



ПРО МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД З МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ НА ОСНОВІ ПОШАРОВОЇ ДЕТАЛІЗАЦІЇ

М. І. Карпенко, С. М. Карпенко, В. І. Травуш

*Науково-дослідний інститут будівельної фізики
Російської академії архітектури та будівельних наук,
Локомотивний проїзд, 21, м. Москва, Росія, 127238.
E-mail: niisf_lab9@mail.ru*

Отримана 9 червня 2011; прийнята 24 червня 2011.

Анотація. Розглянуто різні фактори, які суттєво впливають на результати розрахунку будівель з монолітного залізобетону, серед яких: точність розрахункових кінцево-елементних моделей (точності відображення в моделях реальних сполук стрижневих і плоских елементів, призначення кроку кінцево-елементної сітки, облік спільної роботи несучого каркаса з основою, масивності, стадійності зведення тощо); вплив фізичної нелінійності на результати розрахунку за двома групами граничних станів; стан нормативної бази в частині розрахунку висотних будівель (про «Звід правил з розрахунку статично невизначених залізобетонних конструкцій»), забезпечення живучості будівель при деяких техногенних впливах (терористичного характеру). Узагальнюється досвід розрахунків будівель з монолітного залізобетону (в основному, в м. Москві), виконаних лабораторією «Проблеми міцності та якості в будівництві» НИИСФ Російської академії архітектури і будівельних наук [2–10] (нижче узагальнено «Лабораторією»). Розрахунки виконувалися з програмного комплексу «Lira Windows», а також за програмами і методиками «Лабораторії» з урахуванням фізичної нелінійності, тріщиноутворення, повзучості та особливостей моделювання вузлів з'єднання різних елементів.

Ключові слова: висотні будівлі, методи розрахунку, моделі, пошарова деталізація, фізична нелінійність, моделі вузлів з'єднання, екстремальні дії, вибух, пожежа, міцність, підбір арматури, стадійність зведення.

О МЕТОДАХ РАСЧЕТА ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА НА ОСНОВЕ ПОСЛОЙНОЙ ДЕТАЛИЗАЦИИ

Н. И. Карпенко, С. Н. Карпенко, В. И. Травуш

*Научно-исследовательский институт строительной физики
Российской академии архитектуры и строительных наук,
Локомотивный проезд, 21, г. Москва, Россия, 127238.
E-mail: niisf_lab9@mail.ru*

Получена 9 июня 2011; принята 24 июня 2011.

Аннотация. Рассмотрены различные факторы, существенно влияющие на результаты расчета зданий из монолитного железобетона, среди которых: точность расчетных конечно-элементных моделей (точности отображения в моделях реальных соединений стержневых и плоских элементов, назначение шага конечно-элементной сетки, учет совместной работы несущего каркаса с основанием, массивности, стадийности возведения и др.); влияние физической нелинейности на результаты расчета по двум группам предельных состояний; состояние нормативной базы в части расчета высотных зданий (о «Своде правил по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций»); обеспечение

живучести зданий при некоторых техногенных воздействиях (террористического характера). Обобщается опыт расчетов зданий из монолитного железобетона (в основном, в г. Москве), выполненных лабораторией «Проблемы прочности и качества в строительстве» НИИСФ Российской академии архитектуры и строительных наук [2–10] (ниже обобщенно «Лабораторией»). Расчеты выполнялись по программному комплексу «Лира Windows», а также по программам и методикам «Лаборатории» с учетом физической нелинейности, трещинообразования, ползучести и особенностей моделирования узлов соединения различных элементов.

Ключевые слова: высотные здания, методы расчета, модели, послойная детализация, физическая нелинейность, модели узлов соединения, экстремальные воздействия, взрыв, пожар, прочность, подбор арматуры, стадийность возведения.

METHOD OF ANALYSIS OF HIGH-RISE BUILDINGS AND STRUCTURES MADE OF CAST-IN-PLACE REINFORCED CONCRETE BASED ON LAYER REFINING

Karpenko Nikolai, Karpenko Sergey, Travuch Vladimir

*Establishment of Scientific Research Institute of Engineering Physics
of Russian Academy of Architecture and Building Sciences,*

21, Lokomotivnyy Str., Moscow, Russia, 127238.

E-mail: niisf_lab9@mail.ru

Received 9 June 2011; accepted 24 June 2011.

Abstract. Various factors essentially influencing upon the results of calculation of buildings out of cast-in-situ reinforced concrete are discussed: precision of design finite element models (accuracy of reflection in the models actual connections of framed and flat elements, assignment of paces of finite element grid, consideration of joint behavior of carrying frame with foundation, massiveness, stages of erection, etc); influence of physical non-linearity upon the results of calculation by the two groups of limit state; current status of buildings safety under different extreme actions, including acts of terrorism. Experience in design of cast-in-situ reinforced concrete buildings erected in Moscow mainly and executed in the laboratory «Problems of strength and quality in construction» NIISF RAASN is summed up.

Keywords: high-rise buildings, methods of analysis, models, layer refining, physical nonlinearity, models of junctions, extreme effects, explosion, fire, strength, reinforcement estimation, stages of erection.

1. О некоторых особенностях разработки конечно-элементных моделей современных зданий из монолитного железобетона

Учет совместной работы несущего каркаса с основанием

Можно указать на два подхода к расчету здания с учетом основания: «раздельный» и «совместный». При «раздельном» подходе вначале фундаментная плита принимается недеформируемой. Исходя из этого производится расчет верхнего строения и определяются нагрузки на фундаментную плиту, затем выполняется расчет фундаментной плиты на полученные таким образом комбинации нагрузок. Зачастую в таком

подходе расчет верхнего строения сводится к поэтапному сбору нагрузки (то есть пространственный расчет не выполняется вовсе, что в принципе для высотных зданий недопустимо). В «совместном» подходе верхнее строение и фундаментная плита рассчитываются совместно без указанного разделения. Наиболее простые решения здесь получаются при учете основания по модели Винклера. Наш опыт расчетов показывает, что совместная и раздельная схемы могут приводить не только к количественным, но и к качественным отличиям в результатах расчета. На рис. 1 приведены эпюры осадок фундаментной плиты реального здания, рассчитанного по

двум схемам. Видно, что происходит не только количественное, но и качественное изменение эпюр осадок. Естественно, это сказывается и на эпюрах моментов.

Послойная детализация

При построении «совместной» конечно-элементной схемы значительно увеличивается размерность задачи. Для устранения этого недостатка авторами доклада применяется послойная детализация конечно-элементной схемы. В первый условный слой детализации включается фундаментная плита с прилегающей к ней частью строения (стенами, колоннами, перекрытиями одного – двух этажей), которые моделируются на мелкой конечно-элементной сетке, а остальная часть здания представляется на крупной конечно-элементной сетке. Затем этот детализированный слой «передвигается» вверх по схеме здания и используется для реального проектирования стен, колонн и перекрытий каркаса здания.

Послойная детализация была применена «Лабораторией» при расчете первого варианта

высотного комплекса «Федерация» на ММДЦ «Москва-Сити». Краткая характеристика первого варианта этого объекта, который рассчитывался «Лабораторией», сводится к следующему (в последующем, из-за смены проектных организаций, проект претерпел изменения). Монолитная железобетонная фундаментная плита под здание имела размеры в плане $\sim 139,2 \times 79,0$ м; толщина плиты 4,6 м; общая площадь ~ 11 тыс. м². На фундаментную плиту опираются два высотных здания (башня «А» и башня «Б»), имеющих конфигурацию в плане в виде равнобедренных криволинейных треугольников. Высота башни «А» – 356,0 м, башни «Б» – 239,9 м. Площадь каждого здания в первом варианте на уровне плиты – около 2 тыс. м². Нагрузка от каждой башни передается через прямоугольные стены и колонны (31 колонна на башню), равномерно расположенные по криволинейному контуру (с шагом $\sim 5,4$ м), а также через внутренние круглые колонны (10 колонн на башню) и стены центральных ядер жесткости в виде замкнутых шестиугольников. Кроме того, на фундаментной плите расположены колонны развитой

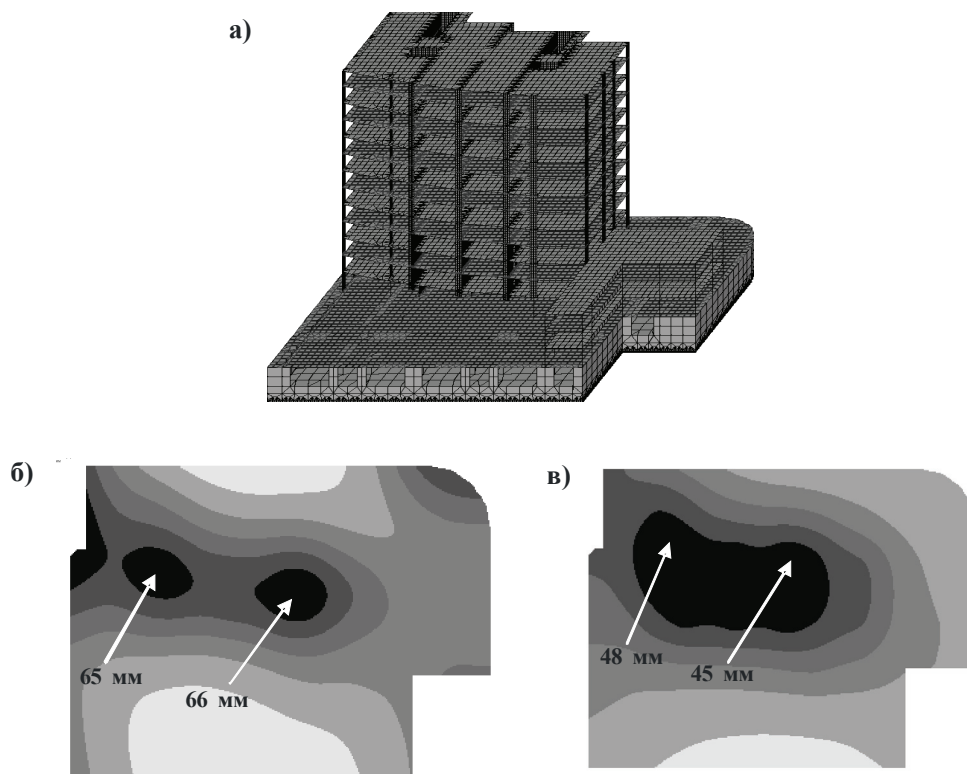


Рисунок 1. Конечно-элементная схема здания (а). Осадки фундаментной плиты при «раздельной» (б) и «совместной» (в) схемах расчета.

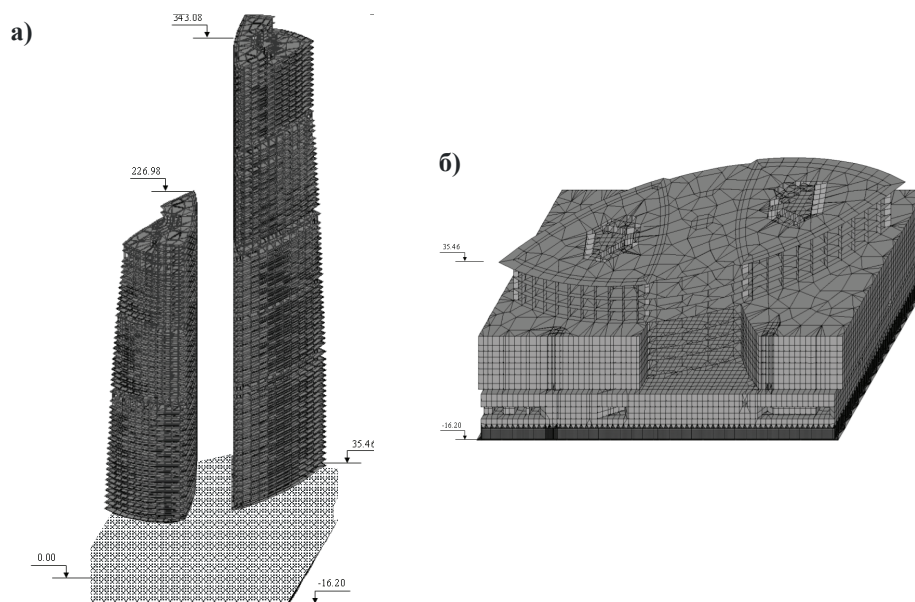


Рисунок 2. Расчетная конечно-элементная схема высотного комплекса «Федерация» (а). Пример детализированного «слоя» (б).

стилобатной части, объединяющей в нижней зоне обе высотные башни.

Общая конечно-элементная расчетная схема здания приведена на рис. 2а. Размерность разработанной конечно-элементной модели: количество конечных элементов – 299 013, порядок системы решаемых уравнений – 1 583 215. На рис. 2б на примере фундаментной плиты показана послойная детализация и переход к более крупной конечно-элементной сетке. Деформации здания при одной из комбинаций горизонтальной ветровой и вертикальной нагрузок приведены на рис. 3а (максимальное отклонение верха башни «А» от вертикали составило 579 мм, башни «Б» – 161 мм).

При моделировании фундаментной плиты была применена конечно-элементная сетка размером 0,4 м×0,4 м, что позволило вписать в нее реальные размеры колонн и стен ядер жесткости и отдельных стен. На рис. 3б, в даны эпюры изгибающих моментов (M_x , M_y) в плите, по которым можно судить о наиболее напряженных участках плиты.

Второй важной особенностью послойной детализации является применение в расчетной схеме слоев объемных конечных элементов в стенах и колонных на уровне их соединения с перекрытиями и фундаментной плитой. Такой промежуточный слой объемных конечных элемен-

тов позволяет передавать нагрузку от стен и колонн на перекрытия (и наоборот) по реальной площади их соединения. Сечения колонн и стен в месте примыкания к плите моделируется несколькими слоями объемных КЭ с приведенной жесткостью, которая назначается по определенной методике (исходя из условия эквивалентности), а затем уже колонна становится стержневой конструкцией, а стена плоской (рис. 4, рис. 5). Таким образом, исключаются неопределенности, которые обычно возникают при часто применяемом точечном и «ножевом» моделировании соединений соответственно колонн и стен с перекрытиями и фундаментной плитой. Заметим, что стержневые и плоские элементы, расположенные над слоем объемных элементов, в нем не прерываются, а проходят сквозь узлы объемных КЭ насквозь.

Некоторые эффекты пространственного расчета и влияние на них стадийности возведения

Анализируя осадки фундаментной плиты, можно видеть, что они существенно неоднородны. Под ядрами башен «А» и «Б» они достигают максимальных значений (106 мм под «А» и 67 мм под «Б»); при этом за ядрами жесткости под колоннами эти осадки уменьшаются до двух раз

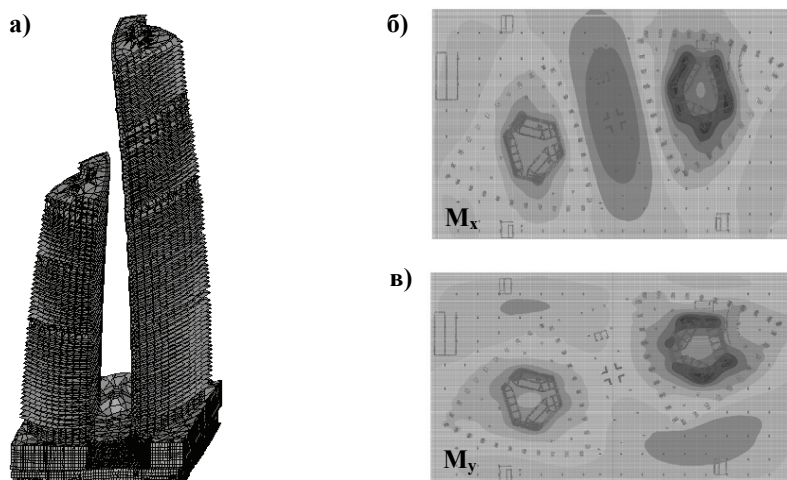


Рисунок 3. Деформированная схема высотного комплекса (а). Эпюры (изополя) моментов в фундаментной плите (б), (в).

(рис. 6). Таким образом, разность осадок, которая оказывает главенствующее влияние на вышележащее здание, представляется значительной (до 35–55 мм). Это привело к следующим эффектам:

- 1) «подлому» некоторых периферийных стенок колонн в месте их стыка с фундаментной плитой (рис. 7, в отдельных колоннах с внутренней стороны даже возникли напряжения растяжения);
- 2) к дополнительной нагрузке вышележащих перекрытий вынужденными перемещениями;
- 3) и к некоторому повисанию отдельных колонн на перекрытиях (нормальные усилия в средних круглых колоннах, расположенных между ядром и периметральными колоннами, снизились в 2,5 раза по сравнению с расчетом по раздельной схеме). Раздельная схема расчета, естественно, не позволяет выявить ни один из указанных эффектов.

«Лабораторией» было рассмотрено несколько путей устранения указанных эффектов:

- 1) путем устройства локальных свайных полей под башнями «А» и «Б» (рис. 8, проанализировано несколько вариантов таких полей);
- 2) за счет организации соответствующей стадийности возведения;
- 3) за счет организации податливых в вертикальном направлении стыков перекрытий с ядром жесткости, которые к моменту заверше-

ния строительства превращаются в жесткие защемления.

Организация свайных полей привела к снижению самих осадок и их разностей более чем в 2 раза. С точки зрения организации строительства наиболее рациональным оказывается возведение вначале (до определенной высоты) ядер жесткости, а затем возведение обстройки вместе с периметральными колоннами. Естественно, что при этом осадки плиты, прошедшие под возведенной частью ядра жесткости, не будут

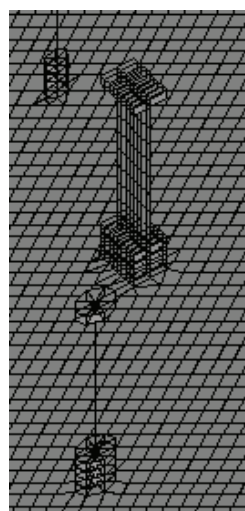


Рисунок 4. Применение объемных конечных элементов в стенах и колоннах на уровне их соединения с перекрытиями и фундаментной плитой.

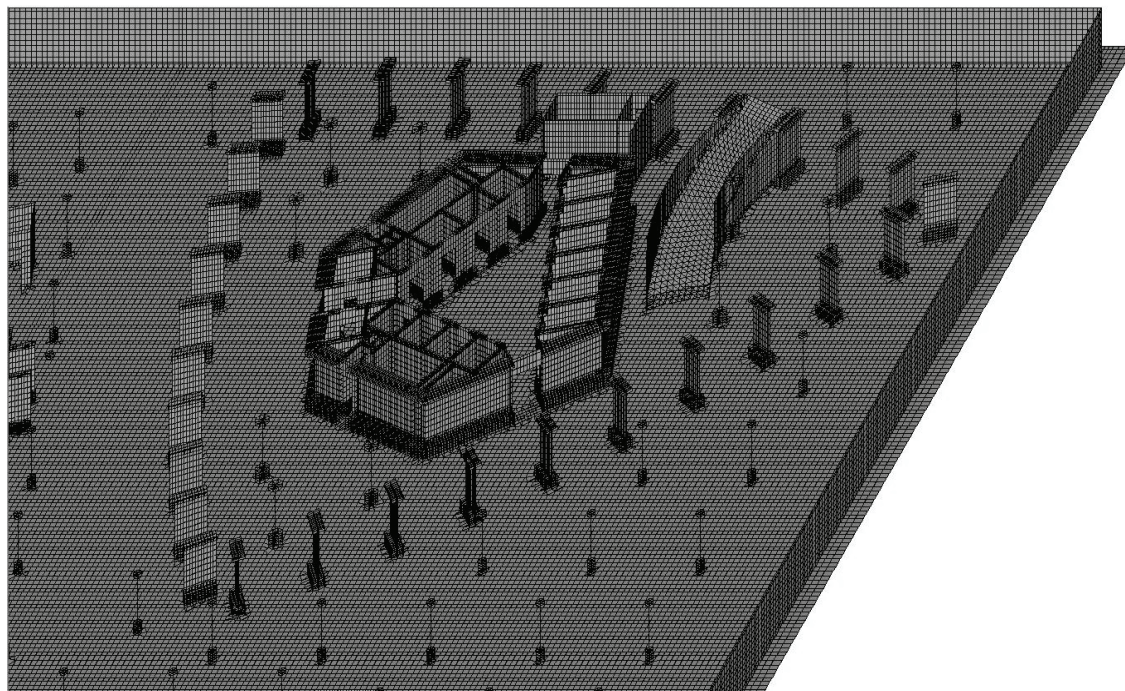


Рисунок 5. Схема моделирования узлов соединения стен и колонн с фундаментной плитой.

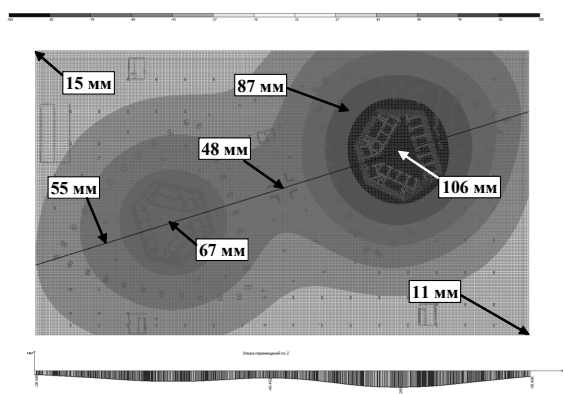


Рисунок 6. Эпюра осадок фундаментной плиты высотного комплекса от вертикальной нагрузки.

сказываться на деформациях затем возводимых колонн и перекрытий. Таким образом, влияние указанных эффектов также снижается. Рассмотрено также влияние последовательности возведения башен «А» и «Б» (рис. 9, вначале возводится башня «Б»).

2. Учет некоторых новых факторов. Физическая нелинейность и состояние нормативной базы по ее учету в расчетах зданий

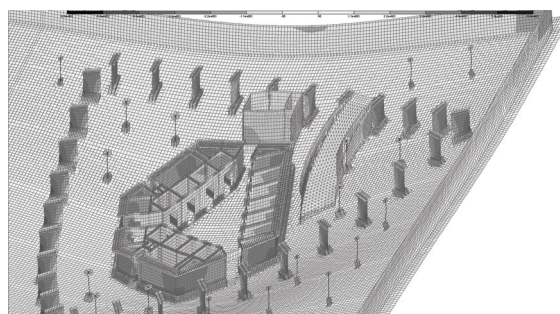


Рисунок 7. Деформированная схема фрагмента фундаментной плиты с колоннами и стенами ядра жесткости башни «А» высотного комплекса.

Учет крутящих моментов M_{xy}

На рис. 10 представлены эпюры крутящих моментов в рассмотренной выше фундаментной плите. Можно заметить, что наибольшие значения крутящих моментов возникают в средней части фундаментной плиты между двумя зданиями.

Согласно [2, 6] крутящие моменты (наряду с изгибающими M_x, M_y) должны учитываться при подборе арматуры. Рекомендации [2] были в своё время переданы разработчикам программного

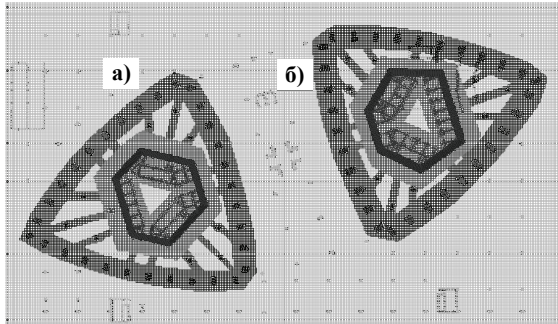


Рисунок 8. Схема свайних полів под фундаментами плит: (б) - под башней «Б», (в) - под башней «А».

комплекса Лира Windows, однако учет этого фактора в других программах, особенно в зарубежных, которыми пользуются зарубежные проектные фирмы, приходящие на российский рынок, остается неясным. Неучет этого фактора приводит к нарушению условий прочности плиты (в нашем примере в области плиты между двумя зданиями недобор по прочности мог бы составить более 100 %). При пространственном расчете кроме изгибающих моментов в плите возникают нормальные и касательные силы (N_x , N_y , N_{xy}), которые необходимо также учитывать при подборе арматуры. Следуя [2], погонные

площади арматуры X и Y направлений у нижней растянутой поверхности плиты можно определять по следующим простым зависимостям:

$$f_{sx} = \frac{M_x + M_{xy} \operatorname{ctg} \alpha + (N_x + N_{xy} \operatorname{ctg} \alpha) Z_b}{R_{sx} Z_x} \lambda_x;$$

$$f_{sy} = \frac{M_y + M_{xy} \operatorname{tg} \alpha + (N_y + N_{xy} \operatorname{tg} \alpha) Z_b}{R_{sy} Z_y} \lambda_y;$$

где Z_b – расстояние от срединной поверхности до центра тяжести бетона сжатой зоны; Z_x , Z_y – расстояние от арматурных стержней соответственно X и Y направлений до центра тяжести сжатой зоны плиты;

α – угол наклона трещин;

λ_x , λ_y – коэффициенты, учитывающие влияние нагельного эффекта (в зонах прочности можно принимать $\lambda_x \approx 1$; $\lambda_y \approx 1$).

Кармированию

При строительстве зданий из монолитного бетона все большее применение находят соединения арматуры при помощи муфт на резьбе, которыми заменяются нахлесточные соединения арматуры. Лабораторией разработана методика оценки прочности таких соединений, основанная

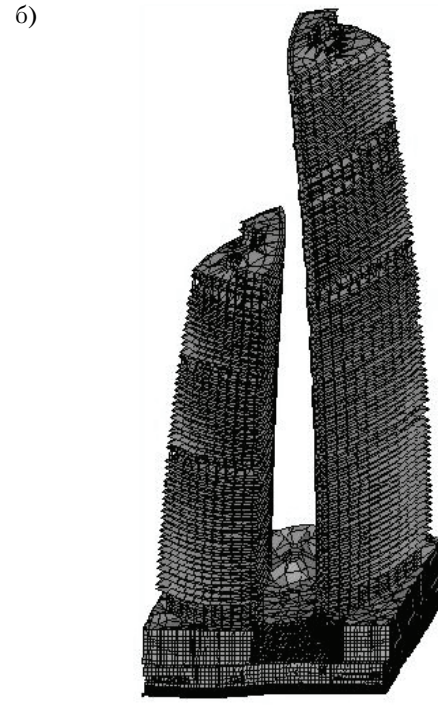
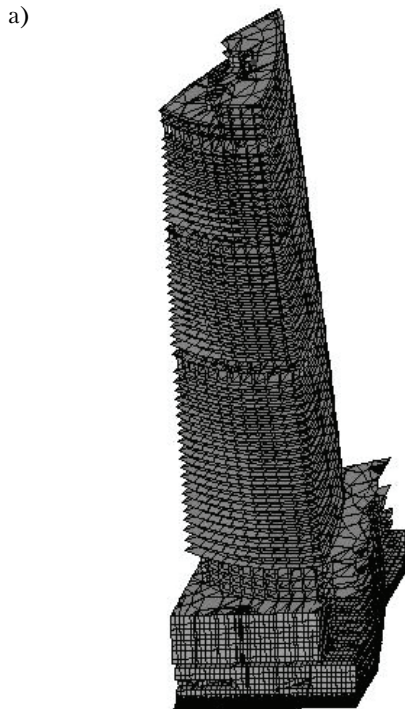


Рисунок 9. Деформирование высотного комплекса: а – отдельно возведенной башни «Б», б – совместно возведенных башен «А» и «Б».

на сопоставлении диаграмм деформирования цельного арматурного стержня и муфтового соединения [10]. Так как стыковое соединение является более податливым (рис. 11), то на основе диаграммной методики (рис. 12) определяются понижающие коэффициенты условия работы, которые для разных форм производителей муфт оказываются различными (от 0,95 до 0,65).

Влияние шага конечно-элементной сетки и физической нелинейности

На рис. 13 представлены эпюры (изополя) моментов и поперечных сил в ячейке фундамен-

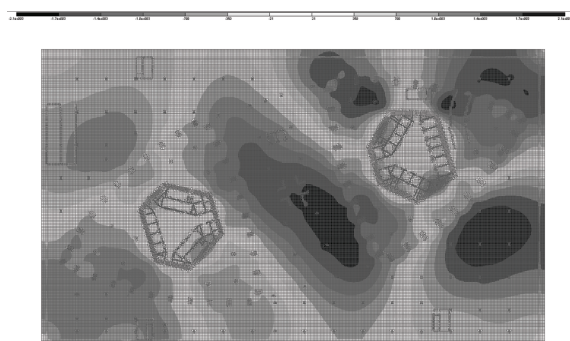


Рисунок 10. Эпюра (изополе) крутящих моментов в фундаментной плите высотного комплекса.

тной плиты, нагруженной нагрузкой по некоторой площади в центре плиты. Эпюры построены при различных размерах конечно-элементной сетки и различных схемах приложения нагрузки.

Видно, что по моментам и поперечным силам результаты различаются в разы. При этом влияние поперечных сил при некотором укрупнении сеток «исчезают» вовсе, хотя, если шаг соизмерим с толщиной перекрытия, влияние поперечных сил оказывается у опор весьма существенным. Заметное влияние на уменьшение моментов оказывает учет физической нелинейности, однако он не перекрывает погрешностей, связанных с большим шагом сетки. Чтобы избежать грубых ошибок, необходимо производить предварительный поиск достоверной расчетной схемы, придерживаясь следующего простого правила. Если результаты расчета на двух сетках приводят к малым расхождениям, то назначенный шаг конечно-элементной сетки может считаться приемлемым. Можно также указать на ряд практических рекомендаций. Шаг КЭ, согласно указанному выше правилу моделирования узлов соединения, должен быть соизмерим с поперечными размерами колонн и толщиной стен (так, чтобы они могли быть вписаны в размеры сет-

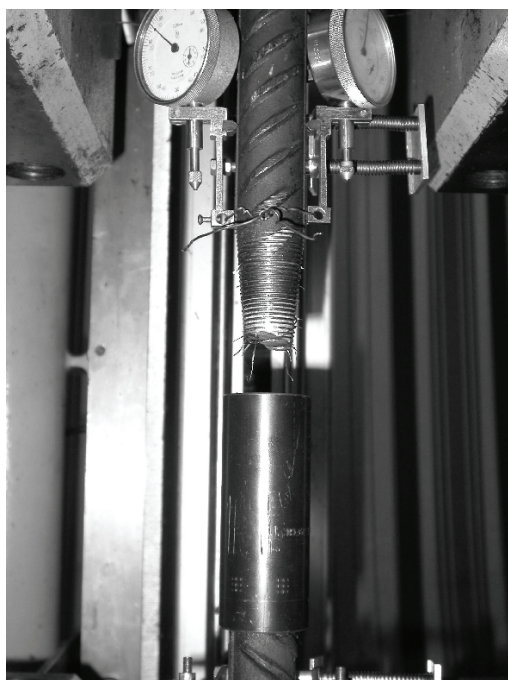


Рисунок 11. Испытания муфтовых соединений.

обычно в 4–7 раз выше прогибов, вычисленных по современным линейным программам расчета. Для учета этого фактора «Лаборатория» использует свою методику. Вначале по программе Лира-Windows вычисляются прогибы линейного расчета, а затем с учетом корректировки жесткостей происходит итерационный перерасчет с учетом влияния трещин, их образования по различным схемам, ползучести бетона и других факторов [2, 4, 5]. Неучет факторов физической нелинейности приводит к тому, что перекрытия многих уже возведенных зданий не удовлетворяют требованиям жесткости и трещиностойкости; их прогибы и, зачастую, ширина раскрытия трещин, превышают предельно допустимые уже на стадии строительства. Для усиления таких перекрытий в «Лаборатории» разработана специальная методика полосового усиления, по которой усилено уже несколько тысяч м² перекрытий.

Можно отметить, что особую важность мелкая конечно-элементная сетка и усреднение приобретают для правильного учета поперечных сил. Как известно, в плитах расчет на действие поперечных сил дополняется расчетом на продавливание. Во многих случаях дополнительный расчет на продавливание ошибочно принимается в качестве единственного, в то вре-

мя как он не гарантирует преждевременных (в эксплуатационной стадии) локальных разрушений у колонн до наступления предельного состояния по полному продавливанию. В связи с этим расчет на действие поперечных сил по отдельным направлениям остается обязательным. Кроме этого необходимо учитывать влияние моментов на продавливание. Лабораторией разработана специальная методика расчёта на продавливание с учётом моментов [8]. Возникающие при этом усилия на гранях пирамиды продавливания от продавливающей силы F и моментов M_1 и M_2 показаны на рис. 16.

Естественно, физическая нелинейность, трещинообразование и ползучесть в железобетоне существенно сказываются на деформациях не только перекрытий и перераспределении в них усилий. Не менее существенные перераспределения усилий и изменения деформаций происходит из-за указанных факторов в ядрах жесткости, колоннах, фундаментных плитах, несущих стенах [6]. Однако в программах расчета указанные факторы ещё учитываются довольно слабо или, как правило, не учитываются вовсе. Фактически по учету факторов нелинейности в программах расчета мы отодвинулись к началу развития (где-то к 30 годам прошлого столетия) методов расчета железобетонных конструкций.

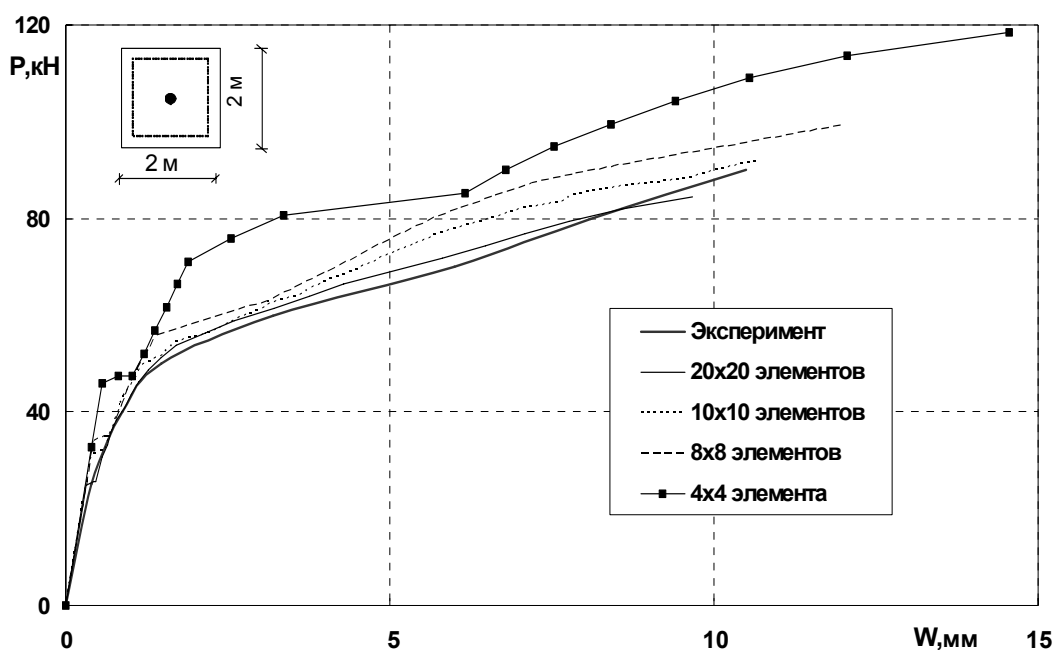


Рисунок 14. Зависимость прогибов в центре плиты от штамповой нагрузки при различном разбиении на конечные элементы.

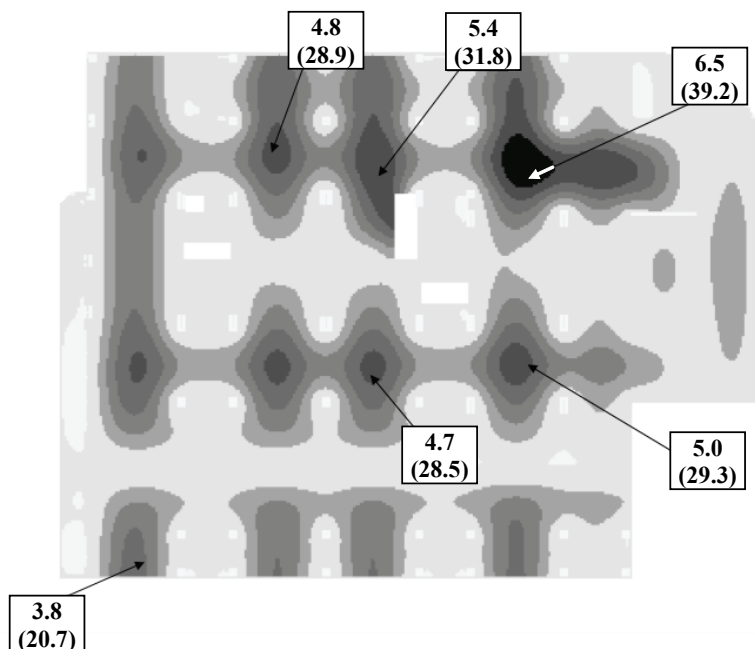


Рисунок 15. Прогибы плиты без учета и с учетом (цифры в скобках) физической нелинейности.

Значительное отставание наметилось также в разработке необходимых нормативных документов. Поскольку строительная отрасль практически полностью приватизирована, государство устранилось от финансирования разработок нормативных документов, а частный сектор, увлеченный получением прибыли на норматив-

ном обеспечении еще советского периода, не дошел ещё до понимания необходимости самостоятельного финансирования нормативных разработок, как это имеет место в развитых зарубежных странах.

Тем не менее «Лаборатория» за счет собственных средств завершает разработку «Свода

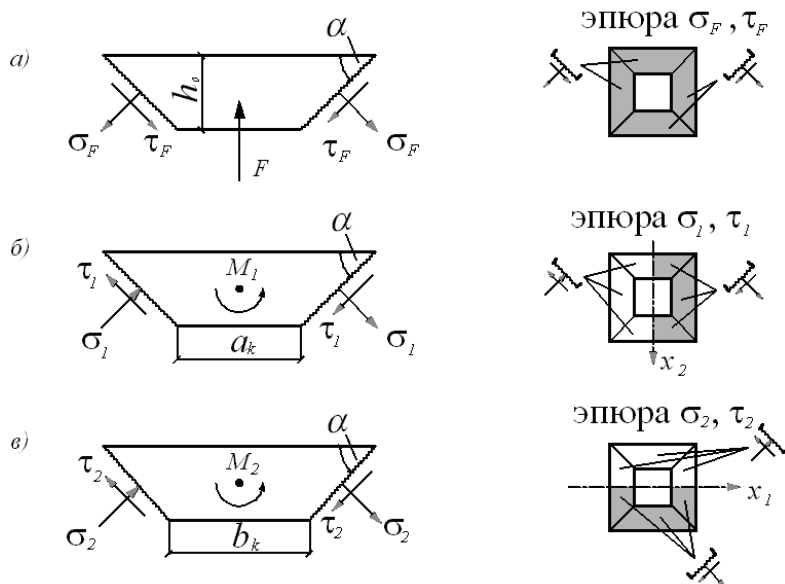


Рисунок 16. К учёту влияния результирующих моментов в колоннах на продавливание плит.

правил по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций» (сокращенно «Свода правил СНК»), который призван заменить устаревшее «Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций» и устранить «разрыв» между наработками теории железобетона и современным программным обеспечением расчетов. «Свод правил СНК», согласно выработанному плану [3], включает в себя 8 глав, в которых излагаются как методы расчета и проектирования практически всех элементов современных зданий из железобетона (перекрытий, стен, ядер жесткости, колонн, рам, неразрезных балок, складок, пологих оболочек и др.), так и самих зданий в целом и их фрагментов с учетом различных факторов физической нелинейности. «Свод правил СНК» фактически решает полностью проблему расчета современных высотных зданий из железобетона с учетом реальных физико-механических и реологических свойств железобетона.

В настоящее время ведется доработка «Свода правил СНК» на предмет дополнения его более эффективной системой физических соотношений в конечных приращениях [4, 5]. Подробно структура «Свода правил СНК» изложена в [3].

Об учете массивности

В толстых фундаментных плитах, особенно на свайном основании, да и в толстых стенах и массивных колоннах, существенным является эффект объемного напряженного состояния, хотя по формальному признаку (отношение толщины к пролету $h/l \leq 1/5$ конструкции укладываются в категорию плит средней толщины или тонких, где эффект объемного напряженного состояния может не учитываться). Существенным этот эффект является в зонах стыков плиты с колоннами и ядром жесткости, где, в принципе,

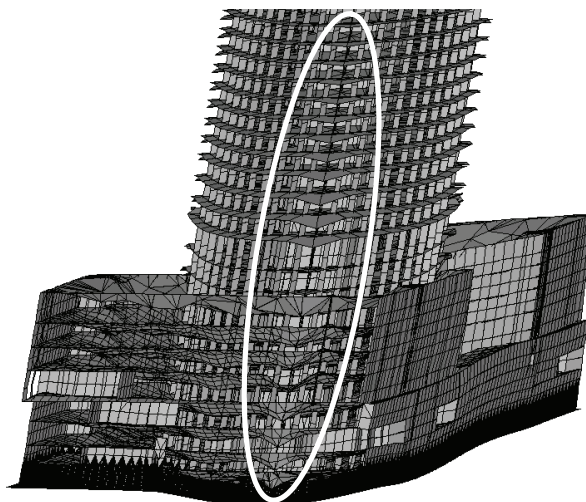
и возникают максимальные усилия, по которым ведется подбор арматуры. Однако в этих областях теория тонких пластин приводит к максимальным погрешностям. Видимо, в дальнейших расчетах необходимо стремиться к комбинациям объемных, плоских и стрессневых моделей в едином расчете (частично это уже реализовано в представленных выше моделях стыков). Основная трудность объемных постановок заключается в отсутствии программных реализаций нелинейного поведения железобетона при объемном напряженном состоянии и блоков подбора арматуры, хотя в теоретическом плане эта проблема решена [5].

К расчету зданий на экстремальные воздействия типа террористических

В последних нормативных рекомендациях российских норм начинает вводиться новый элемент расчета на выключение отдельных несущих колонн (при возможном подрыве вследствие террористического воздействия). При этом здание должно обладать необходимой «способностью сопротивляться» прогрессирующему разрушению (то есть «живучестью»). На рис. 17 представлена схема расчетного локального разрушения высотной башни при выбивании отдельной колонны. Видно, что, несмотря на значительные локальные разрушения, обрушение всего здания не происходит. Следует заметить, что это достигается введением по высоте специальных конструктивных элементов, например, усиленных обвязочных балок и стен по колоннам на уровне отдельных этажей, без которых неразрушимость здания трудно обеспечить.

Таким образом, рассмотрено решение всего комплекса проблем, которые возникают при проектировании высотных зданий из монолитного железобетона.

а)



б)

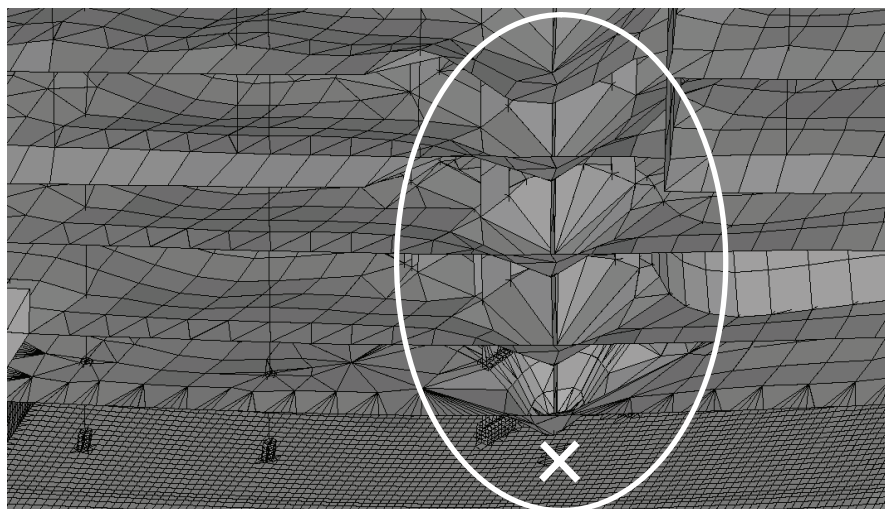


Рисунок 17. Схема локального разрушения здания при выбивании отдельной колонны: (а) – здание, (б) – нижняя часть здания с выбитой колонной (X).

Литература

1. Городецкий, А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзаров. – К. : Факт, 2005. – 344 с.
2. Карпенко, Н. И. Теория деформирования железобетон с трещинами / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1976. – 208 с.
3. Карпенко, Н. И. Механика железобетона и нормы проектирования (О разработке «Свода правил по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций») / Н. И. Карпенко // Сб. докладов ассоциации «Железобетон» Академии архитектуры и строительных наук «Проектирование и строительство монолитных многоэтажных жилых и общественных зданий, мостов и тоннелей». – М., 2004. – С. 9–18.
4. Карпенко, С. Н. Построение общей методики расчета железобетонных стержневых конструкций в форме конечных приращений / С. Н. Карпенко // Бетон и железобетон. – 2005. – № 1. – С. 13–18.
5. Карпенко, С. Н. О построении общего метода расчета железобетонных плоских конструкций в конечных приращениях / С. Н. Карпенко // Бетон и железобетон. – 2005. – № 3. – С. 22–25.
6. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 413 с.
7. Карпенко, С. Н. О современных методах расчёта высотных зданий из монолитного железобетона / С. Н. Карпенко // Высотные здания. – 2007. – № 3. – С. 34–35.
8. Карпенко, Н. И. К построению общей методики расчёта железобетонных плит на продавливание с учётом влияния моментов / Н. И. Карпенко, С. Н. Карпенко // Вестник МГСУ. – 2011. – Т. 2, № 3. – С. 86–91.
9. Травуш, В. И. Останкинская телевизионная башня. Результаты расчёта и реконструкция после пожара / В. И. Травуш, Н. И. Карпенко, С. Н. Карпенко // Высотные здания. – 2007. – № 3. – С. 114–119.
10. Карпенко, С. Н. О результатах проверки прочности муфтовых соединений арматуры на резьбе по диаграммной методике / С. Н. Карпенко, И. Г. Чепизубов, К. С. Шифрин // Промышленное и гражданское строительство. – 2008. – № 11. – С. 60–62.

References

1. Gorodetskii, A. S.; Evzarov, I. D. Computer models of structures. Kyiv: Fakt, 2005. 344 p. (in Russian)
2. Karpenko, N. I. Theory of deformation of cracked reinforced concrete. Moscow: Stroiizdat, 1976. 208 p. (in Russian)
3. Karpenko, N. I. Reinforced concrete mechanics and design norms (Development «Design rules of statically non-determined reinforced concrete structures»). Association reports «Reinforced concrete» of Academy of Architecture and Engineering «Design and construction of monolith multistory dwelling and social buildings, bridges and tunnels». Moscow, 2004, p. 9–18. (in Russian)
4. Karpenko, S. N. Definition of general technique of reinforced concrete bar structures design shaped as finite increment. *Concrete and reinforced concrete*, 2005, No. 1, p. 13–18. (in Russian)
5. Karpenko, S. N. Definition of general technique of reinforced concrete flat structures design shaped as finite increment. *Concrete and reinforced concrete*, 2005, No. 3, p. 22–25. (in Russian)
6. Karpenko, N. I. Common models of reinforced concrete mechanics. Moscow: Stroiizdat, 1996. 413 p. (in Russian)
7. Karpenko, S. N. Modern design techniques of high buildings made of monolith reinforced concrete. *High Buildings*, 2007, No. 3, p. 34–35. (in Russian)
8. Karpenko, N. I.; Karpenko, S. N. Forming of common design technique of punching shear of reinforced concrete slabs accounting moment influence. *Bulletin of Moscow State Civil Engineering University*, 2011, Vol. 2, No. 3, p. 86–91. (in Russian)
9. Travush, V. I.; Karpenko, N. I.; Karpenko, S. N. Ostankino television tower. Design and reconstruction results after fire. *High Buildings*, 2007, No. 3, p. 114–119. (in Russian)
10. Karpenko, S. N.; Chepizubov, I. G.; Shifrin, K. S. Strength testing results of socket reinforcement joining on thread due to diagram technique. *Industrial and Civil Engineering*, 2008, No. 11, p. 60–62. (in Russian)

Карпенко Микола Іванович – доктор технічних наук, професор, завідувач лабораторією «Проблеми міцності та якості в будівництві» (НІІСФ РААСН), академік-секретар відділення будівельних наук РААСН. Наукові інтереси: розрахункові моделі будівельних конструкцій будівель і споруд у складних умовах будівництва та експлуатації; взаємодія будівель з основами; оцінка технічного стану та проектування залізобетонних конструкцій, участь у розробці будівельних норм.

Карпенко Сергій Миколайович – доктор технічних наук, заст. зав. лаб. «Проблеми міцності та якості в будівництві» НІІСФ РААСН. Наукові інтереси: розрахункові моделі будівельних конструкцій будівель і споруд у складних умовах будівництва та експлуатації; взаємодія будівель з основами; оцінка технічного стану та проектування залізобетонних конструкцій, участь у розробці будівельних норм.

Травуш Володимир Ілліч – доктор технічних наук, професор, гол. конструктор ЕНПІ Російської академії архітектури і будівельних наук (РААСН), віце-президент РААСН. Наукові інтереси: розрахункові моделі будівельних конструкцій будівель і споруд у складних умовах будівництва та експлуатації; взаємодія будівель з основами; оцінка технічного стану та проектування залізобетонних конструкцій, участь у розробці будівельних норм.

Карпенко Николай Иванович – доктор технических наук, профессор, заведующий лабораторией «Проблемы прочности и качества в строительстве» (НИИСФ РААСН), академик-секретарь отделения строительных наук РААСН. Научные интересы: расчётные модели строительных конструкций зданий и сооружений в сложных условиях строительства и эксплуатации; взаимодействие зданий с основаниями; оценка технического состояния и проектирование железобетонных конструкций; участие в разработке строительных норм.

Карпенко Сергей Николаевич – доктор технических наук, зам. зав. лаб. «Проблемы прочности и качества в строительстве» НИИСФ РААСН. Научные интересы: расчётные модели строительных конструкций зданий и сооружений в сложных условиях строительства и эксплуатации; взаимодействие зданий с основаниями; оценка технического состояния и проектирование железобетонных конструкций; участие в разработке строительных норм.

Травуш Владимир Ильич – доктор технических наук, профессор, гл. конструктор ЭНПИ Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН), вице-президент РААСН. Научные интересы: расчётные модели строительных конструкций зданий и сооружений в сложных условиях строительства и эксплуатации; взаимодействие зданий с основаниями; оценка технического состояния и проектирование железобетонных конструкций; участие в разработке строительных норм.

Karpenko Nikolai – Doctor of Technical sciences, professor, chief of laboratory «Strength and quality problems of construction» (NIISF RAASN), Academic-secretary of building sciences department of RAASN. Scientific interests: calculation models of building constructions and buildings in the complicated conditions of building and exploitation; co-operation of buildings with the grounds; estimation of the technical state and planning of reinforced-concrete constructions; participation in elaboration of building standards.

Karpenko Sergey – Doctor of Technical sciences, assistant chief of laboratory «Strength and quality problems of construction» NIISF RAASN. Scientific interests: calculation models of building constructions and buildings in the complicated conditions of building and exploitation; co-operation of buildings with the grounds; estimation of the technical state and planning of reinforced-concrete constructions; participation in elaboration of building standards.

Travuch Vladimir – Doctor of Technical sciences, professor, chief designer of ENPI of Russian Academy of architecture and building sciences (RAASN), Vice-president of RAASN. Scientific interests: calculation models of building constructions and buildings in the complicated conditions of building and exploitation; co-operation of buildings with the grounds; estimation of the technical state and planning of reinforced-concrete constructions; participation in elaboration of building standards.