

УДК 624.159.14:023.87

## **Пространственные системы фундаментов жилых и гражданских зданий на неравномерно деформируемом основании**

**Семенюк С.Д., д.т.н.**

Государственное учреждение высшего профессионального образования  
«Белорусско-Российский университет», Республика Беларусь

**Анотація.** У даній статті приведено розв'язок контактної задачі для просторових систем залізобетонних фундаментів житлових і цивільних будівель на нерівномірній в плані деформованій основі з урахуванням жорстких вузлів сполучення перехресних балок і обліком реологічних властивостей залізобетону. Пропонований підхід, заснований на синтезі способу Б.Н. Жемочкіна і методу Рітца, дозволяє розраховувати будь-які системи перехресних балок на довільній пружній основі.

**Аннотация.** В данной статье приведено решение контактной задачи для пространственных систем железобетонных фундаментов жилых и гражданских зданий на неравномерно в плане деформируемом основании с учетом жестких узлов сопряжения перекрестных балок и учетом реологических свойств железобетона. Предлагаемый подход, основанный на синтезе способа Б.Н. Жемочкина и метода Ритца, позволяет рассчитывать любые системы перекрестных балок на произвольном упругом основании.

**Abstract.** The solution of the contact problem for the system of transverse beams on the arbitrary elastic base without an account of torsion is presented in the paper. The offered approach based on the synthesis of B.N. Zhemochkin method and Ritz methods enables to calculate any systems of transverse beams on an arbitrary elastic base. Green function for the system of transverse beams with a restrained for point is constructed. The expression of Green function for the elastic wedge-shaped base is made more definite.

**Ключевые слова:** упругое основание, фундамент, железобетон, пространственное сечение, контактная задача, перекрестные балки, жесткий узел, клин.

К неравномерно деформируемым основаниям относятся территории, где в результате развития деформационных или динамических процессов земной коры возникает опасность повреждения или разрушения зданий и сооружений [1]. Выявлено, что усилия в зданиях и сооружениях, рассчитываемых на воздействия земной поверхности, зависят, главным образом, от деформационных и прочностных характеристик грунта. Особенностью работы зданий в подобных условиях является то, что контактные напряжения изменяются при постоянной внешней нагрузке, но общий объем эпюры контактных напряжений на любой стадии деформирования основания остается одним и тем же. Следствием неравномерных вертикальных перемещений основания являются наблюдаемые крены сооружения, различные формы деформаций изгиба, сдвига и кручения. Дефор-

магии эти проявляются как в чистом виде, так и в различных сочетаниях: кручение с изгибом, крен с изгибом, сжатие с кручением и т.п.

Примеры деформаций зданий и сооружений, вызванных недооценкой сложных грунтовых условий строительства, приведены в многочисленных публикациях отечественных и зарубежных авторов. При анализе этих примеров обнаруживается соответствие форм деформаций зданий и сооружений, построенных в разнообразных условиях. Независимо от причин, приводящих к деформации грунтов, все виды воздействий со стороны оснований на здание сводятся к неравномерным вертикальным и горизонтальным перемещениям оснований (табл. 1).

Таблица 1

**Виды деформации земной поверхности и причины их вызывающие**

Процессы и явления, вызывающие изменение формы земной поверхности	Вид изменения формы земной поверхности	Вид деформаций, вызванных изменением формы	Продолжительность деформаций	Характер деформаций
Горные выработки	Искривление выпуклости-вогнутости	Вертикальные Горизонтальные	Длительные	Плавные
	Уступ	Вертикальные Горизонтальные	Длительные	Сосредоточенные
	Провал	Вертикальные	Условно-мгновенные (кратковременные)	Сосредоточенные
	Трещина	Горизонтальные	Длительные	Сосредоточенные
Карстовые явления	Искривление вогнутости	Вертикальные Горизонтальные	Длительные	Плавные
	Провал	Вертикальные	Условно-мгновенные	Сосредоточенные
Просадка лессовых грунтов	Искривление вогнутости	Вертикальные Горизонтальные	Длительные	Плавные
Подтопление	Искривление вогнутости	Вертикальные Горизонтальные	Длительные	Плавные
	Провал	Вертикальные	Условно-мгновенные	Сосредоточенные
	Неравномерные осадки	Вертикальные	Длительные	Плавные
Внешняя статическая нагрузка	Неравномерные осадки	Вертикальные	Длительные	Плавные

Требуемых эксплуатационных качеств и долговечности возведенных зданий можно достичь путем создания надежного основания либо применением специальных конструкций, приспособленных к повышенным неравномерным деформациям. К таким специальным конструкциям относятся

пространственные железобетонные фундаменты, исполнение которых целесообразно в монолитном или сборно-монолитном железобетоне [3].

На рис. 1 представлен фрагмент сборно-монолитного фундамента. Такие фундаменты, объединяющие в себе фундаментную и подвальную части здания в единое целое, обладают безотказностью в работе, более высокими технико-экономическими показателями по сравнению с традиционными ленточными под стены или под колонны, предотвращают аварийные ситуации при просадках, увеличивают полезные объемы десятиэтажных домов на 10 %, а пятиэтажных на 20 %.

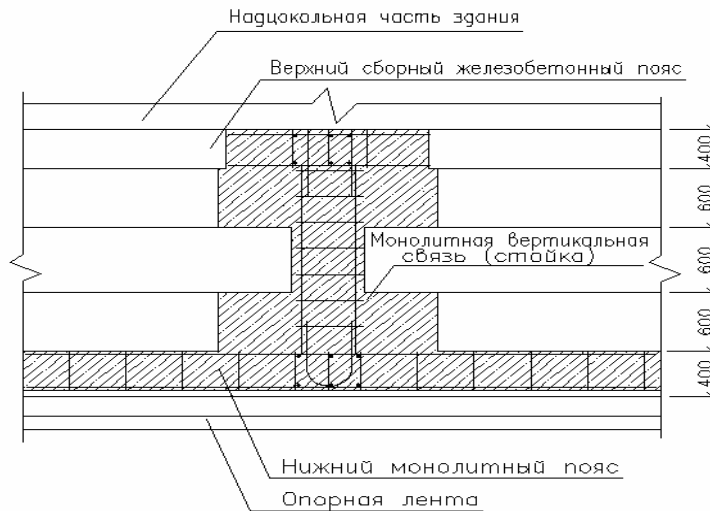


Рис. 1. Фрагмент сборно-монолитного фундамента

Расчетные схемы фундаментов под жилые и гражданские здания обычно представляют в виде системы перекрестных балок на упругом основании. При этом расчет осуществляют в предположении шарнирного сопряжения балок, что не соответствует реальной работе системы и требует существенного уточнения.

За расчетную модель рассматриваемого фундамента в аварийном состоянии принята система перекрестных балок с жесткими узлами на упругом клиновидном основании, при этом большая часть подошвы пространственного фундамента находится в контакте с гранью клина, у меньшей части – контакт отсутствует.

Угол раствора клина  $-2\alpha$  может изменяться от  $0,5\pi$  до  $\pi$ .

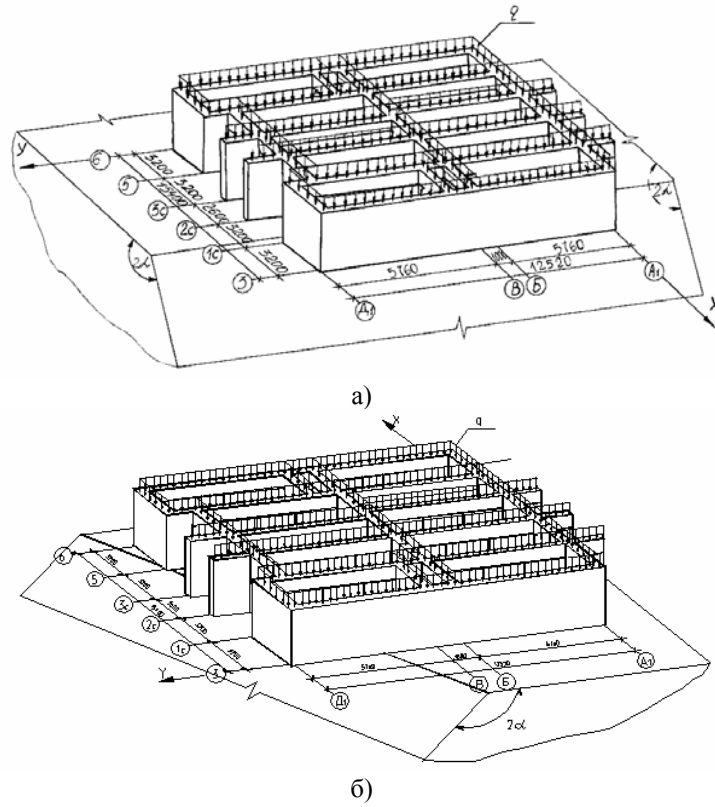


Рис. 2. Железобетонный фундамент в виде системы перекрестных балок на упругом клиновидном основании:  
а – ребро клина параллельно короткой стороне системы;  
б – ребро клина диагонально пятну здания

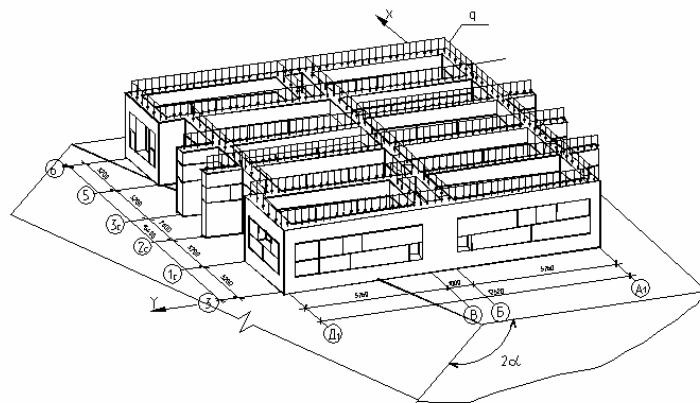


Рис. 3. Пространственный железобетонный фундамент в виде системы перекрестных балок на упругом клиновидном основании

Рассмотрены основные возможные случаи расположения фундаментов на деформированном основании:

- случай 1 – нормальные условия эксплуатации здания (угол раствора клина  $2\alpha = \pi$ );
- случай 2 – короткая сторона системы расположена параллельно ребру клина ( $2\alpha = 0,75\pi$ ,  $2\alpha = 0,5\pi$ );
- случай 3 – длинная сторона системы расположена параллельно ребру клина ( $2\alpha = 0,5\pi$ );
- случай 4 – диагональное расположение ребра клина под пятном здания ( $2\alpha = 0,5\pi$ ).

Расчет будем вести способом Б.Н. Жемочкина, при этом принимаем, что реактивные касательные давления в контактной зоне стержней не учитываются; распределение нормальных реактивных давлений по ширине каждого стержня – постоянно. Считаем, что усилие в каждой связи вызывает равномерное распределение реактивных давлений в пределах участка. Полученную многократно статически неопределимую систему рассчитываем смешанным методом строительной механики, приняв за неизвестные усилия в связях Б.Н. Жемочкина, линейные и угловые перемещения введенного защемления на краю системы перекрестных балок [4].

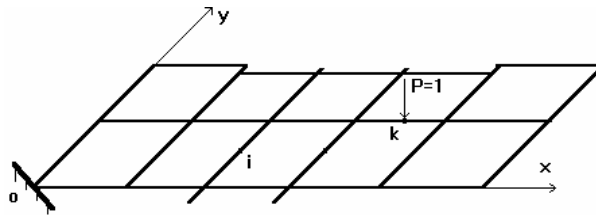


Рис. 4. Основная система смешанного метода

Разбив систему перекрестных балок на  $N$  участков, составляем систему канонических уравнений способа Б.Н. Жемочкина для нахождения неизвестных. Система канонических уравнений для нахождения неизвестных имеет вид:

$$\begin{aligned}
 & \sum_{i=1}^N \sum_{k=1}^N \delta_{ik} X_k + u_0 + \varphi_{ox} y_i + \varphi_{oy} x_i + \Delta_{ip} = 0 \\
 & - \sum_{k=1}^N X_k y_k + M_{px} = 0 \\
 & - \sum_{k=1}^N X_k x_k + M_{py} = 0 \quad - \sum_{k=1}^N X_k + R = 0,
 \end{aligned} \tag{1}$$

где  $\delta_{ik}$  – взаимное вертикальное перемещение концов  $i$ -й разрезанной связи Б.Н. Жемочкина от единичных сил, приложенных к связи с номером  $k$  в основной системе;  $\Delta_{ip}$  – прогиб центра участка с номером  $i$  основной системы (рис. 3) от внешней нагрузки;  $u_0, \varphi_{0x}, \varphi_{0y}$  – линейное и угловые перемещения введенного защемления на краю основной системы;  $X_i$  – усилие в связи Б.Н. Жемочкина с номером  $i$ ;  $R, M_{px}, M_{py}$  – равнодействующая внешних сил, приложенных к системе перекрестных балок, и моменты равнодействующей относительно осей ОХ и ОУ;  $N$  – число участков Б.Н. Жемочкина на системе перекрестных балок.

Коэффициенты при неизвестных усилиях в связях Б.Н. Жемочкина  $\delta_{ik}$  зависят от осадок упругого основания  $W_{ik}$  и прогибов основной системы  $Z_{ik}$  и равны:

$$\begin{aligned} \delta_{ik} &= W_{ik} + Z_{ik}, \\ W_{ik} &= \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0 h} (F_{ik}^0 + F_{ik}^1), \end{aligned} \quad (2)$$

где  $W_{ik}$  – перемещение центра участка Б.Н. Жемочкина с номером  $i$  на поверхности упругого основания от действия единичной силы, распределенной по участку с номером  $k$ ;  $E_0, \nu_0, h$  – модуль деформации, коэффициент Пуассона и линейный размер (например, толщина слоя) для упругого основания;  $F_{ik}^0$  – характеризует осадку упругого однородного изотропного полупространства;  $F_{ik}^1$  – корректирует  $F_{ik}^0$  для данной модели упругого основания.

**Функция Грина для упругого клиновидного основания.** Как показано в работе, вертикальные перемещения загруженной грани упругого пространственного клина от действия нормальной сосредоточенной силы с достаточной инженерной точностью в цилиндрической системе координат определяется выражением

$$V_{(r,z)} = \frac{P(1 - \nu_0^2)}{2\pi E_0 \sqrt{ar}} \int_0^\infty L(\alpha, \tau) P_{\frac{1}{2} + i\tau} (ch\mu) d\tau \quad (3)$$

С его использованием получено выражение для осадок поверхности упругого клиновидного основания в следующем виде:

$$V_{(r,z)} = \frac{P(1 - \nu_0^2)}{\pi E} \left( \frac{1}{R_1} + \frac{A_0}{2R_2} \right), \quad (4)$$

где  $R_1 = \sqrt{(a - r)^2 + z^2}$ ;  $R_2 = \sqrt{(a + r)^2 + z^2}$ .

В полученной формуле (4) первое слагаемое представляет решение Я. Бус-синеска для упругого однородного изотропного полупространства.

*Функция Грина для системы перекрестных балок с заземленной точкой.*

Определение прогибов  $Z_{ik}$  основной системы под действием сосредоточенной вертикальной единичной силы (функция Грина) представляет сложную задачу, не решенную до настоящего времени в общем виде. Эту задачу предлагается решать следующим образом.

Известно, что прогибы прямолинейного стержня с защемлением в начале координат под действием сосредоточенной силы описываются дифференциальным уравнением

$$\frac{d^4 z}{dx^4} = 0, \quad (6)$$

то есть кубической параболой. На основании этого для рассматриваемой расчетной системы, с учетом кинематических граничных условий в начале координат, учитывая кручение, задаемся функцией Грина в виде тринадцатичленного полинома

$$\begin{aligned} Z(x,y) = & a_{11} \frac{xy}{ab} + a_{20} \frac{x^2}{a^2} + a_{30} \frac{x^3}{a^3} + a_{21} \frac{x^2 y}{a^2 b} + a_{31} \frac{x^3 y}{a^3 b} + a_{22} \frac{x^2 y^2}{a^2 b^2} + a_{32} \frac{x^3 y^2}{a^3 b^2} + \\ & + a_{02} \frac{y^2}{b^2} + a_{03} \frac{y^3}{b^3} + a_{12} \frac{xy^2}{ab^2} + a_{13} \frac{xy^3}{ab^3} + a_{23} \frac{x^2 y^3}{a^2 b^3} + a_{33} \frac{x^3 y^3}{a^3 b^3} \end{aligned} \quad (7)$$

где  $a, b$  – характерные размеры системы перекрестных балок;  $a_{ik}$  – неизвестные коэффициенты.

Постоянные  $a_{ik}$  (7) определим методом Ритца. Функционал полной энергии системы перекрестных балок с заземленной точкой под действием единичной силы, приложенной к точке с координатами  $x_p$  и  $y_p$ , имеет вид:

$$\begin{aligned} \mathcal{E} = & \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \int_0^{l_i} EJ_i \frac{d^2 z(x, y_i)}{dx^2} dx + \frac{1}{2} \sum_{k=1}^M \int_0^{l_k} EJ_k \frac{d^2 z(x_k, y)}{dy^2} dy + \\ & + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \int_0^{l_i} GT_i \frac{d^2 z(x, y_i)}{dx dy} dx + \frac{1}{2} \sum_{k=1}^M \int_0^{l_k} GT_k \frac{d^2 z(x_k, y)}{dx dy} dy - Z(x_p, y_p), \end{aligned} \quad (8)$$

где  $l_i, l_k, EJ_i, GT_i, GT_k$  – длины, изгибная и крутильная жесткости стержней, образующих систему перекрестных балок;  $N, M$  – число стержней, параллельных осям ОХ и ОУ соответственно.

В (8) суммирование распространяется по всем стержням системы, параллельным соответствующим осям координат.

После вычисления функционала (8) дифференцированием полученного выражения по каждому из неизвестных  $a_{ik}$  получаем систему линейных алгебраических уравнений 13-го порядка, решение которой позволяет определить функцию Грина для системы перекрестных балок с заземленной точкой.

Проведены экспериментальные исследования работы железобетонных пространственных фундаментов на моделях. Была изготовлена и испытана модель фрагмента в  $\frac{1}{4}$  натуральной величины (рис. 4). В конструкции модели узлы сопряжения балок повторяют предложенную конструкцию сборно-монолитного фундамента; при этом железобетонные пояса и стойки выполнены из бетона класса В20, блоки из бетона класса В12,5. Кладка бетонных блоков выполнена на цементно-песчаном растворе марки 100. Поперечное сечение ригелей  $10 \times 15$  см, стоек –  $10 \times 10$  см.

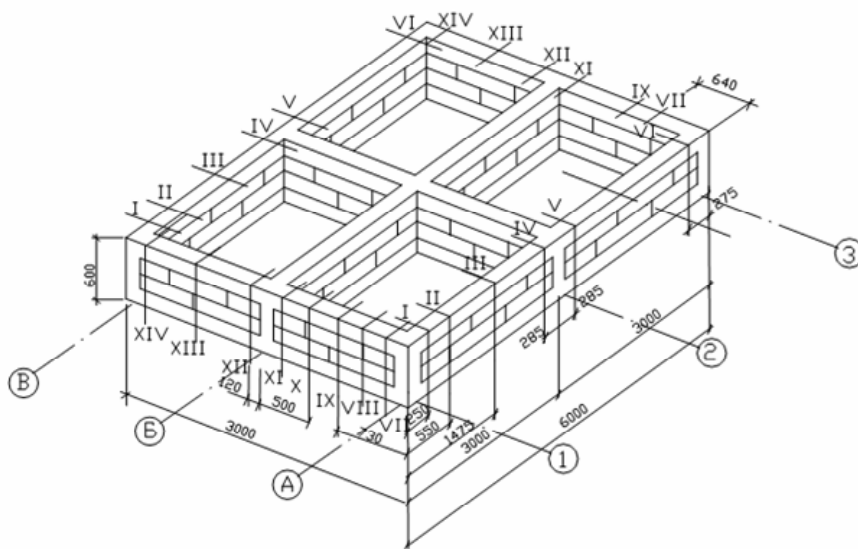


Рис. 4. Модель фрагмента фундамента и характерные сечения для размещения измерительных средств

#### *Реализация метода расчета и анализ работы фундаментных балок.*

Вычисление функционала полной энергии и его дифференцирование по каждому из неизвестных коэффициентов  $a_{ik}$  производилось в общем виде с помощью пакета компьютерной алгебры «Matematika-3». Были составлены программы расчета системы перекрестных балок на упругом основании для основных возможных случаев эксплуатации здания. Число участков Б.Н. Жемочкина колебалось в пределах 201...280. В зависимости от



характеристик основания, материала фундамента, действующей на систему вертикальной равномерно распределенной нагрузки и длительности ее действия для каждого из участков Б.Н. Жемочкина вычислялись осадки, реактивный отпор грунта, изгибающие моменты, поперечные силы и крутящие моменты. Так, численная реализация метода расчета показала, что в замкнутых системах при симметричной нагрузке для условий нормальной эксплуатации при расчете сечений бортовых балок являются крутящие моменты; при расчете сечений внутренних балок – изгибающие моменты. При расположении ребра клина диагонально пятну здания или параллельно одной из его сторон определяющим при расчете бортовых балок является совместное действие изгибающих и крутящих моментов, при этом, в сравнении с нормальными условиями эксплуатации, крутящие моменты меняют знак на противоположный. При расчете сечений внутренних балок определяющим является совместное действие поперечной силы и изгибающего момента; изгибающего и крутящего моментов, поперечной силы и крутящего момента. Ползучесть бетона вызывает перераспределение усилий в элементах системы. При образовании уступа под длинной или короткой стороной здания изгибающие моменты в балках перпендикулярны ребру клина меняют знак на противоположный, при этом по абсолютной величине его значение может превышать момент для условий нормальной эксплуатации в 5-8 раз. Численная величина « $M$ », « $Q$ », « $M_{кр}$ » обратно пропорциональна длине контакта – « $R_0$ ».

*Несущая способность фундаментной балки при совместном действии крутящего и изгибающего моментов.*

При действии на железобетонную балку крутящего и изгибающего моментов разрушение происходит по пространственному сечению, образованному спиральной трещиной и замыкающей ее сжатой зоной, расположенной под углом  $\alpha$  к горизонтальной оси элемента [5].

Условие прочности в расчетном предельном состоянии:

$$M_x \left( \frac{C_1}{b} + \frac{1}{\chi} \right) \leq R_s A_s Z_b + R_{sw} A_{sw} \frac{Z_b}{u} \frac{C_1^2}{b + 2h} + \sigma_{sc} A_s y_{ц.т.} \quad (9)$$

где  $C_1 = (2h + b) \operatorname{ctg} \beta$  – проекция отрезка центральной оси на продольную ось элемента;  $b$  и  $h$  – ширина и высота поперечного сечения балки;  $\chi = M_x/M_y$ ;

$$Z_b = h_0 - \frac{x(\lambda^2 + \lambda + 1)}{3(\lambda + 1)}, \quad (10)$$

где  $u$  – шаг хомутов,  $\lambda = 0,93 - 0,014R_b$ ;  $y_{ц.т.} = h_0 - z_b - a'$ .

Высоту сжатой зоны «х» определим из уравнения проекций всех сил, действующих в рассматриваемом пространственном сечении на нормаль к плоскости сжатой зоны

$$0,5R_b x(C_1^2 + b^2)(1 + \lambda) = b(R_s A_s - \sigma_{sc} A_s + q_{sw} \frac{C_1^2}{2h + b}). \quad (11)$$

В первом приближении высоту сжатой зоны можно определять из уравнения

$$A_1 x^2 \sin^2 \alpha + A_2 x \sin \alpha + A_3 = 0, \quad (12)$$

В (12)

$$\left. \begin{aligned} & A_1 + 0,5(1 - \lambda^2)b \sin \alpha; \\ & A_2 = A_s \left[ \alpha - (1 - \lambda) \frac{R_s}{R_b} \right]; \\ & A_3 = -\alpha A_s a'; \\ & \alpha = \frac{E_s}{E_b}; \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

$$\sin \alpha = \frac{b}{d}; \quad \cos \alpha = \frac{c_1}{d}; \quad d = \sqrt{b^2 + c_1^2}.$$

Фундаментные балки, работающие на кручение или на изгиб с кручением, во избежании разрушения бетона от сжатия между спиральными трещинами должны отвечать условию  $M_x \leq 0,1R_b b^2 h$ .

*Несущая способность фундаментной балки при совместном действии крутящего момента и поперечной силы.*

Условие прочности элемента выводится из соотношения моментов внешних и внутренних сил относительно оси, проходящей через центр тяжести сжатой зоны балки, полученного аналогично (10). Принимая эпюру напряжений сжатой зоны в виде прямоугольной трапеции, получим:

$$M_x \frac{C_2}{h} \left( 1 + \frac{1}{k} \right) \leq (R_s A_s + R_{sw} \frac{a_{sw}}{u} \frac{C_2^2}{2h + b}) Z_b, \quad (14)$$

где  $C_2$  – проекция длины сжатой зоны на горизонтальную ось;

$$k = \frac{2M_x}{Q_z b}; \quad Z_b = b_0 - \frac{x(x^2 + x + 1)}{3(\lambda + 1)}; \quad b_0 = b - a; \quad \lambda = 0,93 - 0,014R_b.$$

$M_x$  и  $Q_z$  – крутящий момент и поперечная сила относительно центра тяжести сжатой зоны рассчитываемого сечения;  $A_s$  – площадь всех продоль-

ных стержней, расположенных у грани  $h$ , растянутой от изгиба;  $a_{sw}$  – площадь сечения одной ветви хомута;  $u$  – расстояние между хомутами.

Высота сжатой зоны определяется из уравнения:

$$0,5R_b(x + \lambda x)(C_2^2 + h^2) = (R_s A_s + R_{sw} \frac{a_{sw}}{u} \frac{C_2^2}{2h+b})h. \quad (15)$$

Как и в случае «А» необходима проверка  $M_x \leq 0,1R_b b^2 h$ .

Исследования, проведенные по определению модуля упругости и упруго-пластических характеристик бетона, необходимые для расчета сечений фундаментных балок, представлены в работе.

Практическая реализация расчета пространственных сечений железобетонных фундаментов из перекрестных лент прямоугольного сечения отражена в работах автора. Практические предложения по реализации расчета пространственных сечений базируются на проведенных автором исследованиях, а также на экспериментах отечественных и зарубежных исследователей, которые подтверждают, что в большинстве случаев при кручении с изгибом трещины в балках развиваются под углом  $45^\circ$ . Примеры расчетов показывают, что высоты сжатых зон имеют почти всегда небольшую величину и, как правило, не превышают величин защитных слоев бетона. Поэтому при таких высотах сжатых зон моментами от усилий в бетоне, а также от усилий в сжатой арматуре можно пренебречь и расчет производить на усилие, воспринимаемое хомутами и продольной арматурой. Приняв в обоих направлениях симметричное армирование, получены расчетные формулы для подбора сечений продольной и поперечной арматуры.

Расчет прочности сечений нормальных к продольной оси элемента с учетом упругопластических характеристик бетона, а расчет по деформациям сборно-монолитных пространственно-рамных фундаментов.

Для определения приемлемости предлагаемой методики расчета пространственных железобетонных фундаментов как системы перекрестных балок на неравномерно деформируемом основании проведена обработка теоретических численных исследований и экспериментальных данных при помощи математической статистики. Особое внимание уделялось прогибам элементов системы, так как они являются основополагающими при вычислении в сечениях участков Б.Н. Жемочкина величин изгибающих и крутящих моментов, а также поперечной силы. Поэтому для разных схем испытаний определены отношения прогибов, вычисленных теоретически к экспериментальным прогибам. Обеспеченность точности определения

прогибов элементов фундамента из перекрестных балок для основных схем испытаний представлена в табл. 2.

Изучение работы фундаментов пространственного типа проводилось в натуральных условиях при испытании 5-этажного крупнопанельного дома серии 1.21 в г. Теплогорске Ворошиловградской области по ул. Революции. Рамно-пространственный фундамент представляет собой многосекционную пространственную систему с размерами в плане 15,4×12,52 м, высотой 2,4 м.

Таблица 2

**Обеспеченность определения прогибов модели фундамента  
при эксплуатационной нагрузке  $q^3 = 44,138$  кН/м**

Схема испытаний	$\left(\frac{a_k^T}{a_k^0}\right)_{cp}^{Z_k}$	$\sigma$	$v, \%$	$p, \%$	Обеспеченность точности при отклонении, %				
					$\pm 10\%$	$\pm 15\%$	$\pm 20\%$	$\pm 25\%$	$\pm 30\%$
Схема «0»	1,0665	0,0884	8,29	1,236	74,24	91,02	97,64	99,52	99,9
Схема «1»	0,9133	0,1148	12,56	2,08	61,61	80,88	91,84	96,60	99,09
Схема «2»	1,0769	0,0801	7,44	1,30	78,80	93,88	98,74	99,87	99,98

Приведено решение контактной задачи для системы перекрестных балок на произвольном упругом основании с учетом кручения. Предлагаемый подход, основанный на синтезе способа Б.Н. Жемочкина и метода Ритца, позволяет рассчитывать любые системы перекрестных балок на произвольном упругом основании, разработанный автором впервые и не имеет аналогов в мировой практике.

Как частные случаи из предлагаемой методики следуют решения для упругого слоя и полупространства. Построена функция Грина для системы перекрестных балок с защемленной точкой и уточнено выражение функции Грина для упругого клиновидного основания.

Разработанная расчетная модель является иерархической системой, пригодной для прогнозирования работы пространственных фундаментов из перекрестных балок при различных условиях эксплуатации зданий и сооружений.

Предложенные предпосылки к расчету реактивного отпора основания отражают его реальную работу. Рамно-пространственные фундаменты позволяют решить вопросы надежности и устойчивости как конструкции нулевого цикла, так и строения в целом. Использование таких конструкций в фундаментно-подвальной части здания позволяет увеличить

рабочие объемы в 5-этажных зданиях до 20 %, в 9-этажных – до 10 %, практически не увеличивая стоимость возводимого здания.

С учетом упругопластической работы бетона разработана методика определения несущей способности железобетонных фундаментных балок при совместном действии крутящего и изгибающего моментов, а также при совместном действии крутящего момента и поперечной силы. Для внутренних железобетонных балок системы из перекрестных лент, учитывая упругопластическую работу бетона, предложен расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента и расчет прочности наклонных сечений.

### **Литература**

- [1] Черный Г.И. Геотехнические процессы в сложных грунтовых условиях Украины / Г.И. Черный, В.Г. Черный // Світ геотехніки: додаток до між-відомного науко-техн. збірника «Будівельні конструкції». Вип. 53. – Киев: НДІБК, 2000. – С. 4 – 9.
- [2] Семенюк С.Д. Деформационные воздействия земной поверхности на здания и сооружения / С.Д. Семенюк, Е.С. Семенюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди: збірник наукових праць. Вип. 16. – Рівне, 2008. – С. 266 – 281.
- [3] Семенюк С.Д. Мероприяття по забезпеченню геостійкості зданий і споруджень при нерівномірному деформуванні ґрунту / С.Д. Семенюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди: Збір. наук. пр. Вип. 16. – Рівне, 2008. – С. 257 – 265.
- [4] Семенюк С.Д. Расчет пространственных железобетонных фундаментов как системы перекрестных балок на упругом клиновидном основании / С.Д. Семенюк // Весці нацыянальнай акадэміі навук Беларусі.– Минск, 2000. – № 4. – С. 114 – 118.
- [5] Семенюк С.Д. Теоретические основы расчета железобетонных фундаментов как системы перекрестных балок на неравномерно деформируемом основании / С.Д. Семенюк // Строительство – формирование среды жизнедеятельности. Книга 2. – Москва: МГСУ, 2003. – С. 203 – 215.

*Надійшла до редколегії 05.07.2010 р.*