

УДК 69.056.53:004

**ОСОБЕННОСТИ МОДЕЛИРОВАНИЯ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНЫХ ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ
РАСЧЕТНОЙ ПРОГРАММЫ SCAD**

Викторов Валерий Васильевич,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза,*

кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции».

Викторова Ольга Леонидовна,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза,*

кандидат технических наук, доцент кафедры «Городское строительство и архитектура».

Жиляева Виктория Владимировна,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза,*

магистр.

Медведев Ринат Наилевич,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза,*

студент.

Аннотация

Предложена методика разработки расчетных схем для расчета многоэтажных панельных зданий. Рассмотрены варианты определения жесткостных характеристик конечных элементов программы "Scad", моделирующих податливость соединений сборных конструкций. Рассмотрены способы моделирования узлов их сопряжения. Результаты определения жесткостных характеристик конечных элементов узлов сопряжения сборных

конструкций были использованы при расчете конструкций восьмиэтажного сборного панельного здания по программе "Scad".

Ключевые слова: сборные железобетонные панели, расчетные программы, податливость соединений, жесткостные характеристики.

FEATURES OF MODELING OF LOAD-BEARING STRUCTURES OF MULTI-STOREY PANEL BUILDINGS USING THE CALCULATION PROGRAM SCAD

Viktorov Valery Vasilyevich,

Penza State University of Architecture and Construction, Penza,

Candidate of Sciences, Associate Professor of the department "Building Structures".

Viktorova Olga Leonidovna,

Penza State University of Architecture and Construction, Penza,

Candidate of Sciences, Associate Professor of the department "Urban Construction and Architecture".

Zhilyaeva Victoria Vladimirovna,

Penza State University of Architecture and Construction, Penza,

undergraduate student.

Medvedev Rinat Nailevich,

Penza State University of Architecture and Construction, Penza,

student.

Abstract

A methodology for the development of calculation schemes for the calculation of multi-storey panel buildings is proposed. The variants of determining the stiffness characteristics of the finite elements of the "Scad" program, modeling the malleability of joints of prefabricated structures, are considered. Methods of modeling the nodes of their conjugation are considered. The results of determining the stiffness characteristics of the finite elements of the coupling nodes of prefabricated structures

were used in the calculation of the structures of an eight-storey prefabricated panel building according to the "Scad" program.

Keywords: precast reinforced concrete panels, calculation programs, joint compliance, stiffness characteristics.

В настоящее время при проектировании зданий и сооружений различного назначения для расчета несущих конструкций часто применяются компьютерные программы, основанные на методе конечных элементов. Наиболее широкой популярностью пользуются программы "Scad" и "Lira", использующие в своей основе метод перемещений. Программы имеют необходимые сертификаты, поскольку в соответствии с ч.6, ст. 15 [1] соответствие проектных значений параметров и других проектных характеристик здания или сооружения требованиям безопасности должны быть обоснованы расчетами, выполненными по сертифицированным методикам.

Наибольшей эффективности применение программ "Scad" и "Lira" достигается при расчете монолитных железобетонных конструкций зданий и сооружений.

При расчете зданий, в которых применяются сборные железобетонные конструкции, возникают определенные сложности. В соответствии с приложением В.4 [3] при расчете несущих конструктивных систем, состоящих из сборных элементов, следует учитывать податливость их соединений. Однако каким образом проводить этот учет в нормах проектирования [3] информация отсутствует.

В панельных зданиях податливыми соединениями сборных конструкций будут являться:

- горизонтальные стыки панелей между собой по высоте;
- вертикальные стыки панелей между собой по ширине;
- стыки панелей и плит перекрытия;
- стыки панелей перекрытия между собой по длине.

Рассмотрим, как вычисляется податливость соединений в вышеперечисленных стыках панельных зданий.

Горизонтальные стыки панелей между собой по высоте здания в зависимости от характера опирания перекрытий могут быть: платформенные; контактные; комбинированные; монолитные.

В платформенном стыке сжимающая вертикальная нагрузка передается через опорные участки плит перекрытий и два горизонтальных растворных шва. Платформенный стык применяется в качестве основного конструктивного решения для панельных стен при двухстороннем опирании плит перекрытия и при одностороннем опирании плит на глубину не менее 0,75 толщины стены. Толщина горизонтальных растворных швов, как правило, принимается равной 20 мм.

В соответствии с приложением А.4 [5] для платформенного горизонтального стыка, в котором сжимающая нагрузка передается через опорные участки плит перекрытий и два растворных шва, уложенных между плитами перекрытий и соединяемыми элементами, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{c,pl}$ определяют по формуле:

$$\lambda_{c,pl} = \left(\lambda'_m + \lambda''_m + \frac{h_{pl}}{E_{pl}} \right) \cdot \frac{A}{A_{pl}};$$

где λ'_m ; λ''_m – коэффициенты податливости при сжатии соответственно верхнего и нижнего горизонтальных растворных швов;

h_{pl} – высота (толщина) опорной части плиты перекрытия;

E_{pl} – начальный модуль упругости бетона опорной части плиты перекрытий;

A_{pl} – площадь платформенных участков стыка, через которые передаются сжимающие напряжения.

В соответствии с формулой 30 [11] коэффициент податливости при сдвиге платформенного стыка в целом может быть рассчитан по формуле:

$$\lambda_t = \left(\frac{1}{G_t} \cdot (h'_r + h''_r) + \frac{h_p}{k_c \cdot G_b} \right) \cdot \frac{A}{A_{pl}};$$

где G_b – модуль упругости бетона плиты перекрытия при сдвиге;

G_r – модуль упругости растворного шва перекрытия при сдвиге;

k_c – коэффициент связности, он больше единицы и учитывает работу бетона плит перекрытий на сдвиг, как связного материала, определяется по графику ([12], рис. 2).

В контактном стыке сжимающая нагрузка передается непосредственно через растворный шов или упругую прокладку между стыкуемыми поверхностями сборных элементов стены. Контактный стык применяют при опирании плит перекрытия на консольные уширения стен, а также в местах опирания самонесущих стен друг на друга.

В соответствии с приложением А.4 [5] для контактного горизонтального стыка, в котором сжимающую нагрузку передают через слой раствора толщиной не более 30 мм, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{c,con}$ следует определять по формуле:

$$\lambda_{c,con} = \lambda_m \cdot \frac{A}{A_{con}}.$$

Коэффициент податливости при сдвиге контактного стыка в целом может быть определен по формуле для платформенного стыка, в котором высота плиты и толщина одного из растворных швов равна нулю, тогда коэффициент может быть определен по формуле:

$$\lambda_t = \left(\frac{1}{G_t} \cdot h_r' \right) \cdot \frac{A}{A_{pl}}.$$

В монолитном стыке сжимающая нагрузка передается через слой монолитного бетона, уложенного в полость между торцами плит перекрытий (возможен монтаж стеновой панели на растворный шов, уложенный в зоне контакта монолитного бетона и стеновой панели). В монолитном стыке сжимающая нагрузка передается через слой монолитного бетона, уложенного в полость между торцами плит перекрытия перекрытий. Возможна установка стеновых панелей на растворный шов. Растворный шов должен быть уложен в зоне контакта монолитного бетона и стеновой панели. При этом стеновую

панель на монтаже необходимо опускать ниже верхнего уровня перекрытия не менее чем на 20 мм.

В соответствии с приложением А.4 [5] для монолитного горизонтального стыка, в котором сжимающая нагрузка передается через растворный шов в уровне верха перекрытия и слой бетона, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{c,mon}$ определяют по формуле:

$$\lambda_{c,mon} = \left(\lambda_m \cdot \frac{h_{mon}}{E_{mon}} \right) \cdot \frac{A}{A_{mon}};$$

где h_{mon} – высота (толщина) слоя бетона замоноличивания в стыке;

E_{mon} – модуль деформации бетона замоноличивания стыка, который следует определять:

– на стадии эксплуатации как начальный модуль упругости бетона замоноличивания стыка;

– в процессе монтажа как модуль деформации бетона замоноличивания стыка в зависимости от скорости изменения его прочностных и деформационных характеристик в процессе монтажа;

A_{mon} – площадь монолитного участка стыка (за минусом опорных участков перекрытий и других ослаблений сечения стыка).

Коэффициент податливости при сдвиге контактного стыка в целом может быть определен по формуле для платформенного стыка, в котором высота плиты и толщина одного из растворных швов равна нулю.

В приведенных выше формулах коэффициенты податливости при сжатии ($\text{мм}^3 / \text{Н}$) соответственно верхнего λ'_r и нижнего λ''_r растворных швов толщиной h'_r и h''_r определяются в соответствии с приложениями А.3 [5] (рис. 1):

– при среднем значении сжимающих напряжений в растворном шве $\sigma < 1,15 R_r^{2/3}$ $\lambda'_m = 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot R^{-2/3} \cdot h_m$;

– при $\sigma \in 1,15 \div 2,00 R_r^{2/3}$ $\lambda'_r = 5 \cdot 10^{-12} \cdot R^{-2/3} \cdot h_r$;

где R_r – кубиковая прочность раствора (в МПа);

h_t – толщина растворного шва (в мм).

Модули упругости при сжатии E_r и сдвиге G_r раствора согласно [11], формуле 9:

$$E_r = \frac{h_r}{l_r}; G_r = 0,417 \cdot E_r;$$

При сжатии горизонтального растворного шва длительной нагрузкой коэффициент податливости следует определять по формуле:

$$\lambda_{m,t} = \lambda_m \cdot (1 + \varphi_t);$$

где φ_t – характеристика ползучести шва, принимаемая как $\varphi_t = 1,0$.

Горизонтальные стыки, в которых сжимающие нагрузки передаются через участки двух или более типов, называются комбинированными.

В комбинированном платформенно-монолитном стыке вертикальная нагрузка передается через опорные участки плит перекрытия и бетон замоноличивания полости стыка между торцами плит перекрытия. Для обеспечения неразрезности плиты перекрытия необходимо соединять между собой на опорах сварными или петлевыми связями, сечение которых определяют по расчету.

В вертикальных стыках панелей по ширине здания возникают сдвигающие усилия. Сдвигающие усилия в вертикальных стыках панельных стен могут быть восприняты одним из следующих способов (или их сочетанием):

- шпонками, бетонными или железобетонными;
- бесшпоночными соединениями в виде замоноличенных бетоном арматурных выпусков из панелей;
- закладными деталями, сваренными между собой и заанкеренными в теле панелей;
- плитами перекрытий, заведенными в платформенные стыки.

В соответствии с приложением А.5 [5] коэффициент податливости при сдвиге λ_τ , мм / Н, соединения из двух сборных элементов принимается равным сумме коэффициентов податливости для сечений, примыкающих к каждому из соединяемых элементов.

Для бетонного шпоночного соединения из n_k однотипных шпонок коэффициент податливости при взаимном сдвиге сборного элемента и бетона замоноличивания $\lambda_{\tau,b}$ определяется по формуле:

$$\lambda_{\tau,b} = \frac{l_{loc} \cdot \left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{mon}} \right)}{A_{loc} \cdot n_k};$$

где l_{loc} – условная высота шпонки, принимаемая при определении ее податливости при сдвиге, равная 250 мм;

A_{loc} – площадь сжатия шпонки, через которую передается в соединении сжимающее усилие, мм²;

E_b – модуль деформации бетона сборного элемента, МПа;

E_{mon} – модуль деформации бетона замоноличивания вертикального стыка, МПа.

Для армированного шпоночного соединения до образования в стыке наклонных трещин коэффициент податливости при сдвиге $\lambda_{\tau,s}$ следует определять как для бетонного шпоночного соединения $\lambda_{\tau,b}$, а после образования наклонных трещин по формуле:

$$\lambda_{\tau,s} = \lambda_{\tau,b} + \lambda_{\tau,m};$$

где $\lambda_{\tau,m}$ – коэффициент податливости при сдвиге для бесшпоночного соединения сборных элементов с помощью замоноличенных бетоном арматурных связей, определяемый по формуле:

$$\lambda_{\tau,m} = \frac{6}{d_s \cdot n_s} \cdot \left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{mon}} \right);$$

где d_s – диаметр арматурных связей между сборными элементами, мм;

n_s – количество арматурных связей между сборными элементами.

Опертые по контуру панели перекрытий при платформенном стыке стеновых панелей могут рассматриваться как связи сдвига между стенами перпендикулярного направления. Для такой связи при марке раствора в швах не ниже М100 и деформациях сдвига не более 0,5 мм коэффициент податливости при сдвиге составит $\lambda_{\tau,m} = 5 \cdot 10^{-6}$ мм / Н.

Податливость сварных стыков закладных деталей может быть учтена численным моделированием расчетных моделей, отражающих действительную работу конструкций и их соединений.

Податливость стыка панелей и плит перекрытия. В соответствии с формулой 10 [11] коэффициент жёсткости стыка плиты перекрытия со стеновыми панелями при сдвиге есть величина, обратная коэффициенту податливости и может быть вычислена как:

$$k = G_r \cdot \left(\frac{1}{h_r} + \frac{1}{h_p} \right).$$

Стыки панелей перекрытия между собой по длине. В соответствии с пп. 6.3.22-6.3.23 [6] жесткость бетонного межплитного шва на изгиб следует принимать равной нулю, то есть шов рассматривается как цилиндрический шарнир. Поскольку сжимающая шов сила прикладывается не по оси боковой грани плит, цилиндрический шарнир следует располагать по оси действия сжимающего усилия или в уровне сжатой грани плиты.

Влияние сдвиговой жесткости шва на совместную работу плит следует учитывать для $D_{sh} = 300$ кН / м, что существенно меньше реальной жесткости.

Для швов между типовыми многопустотными плитами значение сдвиговой жесткости на 1 м шва составляет $\lambda_{sh} = 308 \cdot 10^5$ кН / м.

При моделировании конструкций восьмиэтажного панельного жилого дома были использованы следующие жесткостные расчетные характеристики:

Конструкции стен, и фундаментов смоделированы изотропным материалом согласно пп. 6.1.1, 6.1.17 [3] со следующими характеристиками:

- коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$;
- расчетная плотность $\rho = 25,00$ кН / м³.

Для расчета по прочности и деформациям каркаса с учетом действия кратковременных нагрузок модуль деформации и модуль сдвига железобетонных элементов принят с понижающим коэффициентом 0,85 согласно формуле 8.146 [3].

Для расчета по прочности и деформациям каркаса с учетом действия длительных нагрузок при влажности 40-75% модуль деформации и модуль сдвига железобетонных элементов принят с пониженными значениями равными $E_{bl} = \frac{E_b}{1 + j_{b,cr}}$, где $\varphi_{b,cr}$ принимается по таблице 6.12, [3] ($\varphi_{b,cr} = 3,4$ для бетона В15; $\varphi_{b,cr} = 2,8$ для бетона В20; ; $\varphi_{b,cr} = 2,5$ для бетона В25; $\varphi_{b,cr} = 2,3$ для бетона В30).

Конструкции стальных связей смоделированы материалом со следующими характеристиками:

- модуль упругости $E = 206000000$ кПа;
- модуль сдвига $G = 79230769$ кПа;
- коэффициент пуассона $\nu = 0,3$;
- расчетная плотность $\rho = 78,50$ кН / м³.

Конструкции плит перекрытия и покрытия смоделированы ортотропным материалом согласно п. 6.33 [10].

В основе определения геометрических и деформативных характеристик плиты перекрытия положено равенство жесткостей фактического и приведенного сечения плиты

$$E_{пуст} \cdot A_{пуст} = E_{сплш} \cdot A_{сплш}.$$

$$E_{пуст} \cdot I_{пуст} = E_{сплш} \cdot I_{сплш}.$$

После подстановки и вычисления неизвестных значений модуля деформации и высоты приведенного сечения были получены их значения:

$$h_{сплш} = 0,268 \text{ м.}$$

$$E_{сплш} = 14309701 \text{ кПа.}$$

Данные характеристики используем для назначения жесткостных характеристик пустотного настила (жесткость поперек пустот занижена).

Здесь многопустотные плиты аппроксимированы сплошным ортотропным материалом:

аппроксимированная толщина 0,268 м;

модуль упругости E_1 вдоль пустот = 14310000 кПа;

модуль упругости E_2 поперек пустот = 100000 кПа;

коэффициент Пуассона $\nu = 0$, так как материал не изотропен;

расчетная плотность с учетом пустот принята равной $\rho = 11,41 \text{ кН} / \text{м}^3$.

Жесткостные характеристики стыков сборных конструкций были рассчитаны и использованы при расчете конструкций восьмиэтажного жилого дома.

Коэффициенты податливости при сжатии (в $\text{м}^3 / \text{Н}$) верхнего h_r' λ_r' и нижнего λ_r'' растворных швов вычислялись для раствора марки М150:

Для раствора М150 толщиной 20 мм:

для верхнего слоя $\lambda_r' = 1,5 \cdot 10^{-12} \cdot R^{-23} \cdot h_r = 1,5 \cdot 10^{-12} \cdot 15^{-23} \cdot 20 = 4,932 \cdot 10^{12} \text{ м}^3 / \text{Н}$;

для нижнего слоя $\lambda_r'' = 1,5 \cdot 10^{-12} \cdot R^{-23} \cdot h_r = 1,5 \cdot 10^{-12} \cdot 15^{-23} \cdot 20 = \text{!Синтаксическая ошибка, } \cdot 10^{12} \text{ м}^3 / \text{Н}$.

Модуль деформации растворного шва
 $E_r = h_r / \lambda_r = 0,02 / 4,932 \times 10^{12} = \text{!Синтаксическая ошибка, } \cdot 10^{12} \text{ Па} = \text{!Синтаксическая ошибка, } \cdot 10^6 \text{ кПа}$

Модуль деформации бетона стеновой панели (В15) $E_b = 2,40 \cdot 10^7 \text{ кПа}$

Модуль деформации бетона панели перекрытия (В30) $E_{pl} = 3,25 \cdot 10^7 \text{ кПа}$;

Модуль сдвига растворного шва $G_b = 0,417 \cdot \text{!Синтаксическая ошибка, } \cdot 10^6 = \text{!Синтаксическая ошибка, } \cdot 10^6 \text{ кПа}$;

Модуль сдвига бетона стеновой панели $G_b = 0,417 \cdot 2,40 \times 10^7 = \text{!Синтаксическая ошибка, } \cdot 10^7 \text{ кПа}$;

Модуль сдвига бетона панели перекрытия $G_{pl} = 0,417 \cdot 3,25 \times 10^7 = \text{!Синтаксическая ошибка, } \cdot 10^7 \text{ кПа}$.

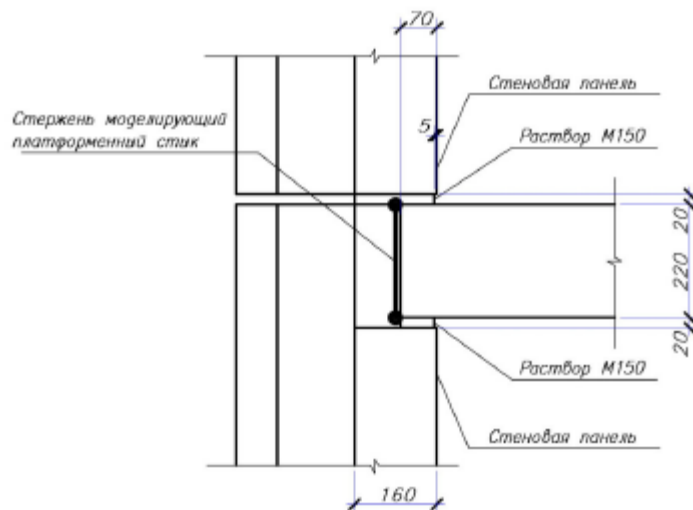


Рисунок 1 – Параметры моделируемого платформенного стыка

Коэффициент податливости платформенного стыка шириной $f = 70$ мм (одностороннее опирание на стену толщиной 160 мм).

Сжатие

$$K_n = \left(l_r' + l_r'' + \frac{h_{pl}}{k_c \cdot E_{pl}} \right)^{-1} \cdot f = \left(4,932 \cdot 10^{12} + 4,932 \cdot 10^{12} + \frac{0,22}{1,17 \cdot 3,25 \cdot 10^{10}} \right)^{-1} \cdot 0,065 = 4,153 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Модуль деформации конечного элемента стены толщиной высотой 200 мм и толщиной 160 мм

$$E = K_n \cdot h / b = 4,153 \cdot 10^6 \cdot 0,20 / 0,16 = 5,191 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Сдвиг

$$K_t = \left(\frac{1}{G_t} \cdot (h_r' + h_r'') + \frac{h_p}{k_c \cdot G_b} \right)^{-1} \cdot f =$$

Ошибка! $\cdot 0,065 = 1733,2 \text{ МПа,}$

Модуль сдвига конечного элемента

$$G = K_t \cdot h / b = 1,733 \cdot 10^6 \cdot 0,20 / 0,160 = 2,166 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Коэффициент податливости платформенного стыка шириной $f = 70$ мм (одностороннее опирание на цокольную стену толщиной 210 мм).

Сжатие

$$K_n = \left(l_r' + l_r'' + \frac{h_{pl}}{k_c \cdot E_{pl}} \right)^{-1} \cdot f = \left(4,932 \cdot 10^{12} + 4,932 \cdot 10^{12} + \frac{0,22}{1,17 \cdot 3,25 \cdot 10^{10}} \right)^{-1} \cdot 0,065$$

$$= 4,153 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Модуль деформации конечного элемента стены толщиной высотой 200 мм и толщиной 160 мм

$$E = K_n \cdot h / b = 4,153 \cdot 10^6 \cdot 0,20 / 0,21 = 3,955 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Сдвиг

$$K_t = \left(\frac{1}{G_t} \cdot (h_r' + h_r'') + \frac{h_p}{k_c \cdot G_b} \right)^{-1} \cdot f =$$

Ошибка! $\cdot 0,065 = 1733,2 \text{ МПа,}$

Модуль сдвига конечного элемента

$$G = K_t \cdot h / b = 1,733 \cdot 10^6 \cdot 0,20 / 0,210 = 1,650 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Коэффициент податливости платформенного стыка шириной $f = 180 \text{ мм}$ (двустороннее опирание на стену толщиной 180 мм).

$$K_n = \left(l_r' + l_r'' + \frac{h_{pl}}{k_c \cdot E_{pl}} \right)^{-1} \cdot f = \left(4,932 \cdot 10^{12} + 4,932 \cdot 10^{12} + \frac{0,22}{1,17 \cdot 3,25 \cdot 10^{10}} \right)^{-1} \cdot$$

$$\cdot 0,17 = \text{!Синтаксическая ошибка, } \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Модуль деформации конечного элемента

$$E = K_n \cdot h / b = \text{!Синтаксическая ошибка, } \cdot 10^6 \cdot 0,20 / 0,18 = 12,070 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

$$K_t = \left(\frac{1}{G_t} \cdot (h_r' + h_r'') + \frac{h_p}{k_c \cdot G_b} \right)^{-1} \cdot f =$$

Ошибка! $\cdot 0,170 = 4532,9 \text{ МПа,}$

Модуль сдвига конечного элемента

$$G = K_t \cdot h / b = 4,533 \cdot 10^6 \cdot 0,20 / 0,18 = 5,037 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Коэффициент податливости контактного стыка шириной $f = 160 \text{ мм}$ (с передачей усилия через монолитный бетон).

Сжатие

$$K_n = \left(l_r' + l_r'' + \frac{h_{pl}}{k_c \cdot E_{pl}} \right)^{-1} \cdot f = \left(4,932 \cdot 10^{12} + \frac{0,22}{1,17 \cdot 2,40 \cdot 10^{10}} \right)^{-1} \cdot 0,15 =$$

$$= \text{!Синтаксическая ошибка, } \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Модуль деформации конечного элемента

$$E = K_n \cdot h / b = 1,17 \cdot 10^6 \cdot 0,20 / 0,15 =$$

$1,17 \cdot 10^6$ кПа.

Сдвиг

Коэффициент податливости контактного стыка шириной $f = 160$ мм.

$$K_t = \left(\frac{1}{G_t} \cdot h_r + \frac{h_p}{k_c \cdot G_b} \right)^{-1} \cdot f = \left(\frac{1}{1,17 \cdot 10^6} \cdot 0,02 + \frac{0,22}{1,17 \cdot 10^{10}} \right)^{-1} \cdot 0,150 = 5838,754 \text{ МПа,}$$

Модуль сдвига конечного элемента

$$G = K_t \cdot h / b = 5,839 \cdot 10^6 \cdot 0,20 / 0,160 = 7,299 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Коэффициент податливости контактного стыка шириной $f = 120$ мм (с передачей усилия через монолитный бетон)..

Сжатие

$$K_n = \left(l_r + l_r'' + \frac{h_{pl}}{k_c \cdot E_{pl}} \right)^{-1} \cdot f = \left(4,932 \cdot 10^{12} + \frac{0,22}{1,17 \cdot 2,40 \cdot 10^{10}} \right)^{-1} \cdot 0,11 = 1,17 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Модуль деформации конечного элемента

$$E = K_n \cdot h / b = 1,17 \cdot 10^6 \cdot 0,20 / 0,11 =$$

$1,17 \cdot 10^6$ кПа.

Сдвиг

$$K_t = \left(\frac{1}{G_t} \cdot h_r + \frac{h_p}{k_c \cdot G_b} \right)^{-1} \cdot f = \left(\frac{1}{1,17 \cdot 10^6} \cdot 0,02 + \frac{0,22}{1,17 \cdot 10^{10}} \right)^{-1} \cdot 0,110 = 4281,753 \text{ МПа,}$$

Модуль сдвига конечного элемента

$$G = K_t \cdot h / b = 4,282 \cdot 10^6 \cdot 0,20 / 0,110 = 7,785 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Коэффициент податливости контактного стыка цокольной стены шириной $f = 190$ мм (с передачей усилия через монолитный бетон).

Сжатие

$$K_n = \left(l_r' + l_r'' + \frac{h_{pl}}{k_c \cdot E_{pl}} \right)^{-1} \cdot f = \left(4,932 \cdot 10^{12} + \frac{0,22}{1,17 \cdot 2,40 \cdot 10^{10}} \right)^{-1} \cdot 0,18 = \text{!Синтаксическая}$$

ошибка, , \cdot 10^9 Н/м^2 = !Синтаксическая ошибка, , \cdot 10^6 кПа.

Модуль деформации конечного элемента

$$E = K_n \cdot h / b = 14,099 \cdot 10^6 \cdot 0,20 / 0,18 = 1,567 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Сдвиг

$$K_t = \left(\frac{1}{G_t} \cdot (h_r' + h_r'') + \frac{h_p}{k_c \cdot G_b} \right)^{-1} \cdot f =$$
$$\left(\frac{1}{\text{!Синтаксическая ошибка, , \cdot 10^9} \cdot 0,02 + \frac{0,22}{1,17 \cdot \text{!Синтаксическая ошибка, , \cdot 10^{10}}} \right)^{-1} \cdot 0,180 = \text{!Синтаксическая ошибка, , МПа,}$$

Модуль сдвига конечного элемента

$$G = K_t \cdot h / b = \text{!Синтаксическая ошибка, , \cdot 10^6} \cdot 0,20 / 0,180 =$$

!Синтаксическая ошибка, ! \cdot 10^6 кПа.

*Коэффициент податливости контактного стыка стены с
ростверком $f = 210$ мм (с передачей усилия через монолитный бетон).*

Сжатие

$$K_n = \left(l_r' + l_r'' + \frac{h_{pl}}{k_c \cdot E_{pl}} \right)^{-1} f = \left(4,932 \cdot 10^{12} + \frac{0,02}{1,17 \cdot 2,40 \cdot 10^{10}} \right)^{-1} \cdot 0,20 =$$

$= 36,352 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$

Модуль деформации конечного элемента

$$E = K_n \cdot h / b = 36,352 \cdot 10^6 \cdot 0,10 / 0,20 = 17,310 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Сдвиг

$$K_t = \left(\frac{1}{G_t} \cdot h_r' + \frac{h_p}{k_c \cdot G_b} \right)^{-1} \cdot f =$$
$$\left(\frac{0,02}{\text{!Синтаксическая ошибка, , \cdot 10^9} + \frac{0,02}{1,17 \cdot \text{!Синтаксическая ошибка, , \cdot 10^{10}}} \right)^{-1} \cdot 0,200$$

$= 8,035,9 \text{ МПа,}$

Модуль сдвига конечного элемента

$$G = K_t \cdot h / b = 8,035 \cdot 10^6 \cdot 0,10 / 0,210 = 3,826 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Коэффициент податливости контактного стыка стены с ростверком $f = 180$ мм.

Сжатие

$$K_n = \left(l_r' + l_r'' + \frac{h_{pl}}{k_c \cdot E_{pl}} \right)^{-1} f = \left(4,932 \cdot 10^{12} + \frac{0,02}{1,17 \cdot 2,40 \cdot 10^{10}} \right)^{-1} \cdot 0,17 = 30,899 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Модуль деформации конечного элемента

$$E = K_n \cdot h / b = 30,899 \cdot 10^6 \cdot 0,10 / 0,17 = 18,176 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Коэффициент податливости контактного стыка с ростверком шириной $f = 180$ мм.

$$K_t = \left(\frac{1}{G_t} \cdot h_r' + \frac{h_p}{k_c \cdot G_b} \right)^{-1} \cdot f = \left(\frac{0,02}{!Синтаксическая ошибка, , \cdot 10^9 + \frac{0,02}{1,17 \cdot !Синтаксическая ошибка, , \cdot 10^{10}}} \right)^{-1} \cdot 0,170 = 6830,5 \text{ МПа,}$$

Модуль сдвига конечного элемента

$$G = K_t \cdot h / b = 6,830 \cdot 10^6 \cdot 0,10 / 0,180 = 3,794 \cdot 10^6 \text{ кПа.}$$

Коэффициент податливости на сдвиг стыка шириной $f = 100$ мм (одностороннее опирание шпонки лоджии на стену 120 мм, шпонка размером 200×160 мм).

Сдвиг

$$K_t = b \cdot \left(\frac{1}{G_t} \cdot (h_r' + h_r'') + \frac{h_p}{k_c \cdot G_b} \right)^{-1} f =$$

0,2

$$\text{Ошибка!}^{-1} \cdot 0,100 = 593,1 \cdot 10^3 \text{ кН/м.}$$

Коэффициент податливости на сдвиг стыка стены и панели перекрытия при длине опирания 70,0 мм.

Сдвиг

$$k = G_r \cdot \left(\frac{1}{h_r} + \frac{1}{h_r'} \right) \cdot f = 1,693 \cdot 10^9 \cdot \left(\frac{1}{0,02} + \frac{1}{0,02} \right) \cdot 0,065 = 11851,0 \text{ МПа.}$$

Сдвиг моделируется конечным элементом податливой двухузловой связи. При расстоянии между конечными элементами $b = 0,35$ м сдвиговая жесткость конечного элемента в горизонтальной плоскости составит:

$$K = b \cdot k = 0,35 \cdot 11851,0 = 4147,850 \text{ кН / м.}$$

Шарнирное сопряжение стен и плит перекрытия моделировалось объединением перемещений соответствующих узлов вдоль соответствующих осей. Вокруг осей объединение перемещений отсутствовало.

Коэффициент податливости на сдвиг стыка плит перекрытий. Для швов между типовыми многопустотными плитами значение сдвиговой жесткости на 1м шва составляет $C_{sh} = 308 \cdot 10^5$ кН / м (пп. 6.3.22-6.3.23 [6]).

При шаге конечных элементов связей $s = 0,3$ м жесткость отдельного конечного элемента составит $K = s \cdot C_{sh} = 0,3 \cdot 308 \cdot 10^5 = 9240000,0$ кН/ м. Эта жесткость и назначается конечным элементам связей.

В соответствии с приведенными выше выкладками в программе SCAD было смоделировано восьмиэтажное здание. Расчетная схема приведена на рис. 2.

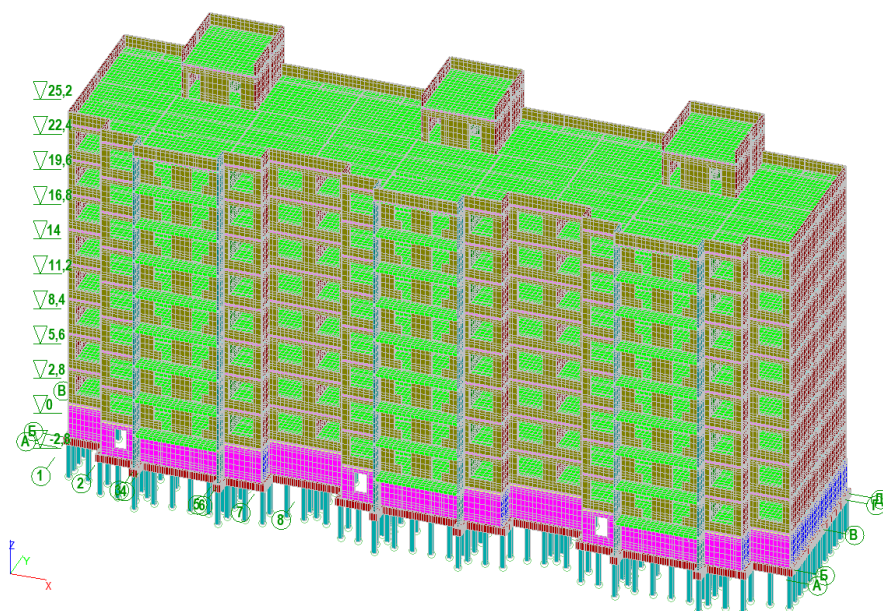


Рисунок 2 – Расчетная схема панельного здания

Нагрузки на здание и коэффициенты надежности по нагрузкам были определены в соответствии с [4].

Коэффициенты надежности по назначению были приняты в соответствии с [2].

Характеристики конечных элементов, моделирующих сваи были определены в соответствии с [7] с [8].

В соответствии с п. 5.2.1 [5] для конструктивных систем крупнопанельных зданий необходимо выполнять следующие расчеты:

- расчет горизонтальных перемещений верха;
- расчет форм собственных колебаний;
- расчет устойчивости формы и устойчивости положения (опрокидывание);
- расчет перекосов этажных ячеек;
- расчет максимальной (средней) осадки, разности осадок фундамента;
- расчет прогибов плит перекрытий;
- расчет ускорений колебаний перекрытий верхних этажей;
- расчет усилий и перемещений, возникающих в несущих элементах, а также узлах их сопряжений, по результатам общего расчета конструктивной системы.

Все указанные выше расчеты были реализованы и получены следующие результаты:

- значения горизонтальных перемещений верха здания при действии постоянных и кратковременных нагрузок (включая ветер) равны 3,5 мм, что составляет 7,8% от максимально допустимых значений;
- две первых формы собственных колебаний имеют поступательный характер; полученные частоты колебаний выше лимита, установленного [4] не предполагают необходимости учета динамических ветровых нагрузок;
- расчет устойчивости формы показал, что коэффициент запаса равен 22,1, что в 11 превышает минимально допустимое значение;
- расчет устойчивости положения (опрокидывание) в данном случае не актуален;

- расчет перекосов показал величину перекоса этажных ячеек равную 0,3-0,5 мм, что составляет 5,3% от максимально допустимого значения;
- полученная величина максимальной осадки фундамента равна 19,2 мм, что составляет 16,0% от максимально допустимого значения;
- относительная разность осадок фундаментов составила 0,011% или 1/9091, что составляет 6,9% от максимально допустимого значения;
- максимальный относительный прогиб плит перекрытий равен 5,53 мм или 1/1030 от длины пролета, что составляет 19,4% от максимально допустимого значения;
- ускорение колебаний перекрытий верхних этажей составило 0,01 м/сек², что составляет 12,5% от максимально допустимого значения;
- в результате расчета получены значения усилий и перемещений, возникающие в несущих элементах, а также узлах их сопряжений.

По рассчитанным величинам усилий в соответствии с нормативными требованиями [3] были получены данные для армирования стеновых панелей.

Таким образом, предложенная методика моделирования податливости соединений строительных конструкций может быть использована при расчете панельных зданий с использованием компьютерной программы "Scad".

Библиографический список

1. Федеральный закон от 30 декабря 2009 года №384-ФЗ "Технический регламент о безопасности зданий и сооружений" М.: РГ Федеральный выпуск №5079, 2009.
2. ГОСТ Р 54257-2010 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. М.: Стандартинформ, 2011.
3. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М.: Минстрой РФ, 2016.
4. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М.: Минстрой РФ, 2016.

5. СП 335.1325800.2017 Крупнопанельные конструктивные системы. правила проектирования. – М.: Минстрой РФ, 2017.
6. СП 356.1325800.2017 Конструкции каркасные железобетонные сборные многоэтажных зданий. Правила проектирования. – М.: Минстрой РФ, 2017.
7. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* – М.: ОАО ЦПП, 2011.
8. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – М.: ОАО ЦПП, 2011.
9. Рекомендации по расчету каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости узловых сопряжений сборных железобетонных конструкций. – М.: ГУП ЦПП, 2002.
10. Пособие по проектированию жилых зданий. – М.: ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). М.: Стройиздат, 1989. 304 с.
11. Данель ВВ. Анализ формул для определения жесткости при сдвиге платформенных стыков крупнопанельных зданий // Бетон и железобетон. 2010. № 1. С. 25-29.
12. Данель ВВ. Определение жесткостей платформенных стыков // Жилищное строительство. 2010. № 2. С. 32-35.