\eta_i^{пр}$ ...$\times 10^8$	μ_j ...$\times 10^{-8}$	$\sum_1^n [EF]_ц + \sum_1^n \frac{1}{\mu_j}$	y_0	$\Sigma [B]_ц$	$y_0^2 \Sigma [EF]_ц$	$\frac{(y_j - y_0)^2}{\mu_j}$ ...$\times 10^{11}$	$[EJ]_{III}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	95	2,527	10,22	3,517	—	—	2,527	10,22	3,52					0,845	
2	365	0,8163	4,769	3,831	1,482	7,902	0,9645	5,559	5,25					20,07	
3	635	0,3303	2,208	3,831	0,890	6,126	0,4193	2,821	9,83					35,94	
4	905	0,1723	1,208	3,831	0,890	6,126	0,2613	1,821	17,49	$7,199 \cdot 10^8$	40,48	$3,426 \cdot 10^{11}$	$10,66 \cdot 10^{11}$	42,74	$2,094 \cdot 10^{13}$ кг·см²
5	1175	0,1046	0,75	3,831	0,890	6,126	0,1936	1,362	27,74					46,43	
6	1445	0,0700	0,507	4,244	0,890	6,126	0,1590	1,12	40,03					49,23	

$\Sigma = 195,3$

Таблица 4

№ поясов	y_j	y_j^2 ...$\times 10^4$	$[EF]_j$ ...$\times 10^6$	$\frac{1}{[EF]_j}$ ...$\times 10^{-8}$	$G\Sigma F_{л(пр)}$	$\frac{1}{G\Sigma F_{л(пр)}}$	$3E\Sigma J_{л(пр)}$	$\frac{y_j^2}{3E\Sigma J_{л(пр)}}$ ...$\times 10^{-9}$	$\frac{1}{G\Sigma F_{л(пр)}} + \frac{y_j^2}{3E\Sigma J_{л(пр)}}$ ...$\times 10^{-9}$	$[GF]_{j\,п}^{вн} = [GF]_{j\,л}^{вн} = \frac{1}{\frac{1}{G\Sigma F} + \frac{y_j^2}{3E\Sigma J}}$ ...$\times 10^8$	$2\Sigma\eta_i$ ...$\times 10^7$	$[GF]_{j\,л(пр)}^{вн} + 2\Sigma r_i^{л(пр)}$ ...$\times 10^8$	$\left([GF]_{j\,л(пр)}^{вн} + 2\Sigma\eta_i\right) d_{ср}$ ...$\times 10^{10}$	$\frac{y_j}{\left([GF]_{j\,л(пр)}^{вн} + 2\Sigma\eta_i\right) d_{ср}}$ ...$\times 10^{-8}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	95	0,90	28,43	3,517				—	—	—	—	—	—	—
2	365	13,32	26,1	3,831				1,59	3,01	3,326	4,694	3,795	11,01	0,332
3	635	40,32	26,1	3,831				4,82	6,23	1,604	3,51	1,955	5,67	1,12
4	905	81,9	26,1	3,831				9,79	11,2	0,893	3,51	1,244	3,608	2,508
5	1175	138,1	26,1	3,831	$0,7066 \cdot 10^9$	$1,415 \cdot 10^{-9}$	$0,8370 \cdot 10^{14}$	16,50	17,92	0,558	3,51	0,909	2,636	4,458
6	1445	208,8	23,56	4,244				24,95	26,37	0,379	3,51	0,730	2,118	6,822

Продолжение табл. 4

№ поясов	$\frac{2y_j}{\left([GF]^{\text{вн}}_{j\text{л(пр)}} + 2\Sigma\eta_i\right) d_{\text{ср}}}$ ...$\times 10^{-8}$	μ_j ...$\times 10^{-8}$	$\frac{1}{\mu_j}$ ...$\times 10^{8}$	$\frac{y_j}{\mu_j}$ ...$\times 10^{8}$	$\sum [EF]_{\text{ц}} + \sum_1^n \frac{1}{\mu_j}$	y_0	y_0^2	$y_0^2 \sum [EF]_{\text{ц}}$	$\Sigma [B]_{\text{ц}}$	$y_j - y_0$	$(y_j - y_0)^2$ ...$\times 10^{4}$	$\frac{(y_j - y_0)^2}{\mu_j}$ ...$\times 10^{11}$	$[EJ]_{\text{I}}$
1	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
1	—	3,517	0,2843	27,01						29	0,0855	0,24	
2	0,663	4,494	0,2225	81,21						299	8,952	19,92	
3	2,24	6,071	0,1647	104,6						569	32,4	53,36	
4	5,016	8,847	0,1130	102,3						839	70,43	79,59	
5	8,916	12,75	0,7843	92,16	$7,423 \cdot 10^3$	65,76	$4,324 \cdot 10^3$	$28,12 \cdot 10^{11}$	$3,426 \cdot 10^{11}$	1109	123	96,47	$3,875 \cdot 10^{13}$ кг·см²
6	13,65	17,89	0,5590	80,78						1379	190,2	106,3	
			$\Sigma = 0,9188$	$\Sigma = 488,1$								$\Sigma = 355,9$	

для поясов в уровне перекрытий над вторым — пятым этажами

$$2\sum_{i=1}^{2}\eta_i = 2\left(\eta_{d=320} + \eta_{d=320}^{бал}\right) = 2(0{,}371 + 0{,}074)\ 10^7 = 0{,}89\cdot 10^7\ кг;$$

для внутренней продольной стены

$$\Sigma F_{лев} = 12\,(220 + 320) = 6{,}48\cdot 10^3\ см^2;\quad \Sigma F_{прав} = 12\,(260 + 320\cdot 2 + 320 + 580 + 220) = 24{,}2\cdot 10^3\ см^2;$$

$$\sum J_{лев} = \frac{12}{12}\,(220^3 + 320^3) = 43{,}4\cdot 10^6\ см^4;$$

$$\sum J_{прав} = \frac{12}{12}\,(260^3 + 2\cdot 320^3 + 320^3 + 580^3 + 220^3) = 322\cdot 10^6\ см^4.$$

Подсчет изгибной жесткости коробки здания в сечении *III—III* приведен в табл. V.2.

Подсчет изгибной жесткости в сечениях *II—II* и *I—I* приведен в табл. V.3 и V.4.

В дальнейшем в расчетах на влияние неравномерных осадок жесткость здания принимается постоянной и равной величине, полученной для среднего сечения *I—I*.

Величины жесткости коробки здания во всех сечениях понадобятся в дальнейшем для распределения обобщенных усилий ($M_{изг}$ и Q) по элементам здания в каждом сечении.

Определение сдвиговой жесткости здания

Приведенная сдвиговая жесткость всей коробки здания определяется как сумма приведенных сдвиговых жесткостей наружных и внутренних продольных стен по рекомендациям пп. IV.22—IV.24.

Приведенная сдвиговая жесткость внутренней продольной стены определяется по формуле (IV.2). Вычислим величины, входящие в эту формулу.

На половине длины здания во внутренней продольной стене имеются три участка, ослабленные проемами (рис. V.7). На втором участке здания стена ослаблена не только в надземной, но и в цокольной части.

Приведенная сдвиговая жесткость $[GF]_1$ и $[GF]_3$ участков стены, ослабленных проемами только в надземной части (первый и третий участки), определяется по формуле (IV.3). Входящая в эту формулу величина изгибной жесткости прилегающих участков перекрытий равна

$$B_{f\,пер} = 0{,}85E_{пер}\,J_{пер} = 0{,}85\cdot 1{,}15\cdot 10^5\,\frac{132\cdot 10^3}{12} = 1{,}08\cdot 10^9\ кг\cdot см^2,$$

$$\text{тогда } [GF]_1 = [GF]_3 = 5\,\frac{12\cdot 1{,}08\cdot 10^9}{100^2} + 0{,}46\cdot 10^5\cdot 1{,}84\cdot 10^3 = 91{,}2\cdot 10^6\ кг.$$

Приведенная сдвиговая жесткость $[GF]_2$ участка стены, ослабленного проемами также и в цокольной части стены (второй участок),

определяется по формулам (IV.3 и IV.4). Входящие в эти формулы величины изгибных жесткостей перемычек в надземной и цокольной частях стены (в обоих случаях добавляется изгибная жесткость прилегающих участков перекрытий, так как стык панелей перекрытий платформенный) равны

$$B_2 = B_{\text{пер}} + B_{\text{перем}} = 0{,}85 \cdot 1{,}15 \cdot 10^5 \left(\frac{132 \cdot 10^3}{12} + \right.$$

$$\left. + \frac{12 \cdot 50^3}{12} \right) = 133 \cdot 10^8 \ кг \cdot см^2;$$

$$B_{\text{ц2}} = B_{\text{пер}} + B_{\text{перем.в}} + B_{\text{перем.н}} = 0{,}85 \cdot 1{,}15 \cdot 10^5 \left(\frac{132 \cdot 10^3}{12} + \right.$$

$$\left. + \frac{35^3 \cdot 9}{12} + \frac{15^3 \cdot 9}{12} \right) = 44{,}7 \cdot 10^8 \ кг \cdot см^2$$

и $$[GF]_2 = 5 \frac{12 \cdot 133 \cdot 10^8}{260^2} + \frac{12 \cdot 44{,}7 \cdot 10^8 \cdot 260}{80^3} = 39 \cdot 10^6 \ кг.$$

Первое слагаемое в знаменателе выражения $[GF]_{\text{вн}}$ равно

$$\sum_{f=1}^{3} \frac{l_f}{[GF]_f} = \frac{l_1}{[GF]_1} + \frac{l_2}{[GF]_2} + \frac{l_3}{[GF]_3} = \frac{100}{91{,}2 \cdot 10^6} + \frac{260}{39 \cdot 10^6} + \frac{100}{91{,}2 \cdot 10^6} = 8{,}85 \cdot 10^{-6} \frac{см}{кг}.$$

Площадь вертикального сечения сплошного участка стены равна

$$F_{\text{ст}} = (5 \cdot 270 + 10)\, 12 + 1840 = 18{,}2 \cdot 10^3 \ см^2.$$

Второе слагаемое в знаменателе выражения $[GF]_{\text{вн}}$ равно

$$\frac{l - \sum_{1}^{3} l_f}{G_{\text{вн}} [F]_{\text{ст}}} = \frac{1740 - (100 + 260 + 100)}{0{,}46 \cdot 10^5 \cdot 18{,}2 \cdot 10^3} = 1{,}53 \cdot 10^{-6} \frac{см}{кг}.$$

Приведенная сдвиговая жесткость внутренней продольной стены

$$[GF]_{\text{вн}} = \frac{1740}{8{,}85 \cdot 10^{-6} + 1{,}53 \cdot 10^{-6}} = 1{,}67 \cdot 10^8 \ кг.$$

Определим приведенную сдвиговую жесткость наружной продольной стены.

Приведенная сдвиговая жесткость цокольной части стены определяется по формуле (IV.7) и равна:

для столбцов шириной $d_3 = d_4 = d_6 = 260$ *см*.

$$[GF]_{\text{ц, 3(4,6)}} = \frac{1}{\frac{1}{0{,}46 \cdot 10^5 \cdot 1840} + \frac{260^2}{12 \cdot 5{,}86 \cdot 10^{11}}} = 0{,}467 \cdot 10^8 \ кг;$$

для столбцов шириной $d_1 = d_2 = d_5 = 320$ *см*

$$[GF]_{\text{ц. 1(2,5)}} = \frac{1}{1{,}18\cdot 10^{-8} + \dfrac{320^2}{12\cdot 5{,}86\cdot 10^{11}}} = 0{,}379\cdot 10^8 \text{ кг}.$$

Приведенная сдвиговая жесткость вертикальных столбцов панелей стены определяется по формуле (IV, 6) и равна:
для первого столбца шириной $d_1 = 320$ см

$$[GF]_1 = 5\,\frac{270\cdot 0{,}371\cdot 10^7}{320} + 0{,}379\cdot 10^8 = 0{,}536\cdot 10^8 \text{ кг};$$

для второго и пятого столбцов шириной $d_2 = d_5 = 320$ см

$$[GF]_{2(5)} = 4\,\frac{270\cdot 0{,}074\cdot 10^7}{320} + \frac{270\cdot 0{,}371\cdot 10^7}{320} + 0{,}379\cdot 10^8 = 0{,}436\cdot 10^8 \text{ кг};$$

для третьего, четвертого и шестого столбцов шириной $d_3 = d_4 = d_6 = 260$ см

$$[GF]_{3\,(4,6)} = 5\,\frac{270\cdot 0{,}412\cdot 10^7}{260} + 0{,}467\cdot 10^8 = 0{,}681\cdot 10^8 \text{ кг}.$$

Сдвиговая жесткость наружной продольной стены в сечении *1—1* равна

$$[GF]_{\text{н}} = \frac{1740}{\dfrac{320}{0{,}536\cdot 10^8} + 2\,\dfrac{320}{0{,}436\cdot 10^8} + \dfrac{3\cdot 260}{0{,}681\cdot 10^8}} = 0{,}542\cdot 10^8 \text{ кг}.$$

Приведенная сдвиговая жесткость коробки здания

$$[GF] = 2[GF]_{\text{н}} + [GF]_{\text{вн}} = 2\cdot 0{,}542\cdot 10^8 + 1{,}67\cdot 10^8 = 2{,}76\cdot 10^8 \text{ кг}.$$

Определение обобщенных усилий

Определение обобщенных усилий производим по рекомендациям пп. IV.35—IV.37, используя следующие исходные данные:

$l = 1740$ см;
$[EJ] = 3{,}88\cdot 10^{13}$ кг·см²;
$[GF] = 2{,}76\cdot 10^8$ кг;
$E_{\text{ср}} = 150$ кг/см²;
$\alpha = 2$.

Таблица 5

$E(\xi) = 90(-\xi^2 + 2)$; $c(\xi) = 567{,}6(-\xi^2 + 2)$

№ сечений	x_i	$\xi = \frac{x}{l}$	ξ^2	$-\xi^2 + 2$	$E(\xi)$ [кг/см²]	$c(\xi)$ [кг/см²]
1	2	3	4	5	6	7
0	0	0	0	*2*	180	1135
1	260	0,1494	0,0223	1,978	178	1123
2	580	0,3333	0,1111	1,889	170	1072
3	840	0,4828	0,2331	1,767	159	1003
4	1100	0,6322	0,3997	1,600	144	908
5	1420	0,8161	0,6660	1,334	120	757
6	1740	1	1	1	90	568

Таблица 6

№ фундаментов	Количество фундаментов n	E_i	β	k_0	k_1	Длина фундамента L_i	Ширина фундамента	F_i ...$\times 10^4$	$F_i n$ ...$\times 10^4$	$\sqrt{F_i}$ ...$\times 10^2$	$\frac{0{,}8k_0k_1}{E_i}$ ...$\times 10^{-3}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	2	180	8,77	0,69	1,25	526	60	3,16	6,31	1,78	3,83
2	4	178	8,77	0,69	1,25	526	60	3,16	12,6	1,78	3,88
3	2	170	8,77	0,69	1,25	526	60	3,16	6,31	1,78	4,06
3	2	170	8,77	0,69	1,07	526	60	3,16	6,31	1,78	3,47
4	2	159	8,77	0,69	1,07	526	60	3,16	6,31	1,78	3,71
4	2	159	8,77	0,69	1,07	526	60	3,16	6,31	1,78	3,71
5	4	144	8,77	0,69	1,25	526	60	3,16	12,6	1,78	4,79
6	4	120	8,77	0,69	1,25	526	60	3,16	12,6	1,78	5,75
7	2	90	27,8	0,54	1	1110	40	4,45	8,9	2,11	4,8
8	2	150	87	0,38	1	3480	40	13,9	27,8	3,73	2,05
9	1	150	58	0,43	1	3480	60	20,9	20,9	4,57	2,32
10	4	150	4,33	0,8	1	260	60	1,5	6	1,23	4,27
									$\Sigma=133$		

Продолжение табл. 6

№ фундаментов	Нагрузки по плану нагрузок $p_i L_i$ ...×10⁴	$\sigma_б$	$\sigma_б F_i$ ...×10⁴	$P_i = p_i L_i - \sigma_б F_i$ ...×10⁴	$P_i n$ ...×10⁴	$\frac{P_i}{\sqrt{F_i}}$ ...×10³	s_i [см]	$0{,}5 s_i$ [см]	$0{,}5\, s_i\, n\, F_i$ ...×10⁴
1	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	6,52	0,3	0,947	5,58	11,2	3,14	1,2	0,6	3,79
2	6,52		0,947	5,58	22,3	3,14	1,32	0,658	8,32
3	6,52		0,947	5,58	11,2	3,14	1,27	0,637	4
3′	7,89		0,947	6,94	13,9	3,91	1,36	0,679	4,28
4′	7,89		0,947	6,94	13,9	3,91	1,45	0,726	4,56
4	6,52		0,947	5,58	11,2	3,14	1,17	0,583	3,66
5	6,52		0,947	5,58	22,3	3,14	1,5	0,752	9,46
6	6,52		0,947	5,58	22,3	3,14	1,8	0,902	11,36
7	8,01		1,33	6,67	13,3	3,16	1,52	0,76	6,74
8	24,4		4,18	20,2	40,4	5,41	1,11	0,553	15,4
9	31		6,26	24,7	24,7	5,41	1,26	0,628	13,1
10	2,25		0,45	1,8	7,3	1,47	0,63	0,313	1,88
					Σ=215				Σ=86,8

Определяем значение модуля деформации под фундаментами поперечных стен по формуле (IV.23). Результаты подсчета приведены в табл. V.5.

Осадки фундаментов под каждой стеной здания с учетом приходящихся на них нагрузок (см. рис. V.2) определены в соответствии с рекомендациями п. IV.36. Подсчет произведен в табл. V.6.

В формуле (IV.26) фигурирует не полная нагрузка на фундамент отдельной стены, а только та ее часть, которая вызывает осадку, т. е. полная нагрузка за минусом бытового давления. Бытовое давление под подошвой фундамента определяется по формуле $\sigma_б = \gamma_0 H$,

где γ_0 — объемный вес грунта, принимаемый равным 0,002 *кг/см*^{3};

H — глубина заложения фундаментов, равная 150 *см* (рис. V.3).

Таким образом, $\sigma_б = 0{,}002 \cdot 150 = 0{,}3$ *кг/см*^{2}.

Приведенная погонная нагрузка на балку-здание, вызывающая его осадку, равна (см. табл. 6)

$$p = \frac{\Sigma P_i n}{2l} = \frac{2150 \cdot 10^3}{2 \cdot 1740} = 617 \text{ кг/пог. см}.$$

Средняя жесткостная характеристика основания под зданием определяется по формуле (IV.22)

$$c_{ср} = 617 - \frac{133 \cdot 10^4}{86{,}8 \cdot 10^4} = 946 \text{ кг/см}^2.$$

Жесткостная характеристика основания под фундаментами поперечных стен определяется по формуле (IV.20). Результаты подсчета приведены в конце табл. V.5.

По формулам п. IV.37 подсчитываем значения безразмерного параметра λ и коэффициентов a_1 и a_2

$$\lambda = \frac{3{,}88 \cdot 10^{13}}{1740^2 \cdot 2{,}76 \cdot 10^8} = 0{,}0464;$$

$$a_1 = \frac{151 + 110 \cdot 2 - 144 \cdot 0{,}0464\,(1 + 6 \cdot 2)}{21\,(1 + 2 \cdot 2)} = 2{,}71;$$

$$a_2 = \frac{1}{1 + 2 \cdot 2}\,[59{,}2 + 27{,}2 \cdot 2 - 59{,}3 \cdot 0{,}0464\,(1 + 2{,}12 \cdot 2) +$$

$$+ 99{,}7 \cdot 0{,}0464^2\,(1 + 10 \cdot 2)] + \frac{366\,(1 + 3 \cdot 0{,}0464)\,3{,}88 \cdot 10^{13}}{946 \cdot 1740^4} = 22{,}6.$$

Подставляя найденные значения коэффициентов в уравнения системы (IV.28), найдем

$$y_0 = 0{,}573; \quad y_1 = 0{,}0295.$$

Зная y_0 и y_1, по формулам (IV.27, IV.29—IV.31) подсчитываем (см. *табл. 7 и 7а*) величины осадок здания, обобщенных изгибающих моментов, перерезывающих сил и реактивного отпора основания. Эпюры $y(\xi)$, $M(\xi)$, $Q(\xi)$ и $q(\xi)$ приведены на рис. V.8.

Таблица 7

№ сечений	ξ	ξ^2	ξ^4	ξ^6	$6{,}395\xi^4$	$17{,}79\xi^2$	$\xi^6 - 6{,}395\xi^4 + 17{,}79\xi^2 - 1{,}393$	$0{,}02952(\xi^6 - 6{,}395\xi^4 + 17{,}79\xi^2 - 1{,}393)$	$y(\xi)$ [см]	$c(\xi)$	$q(\xi)$ [кг/см]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0	0	0	0	0	0	—1,393	—0,04112	0,5314	1135	603,1
1	0,1494	0,0223	0,0004982	0,00001112	0,003186	0,397	—0,999	—0,02949	0,543	1123	609,8
2	0,3333	0,1111	0,01234	0,001371	0,07891	1,976	+0,506	0,01492	0,5872	1072	629,5
3	0,4828	0,2331	0,05434	0,01267	0,3475	4,147	2,419	0,07141	0,6439	1003	645,8
4	0,6322	0,3997	0,1598	0,06387	1,022	7,111	4,76	0,1405	0,7130	9084	647,4
5	0,8161	0,6666	0,4436	0,2957	2,837	11,86	7,926	0,234	0,8065	757	610,5
6	1	1	1	1	6,395	17,79	11	0,3247	0,8972	568	509,2

Таблица 7а

№ сечений	ξ	ξ^2	$\xi^2 - 1$	$(\xi^2 - 1)^2$	$M(\xi)$ ...$\times 10^5$ [кг/см²]	$\xi(\xi^2 - 1)$	$Q(\xi)$ ...$\times 10^5$ [кг]
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	0	—1	1	—113,4	0	0
1	0,1494	0,0223	—0,9777	0,9559	—108,4	—0,1461	3,806
2	0,3333	0,1111	—0,8889	0,7901	—89,6	—0,2963	7,719
3	0,4828	0,2331	—0,7669	0,5881	—66,69	—0,3703	9,646
4	0,6322	0,3997	—0,6003	0,3604	—40,87	—0,3795	9,886
5	0,8161	0,6666	—0,334	0,1116	—13,51	—0,2726	7,101
6	1	1	0	0	0	0	0

$$y(\xi) = 0{,}5725 + 0{,}02952 \times$$
$$\times [\xi^6 - 6{,}395\xi^4 +$$
$$+ 17{,}79\xi^2 - 1{,}393];$$
$$q(\xi) = c(\xi)\, y(\xi);$$
$$M(\xi) = -113{,}4 \times$$
$$\times 10^5 (\xi^2 - 1)^2;$$
$$Q(\xi) = -88{,}25 \cdot 10^4 \times$$
$$\times 0{,}02952\xi(\xi^2 - 1).$$

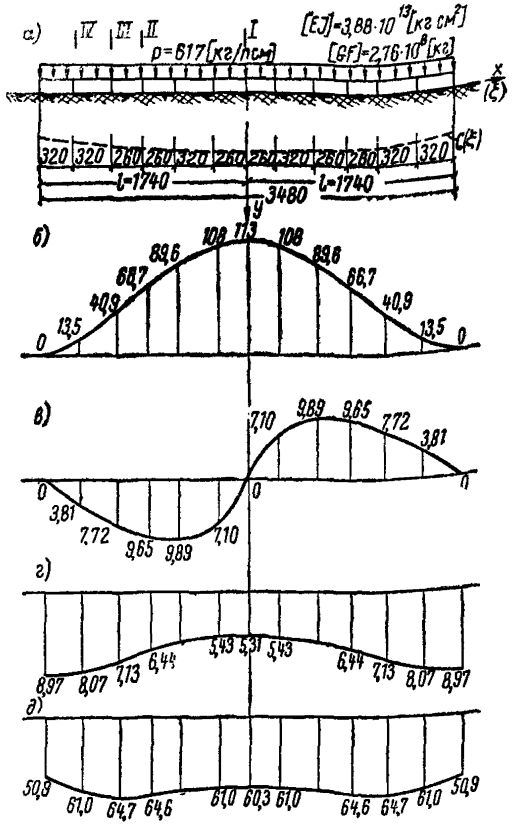


Рис. V.8. Эпюры обобщенных усилий и перемещений

а — расчетная схема; *б* — эпюра M (ξ) $[тм]$; *в* — эпюра Q (ξ) $[т]$; *г* — эпюра y (ξ) $[мм]$; *д* — эпюра q $(\xi)\left[\frac{т}{м}\right]$

Определение расчетных усилий в конструкциях здания

Расчетные усилия определяются по рекомендациям пп. IV.38—IV.46.

Покажем определение растягивающих усилий в продольных арматурных поясах здания на примере поперечного сечения *I—I*.

Суммарные продольные растягивающие усилия в расчетных поясах каждого этажа поперечного сечения *I—I* коробки здания определяются по формуле (IV.32), которая в данном случае записывается следующим образом:

Таблица 8

$$\sum N_{j,r} = \frac{M_r}{[EJ]_r} \cdot \frac{y_j - y_{0r}}{\mu_{j,r}}$$

№ поясов	y_j	$y_{0,\mathrm{I}}$	$y_j - y_{0,\mathrm{I}}$	$\mu_{j,\mathrm{I}}$ ...$\times 10^{-8}$	$\frac{y_j - y_{0,\mathrm{I}}}{\mu_{j,\mathrm{I}}}$ ... $\times 10^8$	$\frac{M_\mathrm{I}}{[EJ]_\mathrm{I}}$	$N_{j,\mathrm{I}}$ [кг]
1	2	3	4	5	6	7	8
1	95		29,2	3,517	8,31		— 243
2	365		299,2	4,494	66,57		—1948
3	635	65,76	569,2	6,071	93,75	$-29{,}26\cdot10^{-8}$	—2743
4	905		839,1	8,847	94,83		—2775
5	1175		1109	12,75	86,98		—2545
6	1445		1379	17,89	77,13		—2257
							Σ=—12510

$$\Sigma N_{j,\mathrm{I}} = \frac{M_\mathrm{I}}{[EJ]_\mathrm{I}} \cdot \frac{y_j - y_{0,\mathrm{I}}}{\mu_{j,\mathrm{I}}} = -\frac{113\cdot10^5}{3{,}88\cdot10^{13}} \cdot \frac{y_j - y_{0,\mathrm{I}}}{\mu_{j,I}}.$$

Подробно вычисление суммарных усилий во всех поясах каждого этажа сечения *I—I* приведено в табл. V.8. При вычислениях необходимые данные берутся из табл. V.4.

Суммарное продольное усилие в поясе каждого этажа распределяется между остальными элементами пропорционально их расчетным жесткостям [*EF*]. Покажем для примера, как распределяется усилие $N_{3,\mathrm{I}} = -2743$ *кг* между элементами пояса:

$$N_{3,\mathrm{I},\mathrm{п}} = \frac{N_{3,\mathrm{I}}}{[EF]_3}[EF]_{3,\mathrm{п}} = -\frac{2743}{26{,}1\cdot10^6}\,4{,}59\cdot10^6 = -482 \text{ кг};$$

$$N^{\mathrm{I}}_{3,\mathrm{I},\mathrm{в}} = \frac{N_{3,\mathrm{I}}}{[EF]_3}[EF]'_{3,\mathrm{в}} = -105\cdot10^{-6}\cdot1{,}12\cdot10^6 = -117 \text{ кг};$$

$$N^{\mathrm{II}}_{3,\mathrm{I},\mathrm{в}} = \frac{N_{3,\mathrm{I}}}{[EF]_3}[EF]''_{3,\mathrm{в}} = -105\cdot10^{-6}\cdot1{,}48\cdot10^6 = -155 \text{ кг};$$

$$N_{3,\mathrm{I},\mathrm{н}} = \frac{N_{3,\mathrm{I}}}{[EF]_3}[EF]_{3,\mathrm{н}} = -105\cdot10^{-6}\cdot1{,}27\cdot10^6 = -134 \text{ кг}.$$

Аналогично распределяются суммарные продольные усилия между элементами остальных поясов.

Продольные усилия во всех поясах поперечного сечения *I—I* коробки здания приведены на рис. V.6.

Продольное сжимающее усилие в цокольной части каждой стены сечения *I—I* коробки здания определяется по формуле (IV.33) и равно

$$N^{\mathrm{н}}_{\mathrm{цI}} = N^{\mathrm{вн}}_{\mathrm{цI}} = \frac{M_\mathrm{I}}{[EJ]_\mathrm{I}}[EF]^{\mathrm{с}}_{\mathrm{ц}}\,y_{0,\mathrm{I}} = -\frac{113\cdot10^5}{3{,}88\cdot10^{13}}\,2{,}17\cdot10^8\times$$
$$\times\,65{,}8 = -4170 \text{ кг}.$$

Изгибающий момент в цокольной части каждой стены сечения *I—I* определяется по формуле (IV.34) и равен

$$M^{н}_{цI} = M^{вн}_{цI} = \frac{M_I}{[EJ]_I}[B]_I = -\frac{113\cdot10^5}{3{,}88\cdot10^{13}}\,1{,}14\cdot10^{11} =$$

$$= -0{,}334\cdot10^5\ кг\cdot см.$$

Таким же образом вычисляются продольные усилия в элементах поясов сечений *II—II*, *III—III* и *IV—IV* (см. табл. V.9—V.11), а также усилия в цокольных частях каждой стены этих сечений.

Таблица 9

$$\sum N_{j,r} = \frac{M_r}{[EJ]_r}\cdot\frac{y_j - y_{0,r}}{\mu_{j,r}}$$

№ поясов	y_j	$y_{0,II}$	$y_j - y_{0,II}$	$\mu_{j,II}$ ...$\times10^{-8}$	$\frac{y_j - y_{0,II}}{\mu_{j,II}}$ ...$\times10^{8}$	$\frac{M_{II}}{[EJ]_{II}}$	$N_{j,II}$ [кг]
1	2	3	4	5	6	7	8
1	95	53,52	41,5	3,517	11,79	$-21{,}93\cdot10^{-8}$	—259
2	365		311,5	4,309	63,51		—1393
3	635		581,5	5,816	75,13		—1648
4	905		851,5	8,719	73,54		—1613
5	1175		1122	13,03	64,59		—1416
6	1445		1392	18,94	59,54		—1306
							Σ=—7635

Таблица 10

$$\sum N_{j,r} = \frac{M_r}{[EJ]_r}\cdot\frac{y_j - y_{0,r}}{\mu_{j,r}}$$

№ поясов	y_j	$y_{0,III}$	$y_j - y_{0,III}$	$\mu_{j,III}$ ...$\times10^{-8}$	$\frac{y_j - y_{0,III}}{\mu_{j,III}}$ ...$\times10^{8}$	$\frac{M_{III}}{[EJ]_{III}}$	$N_{Ij,II}$ [кг]
1	2	3	4	5	6	7	8
1	95	40,48	54,5	3,52	15,50	$-19{,}52\cdot10^{-8}$	—292,6
2	365		342,5	5,25	65,28		—1264
3	635		594,5	9,83	60,46		—1170
4	905		864,5	17,49	49,43		—963,9
5	1175		1135	27,74	40,92		—788,8
6	1445		1404	40,03	35,07		—674,6
							Σ=—5142

Таблица 11

$$\sum N_{j,r} = \frac{M_r}{[EJ]_r} \cdot \frac{y_j - y_{0,r}}{\mu_{j,r}}$$

№ поясов	y_j	$y_{0,IV}$	$y_j - y_{0,IV}$	$\mu_{j,IV}$ ...$\times 10^{-8}$	$\frac{y_j - y_{0,IV}}{\mu_{j,IV}}$ ...$\times 10^{8}$	$\frac{M_{IV}}{[EJ]_{IV}}$	$N_{j,IV}$ [кг]
1	2	3	4	5	6	7	8
1	95	26,04	69	3,52	19,61	$-10,51 \cdot 10^{-8}$	—206,1
2	365		339	8,22	41,26		—433,6
3	635		609	18,20	33,46		—351,7
4	905		879	31,76	27,68		—290,9
5	1175		1149	46,64	24,63		—258,9
6	1445		1419	62,28	22,79		—239,5
							Σ=—1781

Усилия в элементах поясов и цокольных частях стен в поперечных сечениях *II—II*, *III—III* и *IV—IV* коробки здания приведены на рис. V.9, V.10, V.11.

Сдвигающие усилия в стыках между плитами перекрытий и продольными наружной и внутренней стенами каждого этажа какого-либо столбца определяются по рекомендациям п. IV,41.

Покажем для примера, как определяются сдвигающие усилия во втором столбце в уровне перекрытий над вторым этажом:

между перекрытием и наружной продольной стеной

$$S^{пер}_{3,2,н} = \left(N^{пер}_{3,III} - N^{пер}_{3,IV}\right) \frac{\sum^{2} \eta_i}{[GF]_{лIII}} =$$

$$= (4 \cdot 206 - 4 \cdot 61,9) \frac{0,445 \cdot 10^7}{4,19 \cdot 10^7} = 61,1 \text{ кг};$$

между перекрытием и внутренней продольной стеной

$$S^{пер}_{3,2,вн} = \frac{1}{2}\left(N^{пер}_{3,III} - N^{пер}_{3,IV}\right) - S^{пер}_{3,2,н} = \frac{1}{2}(4 \cdot 206 - 4 \cdot 61,9) -$$

$$- 61,1 = 227 \text{ кг}.$$

Таким же образом вычисляются сдвигающие усилия для любого столбца. Сдвигающие усилия между перекрытиями и продольными стенами в первом, втором и третьем столбцах приведены на рис. V.9.

Сдвигающие усилия в горизонтальном стыке панелей продольных наружных и внутренних стен определяются по формуле (IV.36).

Рис. V.9. Схема усилий в перекрытиях и усилий взаимодействия между перекрытиями и продольными стенами (*кг*)
а — первый столбец; *б* — второй столбец

Покажем, как определяются сдвигающие усилия между панелями второго столбца наружной продольной стены в уровне перекрытий над вторым этажом

$$S^{ст}_{3,2,н} = \left(N^{ст}_{6,III} - N^{ст}_{6,IV}\right) + \left(N^{ст}_{5,III} - N^{ст}_{5,IV}\right) + \left(N^{ст}_{4,III} - N^{ст}_{4,IV}\right) +$$

$$+ \left(N^{ст}_{3,III,\,нижн} - N^{ст}_{3,IV,\,нижн}\right) + S^{пер}_{6,2,н} + S^{пер}_{5,2,н} + S^{пер}_{4,2,н} =$$

$$= (74{,}3 - 26{,}4) + (117 - 38{,}4) + (143 - 43{,}1) + (56{,}9 - 17{,}1) +$$

$$+ 94{,}9 + 85{,}7 + 80{,}6 = 527 \text{ кг}.$$

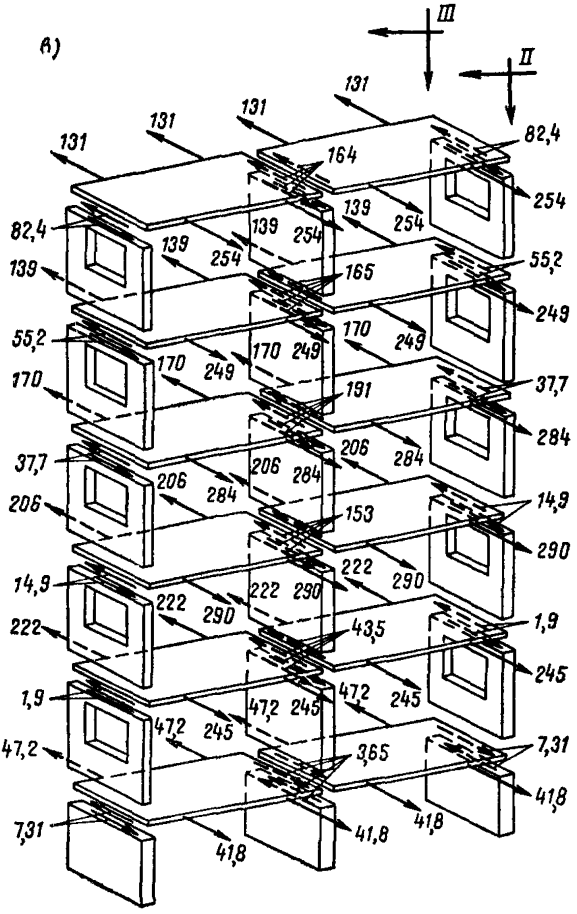


Рис. V.9. Схема усилий в перекрытиях и усилий взаимодействия между перекрытиями и продольными стенами (*кг*)

б — третий столбец

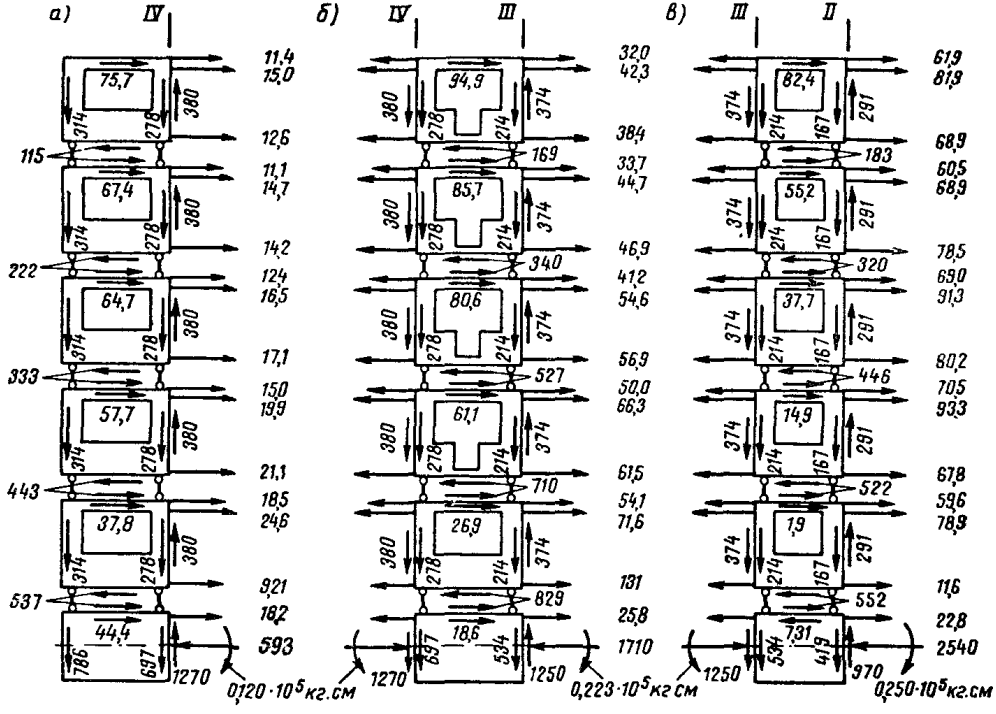


Рис. V.10. Схема усилий в наружной продольной стене (*кг*)

а — первый столбец; *б* — второй столбец; *в* — третий столбец

Таким же образом вычисляются усилия во всех горизонтальных стыках панелей продольных наружных и внутренней стен. Эпюры сдвигающих усилий между панелями первого, второго и третьего столбцов наружной продольной стены приведены на рис. V.10, а между панелями тех же столбцов внутренней продольной стены — на рис. V.11.

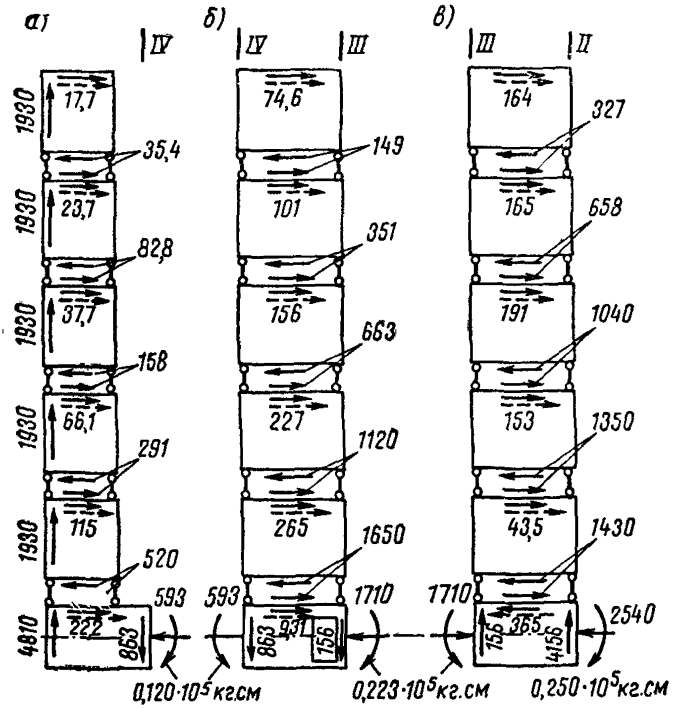


Рис. V.11. Схема усилий во внутренней продольной стене

а — первый столбец; *б* — второй столбец; *в* — третий столбец

Усилия в поперечных соединениях плит перекрытий j-го этажа r-го столбца определяются из условия равновесия поперечной полосы перекрытия, вырезанной из здания r-м и $(r+1)$-м сечениями (рис. V.12, *а*). Определим (для иллюстрации) усилия в поперечных соединениях плит перекрытия над вторым этажом во втором столбце (рис. V.12, *б*)

$$X_1 = X_2 = \frac{1}{d_{\text{поп.пер}}}\left[\left(N^{\text{пер}}_{j,r+1} - N^{\text{пер}}_{j,r}\right) a_1 + \left(N^{\text{пер}}_{j,r+1} - N^{\text{пер}}_{j,r}\right) \times \right.$$

$$\left. \times (a_1 + a_2) - S_{j,r,\text{н}} L\right] = \frac{1}{280}\left[(206 - 62)\, 100 + \right.$$

$$\left. + (206 - 62)(100 + 376) - 61{,}1 \cdot 576\right] = 185 \text{ кг}.$$

Таким же образом вычисляются усилия между перекрытиями других этажей и столбцов.

Усилия взаимодействия между поперечными и продольными стенами определяются по рекомендациям п. IV.42.

Изгибающий момент в среднем сечении наружной продольной стены, возникающий в ней при изгибе здания в целом, определяется по формуле (IV.37) и равен $M_{\text{н}}(O) = -29{,}5 \cdot 10^5$ *кг · см.*

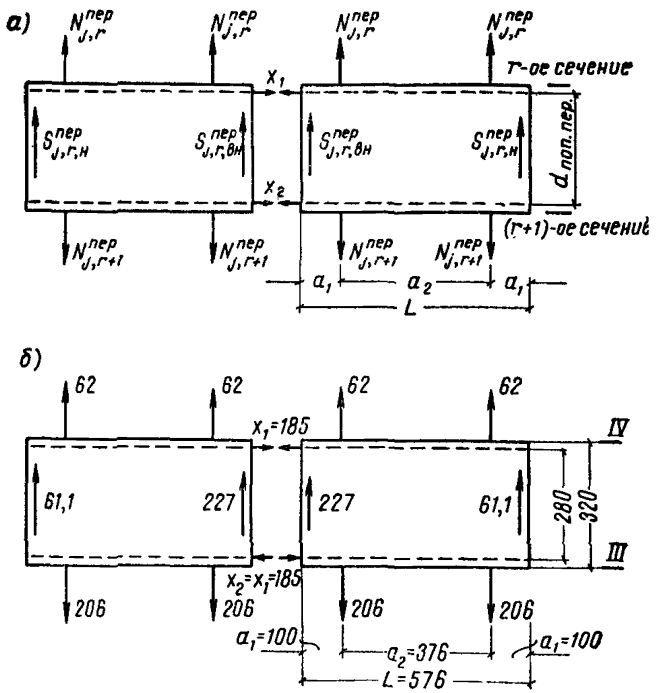


Рис. V.12. К определению усилий в поперечных соединениях панелей перекрытий

а — расчетная схема; *б* — усилия в соединениях панелей, расположенных между III и IV сечениями (*кг*)

Полный подсчет $M_{\text{п}}(O)$ приведен в табл. V.12.

Реактивный отпор грунта под фундаментами наружной продольной стены определяется по формуле (IV.38). Подсчет приведен в табл. V.13. Причем погонная нагрузка на стену, вызывающая осадку основания, принята равной $p_{\text{н}} = \dfrac{P_{\text{н}}}{2l} = \dfrac{20{,}18 \cdot 10^4}{2 \cdot 1740} = 58$ *кг/см*,

где $P_{\text{н}}$ — полная нагрузка на стену, вызывающая осадку основания, берется из 16-го столбца табл. V.6.

Таблица 12

$$M_{\text{н}}(0) = \sum_{j=1}^{k} \left(N_j^{\text{ст}} + S_{j,0}^{\text{пер}}\right) y_j$$

№ поясов	y_j	$N_{j,\text{I—I}}^{\text{ст}}$	$N_{j,\text{I—I}}^{\text{пер}}$	$\sum \eta_i^{\text{л}}$ $\cdots\times 10^7$	$[GF]_{j\text{л}}^{\text{г}}$ $\cdots\times 10^7$	$\dfrac{\sum \eta_i^{\text{л}}}{[GF]_{j\text{л}}^{\text{г}}}$	$\overline{S}_{j,0}^{\text{пер}}$	$N_j^{\text{ст}} + \overline{S}_{j,0}^{\text{пер}}$	$M_{\text{н}}(0)$ $\cdots\times 10^5$ [кг·см]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	95	—32,3	—157	—	—	—	—39,26	—71,6	—0,068
2	365	—291,4	—1370	2,347	37,95	0,0618	—84,72	—376,1	—1,373
3	635	—406,1	—1930	1,755	19,55	0,0898	—173,3	—579,4	—3,679
4	905	—410,7	—1952	1,755	12,44	0,1411	—275,4	—686,1	—6,209
5	1175	—376,7	—1790	1,755	9,09	0,1931	—345,6	—721,6	—8,479
6	1445	—248,5	—1759	1,755	7,30	0,2403	—422,7	—671,2	—9,699
									$\Sigma = -29.51$

Таблица 13

$$q_{\text{н}}(\xi) = \frac{p_{\text{н}}}{s_{\text{н}}} \cdot \frac{3}{1+2\alpha}\,[(1-\alpha)\,\xi^2 + \alpha]\,y(\xi)$$

№ сечений	ξ	ξ^2	$2-\xi^2$	$\frac{p_{\text{н}}}{s_{\text{н}}} \cdot \frac{3}{1+2\alpha}$	$y(\xi)$	$q_{\text{н}}(\xi)$ [кг/см]
1	2	3	4	5	6	7
1	0	0	2	62,88	0,5314	66,84
2	0,1494	0,0223	1,978		0,5430	67,53
3	0,3333	0,1111	1,889		0,5872	69,76
4	0,4828	0,2331	1,767		0,6439	71,56
5	0,6322	0,3997	1,600		0,7130	71,75
6	0,8161	0,6666	1,333		0,8065	67,60
7	1	1	1		0,8972	56,42

Условная осадка наружной продольной стены от нагрузки $p_{\text{н}}$ $\left(\text{при постоянном значении модуля деформации грунта } E_{\text{ср}} = 150\frac{кг}{см^2}\right)$ берется из 20-го столбца табл. V.6 и равна $s_{\text{н}} = 0{,}553$ *см*.

Наружная продольная стена под действием приложенных к ней активной и реактивной нагрузок и сил взаимодействия с поперечными стенами приведена на рис. V.13, *а*.

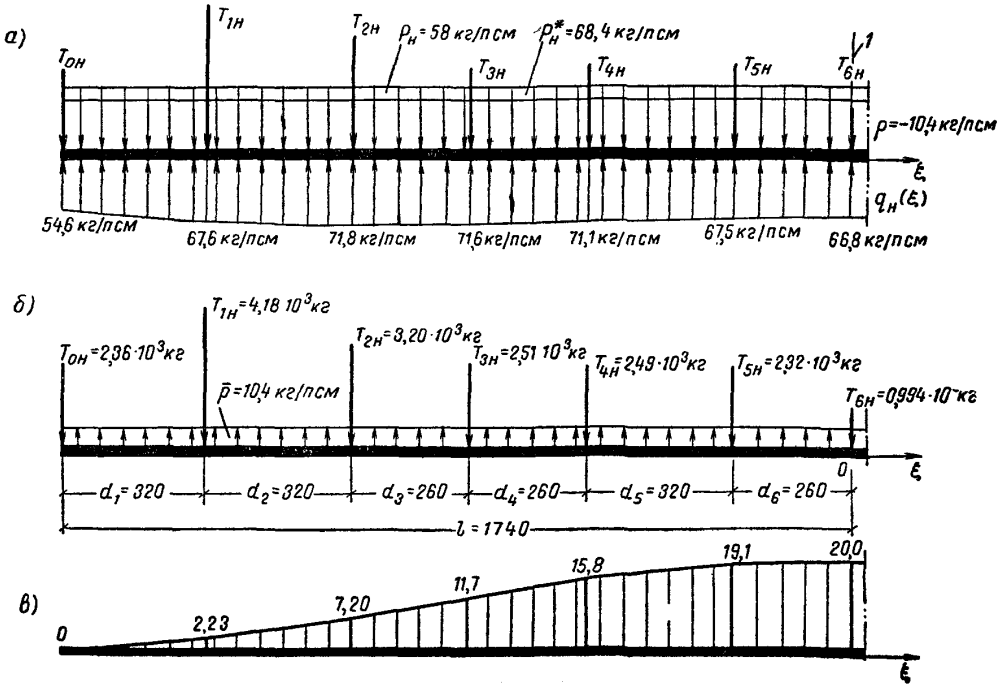
Величина активной нагрузки $p^*_{\text{н}}$, уравновешивающей реактивный отпор основания наружной продольной стены, определяется по формуле (IV.39) и равна $p^*_{\text{н}} = \frac{58}{0{,}553}\left[0{,}573 + \frac{0{,}0295}{21} \times \right.$
$\left. \times \frac{151+220-144\cdot 0{,}0464-864\cdot 0{,}0928}{1+2\cdot 2}\right] = 68{,}4\,\frac{кг}{см}$,

где λ, y_0 и y_1 принимаются в соответствии с рекомендациями п. IV.37.

Изгибающий момент в среднем сечении стены от уравновешенной активной нагрузки $p^*_{\text{н}}$ и реактивного отпора $q_{\text{н}}(\xi)$ вычисляется по формуле (IV.40) и равен $k = \frac{58}{0{,}553} \cdot \frac{3}{1+2\cdot 2} = 62{,}9$;

$$M^*_{\text{н}}(0) = -\frac{1740^2}{2}\left[68{,}4 - \frac{1}{2}\,37{,}7\cdot 0{,}573\,(1+2) - \right.$$
$$\left. \frac{37{,}7\cdot 0{,}0295}{60}\,(237 + 128\cdot 2 - 150\cdot 0{,}0464 - 450\cdot 0{,}0464\cdot 2)\right] =$$
$$= -9{,}54\cdot 10^5\ кг\cdot см.$$

Изгибающие моменты в наружной продольной стене, вызываемые только силами взаимодействия продольной стены с попереч-


а)
$T_{1н}$
$T_{2н}$
$p_н = 58$ кг/псм
$p^*_н = 68,4$ кг/псм
$T_{3н}$
$T_{4н}$
$T_{5н}$
$T_{6н}$
1
$T_{0н}$
$p = -10,4$ кг/псм
ξ
$q_н(\xi)$
54,6 кг/псм
67,6 кг/псм
71,8 кг/псм
71,6 кг/псм
71,1 кг/псм
67,5 кг/псм
66,8 кг/псм
б)
$T_{1н} = 4,18\ 10^3$кг
$T_{0н} = 2,36 \cdot 10^3$кг
$T_{2н} = 3,20 \cdot 10^3$кг
$T_{3н} = 2,51\ 10^3$кг
$T_{4н} = 2,49 \cdot 10^3$кг
$T_{5н} = 2,32 \cdot 10^3$кг
$T_{6н} = 0,994 \cdot 10^3$кг
$\bar{p} = 10,4$ кг/псм
0
ξ
$d_1 = 320$
$d_2 = 320$
$d_3 = 260$
$d_4 = 260$
$d_5 = 320$
$d_6 = 260$
$l = 1740$
в)
0
2,23
7,20
11,7
15,8
19,1
20,0
ξ

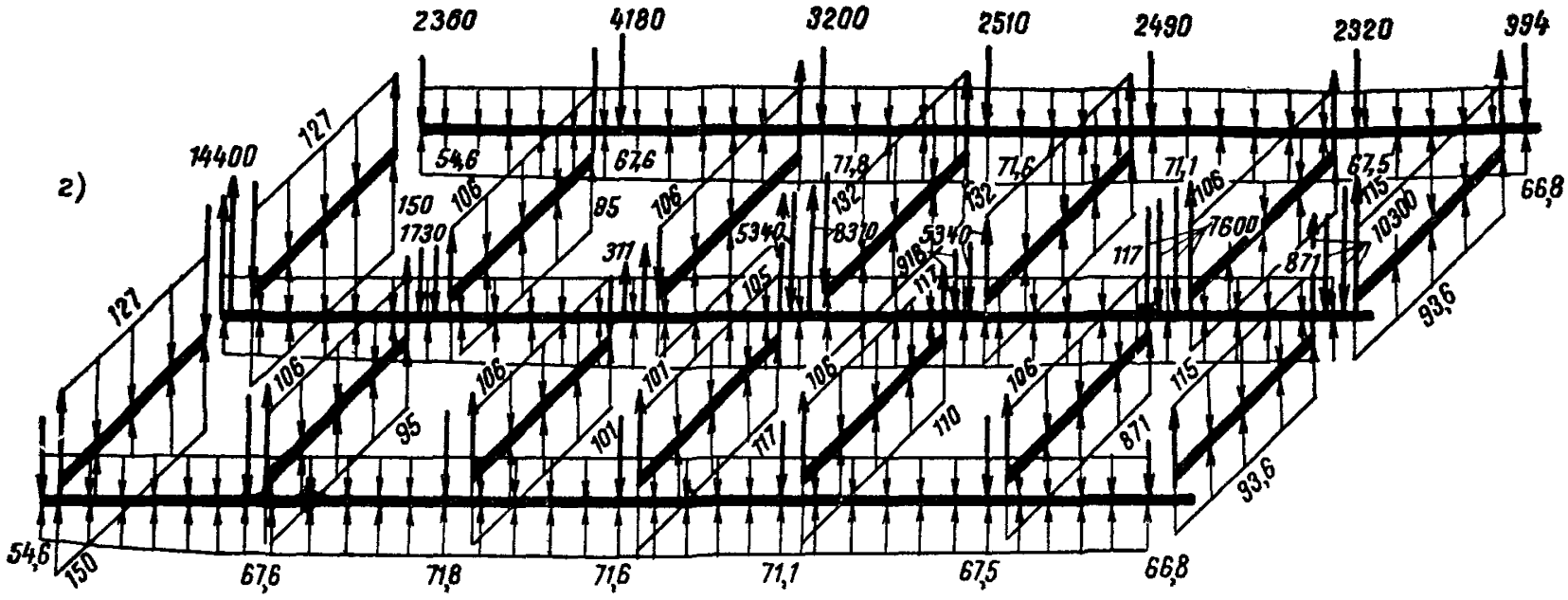


Рис. V.13. К определению усилий взаимодействия между продольными и поперечными стенами

а — схема внешних нагрузок на наружную продольную стену; *б*—схема приведенных нагрузок на наружную продольную стену; *в* — минусовая эпюра $M_{н}^{T}(\xi)$ (в *тм*); *г* — схема нагрузок на продольные и поперечные стены с учетом усилий взаимодействия *T*; *1* — ось симметрии

ными и неуравновешенной частью активной нагрузки, вычисляются по формуле (IV.41) и равны $M_{н}^{т}(\xi)=(-29{,}5\cdot10^{5}+9{,}54\cdot10^{5})(\xi^{2}-1)^{2}=-20\cdot10^{5}(\xi^{2}-1)^{2}$.

Эпюра $M_{н}^{т}(\xi)$ приведена на рис. V.13, *в*.

Зная эпюру моментов $M_{н}^{т}(\xi)$, вызываемую неизвестными силами взаимодействия и известной неуравновешенной частью активной нагрузки $\bar{p}$ (см. рис. V.13, *б*), вычисляем последовательно (начиная с $T_{0н}$) силы взаимодействия наружной продольной стены с поперечными стенами по формуле (IV.42): $r-1=0$; $r=1$; $T_{0н}=\frac{1}{320}\left[-2{,}23\cdot10^{5}+\frac{-10{,}4\cdot320^{2}}{2}\right]=-2{,}36\cdot10^{3}$ *кг*; $T_{1н}=\frac{1}{320}\left[-7{,}2\cdot10^{5}+2{,}36\cdot10^{3}\cdot640-\frac{10{,}4\cdot640^{2}}{2}\right]=-4{,}18\cdot10^{3}$ *кг*.

Остальные усилия $T_{2н},\ldots,T_{6н}$ определяются аналогично. Величины всех усилий взаимодействия наружных продольных стен с поперечными стенами приведены на рис. V.13, *б*.

Силы взаимодействия внутренней продольной стены с поперечными стенами определяются из условия равновесия последних по формуле (IV.43). Полный подсчет проведен в табл. V.14. Причем нагрузка от *r*-й поперечной стены, вызывающая осадку основания, и осадка *r*-й поперечной стены берутся непосредственно из 16-го и 20-го столбцов табл. V.6.

Эпюра усилий взаимодействия всех продольных и поперечных стен приведена на рис. V.13, *г*.

Считая, что экспериментальные данные о жесткостных характеристиках стыковых соединений продольных и поперечных стен отсутствуют, будем распределять сдвигающие усилия взаимодействия между стенами пропорционально площади сечения шпонок, препятствующих взаимным сдвигам стен.

Площадь сечения шпонок в каждом этаже надземной части наружных продольных стен в месте примыкания к ним поперечных стен равна $F_{шп.э}=600$ *см*^{2}, а площадь сечения шпонок в цокольной части стены в этом же вертикальном шве равна $F_{шп.ц}=1500$ *см*^{2}.

Покажем на примере, как распределяются усилия взаимодействия по высоте шва. Рассмотрим усилие $T_{1н}$

$$T_{1н}^{1эт}=T_{1н}^{2эт}=T_{1н}^{3эт}=T_{1н}^{4эт}=T_{1н}^{5эт}=T_{1н}\frac{F_{шп.э}}{5F_{шп.э}+F_{шп.ц}}=$$

$$=-4{,}18\cdot10^{3}\frac{600}{5\cdot600+1500}=-557\ кг;$$

$$T_{1н}^{ц}=T_{1н}\frac{T_{шп.ц}}{5F_{шп.э}+F_{шп.ц}}=-4{,}18\cdot10^{3}\frac{1500}{4500}=-1393\ кг.$$

Аналогично распределяются по высоте швов все остальные усилия взаимодействия между наружными продольными и поперечными стенами, а также усилия взаимодействия между внутренней продольной стеной и наружными поперечными стенами.

Таблица 14

№ стены	x_i	$T_{r\,н}$ $\cdots\times10^3$	$p_r L_r = P_i$ $\cdots\times10^4$	$y_r(\xi)$	s_r	$\frac{y_r(\xi)}{s_r}$	$\frac{y_r(\xi)}{s_r}-1$	$p_r\left(\frac{y_r(\xi)}{s_r}-1\right)$ $\cdots\times10^3$	$T_{r\,вн}$ $\cdots\times10^3$ [кг]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0	—0,9940	6,049	0,5314	0,6530	0,8138	—0,1862	—11,26	10,27
2	260	—2,321	5,575	0,5430	0,6605	0,8221	—0,1779	— 9,918	7,597
3′	580	—2,488	6,943	0,5981	0,6790	0,8809	—0,1191	— 8,269	5,781
3	580	—2,488	5,575	0,5981	0,6370	0,9389	—0,0611	— 3,406	0,918
4′	840	—2,512	6,943	0,6439	0,7260	0,8869	—0,1131	— 7,853	5,341
4	840	—2,512	5,575	0,6439	0,5830	1,1040	+0,104	5,798	—8,310
5	1100	—3,204	5,575	0,7130	0,7520	0,9481	—0,0519	— 2,893	—0,311
6	1420	—4,178	5,575	0,8065	0,9020	0,8941	—0,1059	— 5,904	1,726
7	1740	—2,358	6,672	0,8972	0,7595	1,1810	0,1810	12,08	—14,44

Так как в надземной части внутренних поперечных стен в месте примыкания их к внутренней продольной стене имеются дверные проемы, то все усилия взаимодействия между этими стенами передаются на подземную часть здания.

На рис. V.10, V.11 показано распределение усилий взаимодействия по высоте швов.

Перерезывающие силы в вертикальных швах наружной продольной стены определяются с учетом эпюры $Q_н(\xi)$, построенной от действия активной и реактивной нагрузок и сил взаимодействия с поперечными стенами (рис. V.13, *а*, *б*) по формуле (IV.44), и равны, например, в сечении *III—III* $Q_{2н} = \frac{1}{2}\left(Q^{л}_{2н} + Q^{пр}_{2н}\right) = \frac{1}{2}(-1{,}52 \cdot 10^3 - -4{,}72 \times 10^3) = -3{,}12 \cdot 10^3$ *кг*.

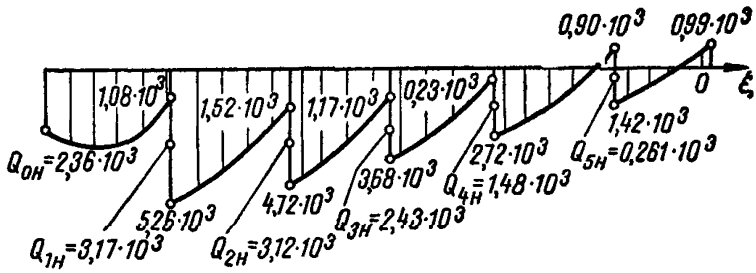


Рис. V.14. Эпюра перерезывающих сил $Q_н(\xi)$ в наружной продольной стене

Эпюра перерезывающих сил, подсчитанная для наружной продольной стены, приведена на рис. V.14.

Распределение перерезывающих сил по высоте шва между панелями надземной и подземной частей наружной продольной стены производим пропорционально площади сечения шпонок между панелями каждого этажа: для шпонок между панелями надземной части $F_{шп.} = 300$ *см*², для шпонок между панелями подземной части $F_{шп.ц} = 1000$ *см*².

Для примера распределим $Q_{2н}$ по высоте шва:

$$\overline{T}^{1эт}_{2н} = \overline{T}^{2эт}_{2н} = \overline{T}^{3эт}_{2н} = \overline{T}^{4эт}_{2н} = \overline{T}^{5эт}_{2н} = Q_{2н}\frac{F_{шп.э}}{5F_{шп.э} + F_{шп.ц}} =$$

$$= -3{,}12 \cdot 10^3 \frac{300}{5 \cdot 300 + 1000} = -374 \text{ кг};$$

$$\overline{T}_{2н} = Q_{2н}\frac{F_{шп.ц}}{5F_{шп.э} + F_{шп.ц}} = -\frac{3{,}12 \cdot 10^3 \cdot 1000}{5 \cdot 300 + 1000} = -1247 \text{ кг}.$$

Эпюры распределения перерезывающих сил по высоте вертикальных швов сечений *II—II*, *III—III* и *IV—IV* наружной продольной стены показаны на рис. V.10.

Нагрузки, вызывающие перекос одной из наиболее напряженных панелей стены (панели первого этажа 2-го столба), показаны на рис. V.15. Горизонтальная нагрузка P, вызывающая перекос панели, равна 819 *кг*. Определим величину перекоса панели η, вызванного этой нагрузкой. Так как для рассматриваемой панели $\eta = 0{,}371 \cdot 10^7$ *кг*, то $P/\eta = 819/0{,}371 \cdot 10^7 = 2{,}2 \cdot 10^4 < 1/200$.

Следовательно, можно не производить проверки раскрытия трещин. Однако при таком перекосе не используется полностью несущая способность панели, которую можно определить, рассчитав панель на перекос как замкнутую железобетонную раму.

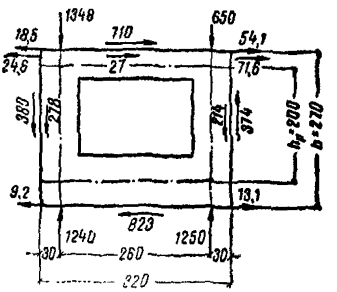


Рис. V.15. Схема нагрузок на наружную стеновую панель 1-го этажа 2-го столба

Обычно допустимая неравномерность осадок основания определяется сопротивлением перекосу наружных панелей с проемами. Пусть, например, наиболее напряженная панель из условий прочности и допустимого раскрытия трещин может воспринять вызывающую перекос горизонтальную нагрузку $P = 1250$ *кг*.

По расчету получено, что $P = 819$ *кг*. Следовательно, если обобщенные усилия и пропорциональные им усилия в элементах увеличить в $1250 : 819 = 1{,}53$ раза, то получим предельное состояние надфундаментных конструкций (при условии, что при меньших по величине усилиях в других элементах, например стыках, не возникает *предельного состояния*).

Определим, во сколько раз необходимо уменьшить модуль деформации основания, чтобы при той же расчетной неоднородности основания (т. е. при $\alpha = 2$) обобщенные усилия увеличились в 1,53 раза. Заметим, что обобщенные усилия, определяемые по формулам (IV.29) и (IV.30), *пропорциональны параметру* y_1.

Следовательно, увеличенным усилиям соответствует $y_1 = 0{,}0295 \cdot 1{,}53 = 0{,}0461$.

Из системы уравнений (IV.28) найдем, что

$$y_1 = \frac{a_1 - (4{,}14 - 16\lambda)}{a_1^2 - a_2} \cdot \frac{p}{c_{ср}}. \qquad (1)$$

Подставим в это уравнение численные значения всех коэффициентов, кроме $c_{ср}$. Решив уравнение относительно $c_{ср}$, найдем, что $c_{ср} = 595$ *кг/см*^{2}.

Таким образом, увеличению усилий в 1,53 раза соответствует уменьшение жесткости основания в $946 : 595 = 1{,}59$ раза (при фиксированном α), что соответствует средней величине модуля деформации основания $E_{ср} = 150 : 1{,}59 \approx 95$ *кг/см*^{2}.

Следовательно, для принятых конструкций здания предельным является следующее сочетание: $E_{ср} = 95$ *кг/см*^{2}, $\alpha = 2$.

Определение допустимой области применения запроектированного типового решения фундаментов

Определим другие предельные сочетания среднего значения модуля деформации грунта $E_{ср}$ и коэффициента изменчивости сжимаемости α. Эти сочетания приближенно определим из условия, что максимальная разность осадок фундаментов для здания нулевой жесткости будет совпадать с соответствующей величиной для грунтов с расчетными характеристиками $E_{ср}=95$ *кг/см²* и $\alpha=2$.

Так как осадка фундамента заданных размеров обратно пропорциональна величине модуля деформации грунта, на который опирается фундамент, то, используя формулу (IV.23) и считая нулевой жесткость здания, можно записать:

$$\frac{s_{max}}{s_{ср}} = \frac{E_{ср}}{E_{min}} = \frac{1+2\alpha}{3}; \quad \frac{s_{min}}{s_{ср}} = \frac{E_{ср}}{E_{max}} = \frac{1+2\alpha}{3\alpha}. \qquad (2)$$

Тогда максимальная разность осадок основания

$$\Delta s = s_{max} - s_{min} = \frac{(1+2\alpha)(\alpha-1)}{3\alpha} s_{ср}. \qquad (3)$$

Так как для всех предельно допустимых сочетаний $E_{ср}$ и α величина Δs должна быть одинаковой, то на основе формулы (3) можно записать

$$\frac{(1+2\alpha)(\alpha-1)}{3\alpha E_{ср}} = \frac{(1+2\cdot2)(2-1)}{3\cdot2\cdot95},$$

откуда

$$E_{ср} = 38\,\frac{(1+2\alpha)(\alpha-1)}{\alpha}. \qquad (4)$$

По формуле (4) найдем предельные сочетания $E_{ср}$ и α для принятых в проекте размеров фундаментов:

при $\alpha = 1{,}35$ $E_{ср} = 36$ *кг/см²*;
» $\alpha = 1{,}5$ $E_{ср} = 50$ *кг/см²*;
» $\alpha = 2$ $E_{ср} = 95$ *кг/см²*;
» $\alpha = 2{,}5$ $E_{ср} = 137$ *кг/см²*;
» $\alpha = 3$ $E_{ср} = 180$ *кг/см²*;
» $\alpha = 3{,}5$ $E_{ср} = 220$ *кг/см²*.

При других размерах фундаментов определенные по формуле (4) величины $E_{ср}$ необходимо увеличить (уменьшить) во столько раз, во сколько уменьшается (увеличивается) средняя осадка измененных фундаментов.

Определим теперь допустимую неравномерность осадок основания γ, равную отношению предельно допустимой разности осадок Δs к длине здания $2l=34{,}8$ *м*. При $E_{ср}=150$ *кг/см²* расчетная средняя жесткость основания $c_{ср}=946$ *кг/см²* (увеличенная вдвое против фактической — см. п. IV.14, *б*), а приведенная нагрузка $p=617$ *кг/см²*. Такой нагрузке и фактической жесткости основания соответствует осадка $s_{ср} = \frac{617\cdot2}{946} = 1{,}3$ *см*.

При уменьшении модуля деформации основания в 1,59 раза средняя осадка увеличится в такое же число раз и составит $s_{ср} = 1{,}3 \cdot 1{,}59 = 2{,}07$ *см*. Тогда по формуле (3) при $\alpha = 2$ найдем, что $\Delta s = 1{,}72$ *см* и, следовательно, $\gamma = \dfrac{1{,}72}{3480} = 4{,}95 \cdot 10^{-4} \approx 5 \cdot 10^{-4}$.

Пример проектирования фундаментов применительно к местным инженерно-геологическим условиям

В основании залегают разнородные грунты: часть фундамента опирается на суглинки, а другая (на участке по длине здания 23 *м*)— на пылеватые пески (рис. V.16).

Из условия промерзания грунта минимальная глубина заложения фундаментов 1,7 *м*. В связи с этим предусматриваем местное

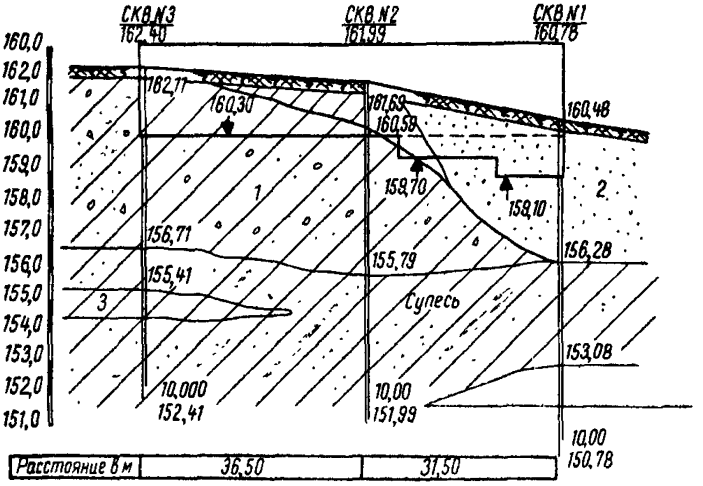


Рис. V.16. Геологический профиль

1 — суглинки $\varepsilon = 0{,}4$; $w = 12{,}4$; $w_т = 23{,}7$; $w_р = 12{,}1$; *2* — пылеватые пески $\varepsilon = 0{,}6$; *3* — глина с включением гравия и щебня

заглубление фундаментов между скв. № 1 и № 2 до 1,2 *м*.

Характеристики грунтов по данным исследования:

суглинки: $\varepsilon = 0{,}4$; $w = 12{,}4$; $w_т = 23{,}7$; $w_р = 12{,}1$; $\gamma_о = 1{,}8$ *т/м*^{3};

песок: $\varepsilon = 0{,}6$; $\gamma_о = 1{,}6$ *т/м*^{3}.

Определим нормативные давления на грунт для суглинка и песка. По табл. 13 СНиП II-Б.1-62 найдем, что

для суглинка: $c^н = 0{,}12$ *кг/см*^{2} $= 1{,}2$ *т/м*^{2}; $\varphi = 25°$; $E^н = 230$ *кг/см*^{2};

для песка: $c^н = 0{,}06$ *кг/см*^{2} $= 0{,}6$ *т/м*^{2}; $\varphi = 34°$; $E^н = 120$ *кг/см*^{2}.

При ширине фундаментной ленты $b = 0{,}6$ *м*, глубине заложения фундаментов $h = 1{,}7$ *м* и объемном весе грунта $\gamma_о = 1{,}8$ *т/м*^{3} для суглинка (по табл. 7 СНиП А=0,78; В=4,02; Д=6,7) получим: $R^н =$

$= (0{,}78 \cdot 0{,}6 + 4{,}02 \cdot 1{,}7) \cdot 1{,}8 + 6{,}7 \cdot 1{,}2 = 21{,}2$ *т/м²* $= 2{,}12$ *кг/см²*, для песка (А=1,55; В=7,21; Д=9,21) $R^{н} = (1{,}55 \cdot 0{,}6 + 7{,}21 \cdot 1{,}7) \cdot 1{,}6 + 9{,}21 \times 0{,}6 = 26{,}7$ *т/м²* $= 2{,}67$ *кг/см²*.

Так как в типовом проекте фундаменты запроектированы исходя из нормативного давления на грунт $R^{н} = 2$ *кг/см²*, а фактические нормативные давления на грунты, залегающие под подошвой фундаментов, более высокие, увеличения размеров фундаментов не требуется.

Определим консистенцию суглинков в рассматриваемом случае

$$B = \frac{w - w_p}{w_n} = \frac{12{,}4 + 12{,}1}{23{,}7 - 12{,}1} = 0{,}026 < 0{,}25,$$

следовательно, суглинки находятся в полутвердом состоянии. Поэтому устройство осадочного шва на границе залегания песков и суглинков не обязательно, при условии, что неравномерность сжимаемости основания в плане здания не превышает допустимой величины.

Расчетное значение коэффициента α определим по формуле (IV.46). По п. IV.55 примем для суглинка $\upsilon = 0{,}25$, а для песка $\upsilon = 0{,}15$. Так как $\Sigma F_i = 1{,}33 \cdot 10^6$ *см²*, а $F = 1152 \cdot 3480 = 4{,}01 \cdot 10^6$ *см²*, то коэффициент k, определяемый по формуле (IV.47), равен 0,668. Тогда по формуле (IV.46) $\alpha = \dfrac{230\,(1 + 0{,}668 \cdot 0{,}25)}{120\,(1 - 0{,}668 \cdot 0{,}15)} = 2{,}49.$

Среднее значение модуля деформации грунтов основания определим как среднее арифметическое из нормативных значений модуля деформации отдельных характерных по геологическому строению участков основания.

На песчаные грунты опирается примерно $^1/_3$ часть фундаментов, при этом модуль деформации уменьшается примерно по линейной зависимости от величины 230 *кг/см²* на границе с суглинками до величины 120 *кг/см²*. Остальные фундаменты опираются на суглинки с нормативным значением модуля деформации 230 *кг/см²*. Тогда $E_{ср} = \frac{1}{3}\left(\frac{120 + 230}{2} + 2 \cdot 230\right) = 212$ *кг/см²*.

Таким образом, характеристики грунта, определяющие неравномерность сжимаемости основания, равны $\alpha = 2{,}49$ и $E_{ср} = 212$ *кг/см²*, что не превышает допустимую неравномерность осадок для запроектированных конструкций здания.

Следовательно, принятые размеры фундаментов могут быть оставлены без дополнительной корректировки.

Опечатки

Страница	*Таблица, графа,* строка	Напечатано	Следует читать
49	2-я снизу	η	$\eta = 2$
61	Формула (13)	φ''	φ_1''
68	Табл. 10, 1-я графа справа, 1-я строка снизу	1100	1000
72	22-я строка сверху	из-за неравномерных осадок	из-за действия ветра в направлении, параллельном плоскости стены, и неравномерных осадок
86	1-я строка снизу	$[GF]$	$[GF]_f$
88	3-я строка сверху, формула (3)	(k)	k
08	12-я сверху	$S_{l,r}^{\text{перекр}}$	$S_{i,r}^{\text{перекр}}$
09	3-я строка снизу	$p_{\text{н}}$	$\overline{p}_{\text{н}}$
09	5-я строка сверху	$[(1+\alpha)\xi^2+\alpha]$	$[(1-\alpha)\xi^2+\alpha]$
14	15-я строка сверху	$Q^{\text{н}}$	$\varphi^{\text{н}}$
39	Табл. 7, 2-я графа справа, 3-я строка снизу	9084	908

Зак. 2671

gost.e-ecolog.ru