

5.23.01

142

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СССР ПО НАРОДНОМУ ОБРАЗОВАНИЮ
ЧЕЛЯБИНСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ
ИМЕНИ ЛЕНИНСКОГО КОМСОМОЛА

ЕМБ

На правах рукописи

КАЗАНЦЕВ Евгений Юрьевич

УДК 624.074.012.45.042.7

МЕТОД РАСЧЕТА И АНАЛИЗ РАБОТЫ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ
ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТ С УЧЕТОМ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ,
НЕЛИНЕЙНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ БЕТОНА И СИЛ РАСПОРА

05.23.01 - Строительные конструкции,
здания и сооружения

А В Т О Р Е Ф Е Р А Т

диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Работа выполнена в Челябинском политехническом институте им. Ленинского комсомола на кафедре строительной механики.

Научный руководитель - лауреат Государственной премии СССР, доктор технических наук, профессор СОЛОМОН В.И.

Научный консультант - кандидат технических наук, доцент ИМАТКОВ С.Б.

Официальные оппоненты - доктор технических наук, профессор КАРПЕНКО Н.И.; кандидат технических наук, доцент КАРЯКИН А.А.


Ведущая организация: ЦНИИЭСельстрой, г. Москва

Защита состоится "24" января 1990 года в 10 часов на заседании Регионального специализированного совета К 053.13.05 по присуждению ученой степени кандидата технических наук в Челябинском политехническом институте по адресу: 454044, г. Челябинск, проспект Ленина, 76, ауд. 244.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке института.

Автореферат разослан "21" декабря 1989 г.

Ученый секретарь Регионального специализированного совета кандидат технических наук, доцент

 Г.В. Трегулов

Актуальность работы. Основные направления экономического и социального развития СССР на 1986-1990 годы и на период до 2000 года, принятые XXVII съездом КПСС, предусматривают значительное увеличение объемов капитального строительства при условии снижения материалоемкости и трудоемкости возводимых объектов. Одним из путей решения этой задачи является совершенствование проектных решений, в частности, методов расчета строительных конструкций.

Условия эксплуатации железобетонных фундаментных плит допускают раскрытие трещин и, как следствие этого, существенно нелинейные деформации бетона и арматуры. Однако в большинстве проектных организаций усилия в железобетонных конструкциях определяются по таблицам и программным комплексам, не учитывающим нелинейность деформирования железобетона. Образование трещин в изгибаемых железобетонных плитах вызывает не только перераспределение усилий, но и деформации на уровне срединной плоскости. При наличии связей, препятствующих этим деформациям, в плите возникают силы распора, во многих случаях существенно влияющие на напряженно-деформированное состояние.

Данная работа направлена на решение задачи проектирования и расчета железобетонных фундаментных плит с учетом реальных свойств железобетона и включена в план сотрудничества стран-членов СЭВ на 1986-1991 гг., тема 5.02 "Расчетные модели для проектирования железобетонных конструкций", раздел I, исследование I.4. "Железобетон (с континуальным и дискретным армированием). Физические соотношения. Условия образования и развития трещин. Критерии прочности".

Цель работы. Разработать метод расчета железобетонных фундаментных плит с учетом нелинейных деформаций бетона и арматуры, а также сил распора, теоретически исследовать поведение фундаментных плит и применить метод к расчету реальных фундаментных конструкций.

Научная новизна работы составляет:

- расчетная модель железобетонной фундаментной плиты, позволяющая учесть возникновение сил распора, перераспределение усилий в процессе нагружения и во времени за счет трещинообразования, нелинейности деформирования бетона и арматуры, ползучести бетона;

- результаты численных исследований, демонстрирующие влияние ряда факторов (уровня нагружения, коэффициента армирования,

горизонтальных связей по контуру, ползучести бетона) на напряженно-деформированное состояние фундаментных плит под сетку колонн.

Практическая значимость. Разработана программа РАФУС для расчета на ЕС ЭВМ железобетонных фундаментных плит, использование которой позволяет уточнить распределение усилий в фундаментной плите, схемы и ширину раскрытия трещин, раскладку арматуры и добиться более экономичных проектных решений.

На защиту выносятся:

- расчетная модель железобетонной фундаментной плиты, позволяющая учесть возникновение сил распора, перераспределение усилий в процессе нагружения и во времени за счет трещинообразования, нелинейности деформирования бетона и арматуры, ползучести бетона;
- расчетные модели деформирования железобетонного стержня и железобетонной пластины, учитывающие трещинообразование, нелинейность деформирования бетона (в том числе и во времени), арматуры, а также работу растянутого бетона в сечении с трещинами;
- метод расчета фундаментных плит на упругом основании в физически нелинейной постановке;
- результаты численных исследований напряженно-деформированного состояния железобетонных фундаментных плит под сетку колонн.

Реализация работы. Результаты работы включены в подготавливаемые ВНИИОСП им. Н.М.Герсеванова "Рекомендации по применению программ на ЕС ЭВМ при проектировании фундаментных плит и перекрестно-ленточных фундаментов".

Публикации и доклады. Основное содержание работы отражено в 6 печатных работах и докладывалось:

- на заседании секции строительной механики железобетона научного совета по строительной механике и теории конструктивных форм при АН СССР (Москва, апрель 1987 г.);
- на научно-техническом семинаре "Системы автоматизированного проектирования фундаментов и оснований" (Челябинск, сентябрь 1988 г.);
- на 35-41 научно-технических конференциях Челябинского политехнического института (1982-1988 гг.).

Объем работы. Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения, списка литературы (89 наименований) и приложения. Работа содержит 86 страниц машинописного текста, 50 рисунков, 20 таблиц.

ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Состояние вопроса и постановка задачи исследований. В работах Б.Г.Коренева впервые было показано, что в гибких фундаментных плитах возникают значительные напряжения при сравнительно малых нагрузках на основание. Поэтому для оснований можно использовать физически линейные модели, а для фундаментных плит следует учитывать физическую нелинейность железобетона. Развитию методов расчета железобетонных плит в физически нелинейной постановке посвящены работы В.Н.Байкова, Т.А.Балана, Я.А.Бараускаса, В.М.Бондаренко, В.Л.Высоковского, А.А.Гвоздева, А.Л.Гуревича, Л.П.Идахина, Н.И.Карпенко, А.И.Ковачевского, С.М.Крылова, В.С.Кукуняева, М.И.Леви, Я.Д.Лифшица, А.Л.Мельниковой, Н.С.Метелга, Ю.Н.Мурзенко, М.М.Онищенко, Е.А.Палатникова, И.Е.Прокоповича, А.М.Проценко, В.И.Соломина, А.Н.Тетиора, В.В.Чижевского, И.И.Шишова, С.Б.Шмагкова, А.Г.Юрьева, М.А.Янкелевича, А.Ф.Яременко, Л.И.Ярина, Е.Абси (E. Abzi), С.Аско (S. Asko), Д.Белла (D. Bell), М.Губера (M. Huber), П.Десаи (P. Desai), А.Калкарни (A. Cutkarni), Р.Коуп (R. Core), Ф.Леви (F. Levi), Р.Рао (R. Rao), Ф.Фуджи (F. Fujii), В.Червенка (V. Chervenka), Д.Элмса (D. Elms) и др.

Силы распора оказывают существенное влияние на деформации и несущую способность плит. Основы расчета железобетонных плит методом предельного равновесия с учетом сил распора были заложены в трудах А.А.Гвоздева и С.М.Крылова. За рубежом задачу в аналогичной постановке решали Р.Вуд (R. Wood), С.Морли (S. Morley), Р.Парк (R. Park) и др.

Метод предельного равновесия позволяет оценить лишь несущую способность плиты. Для определения напряженно-деформированного состояния конструкции в эксплуатационной стадии необходим более общий подход, основанный на применении физических уравнений, связывающих обобщенные деформации срединной поверхности с изгибающими и крутящими моментами, а также с нормальными и сдвигающими силами. Одним из примеров такого подхода является так называемая слоистая модель, получившая развитие в работах В.Н.Байкова, Г.В.Василькова, М.И.Додсонова, А.А.Дыховичного, Р.С.Санжаровского, С.Аско (S. Asko), Ф.Башура (F. Bushur), Д.Дарвина (D. Darwin), Д.Пекнольда (D. Beck-nold) и др.

В результате приведенного анализа сформулированы следующие задачи исследований.

1. Разработать расчетную модель элемента железобетонной пластинки (в частном случае элемента железобетонного стержня) при кратковременном и длительном нагружении, устанавливающую зависимость между внутренними силовыми факторами и относительными деформациями срединной плоскости, позволяющую учесть трещинообразование, нелинейные деформации и ползучесть бетона.

2. Разработать расчетную модель железобетонной фундаментной плиты на упругом основании, учитывающую возникновение сил распора, перераспределение усилий в процессе нагружения и во времени.

3. Разработать программу для расчета прямоугольных фундаментных плит на основе сочетания метода дополнительных нагрузок и вариационно-разностного метода.

4. Сравнить результаты расчетов с экспериментальными данными для слабоармированных стержневых элементов и прямоугольных железобетонных плит с целью проверки разработанных расчетных моделей и метода расчета.

5. Теоретически исследовать влияние сил распора на напряженно-деформированное состояние фундаментной плиты и выявить факторы, влияющие на распор.

6. По результатам расчета подобрать рабочее армирование фундаментной плиты подсетку колонн.

Физические уравнения. Предложены расчетные модели железобетонных стержней и пластин.

Теория деформирования балок с трещинами, разработанная В.И. Мурашевым, в настоящее время обобщена на случай расчета плит, в том числе и с учетом ползучести. Однако предпосылка о прямоугольной эпюре напряжений в сжатой зоне бетона и пренебрежение работой растянутого бетона, в некоторых случаях, вносят заметные погрешности в результаты расчета, например, для слабоармированных конструкций. Недостаточно точное описание эпюры напряжений в сечении железобетонного стержня в работах, развивающих теорию В.И. Мурашева, компенсируется введением эмпирических параметров: ξ - условно описывающего высоту сжатой зоны и ψ_s - учитывающего работу растянутого бетона. Использование этих параметров дает высокую точность расчета в типовых расчетах, однако для некоторых случаев наблюдаются систематические погрешности. Кроме того, затрудняется переход к иному классу конструкций либо к иным воздействиям, поскольку требуется пересмотр и модификация эмпирических параметров.

Другое направление в расчете железобетонных конструкций заключается в установлении законов деформирования бетона, арматуры и введении предпосылок о их совместной работе. Такой подход дает большую общность теории расчета и позволяет отказаться от некоторых упрощающих предпосылок (например, о прямоугольной эпюре напряжений в сжатой зоне бетона) и некоторых эмпирических параметров. Примером реализации такого направления может служить слоистая модель. Здесь малый элемент пластинки разбивается по высоте на слои, каждый из которых находится в плоском напряженном состоянии. Отдельный слой (или слои) образует арматурные стержни, направление которых совпадает с направлением координатных осей X и Y . Предпосылка о линейном законе распределения деформаций по толщине принимается как для средних деформаций ϵ_{lm} , так и деформаций в окрестности трещины ϵ_i ($i = x, y, xy$). Для i -го слоя:

$$(\epsilon_i)_i = \epsilon_i + z_i \chi_i ; \quad (\epsilon_{lm})_i = \epsilon_{lm} + z_i \chi_{lm} , \quad (1)$$

где z_i — координата i -го слоя, отсчитываемая от срединной плоскости; ϵ_i и χ_i — относительные деформации и кривизны срединной плоскости в окрестности трещины; ϵ_{lm} и χ_{lm} — средние (в пределах элемента) значения деформаций и кривизн.

Деформации на уровне растянутой арматуры ($z = z_s$) в окрестности трещины выражены в местной системе координат ν, η рис. I, связанной с направлением трещин, пересекающих арматурный слой:

$$\epsilon_{s\nu} = \epsilon_{s\nu m} / \psi_{s\nu} ; \quad \epsilon_{s\eta} = \epsilon_{s\eta m} / \psi_{s\eta} ; \quad \epsilon_{s\nu\eta} = 0 , \quad (2)$$

где $\epsilon_{s\nu m}$ и $\epsilon_{s\eta m}$ — главные значения средних деформаций ϵ_{lm} , вычисленные при $z_i = z_s$.

Деформации бетона сжатой поверхности элемента в зоне с трещиной представлены в виде

$$\epsilon'_{b\nu} = \epsilon'_{b\nu m} / \psi_{b\nu} ; \quad \epsilon'_{b\eta} = \epsilon'_{b\eta m} / \psi_{b\eta} ; \quad \epsilon'_{b\nu\eta} = \epsilon'_{b\nu\eta m} , \quad (3)$$

где деформации, входящие в правые части соотношений (3), вычисляются по второй из формул (1), при $z_i = h/2$ (h — толщина пластинки).

Параметры $\psi_{s\nu}$, $\psi_{s\eta}$, $\psi_{b\nu}$, $\psi_{b\eta}$ — в уравнениях (2), (3) аналогичны коэффициентам ψ_s , ψ_b теории В.И. Мурашевца для балок.

Согласно гипотезе линейного изменения деформации по высоте сечения, выражения для кривизн и деформаций срединной плоскости

Общая и местная системы координат

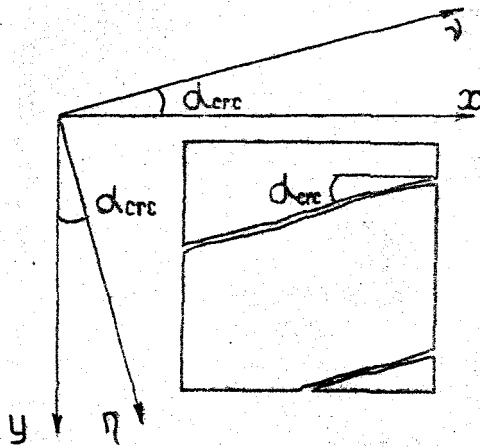


Рис. 1

Диаграмма деформирования бетона

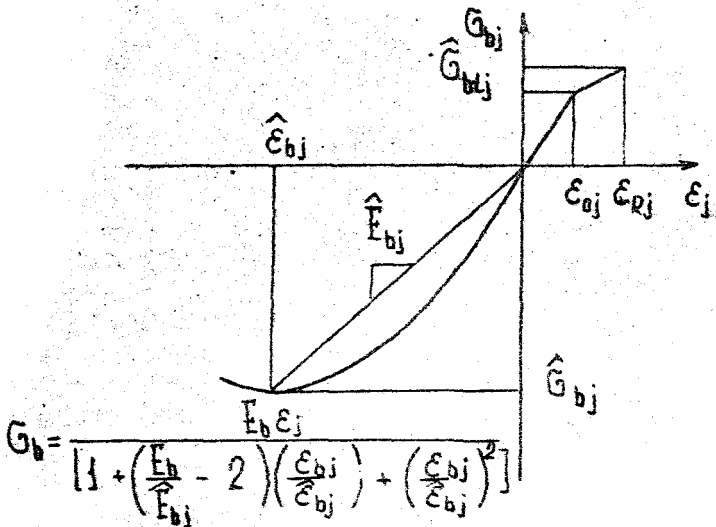


Рис. 2

В окрестности трещины в местной системе координат имеют вид

$$\alpha_z = (\epsilon_{sz} - \epsilon'_{bz}) / h_0; \quad \epsilon_z = \epsilon_{sz} - z_s \alpha_z \quad (z = \nu, \eta, \nu\eta),$$

где $h_0 = h / (2 + z_s)$.

Внутренние силовые факторы вычисляются, используя физические зависимости для бетона и арматуры, путем численного интегрирования условий статической эквивалентности

$$N_t = \Delta_h \sum_{i=1}^n (G_{bt})_i + \sum_{j=1}^2 (G_{st})_j (\alpha_{st})_j; \quad M_t = \Delta_h \sum_{i=1}^n (G_{bt})_i z_i + \sum_{j=1}^2 (G_{st})_j (\alpha_{st})_j z_j \quad (4)$$

где $\Delta_h = h/n$ - толщина одного слоя бетона; n - количество слоев бетона (шагов интегрирования); α_{sx} , α_{sy} - погонные площади поперечных сечений арматуры направления X и Y, касательные напряжения в арматуре τ_{sxy} - приняты равными нулю, индексы 1 и 2 означают верхнее или нижнее армирование. В частном случае модель может описывать напряженно-деформированное состояние железобетонного стержня. Распределение напряжений и деформаций в этом случае приведено на рис.3 (индексы t , z в обозначениях опущены).

Деформирование бетона при плоском напряженном состоянии описано ортотропной моделью вида

$$\begin{Bmatrix} G_{b1} \\ G_{b2} \end{Bmatrix} = \frac{1}{1-\nu_b} \begin{bmatrix} E_{b1} & \nu_b \sqrt{E_{b1} E_{b2}} \\ \nu_b \sqrt{E_{b1} E_{b2}} & E_{b2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_1 \\ \epsilon_2 \end{Bmatrix}, \quad (5)$$

где индексы 1 и 2 указывают направление осей ортотропии, совпадающих с осями главных напряжений (деформаций); E_{b1} , E_{b2} - секущие модули деформации бетона; ν_b - коэффициент поперечных деформаций бетона.

Значения E_{b1} и E_{b2} определяются по диаграммам деформирования бетона, аналогичным диаграммам для одноосного напряженного состояния как функции от соответствующих деформаций ϵ_1 и ϵ_2 , однако положение характерных точек $\hat{\sigma}_b$ и $\hat{\epsilon}_b$ диаграмм принято по результатам двухосных испытаний ($\hat{\sigma}_b$ из условия прочности, предложенного Купфером и Герстле (H.V. Kupfer и H.H. Gerstle) и $\hat{\epsilon}_b$ из зависимости, предложенной Дарвином и Пеквольдом (D. Darwin и D. Pecknold)).

Деформирование бетона при сжатии описано зависимостью, предложенной Л.Саензом (L.P. Saenz), при растяжении - зависимостью,

Напряженно-деформированное состояние элемента
железобетонного стержня

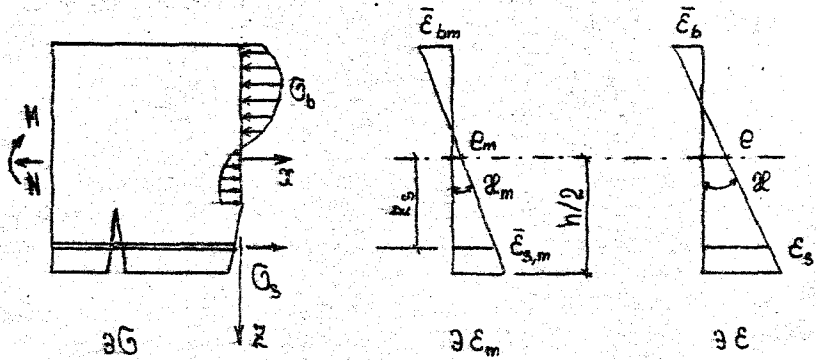


Рис. 3

Диаграмма изменения параметра ψ_s

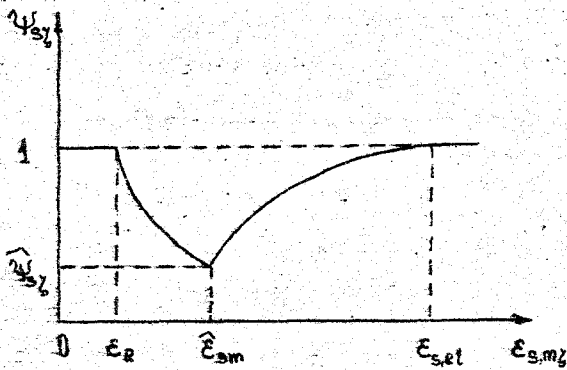


Рис. 4

аналогичной предложенной в СНиП 2.03.01-84 (см. рис.2). Для арматуры принята либо диаграмма Прандтля, либо зависимости, предложенные Н.И.Карпенко, Т.А.Мухамедиевым и А.Н.Петровым, более детально описывающие деформирование арматуры за пределом упругости.

Для описания ползучести бетона использована линейная наследственная теория старения. В работе для наперед заданных моментов времени $t_0, t_1 \dots t_n$ (t_0 - возраст бетона к моменту нагружения) деформации ползучести слоя бетона без трещин (согласно И.Е.Прокоповичу и А.Ф.Яременко) записаны в матричной форме

$$[\varepsilon^c] = [C][G][D],$$

$$\text{где } [\varepsilon^c] = \begin{bmatrix} \varepsilon_{bx}(t_0) & \varepsilon_{bx}(t_1) & \dots & \varepsilon_{bx}(t_n) \\ \varepsilon_{by}(t_0) & \varepsilon_{by}(t_1) & \dots & \varepsilon_{by}(t_n) \\ \gamma_{bxy}(t_0) & \gamma_{bxy}(t_1) & \dots & \gamma_{bxy}(t_n) \end{bmatrix}, [D] = \begin{bmatrix} 1 & -\nu_b & 0 \\ -\nu_b & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1-\nu_b) \end{bmatrix}$$

$$[G_b] = \begin{bmatrix} G_{bx}(t_0) & G_{bx}(t_1) & \dots & G_{bx}(t_n) \\ G_{by}(t_0) & G_{by}(t_1) & \dots & G_{by}(t_n) \\ \tau_{bxy}(t_0) & \tau_{bxy}(t_1) & \dots & \tau_{bxy}(t_n) \end{bmatrix},$$

$[C]$ - нижняя треугольная матрица, элемент которой C_{kj} ($k \geq j$) есть деформация ползучести в момент времени t_k , вызванная напряжением, равным единице, действовавшим в момент времени от ξ_j до ξ_{j+1}

$$(\xi_j = [t_j + t_{j-1}]/2; \xi_{j+1} = [t_{j+1} + t_j]/2; \xi_0 = t_0; t_k = \xi_k).$$

Если в слое бетона образуются трещины одного направления, то деформации ползучести в направлении ν , параллельном трещинам, рассчитываются следующим образом

$$[\varepsilon^c_\nu] = [C][\bar{G}_{b\nu}][D],$$

$$\text{где } [\bar{G}_{b\nu}] = \begin{bmatrix} \bar{G}_{b\nu}(t_0) & \bar{G}_{b\nu}(t_1) & \dots & \bar{G}_{b\nu}(t_n) \\ \bar{G}_{b\nu}(t_0) & \bar{G}_{b\nu}(t_1) & \dots & \bar{G}_{b\nu}(t_n) \end{bmatrix}, [D] = [1 - \nu_b]^T,$$

$$\bar{G}_{b\nu}(t_k) = G_{b\nu}(t_k) \quad \text{если } t_k < \tau_{срс} \quad (k = 0, 1, \dots, n)$$

$\bar{G}_{b\nu}(t_k) = 0$, если $t_k \geq \tau_{срс}$, где $\tau_{срс}$ - возраст бетона в момент образования трещин в рассматриваемом слое.

Полная деформация в момент времени t_k представлена как сумма мгновенных деформаций и деформаций ползучести. Для стареющего и

старого бетона ($t_0 > 28$ суток) увеличением начального модуля упругости во времени можно пренебречь. В результате получен итерационный процесс вычисления напряжений в слое бетона $G_b(t_k)$ по известным деформациям $\epsilon_b(t_k)$.

Проведено сравнение теоретических и экспериментальных данных для элементов слабоармированных стержней прямоугольного поперечного сечения с процентом армирования не более 0,6 % из тяжелого бетона классов В20-В40 и арматуры классов А-II, А-III, А-IV. В случае кратковременного нагружения использовались данные В.В. Фигаровского и О.И. Кочеткова (изгиб), К.В. Петровой (внецентренное сжатие), а для расчетов с учетом ползучести использовались опыты И.Е. Проконича и И.И. Темнова (изгиб). Это сопоставление показало, что после образования трещин теоретические значения напряжений в арматуре оказываются большими, чем экспериментальные. Это явление можно объяснить значительным влиянием работы растянутого бетона между трещинами на напряженно-деформированное состояние слабоармированных железобетонных конструкций. Удовлетворительного совпадения расчетных и экспериментальных деформаций арматуры удалось достичь после введения в расчетную модель параметра ψ_{sz} , выражение для которого получено автором путем обобщения опытов Я.М. Немировского и О.И. Кочеткова в виде функций от средних деформаций арматуры (рис. 4)

$$\psi_{sz} = \psi_{sz}(\epsilon_{smz}, \mu_{sz}), \quad (\zeta = \nu, \eta),$$

где μ_{sz} - приведенный коэффициент армирования (при $\mu_{sz} > 0,015$ в диссертации принято $\psi_{sz} = \text{const}$ и равно 0,853).

Основные уравнения и алгоритм решения задачи. Рассмотрена математическая постановка и алгоритм решения задачи расчета пластинки на упругом основании в физически нелинейной постановке.

Задача решена вариационно-разностным методом в сочетании с методом дополнительных нагрузок. Внутренние силовые факторы представлены в виде разностей

$$N_i = N_i^0 - N_i^* \quad ; \quad M_i = M_i^0 - M_i^* \quad , \quad (i = x, y, xy),$$

где M_i и N_i - вычисляются по формулам (4); M_i^0 и N_i^0 - условные, линейно-упругие составляющие моментов и сил; M_i^* и N_i^* - дополнительные моменты и силы, обусловленные физической нелинейностью.

Каждое приближение метода дополнительных нагрузок состоит из двух этапов: 1) расчет линейно-упругой пластинки при известных из

предыдущего приближения M_i^* и N_i^* ; 2) вычисление M_i^* и N_i^* по $X_{i,m}$ и $e_{i,m}$, найденным на первом этапе. В третьей главе рассмотрен первый этап, а второй этап описан во втором разделе. В работе принято, что на пластинку действуют вертикальные нагрузки. Силы трения на контакте и возможность отрыва от основания не учитываются. Используя вариационно-разностный метод, получена разрешающая система линейных уравнений

$$\Delta \Pi / \Delta w_{ij} = 0; \quad \Delta \Pi / \Delta u_{ij} = 0; \quad \Delta \Pi / \Delta v_{ij} = 0, \quad (6)$$

где $\Pi = V^0 + V^* + V_g + U$ — полная потенциальная энергия системы "пластинка-основание"; V^0 и V_g — потенциальные энергии деформирования линейно-упругой пластинки и основания; V^* — изменение потенциала дополнительных моментов и сил M_i^* и N_i^* ; U — изменение потенциала внешних сил; w_{ij} , u_{ij} , v_{ij} — компоненты перемещения узла разностной сетки; ij — пробегает все узлы разностной сетки.

Система уравнений (6) в работе разбивается на две, первая из которых содержит в качестве неизвестных вертикальные перемещения, а вторая — горизонтальные. На каждой итерации метода дополнительных нагрузок изменяется лишь столбец свободных членов, а коэффициенты при неизвестных остаются неизменными. Матрица системы уравнений симметрична и положительно определена. Для ее решения используется метод Холесского, позволяющий один раз делать прямой ход, а затем только преобразовывать меняющиеся столбцы свободных членов.

Изложенный в разделах 2 и 3 метод расчета прямоугольных фундаментных плит на упругом основании реализован в программе РАФУС, написанной на языке ФОРТРАН-4 и ориентированной на ЭВМ типа ЕС-1060. Характеристики программы: требуемый объем оперативной памяти 3 Мб, максимальное количество узлов разностной сетки 1500 (сетка 30x50 узлов), ориентировочное время расчета при максимальном количестве узлов 1 час.

По программе РАФУС просчитан ряд примеров, для которых известно точное решение. Исследована сходимость разработанного способа расчета на примере фрагмента фундаментной плиты под сетку колонн.

Анализ работы железобетонных фундаментных плит. Сравнение с данными экспериментов. Приведено сравнение результатов испытаний железобетонных плит на упругом основании и жестких опорах, выполненных различными авторами, с результатами расчетов по программе РАФУС.

В Одесском инженерно-строительном институте А.Ф.Яременко была испытана квадратная, свободно-опертал по контуру плита, нагруженная сосредоточенной силой в центре (рис.5). Плита нагружалась в возрасте 28 суток. При достижении величины 0,427 МН нагрузка была зафиксирована, и плита выдерживалась под нагрузкой 500 суток. В диссертации приведено сравнение теоретических и экспериментальных схем образования трещин и прогибов при кратковременном и длительном нагружениях.

Во всех случаях получено удовлетворительное совпадение теоретических и экспериментальных результатов.

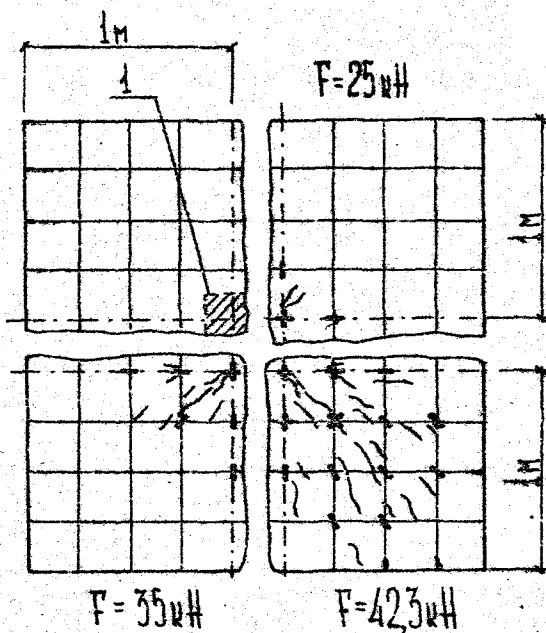
В лаборатории Уральского ПромстройНИИпроекта В.В.Чижевским и С.Б.Стародубской были испытаны железобетонные плиты на пружинном основании, имитирующем винклерову модель, с коэффициентом постели $K = 20 \text{ МН/м}^3$. Размер плит $2 \times 2 \times 0,11 \text{ м}$, арматура периодического профиля, процент армирования $\mu_{sx} = \mu_{sy} = 0,344 \%$; $\mu'_{sx} = \mu'_{sy} = 0,18 \%$. В диссертации сравнивались расчетные и экспериментальные осадки центра плит и перемещения их углов, деформации арматуры и ширина раскрытия трещин. Получено удовлетворительное совпадение теоретических и экспериментальных результатов во всем интервале нагрузок.

На примере фрагмента фундаментной плиты под сетку колонн численным путем исследовано влияние отдельных факторов на напряженно-деформированное состояние конструкции. Введение горизонтальных связей по контуру, образующих прочную и жесткую обойму, приводит к существенному увеличению сил распора и повышению несущей способности плиты. В работе показано: 1) что с уменьшением процента армирования влияние сил распора на напряженно-деформированное состояние плиты увеличивается; 2) учет ползучести бетона приводит к уменьшению сил распора и увеличению ширины раскрытия трещин (в приведенном примере не более чем на 20 % как для сил распора, так и для ширины раскрытия трещин), величина изгибающих моментов во времени меняется незначительно; 3) учет сил распора приводит к уменьшению деформаций растянутой арматуры в средней зоне плиты за счет растяжения периферийных областей плиты (образующих своеобразную обойму).

По результатам численных исследований сделан вывод о целесообразности увеличения прочности и жесткости плиты по периметру, что приведет к возрастанию сил распора и, как следствие этого, к снижению материалоемкости и стоимости фундамента.

Рассчитана плита силосного корпуса комбикормового завода мощностью 1050 т/сутки, проект плиты разработан в ЦНИИ Промэнергопро-

Схема плиты, экспериментальная и расчетные
схемы трещинообразования



~ - экспериментальная схема трещинообразования;

- - расчетная схема трещинообразования;

I - зона приложения нагрузки.

Рис. 5

0196703

ект. Плита размером $27 \times 21 \times 0,6$ м выполнена из бетона класса В20 и арматуры класса А-III. В ЦНИИ Промэнергопроект плита была рассчитана методом предельного равновесия, при равномерном распределении реактивных давлений, с использованием методики, применяющейся для расчета безсалоных перекрытий.

В диссертации приведены три проектных решения этой плиты:

1) исходный проект (разработан в ЦНИИ Промэнергопроект); 2) по результатам расчета по программе АРФУС (авторы программы: В.И.Соломин, В.Л.Высоковский, А.А.Дуженков); 3) по результатам расчета по программе РАФУС, разработанной автором. Общий расход арматуры по проекту 28 т, по программе АРФУС - 10,6 т, по программе РАФУС - 9,3 т. В двух последних проектных решениях экономия арматуры, по сравнению с первым проектом, достигалась за счет учета физической нелинейности железобетона и более точной расчетной схемы. Однако характер размещения рабочей арматуры, требуемой по результатам расчета по программам АРФУС и РАФУС, отличается. При расчете по программе АРФУС большая часть арматуры располагается под колоннами, а по программе РАФУС основная часть арматуры (примерно 70 %) располагается по периметру плиты, в зоне, составляющей 18 % от площади плиты, приводя к увеличению сил распора.

Основные результаты и выводы

1. Разработаны алгоритм и метод расчета железобетонных фундаментных плит, основанные на использовании слоистой модели деформирования железобетона, что позволяет учесть нелинейный характер деформирования материалов.

2. Предложенный алгоритм и метод реализованы в программе РАФУС, использование которой позволяет добиться экономии арматуры при выполнении требований по несущей способности и трещиностойкости за счет более полного использования свойств железобетонной плиты.

3. Удовлетворительное совпадение результатов расчетов по программе РАФУС с экспериментальными данными подтверждает адекватность предложенных расчетных моделей, метода и программы расчета железобетонных плит, в том числе и фундаментных.

4. Результаты расчетов по программе РАФУС показывают, что фундаментные плиты под сетку колонн целесообразно проектировать несколько иначе, чем в настоящее время. В ряде случаев имеет смысл усиливать плиту по периметру за счет переноса части мате-

риала (бетона и арматуры) из средней зоны. При этом возрастает несущая способность и трещиностойкость фундаментных плит.

Основные положения диссертации опубликованы в следующих работах:

1. Казанцев Е.Ю., Шматков С.Б. О расчете железобетонных фундаментных плит с учетом трещинообразования и распора // Исследования по строительной механике и строительным конструкциям: Тр. ЧПИ.- Челябинск, 1985.- С. 31-37.

2. Шматков С.Б., Казанцев Е.Ю. Расчет прямоугольных фундаментных плит с учетом трещинообразования и ползучести бетона // Исследования и расчеты оснований и фундаментов в нелинейной стадии работы: Тр. НИИ.- Новочеркасск, 1986.- С. 95-103.

3. Казанцев Е.Ю. Теоретическое исследование эффекта распора в железобетонных фундаментных плитах и факторов, влияющих на него // Исследования по строительной механике и строительным конструкциям: Тр. ЧПИ.- Челябинск, 1987.- С. 21-24.

4. Шматков С.Б., Казанцев Е.Ю., Романов С.В. Стойкая модель железобетонных балок, пластин, оболочек и ее использование для расчета фундаментных конструкций // Системы автоматизированного проектирования фундаментов и оснований // Тезисы докладов научно-технического семинара, сентябрь 1988, Челябинск.- ЧПИ.- С. 23.

5. Шматков С.Б., Казанцев Е.Ю. Слоистая модель железобетонной пластинки и ее использование для расчета плитных фундаментов // Конструкции и методы расчета зданий сельскохозяйственного назначения: Тр. ЦНИИПсельстрой.- М., 1988.- С. 37-48.

6. Шматков С.Б., Казанцев Е.Ю. Вариант слоистой модели элемента железобетонного стержня // Изв. вузов. Строительство и архитектура.- 1988.- № II.- С. 5-9.

Е.Казанцев