

Сведения о журнале

Обзорно-аналитический и научно-технический журнал «*Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*» знакомит читателей с достижениями отечественных и зарубежных ученых в области геометрии пространственных конструкций, сопротивления материалов, строительной механики, теории упругости и расчета строительных и машиностроительных конструкций, освещает вопросы научно-технического прогресса в строительстве и машиностроении, публикует аналитические обзоры по теме журнала.

Журнал зарегистрирован Федеральной службой по надзору за соблюдением законодательства в сфере массовых коммуникаций и охране наследия. Свидетельство о регистрации средства массовой информации ПИ №ФС77-19706 от 13 апреля 2005 г. Подписной индекс по каталогу агентства «Роспечать» – 20479 (полгода) и 80344 (год).

Журнал входит в Перечень рецензируемых научных изданий, сформированный Минобрнауки России, для публикаций основных научных результатов диссертаций на соискание ученых степеней кандидата и доктора наук. Перечень вступил в силу 1 декабря 2015 г.

РЕДАКЦИОННЫЙ СОВЕТ:

АНДРЕЕВ В.И., акад. РААСН, д.т.н., профессор (МГСУ, Москва),
БАЖЕНОВ В.А., акад. Национальной Академии педагогических наук Украины, д.т.н., профессор (КНУСА, Киев, Украина),
БОНДАРЕНКО В.М., акад. РААСН, д.т.н., профессор (НИИСФ РААСН, Москва),
ВАНИН В.В., д.т.н., профессор (Киевский политехнический университет, Украина),
ИВАНОВ С.П., д.т.н., профессор (ПГТУ – ВОЛГАТЕХ, Йошкар-Ола),
КАРПЕНКО Н.И., акад. РААСН, д.т.н., профессор (НИИСФ РААСН, Москва),
КОЛЧУНОВ В.И., акад. РААСН, д.т.н., профессор (ЮЗГУ, Курск),
KRASIC SONJA, PhD (University of Nis, Nis, Serbia),
КРИВОШАПКО С.Н., д.т.н., профессор (РУДН, Москва),
ЛЯХОВИЧ Л.С., акад. РААСН, д.т.н., профессор (ТГАСА, Томск),
ГРУДЕВ И.Д., д.т.н., профессор, почетный член РААСН (ЦНИИПСК, Москва),
ПОТАПОВ В.Д., д.т.н., профессор (МГУПС РФ (МИИТ), Москва),
САНЖАРОВСКИЙ Р.С., д.т.н., проф. (Евразийский Нац. У-т им. Гумилева, Казахстан),
ТРАВУШ В.И., акад. РААСН, д.т.н., профессор (ЭНПИ, Москва),
ЯКУПОВ Н.М., чл- корр. РИА, д.т.н., профессор (ИММ КазНЦ РАН, Казань)

РЕДАКЦИЯ:

д.т.н., профессор С.Н. Кривошапко – *главный редактор*,
д.т.н., профессор В.Н. Иванов – *зам. главного редактора*,
д.т.н. С.Е. Лисичкин; д.т.н., профессор Е.М. Зверяев; д.т.н., профессор В.И. Обозов;
д.т.н., профессор В.П. Агапов; И.А. Мамиева – *исполнительный редактор*;
доцент В.А. Романова – *редактор русскоязычного Интернет-сайта журнала*,
Е.А. Гринько – *редактор англоязычного Интернет-сайта журнала*.

Русскоязычный интернет-сайт журнала: <http://stmj.rudn>

Англоязычный интернет-сайт журнала <http://smjournal.narod.ru>

Технический секретарь *Е.М. Тупилова*

Компьютерная верстка *Т.И. Карелина*

Почтовый адрес журнала: 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6, РУДН,
каф. Прочности материалов и конструкций

Тел.: (495) 955-09-78; (495) 955-08-81; Факс: (495) 955-08-81; (495) 952-08-29

E.mail: sn_krivoshapko@mail.ru или i_mamieva@mail.ru

Тираж 380 экз.

Учредитель: Российский университет дружбы народов, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, 6, РУДН

Типография ИПК РУДН, 117923, ГСП-1, г. Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3

© Журнал «Строительная механика инженерных конструкций и сооружений», 2016

© И.А. Мамиева, фото на 1-ой странице обложки (Москва, вход на станцию метро «Красные ворота»)

Строительная механика инженерных конструкций и сооружений

Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings

Обзорно-аналитический и научно-технический журнал

117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д.6 тел.: (495) 955-09-78; FAX: (495)9520829

С о д е р ж а н и е

№ 3, 2016 год

Теория тонких упругих оболочек

- Тупикова Е.М.* Полуаналитический расчет оболочки в форме длинного пологого косоугольного геликоида в неортогональной несопряженной системе координат по моментной теории..... 3
- Филипова Е.Р.* Сравнительный анализ результатов расчета тонкой оболочки в форме резной поверхности Монжа по безмоментной теории и методом конечного элемента..... 8
- Алёшина О.О.* Результаты различных методов расчета подъемистого гиперболического параболоида..... 14

Геометрия срединных поверхностей оболочек

- Романова В.А.* Формирование циклических поверхностей с образующей окружностью переменного радиуса в Автокаде..... 20

Расчет и проектирование строительных конструкций

- Санжаровский Р.С., Манченко М.М.* Ошибки в теории ползучести железобетона и современные нормы..... 25
- Мустакимов В.Р., Шафигуллин Р.И., Якупов С.Н., Мустакимов А.В., Даминов Р.И.* Опыт усиления подземных пешеходных переходов в водонасыщенных грунтах города Казани..... 33
- Бондаренко В.М., Якупов Б.А.* О связи между уровнем силового нагружения и энергетическими потерями при деформировании железобетонных конструкций..... 44

Гидравлика и гидротехнические сооружения

- Сайидов М.Т., Исмагилов Х.А.* Расчеты русловой деформации в зоне выклинивания подпора Тюямунского водохранилища на реке Амударья... 51
- Волков В.И., Голышев А.И., Учеваткин А.А., Дмитриев Д.С.* Влияние соотношения модулей упругости системы «плотина-основание» на величину концентрации напряжений (на их контакте) и на смещения соседних секций..... 58
- Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Александров А.В., Симаков О.А.* Разработка методики расчета прочности железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, усиленных посредством внешнего армирования на основе композитных материалов, при действии поперечных сил..... 68

Численные методы расчета конструкций

- Трушин С.И., Сысоева Е.В., Петренко Ф.И.* Расчет конструкций в форме пологих сетчатых гипаров с учетом геометрической нелинейности..... 74

*Contents,
No 3, 2016*

Theory of thin elastic shells

- Tupikova E.M.* Semi-analytical analysis of a long shallow oblique helicoidal shell in a non-orthogonal non-conjugate coordinate system..... 3
- Filipova J.R.* Comparative analysis of the results of calculation of a thin shell in the form of carved surface of Monge with an application of membrane (momentless) theory and finite element method..... 8
- Aleshina O.O.* The results of different methods of calculation of a non-shallow hyperbolic paraboloid..... 14

Geometry of middle surfaces of shells

- Romanova V.A.* The formation of cyclic surfaces with variable radius of generatrix circles in AutoCAD..... 20

Analysis and design of building structures

- Sanzarovsky R.S., Manchenko M.M.* Errors in the concrete theory and creep modern regulations..... 25
- Mustakimov V.R., Shafigullin R.I., Yakupov S.N., Mustakimov A.V., Daminov R.I.* The experience of strengthening of pedestrian subways in the saturated soils of the Kazan city..... 33
- Bondarenko V.M., Yagupov B.A.* On communication between the level of force loading and power losses under deformation of reinforced concrete structures.... 44

Mechanics of liquid and water-development works

- Sayidov M.T, Ismagilov H.A.* Analysis of channel deformation in the zone of checkout buttress of the Tyuyamuyun water reservoir at the Amudarya River..... 51
- Volkov V.I., Golyshev A.I., Uchevatkin A.A., Dmitriev D.S.* The effect of the ratio of the elastic modules of the "gravity concrete dam - foundation" system upon stress concentration in the contact zone, and displacements of adjacent dam sections..... 58
- Rubin O.D., Lisichkin S.E., Aleksandrov A.V., Simakov O.A.* Development of the method of calculation of the strength of reinforced concrete structures of the hydraulic erections strengthened by means of external reinforcing on the basis of composite materials under action of shear forces..... 68

Numerical methods of analysis of structures

- Trushin S.I., Sysoeva E.V., Petrenko F.I.* Analysis of structures in the form of a shallow reticulated hyperbolic paraboloid with account of geometrical nonlinearity..... 74

Теория тонких упругих оболочек

ПОЛУАНАЛИТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ОБОЛОЧКИ В ФОРМЕ ДЛИННОГО ПОЛОГОГО КОСОГО ГЕЛИКОИДА В НЕОРТОГОНАЛЬНОЙ НЕСОПРЯЖЕННОЙ СИСТЕМЕ КООРДИНАТ ПО МОМЕНТНОЙ ТЕОРИИ

Е.М. ТУПИКОВА, ассистент

Российский университет дружбы народов,
115419, Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3

В статье рассмотрены вопросы расчета тонкой упругой оболочки в форме косого геликоида по различным методикам, описанным в литературе, в частности, по полуаналитическому методу с численным решением трех уравнений равновесия в перемещениях и по аналитическому методу В.Г. Рекача, который так и не был опробован ранее на числах. Разработан еще один вариант вычисления перемещений и деформаций в оболочках в форме косого геликоида, используя расчетные предпосылки технической теории пологих оболочек В.З. Власова в неортогональной несопряженной системе координат. Составлены уравнения в перемещениях, которые решены численным методом.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: косой геликоид, теория пологих оболочек, несопряженная ортогональная система координат, разрешающие уравнения в перемещениях, моментная теория оболочек

Косой геликоид – поверхность, которая наравне с прямым и развертывающимся геликоидом широко применяется в технике. Аналитическое и полуаналитическое решение задачи о напряженно-деформированном состоянии косого геликоида под различными нагрузками является актуальным на данный момент, несмотря на то, что в современном проектировании конструкций и деталей подавляюще преобладает конечноэлементный анализ. Аналитические методы более явственно отображают физический смысл и исключают возможность неверного результата из-за некорректного построения конечноэлементной сетки, вследствие этого они применяются для проверки результатов, полученных по МКЭ.

В работе В.Г. Рекача [1] приводится методика аналитического решения задачи расчета напряженно-деформированного состояния оболочки в форме косого геликоида. Численное решение для какого-либо конкретного примера по данной методике нигде в литературе до сих пор не было обнаружено.

В данной статье была поставлена задача проанализировать расчетные предпосылки данной методики следующим образом: сохранив некоторые допущения расчетной модели, провести исследование на числовом примере. Согласно технической теории пологих оболочек В.З. Власова [2], на которую опирается работа [1], в пределах пологости систему криволинейных радиально-кольцевых в плане координат можно приближенно считать ортогональной, а также допускается пренебречь перемещениями вдоль координатных линий u и v , ограничившись лишь перемещениями вдоль оси z . Смешанный метод технической теории оболочек выводится в работе [2] В.З. Власовым для сопряженных систем координат. Поскольку система координат для косого геликоида применяется на практике несопряженная, то дальнейшие допущения В.З. Власова в данном исследовании не анализируются.

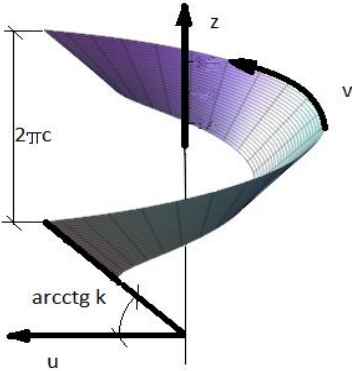
Данное исследование имеет также и самостоятельную ценность безотносительно к методике В.Г. Рекача, поскольку позволяет оценить разницу в трудоемкости реализации и достоверности результатов по сравнению с

анализом напряженно-деформированного состояния косо го геликоида по моментной теории в несопряженной неортогональной системе координат, произведенном в работе [3].

В данной работе параметрические уравнения срединной поверхности косо го геликоида принимаются в виде:

$$x = u \cos v, \quad y = u \sin v, \quad z = k u + c v,$$

где k – угловой коэффициент образующей, c – шаг винта. Такие координаты в общем случае являются неортогональными ($F \neq 0$) и несопряженными ($M \neq 0$). Квадратичные формы для рассматриваемой поверхности выражаются следующим образом:



$$A = \sqrt{1 + k^2}, \quad B = \sqrt{u^2 + c^2}, \quad F = kc, \\ L = 0, \quad M = -\frac{c}{\sqrt{A^2 B^2 - F^2}}, \quad N = \frac{c u^2}{\sqrt{A^2 B^2 - F^2}}. \quad (1)$$

Предположим, как это принято в работе [1], что шаг геликоида c значительно мал по сравнению с размерами конструкции в плане, тогда

$$u^2 + c^2 \approx u^2.$$

Предположим также, что в соответствии с принятой теорией пологих оболочек, в пределах пологости эта система координат является ортогональной и примем приближенно $F = kc \approx 0$. С учетом этих двух допущений квадратичные формы принимают более простой вид:

$$A = \sqrt{1 + k^2}, \quad B = u, \quad F = 0, \quad L = 0, \quad M = -\frac{c}{u A}, \quad N = \frac{k u}{A}. \quad (2)$$

Выражения для компонент деформации (3) и уравнения равновесия в перемещениях (4) представлены, таким образом, для ортогональной системы, в которой принято $F = 0$:

компоненты деформации:

$$\varepsilon_u = \frac{\partial}{\partial u} u_u, \quad \varepsilon_v = \frac{u_u}{u A} + \frac{k u_z}{u A}, \quad \varepsilon_{uv} = \frac{\partial}{\partial u} u_v - \frac{2 c u_z}{u^2 A^2} - \frac{u_v}{u A}, \\ \omega_u = \frac{\partial}{\partial u} u_v - \frac{c u_z}{u^2 A^2}, \quad \omega_v = -\frac{u_v}{u A} - \frac{c u_z}{u^2 A^2}, \quad \gamma_u = -\frac{\partial}{\partial u} u_z, \quad \gamma_v = -\frac{c u_u}{u^2 A^2}, \\ \kappa_u = 0, \quad \kappa_v = \frac{\partial}{\partial u} u_z, \quad \kappa_{uv} = \frac{c u_z}{u k A}; \quad (3)$$

уравнения равновесия:

$$\frac{E h u}{(1 - \sigma^2) A} \frac{\partial^2}{\partial u^2} u_u + \frac{E h}{(1 - \sigma^2) A} \frac{\partial}{\partial u} u_u + \frac{E h k \sigma}{(1 - \sigma^2) A} \frac{\partial}{\partial u} u_z - \\ - \frac{E h k}{u(1 - \sigma^2) A} u_z - \frac{E h}{u(1 - \sigma^2) A} \frac{\partial}{\partial u} u_u - u A X = 0, \\ - \frac{E h c}{u(1 + \sigma) A^2} \frac{\partial}{\partial u} u_z + \frac{E h u}{2(1 + \sigma) A} \frac{\partial^2}{\partial u^2} u_v + \frac{E h}{2(1 + \sigma) A} \frac{\partial}{\partial u} u_v + \\ + \frac{E h}{2 u(1 + \sigma) A} \frac{\partial}{\partial u} u_v - \frac{u Y}{A} = 0, \\ - \frac{E h^3 u}{12(1 - \sigma^2) A^3} \frac{\partial^4}{\partial u^4} u_z - \frac{E h^3}{12 u^2(1 - \sigma^2) A^4} \frac{\partial}{\partial u} u_z - \frac{E h^3}{6(1 - \sigma^2) A^4} \frac{\partial^3}{\partial u^3} u_z +$$

$$\begin{aligned}
 & + \frac{E h^3}{12 u (1 - \sigma^2) A^4} \frac{\partial^2}{\partial u^2} u_z - \frac{E h k \sigma}{(1 - \sigma^2)} \frac{\partial}{\partial u} u_u + \frac{c h E}{u (1 + \sigma) A^4} \frac{\partial}{\partial u} u_v + \\
 & + \frac{2 E h \left(-\frac{1}{2} k A^2 - c^2 (1 - \sigma) \right)}{u^3 (1 - \sigma^2) A^3} u_z - \frac{E h k \sigma}{u (1 - \sigma^2)} u_u + u A Z = 0, \\
 & Q_u = \frac{1}{12} \frac{E h^3 \left(-u^2 \frac{\partial^3}{\partial u^3} u_z - u \frac{\partial^2}{\partial u^2} u_z + \frac{\partial}{\partial u} u_z \right)}{u^2 (1 - \sigma^2) A^3}. \quad (4)
 \end{aligned}$$

Такие допущения накладывают ограничения и на вид рассчитываемых конструкций. Метод может быть применен, в основном, к строительным конструкциям типа пандуса, у которых шаг винта пренебрежимо мал по сравнению с контурными радиусами, и категорически неприменим к машиностроительным конструкциям с большим шагом винта и сопоставимыми с ним радиусами.

Выразим из первых двух уравнений (4) $\frac{\partial^2}{\partial u^2} u_u$, $\frac{\partial^2}{\partial u^2} u_v$ и $\frac{\partial^4}{\partial u^4} u_z$ из третьего уравнения и преобразуем три уравнения равновесия (4) к каноническому виду системы дифференциальных уравнений первого порядка:

$$\begin{aligned}
 & y' = f(u, y), \\
 & y = \begin{bmatrix} y_0 \\ y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \\ y_6 \\ y_7 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u_u \\ (u_u)' \\ u_v \\ (u_v)' \\ u_z \\ (u_z)' \\ (u_z)'' \\ (u_z)''' \end{bmatrix}, f(u, y_i) = \begin{bmatrix} f_0 \\ f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ f_5 \\ f_6 \\ f_7 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y_1 \\ f_1 \\ y_3 \\ f_3 \\ y_5 \\ y_6 \\ y_7 \\ f_7 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (u_u)' \\ (u_u)'' \\ (u_v)' \\ (u_v)'' \\ (u_z)' \\ (u_z)'' \\ (u_z)''' \\ (u_z)'''' \end{bmatrix},
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & f_1 = k_{10} y_0 + k_{11} y_1 + k_{12} y_2 + k_{13} y_3 + k_{14} y_4 + k_{15} y_5 + k_{16} y_6 + k_{1X} X, \\
 & f_3 = k_{30} y_0 + k_{31} y_1 + k_{32} y_2 + k_{33} y_3 + k_{34} y_4 + k_{35} y_5 + k_{36} y_6 + k_{3Y} Y, \\
 & f_7 = k_{70} y_0 + k_{71} y_1 + k_{72} y_2 + k_{73} y_3 + k_{74} y_4 + k_{75} y_5 + k_{76} y_6 + k_{7Z} Z. \quad (5)
 \end{aligned}$$

Коэффициенты уравнений:

$$\begin{aligned}
 & k_{10} = \frac{1}{u^2}, k_{11} = -\frac{1}{u}, k_{12} = k_{13} = 0, k_{14} = \frac{k}{u^2}, k_{15} = -\frac{\sigma k}{u^2}, k_{16} = 0, k_{17} = 0, \\
 & k_{1X} = -\frac{(1-\sigma^2)(1+k^2)}{Eh}, \\
 & k_{30} = 0, k_{31} = 0, k_{32} = \frac{1}{u^2}, k_{33} = -\frac{1}{u^2}, k_{34} = 0, k_{35} = \frac{2c}{\sqrt{1+k^2}u^2}, k_{36} = 0, \\
 & k_{37} = 0, k_{1X} = -\frac{2(1+\sigma)(1+k^2)}{Eh}, \\
 & k_{70} = -\frac{12k(1+k^2)}{u^2 h^2}, k_{71} = -\frac{12k\sigma(1+k^2)}{u h^2}, k_{72} = -\frac{12c(1-\sigma)\sqrt{1+k^2}}{u^3 h^2}, \\
 & k_{73} = \frac{12c(1-\sigma)\sqrt{1+k^2}}{u^2 h^2}, k_{74} = \frac{24(-\frac{1}{2}(1+k^2)-c^2(1-\sigma))}{u^4 h^2}, k_{75} = -\frac{1}{u^3}, k_{76} = \frac{1}{u^2}, k_{77} = -\frac{2}{u}, \\
 & k_{7Z} = \frac{12(1-\sigma^2)(1+k^2)^2}{E h^3}.
 \end{aligned}$$

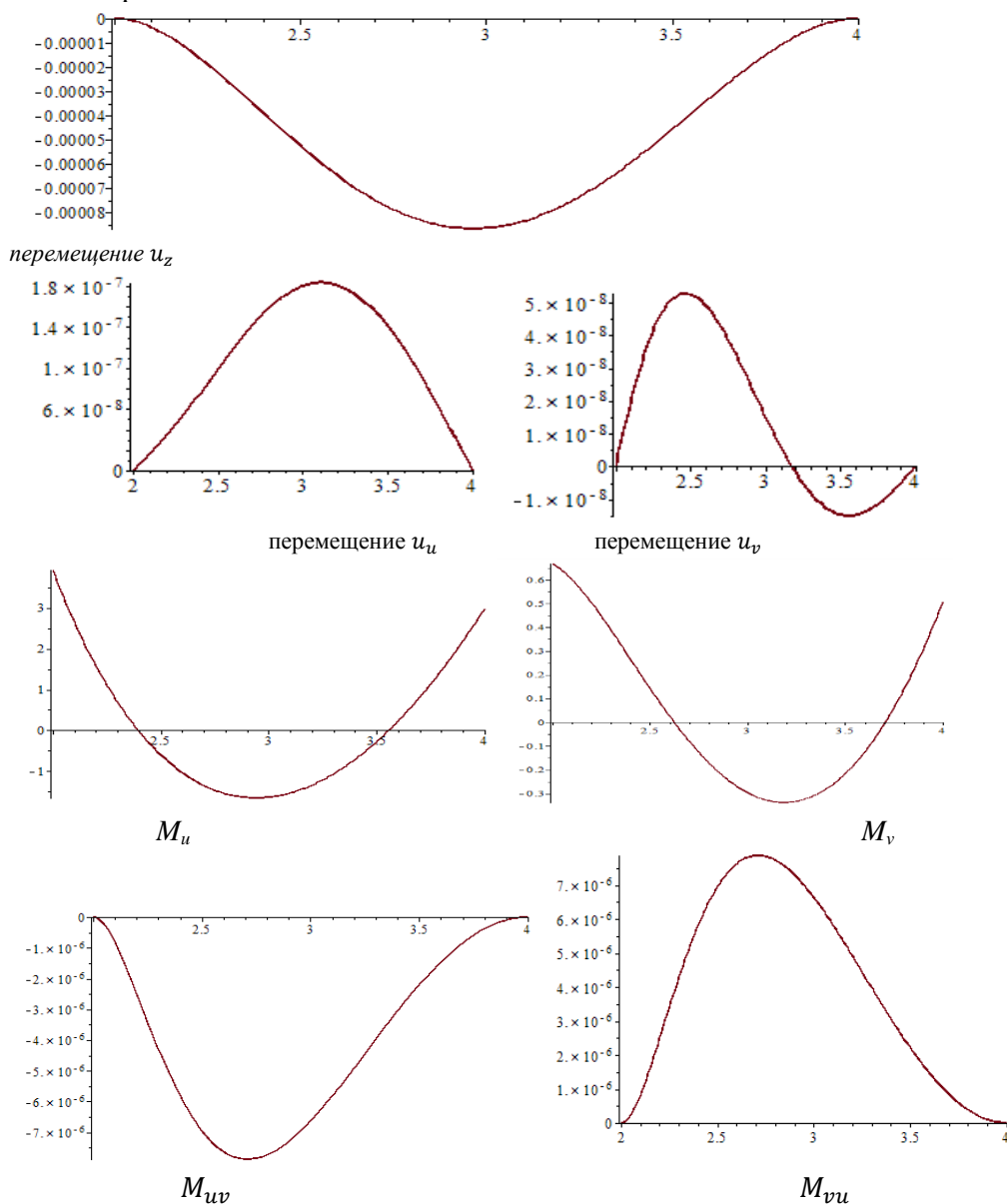
Вертикальная равномерно распределенная нагрузка (типа собственного веса) $p = \text{const}$ раскладывается на составляющие вдоль подвижных осей:

$$X = p \sin(\arctg k), Y = 0, Z = p \cos(\arctg k).$$

Для решения краевой задачи в строительной механике широко применяются методы начальных параметров. Уравнения равновесия в перемещениях могут быть решены численно методом Рунге-Кутты с применением метода ортогональной прогонки, что и было реализовано в данной работе.

Рассмотрим железобетонную оболочку, жестко закрепленную по обоим краям, нагруженную вертикальной равномерно распределенной нагрузкой. Угол наклона образующих $\varphi = 3^\circ$, или, иначе говоря, угловой коэффициент образующей $k = 0.05$, контурные радиусы — $R_1 = 2\text{ м}$, $R_2 = 4\text{ м}$; толщина 12 см, шаг винта направляющей — $0.01 \cdot 2\pi$; характеристики материала: $E = 32500\text{ МПа}$, $\sigma = 0.17$, величина нагрузки $p = 1000\text{ кг/м}^2$. Результат представлен на рис. 2.

Конечноэлементный расчет проводился для фрагмента оболочки, представляющего собой сегмент $0 < \nu < 45^\circ$. Расчеты проводились в программном комплексе ЛИРА 9.6, конечные элементы — четырехугольные, пластинчатые. Полученные результаты показали хорошее совпадение с МКЭ в эпюрах нормальных перемещений u_z , и, соответственно, опосредованно получаемых из них эпюрах моментов и поперечных сил в пределах пологости (угол наклона образующей $\varphi < 10^\circ$). Значения же перемещений u_u и u_v значительно меньше полученных по МКЭ, и соответственно, значения нормальных сил также отличаются на 1-2 порядка.



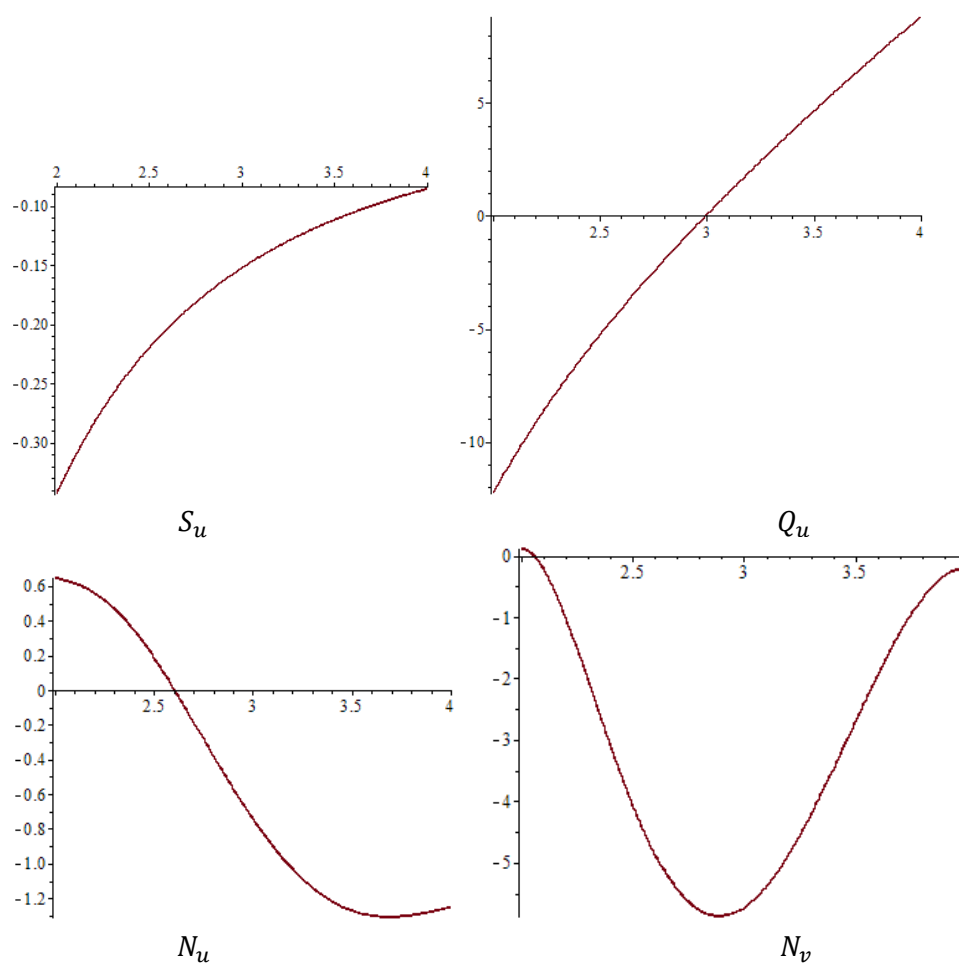


Рис. 2. Эпюры перемещений, изгибающих моментов и силовых факторов, построенные на основании 1-го метода

Таблица 1. Сравнительная таблица результатов при разных углах наклона образующих: метод 1- моментная теория для несопряженной ортогональной системы координат, метод 2- метод конечных элементов.

φ	0	3	5	10	15
максимальное перемещение по оси z метод 1, м	$8,7 \cdot 10^{-5}$	$8,67 \cdot 10^{-5}$	$8,6 \cdot 10^{-5}$	$8,3 \cdot 10^{-5}$	$7,83 \cdot 10^{-5}$
то же, метод 2, м	$8,7 \cdot 10^{-5}$	$8,6 \cdot 10^{-5}$	$8,0 \cdot 10^{-5}$	$7,4 \cdot 10^{-5}$	$6,6 \cdot 10^{-5}$
максимальные изгибающие моменты M_u метод 1, КН·м/м	в $u = 2$ м/ в средней области 3939/-1659	3929/ -1654	3895/ -1638	3768/ -1574	3562/ -1470
то же, метод 2, КН·м/м	3711/ -1667	3689/ -1656	3639/ -1636	3416/ -1519	3108/ -1374

Такая картина соответствует модели полой оболочки, которая воспринимает только нормальные к ее поверхности нагрузки, и, следовательно, имеет только нормальные перемещения. За пределами пологости наблюдается значительное отличие от результатов МКЭ.

Л и т е р а т у р а

1. Рекач В.Г, Кривошапко С.Н. Расчет оболочек сложной геометрии: Монография. - М.: Изд-во УДН. 176с., ил.

2. Власов В.З. Общая теория оболочек и ее приложения в технике. – М.:ГТТИ, 1949. – 784 стр., 1988 г. – 784 стр.
3. Тупикова Е.М. Вычисление перемещений и усилий в железобетонных пандусах в форме косоугольного геликоида// Строительная механика и расчет сооружений. – 2015. – № 4. – С.24-28.
4. Иванов В.Н., Кривошапко С.Н. Аналитические методы расчета оболочек неканонической формы: Монография. – М.: РУДН, 2010 г. – 542 с.ил.
5. Гольденвейзер А.Л. Теория тонких упругих оболочек. – М.:ГТТИ, 1953. – 544 с.
6. Тупикова Е.М. Расчет тонких упругих оболочек в форме длинного косоугольного геликоида// Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2015. – №3. – С.24-28.

References

- 1.Rekach, V.G., Krivoshapko, S.N. (1988). *Raschet Obolochek Slozhnoj Geometrii: Monographia*, Moscow: Izd-vo UDN, 176 p.
2. Vlasov, V.Z. (1949). *Obschaja Teorija Obolochek i Eje Prilozhenija v Tehnike*, M.:GTTI, 784p.
- 3.Tupikova, E.M. (2015). Calculation of displacements and forces in reinforced concrete ramps in the form of oblique helicoid, *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*, №4, p.24-28.
- 4.Ivanov, V.N., Krivoshapko, S.N. (2010). *Analiticheskie Metody Rascheta Obolochek Nekanonicheskoj Formy: Monographia*, Moscow, RUDN,542 p.
- 5.Gol'denveizer, A.L. (1953). *Teorija Tonkih Uprugih Obolochek*, Moscow:GTTI, 544 p.
- 6.Tupikova, E.M. (2015). Analysis of the thin elastic shells of long oblique helicoid form, *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, №3, p.24-28.

SEMI-ANALYTICAL ANALYSIS OF A LONG SHALLOW OBLIQUE HELICOIDAL SHELL IN A NON-ORTHOGONAL NON-CONJUGATE COORDINATE SYSTEM

Tupikova E.M.

Peoples' Friendship University of Russia, Moscow

The article discusses the problems of analysis of thin shallow shell in the form of oblique helicoid by different methods, particularly, by a semi-analytical method of numerical solution of three equilibrium equations in displacements and by V.G.Rekach's analytical method, which was not numerically applied in any literature. New variant of analysis of stress-strain state of oblique helicoid shells was developed by applying V.Z. Vlasov's shallow shell theory. The equilibrium equations were obtained for three unknown displacements and after the numerical solution was used.

Keywords: oblique helicoid, theory of shallow shells, non-conjugate orthogonal coordinate system, resulting equations in displacements, bending shell theory.



СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА ТОНКОЙ ОБОЛОЧКИ В ФОРМЕ РЕЗНОЙ ПОВЕРХНОСТИ МОНЖА ПО БЕЗМОМЕНТНОЙ ТЕОРИИ И МЕТОДОМ КОНЕЧНОГО ЭЛЕМЕНТА

Е.Р. ФИЛИПОВА, аспирант

Российский университет дружбы народов

117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д.6; E-mail: zenjuuu@gmail.com

На примере сегодня имеющихся зданий и городов можно отчетливо проследить тенденцию внедрения тонкостенных конструкций в современный мир. Стремительное развитие и, следовательно, применение пространственных конструкций стало возможным благодаря уже существующим теориям расчета, использованию вычислительной техники и вычислительных программ. В данной статье будет рассмотрено применение безмоментной теории и метод конечного элемента на примере резной поверхности Монжа, а так же проведен сравнительный анализ полученных результатов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: пространственные конструкции, резная поверхность Монжа, тонкостенная оболочка, безмоментная теория расчета, метод конечного элемента.

Существуют различные теории и методы расчета пространственных тонкостенных конструкций: безмоментная теория, теория пологих оболочек, вариационно-разностный метод, метод конечного элемента и др. Каждый способ расчета отличается своими плюсами и минусами, и используется в той или иной ситуации.

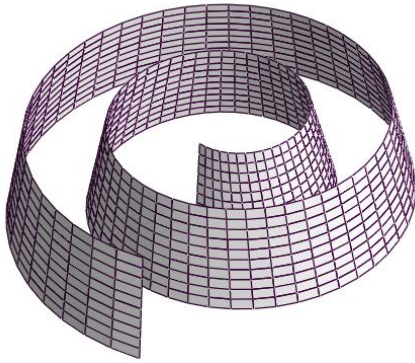


Рис.1. Резная линейчатая поверхность Монжа с круговой цилиндрической направляющей поверхностью

Монжа с круговой цилиндрической направляющей поверхностью (рис.1)

Безмоментная теория оболочек представляет собой некий упрощенный вариант, в котором пренебрегают влиянием изгибающих и крутящих моментов, а также поперечных сил на напряженно-деформированное состояние в виду их незначительности. Следовательно, напряженное состояние характеризуется лишь нормальными и сдвигающими силами, действующими в плоскостях, касательных к срединной поверхности оболочки (рис.2).

Уравнения безмоментной теории для оболочки со срединной резной поверхностью Монжа с круговой цилиндрической направляющей поверхностью с учетом коэффициентов квадратичных форм [2] будут выглядеть следующим образом:

$$\begin{aligned} \frac{\partial N_\alpha}{\partial \alpha} + \frac{1}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial \alpha} (A^2 S) + AX &= 0, \\ \frac{\partial}{\partial \beta} (AN_\beta) - \frac{\partial A}{\partial \beta} N_\alpha + \frac{\partial S}{\partial \beta} + AY &= 0, \\ \frac{N_\alpha}{R_1} - Z &= 0, \end{aligned} \quad (1)$$

где N_α – нормальное усилие в направлении α , N_β – нормальное усилие в направлении β , S – сдвигающее усилие, X, Y, Z – проекции внешней распределенной нагрузки на направления $\alpha, \beta, \mathbf{n}$, соответственно; $A = [a_0 - \alpha + \beta \cos \theta] / a$ – коэффициент Ляме в теории поверхностей, \mathbf{n} – внешняя нормаль поверхности.

Введем новые постоянные [3, 4]: $m = \frac{a}{\sin(\theta)}$; $C_0 = \frac{\alpha_0}{a}$; $C_1 = -\frac{1}{a}$; $C_2 = \frac{\cos(\theta)}{a}$.

Интегрируя уравнение (1), получаем:

$$\begin{aligned} N_\alpha &= mAZ, \quad S = -\frac{1}{A^2} \int_{\beta_0}^{\beta} A \cdot \left(A \cdot X + \frac{\partial N_\alpha}{\partial \alpha} \right) \partial \beta + \frac{x1(\alpha)}{A^2}, \\ N_\beta &= -\frac{1}{A} \int_{\beta_0}^{\beta} \left(AY - C_2 N_\alpha + \frac{\partial S}{\partial \alpha} \right) \partial \beta + \frac{x2(\alpha)}{A}. \end{aligned}$$

В данной статье автор хочет рассмотреть 2 метода расчета, а именно: безмоментную теорию, а так же метод конечного элемента с применением современных расчетных комплексов. Прежде чем перейти непосредственно к описанию методов расчета и выводов результатов, вспомним о геометрии рассматриваемой оболочки. Резные поверхности - это класс поверхностей, у которых плоскости одного семейства плоских линий кривизны ортогональны поверхности. Более подробное описание геометрии и способа образования поверхности было рассмотрено в [1]. Расчеты будем вести для резной линейчатой поверхности

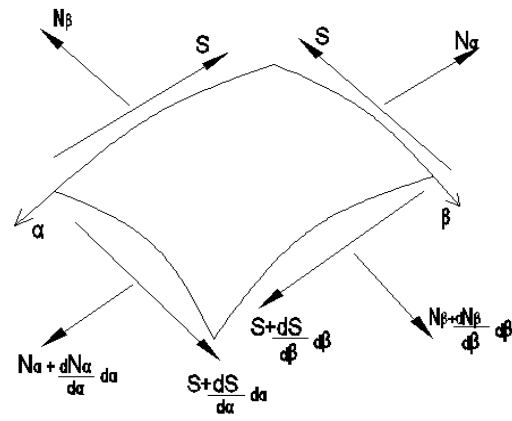


Рис. 2. Внутренние усилия при расчете по безмоментной теории

Примем следующие параметры оболочки:

$$a = 1 \text{ м}; \theta = 5\pi/12; \alpha_0 = 4 \text{ м}; \beta = -6 \dots 0 \text{ м}; \alpha = 0 \dots -4\pi.$$

Рассмотрим случай действия нагрузки в 100 кг/м в направлении прямых образующих β по верхнему кольцу оболочки. Следовательно, на верхней грани будет задано следующее граничное условие: $N_\beta(\beta = -6) = -100 \text{ кг/м}$. В данном случае:

$$X = 0; Y = 0; Z = 0.$$

Исходя, из заданных условий имеем следующие результаты:

$$N_\alpha = 0, S = 0, N_\beta = x^2(\alpha)/A.$$

Получим следующие эпюры нормальных усилий в направлении β при $\alpha = 0$; $\alpha = -2\pi$; $\alpha = -4\pi$ (рис. 3, а, б, в).

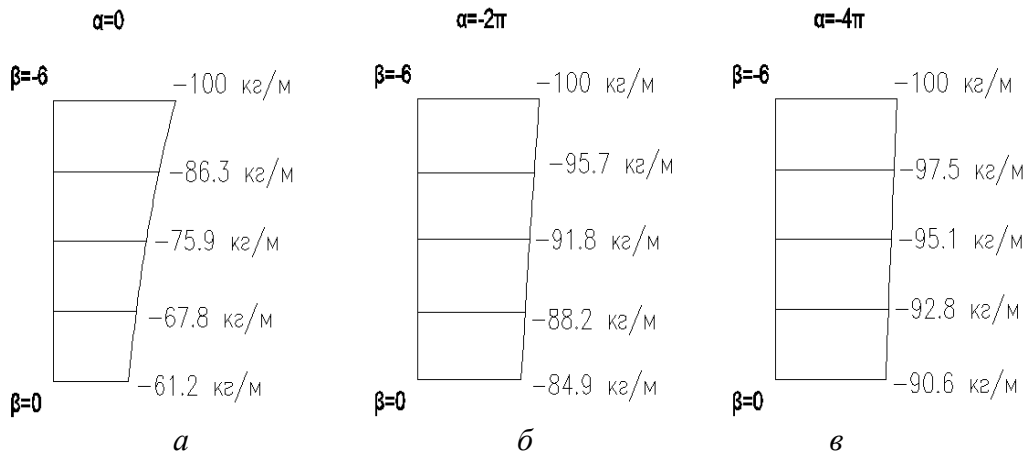


Рис. 3. Эпюры нормальных усилий N_β в направлении β

Теперь рассмотрим получившиеся результаты расчета резной оболочки Монжа методом конечного элемента. Для решения поставленной задачи были созданы пространственные расчетные схемы в программном комплексе Лира-Сапр 2013. При расчете использовался метод конечных элементов (h-элементы) в форме метода перемещений. Переход от непрерывной действительной модели конструкций к дискретной расчетной схеме осуществлен разбиением модели на сетку конечных элементов с шагом не более трех толщин элементов, количество степеней свободы у КЭ – шесть (три поворота и три перемещения). Оболочка моделировалась плоскими КЭ (элементы N42 (трехузловые КЭ оболочки) и N44 (четырёхузловые КЭ оболочки)). В отличие от расчета по безмоментной теории тут будут возникать как изгибающие и крутящие моменты, так и поперечные силы (рис. 4).

Для расчета была создана расчетная модель, все параметры принимались такими же, как и при расчете по безмоментной теории, так же вводилась толщина оболочки принятая равной 50мм (рис. 5). Рассмотрим тот же самый вариант загрузки, аналогичный с безмоментной теорией. Для расчета приближенного к реальности в оболочке задавалось жесткое защемление нижнего края.

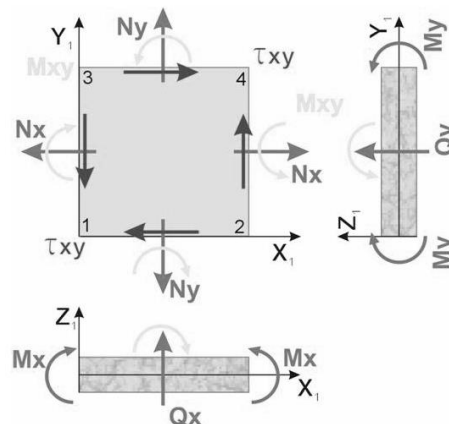


Рис. 4. Усилия в оболочке

Получим изополя внутренних усилий и перемещений оболочки. Для сравнения с безмоментной теорией рассмотрим лишь необходимые нам усилия, а именно нормальные усилия вдоль прямой образующей N_y , направляющей N_x и сдвигающие усилия S . Получим следующие эпюры нормальных усилий в направлении y при

$$\alpha \cong 0; \alpha = -2\pi; \alpha \cong -4\pi \text{ (рис. 6, а, б, в),}$$

за исключением пиковых краевых участков.

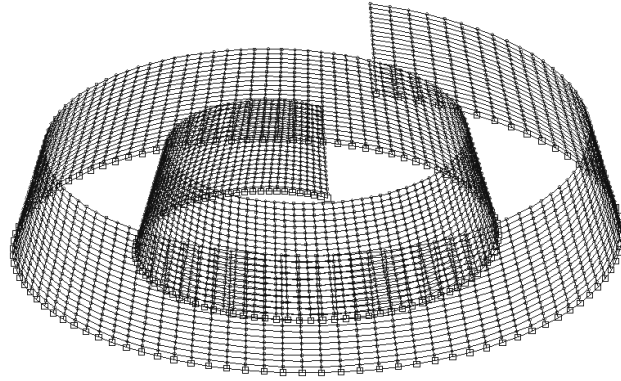


Рис. 5. Расчетная модель оболочки

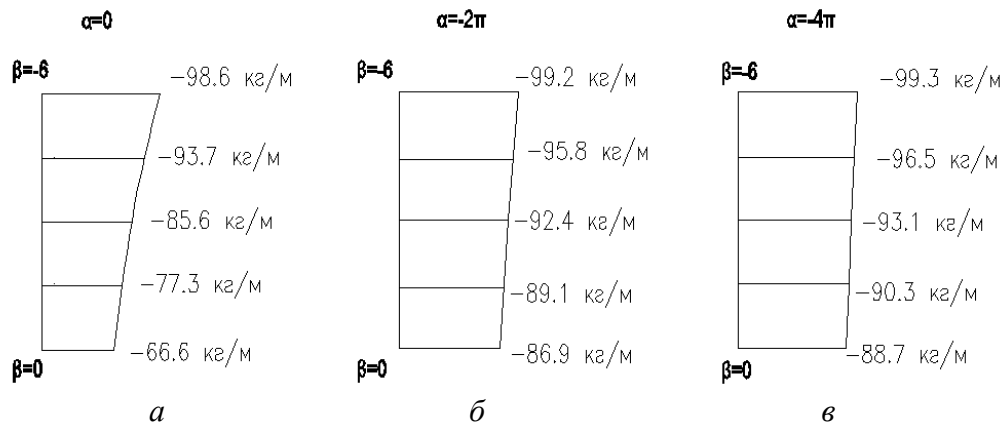


Рис. 6. Эпюры нормальных усилий $N_\beta = N_y$ в направлении y

По полученным результатам можно отметить следующие закономерности: значение нормальных усилий как по безмоментной теории, так и по методу конечного элемента возрастают у основания оболочки.

Теперь для наглядного анализа проведенных расчетов составим таблицу нормальных усилий N_β , N_α и сдвигающих усилий S по безмоментному методу и методу конечного элемента и вычислим расхождения в результатах (таблица 1).

Как видно в среднем расхождения в результатах нормальных усилий вдоль образующей N_β составляют порядка 2%, что является допустимым. Говоря же о нормальных усилиях N_α и сдвигающих усилиях S , которые в безмоментной теории равняются 0, в методе конечного элемента они стремятся к 0 и много меньше остальных усилий полученных в оболочке.

Заключение

В статье были приведены результаты полученных расчетов по безмоментной теории, а так же по методу конечного элемента. Был проведен сравнительный анализ данных расчетов и выявлено примерное расхождение. Находящееся расхождение в пределах допустимого говорит о том, что данные расчеты были проведены верно. В

Таблица 1

		$\alpha=0$			$\alpha=-2\pi$			$\alpha=-4\pi$			
N β	безмоментная кг/м	МКЭ	разность,	N β	безмоментная кг/м	МКЭ	разность,	N β	безмоментная кг/м	МКЭ	разность,
		кг/м	%		кг/м	%	кг/м		%		
$\beta=-6$	-100	-98.6	1.4	$\beta=-6$	-100	-99.2	0.8	$\beta=-6$	-100	-99.35	0.65
$\beta=-4.5$	-86.3	-93.7	8.6	$\beta=-4.5$	-95.7	-95.8	0.1	$\beta=-4.5$	-97.5	-96.55	1.0
$\beta=-3$	-75.9	-85.6	12.8	$\beta=-3$	-91.8	-92.35	0.6	$\beta=-3$	-95.1	-93.15	2.1
$\beta=-1.5$	-67.8	-77.3	14.0	$\beta=-1.5$	-88.2	-89.1	1.0	$\beta=-1.5$	-92.8	-90.3	2.7
$\beta=0$	-61.2		8.8	$\beta=0$	-84.9	-86.9	2.4	$\beta=0$	-90.6	-88.7	2.1
N α	безмоментная кг/м	МКЭ	разность	N α	безмоментная кг/м	МКЭ	разность	N α	безмоментная кг/м	МКЭ	разность
$\beta=-6$	0	-5.6	-	$\beta=-6$	0	-3.3	-	$\beta=-6$	0	-17.1	-
$\beta=-4.5$	0	-0.7	-	$\beta=-4.5$	0	-5.3	-	$\beta=-4.5$	0	-10.65	-
$\beta=-3$	0	-0.7	-	$\beta=-3$	0	-0.4	-	$\beta=-3$	0	-0.6	-
$\beta=-1.5$	0	-0.4	-	$\beta=-1.5$	0	-0.3	-	$\beta=-1.5$	0	-2.23	-
$\beta=0$	0	-10.6	-	$\beta=0$	0	-15.6	-	$\beta=0$	0	-16.5	-
S	безмоментная кг/м	МКЭ	разность	S	безмоментная кг/м	МКЭ	разность	S	безмоментная кг/м	МКЭ	разность
$\beta=-6$	0	8.6	-	$\beta=-6$	0	12.4	-	$\beta=-6$	0	13	-
$\beta=-4.5$	0	6.7	-	$\beta=-4.5$	0	11.1	-	$\beta=-4.5$	0	14.4	-
$\beta=-3$	0	4.5	-	$\beta=-3$	0	10.4	-	$\beta=-3$	0	14.5	-
$\beta=-1.5$	0	3.2	-	$\beta=-1.5$	0	9.7	-	$\beta=-1.5$	0	13.8	-
$\beta=0$	0	3.9	-	$\beta=0$	0	9.1	-	$\beta=0$	0	11.9	-

дальнейшем автор статьи так же планирует опубликовать материалы расчетов резной оболочки Монжа, рассчитанной по моментной теории аналитическим методом [5], а так же реальных сооружений [6] вариационно-разностным методом [7].

Л и т е р а т у р а

1. Филипова Е.Р. Об актуальности применения резных поверхностей Монжа в архитектуре // Строительство и реконструкция. –2015. – №. 6. - С. 91-95.
2. Krivoschapko S.N., Ivanov V.N. Encyclopedia of Analytical Surfaces. – Springer International Publishing Switzerland, 2015. – 752 p.
3. Иванов В.Н., Кривошапко С.Н Аналитические методы расчета оболочек неканонической формы. – М.: Изд-во РУДН, 2010. – 542 с.
4. Филипова Е.Р. К вопросу о геометрии резных оболочек Монжа // Прочность, ползучесть и разрушение строительных и машиностроительных материалов и конструкций: Сб. трудов – М.: Изд-во РУДН, 2014. – С. 132-135.
5. Юханийо Маруланда Арбелаес. Расчет оболочек в форме резных поверхностей Монжа. – Дис. канд. техн. наук. – М.: УДН, 1970. – 154 с.
6. Филипова Е.Р., Гафурова Ю.Ф., Кривошапко С.Н. Архитектурные возможности оболочек в форме резной линейчатой поверхности Монжа// В сб.: Научному прогрессу - творчество молодых. Материалы IX Международной молодежной научной конференции по естественнонаучным и техническим дисциплинам: в 3 частях. – Йошкар-Ола, 2014. – С. 130-132.
7. Трушин С.И. Расчет оболочек в форме резной линейчатой поверхности Монжа с учетом геометрической нелинейности// Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2006. - № 2. – С. 42-44.

References

1. Filipova, J.R. (2015) About Monge surface usage relevance in the architecture, *Stroitel'stvo i Rekonstrukcija*, № 6, p. 91-95.
2. Krivoschapko, S.N., Ivanov, V.N. (2015). *Encyclopedia of Analytical Surfaces*, Springer International Publishing Switzerland, 752 p.
3. Krivoschapko, S.N., Ivanov, V.N. (2010). *Analiticheskie Metody Rascheta Obolochek Nekanonicheskoy Formy*, Moscow: Izd-vo RUDN, 542 p.
4. Filipova, J.R. (2014). On Monge surface geometry, Prochnost, Polzuchest i Razrushenie Stroitel'nyh i Mashinostroitel'nyh Materialov i konstrukciy, Sb. Trud., Moscow: RUDN, p. 132-135.
5. Arbelaes, Juxanio Marulanda (1970). *Analysis of Shells in the Form of Ruled Monge surface*, PhD Diss. In technic., Moscow, UDN, 154 p.
6. Filipova, J.R., Gafurova, Yu.F., Krivoschapko, S.N. (2014). Architectural Opportunities of Shells in the Form of Ruled Monge's Surface, Sb.: *Nauchnomu Progressu - Tvorchestvo Molodyh: Mat. IX Mezhdun. Molodezhnoy Nauchnoy Konferentsii po Estestvennonauchn. i Technich. Distziplnam*, 3 Volumes, Yoshkar-Ola, p. 130-132.
7. Trushin, S.I. (2006). An analysis of shells in the form of a curved ruled surface of Monge with taking into account geometrical non-linearity, *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, № 2, pp. 42-44.

COMPARATIVE ANALYSIS OF THE RESULTS OF CALCULATION OF A THIN SHELL IN THE FORM OF CARVED SURFACE OF MONGE WITH AN APPLICATION OF MEMBRANE (MOMENTLESS) THEORY AND FINITE ELEMENT METHOD

Filipova J.R.

Peoples' Friendship University of Russia, Moscow

On the example of existing buildings, the tendency of integration of thin-walled structures in modern practice can be clearly retraced. The rapid development and the use of spatial structures became possible due to the existing theories of the calculation, using of computers and computer programs. In this paper, the usage of a momentless theory and a finite element method on the example of a carved surface of Monge are considered, as well as a comparative analysis of the results of calculation are presented.

KEY WORDS: space structures, Monge's carved surface, thin-walled shell, moment less theory of shell analysis, finite element method.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАЗЛИЧНЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ПОДЪЕМИСТОГО ГИПЕРБОЛИЧЕСКОГО ПАРАБОЛОИДА

О.О. АЛЁШИНА, магистр

Российский университет дружбы народов,

117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6.

В статье рассматриваются два метода расчета подъемистых гиперболических параболоидов: приближенный метод (расчет по приближенным аналитическим формулам) и расчет по теории предельного равновесия (СП 52-117-2008 «Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Часть I. Методы расчета и конструирование»), приведены результаты расчетов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: оболочка, однолепестковый гиперболический параболоид.

Тонкостенные оболочки обладают многими преимуществами, в частности в работе участвует весь материал, израсходованный на создание покрытия. В этом заключается основное принципиальное отличие конструкций, решенных в виде тонкостенных оболочек, от тех, у которых ограждающие элементы сооружения воспринимают внешние нагрузки и вместе с собственным весом передают их на несущий каркас.

Покрытия в виде тонкостенных оболочек обладают еще одним ценным преимуществом. Собственный вес таких покрытий незначительно повышается при увеличении свободного пролета сооружения в отличие от других конструкций. Такие свойства позволяют отказаться от обычного использования в строительных конструкциях одних только прямолинейных элементов, и архитектурные объемы могут перекрываться легкими и экономичными тонкостенными, пространственными, криволинейными конструкциями.

Сегодня невозможно представить строительство и архитектуру без разнообразных оболочек и роль этих конструкций возрастает из года в год. Современное состояние строительной отрасли позволяет внедрять пространственные конструкции в практику строительства более широко.

В практике проектирования и строительства пространственных конструкций наряду с оболочками положительной и нулевой гауссовой кривизны применяются тонкостенные оболочки отрицательной гауссовой кривизны. Оболочки отрицательной гауссовой кривизны – наиболее распространенное решение, полученное в 30-х годах XX века - комбинации фрагментов поверхностей в виде гиперболического параболоида, которые сокращенно стали называть «гипарами».

Важным свойством гиперболического параболоида является линейчатость поверхности, в связи с этим оболочка легко армируется, возможно использование преднапряженной арматуры, оболочка поддается унификации. Гипары имеют повышенную устойчивость, что позволяет применять оболочки малой толщины. Покрытия в форме гипара обладают возможностями для создания условий естественного освещения, а внутреннее пространство характеризуется отличными акустическими свойствами. Легко решаются вопросы водоотвода и свободного сдувания снега, благодаря обтекаемой форме.

Особенностью работы гипаров является их распорность. Распоры появляются в направлении главных положительных кривизн, для их восприятия обычно применяют затяжки. Но есть и другие способы, с помощью которых можно избежать распор или уменьшить его величину. В этом направлении традиционные решения в виде сочлененных гипаров, в которых распор частично или полностью погашается. Поэтому в строительстве получили распространение как отдельно стоящие, так и сочлененные.

Оболочки в форме гипара применяют для покрытий, фундаментов, стен в различных сооружениях – общественных (универсальные залы, рынки, вокзалы, трибуны стадионов, рестораны), производственных (заводы, фабрики, гаражи, склады) и в малых архитектурных формах (павильоны, навесы, беседки). Размеры перекрываемого плана находятся в пределах от 10 до 70 м, достигая иногда 100 м.

Уравнение поверхности оболочки в системе координат xoy (линии главных кривизн поверхности направлены вдоль диагоналей основания) (рис. 1):

$$z = \frac{f}{ab} xy.$$

Коэффициенты квадратичных форм поверхности:

$$A^2 = E = 1 + f^2 \frac{y^2}{a^2 b^2}, \quad F = f^2 \frac{xy}{a^2 b^2},$$

$$B^2 = G = 1 + f^2 \frac{x^2}{a^2 b^2},$$

$$L = N = 0, \quad M = \frac{1}{\sqrt{A^2 B^2 - F^2}} \frac{f}{ab}.$$

Следовательно, криволинейные координаты x, y для гипаров - неортогональны ($F \neq 0$) и несопряжены ($M \neq 0$), что вызывает определенные трудности при расчете оболочек на прочность, $L = N = 0$ показывает, что криволинейная система x, y совпадает с прямыми образующими гипара, т.е. сеть задана в асимптотических линиях.

Угол между криволинейными координатными линиями поверхности:

$$\cos \chi = \frac{F}{AB} = \frac{f^2 xy}{a^2 b^2 \sqrt{(1 + f^2 \frac{x^2}{a^2 b^2})(1 + f^2 \frac{y^2}{a^2 b^2})}}.$$

Площадь поверхности:

$$\sigma = \iint \sqrt{A^2 B^2 - F^2} dx dy = \iint \sqrt{1 + \frac{f^2}{a^2 b^2} (x^2 + y^2)} dx dy.$$

Направление главных кривизн поверхности и осей координат не совпадают, т.е. $k_x \neq k_1$ и $k_y \neq k_2$. Кривизны поверхности вдоль осей ox и oy :

$$k_x = \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{f}{ab} xy \right) = 0 \quad (\text{прямая линия}); \quad k_y = \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left(\frac{f}{ab} xy \right) = 0 \quad (\text{прямая линия}).$$

Следовательно, поверхность ограничена прямыми.

При расчете подъемных гипаров с отношением $f/a \geq 1/5$ можно воспользоваться приближенным методом, так как для этого вида гипаров не применимы основные положения теории расчета пологих оболочек.

Гипары характеризуются усилиями постоянной величины $N_1 = N_2$, поэтому их можно рассматривать в двух направлениях как систему диагональных полос в виде арок шириной 1м, для которых известны значения пролета и стрелы подъема (провисания). Каждая полоса шарнирно опирается на бортовые элементы покрытия и равномерная нагрузка q распределяется поровну между направлениями кривизны (рис. 2).

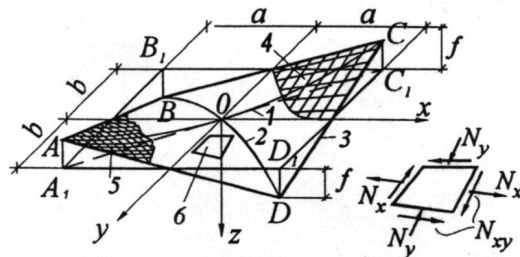


Рис. 1. Гипар на прямоугольном (квадратном) плане 1 – главная вогнутая парабола; 2- главная выпуклая парабола; 3 – прямолинейная образующая; 4 - прямые линии поверхности; 5 – кривые линии поверхности; 6 – единичный элемент оболочки

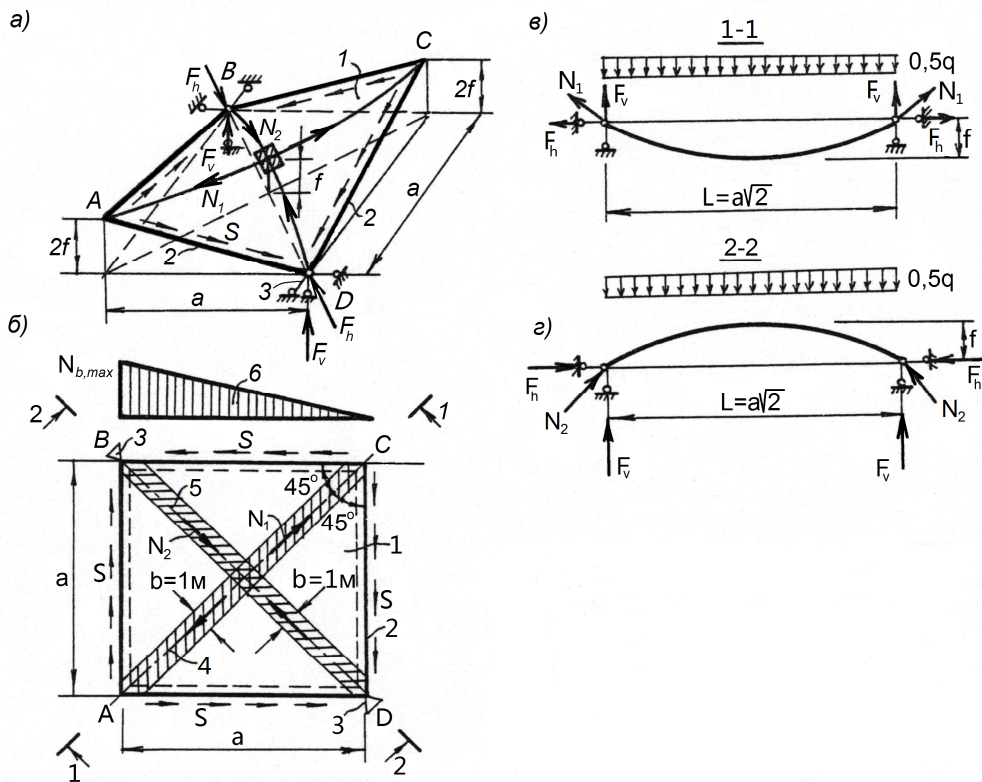


Рис. 2. Подъемистый гипар с прямолинейными краями
 а – общий вид и схема усилий; б – план; в, г – расчетные схемы;
 1 – оболочка; 2 – бортовая балка; 3 – опора; 4 – расчетная растянутая полоса;
 5 – расчетная сжатая полоса; 6- эпюра сжимающих усилий в бортовом элементе

Для квадратной в плане оболочки растягивающие усилия N_1 , сжимающие усилия N_2 и сдвигающие усилия S на контуре оболочки равны:

$$S = N_1 = -N_2 = \pm \frac{qa^2}{8f}.$$

В контурных элементах однолепестковых гипаров под действием сдвигающих усилий возникает сжатие, максимальное сжимающее усилие с учетом угла наклона к горизонтали определяется как сумма сдвигающих усилий по длине элемента:

$$N_b = \frac{Sa}{\cos \alpha}.$$

Вертикальная опорная реакция при опирании однолепесткового гипара на две опоры составляет:

$$F_v = \frac{qa^2}{2}.$$

Распор, направленный по опорной диагонали однолепесткового гипара, равен $F_h = 2Sa \cos 45^\circ$.

Выполнен расчет покрытия административного здания в виде однолепесткового гипара на квадратном плане, опертго по двум углам на фундаменты, соединенные подпольной затяжкой, (рис. 3, 4) по приближенным аналитическим формулам [1] и СП 52-117-2008 [3] с учетом действующих нормативных документов [4, 5].

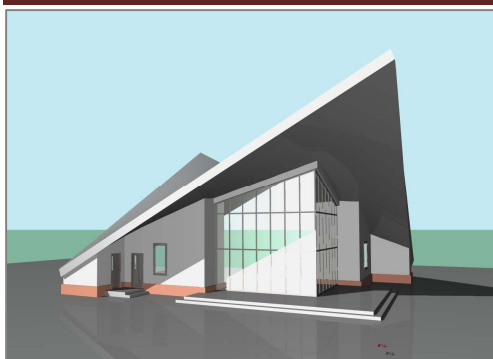


Рис. 3. Административное здание.
Вид А.



Рис. 4. Административное здание.
Вид Б.

Геометрические параметры гипара: размер стороны основания в плане $a = 20$ м, стрела подъема центра оболочки $f = 5$ м, высота подъема углов $2f = 10$ м, толщина оболочки $\delta = 6$ см. Длина диагонали плана оболочки $l = a\sqrt{2} = 28,28$ м, угол наклона контурного ребра к горизонту $\alpha = 26^\circ 34'$ ($\operatorname{tg} \alpha = \frac{2f}{a} = 0,5$; $\cos \alpha = 0,894$), длина контурного ребра $l_r = \frac{a}{\cos \alpha} = 22,37$ м.

Оболочка выполняется из монолитного железобетона класса В30. Гипар армируется сеткой из арматуры класса В500, арматура контурных ребер и затяжки класса А500.

Место строительства – II район снеговой нагрузки.

В качестве покрытия оболочки используется седумный ковер.

Нагрузка на оболочку приведена в табл. 1.

Таблица 1

Наименование и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная нагрузка			
- Система озеленения «Скатная крыша» с дренажной решеткой Георастр для кровли с углом уклона до 35 градусов (с учетом водонасыщения)	1,550	1,3	2,015
- Гидроизоляция (ПВХ мембрана)	0,020	1,3	0,026
- Утеплитель (экструдированный пенополистирол) : $\delta = 0,1$ м и $\gamma = 0,35$ кН/м ³	0,035	1,2	0,042
- Цементно-песчаная затирка с внутренней стороны $\delta = 0,01$ м и $\gamma = 18$ кН/м ³	0,180	1,3	0,234
Итого: постоянная	1,785		2,317
Временная нагрузка			
- Снеговая* (II район)	0,840		1,200
Итого:	2,625		3,517

* - коэффициент c_e , учитывающий снос снега с покрытия под действием ветра, принят равным $c_e = 1$; термический коэффициент $c_t = 1$.

Расчеты по аналитическим приближенным формулам представлены в табл. 2, по СП 52-117-2008 – в табл. 3 (проверка несущей способности плиты оболочки), в табл. 4 (подбор сечения арматуры затяжки).

Таблица 2

Сеч. контурных балок Параметры	$bh = 0,2\text{ м} \cdot 0,4\text{ м}$	$bh = 0,2\text{ м} \cdot 0,5\text{ м}$	$bh = 0,25\text{ м} \cdot 0,5\text{ м}$
- собственный вес оболочки	$g = 1,780 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	$g = 1,780 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	$g = 1,780 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
- равномерно распредел. нагрузка от веса контурных балок	$g_e = 0,660 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	$g_e = 0,825 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	$g_e = 1,031 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
- полная нагрузка на оболочку	$q = 5,957 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	$q = 6,122 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	$q = 6,329 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
- усилия	$N_1 = -N_2 = S = 59,574\text{ кН}$	$N_1 = -N_2 = S = 61,224\text{ кН}$	$N_1 = -N_2 = S = 63,287\text{ кН}$
- сжимающее усилие в контурной балке	$N_b = 1332,12\text{ кН}$	$N_b = 1369,01\text{ кН}$	$N_b = 1415,13\text{ кН}$
- армирование оболочки вдоль диагоналей	5Ø6 B500 $A_s = 1,410\text{ см}^2$	7Ø6 B500 $A_s = 1,980\text{ см}^2$	7Ø6 B500 $A_s = 1,980\text{ см}^2$
- армирование вдоль образующих (в каждом направлении)	5Ø5 B500 $A_s = 0,982\text{ см}^2$	5Ø6 B500 $A_s = 1,410\text{ см}^2$	5Ø6 B500 $A_s = 1,410\text{ см}^2$
- критическая сила в контурном элементе	$N_{cr} = 596,55\text{ кН}$ $A_{sr} = 8,04\text{ см}^2$ 4Ø16 A500	$N_{cr} = 1445,29\text{ кН}$ $A_{sr} = 19,63\text{ см}^2$ 4Ø25 A500	$N_{cr} = 1479,33\text{ кН}$ $A_{sr} = 19,63\text{ см}^2$ 4Ø25 A500
- выполнение условия: $N_{cr} < N_b$	нет	да	да
- выполнение условия прочности $N_b e \leq R_b b x (h_0 - \frac{x}{2}) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$	-	нет	да

В результате расчета по приближенным аналитическим формулам получаем следующее армирование однолепесткового гипара:

- армирование плиты оболочки стержнями, ориентированными вдоль образующих поверхности, площадь сечения арматуры в каждом направлении 5Ø6 B500 ($A_s = 1,410 \text{ см}^2$) на один погонный метр длины оболочки;

- сечение контурных балок $A_b = bh = 0,25 \text{ м} \times 0,5 \text{ м} = 0,125 \text{ м}^2$, армирование $A_s = A'_s = 9,82 \text{ см}^2$ (2Ø25 + 2Ø25);

- площадь сечения арматуры затяжки 4Ø40 A500 ($A_s = 50,27 \text{ см}^2$).

Несущая способность гладких гипаров на квадратном плане при действии равномерно распределенной нагрузки определяется по теории предельного равновесия (п. 12.8 [3]). Размеры сечений и армирование принимаются по результатам расчета по приближенным аналитическим формулам.

По результатам расчета при шаге стержней арматуры класса B500 Ø6 200×200 мм, 150×150 мм, 100×100 мм несущая способность оболочки обеспечена только при шаге стержней 100×100 мм.

Таблица 3

Параметры	Шаг 200×200 мм	Шаг 150×150 мм	Шаг 100×100 мм
$s = \frac{\delta u R_b}{A_{s,t} R_{s,i}}$	16,571	12,428	8,286
$\eta = \frac{2b_r h_r}{l \delta}$	0,208	0,208	0,208
$t = 2h_r / f$	0,200	0,200	0,200
$m = 2u / l$	0,020	0,015	0,01
$v = \frac{A_{s,t} R_{s,t}}{A_{s,i} R_{s,i}}$	177,633	177,633	177,633
$n = \frac{A_{s,r} R_{s,r}}{A_{s,i} R_{s,i}}$	69,364	69,364	69,364
K_i	2,513	2,484	2,426
- внешняя нагрузка на оболочку по СП 52-117-2008	$p = 1,056 \frac{\kappa H}{m^2}$	$p = 2,286 \frac{\kappa H}{m^2}$	$p = 4,656 \frac{\kappa H}{m^2}$
- внешняя нагрузка на оболочку по табл. 1	$p = 3,517 \frac{\kappa H}{m^2}$	$p = 3,517 \frac{\kappa H}{m^2}$	$p = 3,517 \frac{\kappa H}{m^2}$

Таблица 4

Параметры	$A_{s,t} = 5,027 \cdot 10^{-3} m^2$ (4Ø40 A500)	$A_{s,t} = 4,072 \cdot 10^{-3} m^2$ (4Ø36 A500)
v	177,633	143,887
ψ_2	-0,011	-0,024
ψ_3	0,137	0,123
K_j	1,235	1,169
\bar{v}	127,578	132,787
Проверка условия $A_{s,t} \geq \bar{v} \frac{A_{s,i} R_{s,i}}{R_{s,t}}$	$A_{s,t} = 5,027 \cdot 10^{-3} m^2 \geq$ $3,611 \cdot 10^{-3} m^2$	$A_{s,t} = 4,072 \cdot 10^{-3} m^2 \geq$ $3,758 \cdot 10^{-3} m^2$

Сравнительный расчет показывает, что условие несмещаемости нижних углов при опирании на фундамент также выполняется при площади сечения арматуры затяжки равной $A_{s,t} = 4,072 \cdot 10^{-3} m^2$ (4Ø36 A500).

В результате расчета по СП 52-117-2008 [3] получаем следующее армирование однолепесткового гипара:

- армирование плиты оболочки стержнями, ориентированными вдоль образующих поверхности, площадь сечения арматуры в каждом направлении 10Ø6 B500 ($A_s = 2,830 cm^2$) на один погонный метр длины оболочки;

- сечение контурных балок $A_b = bh = 0,25 m \times 0,5 m = 0,125 m^2$, армирование $A_s = A'_s = 9,82 cm^2$ (2Ø25 + 2Ø25), защитный слой бетона $a = a' = 3,0 cm$.

- площадь сечения арматуры затяжки $A_{s,t} = 4,072 \cdot 10^{-3} m^2$ (4Ø36 A500).

Л и т е р а т у р а

1. Лебедева Н.В. Железобетонные оболочки отрицательной кривизны. Расчет и конструирование. Учебное пособие. – М.: МАрхИ, 1986. – 119 с.

2. Милейковский И.Е., Купар А.К. Гипары. Расчет и проектирование пологих оболочек покрытий в форме гиперболических параболоидов. – М.: Стройиздат, 1978. – 224 с.
3. СП 52-117-2008 Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Часть I. Методы расчета и конструирования. – М.: Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2008. – 150 с.
4. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2011. – 96 с.
5. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М.: 2012. – 147 с.

References

1. Lebedeva, N.V. (1986). *Zhelezobetonnie Obolochki Otrizatel'noy Krivizny. Raschet i Konstruirovaniye*: Uchebnoe Posobie, Moscow: MARHI, 119 p.
2. Mileykovskiy, I.E., Kupar, A.K. (1978). *Gipary. Raschet i Proektirovaniye Pologih Obolochek Pokrytiy v Forme Giperbolicheskikh Paraboloidov*, Moscow: Stroyizdat, 224 p.
3. SP 52-117-2008. *Zhelezobetonnie Prostranstvennye Konstrukzii Pokrytiy i Perekrytiy. Chast I. Metody Rascheta i Konstruirovaniya*, Moscow: Gosstroy Rossii, GUP TzPP, 2008, 150 p.
4. SP 20.13330.2011. *Nagruzki i Vozdeystviya*, Aktualizirovannaya Redakziya SNiP 2.01.07-85*, : Gosstroy Rossii, Moscow: GUP TzPP, 2011, 96 p.
5. SP 63.13330.2012. *Betonnie i Zhelezobetonnie Konstrukzii. Osnovnie Polozheniya*, Aktualizirovannaya Redakziya SNiP 52-01-2003., Moscow, 2012, 147 p.

**THE RESULTS OF DIFFERENT METHODS OF CALCULATION
OF A NON-SHALLOW HYPERBOLIC PARABOLOID**

O.O. Aleshina

Peoples' Friendship University of Russia, Moscow

Two methods of analysis of a non-shallow hyperbolic paraboloid are presented in the paper. The first approximate method was fulfilled with the help of the analytical formulas but the second one was made due to SP 52-117-2008 "Reinforced Concrete Spatial Structures of Cores and Floors. Part 1. The Methods of Analysis and Design". Numerical results are given.

Keywords: reinforced concrete shell, hyperbolic paraboloid.



Геометрия срединных поверхностей оболочек

**ФОРМИРОВАНИЕ ЦИКЛИЧЕСКИХ ПОВЕРХНОСТЕЙ С
ОБРАЗУЮЩЕЙ ОКРУЖНОСТЬЮ ПЕРЕМЕННОГО РАДИУСА
В АВТОКАДЕ**

В.А. РОМАНОВА, доцент

*Российский университет дружбы народов
117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6.*

В статье рассматриваются вопросы формирования в Автокаде нормальных циклических поверхностей и в плоскостях пучка. Показано, что образование поверхностей целесообразно выполнять на основе их отсеков. Разработан алгоритм образования циклических поверхностей, приведены фрагменты программ по реализации предложенного алгоритма.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: алгоритм, нормальная циклическая поверхность, пучок плоскостей, отсек поверхности.

Для формирования поверхностей часто используется кинематический способ [1],[2]. Циклические поверхности образуются кинематическим способом при движении окружности переменного радиуса по направляющей кривой [3]. Для образования поверхностей в Автокаде имеется ряд команд, однако формирование циклических поверхностей возможно только, при использовании команды Loft и её опции «по сечениям». В качестве сечений могут использоваться

образующие окружности поверхности, центры которых находятся на направляющей кривой.

С целью автоматизации формирования циклических поверхностей используются возможности функционального языка AutoLisp, встроенного в Автокад, при этом достигается образование поверхности в замедленном режиме [4].

Следует отметить, что при использовании в качестве образующей окружности Автокад строит твердое тело. Построить поверхность можно, применяя в качестве образующей набор из двух дуг с центральным углом, равным 180° . В этом случае строится две поверхности. Однако возможно объединение этих поверхностей в одну при условии предварительной установки им толщины минимальных размеров, например, 0,01 мм.

Алгоритм образования циклической поверхности включает:

- установку в чертеже необходимого количества слоев n ;
- вычерчивание начального положения элементов поверхности: направляющей кривой, образующей окружности и набора двух дуг, составляющих образующую окружность;
- формирование отсеков двух поверхностей, образующими которых являются дуги окружности, используется команда Автокада Loft, причем каждый отсек создается в отдельном слое;
- преобразование отсеков поверхностей посредством придания им толщины в 0,01 мм;
- объединение отсеков поверхностей с использованием команды Автокада Union;
- создание блока с массивом отсеков; «замораживание» слоев с отсеками;
- образование поверхности в замедленном режиме посредством последовательного «размораживания» слоев.

Приведенный алгоритм выполняется двумя пользовательскими функциями: Form-otseki-* и Form-surf-*, где знак * следует заменить на идентификатор направляющей линии. Функция Form-otseki-* выполняет шесть пунктов алгоритма, а пункты 7 и 8 выполняет функция и Form-surf-*. Образование отсеков осуществляется в цикле с параметром i , причем $1 \leq i \leq n$.

Для каждого значения i в чертеже устанавливается слой, в котором вычерчиваются окружность и образующие дуги. Дуги направляются в специальные списки, которые посредством функции Foreach используются для формирования поверхности. По окончании работы цикла списки дуг удаляются, в чертеже остаются образующие окружности и n отсеков, на базе которых создается блок.

Функция Form-surf-* выполняет образование поверхности в замедленном режиме. В процессе работы этой функции «замораживаются» слои, в которых расположены отсеки, вставляется блок с отсеками и формируется поверхность посредством «размораживания» слоев.

1. Образование нормальной циклической поверхности с направляющей параболой.

В качестве направляющей выбрана парабола $y = x^2/2p$, где p - параметр параболы. Текущее положение элементов поверхности представлено на рис. 1. Парабола строится в системе координат $Axyz$, образующие дуги q_1 и q_2 – в системе координат $Mx'y'z'$.

Парабола строится в системе координат $Axyz$, образующие дуги q_1 и q_2 для каждой точки M направляющей s вычерчиваются в системе координат $Mx'y'z'$, расположенной в плоскости, нормальной к направляющей s .

Преобразование начальной системы координат $Axyz$ в систему $Mx'y'z'$ осуществляется переносом начальной системы в точку M , поворотом ее сначала на угол α вокруг оси z (ось x направляется по касательной к кривой s), а затем на угол -90° вокруг оси y . Преобразованная система координат $Mx'y'z'$ показана на рис. 1.

Угол α определяется из выражения:

$$\alpha = \arctan y', \text{ где } y' = x/p.$$

Фрагмент программы *Form – otceki – par*, выполняющий формирование массива отсеков поверхности и создание блока отсеков представлен ниже.

```
(repeat 22
(setq nsloyi (strcat "vent" (itoa i)) ); установка слоя
(command "layer" "s" nsloyi "")
(setq y1 (/ x p))
(setq alfa (atan y1))
(setq alfg (/ (* alfa 180) pi));определение угла  $\alpha$ 
(setq y (/ (* x x) 2.0 p))
(setq pt1 (list x y)); ze1 – точка на параболе
; формирование системы координат  $Mx'y'z'$ .
(command "ucs" "o" pt1)
(command "ucs" "z" alfg);ось x сов-
падает с касательной
(command "ucs" "y" -90)
(setq r (* r 1.07)); изменение радиуса окружности
(command "color" "7")
(setq ct1 (list 0 r))
(command "arc"ct1 "c" '(0 0) "a" 180); дуга 1
(setq en1 (entlast))
(setq ct2 (list 0 (* r -1)))
(command "arc"ct2 "c" '(0 0) "a" 180); дуга 2
(setq en2 (entlast))
(setq ssr1 (cons en1 ssr1)); список дуг 1
(setq ssr2 (cons en2 ssr2)); список дуг 2
(command "circle" '(0 0) r)
(command "color" "40")
(command "loft"); образование отсеков с дугами 1
(foreach ent ssr1
(command ent)
(command "" ""))
(setq sf1 (entlast))
(command "loft"); образование отсеков с дугами 2
(foreach ent ssr2
(command ent)
(command "" ""))
(setq sf2 (entlast))
(command "layer" "s" "0" "")
(command "thicken" sf1 "" 0.01); толщина отсеков
с дугами 1 – 0,01 мм
(setq sf3 (entlast))
(command "thicken" sf2 "" 0.01); толщина отсеков с дугами 2 – 0,01 мм
(setq sf4 (entlast))
(command "layer" "s" nsloyi "")
(command "layer" "freeze" "0" "")
(command "union" sf1 sf2 "");объединение отсеков одного слоя
(command "layer" "thaw" "0" "")
(command "erase" sf3 sf4 "")
(command "ucs" "na" "r" "sp1")
(setq x (+ x dx))
(setq i (1+ i))
(command "delay" 200)
```

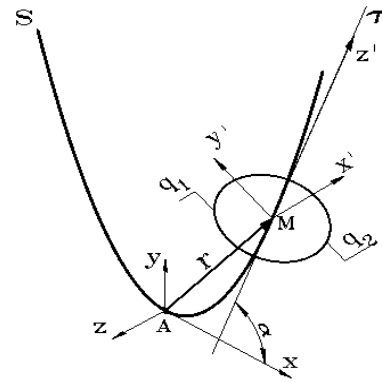


Рис. 1. Плоскость $Mx'y'z'$ перпендикулярна касательной к параболе в точке M

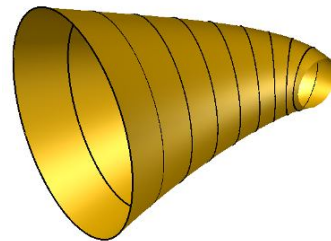


Рис. 2. Массив отсеков поверхности

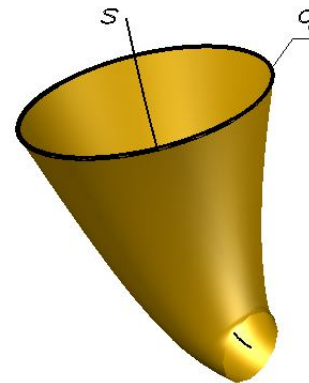


Рис. 3. Образование поверхности

```
(command "regen")
(command "delay" 2000)
(command "erase" e1 m_par ssr1 ssr2"")
(command "layer" "s" "0" "")
(setvar "lwdisplay" 0)
(command "ucs" "na" "d" "sp1")
(command "color" "bylayer")
(initget "Yes No")
  (setq x (getkword "\nСоздать блок SURF1? (Yes No):<N>:"))
  (if (= x "Yes")
    (command "block" "SURF1" '(0 0 0) "all" "")) ; создание блок отсеков
(initget "Yes No")
  (setq y (getkword "\nЗаписать блок SURF1? (Yes No):<N>:"))
  (if (= y "Yes")
    (command "wblock" (strcat adr0 "/SURF1") "SURF1")) ; запись блока.
```

Фрагмент программы *Surf – otceki – par*, выполняющей образование поверхности.

```
(command "insert" (strcat adr0 "/SURF1") '(0 0 0) 1 1 0); вставка блока
(setq i 1)
(setq nsloyi (strcat "vent" (itoa i)) ); «размораживание» первого слоя
(command "explode" '(1.42 -8.55 0)); расчленение блока
(setq sf0 (ssget "x" '((8 . "vent0"))) )
(setq sf1 (ssget "x" (list (cons 8 (substr nsloyi 1 6) )))); sf1 – идентификатор отсека
(command "erase" sf0 q_par obr1 "" )
(repeat 22
  (setq i (1+ i))
  (setq nsloyi (strcat "vent" (itoa i)) )
  (command "layer" "thaw" nsloyi ""); «размораживание» слоя с отсеком
  (setq sf2 (ssget "x" (list (cons 8 (substr nsloyi 1 6) )))); sf2 – идентификатор вновь появившегося отсека
  (if (< i 23)(command "erase" sf1 "")); удаление предыдущего отсека
  (setq sf1 sf2)
  (command "delay" 500))
```

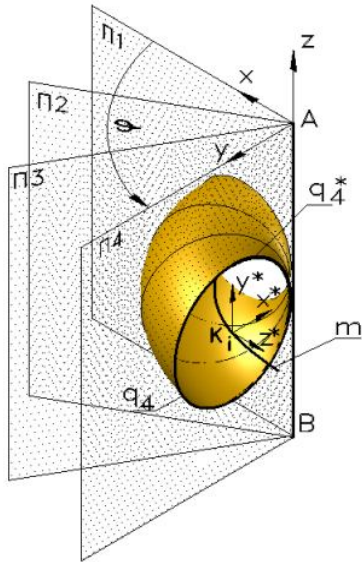


Рис. 4. Образование отсеков поверхности в плоскостях пучка

II. Образование циклической поверхности с направляющей в виде конической спирали

В качестве направляющей кривой принята логарифмическая спираль, описываемая уравнениями:

$$r = b * e^{p*\varphi}, \quad x = r * \cos \varphi, \quad y = r * \sin \varphi, \\ z = r * lam,$$

где r - радиус-вектор точки конической спирали, b, p, lam – константы, x, y, z – координаты точки конической спирали, φ – угол между плоскостями пучка.

Радиус образующей окружности определяется из выражения:

$$r_c = a * e^{m*\varphi}, \quad \text{где } m \text{ – константа.}$$

Алгоритм формирования отсеков поверхности включает вычерчивание образующих q_1 и q_2 в плоскостях пучка $\Pi_i \quad 1 \leq i \leq n$ (рис. 4) с последующим образованием отсеков командой Автокада Loft. Особенностью алгоритма является выполнение следующих операций: вычисление координат точек K_i на направляющей m в системе координат $Axyz$, перенос системы координат в точку K_i , вычерчивание образующих кривых, возврат системы координат в начальное положение – точку A .

Эта часть алгоритма осуществляется функцией Form-otseki-kon. формирование отсеков представлено на рис. 4. На рис. 5 изображены массивы отсеков и образующих.

Формирование поверхности выполняет функция Form-surf-kon. Её алгоритм аналогичен алгоритму для построения поверхности с направляющей параболой.

Образование циклической поверхности с направляющей в виде логарифмической спирали

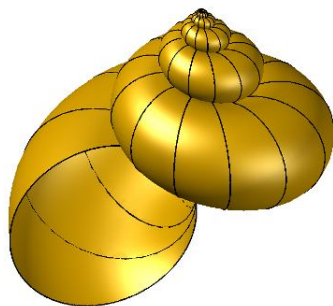


Рис. 5. Массив отсеков поверхности

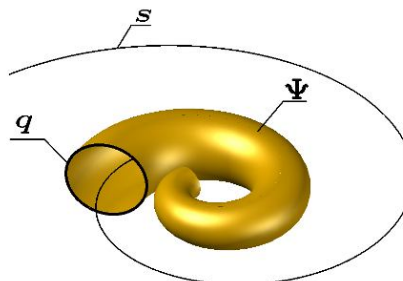


Рис. 6. Образование поверхности с направляющей логарифмической спиралью

В качестве направляющей кривой принята логарифмическая спираль, описываемая уравнениями:

$$r = b * e^{p*\varphi}, \quad x = r * \cos \varphi, \quad y = r * \sin \varphi, \quad z = 0.$$

Закон изменения радиуса образующих дуг – линейный: $r_c = k * r_c$. Алгоритм формирования этой поверхности аналогичен алгоритму образования поверхности с направляющей в виде конической спирали, поэтому здесь не приводится. Образование поверхности вслед за движением образующей окружностью представлено на рис. 6. Выполняется образование отсеков функцией Form-otseki-log, формирование поверхности достигается использованием функции Form-surf-log.

Л и т е р а т у р а

1. Krivoshapko S.N., Ivanov V.N. Encyclopedia of Analytical Surfaces. – Springer International Publishing Switzerland, 2015. – 752 p.
2. Айгунян М.А. Методологические аспекты преподавания дисциплины «начертательная геометрия»// Вестник РУДН. Инженерные исследования. – 2015. – №3. – С. 157-160.
3. Иванов В.Н. Циклические поверхности с направляющими меридианами базовой поверхности вращения// Вестник РУДН. Инженерные исследования. – 2012, №4. – С. 118-124.
4. Романова В.А. Визуализация образования поверхностей зонтичного типа// Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2015, № 3. – С. 19-22.

References

1. Krivoshapko, S.N., Ivanov, V.N. (2015). *Encyclopedia of Analytical Surfaces*, Springer International Publishing Switzerland, 752 p.
2. Aygunyan, M.A. (2015). Methodological aspects of the «descriptive geometry» subject teaching, *Bulletin of Peoples' Friendship University of Russia*, Series Engineering researches, № 3, pp. 157-160.
3. Ivanov, V.N. (2012). Cyclic surfaces with directrix meridians of the base surface of revolution, *Bulletin of Peoples' Friendship University of Russia*, Series Engineering researches, № 4, pp. 118-124.
4. Romanova, V.A. (2015). Visualization of forming of umbrella-type and umbrella surfaces with radial damping waves in the central point, *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, № 3, pp. 4-8.

THE FORMATION OF CYCLIC SURFACES WITH VARIABLE RADIUS OF GENERATRIX CIRCLES IN AUTOCAD

V. A. ROMANOVA

Peoples' Friendship University of Russia, Moscow

The possibility of the formation of the normal cyclic surfaces and cyclic surfaces in planes of the pencil in AutoCad is discussed in the article. It is shown that the formation of surfaces should be performed on the basis of their compartments. The algorithm of formation of cyclic surfaces, the fragments of programs for the performance of the proposed algorithm are given.

KEY WORDS: normal cyclic surface, planes of the pencil, compartment of surface.

Расчет и проектирование строительных конструкций

ОШИБКИ В ТЕОРИИ ПОЛЗУЧЕСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И СОВРЕМЕННЫЕ НОРМЫ

Р.С. САНЖАРОВСКИЙ, д-р техн. наук, профессор*,
М.М. МАНЧЕНКО, канд. техн. наук, инженер**

*Евразийский национальный университет имени Л.Н. Гумилева
010008, Республика Казахстан, г. Астана, ул. Мирзояна, 2

**ФГУП "Крыловский государственный научный центр"

196158, Санкт-Петербург, Московское шоссе, 44

e-mail: salsa87@bk.ru

В статье проведен теоретический анализ основных ошибок, заложенных в теорию расчета ползучести железобетонных конструкций. Показана невозможность использования при расчете железобетонных конструкций известных линейных моделей общей теории ползучести и ее методов. Выявлена необходимость полной переработки современных норм России по железобетону.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: теория ползучести бетона, длительное сопротивление конструкций, современные строительные нормы.

В «Строительной газете» в №35 от 29 августа 2014 года, в № 43 от октября 2014 года и в № 50 от 12 декабря 2014 года были опубликованы наши статьи, посвященные несоответствиям актуализированного норматива правилам ВТО и Еврокодам. В соответствии с пожеланиями ведущих экспертов страны, руководителей строительной отрасли, в «Строительной газете» №21 от 22 мая 2015 года мы рассмотрели проблему столкновения правил актуализированного норматива с правилами общей теории расчета сооружений.

К нам также обращаются известные отечественные и зарубежные ученые и специалисты за разъяснениями по особенностям учета в нормативе длительного сопротивления железобетонных конструкций. Имеются также обращения иностранных ученых, свидетельствующие о необходимости дальнейшего развития международных норм и Еврокодов в области учета особенностей ползучести бетона. Так, например, ведущие американские ученые просят ознакомить их с особенностями совместного учета мгновенной нелинейности бетона и его нелинейной ползучести: эти наши разработки ликвидируют разрыв, существующий между теориями кратковременного и длительного сопротивления железобетонных конструкций, и они высоко оценены указанными учеными.

Теория длительного сопротивления железобетона в нормативе покоится на ошибочном приспособлении к применению двух разделов общей теории, не отвечающих механическим свойствам железобетона: 1 – линейной теории ползучести; 2 – линейной теории длительного поведения идеальной конструкции из бесконечно упругого материала, сопровождаемого неограниченным ростом напряжений и деформаций, в том числе в растянутой зоне.

Ниже рассматриваются эти разделы и оцениваются их особенности с точки зрения свойств железобетона.

1. Линейная теория ползучести

1.1. Бетон является существенно нелинейным конструкционным материалом. Его диаграмма мгновенного сжатия σ - ε_m имеет ниспадающий участок, ограниченный предельной деформацией $\varepsilon_{в2}$. В Еврокоде 2 по расчету железобетонных конструкций параметры этой нелинейной диаграммы нормированы.

В теории ползучести бетона (линейной, нелинейной) используется фиктивная линейная диаграмма вместо реальной нелинейной диаграммы, удовлетво-

ряющая закону Гука и вносящая в расчеты два вида ошибок, соответствующих четырем фиктивным точкам 1-4, сопровождающим реальную точку М: например, при заданной мгновенной деформации ε_m фиктивное напряжение $\sigma_{\text{ф}} = \varepsilon_m E_{\text{в}}$ значительно больше реального напряжения σ ; при заданном реальном напряжении σ фиктивная упругая деформация $\varepsilon_y = \sigma/E_{\text{в}}$ значительно меньше реальной деформации ε_m . Подмена реальной нелинейной диаграммы σ - ε_m и применение вместо нее фиктивной линейной диаграммы вносит большие погрешности в расчет полных деформаций при длительном нагружении конструкций.

Обосновывается такой подход недостоверным доказательством, что «в экспериментах мгновенные деформации бетона даже при высоких уровнях нагружения линейно зависят от напряжений».

Общая мгновенная деформация в опытах является суммой линейной и нелинейной составляющей: $\varepsilon_m = \varepsilon_{\text{л}} + \varepsilon_{\text{н}}$. При длительном нагружении полная деформация складывается из двух слагаемых: общей мгновенной и деформации ползучести – $\varepsilon = \varepsilon_m + \varepsilon_{\text{п}}$. Общая мгновенная деформация ε_m определяется за время, измеряемое в минутах (у Александровского С.В. указаны 4 мин.); деформация ползучести проявляется за время, измеряемое сутками и годами, что создает проблемы при их совместном рассмотрении.

1.2. В традиционной наследственной теории ползучести материалов нелинейная составляющая деформации $\varepsilon_{\text{н}}$ не учитывается, вследствие чего полная деформация складывается из упругой деформации $\varepsilon_{\text{л}}$ и деформации ползучести: $\varepsilon = \varepsilon_{\text{л}} + \varepsilon_{\text{п}}$, что не годится для бетона. К таким теориям ползучести относятся уравнения: Кельвина, Больцмана (1887 г.), Вольтерра (1913 г.), Маслова-Арутюняна (1952 г.). В этой связи Гвоздев А.А. в 1955 году, на основании опытов Боришанского М.С., указал, что традиционная теория ползучести не пригодна для теории железобетона: «Она резко занижает, почти стирает (деформации $\varepsilon_{\text{н}}$) эффект напряжений, действующих непосредственно перед моментом наблюдения деформаций»; эта теория не отражает наблюдаемое в опытах быстрое натекание деформаций ползучести к моменту наблюдения, близкому к моменту нагружения образцов; начальные участки кривых ползучести, построенные по указанным теориям ползучести, не имеют характерного подъемистого очертания (крутовосходящих ветвей) при времени τ , близкому к времени t .

Ошибка этого правильного утверждения кроется в том, что нелинейная часть мгновенной деформации переводится в несоответствующий ей разряд деформаций ползучести и формально к ним присовокупляется. Такой произвол требует соблюдения соответствующих математических преобразований, которые, однако, в дальнейшем исполнены не были. Указанный перевод навязан традиционной формой уравнения линейной вязкоупругости

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \frac{1}{E(\tau)} d\tau - \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) d\tau, \quad (1)$$

с мгновенными упругими деформациями.

Сохраняя первые два слагаемых, описывающих (кстати, неверно) упругие деформации, модель перевода предписывает для учета деформации $\varepsilon_{\text{н}}$ уточнить вид меры ползучести $C(t, \tau)$ (учитывающей также деформации, названные быстронатекающей ползучестью). Так как деформация $\varepsilon_{\text{н}}$ нелинейно возрастает с ростом напряжения σ , то и мера ползучести должна нелинейно зависеть от напряжений $C_{\text{н}}(\sigma, t, \tau)$: это требование, однако, исследователями проигнорировано.

Указание об учете деформаций быстронатекающей ползучести бетона первыми исполнили Яшин А.В. и Катин Н.Н. в 1959 году; позже Александровский С.В. и многие зарубежные ученые, например, американские.

1.3. Рассмотрим сначала упругие деформации в уравнении (1). Правило линейных (потенциальных) сил позволяет найти скорость упругой деформации

$$\dot{\varepsilon}_y(\tau) = \dot{\sigma}(\tau) \frac{1}{E(\tau)} + \sigma(\tau) \frac{d}{d\tau} \frac{1}{E(\tau)}$$

и ее значение

$$\varepsilon_y(\tau) = \frac{\sigma(\tau_1)}{E(\tau_1)} + \int_{\tau_1}^t \dot{\sigma}(\tau) \frac{1}{E(\tau)} d\tau + \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{d}{d\tau} \frac{1}{E(\tau)} d\tau.$$

После преобразований имеем $\varepsilon_y(t) = \sigma(t)/E(t)$. Отсюда следует, что второе слагаемое в (1) является лишним, а используемая форма принципа наложения неверна:

$$\varepsilon_y(\tau) = \frac{\sigma(\tau_1)}{E(\tau_1)} + \int_{\tau_1}^t \frac{1}{E(\tau)} d\sigma.$$

Ошибка состоит в потере той части деформации, которая соответствует скорости изменения коэффициента жесткости системы. Такая же потеря присутствует и в последнем интегральном слагаемом. В условиях нелинейной ползучести эта потеря дополнительно приводит к формулировке (созданию) странного принципа наложения, нарушающего не только принципы механики Ньютона, но и условия аффинного подобия экспериментальных кривых ползучести (это будет подробно рассмотрено в отдельной статье).

1.4. Рассмотрим третье слагаемое в (1), и запишем с его помощью ту часть линейной ползучести, которая названа быстронатекающей

$$\varepsilon_H(t) = \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C_H(\sigma, t, \tau) d\tau = \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \dot{\sigma}(\tau) \frac{\partial C_H(\sigma, t, \tau)}{\partial \sigma} d\tau + \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial C_H(\sigma, t, \tau)}{\partial \tau} d\tau.$$

Однако, таким способом вычисление быстронатекающей ползучести не производят, а обычно записывают интеграл в виде

$$\varepsilon_H(t) = \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C_H(t, \tau) d\tau. \quad (2)$$

Здесь значения $\varepsilon_H(t)$ линейно зависят от напряжений, что не соответствует ни экспериментам по нахождению $\varepsilon_H(t)$, ни данным о нелинейной связи ε_H и σ .

Для описания $C_H(t, \tau)$ применяются различные сложные формулы, которые не соответствуют очевидным экспериментальным данным. Например, при аппроксимации диаграммы σ - ε_m квадратной параболой, имеем точное значение деформации $\varepsilon_H = \beta_2 \sigma^2$:

$$\varepsilon_H(t) = \beta_2 \sigma^2(t) = \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C_H(t, \tau) d\tau,$$

которому должна соответствовать правая часть, в том числе ее функция $C(t, \tau)$, что в традиционных записях исполнить невозможно, например, у Александровского С.В.

$$C(t, \tau) = \psi(\tau) - \psi(t) \frac{1 - A_2 e^{-\gamma \tau}}{1 - A_2 e^{-\gamma t}} e^{-\gamma(t-\tau)} + \Delta(\tau) [1 - e^{-\gamma(t-\tau)}].$$

Сложные формулы в описании $C(t, \tau)$, призванные к учету быстронатекающей ползучести, значительно повышают порядок соответствующего дифферен-

циального уравнения ползучести бетона. Это затрудняет решение рядовых практических задач расчета железобетонных конструкций.

1.5. Уточним последнее слагаемое в (1), воспользовавшись свойством потенциальных сил в условиях ползучести [2]. Найдем скорость деформации ползучести

$$\dot{\varepsilon}_{\text{п}}(t, \tau) = \dot{\sigma}(\tau)C(t, \tau) + \sigma(\tau)\frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau} + \sigma(\tau)\frac{\partial C(t, \tau)}{\partial t},$$

и ее величину

$$\varepsilon_{\text{п}}(t) = \sigma(\tau_1)C(t, \tau_1) + \int_{\tau_1}^t \dot{\sigma}(\tau)C(t, \tau)d\tau + \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau)\frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau}d\tau + \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau)\frac{\partial C(t, \tau)}{\partial t}d\tau.$$

Окончательно имеем после преобразований

$$\varepsilon_{\text{п}}(t) = \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau)\frac{\partial C(t, \tau)}{\partial t}d\tau. \quad (3)$$

Последнее слагаемое в (1) и величина (3) в условиях линейной ползучести могут не отличаться друг от друга только при использовании разностных ядер; данное обстоятельство характеризует соответствующий принцип наложения [2], а также правильность его дальнейшего применения в условиях нелинейной ползучести.

Перечисленные самовольные принципы и погрешности оказывают существенное влияние на результаты расчетов железобетонных конструкций на ползучесть. Они также показывают, что в общепринятом виде (1) уравнение ползучести для нормирования и массового применения в железобетонных конструкциях является недопустимым, что, к сожалению, не учитывается в нормативе.

1.6. При средних и высоких уровнях загрузки бетона (традиционно называемых нелинейной ползучестью) в функцию $C(t, \tau)$ вводится дополнительный параметр $C(\mu, t, \tau)$, а сама функция представляется в вырожденной форме $C(\mu, t, \tau) = f(\mu)C(t, \tau)$. В качестве параметра μ принимают напряжение σ , полную деформацию ε , либо мгновенную деформацию $\varepsilon_{\text{м}}$. Однако при учете $C(\mu, t, \tau) = f[\mu(\tau)]C(t, \tau)$ в третьем слагаемом уравнения (*) структура функции нелинейности $f[\mu(\tau)]$ не учитывается, что приводит к формулировке ошибочного принципа наложения, противоречащего классической механике, к неправильному определению значений деформаций ползучести бетона.

1.7 Ошибочно отождествляются функции, описывающие мгновенную нелинейность диаграммы σ - ε и нелинейную ползучесть бетона.

В исследованиях авторов данной статьи предложены способы устранения описанных дефектов и ошибок [1].

2. Линейная теория длительного поведения идеальной конструкции из бесконечно упругого материала

2.1. Актуализированный норматив, ошибочно покоящийся на модели пластического шарнира (отвергнутого Еврокодом и не соответствующего общей теории), делает невозможным использование линейной теории ползучести бетона. Для скрытия такого несоответствия вводится уникальный по своей бессмысленности (особенно в сжатых конструкциях) принцип, уничтожающий продекларированный сначала метод предельных состояний: линейная стадия деформирования конструкций мгновенно превращается в пластический шарнир. А так как у сжатоизогнутых конструкций пластического шарнира никогда не бывает, а линейная модель ползучести не соответствует нелинейной сущности

железобетона, то расчетная модель актуализированного норматива не имеет отношения к расчету сжатых железобетонных конструкций.

2.2. Вместе с тем, из результатов линейной общей теории расчета конструкций при ползучести можно усмотреть ряд грубых ошибок, содержащихся в использованной в нормативе (также усиленно ныне разрабатываемых и рекламированных известными учёными) уравнений ползучести бетона.

Следует обратить внимание специалистов, что без использования результатов этой теории (то есть анализ лишь совокупности гипотез различных теорий ползучести бетона), зачастую невозможно увидеть их дефекты; это приводит также к необоснованному созерцанию кажущихся достоинств уравнений простой ползучести, мер ползучести, необоснованной алгебраизации этих уравнений. Рассмотрим подробнее некоторые из этих проблем.

2.3. Поучительный пример продольного изгиба сжатой стойки в промежутке одних суток, когда успевает проявиться в основном быстроснатекающая ползучесть. Длительная критическая сила колонны в соответствии с формулой

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{t_1}^t \frac{\sigma(u)}{E(u)} L_E(t, u) du \quad (*)$$

и известным решением А.Р. Ржаницына равна $P_d = \frac{\pi^2 H l}{l^2}$, где $H = \frac{E}{1 + \varphi_{\text{дн}}}$. Эта критическая сила устремляется по величине к бесконечности при длине $l \rightarrow 0$, что отвергается и экспериментальными данными, и здравым смыслом. Если же мгновенные нелинейные деформации не причислять к деформациям ползучести, то имеем касательно-модульную (либо приведенно-модульную) критическую силу с конечной величины при $l \rightarrow 0$. Последний результат в нормах железобетона известен давно после экспериментальных и теоретических работ Л. Баес 1927 года, внедренных в нормы ряда стран (Мурашев В.И., Обзор иностранных норм на проектирование железобетонных сооружений).

Из записи формулы (*) деформация быстроснатекающей ползучести имеет вид

$$\varepsilon_n(t) = - \int_{t_1}^t \frac{\sigma(u)}{E(u)} L_E^n(t, u) du .$$

Эта же деформация по данным экспериментальных исследований НИИЖБа (Новое о прочности железобетона, стр. 19) записана в виде:

$$\varepsilon_n(t) = \frac{\sigma^4(t)}{E(t) R_{\text{пр}}^3} \left(0,1 + \frac{24}{2 + R_{\text{пр}}} \right).$$

Приравнивая эти две формулы между собой, видим ошибочность первой из них, невозможность правильного нахождения функции $L_E^n(t, u)$. Применение подхода использования сложных формул для описания $L_E^n(t, u)$ приводит к ненужному усложнению уравнения (*), в частности к дифференциальным уравнениям до пятого порядка, к нарушению принципа независимости действия сил механики Ньютона.

Приведенные данные показывают ошибочность и порочность работ, разрабатывающих теорию быстроснатекающих деформаций ползучести бетона и забывающих о мгновенных нелинейных деформациях бетона.

2.4. Реальная железобетонная колонна имеет в начальный момент загрузки t_0 длительной нагрузкой начальную скорость прогиба $\dot{f}(t_0) = 0$ вследствие ползучести, равной нулю. Однако это очевидное условие нарушено в актуализированном нормативе.

Нормативная модель о длительном продольном изгибе сжатой стойки обладает существенным дефектом безынерционной теории ползучести, проявляющийся в мгновенных скачках скорости, приводящих к недоразумениям в экспериментах над сжатыми железобетонными колоннами.

Простейший случай соответствует случаю нулевой начальной скорости середины колонны $f_0 = 0$ загрузки в инерционной модели при статическом нагружении с заданным начальным прогибом середины $f_0 \neq 0$. В безынерционной (вырожденной) модели Ржаницына А.Р. (той же самой колонны) в начальный момент времени $t = 0$ нулевая начальная скорость $\dot{f} = 0$ скачком преобразуется в конечную отрицательную начальную скорость $\dot{f} < 0$. А в случае безынерционной модели Работнова Ю.Н. и Шестерикова С.А. (той же самой колонны) нулевая начальная скорость скачком вырастает в положительную начальную скорость $\dot{f} > 0$. Отмеченные скачки особенно заметно проявляются при догрузках экспериментальных колонн.

2.5. В актуализированный норматив ошибочно внедрена условная теоретическая модель вязкоупругой колонны, не учитывающая упругопластические стадии работы бетона и арматуры, предусмотренные Еврокодом. В отличие от силы P^* , используемой Еврокодом, в актуализированный норматив внедрена длительная критическая сила, соответствующая бесконечному нарастанию прогибов (также бесконечным напряжениям в сжатой и растянутой зонах бетона), происходящему с постоянной скоростью изменения прогибов $\dot{f} = \text{const}$. Начальное значение прогиба колонны f_0 при $t = 0$ определяется из соответствующей точки кривой, обусловленной бесконечно упругой моделью. Такая теоретическая модель норм не соответствует реальным свойствам бетона и стали; в этой модели исключены упругопластическая стадия, обязательная по принципам Еврокода. По этой причине расчет длительной несущей способности сжатых железобетонных конструкций в актуализированном нормативе экспериментально не может быть обоснован.

Особо подчеркнем наличие бесконечно больших прогибов и бесконечно больших напряжений в сжатой и растянутой частях сечения колонны, сжатой длительной критической силой, вставленной в актуализированный норматив. Эти прогибы и напряжения могут вызвать только удивление у специалистов по железобетонным конструкциям.

2.6. Значение длительной критической силы в общей теории определяется формулой $P_{dl} = P_s / (1 + \varphi_\infty)$. Величина характеристики ползучести бетона φ_∞ изменяется в интервале $\varphi_\infty = 1 \div 5$ для различных бетонов.

Актуализированный норматив в формуле для P_{dl} учитывает только одно значение $\varphi_\infty = 1$. Можно напомнить, что в инструкции по расчету железобетонных оболочек используется другое значение $\varphi_\infty = 2$. Такие значения характеристики ползучести бетона φ_∞ присутствуют в эмпирических формулах, их заменяющих. А что же происходит в железобетонных конструкциях, соответствующих бетону с характеристикой ползучести φ_∞ увеличивающейся до значения $\varphi_\infty = 5$; актуализированный норматив об этом сообщить ничего не может, так как соединил отрицающие друг друга расчетные модели.

2.7. Безынерционность модели ползучести в специальной литературе обобщается тремя ошибочными основаниями:

1. Недостовверным использованием механики Ньютона.
2. Неправильным расположением массы в разрабатываемой модели.
3. Неосознанный учет влияния инерции в форме записи функции $C(t, \tau)$.

Первое основание состоит в ошибочной трактовке механики Ньютона: «уравнение равновесия точки в сплошной среде представляет собой возможную

формулировку *второго закона Ньютона*, утверждающего, что сумма всех сил, действующих на тело, при равновесии (то есть в покое или при равномерном движении) равна нулю». Такие неверные высказывания допускают известные ученые в области теории ползучести.

Второе основание состоит в неудачном расположении массы в разрабатываемой теории ползучести. Оно в работах известных ученых приводит к появлению в модели ползучести колебательного процесса, и приводит к неудачному описанию экспериментальных данных ввиду наличия осциллирующих функций.

Третье основание состоит в пренебрежении того факта, что экспериментально обоснованные выражения для мер ползучести (Александровский, Мак-Генри, Базант и др. ученые) приводят к дифференциальным уравнениям ползучести второго и выше порядков; также к нарушению принципа независимости действия сил из-за появления сил сопротивления, пропорциональных ускорениям (противоречащим механике Ньютона).

3. О нормах

Вступление России в ВТО с необходимостью привело к юридическим, экономическим и политическим обязанностям страны по отношению к мировым стандартам. Для строительства такими стандартами являются Еврокоды; для железобетона – Еврокод 2. У заинтересованных лиц появились соблазны в некоем приспособлении отечественных норм к Еврокодам (актуализация, гармонизация, система переводных коэффициентов, ошибочный тезис о соответствии и так далее); они озвучиваются на специальных международных конференциях, совещаниях, в специальной печати, в переименовании и украшении норм. Это вводит в заблуждение соответствующих руководителей.

Нормы нынче должны состоять из полного текста Еврокода, без изменений; они должны завершаться соответствующим правилам и принципам этого Еврокода – национальным приложением: иное не удовлетворяет правилам ВТО. Последний же актуализированный норматив России по железобетону (2013 г.) основан на теории железобетона Лолейта, разработанной в 1932 году, являющейся ошибочной (на что указывалось уже тогда, а также многократно в последующие годы – Скрамтаев, Келдыш, Никитин, Ржаницын, Гениев, Таль, Дроздов, Гусаков, Бачинский и Гольшев, Лауль и др.) и не соответствующей ни Еврокоду, ни общей теории.

Теория железобетона, ставшая впоследствии основой Еврокода 2, разрабатывалась в России с тех же сороковых годов прошлого столетия и в последующее время известными отечественными учеными, начиная с работ Никитина Г.В., Ржаницына А.Ф., Гениева Г.А. и других. Эта теория с помощью административного ресурса отвергнута; ее правила и принципы (ставшие основой Еврокода 2) отвергнуты; эти правила и принципы Еврокода в течение многих десятилетий признавались (в угоду административному ресурсу) в России неприемлемыми. Таким способом наносился вред не только нормам железобетона, но и самой теории железобетона, особенно ее разделу ползучести. Например, ярлык об «использовании гипотезы плоских сечений» являлся свидетельством «плохой» теории, причем не только тогда, но и в последние годы, уже после утверждения Еврокодов.

Между тем, переработка норм на основе правил и принципов Еврокодов позволяет решить ряд важных проблем:

1. устранить вопрос о несоответствии норм России и системы стандартов Еврокодов, и снять вопрос о различных возможных санкциях со стороны ВТО;

2. заметно повысить экономичность железобетонных сооружений, так как в ряде случаев усилия, воспринимаемые конструкцией, повысятся в два-три раза;

3. в части, характеризующей длительное сопротивление конструкций вследствие ползучести бетона, полученные результаты могут послужить образцом для иных норм, а также указать пути совершенствования Еврокодов в этой их части.

Для реализации проблем, связанных с ползучестью бетона в расчетах железобетонных конструкций, авторы и их ученики в последние годы получили ряд важных новых результатов. Устранены ошибки, присутствующие в традиционных уравнениях ползучести. Выявлены зависимости, учитывающие связь мгновенной нелинейности бетона и его ползучести (линейной, нелинейной). Учтены инерционные свойства бетона в разрешающих уравнениях ползучести, устраняющие их дефекты о странных скачках, присутствующих в традиционных вариантах записи теории ползучести бетона. Например, одно из таких уравнений, имеющее традиционный второй порядок, записывается в следующем виде, учитывающем одновременно и мгновенную нелинейность бетона

$$m\ddot{\varepsilon} + \frac{1}{\gamma C}\dot{\varepsilon} + \frac{1}{C}\varepsilon = mf''(\sigma)\ddot{\sigma} + \frac{1}{\gamma C}f_2'(\sigma)\dot{\sigma} + \frac{1}{C}f_2(\sigma) + \sigma,$$

где m – погонная масса бетона.

Метод использования законов ползучести такого типа изложен в [1]. Там же приведен образец таблицы, содержащей коэффициенты длительного сопротивления железобетонных конструкций, являющийся прообразом таблиц, предназначенных для вложения в соответствующие нормативные документы, удовлетворяющие правилам ВТО.

Л и т е р а т у р а

1. *Sanjarovsky R, Manchenko M.* Creep of concrete and its instantaneous nonlinearity of deformation in the structural calculations // *Scientific Israel – Technological Advantages.* – 2015. – Vol. 17, №1-2.

2. *Санжаровский Р.С.* Нелинейная наследственная теория ползучести // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений.* – 2014. – №1. – С.

References

1. *Sanjarovsky, R., Manchenko, M.* (2015). Creep of concrete and its instantaneous nonlinearity of deformation in the structural calculations, *Scientific Israel – Technological Advantages*, vol. 17, №1-2.

2. *Sanzharovskij, R.S.* (2014). Non-linear hereditary creep theory, *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, №1, pp.

ERRORS IN THE CONCRETE THEORY AND CREEP MODERN REGULATIONS

Sanzarovsky R.S*

Manchenko M.M.**

**L.N. Gumilyov Eurasian National University, Astana, Republic of Kazakhstan,*

***Krylov State Research Centre, SPb, Russia*

In the article, the theoretical analysis of the major mistakes inherent in the theory of calculating of the creep of reinforced concrete constructions is given. The impossibility of using of known linear models of the general theory of creep and its methods in the calculations of reinforced concrete structures is demonstrated. The necessity of a complete redesign of current Russian rules for the reinforced concrete is revealed.

KEY WORDS: theory for concrete creep, sustained resistance of the building structures, modern building regulations

ОПЫТ УСИЛЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ПЕШЕХОДНЫХ ПЕРЕХОДОВ В ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГРУНТАХ ГОРОДА КАЗАНИ

В.Р. МУСТАКИМОВ, к.т.н, доцент, главный специалист^{1,2}

Р.И. ШАФИГУЛЛИН, аспирант, инженер^{1,2}

С.Н. ЯКУПОВ, к.т.н., инженер²

А.В. МУСТАКИМОВ, архитектор²

Р.И. ДАМИНОВ, главный конструктор³

¹ Казанский государственный архитектурно-строительный университет

ул. Зеленая, д. 1, г. Казань, РФ, 420043

² Государственное унитарное предприятие «Татинвестгражданпроект»

ул. Чехова, д.28, г. Казань, РФ, 420043

³ ОАО «Институт»Татдорпроект», ул. Губкина, д.31, г. Казань, РФ, 420043

Приведен обзор и анализ проектирования, строительства и мониторинга за техническим состоянием подземных пешеходных переходов, возведённых на водонасыщенных грунтах города Казани в районах с развитой инфраструктурой. Изложены современные и эффективные способы подведения свай под фундаменты подземных сооружений, а также усиления слабых водонасыщенных грунтов основания при помощи вертикальных армоэлементов в стесненных условиях городской застройки.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: водопонижение, осадка, трещина, депрессионная кривая, поровое давление, гидроизоляция, свая, цементогрунтовый армоэлемент, мониторинг.

В преддверии успешно проведенным в 2013 году Универсиады и в 2015 году чемпионата мира по водным видам спорта в Казани, наряду с возведением новых и реконструкции существующих спортивных сооружений, выполнен значительный объем комплекса изыскательских, проектных, строительно-монтажных и исследовательских работ по созданию инженерно-технической и транспортно-пешеходной инфраструктуры, способствующий полноценному функционированию современного города-миллионника. Сейчас третья столица России, город Казань готовится к проведению в 2018 году чемпионата мира по футболу. Для систематизации и повышения пропускной способности основных надземных и подземных транспортных артерий города, а также создания безопасной и комфортной среды для его жителей и гостей, осуществлены и продолжают работы по активному освоению подземного пространства (метро, многоуровневые транспортные развязки, подземные пешеходные переходы, подземные одно и многоуровневые стоянки автотранспорта). Интенсивное строительство подземных объектов, способствует накоплению практического опыта проектирования и возведения подземных сооружений в особых инженерно-геологических и гидрогеологических условиях столицы Татарстана, среди которых следует отметить слабые водонасыщенные грунты [1]. Наряду с положительным опытом проектирования и возведения объектов подземной урбанизации на слабых водонасыщенных грунтах, имеются примеры геотехнических решений, практическая реализация которых, привела к образованию неравномерных деформаций осадок конструкций переходов. Возникла необходимость в проведении усилительно-восстановительных мероприятий. Поэтому, с целью исключения технико-технологических и производственных ошибок, на примере двух вновь возведённых подземных переходов в Казани, авторы делятся накопленным опытом.

Опыт возведения подземных пешеходных переходов открытым способом в Казани.

За последний период в стесненных условиях сложившейся структуры города Казани, возведено много подземных пешеходных переходов открытым способом, с использованием двух технологических приёмов, при помощи совре-

менных строительных машин и механизмов. В зависимости от конкретных градостроительных условий, подземные сооружения пешеходных переходов, возводились с полным или частичным прекращением транспортного движения по ширине проезжей части улицы. Например, подземные пешеходные переходы на пересечении улиц Вишневого-Шмидта и по улице Батурина, вблизи от Казанского Кремля, возводились одновременно на всю ширину автомобильной дороги, а конструкции коробчато-стенового железобетонного остова аналогичных переходов на пересечении улиц Ямашева-Адоратского и Эсперанто-Качалова, возведены по захваткам, с условным разделением ствола перехода вдоль оси на две очереди под проездами вначале в одном, а затем в противоположном направлении движения автотранспорта. Если одновременно возведённые подземные сооружения введены в строй и находятся в режиме нормальной эксплуатации, то подземные переходы по улицам Амирхана и Эсперанто, уже на стадии их возведения на слабых водонасыщенных грунтах, при некорректном поверхностном водопонижении, приобрели неравномерные сверхнормативные деформации осадки. Как следствие, в конструкциях покрытия, стенах и днище ствола перехода образовались сквозные трещины силового происхождения. С целью установления причин, вызвавших деформации сооружений, авторами решены задачи по инженерному обследованию технического состояния их железобетонных конструкций с инструментальным освидетельствованием фактической прочности, геометрии и мониторингового наблюдения за неравномерными осадками. По результатам проведённых полевых и камеральных работ, с учетом требований ГОСТ 53778-2010 [2] был разработан комплекс усилительно-восстановительных инженерно-технических мероприятий и рекомендован заказчику к реализации [3, 4]. Предложенные решения выполнены и за техническим состоянием подземных сооружений осуществляется мониторинговое наблюдение.

Подземный пешеходный переход на пересечении улиц Ямашева- Адоратского в г. Казани

Сооружение возведено в 2011 году и представляет собой подземный пешеходный переход, пространственная жесткость которого, обеспечивается остовом из монолитного железобетона. Железобетонный коробчатый остов состоит из днища, вертикальных стен и плиты покрытия (рис. 1). В составе комплекса подземного перехода имеются: ствол тоннеля, лестничные сходы с пандусами и технические помещения обслуживания. Протяженные участки подземного пешеходного перехода разделены на отдельные блоки простой геометрической формы, посредством устройства деформационных (осадочных) швов. Толщина железобетонного днища тоннеля составляет 400 мм, стен тоннеля по – 300 мм, толщина покрытия – 350 мм. Высота и ширина тоннельной части перехода, соответственно, составляет 2800 мм и 4500 мм. Лестницы выполнены шириной 3000 мм и со ступенями высотой по 150 мм и шириной по 300 мм.

Территория застройки представляет собой заболоченную местность. В геологическом строении, сверху вниз, до глубины 15,0-20,0м принимают участие семь инженерно-геологических элементов (таблица 1, рис. 1,а).

Гидрогеологические условия участка строительства характеризуются наличием двух водоносных горизонтов. Первый водоносный горизонт - верховодка и вскрыт на глубинах 0,9-1,4м (56,14 – 56,60м, БС). Второй - обладающий местным напором, вскрыт в песках на глубинах 7,4-10,8м (46,75–50,14м БС). Установившийся уровень подземных вод зафиксирован на глубинах 3,6–4,2м (53,35–53,90м БС). В связи с высоким уровнем подземных вод и агрессивностью среды, при строительстве было выполнено строительное водопонижение уровня напорных подземных вод методом открытого водоотлива. Для этого на строи-

тельной площадке, вдоль ствола тоннельной части, были предусмотрены три зумпфа глубиной по 1,2 м ниже подошвы днища тоннеля, из которых водяными насосами производилось регулярное откачивание напорных вод со сбросом в дренажную систему (рис. 1).

Таблица 1

№№ ИГЭ	Наименование инженерно-геологических элементов	Мощность ИГЭ, м	Физико-механические свойства			
			γ , кН/м ³	φ , град	c , кПа	E , МПа
ИГЭ-1НС	Насыпной песок со щебнем до 40%	0,5-0,7	-	-	-	-
ИГЭ-1А	Насыпная глина в текучем состоянии	1,2-1,5	-	-	-	-
ИГЭ-2	Суглинок мягкотекучепластичный	1,5-2,0	19,2	23	20,0	3,0
ИГЭ-2А	Глина текучепластичная	3,5-4,0	18,2	16	22,0	3,0
ИГЭ-3	Торф среднеразложившийся	2,5-3,0	12,4	18	14,0	0,4
ИГЭ-6	Песок средней крупности, плотный, водонасыщенный с линзами суглинка	2,5-3,0	19,4	36	0,0	33,0
ИГЭ-6А	Песок ср. крупности, ср. плотности, водонасыщенный с линзами суглинка	-	20,1	34	0,0	35,0

При возведении подземного сооружения открытым способом в водонасыщенных грунтах, по всему периметру котлована, выполнено шпунтовое ограждения из стальных труб с заостренным нижним концом, забитых при помощи пневматического погружателя (рис. 1з, д, е). Инструментальным инженерным обследованием с освидетельствованием характеристик железобетонных конструкций тоннеля, методами неразрушающего контроля, установлено, что класс бетона составляет В22,5 (М300), морозостойкость F200, водонепроницаемость W4, армирование осуществлено стержнями из арматуры класса А-III и А-I. Гидроизоляция железобетонных конструкций днища, стен и покрытия тоннеля выполнена по наружному контуру из наклейки 3-х гидроизоляционных слоев системы "Изопласт" типа П ЭПП 4,0 по ТУ 5774-005-05766480-95. В деформационных швах и в местах примыкания покрытия к стенам тоннеля предусмотрены «гидрошпонки», предназначенные для гидроизоляции и герметизации стыков между блокируемыми элементами тоннеля. Герметичность деформационных швов обеспечена посредством применения слоев из: стеклоткани и жгута диаметром 40 мм, пропитанных битумом; 3-х слоев битумно-полимерного материала "Изопласт" ПЭПП 4,0.

Уже в процессе строительства подземного перехода с режимным водопонижением во вновь возведенных конструкциях остова (стенах и покрытии) тоннельной части, между разбивочными осями 8-11/Е-М, выполненных из монолитного железобетона освидетельствованного класса В22,5 (М300), стали формироваться и развиваться сквозные наклонные и слабонаклонные трещины. Инструментальными исследованиями установлено, что причинами образования трещин в конструкциях стволовой части подземного перехода послужила неравномерная деформация осадки массива водонасыщенного грунта в сложных инженерно-геологических условиях, при некорректной технологии водопонижения. Неравномерные деформации осадки зафиксированы по результатам инструментального геодезического наблюдения в режиме мониторинговых измерений высотных отметок конструкций возведенной части тоннеля. Инструмен-

тальные геодезические наблюдения выполнены ООО «Стройхолдинг». Для анализа результатов проводимого мониторинга, авторами составлена сводная сравнительная таблица, а также построены эпюры развития неравномерных осадок. Результаты инструментальной инженерно геодезической съёмки вертикальных отметок основных конструктивных элементов и эпюры неравномерных деформаций осадок фундамента тоннельной части подземного пешеходного перехода во времени приведены в таблице 2.

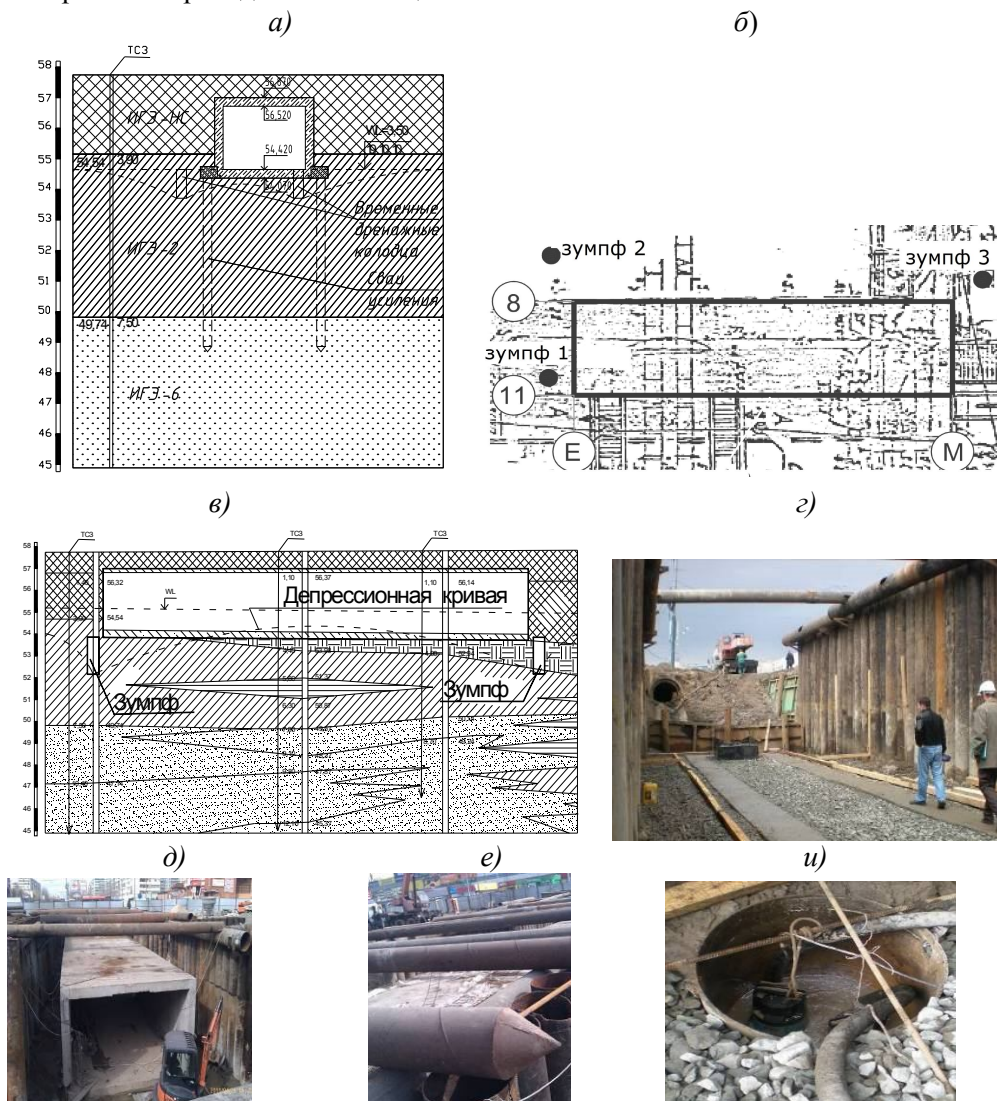


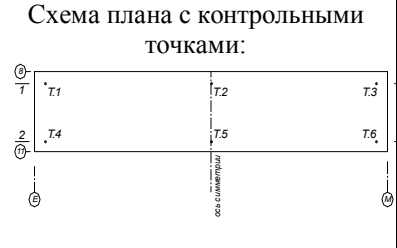
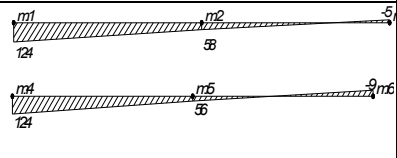
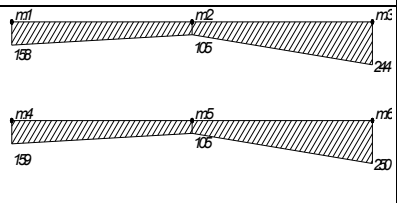
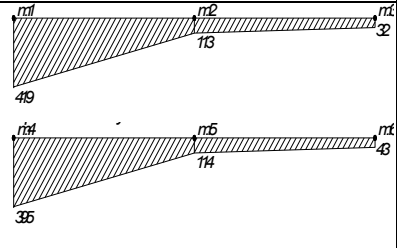
Рис. 1. Подземный пешеходный переход на пересечении улиц Ямашева-Адоратского в Казани: *а* - инженерно-геологический разрез; *б* - план с расположением зумпфов; *в* - продольный разрез по переходу с зумпфами и депрессионной кривой; *г* - котлован с креплением стен шпунтом; *д* - стволовая часть перехода; *е* - оголовки элементов погруженного шпунта и лобовая часть свай усиления *и*-зумпф с водяным насосом при строительном водопонижении методом поверхностного водоотлива

Согласно замерам, по сравнению с проектными отметками неравномерные осадки точек дна составили от 32 мм до 419 мм, что оценивается, как недопустимое состояние для коробчатой железобетонной конструкции тоннельной части. Как видно из таблицы 2 с эпюрами неравномерных деформаций осадок фундамента тоннельной части подземного перехода, замеренных во времени, в

контрольных точках №1, №2, №3 по линии 1-1 и в точках №4, №5, №6 по линии 2-2, формирование и развитие деформаций соответствует строительно-технологическому процессу по времени выполнения работ при поверхностном водоотливе.

Установлено, что основной причиной образования трещин в конструкциях подземного перехода, концентрация которых зафиксирована в стенах и покрытии средней зоны протяженного тоннеля коробчатого поперечного сечения, является: неравномерная осадка плитного днища тоннельной части перехода, в основании которого расположены водонасыщенные грунты с разной степенью сжимаемостью в пределах контура фундамента.

Таблица 2

Схема плана с контрольными точками: 	Осадка контрольных точек по 1-1, мм			Осадка контрольных точек по 2-2, мм		
	№1	№2	№3	№4	№5	№6
	По состоянию на 01.12.2010 года:					
	-124	-58	+5	-124	-56	+9
	По состоянию на 01.02.2011 года:					
	-158	-105	-244	-159	-105	-250
	По состоянию на 22.04.2011 года:					
	-419	-113	-32	-395	-114	-43

Неравномерные деформации осадки протяженного сооружения тоннеля связаны с процессом снижения прочностных характеристик (угла внутреннего трения ϕ , удельного сцепления c) и повышением деформативности (снижение модуля деформации E и повышением осадки s) грунтов основания, вызванные некорректным применением принципа и технологии временного строительного водопонижения из локальных приямков-зумпфов, расположенных на значительном расстоянии друг от друга по торцам возводимого тоннеля (рис. 1б, в, и). Формирование депрессионной кривой между локально расположенными зумпфами при неравномерном понижении высокого уровня подземных вод вдоль ствола тоннеля, создало новое напряженно-деформированное состояние в пределах массива грунта, расположенного под подошвой днища. При этом, в средней части, вдоль ствола тоннеля, уровень подземных вод понизился незначительно, поэтому напряженно-деформированное состояние (НДС) грунта основания изменилось за счет осадки в результате преодоления реактивного дав-

ления в поровой воде « P_w » (нейтральное давление-сопротивление), а также в скелете грунта « P_{str} » (эффективное давление-сопротивление), в целом сохранив относительный баланс условного статического равновесия между внешним дополнительным контактным давлением « P_l » и суммой $P_w + P_{str}$ ($P_l = P_w + P_{str}$), и следовательно осадка происходят без отжатия воды из пор грунта, что полностью соответствует классической теории [5,8,9]. В торцевых зонах тоннеля, где при строительстве производилось понижение уровня подземных вод за счет ее откачивания из заглубленных приямков-зумпфов, расположенных на расстоянии 23,781 м друг от друга, величина замеренной осадки « S » от приложенного дополнительного давления значительно больше. При водопонижении и освобождении пор от поровой воды, величина порового давления приобретает нулевое значение $P_w = 0$. Следовательно, всю величину внешнего дополнительного давления « P_l » от тоннельной конструкции воспринимает только неустойчивая структура грунта, из пор которого, откачана и отжата вода. Поэтому статическое равновесие грунтового массива обжатого внешней нагрузкой « P_l » грунта обеспечивается только за счет реакции скелета грунта « P_{str} ». При этом происходит процесс переупаковки и уплотнения скелета грунта в зоне обжатия, а следовательно – неравномерная осадка днища тоннеля (таблица 2).

Для исключения прогрессирующего процесса развития деформации грунта основания при водопонижении и вызванной этим неравномерной осадки конструкции тоннеля, на основании выводов и рекомендаций авторов [3] АО «Институт «Татдорпроект» разработаны проектные решения и реализованы усилительно-восстановительные мероприятия по «пересадке» конструкции плитного фундамента перехода на свайные фундаменты из стальных пневмопогружных свай с заделкой лобовой их части в надёжные песчаные слои грунта. В качестве опорного слоя для размещения лобовой части свай усиления, рекомендован плотный песок средней крупности ИГЭ №6 и песок средней крупности, средней плотности ИГЭ №6а, (таблица 1 и рис. 1а). Инженерно-технические решения по «пересадке» плитного фундамента на свайные ряды с подведением пневмопогружных трубобетонных стальных свай под продольные крайние стены тоннеля и лестницы входов, позволили стабилизировать неравномерные осадочные деформации и ввести объект в эксплуатацию (рис. 2).

Подземный пешеходный переход на пересечении улиц Эсперанто-Качалова в Казани

Сооружение возведено в 2012 году, но уже в 2013 году зафиксировано образование и развитие сквозных трещин в несущих конструкциях продольных стен и покрытия тоннельной части, выполненной из монолитного железобетона. Причиной деформации послужила неравномерная осадка водонасыщенного грунта основания под подошвой плитной конструкции днища, в результате нарушения технологии и принципов строительного водопонижения при возведении сооружения. Площадка с возведенным подземным сооружением сложена аллювиально-делювиальными отложениями (таблица 3).

Геоморфологически, объект расположен на первой надпойменной террасе левобережья Волги, на расстоянии 1000 м от озера Средний и Нижний Кабан. Абсолютные значения отметок проезжей части, шириной 31 м составляют 58,69-58,81 м (БС), при уровне расположения подземных вод $WL = 55,13-55,30$ м (БС). Уровень пола подземного перехода 54,50 м (БС). Следовательно, отметка пола подземного перехода на 0,63-0,80 м ниже уровня напорной подземной воды WL . Питание водоносного горизонта осуществляется за счет «подпора» Куйбышевского водохранилища, а также гидравлической взаимосвязи с уровнем воды в озерах Нижний и Средний Кабан.

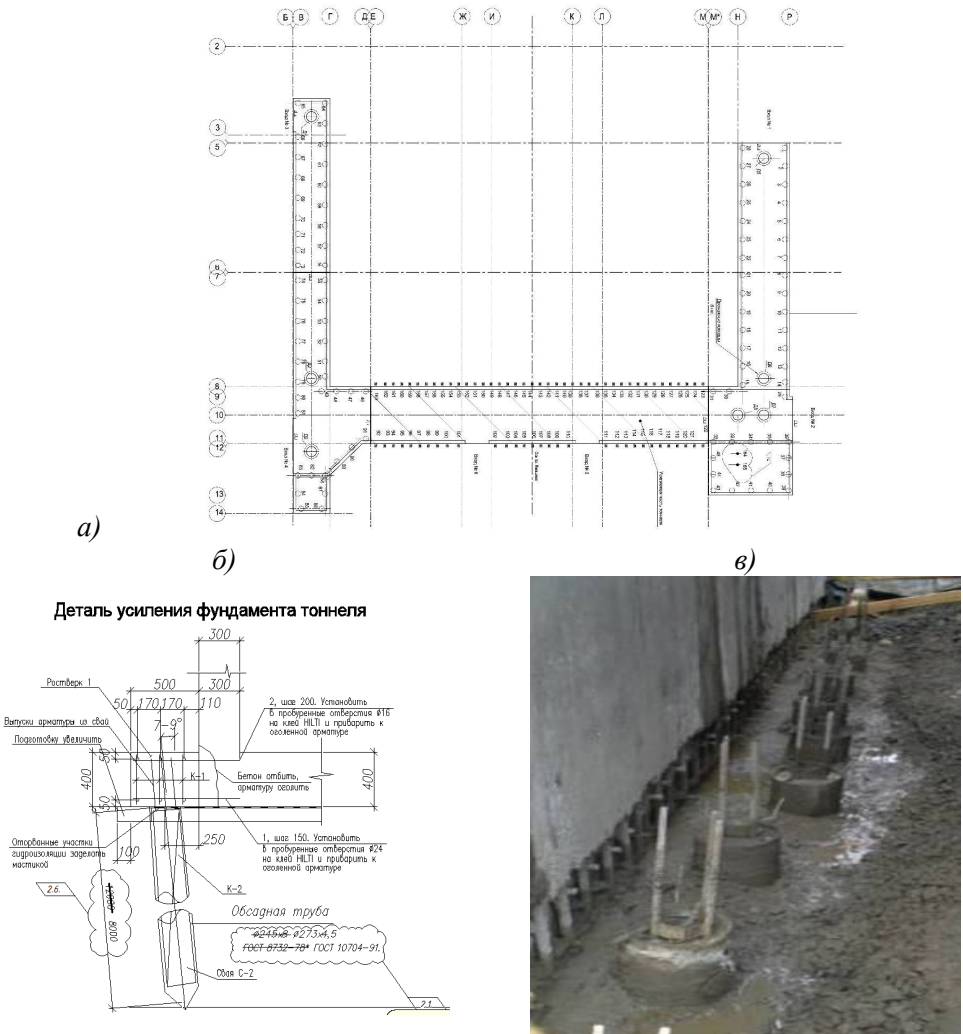


Рис. 2. Подведение трубобетонных свай усиления под существующий плитный фундамент: а- общий план подземного пешеходного перехода с расположением свай усиления; б-свая; в-оголовки погруженных свай из трубобетона с анкерными выпусками

Таблица 3

№№ ИГЭ	Наименование инженерно- геологических элементов	Мощность ИГЭ, м	Физико-механические свойства				
			γ , кН/м ³	φ , град	c , кПа	E , МПа	k_f , м/сут
ИГЭ-НС	Насыпной грунт	1,5-5,0	19,7	33	23,0	29,0	1,800
ИГЭ-2а	Глина полутвердая с торфом	1,4-2,5	18,7	15	39,3	13,9	0,005
ИГЭ-4а	Супесь твёрдая	1,3-2,1	19,0	24	15,0	10,0	0,150
ИГЭ-4б	Супесь пластичная	1,2-3,4	19,3	19	11,4	8,4	0,170
ИГЭ-4в	Супесь текучая	1,5-1,8	20,0	17	9,0	5,3	0,200
ИГЭ-6а	Песок мелкий, ср. плотности, водонасыщенный ($S_r = 0,99$)	3,2-6,0	19,7	33	3,0	29,0	1,800
ИГЭ-7а	Песок ср. крупн., ср. плотн., водонасыщенный ($S_r = 0,92$)	1,0-7,2	20,2	38	2,0	40,0	1,380

Причиной образования трещин в конструкциях подземного пешеходного перехода, концентрация которых наблюдается в срединной части ствола короб-

чатого тоннеля, является неравномерная осадка его днища, в основании которого расположены водонасыщенные грунты в сложных инженерно-геологических условиях с разной сжимаемостью по длине перехода. Неравномерная осадка тоннеля вызвана процессом снижения прочностных характеристик (φ , c) и повышением деформативности грунтов основания за счет снижения модуля деформации (E). Эти изменения, вызваны некорректным проведением работ по строительному водопонижению из аварийного приямка глубиной 3,50м от уровня пола, расположенного в помещении проектной насосной (рис. 3).

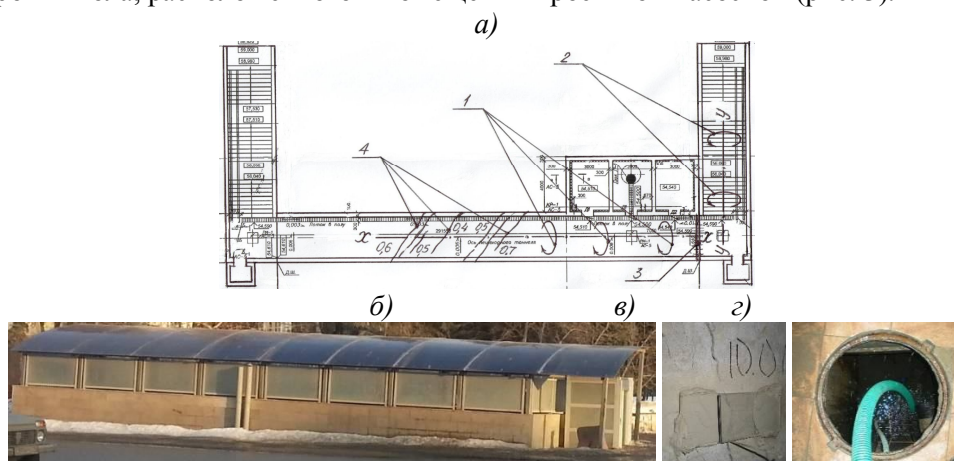


Рис. 3. Подземный переход на пересечении улиц Эсперанто-Качалова в Казани: *а*-план с изображением сквозных наклонных трещин в конструкции покрытия, деформаций кручения ствола тоннеля и лестницы; *б*-неравномерная осадка надземной части одного из выходов; *в*-трещины в стенах; *г*-аварийный приямок с насосом; *1*-схематизированное изображение деформации неравномерной осадки с кручением части ствола вдоль продольной геометрической оси X-X; *2*-то же, вдоль продольной геометрической оси Y-Y одной из лестниц; *3*-повреждения бетона в зоне деформационного шва; *4*-сквозные наклонные трещины с раскрытием 0,4-0,7мм, протяженностью 750-4200мм в конструкции покрытия из железобетона.




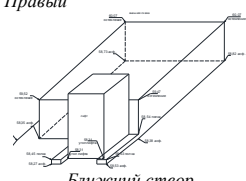


Рис. 4. Подземный переход на пересечении улиц Эсперанто-Качалова в Казани: *а* – процесс возведения подземной части дренажной камеры после сооружения ствола тоннеля; *б* – вымыв грунта из под ствола пешеходного перехода в ходе СМР; *в* – дренажная камера, процесс вымывания грунта из-под днища пешеходного перехода

Установлено [4], что при строительстве с водопонижением, была нарушена последовательность выполнения технологических процессов, герметичность соединения дренажной системы и аварийного приямка (рис.4). Длительное откачивание подземной воды из негерметичного приямка привело к вымыванию минеральных частиц (механической суффозии) из массива слабого водонасыщенного грунта за счёт разряжения, создаваемого функционирующим водяным насосом, размещённым в помещении насосной станции. Откачиваемая вода имела мутный цвет (рис.4, д). Формирование депрессионной кривой при строительном понижении уровня подземных вод WL с одновременным выносом ми-

неральных частиц, создало новое напряженно-деформированное состояние (НДС) в пределах массива грунта, расположенного под подошвой днища. В срединной части ствола тоннеля, уровень подземных вод понизился незначительно, поэтому НДС грунта основания изменилось за счет осадки в результате преодоления реактивного давления в поровой воде « P_w », а также в скелете грунта « P_{str} », в целом сохранив относительный баланс условного статического равновесия между внешним давлением « P_l » и суммой $P_w + P_{str}$, т.е. ($P_l = P_w + P_{str}$) [8, 9]. При этом осадка произошла без отжатия воды из пор грунта. На конечном участке тоннеля, где производилось регулярное откачивание подземной воды из неисправного приямка, расположенного на расстоянии 25м от противоположного края тоннеля, величина осадки « S » зафиксирована со значительно большими значениями чем в остальных зонах под плитой фундамента. При откачивании поровое давление понизилось до нуля ($P_w = 0$). Следовательно, всю величину внешнего дополнительного давления « P_l » от тоннельной конструкции воспринимает только скелет слабого грунта « P_{str} », структура которого нарушена и значительная часть минеральных частиц откачана вместе с водой. Статическое равновесие грунтового массива обжатого внешней нагрузкой « P_l » грунта обеспечивается только за счет реакции ослабленного скелета грунта « P_{str} », при этом $P_l > P_{str}$. Происходит процесс уплотнения скелета грунта в зоне образования механической суффозии и неравномерная осадка днища тоннеля (таблица 4).

Таблица 4. Схемы неравномерной осадки тоннельной части и лифта подземного перехода во времени

Схема к геодезическому мониторингу неравномерной осадки тоннельной части подземного перехода	Конструктивные элементы перехода	Геодезические марки на конструкциях	Абсолютная отметка (БС) в м., по результатам инструментального наблюдения во времени			Деформация, ±-осадка - подъем мм	
			10.01.2013	06.03.2013	17.03.2013		
Тоннель подземного перехода: Съёмка 10.01.2013г.  Съёмка 06.03.2013г.  Съёмка 17.03.2013г. 	Вход левый	Днище	53,96	53,94	53,84	-120	
		Стены	55,41	55,37	-	-40	
		Потолок	56,48	56,44	56,09	-390	
	Тоннельная часть перехода	Днище	Слева	54,22	54,19	53,92	-300
			Центр	54,42	-	54,28	-140
			Справа	54,56	54,56	54,55	-10
		Стены	Слева	55,42	55,39	-	-30
			Центр	-	-	-	-
			Справа	56,03	56,03	-	-
	Потолок	Слева	56,49	56,46	56,15	-340	
		Центр	-	-	56,47	-	
		Справа	56,96	56,97	56,95	-10	
	Вход правый	Днище	-	-	54,50	-	
Стены		55,72	55,73	-	+10		
Потолок		-	-	56,97	-		
Покрытие входа и лифт Съёмка 27.03.2014г. Дальний створ Левый Правый  Ближний створ	Покрытие над лестницей входа	Дальний створ	Левый	60,07	-	-	-
			Правый	60,07	-	-	-
		Ближний створ	Левый	59,52	-	-	-550
			Правый	59,47	-	-	-600
	Лифт	Дальний створ лифта	Левый	58,38	-	-	-
			Правый	58,38	-	-	-
		Ближний створ лифта	Левый	58,31	-	-	-70
			Правый	58,31	-	-	-70

Для предотвращения прогрессирующей во времени неравномерной деформации осадки конструкций тоннеля, включая: ствол; одну из лестниц; лифт, были рассмотрены различные варианты, предложенные разными организациями. По настоянию застройщика, основным критерием для всех вариантов должна

быть схема «пересадки» плиты фундамента на сваи или опоры. В этой связи рассматривался вариант «пересадки» на сваи усиления, при котором, работы проводились из внутренней полости тоннеля с прорезкой конструкции днища и нарушением целостности гидроизоляции, со всеми вытекающими из этого последствиями по её восстановлению в водонасыщенных грунтах с постоянным подпором подземной воды. Авторами предложен [4], АО «Институт «Татдор-проект» разработан проект и подрядной организацией реализован комплекс инженерно-технических мероприятий, включая: закрепление водонасыщенного грунта основания под подошвой плитного фундамента тоннеля с его наружной стороны, без нарушения целостности и герметичности гидроизоляции, при помощи подведения под опорную часть плиты фундамента вертикальных цементогрунтовых армирующих элементов-столбов, выполненных по технологии струйной цементации с техническим мониторингом (рис. 5); после завершения прогрессирующей неравномерной осадки и достижения стабилизации деформаций, произвести инъекцию всех трещин ремонтными составами на основе цемента; выполнить рихтовку ствола накренившейся шахты лифта.

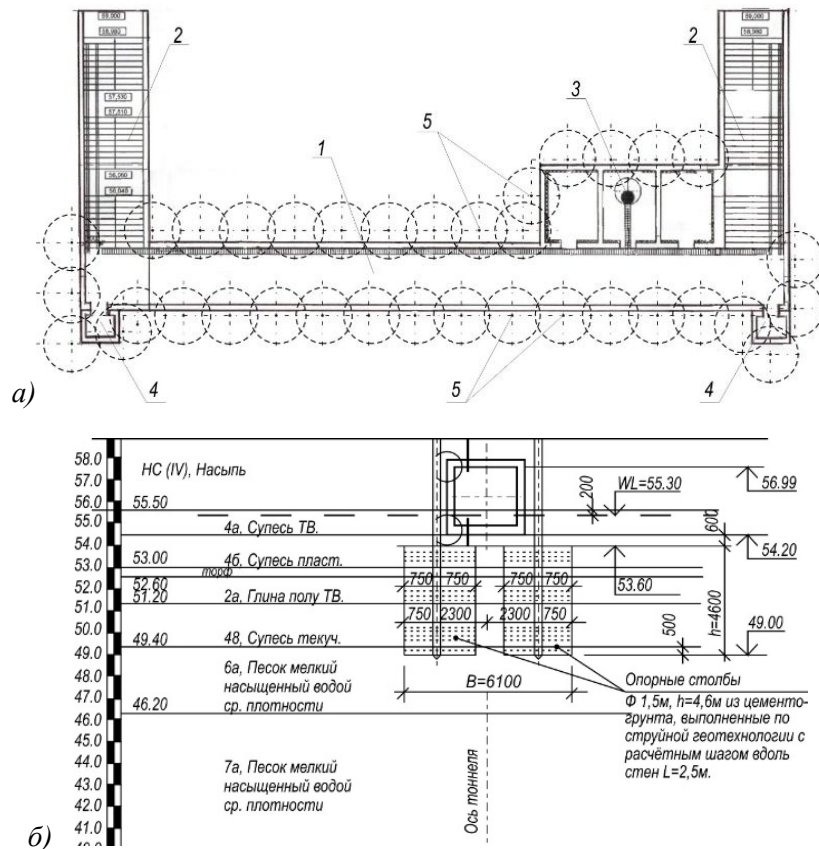


Рис. 5. Усиление слабого водонасыщенного грунта основания под подошвой плитного фундамента подземного пешеходного перехода на пересечении улиц Эсперанто- Качалова методом подведения вертикальных цементогрунтовых армоэлементов с наружной стороны сооружения, выполненных по технологии струйной цементации. а - план подземного перехода с расположением вертикальных цементогрунтовых армоэлементов; б - поперечный разрез ствола подземного перехода с элементами усиления; 1- ствол перехода; 2-лестницы; 3-приямок; 4-лифты; 5-элементы усиления из цементогрунта

При выборе наиболее приемлемого в конкретных инженерно- геологических и гидрогеологических условиях варианта усиления грунта основания, бы-

ли приняты во внимание следующие факторы: уровень напорных подземных вод расположенный на 1,5 м выше отметки пола подземного перехода; сохранение целостности и герметичности конструкции вертикальной и горизонтальной гидроизоляции ствола и лестниц тоннеля; эксплуатация подземного перехода должна осуществляться при режимном включении водяного насоса для откачивания скапливающейся подземной воды в железобетонном приямок. В настоящее время деформации неравномерной осадки стабилизировались. Объект готовится к вводу в эксплуатацию.

Таким образом, учитывая особенности культуры производства строительно-монтажных работ в процессе проведения инструментального инженерного обследования с геотехническим мониторингом и комплексом рекомендованных авторами [3, 4], разработанных АО «Институт «Татдорпроект» и реализованных подрядной строительной организацией инженерных усилительно-восстановительных мероприятий, можно сделать следующие выводы:

1. Конструкции фундаментов подземных пешеходных переходов, возводимых на водонасыщенных грунтах в сложных инженерно-геологических условиях с использованием строительного водопонижения, по технологическим захваткам, с целью исключения неравномерных деформаций осадок фундаментов над зонами депрессионных воронок от водопонижения, рекомендуется проектировать и возводить на свайных фундаментах или искусственных основаниях из вертикальных цементогрунтовых армоэлементов, лобовая часть которых должна быть заделана в надежные грунты основания.

2. Герметизацию горизонтальных и вертикальных технологических и осадочно-температурных швов в конструкциях фундаментов, стен и покрытия подземных сооружений, целесообразно выполнять из современных типов гидрошпонок, воспринимающих гидравлический напор от подземных вод и проявляющих свойство набухания при контакте с водой подтопления.

Л и т е р а т у р а

1. Мустакимов В.Р. Проблемы геотехники в современном строительстве и реконструкции зданий и сооружений Казани// Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – №2(6)/2006. – КГАСУ, Казань. – С. 66-68.

2. ГОСТ Р 53778-2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. –Москва: Стандартинформ, 2010.

3. Техническое заключение по результатам инженерного обследования строительных конструкций строящегося подземного пешеходного перехода, расположенного на пересечении улиц Ямашева-Адоратского в г. Казани РТ. Заказ №6104/3.2, инв. №ТО-11754. ГУП «Татинвестгражданпроект», Казань, 2011, с. 81.

4. Техническое заключение по результатам инженерного обследования строительных конструкций строящегося подземного пешеходного перехода, расположенного на пересечении улиц Эсперанто-Качалова в г. Казани РТ. Заказ №8431, инв. №ТО-11286. ГУП «Татинвестгражданпроект», Казань, 2013, с. 81.

5. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика. – М. И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В. И. Крутов и др.; Под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова.-М.: Стройиздат, 1985.- С. 411-457.

6. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*, Минрегионразвития РФ, М., 2011, 93с.

7. СП 21.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85, Минрегионразвития РФ, М., 2011, 90с.

8. Ninomiya, Y., Hagiwara, R., Azuma, T. Rise of excess pore water pressure and uplift of underground structures due to liquefaction// Proceedings of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, 1995, pp. 1023-1028.

9. Hetenyi M. Beams on Elastic Foundation. – University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, 1976.

References

1. *Mustakimov, V.R.* (2006). Geotechnical problems in contemporary construction and reconstruction of buildings and structures of Kazan, Kazan: *Izvestiya KGASU*, No 2(6), p. 66-68.
2. *GOST R 53778-2010*. Buildings and Structures. Rules of inspection and condition monitoring, Moscow, 2010.
3. A technical report on the results of the engineering survey of building structures being built underground pedestrian crossing located at the intersection of Yamashev and Adoratskiy Strs. in Kazan (Order №6104/3.2), SUE "Tatinvestgrazhdanproekt", Kazan, 2011.
4. A technical report on the results of the engineering survey of building structures being built underground pedestrian crossing located at the intersection of Esperanto and Kachalov Strs. in Kazan RT (Order №8431). SUE "Tatinvestgrazhdanproekt", Kazan, 2013, p. 81.
5. *Gorbunov – Posadov M.I.* (1985). *Osnovaniya, Fundamenty i Podzemnie Sooruzheniya*, Directory designer, Moscow: Stroyizdat, p. 411-457.
6. *SP 22.13330.2011. Osnovaniya Zdaniy i Sooruzheniy*. The updated edition of SNIP 2.02.01-83. Moscow: 2011.
7. *SP 21.13330.2011. Svaynie Osnovaniya*, The updated edition of SNIP 2.02.03-85, Moscow: 2011.
8. *Ninomiya, Y., Hagiwara, R., Azuma, T.* (1995). Rise of excess pore water pressure and uplift of underground structures due to liquefaction, Proceedings of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, pp. 1023-1028.
9. *Hetenyi, M.* (1976). *Beams on Elastic Foundation*, Univ. of Michigan, Ann Arbor, Michigan.

**THE EXPERIENCE OF STRENGTHENING OF PEDESTRIAN SUBWAYS
IN THE SATURATED SOILS OF THE KAZAN CITY**

V.R. MUSTAKIMOV^{1,2}, R.I. SHAFIGULLIN^{1,2}, S.N. YAKUPOV²,
A.V. MUSTAKIMOV², R.I. DAMINOV³

¹ *Kazan State University of Architecture and Construction*

² *State Unitary Enterprise "Tatinvestgrazhdanproekt";* ³ *Institute "Tatdorproekt"*

A review and analysis of the design, construction and monitoring of the technical state of underground pedestrian crossings, erected in the city of Kazan water saturated soils in areas with developed infrastructure is given. Modern and effective methods of erecting of stock piles under the foundations of underground structures are described, as well as amplification of weak water-saturated soil base with using of vertical reinforced concrete elements in cramped urban conditions.

KEYWORDS: dewatering, sludge, crack, depression curve, pore pressure, waterproofing, pile, cement-and soil element, saturated soil.



**О СВЯЗИ МЕЖДУ УРОВНЕМ СИЛОВОГО НАГРУЖЕНИЯ
И ЭНЕРГЕТИЧЕСКИМИ ПОТЕРЯМИ ПРИ ДЕФОРМИРОВАНИИ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

В.М. БОНДАРЕНКО, *д-р тех. наук, профессор*

Б.А. ЯГУПОВ, *канд. техн. наук, профессор*

НИИСФ РААСН, 127238, Москва, Локомотивный пр-д, д. 21

С учетом анизотропии, нелинейности, необратимости и неравновестности силового сопротивления железобетона и кинематических особенностей его коррозионных повреждений вводится алгебраизированная методика оценки гистерезисных потерь энергии при знакопеременном нагружении. Для этого используются квазилинейные формы реологических уравнений механического сопротивления бетона, общепринятые связи кривизны железобетонных элементов с их жесткостью изгибающими моментами; а также линеаризация поиска с помощью N-моментной квадратичной минимизации отклонений по высоте сечений между точными и приближенными значениями временных модулей деформаций и коэффициентами сохранения силового сопротивления поврежденных коррозией бетонной арматуры.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: железобетон, необратимость деформирования, энергетический гистерезис, знакопеременное нагружение, коррозионные повреждения.

Железобетонные конструкции, воспринимающие многократные знакопеременные (статические или динамические) нагрузки, традиционно рассчитываются по общим признакам силового сопротивления; в частности, по предельным состояниям. 1-ой, 2-ой групп, с учетом специфики деформирования и условия работы компонент железобетона-бетона и арматуры, включая нелинейность, необратимость и неравновесность деформации, длительная прочность, выносливость, виброползучесть, особенности предыстории существования, коррозионных повреждений; кроме того возможна энергетическая оценка строительных решений. Повторные знакопеременные нагружения могут иметь как статический, так и динамический, в т.ч. вибрационный характер. Отличие состоит в разном поведении материалов во времени. В частности, при вибрационном нагружении время воздействия усилий одного знака очень мало и обычная ползучесть не проявляется.

При силовом деформировании конструкционных материалов происходят потери энергии [1,7,8,10]; при многократном знакопеременном нагружении эти энергетические потери накапливаются [5,6]. Очевидно, что стоимость этих энергетических потерь входит в стоимость продукции предприятий. Это актуализируют поиски снижения указанных потерь, а с учетом сопутствующих дополнительных затрат по энергопотреблению приводит к задаче энергооптимизации строительных конструкций промышленных и транспортно - коммуникационных зданий и сооружений.

При нагружении железобетона стальная арматура деформируется упруголинейно, и поэтому потери энергии при знакопеременном деформировании арматуры малы и могут не учитываться. Бетон, напротив, деформируется нелинейно и необратимо, потери энергии при деформировании бетона значительны (рис. 1). На рис. 1 нелинейная ветвь нагружения сжатием OK (без учета нисходящего участка): тоже при нагружении растяжением OK_t ; линии разгрузки 12 после нагружения сжатием и $1_t, 2_t$ - после нагружения растяжением. Фигуры 013 и $01_t 3_t$ - соответствуют работе на деформирование единичного объема образцов при нагружении \vec{W} и \vec{W}_t , фигуры 123 и $1_t 2_t 3_t$ - частичном восстановлении исходных размеров образцов при разгрузке \vec{W} и \vec{W}_t ; фигуры 013 и $01_t 3_t$, образующие TH петли гистерезиса отражающие потери энергии при однократном нагружении - разгрузке единицы объема образца $\Delta W = \vec{W} - \vec{W}_t$; при этом линии разгрузки 13 и $1_t 3_t$ параллельны начальной модульной линии nn_t между собою (признак Энгессера-Ясинского)

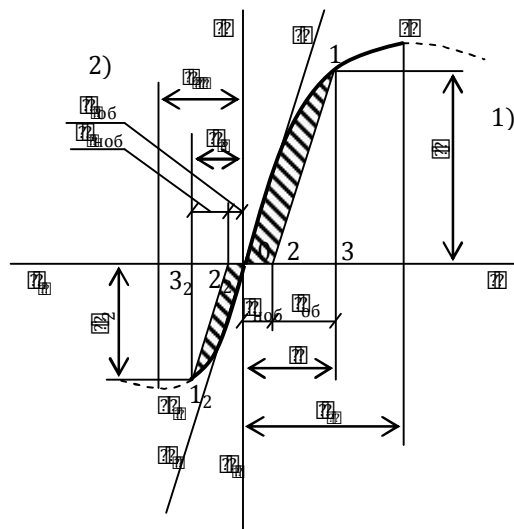


Рис. 1. Диаграммы (к времени t)
 { 1. $\sigma - \varepsilon$ при сжатии и разгрузке
 { 2. $\sigma_t - \varepsilon_t$ при растяжении и разгрузке

соответствуют работе, совершенной при размерах образцов при разгрузке \vec{W} и \vec{W}_t ; фигуры 013 и $01_t 3_t$, образующие TH петли гистерезиса отражающие потери энергии при однократном нагружении - разгрузке единицы объема образца $\Delta W = \vec{W} - \vec{W}_t$; при этом линии разгрузки 13 и $1_t 3_t$ параллельны начальной модульной линии nn_t между собою (признак Энгессера-Ясинского)

Деформации, накопленные при нагружении ε и ε_t после разгрузки восстанавливаются частично - $\varepsilon_{об}$ и $\varepsilon_{t,об}$, а остальные деформации являются необратимыми $\varepsilon_{ноб}$ и $\varepsilon_{t,ноб}$. Это оценивается коэффициентами обратимости и необратимости соответственно:

$$K_{об} = \frac{\varepsilon_{об}}{\varepsilon}; K_{t,об} = \frac{\varepsilon_{t,об}}{\varepsilon_t}; K_{ноб} = \frac{\varepsilon_{ноб}}{\varepsilon}; K_{t,ноб} = \frac{\varepsilon_{t,ноб}}{\varepsilon_t}, \quad (1)$$

при этом

$$K_{об} + K_{ноб} = 1; K_{тоб} + K_{тноб} = 1,$$

а потери энергии деформирования оцениваются коэффициентами поглощения энергии:

$$\Psi = \frac{\Delta W}{\bar{W}} \text{ или } \Psi_c = \frac{\Delta W}{\bar{W}}; \Psi_t = \frac{\Delta W_t}{\bar{W}_t} \text{ или } \Psi_{tc} = \frac{\Delta \bar{W}_t}{\bar{W}}, \quad (2)$$

причем

$$\Psi = \frac{\Psi_c}{1 + \Psi_c}; \Psi_c = \frac{\Psi}{1 - \Psi}.$$

В связи с тем, что коэффициент поглощения энергии Ψ определяется отношением площади петли гистерезиса ΔW и площади \bar{W} и \bar{W}_t , непосредственно не связаны с очертанием самой петли гистерезиса, в ряде публикаций, например [8,10] очертания петли гистерезиса принимаются в формах, удобных в дальнейших разработках, но отличающиеся от рис.1, не отражающих явление необратимости.

Ветви нагружения OK и OK_t , в общем случае, описываются нелинейными уравнениями силового сопротивления типа

$$\varepsilon(\sigma, t) = \frac{\sigma(t)}{E_{ep}(\sigma, t, t_0)}, \quad (3)$$

где E_{ep} - временный модуль деформации С.Е.Ф. Райфельда – Н.Н. Буданова, зависящий от уровня напряжения [2,4]

Заметим, что ползучесть (и виброползучесть), увеличивая статический прогиб, существенно не влияют на энергопотери при знакопеременном деформировании.

Уравнения (1) удобно заменить квазилинейными уравнениями типа

$$\varepsilon = \frac{S(\sigma)}{E_{epl}}, \quad (4)$$

где $E_{epl} = \frac{E_{мгн}}{1 + E_{мгн}C(t, t_0)}$ [3], $S(\sigma)$ функция напряжений; например по П.И. Васильеву:

$$S(\sigma) = \sigma \left[1 + \bar{V} \left(\frac{\sigma}{R} \right)^{\bar{m}} \right], \quad (5)$$

или по Графу
$$\varepsilon = a\sigma^b; \sigma = \left[\frac{\varepsilon}{a} \right]^{1/b}, \quad (6)$$

параметры которых вычисляются использованием традиционных реологических уравнений:

$$\varepsilon = \varepsilon_{мгн} + \varepsilon_{кр.пол} + \varepsilon_{р.пол} \quad (7)$$

или
$$\varepsilon = \frac{\sigma(t) \left[1 + V_{мгн} \left(\frac{\sigma}{R} \right)^{m_{мгн}} \right]}{E_{epl}(t, t_0)} + \sigma(t) \left[1 + V_{пол} \left(\frac{\sigma}{R} \right)^{m_{пол}} \right] C(t, t_0) - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \left(1 + V_{пол} \left[\frac{\sigma(\tau)}{R} \right]^{m_{пол}} \right) \frac{dC(\tau, t_0)}{dE} d\tau, \quad (8)$$

где σ - напряжения, ε - полные относительные деформации, t_0, τ, t - время начала наблюдения, текущее время, время окончания наблюдения, $\varepsilon_{мгн}$ - частные мгновенные относительные деформации, $\varepsilon_{кр.пол}$ - частные относительные деформации кратковременной ползучести (быстро натекающей ползучести), $\varepsilon_{р.пол}$ - частные относительные деформации режимно-накапливаемой ползучести [2,4], $C(t, t_0)$ - мера ползучести, $\varepsilon_{мгн}$ - модуль упругомгновенной деформации, $V_{мгн}, m_{мгн}, V_{пол}, m_{пол}$ - эмпирические параметры нелинейности [2,9], значения параметров деформирования по таблице из [2].

Знак Нагрузки	Мгновенные деформации		Деформации ползучести	
	$V_{мгн}$	$m_{мгн}$	$V_{пол}$	$m_{пол}$
Сжатия	37,5/R	5,0 – 0,05R	45,0/R	5,0 – 0,007R
растяжения	0,3 + 0,37R	0,8 + 0,32R	1,5	1,0
R -призменная прочность бетона на сжатие				

Значения параметров деформирования при сжатии (при $t_0 = 28, t = \infty$) для тяжелых бетонов):

№	параметры	Единицы измерения	Класс бетона				
			15	20	30	40	50
1	$R_{b_0}(\infty)$	Мпа	15,6	20,1	28,6	36,7	44,5
2	$E_{мгн}(\infty)$	$10^{-3} МПа$	23,0	27,0	32,5	36,0	39,0
3	$C(\infty, 28)$	$10^6 МПа^{-6}$	128	102	74	59	50
4	$E_{врл}(\infty, 28)$	$10^{-3} МПа$	5,6	6,84	9,0	11,4	13,3
5	$\varphi = E_{мгн} \cdot C(t, t_0)$		3,10	2,95	2,48	2,17	1,93
6	$V_{мгн}$		2,6	2,0	1,3	1,0	0,8
7	$m_{мгн}$		5,0	4,7	4,3	3,8	3,4
8	$V_{пол}$		3,11	2,35	1,6	1,22	1,22
9	$m_{пол}$		4,0				
10	\bar{V}		2,9	2,2	1,51	1,34	1,08
11	\bar{m}		4,22	4,12	3,95	3,80	3,65

Примечание: Параметры квазилинейного уравнения (5) \bar{V} и \bar{m} вычисляются из условий равенства величин ε уравнений (5) и (8) для $\sigma = \gamma R$ и $\sigma = R$ (при $\gamma = 0,7$) [3,4]

Аналогично вычисляются параметры a и a_t ; b и b_t для уравнений типа (4):

А. при статическом нагружении:

$$a = \frac{(1+\bar{V})R^{1-b}}{E_{врл}}; a_t = \frac{(1+\bar{V}_t)R_t^{1-b_t}}{E_{врл}}; \quad (9)$$

$$b = 1 + \frac{1}{\ln \frac{1}{\gamma}} \ln \frac{1+\bar{V}}{1+\bar{V}\gamma^m}; b_t = 1 + \frac{1}{\ln \frac{1}{\gamma}} \ln \frac{1+\bar{V}_t}{1+\bar{V}_t\gamma^{m_t}}; \quad (10)$$

Б. при вибрационном нагружении:

$$a_{он} = \frac{1+V_{мгн}}{E_{мгн}} R_{вын}^{1-b_{он}}; b_{он} = 1 + \frac{1}{\ln \gamma} \ln \frac{1+V_{мгн}}{1+V_{мгн}\gamma^{m_{мгн}}}, \quad (11)$$

где $R_{вын}$ - предел выносливости

Величина потери при осевом одноцикловом нагружении-разгрузке единицы объёма образца – площадь петли гистерезиса ΔW определяется как разность между работой, затраченной на силовое деформирование образца (фигура 013 рис.1):

$$\vec{W} = \int_{\partial}^{\varepsilon} \sigma d\varepsilon = \int_{\partial}^{\varepsilon} \left(\frac{\varepsilon}{a}\right)^{1/b} d\varepsilon = \frac{\varepsilon^{(1+1/b)}}{(1+1/b)a^{1/b}} \quad (12)$$

и работы, произведенной на деформациях восстановления размеров образца при разгрузке (т.к. потенциал «отпорности»¹ – площадь фигуры 123):

$$\overleftarrow{W} = E_{врл} \int_0^{\varepsilon} \varepsilon d\varepsilon = E_{врл} \varepsilon^2 / 2, \quad (13)$$

т.е. $\Delta W = \vec{W} - \overleftarrow{W}$ - площадь петли гистерезиса и коэффициент поглощения энергии (2):

$$\Psi = 1 - \overleftarrow{W} / \vec{W}. \quad (14)$$

Аналогичная энергетическая конструкция при неоднородном напряженно-деформированном состоянии, например, изгибе требует предварительного построения функции напряжений в бетоне ее поперечных сечений.

¹ Связь между напряжением и деформациями при разгрузке, как отмечено выше, принимается линейной.

Функция нормальных напряжений в бетоне неповрежденных коррозией (или других внешних факторов) конструкций расписывается в виде [2,4]:

$$\sigma(x, z) = \sigma_{cp}(x) \left(\frac{z}{x}\right)^\eta \quad \text{при } \eta = 1 - \frac{M(x)}{M_{np}(x)}, \quad (15)$$

где σ_{cp} – фибровые напряжения, x - абсцисса сечения, X - высота жатой зоны сечения, z - ордината, отсчитываемая от нулевой оси напряжений, $M(x)$ - действующий изгибающий момент, зависящий от статических и динамических нагрузок, $M_{np}(x)$ - предельный для сечения изгибающий момент, для чего используются квазилинейные уравнения (6),

уравнение кривизны бруса:

$$1/\rho = M/D, \quad (16)$$

гипотеза плоских сечений:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon}{z}; \quad \varepsilon = \frac{1}{\rho} z; \quad \varepsilon = \frac{M}{D} z. \quad (17)$$

Затем, приравнявая (6) и (16)

$$a\sigma^b = Mz/D,$$

находим [5]:

$$\sigma_{cp}(x) = \left[\frac{M(x)}{D_{np}(x)}\right]^{1/b} R \quad (18)$$

и, следовательно,

$$\sigma(x, z) = \left[\frac{M(x)}{M_{np}(x)}\right]^{1/b} R \left(\frac{z}{x}\right)^{\eta(x)}. \quad (19)$$

Далее, в интересах упрощения алгоритмов вычисления величины потерь энергии, происходящих при изгибе и разгрузке железобетонного бруса (железобетонной балки) целесообразно разделить его пролет на участки с неизменным знаком моментов и назначить неизменные в пределах каждого i -того участка момента $M_i = const$ установить на каждом участке высоту сжатой зоны X , предельный изгибающий момент $M_{i, np}(x)$ и момент образования трещин $M_{i, тр}$, а также значение параметра η

Потери энергии при однократном нагружении - разгрузении, сопровождающие силовое деформирования железобетонной балки, определяются как сумма потерь на всех i -тых участках:

$$\Delta W = \sum_1^n \Delta W_i. \quad (20)$$

В растянутой зоне балки в результате появления трещин потери энергии непосредственно в бетоне могут уменьшаться, однако за счет трения в трещинах появляются другие потери. Потери энергии на каждом участке равны сумме потерь в бетоне сжатой и в бетоне растянутой части сечения:

$$\Delta W_i = (\vec{W}_i - \bar{W}_i) + (\vec{W}_{ti} - \bar{W}_{ti}) \quad (21)$$

при

$$\vec{W}_i = b_0 l_i \int_0^x R \left(\frac{M_i}{M_{i, np}}\right)^{1/b} \frac{M_i}{D_i} Z \left(\frac{Z}{X_i}\right)^{M_i} dz = \frac{b_0 l_i \cdot M_i}{(2 + \eta_i) D_i} \left(\frac{M_i}{M_{i, np}}\right)^{1/b} R x_i^2 \quad (22)$$

и аналогично

$$\vec{W}_{ti} = \frac{b_0 l_i \cdot M_i}{(2 + \eta_{ti}) D_i} \left(\frac{M_i}{M_{i, np}}\right)^{1/b} R_t (h - x_i)^2, \quad (23)$$

$$\bar{W}_i = \frac{b_0 l_i \cdot M_i}{3 D_i} \left(\frac{M_i}{M_{i, np}}\right)^{1/b} R x_i^2, \quad (24)$$

$$\bar{W}_{ti} = \frac{b_0 l_i \cdot M_i}{3 D_i} \left(\frac{M_i}{M_{i\text{тнр}}} \right)^{1/b_t} R_t (h - x_i)^2, \quad (25)$$

где b_0 - ширина бруса прямоугольного сечения, l_i - длина i -того участка.

Подстановка (22)-(25) в (21) дает:

$$\Delta W_i = \frac{b_0 l_i \cdot M_i}{D_i} \left[R \left(\frac{M_i}{M_{i\text{тнр}}} \right)^{1/b} \left(\frac{1}{2t\eta} - \frac{1}{3} \right) x_i^2 + R_t \left(\frac{M_i}{M_{i\text{тнр}}} \right)^{1/b_t} \left(\frac{1}{2+\eta} - \frac{1}{3} \right) (h - x_i)^2 \right]. \quad (26)$$

При многократном знакопеременном нагружении общая величина потерь энергии оценивается по формуле:

$$\Delta \bar{W}_i = n \Delta W_i, \quad (27)$$

где n - число нагружения

Анализ полученных результатов подтверждает ожидаемые выводы.

В линейной постановке при $\eta = 1$ будет $\Delta W_i = 0$; в полной нелинейной постановке при $\eta = 0$ будет $\Delta W_i = \frac{1}{3} \bar{W}$ (т.е. коэффициент поглощения станет равным $\theta = 1/3$); уменьшение потерь энергии при знакопеременном нагружении может быть получено уменьшением уровня нагружения сечений конструкции $\left(\frac{M_i}{M_{i\text{тнр}}} \right)$, осуществляемом как изменением граничных условий или рационализации расположения нагрузок в пролете, так и с помощью увеличения несущей способности и жесткости пролетов.

Последнее можно проиллюстрировать сравнением расчетных потерь энергии при знакопеременном нагружении двух балок, отличающихся друг от друга величинами $M_{\text{тнр}}$ и D . Для упрощения указанного сравнения балки принимаются прямоугольного сечения, выполненных из одинакового материала, условно наделяемого одинаковой полной нелинейностью силового сопротивления при $R = R_t$; $E_1 = E_2$; $b = b_t = 2$.

Балка 1 имеет ширину b_0 высоту h , высоту сжатой зоны $h/2$. Балка 2 имеет ширину b_0 высоту $2h$, высоту сжатой зоны h_i ; отсюда балка 1 имеет

$$M_{1\text{тнр}} = \frac{b_0 h^2}{4} R, \quad D_1 = \frac{b_0 h^3}{12} E,$$

балка 2:

$$-X - M_2 = b_0 h^2 R; \quad D_2 = \frac{8 b_0 h^3}{12} E \quad (28)$$

и, следовательно,

$$M_2 = 4 M_{1\text{тнр}} \text{ и } D_2 = 8 D_1 \quad (29)$$

вычисление потерь ΔW_1 и ΔW_2 по (26) дает

$$\Delta W_{i2} / \Delta W_{i1} = 4. \quad (30)$$

Результат (30) показывает, что в данном случае 2-ух кратное увеличение объема, следовательно, стоимости балки, снижает потери энергии за счет силового деформирования материала в 4 раза.

При современном соотношении цен на строительные конструкции и энергию это приводит к очень быстрой компенсации дополнительной стоимости балки, а в дальнейшем за относительно короткий период времени окупает стоимость всего здания или сооружения. В целом это способствует снижению себестоимости продукции предприятия и энергосбережению в целом.

Л и т е р а т у р а

1. Бондаренко В.М. О назначении оптимальных поперечных сечений строительных конструкций при колебаниях// Вестник академии строительства и архитектуры УССР, № 4, Киев, 1959. – С. 34-39.

2. *Бондаренко В.М.* Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. – Изд. Харьковского университета, Харьков, 1968. – 323 с.
3. *Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С.* Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с.
4. *Бондаренко В.М., Римшин В.И.* Диссипативная теория силового сопротивления железобетона. – Студент, Москва, 2015. – 111 с.
5. *Бондаренко В.М.* Управление энергопотерями несущих строительных конструкций// ПП, № 1, 1995.
6. *Бондаренко В.М.* К проблемам энергетической оптимизации строительных решений промышленных зданий и сооружений. – Научная школа-семинар молодых ученых и студентов с международным участием «Современные проблемы механики, энергоэффективность сооружений и ресурсосберегающие технологии»: Сб. трудов. – М.: Изд-во РУДН, 2015. – С. 72-81.
7. *Давиденков Н.П.* О рассеивании энергии при вибрациях// ЖТФ, Т.8 вып 6, 1938.
8. *Писаренко Г.С.* Колебания механических систем с учетом несовершенной упругости материалов. – Киев: Изд. «Научная мысль», 1970. – 380 с.
9. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. – НИИЖБ Госстроя СССР, М.: Стройиздат, 1988. – 122 с.
10. *Сорокин Е.С.* Внутренние и внешние сопротивления при колебаниях твёрдых тел. – М.: Стройиздат, 1957. – 66 с.

References

1. *Bondarenko, V.M.* (1959). O naznachenii optimal'nyh poperechnyh sechenij stroitel'nyh konstrukcij pri kolebanijah, *Vestnik Akademii Stroitel'stva i Arhitektury Ussr*, № 4, Kiev, p. 34-39.
2. *Bondarenko, V.M.* (1968). *Nekotorye Voprosy Nelinejnoj Teorii Zhelezobetona*, Izd. Har'kovskogo universiteta, Har'kov, 323 p.
3. *Bondarenko, S.V., Sanzharovskij, R.S.* (1990). *Usilenie Zhelezobetonnyh Konstrukcij pri Rekonstrukcii Zdanij*, Moskva: Stroizdat, 352 p.
4. *Bondarenko, V.M., Rimshin, V.I.* (2015). *Dissipativnaja Teorija Silovogo Soprotivlenija Zhelezobetona*, Student, Moskva, 111 p.
5. *Bondarenko, V.M.* (1995). Upravlenie energopoterjami nesushhijh stroitel'nyh konstrukcij, *PP*, № 1.
6. *Bondarenko, V.M.* (2015). K problemam energeticheskoj optimizacii stroitel'nyh reshenij promyshlennyh zdaniy i sooruzhenij, *Nauchnaya Shkola-Seminar Molodyh Uchenyh i Studentov s Mezhd. Uchastiem "Sovremennye Problemy Mehaniki, Energoeffektivnost Sooruzhenij. i Resursosberegayuschie Tehnologii"*: Sb. trudov, Moscow: RUDN, pp. 72-82.
7. *Davidenkov, N.P.* (1938). O rasseivanii energii pri vibracijah, *ZhTF*, T. 8 vyp 6.
8. *Pisarenko, G.S.* (1970). *Kolebanija Mehanicheskijh Sistem s Uchetom Nesovershennoj Uprugosti Materialov*, Izd. «Nauchnaja mysl'», Kiev.
9. *Rekomendacii po Uchetu Polzuchesti i Usadki Betona pri Raschete Betonnyh i Zhelezobetonnyh Konstrukcij*, NIIZhB Gosstroja SSSR, Moskva, Stroizdat, 1988.
10. *Sorokin, E.S.* (1957). Vnutrennie i vneshnie soprotivlenija pri kolebanijah tvjordyh tel. – Moskva: Stroizdat.

ON COMMUNICATION BETWEEN THE LEVEL OF FORCE LOADING AND POWER LOSSES UNDER DEFORMATION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

V.M. BONDARENKO, B.A. YAGUPOV
NIISF RAASN, Moscow, Russia

Taking into account anisotropy, nonlinearity, irreversibility, and non-equilibrium force resistance of reinforced concrete and kinematic features of its corrosion damages, the technique of an assessment of the hysteresis losses of energy under sign-variable loading is entered. Quasilinear forms of the rheological equations of mechanical resistance of concrete, the standard communications of curvature of reinforced concrete elements with their rigidity and the bending moments, and also linearization of searching by means of N-moment square minimization of deviations along the height of the sections between exact and approximate values of temporary modules of the deformations and coefficients of preservation of force resistance of steel fittings damaged by corrosion are used.

KEYWORDS: reinforced concrete, irreversibility of deformation, power hysteresis, sign-variable loading, corrosion damages of steel fittings.

Механика жидкости и гидротехнические сооружения

УДК 532.543:627.4

**РАСЧЕТЫ РУСЛОВОЙ ДЕФОРМАЦИИ В ЗОНЕ
ВЫКЛИНИВАНИЯ ПОДПОРА ТЮЯМУЮНСКОГО
ВОДОХРАНИЛИЩА НА РЕКЕ АМУДАРЬЯ**

М. Т. САЙИДОВ, докторант, старший научный сотрудник.

Х. А. ИСМАГИЛОВ, доктор технических наук, профессор, ведущий научный сотрудник,

Научно исследовательский институт ирригации и водных проблем при Ташкентском институте ирригации и мелиорации (НИИИВП при ТИ-ИМ), Ташкент, Узбекистан

Статья посвящена изучению русловых деформаций, происходящих в верхнем бьефе Тюямуюнского руслового водохранилища в нижнем течении реки Амударьи. Приведены и получены новые формулы для определения изменения мутности потока по длине русла на основании некоторых зависимостей. Приведены результаты по определению изменения мутности потока по длине и объема наносов в зоне выклинивания подпора Тюямуюнского водохранилища, приводятся также выводы.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: русловая деформация, выклинивания подпора, заиление, размыв, занесения, мутность потока, подпорный режим потока, свободный режим потока.

В настоящее время в некоторых руслах рек и расположенных на них русловых водохранилищах наблюдается русловые деформации. Русловые деформации проявляются в виде изменения продольного и поперечных профилей, плановых перемещений и бифуркации русла в естественных водотоках (реки), и в искусственных (каналы, прорези и т. п.). Русловые деформации приводят к размыву берегов, заилению, негативно влияет на стабильную эксплуатационную деятельность гидротехнических сооружений, находящихся в русле реки.

Разработкой методов расчета русловых деформаций для условий верхнего бьефа водохранилища занимались Тейлор, Орта, Г.И. Шамов, М.А. Мостков, С.Т. Алтунин, К.И. Россинский, И.А. Кузмин, А.В. Караушев, А.Н. Гостунский, И.А. Бузунов, В.С. Лапшенков, В.Н. Гончаров, В.А. Скрыльников, И.А. Мухамедов и др. [4].

Расчеты русловых деформаций вышеуказанных авторов для условий верхнего бьефа водохранилища произведены в основном с использованием балансового метода. При составлении балансового уравнения наносов течение потока в водохранилище считалось ближе к ламинарному и не было необходимости учета влияния вертикальной составляющей скорости на движения наносов в потоке.

В зоне выклинивания подпора течения потока в русле всегда турбулентное и неучет влияние вертикальной составляющей скорости потока на движения наносов в уравнении баланса приводит к большим погрешностям.

Нами при составлении балансового уравнения произведен учет вертикальной составляющей скорости потока, удерживающего нанос во взвешенном состоянии. Решение уравнения в отличие от существующих, произведено с учетом изменения морфологии русла, скорости потока и гидравлической крупности наносов по длине русла.

Ранее полученные расчетные зависимости для изменения мутности потока по длине русла работали только для оценки заиления, то нами полученные рас-

четные зависимости работают для оценки и заиления, транзитных наносов, и размыва русла.

Для зоны выклинивания подпора в русле реки рассматривались два варианта режима уравнения баланса наносов.

В первом варианте течения потока при свободном режиме гидравлические параметры русла и потока на определенном участке считались постоянными и получен следующий вид зависимости.

При свободном режиме течения определение изменения мутности потока вычисляется по формуле:

$$S_x = S_o \exp \left[- \left(\frac{W}{V} - i \right) \frac{x}{H} \right]. \quad (1)$$

При расчете значения W , V , i и H по длине принимаются постоянными.

Во втором варианте течения в русле потока (подпорном), гидравлические параметры русла и потока по длине считали изменяющимися, и получен следующий вид зависимости.

Для составления уравнения баланса наносов выделяется участок русла длиной Δx ограниченной двумя створами (рис. 1).

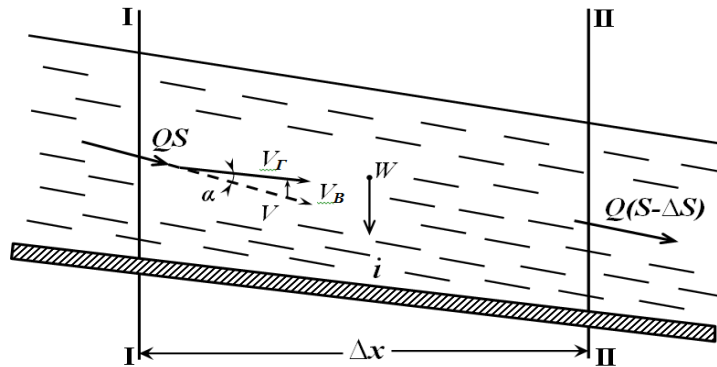


Рис. 1. Схематические виды изменения мутности потока по длине русла водохранилища

Расход наносов через начальный створ будет QS (Q -расход воды, m^3/c , S - средняя объемная мутность), через конечный створ $Q(S - \Delta S)$, где ΔS - уменьшение мутности потока по длине Δx за счет осаждения наносов. Обозначим средний расход осаждающихся наносов на единицу площади дна на участке длиной Δx через q_s . Тогда полный расход осаждающихся наносов на этом участке будет равен $q_s \Delta x B$, где B - средняя ширина русла реки на участке длиной Δx [1].

Уравнение баланса наносов будет иметь следующий вид:

$$QS = Q(S - \Delta S) + q_s \Delta x B, \quad (2)$$

откуда

$$Q\Delta S = q_s \Delta x B \quad (3)$$

или в дифференциальной форме:

$$QdS - q_s B dx = 0. \quad (4)$$

Входящий в уравнения секундный расход осаждения наносов приближенно может быть принят равным

$$q_s = (W - V_a)S, \quad (5)$$

где W - гидравлическая крупность наносов или скорость осаждения наносов в стоячей воде, она направлено сверху вниз, м/с (рис. 1).

Вертикальную составляющую скорости потока можно установить по формуле:

$$V_c = V \sin \alpha = iV, \quad (6)$$

где V - средняя скорость потока; α - угол отклонения движения; i - скоростной уклон.

При равномерном движении потока скоростной уклон равен геометрическому уклону. Подставляя равенства (5) и (6) в уравнение (4) получим:

$$QdS - (W - iV)SBdx = 0. \quad (7)$$

Уравнение (7) является дифференциальным уравнением изменения мутности по длине водохранилища. Интегрирование уравнения (7) имеет некоторые особенности, зависящие от морфологического строения русла и гидравлического параметра потока.

Для водохранилища особенностями является изменение морфологического строения русла и гидравлического параметра потока по длине. Эти изменения параметров по длине принимаются линейными и в соответствии с этим можно получить:

1. Изменение средней глубины потока по длине:

$$H_x = H_H + (H_K - H_H)x/L, \quad (8)$$

2. Изменение уклона водной поверхности по длине:

$$i_x = i_H - (i_H - i_K) \frac{x}{L}, \quad (9)$$

3. Расширение русла по длине:

$$B_x = B_H + (B_K - B_H) \frac{x}{L}, \quad (10)$$

4. Сужение русла по длине:

$$B_x = B_H - (B_H - B_K) \frac{x}{L}. \quad (11)$$

Гранулометрический состав взвешенных наносов Амударьи составляет 0,08-0,01 мм и считается почти однородным. Для расчета принимают средние значения гидравлической крупности наносов.

Для расчета принимается средневзвешенное значение гидравлической крупности наносов W_{CP} . Изменение средневзвешенного значения гидравлической крупности наносов по длине принимается равным изменению средней скорости потока:

$$\frac{W_{CPx}}{W_{CPO}} = \frac{V_x}{V_H} \quad \text{откуда} \quad W_{CPx} = \frac{W_{CPO} \cdot V_x}{V_H}. \quad (12)$$

В зависимостях (7), (11) приняты следующие обозначения:

H_H ; B_H ; V_H ; i_H - соответственно средняя глубина, уклон, ширина и скорость потока в начале участка;

H_K ; B_K ; V_K ; i_K - соответственно средняя глубина, уклон, ширина и скорость потока в конце участка; L - общая длина участка;

X - длина участка от начала до рассматриваемого створа.

Подставляя (8), (12) в (7) и осуществляя некоторые преобразования получим:

$$\frac{dS}{S} = \frac{W_H L}{V_H (LH_H + (H_K - H_H)x)} dx - \frac{Li_H}{LH_H + (H_K - H_H)x} dx + \frac{(i_H - i_K)x}{LH_H + (H_K - H_H)x} dx. \quad (13)$$

Интегрирование уравнения (13) дает возможность получить формулу:

$$S_x = S_0 \exp \frac{1}{H_K - H_H} \left\{ \frac{LW_H}{V_H} \ln \frac{LH_H + (H_K - H_H)x}{LH_H} - \left[Li_H \ln \frac{LH_H + (H_K - H_H)x}{LH_H} - (i_H - i_K) \left(x - \frac{LH_H}{H_K - H_H} \right) \ln \frac{LH_H + (H_K - H_H)x}{LH_H} \right] \right\} \quad (14)$$

Из уравнения (14) можно получить:

$$S_x = S_0 \exp \left[- \frac{L}{H_K - H_H} \ln \frac{LH_H + (H_K - H_H)x}{LH_H} \left(\frac{W}{V} - i_H \right) + (i_H - i_K) \left[\frac{x}{H_K - H_H} - \frac{LH_H}{(H_K - H_H)^2} \ln \frac{LH_H + (H_K - H_H)x}{LH_H} \right] \right], \quad (15)$$

где S_0 ; S_x – мутности потока соответственно в начале и на рассматриваемом участке; H_H ; H_K – глубина воды в начале и конце участка (м); L – длина рассматриваемого участка (м); W – гидравлическая крупность наносов (м/с); V – скорость потока (м/с); i_H ; i_K – уклон водной поверхности в начале и конце участка. Для периода подпорного режима течения изменение мутности потока по длине определяется по полученной формуле (15).

Зависимость (15) в отличие от существующих позволяет установить кроме изменения мутности потока по длине и вид руслового процесса – заиления, транзит наносов и размыва.

Изучение русловых деформаций в р. Амударья производились на Тюямуонском водохранилище, построенном в нижнем течении в 1982 году. Напор воды в водохранилище составляет $H = 20$ м. Влияние напора распространяется на 180 км выше плотины, из них 100 км составляет озерная часть самого водохранилища и 80 км составляет зона выклинивания подпора воды (русловая часть подпора). На 160 км выше плотины расположен гидроствор Дарганата, который находится в зоне выклинивания подпора воды [3].

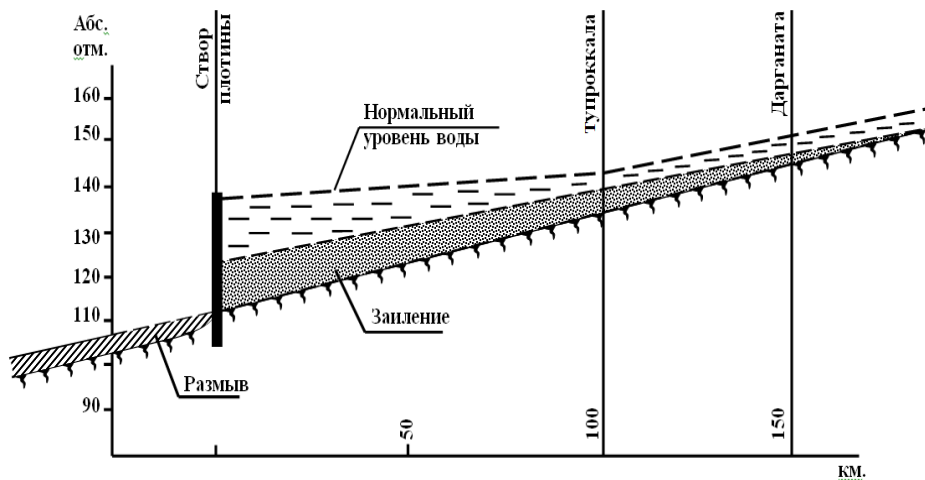


Рис. 2. Продольный профиль верхнего бьефа Тюямуонского водохранилища

При создании водохранилищ на реках в верхнем бьефе выделяется две характерные зоны (рис. 2):

1. Зона выклинивания подпора водохранилища (русловая часть – от Гупроккала до Дарганата);

2. Зона собственно водохранилища (озерная часть – от Тупроккала до Створ плотины).

В зоне выклинивания подпора, которая, как правило, бывает и зоной переменного подпора, гидрологическая обстановка такая же, как в естественных условиях, но течение проходит при условиях, повышения уровня по сравнению с условиями до создания водохранилищ. Количество наносов поступает в прежних размерах, однако условия его транспорта изменяются.

В зоне выклинивания подпора могут, создаваться разные тенденции в развитии деформации русла при подпорном режиме течения происходит осаждение наносов, при низком уровне воды в водохранилище вместо отложения наносов может возникать размыв русла. В зоне непосредственно занятой водохранилищами происходят русловые деформации в виде заиления (осаждения взвешенных наносов) и занесения (отложения донных наносов).

По результатам многолетних исследований русловых деформаций в зоне выклинивания подпора водохранилища нами разработан метод расчета русловых деформаций в зоне выклинивания подпора водохранилища, который можно использовать для оценки состояния русла в целях разработки мероприятий для безопасного пропуска паводковых вод по реке. Расчетом определяется изменение мутности потока по длине, объемы, интенсивности заиления, размыва и транзита наносов. Расчет начинается с определения изменения мутности по длине. В зоне выклинивания подпора течения потока может, происходить в свободном и подпорном режиме. При полном заполнении чаши водохранилища до отметки нормального подпорного уровня течения потока происходит в подпорном режиме. При низком уровне воды в водохранилище течение потока – происходит в свободном режиме.

Расчет изменения мутности потока производится в два этапа. Первый этап – первичная обработка исходных данных и составление графических материалов: для гидрографа расхода воды и мутности потока (рис. 3).

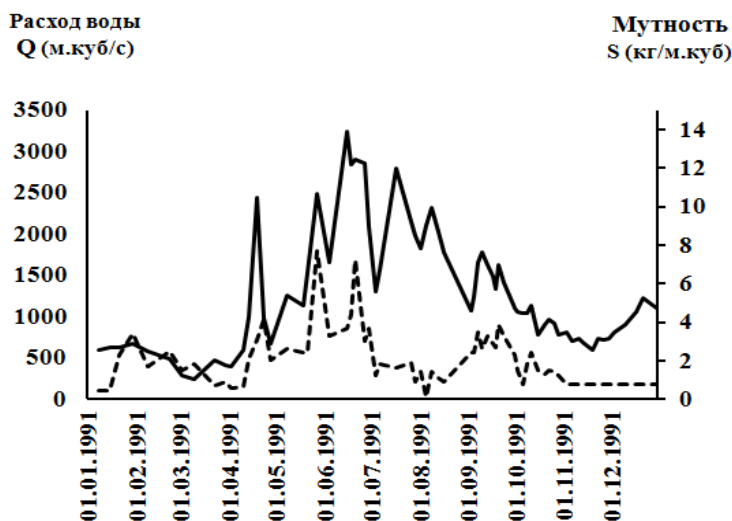


Рис. 3. График зависимости расхода воды Q ($\text{м}^3/\text{с}$) и мутности S ($\text{кг}/\text{м}^3$) по гидроствору Дарган-Ата за 1991 год.

При расчете принимается $W = i$. Значения уклона берется из таблицы (1) измеренных расходов воды по створу в случае отсутствия данных, уклон водной поверхности определяется по формуле [2]:

Таблица 1.
 Результаты расчетов изменения мутности потока по длине и объема (входящий, отложенный, размывы, выходящий) наносов в зоне выклинивания подпора Кюмюрюкского водохранилища по месяцам за 1991 год.

№ п/п	Месяцы	Режим течения	Расход воды	Длина участка (км)	Глубина			Уклон		Гид. крупн. наносов W(м/с)	Средняя скорость V (м/с)	Мутность (кг/м ³)		Объем наносов, (млн.м ³)			
					Нн	Нк	Ин	Ik	So			Sx	Вход-ящий	Отло-женный	Раз-мывы	Выход-ящий	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
2	Январь	Подп/й	721	70	3,3	4,3	0,00012	0,0001	0,00012	0,95	1,65	1,25	2,45	0,7		1,75	
3	Февраль	-//-	489	70	2,2	3,2	0,00012	0,0001	0,00012	0,9	2,1	1,35	1,91	0,8		1,11	
4	Март	-//-	356	70	1,7	2,7	0,00092	0,00007	0,00009	0,8	1,23	0,40	0,9	0,63		0,27	
5	Апрель	Сьюб/й	984	70	2,2	2,2	0,00008	0,00008	0,00008	1,2	2,08	2,02	4,1	0,08		4,02	
6	Май	-//-	1792	70	2,8	2,8	0,00008	0,00008	0,00008	1,4	3,77	3,79	13,5		0,25	13,75	
7	Июнь	-//-	2651	70	3,2	3,2	0,00006	0,00006	0,00006	1,6	4,21	4,23	21,51		0,25	21,76	
8	Июль	-//-	2127	70	3,4	3,4	0,00007	0,00007	0,00007	1,5	1,48	1,48	6,49			6,49	
9	Август	-//-	1597	70	3,2	3,2	0,00007	0,00007	0,00007	1,3	0,97	0,97	2,20			2,20	
10	Сентябрь	-//-	1408	70	3,1	3,1	0,00009	0,00009	0,00009	1,2	2,93	2,93	8,22			8,22	
11	Октябрь	-//-	946	70	2,7	2,7	0,00015	0,00015	0,00015	0,9	1,48	1,21	2,88	0,23		2,65	
12	Ноябрь	Подп/й	711	70	2,1	3,1	0,0002	0,00018	0,0002	0,9	0,8	0,52	1,13	0,5		0,63	
13	Декабрь	-//-	987	70	2,6	3,6	0,0002	0,00018	0,0002	1,1	0,8	0,8	1,63			1,63	
14	За год													2,9	0,5	64,50	

$$i = \frac{V^2 n^2}{H^{1,33}}, \quad (16)$$

$$W = i_n, \quad H_k = H_n + \Delta H, \quad i_k = i_n - \Delta H / \Delta H,$$

ΔH – дополнительный подпор.

На втором этапе определяется изменение мутности потока по длине в зоне выклинивания подпора.

Тенденция развития русловой деформации устанавливается следующим образом. При $W / V > i$ – отложение наносов, уменьшение мутности по длине русла; $W / V = (1 - 2)i$ – транзит наносов, мутность потока по длине остается постоянным; $W / V < (2,0 - 2,2)i$ – размыв дна русла и рост мутности по длине русла.

Объем русловой деформации устанавливается по формулам.

$$\text{Объем отложений: } W_{отл} = Q(S_0 - S_x)T. \quad (17)$$

$$\text{Объем размыва: } W_{раз} = Q(S_x - S_0)T, \quad (18)$$

где: T – время, сек.

Устанавливается интенсивность русловой деформации.

$$\text{Толщина заиления: } H_t = \frac{W_{отл}}{BL}. \quad (19)$$

$$\text{Глубина размыва: } H_p = \frac{W_{раз}}{BL}. \quad (20)$$

Для расчета русловых деформаций нами были использованы гидрологические данные гидропоста Дарганата за 1991 год. Гидропост расположена в зоне выклинивания подпора водохранилища. Максимальный расход 1991 года доходил до 4500 м³/с, мутность потока до 8 кг/м³.

Выводы

Результаты расчета представлены в таблице 1. Как показывают данные таблицы 1 в январе, феврале, марте и ноябре произошли отложения наносов в зоне выклинивания подпора водохранилища. За эти месяцы уровень воды в водохранилище был наивысшим, ближе к нормальному подпертому уровню и течение потока происходило в подпертом режиме. В мае и июне по одному дню прошли максимальные расходы 1991 года, и эти расходы произвели частичный размыв русла. В целом в этом году объем отложений составил 2,9 млн.м³, а объем размыва 0,5 млн.м³, т.е. объем отложения превышает объем размыва. В результате отложения наносов в зоне выклинивания подпора произошёл подъем дна русла на 0,075 м в 1991 году.

В заключении можно отметить, что по результатам выполненных нами исследований составлен метод расчета русловых деформаций в зоне выклинивания подпора водохранилища, позволяющий устанавливать объемы отложений; размыв и изменение отметки дна русла, что имеет большое значение при проектировании и реконструкции защитных мероприятий.

Л и т е р а т у р а

1. Исмагилов Х.А, Сайидов М.Т. Изменение мутности потока по длине в зоне выклинивания подпора водохранилища// Материалы Международной конференции: Мелиорация и проблемы восстановления сельского хозяйства в России. Костяковские чтения. Москва, 2013. – С. 383-387

2. Исмагилов Х.А, Шоазизов Ф.Ш, Сайидов М.Т. Уклон водной поверхности в зоне подпора плотины// Материалы Республиканской научно-практической конференции: Вопросы совершенствования эффективного использования водных ресурсов, а также

улучшения мелиорации и экологии окружающей среды. – Ташкент, НИИИВП при ТИИМ, 2012. – С102

3. *Исмагилов Х.А.* Селевые потоки, русловые процессы, противоселевые и противопаводковые мероприятия в Средней Азии. – Ташкент, 2006. – 261 с.

4. *Ирригация Узбекистана, том IV, глава XVIII.* Русловые процессы на реках. Ташкент, 1981. – С. 220-238.

References

1. *Ismagilov, H.A., Sayidov, M.T.* (2013). The changing turbidity of the flow along the length in the zone of checkout buttress of a water reservoir, *Materialy Mezhd. Konf.: Melioraziya i Problemy Vosstanovleniya Sel'skogo Hozyaystva v Rossii*. Kostyakovskie Chteniya. Moscow, 2013, pp. 383-387

2. *Ismagilov, H.A., Shoazizov, F.Sh. Sayidov, M.T.* (2012). The inclination of water surface in the zone of backwater of a dam, *Materialy Respublikanskoj Nauchno- Prakt. Konf.: Voprosy Sovershenstvovaniya Effektivnogo Ispol'zovaniya Vodnyh Resursov, a Takzhe Uluchsheniya Melioratzii i Ekologii Okruzhayuschej Sredy*, Tashkent, NIIVP pri TIIM, 2012, p. 102

3. *Ismagilov, H.A.* (2006). *Selevye Potoki, Ruslovyje Protzessy, Protivoselevye i Protivopavodkovye Meropriyatiya v Sredney Azii*, Tashkent, 261 p.

4. *Irrigatsiya Uzbekistana, tom IV, glava XVIII, Ruslovyje Protzessy na Rekah*, Tashkent, 1981, pp. 220-238.

ANALYSIS OF CHANNEL DEFORMATION IN THE ZONE OF CHECKOUT BUTTRESS OF THE TYUYAMUYUN WATER RESERVOIR AT THE AMUDARYA RIVER

M.T. Sayidov, H.A. Ismagilov
NIIVP, Tashkent, Uzbekistan

The article is dedicated to study of channel deformation occurring in upper zone of the Tyuyamuyun water reservoir at lower current of the Amudarya river. New formulas for change the turbidities of the flow on length of the riverbed on basis of some dependency are derived and presented. The executed calculations on determination of the change to turbidities of the flow on length and volume alluvium in zone checkout buttress of the Tyuyamuyun water reservoir are given, and the order of analysis is also shown.

Keywords: channel deformation, checkout buttress, sedimentation, wash-out, recording, turbidity of the flow, supporting regimen of the flow, free regimen of the flow.



УДК 627.8

ВЛИЯНИЕ СООТНОШЕНИЯ МОДУЛЕЙ УПРУГОСТИ СИСТЕМЫ «ПЛОТИНА-ОСНОВАНИЕ» НА ВЕЛИЧИНУ КОНЦЕНТРАЦИИ НАПРЯЖЕНИЙ (НА ИХ КОНТАКТЕ) И НА СМЕЩЕНИЯ СОСЕДНИХ СЕКЦИЙ

В.И. ВОЛКОВ, к.т.н., профессор,

А.И. ГОЛЫШЕВ, к.т.н., доцент,

А.А. УЧЕВАТКИН, аспирант,

Д.С. ДМИТРИЕВ, аспирант

ФГБОУ ВО "Российский государственный аграрный университет – МСХА имени К.А.Тимирязева"

127550, г. Москва, ул. Прянишникова, 19

Светлой памяти учителя, заслуженного деятеля науки РФ, д.т.н., профессора
Игоря Семеновича Румянцева

Исследуется влияние соотношения модулей упругости системы «гравитационная бетонная плотина - основание» на величину концентрации напряжений, возникающих в зоне контакта, и на смещения соседних секций с применением современного расчетного программного комплекса, реализующего метод конечных элементов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: безопасность бетонных плотин, концентрация напряжений, осадки и горизонтальные перемещения бетонных гравитационных плотин, МКЭ.

Во всем мире все большее внимание уделяется проблеме обеспечения безопасности гидротехнических сооружений. Причем в комплексе вопросов, входящих в решение этой проблемы, особый акцент делается на рассмотрение проблемы безопасности с точки зрения возможных серьезных экологических последствий, которые могут сказаться не только на окружающей среде, но и, в конечном итоге, на здоровье людей.

Разрушение напорного фронта для большинства гидроузлов, включая гидроузлы комплексного и ирригационного назначения, может катастрофическим образом отразиться на громадных территориях, в том числе связанных с сельским хозяйством. Например, ниже створа Краснодарского гидроузла располагается порядка 600 тыс. гектаров самых плодородных в стране земель; разрушение Саяно-Шушенского гидроузла практически может уничтожить Минусинскую котловину. Таким образом, гидротехнические сооружения рассматриваются в настоящее время как сооружения, непосредственно относящиеся к сфере природообустройства, с одной стороны, и как объект повышенной опасности, с другой стороны. Этой точки зрения придерживается и Мировой банк. В соответствии с рядом документов Мирового банка одним из разделов ТЭО (технико-экономическое обоснование) является раздел «Безопасность гидротехнических сооружений», что имело место и при недавнем рассмотрении банковского ТЭО Богучанского гидроузла на реке Ангаре. В нашей стране вопросам безопасности гидротехнических сооружений уделяется большое внимание – приняты законы «О безопасности гидротехнических сооружений», Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. N 384-ФЗ "Технический регламент о безопасности зданий и сооружений" и ряд других нормативно-правовых документов.

Безопасность плотин зависит от многих факторов, среди которых одним из значимых, способных существенно повлиять на прочность и устойчивость, является напряженное состояние, для которого существуют критерии безопасности, определяемые современными нормативными документами. Таким критерием для бетонных плотин является напряженное состояние в особых точках на верховой и низовой гранях на контакте плотины с основанием (рис. 1).

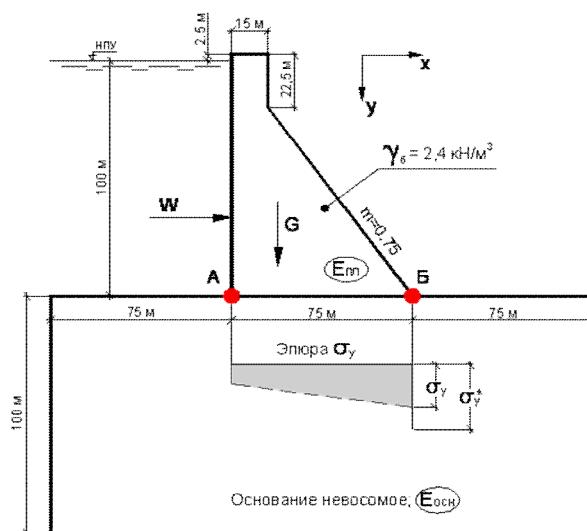


Рис. 1. Основные параметры и расчетные характеристики исследованной гравитационной плотины и основания. W – гидростатическое давление; G – собственный вес; σ_y – нормальные напряжения, полученные методом сопротивления материалов; σ_y^* – нормальные напряжения, полученные с использованием МКЭ (с учетом отношения $E_{пл}/E_{осн}$); точка B – расчетная точка на контакте «плотина-основание».

В точках *A* и *B* возникает концентрация напряжений, вследствие чего расчетные напряжения могут превысить критерии безопасности; при этом величина концентрации напряжений существенно зависит от соотношения модулей упругости плотины и основания.

Анализу величин концентрации напряжений посвящен ряд работ [1, 2 и др.]. Часть этих работ была выполнена в 1938-1979 гг. Некоторые результаты указанных исследований были получены с применением ЭВМ первых поколений и на нелицензированном программном обеспечении; другая часть результатов была получена при экспериментальных исследованиях на моделях с применением тензорезисторов, имеющих базу 10 мм. Полученные позднее результаты представлены в работе [2].

Учитывая важность получения достаточно точных оценок величин концентрации напряжений, существенно влияющих на безопасность плотин, представлялось целесообразным выполнить расчеты с использованием современного лицензированного программного обеспечения, на основе которого можно было бы проанализировать результаты указанных исследований, проверить использованный диапазон соотношений модулей упругости системы «плотина-основание» и разработать на основе проведенных исследований упрощенную инженерную методику расчета в достаточно широком диапазоне соотношений модулей упругости системы «плотина-основание», что позволило бы в практике проектирования и строительства в кратчайшие сроки получать экспертную оценку величин концентраций напряжений.

Необходимость достаточно точной экспертной оценки возникает в целом ряде случаев, к которым, в частности, могли бы быть отнесены:

- ошибки в изысканиях, приведшие к тому, что после вскрытия котлована под сооружение модуль упругости основания оказывается существенно ниже, чем был получен при изысканиях, что, например, имело место на Андижанской плотине [3], построенной, в основном, для целей ирригации;
- промерзание и оттаивание котлована при разрыве во времени между устройством котлована и укладкой бетона на основание; пример – плотина Богучанской ГЭС [4, 5];
- при разработке декларации безопасности, в том числе, если проект выполнялся не по современным нормам, обязательно требуется оценка концентраций напряжений в краевых точках.

Указанные обстоятельства, а также необходимость оперативной экспертной оценки, которая может возникнуть, например, в связи с опасностью нарушения прочности (неразрывности) уплотнений швов, вследствие неравномерной осадки соседних секций при различных величинах модулях упругости основания под ними, делают возможным применение в этих и других случаях эмпирических и полуэмпирических формул [2, 7].

С учетом вышеизложенного, анализ данных с целью сравнения различных методов оценки величины концентрации напряжений, расширения диапазона проводившихся ранее исследований, а также уточнение упрощенного инженерного метода расчета величин концентрации напряжений, является весьма актуальной задачей. Также, актуальной представляется возможность оперативной оценки неравномерности осадки секций сооружения, что может повлечь за собой разрыв уплотнений (шпонок).

Целью исследований является оценка влияния соотношения модулей упругости плотины и основания на напряженно-деформированное состояние отдельных особых зон гравитационной плотины на скальном основании.

В качестве таких зон рассматривались (рис.1):

- точка Б на низовой грани на контакте «плотина-основание», где имеют место максимальные сжимающие напряжения, которые могут привести к разрушению основания;
- зона верховой грани в местах расположения шпонок (уплотнений), которые могут быть разрушены при значительной разнице осадок соседних секций, расположенных на основаниях, отличающихся величинами модулей упругости (рис. 2).

Исследования выполнялись методом конечных элементов с применением программного комплекса «ANSYS» [6]. Сетка МКЭ приведена на рис.3.

Анализ литературных источников [1, 2 и др.] показал, что вопросу оценки величины концентрации напряжений K в зависимости от соотношения модулей упругости плотины и оснований уделяется серьезное внимание; его величина может существенно влиять на безопасность плотины. В нормативно-технических документах учет явления концентрации напряжений определяется как необходимость проводить расчет прочности методами теории упругости.

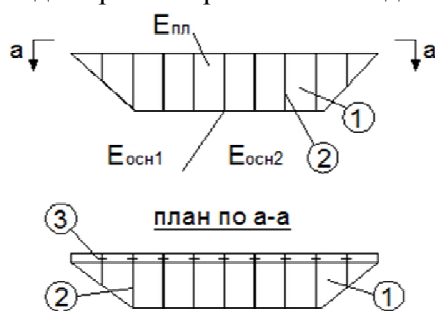


Рис. 2. Схема секций гравитационной плотины, расположенных на разномодульном основании. 1 – секции плотины; 2 – деформационные швы; 3 – уплотнения; $E_{пл}$, $E_{осн1}$, $E_{осн2}$ – соответственно модули упругости плотины (бетон) и основания.

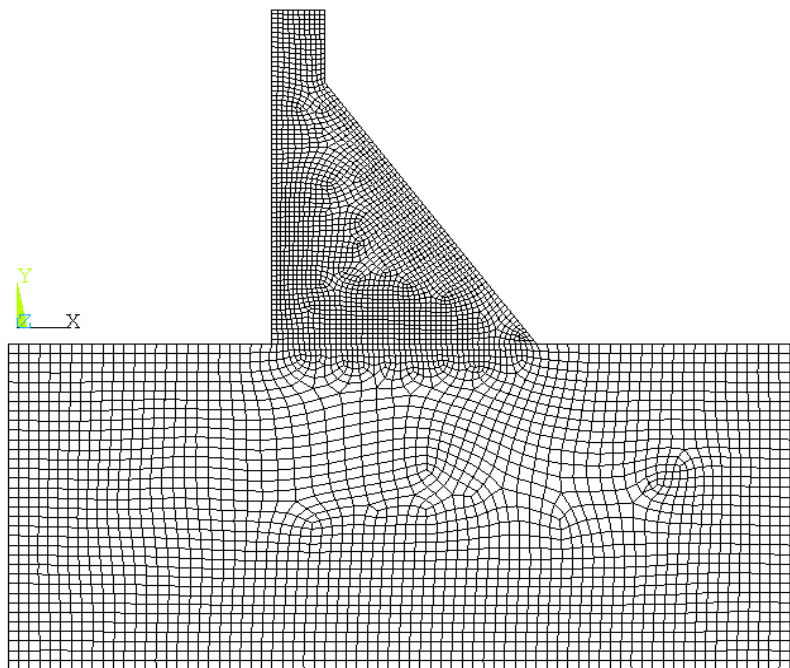


Рис. 3. Сетка метода конечных элементов, использовавшаяся в расчетах

Поэтому, под коэффициентом концентрации напряжений K в точках A и B (рис.1) предлагается понимать

$$K_{\sigma} = \sigma^* / \sigma \text{ или } K_{\tau} = \tau^* / \tau, \quad (1)$$

где σ и τ – нормальные и касательные напряжения, полученные методами сопротивления материалов для точек A и B (без учета деформативности основания); σ^* и τ^* – нормальные и касательные напряжения, полученные методами теории упругости (т.е. с учетом деформативности основания).

Таким образом, при оперативной оценке состояния плотины, вычислив величины σ или τ простейшими методами сопротивления материалов и определив коэффициенты концентрации K_{σ} или K_{τ} по приближенной (эмпирической) формуле можно определить величины σ^* и τ^* .

Результаты исследований:

1. Сравнение величины коэффициентов концентрации для напряжений σ_y на поверхности контакта плотины с основанием в нижнем бьефе при $0,35 \leq E_{пл}/E_{осн} \leq 40$.

Сравнение выполнялось с результатами модельных исследований [1], с результатами расчетов по формуле д.т.н. Г.М. Каганова [2] и с рекомендациями СН 123-60 (последние широко использовались при проектировании ряда крупнейших плотин СССР)¹.

Рассматривая коэффициент концентрации K_{σ} для напряжений σ_y на контакте «плотина-основание» в нижнем бьефе (точка B , рис. 1), имеем в соответствии с формулой (1)

$$K_{\sigma} = \sigma_y^* / \sigma_y, \quad (2)$$

где σ_y^* – нормальные напряжения, полученные по результатам расчетов МКЭ; σ_y – нормальные напряжения по результатам расчетов методами сопротивления материалов.

Результаты исследований представлены на рис. 4, рис. 5 и в табл. 1. Следует отметить достаточную близость полученных результатов с результатами модельных исследований и по формуле Г.М. Каганова для граничных условий $1,0 \leq E_{пл}/E_{осн} \leq 5,2$

$$K_{\sigma} = 1,6 + 0,8 \cdot \lg E_{пл}/E_{осн}. \quad (3)$$

Расхождение с последней показывает 0,5...12,5%; расхождение с результатами модельных исследований составляет 0,5...13,5%; значительное расхождение имеет место при использовании рекомендаций СН 123-60 для $E_{пл}/E_{осн} = 0,5$; 1,0 и 2,0 соответственно 36%; 44% и 40%. При $E_{пл}/E_{осн} = 0,35$ имеет место расхождение результатов авторов с результатами МИСИ-МГСУ и полученными по формуле Г.М. Каганова до 30% (табл.1). Представляется, что для данной зоны $E_{пл}/E_{осн}$ коэффициент концентрации напряжений K_{σ} следует определять по графику, представленному на рис. 4, полученному по результатам проведенных исследований, или в дальнейшем уточнить формулу Г.М. Каганова для диапазона $0,35 \leq E_{пл}/E_{осн} \leq 5,2$.

¹ Документ СН 123-60 — Нормы и технические условия проектирования бетонных гравитационных плотин на скальных основаниях были впоследствии заменены на СНиП II-54-77 — Плотины бетонные и железобетонные, на замену которому были приняты СНиП 2.06.06-85 — Плотины бетонные и железобетонные.

В настоящее время действует СП 40.13330.2012 Плотины бетонные и железобетонные. Актуализированная редакция СНиП 2.06.06-85

В электроэнергетике действует стандарт СТО 70238424.27.140.002-2010 "Гидротехнические сооружения ГЭС и ГАЭС. Условия создания. Нормы и требования"

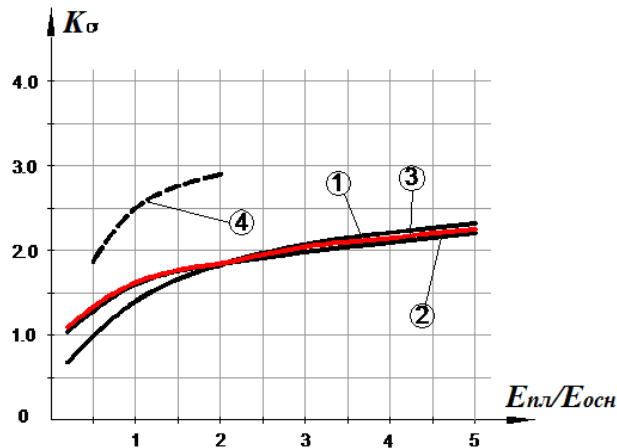


Рис. 4. Величина коэффициента концентрации для напряжений σ_y на контакте плотина-основание в нижнем бьефе при $0,35 \leq E_{пл}/E_{осн} \leq 5,2$. 1 – по результатам исследований; 2 – по формуле Г.М. Каганова [2]; 3- модельные исследования МИСИ-МГСУ [1]; 4 – СН 123-60.

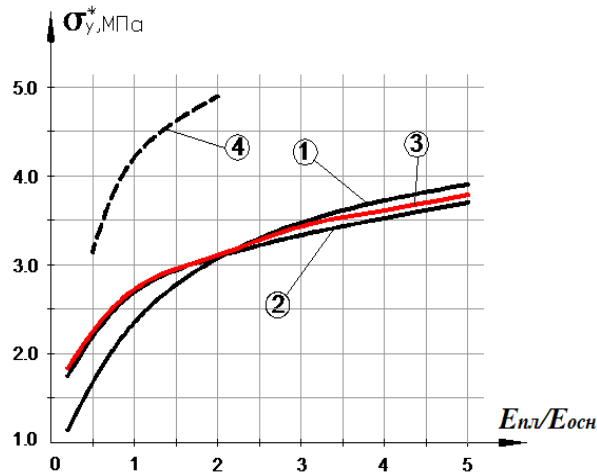


Рис. 5. Напряжения $\sigma_y^* = K_\sigma \cdot \sigma$ в зависимости от соотношений $E_{пл}/E_{осн}$, 1 – по результатам исследований; 2 – по формуле Г.М. Каганова [2]. 3- модельные исследования МИСИ-МГСУ [1]; 4 – СН 123-60.

Таблица 1. Сравнение коэффициентов концентрации напряжений для σ_y на контакте «плотина-основание» в нижнем бьефе (точка Б).

$E_{пл}/E_{осн}$	По результатам исследований					
	$\sigma_y^{(1)}$	Авторов	Г.М. Каганова [2]		МИСИ-МГСУ [1]	
		Для диапазона $0,35 \leq E_{пл}/E_{осн} \leq 5,2$				
		K	K	Расхождение $\Delta K \%$	K	Расхождение $\Delta K \%$
0,35	1,68	0,86	1,24	30,6	1,22	29,5
1		1,40	1,60	12,5	1,62	13,5
2		1,83	1,84	0,5	1,85	0,5
3		2,07	1,98	4,3	2,04	1,45
4		2,21	2,08	5,9	2,15	2,7
5		2,32	2,20	5,17	2,25	3,0

Для расширенного диапазона $0,35 \leq E_{нл}/E_{осн} \leq 40$					
0,35	1,68	0,86	1,24	30,6	29,5
10		2,61	2,40	8,0	—
15		2,74	2,54	7,3	—
20		2,83	2,64	6,7	—
40		3,00	2,88	4,0	—

Примечание: 1 – величина σ_y в точке *Б* (рис. 1), полученная методом сопротивления материалов

2. Сравнение величины коэффициентов концентрации для напряжений σ_y на контакте системы «плотина-основание» в нижнем бьефе (точка *Б*, рис. 1) при расширении диапазона соотношения их модулей упругости $E_{нл}/E_{осн}$ до 40

В задачу этой части исследований входила проверка возможности использования для оперативных экспертных оценок величины K_σ по формуле Каганова Г.М. (3) при расширенном диапазоне соотношения $E_{нл}/E_{осн}$ до 40 (формула была получена ранее для $0,35 \leq E_{нл}/E_{осн} \leq 5,2$). Результаты исследований также представлены на рис.6, рис.7 и в табл. 1.

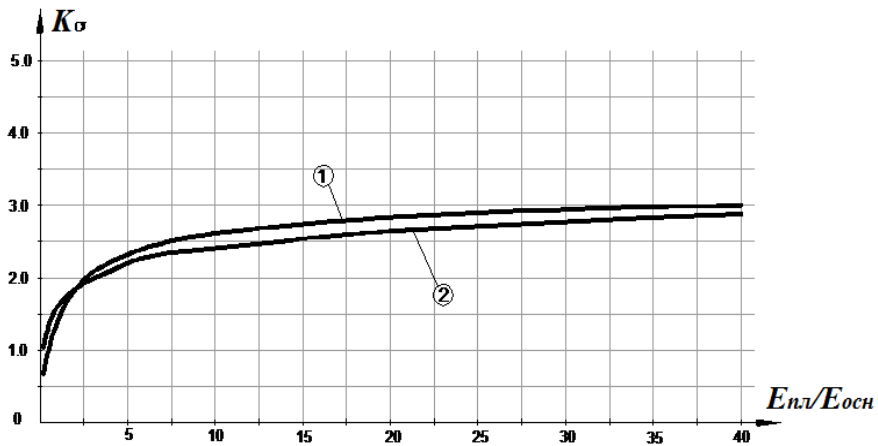


Рис. 6. Величина коэффициента концентрации для напряжений σ_y на контакте плотина-основание в нижнем бьефе при расширенном диапазоне соотношений модулей упругости $E_{нл}/E_{осн}$ до 40.

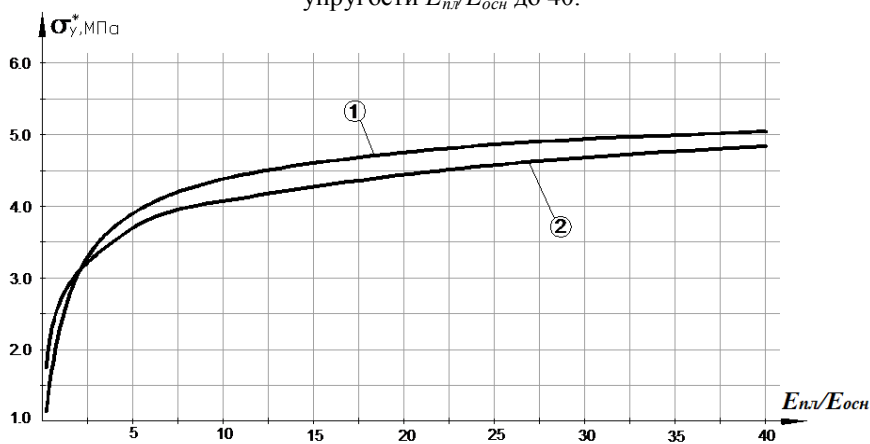


Рис. 7. Напряжения $\sigma_y^* = K_\sigma \cdot \sigma$ в зависимости от соотношений $E_{нл}/E_{осн}$
1 – по результатам исследований; 2 – по формуле Г.М. Каганова [2].

Проведенные расчетные исследования позволяют отметить достаточно близкое совпадение результатов расчетов с расчетами, выполненными при су-

шественно расширенном диапазоне $E_{пл}/E_{осн}$ по указанной формуле, которая справедлива в диапазоне $1,0 \leq E_{пл}/E_{осн} \leq 40$ (расхождения составляют 0,5-12,5%).

3. Оценка влияния соотношения модулей упругости системы «плотина-основание» на возможные осадки и перемещения соседних секций плотины, расположенных на основаниях, модули упругости которых различны.

Случаи такого рода расположения секций возможны (рис. 2) При этом величина осадок и перемещений каждой секции могут различаться, что может привести непосредственно к разрушению самих уплотнений (выполняемых из металла, полимеров и т.п.) на верховой грани или к разрушению бетона на контакте «уплотнение-бетон». Различие модулей упругости под соседними секциями может быть связано с геологическими особенностями створа, с недостатками изысканий (когда при вскрытии котлована модуль упругости основания в отдельных местах оказывается значительно меньше, чем предполагалось ранее); эти вопросы приобретают особую остроту при возможном разрыве во времени, имевшем место при возведении соседних секций. Последнее имело, например, место при строительстве плотины Андижанского гидроузла, предназначенного в основном для ирригации, что потребовало проведения специальных исследований для проверки прочности уплотнений при значительных различиях осадок секций относительно друг друга [3]. Аналогичные проблемы возникают и на зарубежных гидроузлах [8].

В рамках решения этой задачи требуется определить величины осадок U_y и перемещений U_x плотины при различных соотношениях модулей упругости плотины и основания ($E_{пл}/E_{осн}$). Такие расчеты были выполнены в настоящей работе для расширенного диапазона соотношений $0,35 \leq E_{пл}/E_{осн} \leq 40$.

Были выполнены расчеты абсолютных значений величин U_y и U_x гребня плотины, а по ним определены величины относительных значений вертикальных осадок $U_y/h_{пл}$ и относительных горизонтальных перемещений $U_x/h_{пл}$, (смотри рис.8, рис.9). Для секций плотин иной высоты ($h_{пл}^*$), чем была принята в расчетах, профиль которых геометрически подобен исследованному, величина абсолютных величин осадок U_y^* и перемещений U_x^* может для экспертных оценок приниматься по формулам:

$$U_y^* = (U_y/h_{пл}) \cdot h_{пл}^*; U_x^* = (U_x/h_{пл}) \cdot h_{пл}^* \quad (4)$$

где $U_y/h_{пл}$ и $U_x/h_{пл}$ принимаются по графикам рис.8 и рис.9

Задавая полученные величины деформаций, представляется возможным оценить прочность уплотнений и характер их возможного разрушения на укрупненных фрагментах секций, как это описано в [6].

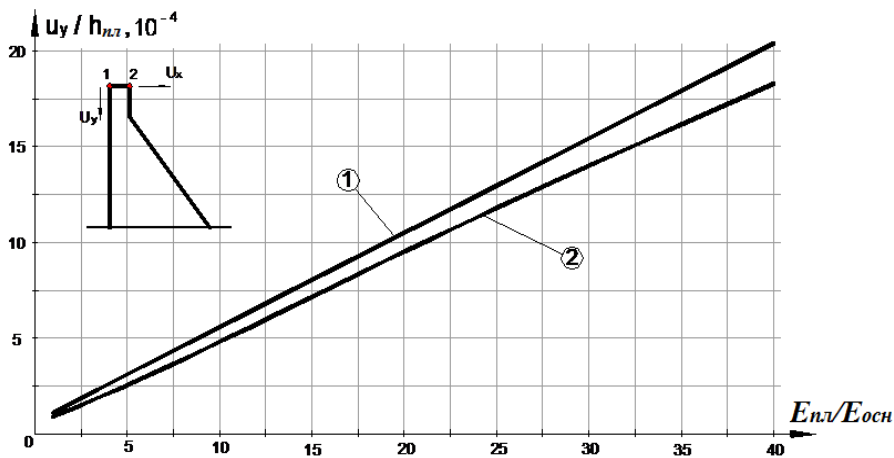


Рис. 8. Величина относительных вертикальных осадков гребня плотины (точка 1) в зависимости от $E_{пл}/E_{осн}$.

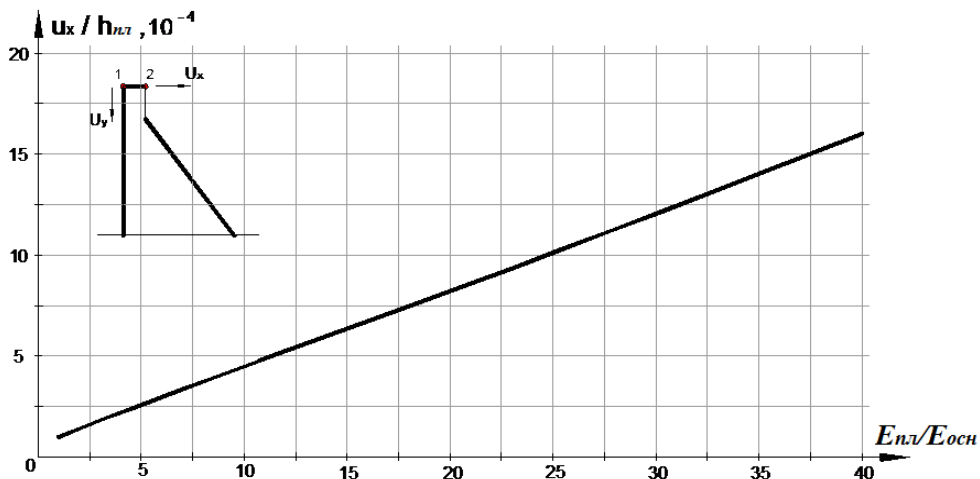


Рис. 9. Величина относительных горизонтальных перемещений гребня плотины (точка 1) в зависимости от $E_{пл}/E_{осн}$.

Выводы:

На основании анализа литературных источников и результатов проведенных расчетов можно сделать следующие выводы:

1. Актуальной является задача определения коэффициентов концентрации напряжений на контакте «плотина-основание» (зависящих от соотношений их модулей упругости) для осуществления оперативной экспертной оценки напряженно-деформированного состояния плотины в опасных точках, что, в ряде случаев, оказывается необходимым в практике гидротехнического строительства; актуальной признана также необходимость выполнения поверочных расчетов величин коэффициентов концентрации напряжений с использованием современных программных комплексов и сравнения их с результатами СН 123-60 (использовавшихся ранее при проектировании ряда плотин в советское время, а также ныне действующего СП 40.13330.2012 «Плотины бетонные и железобетонные. Актуализированная редакция СНиП 2.06.06-85»), с результатами более поздних модельных исследований, а также расчетов выполненных по формуле (3).

2. Проведенные исследования для $1,0 \leq E_{пл}/E_{осн} \leq 5,2$ показали достаточную близость полученных величин коэффициентов концентрации K_σ для напряжений σ_y на контакте «плотина-основание» в нижнем бьефе с результатами модельных исследований МИСИ-МГСУ (расхождения составляют 0,5%...13,5%) и с формулой Г.М. Каганова (расхождения составляют 0,5%...12,5%)

3. Выполненные для расширенного диапазона соотношения модулей упругости системы «плотина-основание» $1,0 \leq E_{пл}/E_{осн} \leq 40$ расчетные исследования также показали достаточную близость полученных коэффициентов концентраций K_σ для напряжений σ_y на контакте «плотина-основание» в нижнем бьефе с формулой Г.М. Каганова (расхождение составляет 0,5%...12,5%), которая может быть рекомендована для оперативных экспертных оценок в указанном диапазоне.

4. Выполненные исследования позволяют отметить значительные расхождения величин K_σ (порядка 30%) при $E_{пл}/E_{осн} = 0,35$ с результатами модельных исследований и расчетами по формуле (3); в этом диапазоне можно пользоваться соответствующим графиком, представленным в настоящей работе. Существенные различия (до 30-40%) имеют место при сравнении результатов проведенных исследований с данными, полученными по методике СН 123-60.

5. Сформулированы предложения и в результате их реализации получены зависимости, которые позволяют приближенно оценивать разницу осадок и смещений соседних секций, возведенных на основаниях с различными деформативными свойствами в диапазоне $0,2 \leq E_{пл}/E_{осн} \leq 40$, что позволяет оперативно экспертно оценивать опасность разрушения уплотнений между секциями.

6. В дальнейшем следует выполнить расчетные исследования, на основании результатов которых будут получены коэффициенты концентрации для нормальных, касательных и главных напряжений на контакте низовой и верховой граней с основанием при различных заложениях верховой и низовой граней. При этом следует дополнить состав нагрузок и воздействий, в том числе фильтрационным и взвешивающим давлением.

Л и т е р а т у р а

1. Гришин М.М., Розанов Н. П., Белый Л. Д.. Бетонные плотины (на скальных основаниях). – Учеб. пособие для вузов. – М.: Стройиздат, 1975. – 352 с.
2. Розанов Н.П., Бочкарев Я.В., Лапшенков В.С., Каганов Г.М., Румянцев И.С. Гидротехнические сооружения. – М.: Агропромиздат, 1985. – 432 с., ил.
3. Розанов Н.П., Каганов Г.М., Бахтин Б.М. и др. К вопросу работы металлических уплотнений межсекционных швов бетонных плотин при неравномерных осадках секций// Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура. – 1988. - № 8 (Новосибирск).
4. Волынчиков А.Н., Воробьев А.Л., Гребеничиков В.П., Рубин О.Д., Лисичкин С.Е. Особенности состояния бетонных сооружений Богучанской ГЭС// Гидротехническое строительство. – 2007. - №11. – С. 26-30.
5. Лисичкин С.Е., Рубин О.Д. Исследование физико-механических свойств скального основания бетонных сооружений Богучанской ГЭС на основе математических моделей «строящееся бетонное сооружение - скальное основание» // Материалы Международной научно-практической конференции «Роль мелиорации и водного хозяйства в реализации национальных проектов». Часть II, 2008. – С. 145-148.
6. Представительство CAD – FEM GmbH. Решение контактных задач в ANSYS6.1. – М.: CADFEM, 2003. – 138 с.
7. Саинов М.П. Полуэмпирическая формула для оценки осадок однородных грунтовых плотин// Приволжский научный журнал. – 2014. – № 43. – С. 108-115
8. YU Zhenzhen, WANG Dong, SHEN Dingbin, HUANG Huibao, HU Mingxiu. Analysis on abnormality of horizontal displacement law of No.24 dam section of Tongjiezi Hydropower Station// Water Resources and Hydropower Engineering. – 2013. – Vol.44, №11. – С. 98-100.

R e f e r e n c e s

1. Grishin, M.M., Rozanov, N.P., Belyi, L.D. (1975). *Concrete Dams (on Rocky Grounds)*, The manual for the highest schools, Moscow: Stroyizdat, 352 p.
2. Rozanov, N.P., Bochkarev, Y.V., Lapshenkov, V.S., Kaganov, G.M., Rumyantsev, I.S. (1985). *Hydrotechnicheskie Sooruzheniya*; Ed. by N. Rozanov, Moscow: Agro-Promizdat, 432 p.
3. Rozanov, N.P., Kaganov, G.M., Bakhtin, B.M. et al. (1988). On the question of working metal seals intersectional joints of concrete dams in the differential settlement sections, *Izvestiya Vysshih Uchebnyh Zavedeniy. Stroitel'stvo i Arhitektura*, № 8, Novosibirsk.
4. Volynchikov, A.N., Vorob'ev, A.L., Grebenshchikov, V.P., Rubin, O.D., Lisichkin, S.E. (2007). Osobennosti sostoyaniya betonnyh sooruzhenij Boguchanskoj GEHS, *Gidro-Tekhnicheskoe Stroitel'stvo*, №11, p. 26-30.
5. Lisichkin, S.E., Rubin, O.D. (2008). Issledovanie fiziko-mekhanicheskikh svojstv skal'nogo osnovaniya betonnyh sooruzhenij Boguchanskoj GEHS na osnove matematicheskikh modelej «stroyashcheesya betonnoe sooruzhenie - skal'noe osnovanie», *Materialy mezhd. nauchno-prakt. konf. «Rol' melioracii i vodnogo hozyajstva v realizacii nacional'nyh projektov»*, Chast' II, pp. 145-148.
6. Representation of CAD - FEM GmbH. Solution of contact problems in ANSYS6.1, Moscow: CADFEM, 2003. – 138 c.
7. Sainov, M.P. (2014). Semi empirical formula to estimation of vertical displacements of homogeneous earth dam, *Privolzhskii nauchnyi zhurnal*, № 43, p.108-115.
8. YU Zhenzhen, WANG Dong, SHEN Dingbin, HUANG Huibao, HU Mingxiu. (2013). Analysis on abnormality of horizontal displacement law of No 24 dam section of Tongjiezi Hydropower Station, *Water Resources and Hydropower Engineering*, Vol. 44, № 11, pp. 98-100.

THE EFFECT OF THE RATIO OF THE ELASTIC MODULES OF THE "GRAVITY CONCRETE DAM - FOUNDATION" SYSTEM UPON STRESS CONCENTRATION IN THE CONTACT ZONE, AND DISPLACEMENTS OF ADJACENT DAM SECTIONS

Volkov V.I., Golyshev A.I., Uchevatkin A.A., Dmitriev D.S.

The effect of the ratio of the elastic module of the "gravity concrete dam - foundation" upon stress concentrations occurring in the contact zone, and displacement on adjacent sections are considered by means of modern CAD FEM software package.

Keywords: safety of concrete dams, stress concentration, vertical and horizontal displacement of dam, FEM.



РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ, УСИЛЕННЫХ ПОСРЕДСТВОМ ВНЕШНЕГО АРМИРОВАНИЯ НА ОСНОВЕ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ПРИ ДЕЙСТВИИ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

О.Д. РУБИН, *доктор технических наук**,
С.Е. ЛИСИЧКИН, *доктор технических наук***,
А.В. АЛЕКСАНДРОВ, *инженер****,
О.А. СИМАКОВ, *кандидат технических наук*****

* АО «Научно-исследовательский институт энергетических сооружений» (АО «НИИЭС»), 125362, Москва, Строительный проезд, д. 7А, info@niies.ru

** ООО «Инженерный центр сооружений, конструкций и технологий в энергетике» (ООО «ИЦ СКТЭ»), 125362, Москва, ул. Свободы, д.35, cskte@mail.ru

***АО "Институт Гидропроект"

125993, Москва, Волоколамское шоссе, дом 2, a.aleksandrov@hydroproject.ru

****АО «Препрег-СКМ»

109316, Москва, Волгоградский пр-т, д. 42, корп. 5, o.simakov@hccomposite.com

Для обоснования применения внешнего армирования композитными материалами при усилении железобетонных конструкций гидротехнических сооружений проведен комплекс исследований. В том числе разработана методика расчета прочности железобетонных конструкций гидросооружений, усиленных внешним армированием на основе композитных материалов, при действии поперечных сил. В целях экспериментального обоснования разработанной методики расчета были проведены исследования прочности моделей железобетонных конструкций ГТС, усиленных посредством внешнего армирования на основе углеродных лент и углеродных композитных ламелей, при действии поперечных сил (совместно с изгибающими моментами).

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: гидротехнические сооружения; железобетонные конструкции; ремонт; усиление; реконструкция; внешнее армирование; композитные материалы; углеродное волокно; методика расчета прочности; поперечные силы; изгибающие моменты.; экспериментальные исследования.

В настоящее время проводятся комплексные исследования для обоснования применения композитных материалов при ремонте, усилении, реконструкции железобетонных конструкций гидротехнических сооружений [1].

В том числе разработана методика расчета прочности железобетонных конструкций ГТС, усиленных посредством внешнего армирования на основе композитных материалов, при действии поперечных сил.

При разработке вышеуказанной методики были учтены характерные особенности железобетонных конструкций ГТС. Массивные железобетонные конструкции ГТС характеризуются значительными габаритами (более 1 м); применением бетонов и арматуры невысоких классов; невысокими процентами армирования (менее 1%); особым характером трещинообразования (в том числе, наличием магистральных трещин); наличием межблочных строительных швов; воздействием водной среды, включая противодействие воды в раскрывшихся трещинах и межблочных швах.

Также были учтены положения отечественных нормативно-методических документов по проектированию железобетонных конструкций гидросооружений [2, 3, 4, 5, 6], отечественный и зарубежный опыт исследований прочности железобетонных конструкций, усиленных композитными материалами [1, 7, 8, 9, 10].

В соответствии с разработанной методикой условие прочности при действии поперечных сил имеет вид:

$$\gamma_{ic}\gamma_n Q \leq \gamma_c (\Sigma \gamma_s R_{sw} A_{sw} + \Sigma \gamma_s R_{sw} A_{s,inc} \sin \alpha + \gamma_{b\tau} Q_b + Q_{fw}) \quad (1)$$

где Q – поперечная сила, действующая в наклонном сечении, т.е. равнодействующая всех поперечных сил от внешней нагрузки, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения;

$$\Sigma \gamma_s R_{sw} A_{sw} + \Sigma \gamma_s R_{sw} A_{s,inc} \sin \alpha$$

– суммы поперечных усилий, воспринимаемых соответственно хомутами и отогнутыми стержнями, пересекающими наклонное сечение. Расчетная схема изображена на рис. 1.

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \varphi_2 \varphi_3 \gamma_j R_{bt} b h_0 \operatorname{tg} \beta, \quad (2)$$

где $\varphi_2 = 0,5 + 2$; $\varphi_3 = 1,0$ - для элементов с высотой сечения $h < 0,6$ м; $0,83$ - для элементов с высотой сечения $h \geq 0,6$ м; γ_j - коэффициент, учитывающий влияние строительных швов в зоне действия поперечных сил, принимаемый по таблице 1.

Таблица 1. Значение коэффициента γ_j

l_j/h_j	0,45 и меньше	От 0,46 до 0,64	0,65 и выше
γ_j	1.0	$1 - [(l_j/h_j) - 0.45]$	0.80

Обозначения, принятые в табл. 1: l_j - расстояние между сечением по шву и нормальным сечением, проходящим через конец наклонного сечения в сжатой зоне; h_j - высота сечения по шву.

Прочность бетона при растяжении R_{bt} в сечении, совпадающем с контактным строительным швом, принимается с коэффициентом равным 0,5 (то есть снижается в 2 раза).

С учетом вышесказанного зависимость (2) для поперечного усилия Q_b''' , воспринимаемого бетоном в зоне поперечного строительного шва, приобретает вид:

$$Q_b''' = 0,5 \varphi_2 \varphi_3 \gamma_j R_{bt} b h_0 \operatorname{tg} \beta. \quad (3)$$

Относительная высота сжатой зоны сечения ξ определяется по формулам: для изгибаемых элементов:

$$\xi = \mu R_s / R_b,; \quad (4)$$

для внецентренно сжатых во всех случаях и внецентренно растянутых элементов с большим эксцентриситетом:

$$\xi = \mu R_s / R_b \pm N / (bh_0 R_b). \quad (5)$$

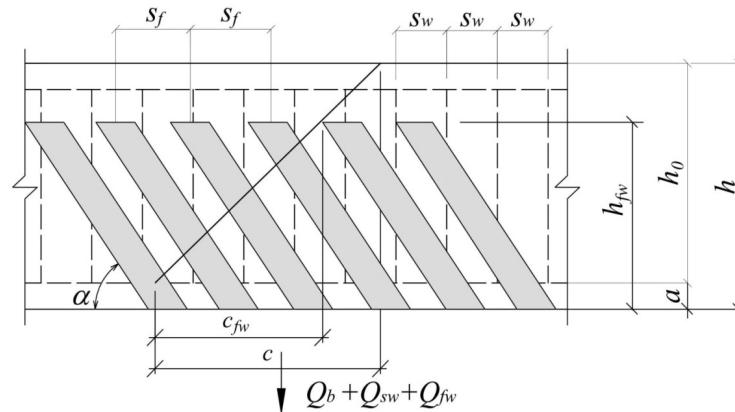


Рис. 1. Схема усилий при расчете железобетонных элементов с внешним армированием из полимерных композитов по наклонному сечению на действие поперечных сил

Для внецентренно растянутых элементов с малым эксцентриситетом следует принимать $Q_b = 0$. Угол между наклонным сечением и продольной осью элемента определяется по формуле:

$$\operatorname{tg} \beta = 2 / [1 + M / (Qh_0)]. \quad (6)$$

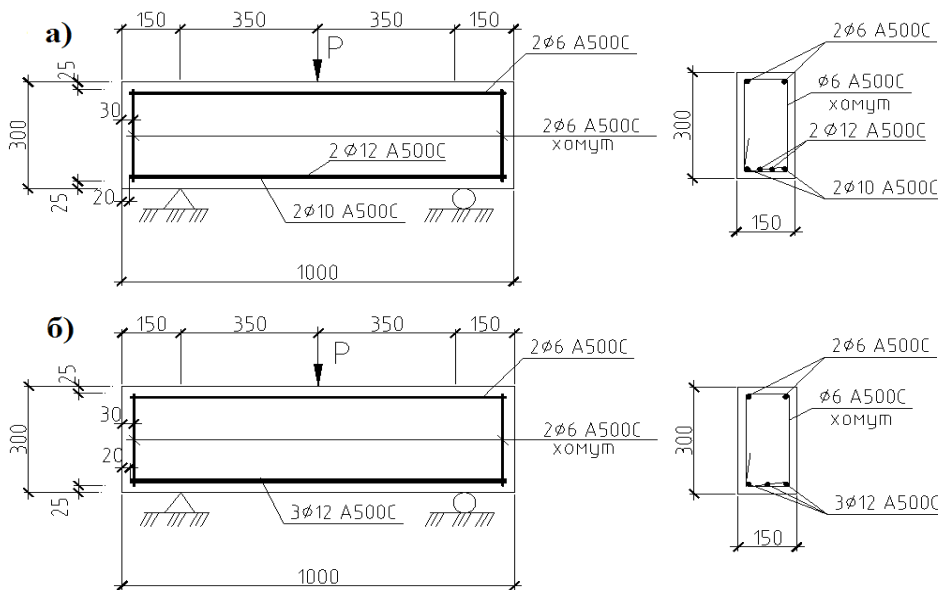


Рис. 2. Конструкция, схемы армирования и схемы испытаний железобетонных балок-моделей из бетона В15 (а) и В25 (б) на действие поперечной силы (совместно с изгибающим моментом)

Значение $\operatorname{tg} \beta$ принимается не более 1,5 и не менее 0,5; Q_{fw} – поперечное усилие, воспринимаемое внешним армированием, определяется по формуле:

$$Q_{fw} = \psi_f A_{f,sh} \sigma_{fu}, \quad (7)$$

где ψ_f - коэффициент, зависящий от схемы наклейки хомутов; $A_{f,sh}$ - расчетная площадь хомутов внешнего армирования, определяется по формуле:

$$A_{f,sh} = 2nt_f s_w \sin \alpha;$$

σ_{fu} – расчетное напряжение во внешнем армировании, определяемое по формуле: $\sigma_{fu} = \varepsilon_{fe} E_f$; E_f – модуль упругости внешнего армирования; ε_{fe} – расчетные деформации внешнего армирования, принимаются равными 0,0035.

В целях экспериментального обоснования положений разработанной методики были проведены исследования прочности моделей железобетонных конструкций ГТС, усиленных посредством внешнего армирования на основе углеродных лент и углеродных композитных ламелей, при действии поперечных сил (совместно с изгибающими моментами).

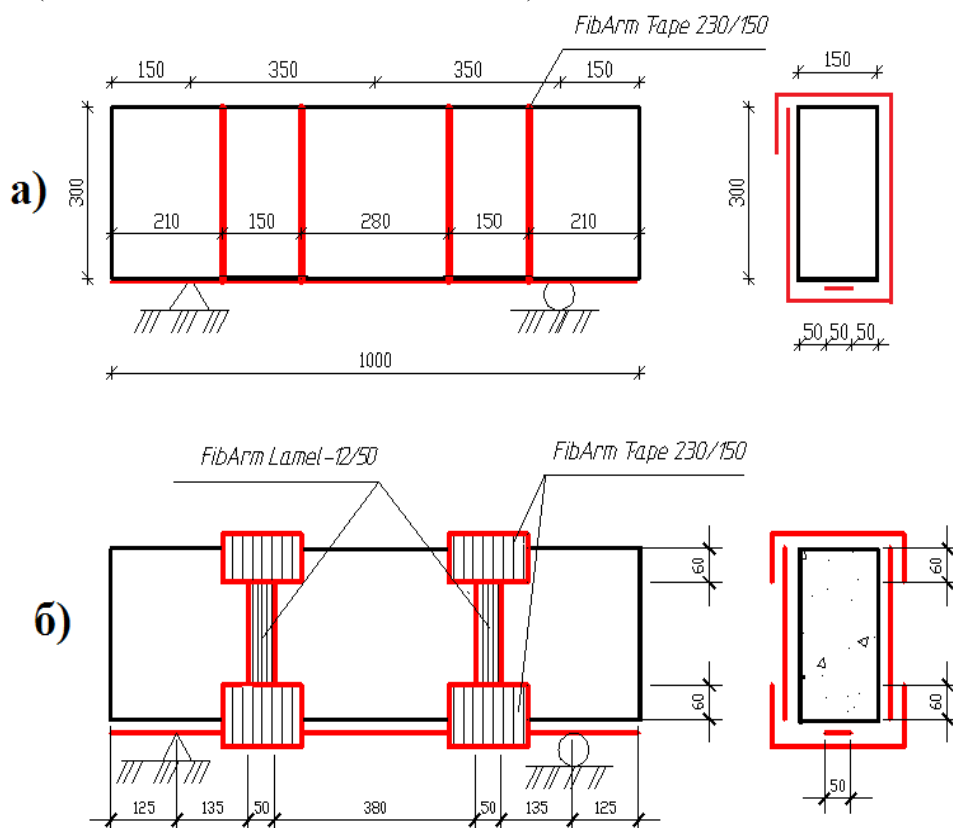


Рис. 3. Схемы оклейки железобетонных балок-моделей углеродными лентами (а) и углеродными композитными ламелями (б) на действие поперечной силы (совместно с изгибанием моментом)

Для проведения экспериментальных испытаний на действие поперечной силы (совместно с изгибающим моментом) были изготовлены железобетонные модели в форме балок с линейными размерами 1000×300×150 мм (рис. 2).

Для испытаний изготавливались две серии железобетонных моделей из бетонов классов В15 и В25 с осадкой конуса 12-16 см и различного армирования из арматуры класса А500С.

Рабочее армирование выполнялось из арматуры класса А500С в количестве 2 диаметра 10 мм + 2 диаметра 12 мм (одна серия моделей из бетона класса В15) и 3 диаметра 12 мм (другая серия моделей из бетона класса В25). У торцов и в центре пролета устанавливались поперечные хомуты диаметром 6 мм (рис. 2).

Каждая серия включала 3 группы моделей, состоящих из пары моделей-близнецов. Одна группа моделей-близнецов изготавливалась без усиления, другая группа моделей-близнецов усиливалась углеродными лентами, третья группа моделей-близнецов усиливалась углеродными композитными ламелями, что

позволило осуществить сопоставление результатов испытаний балок-моделей без усиления и балок-моделей с различными вариантами усиления.

При выполнении усиления железобетонных балок-моделей применялись углеродные ленты типа FibArmTape 230/300 (шириной 150 мм в два слоя), а также углеродные ламели типа FibArmLamel 12/50 (шириной 50 мм, толщиной 1,2 мм) (рис.3). При проведении экспериментальных исследований определялось повышение несущей способности моделей, усиленных углеродными лентами и углеродными композитными ламелями, по сравнению с контрольными железобетонными моделями без усиления СВА.

В ходе экспериментальных исследований балок-моделей на действие поперечной силы (совместно с изгибающим моментом) были получены следующие основные результаты.

Разрушение балок-моделей из бетона В15 с армированием 0,94%, выполненных без усиления, было зафиксировано при нагрузках 133,7...149,2 кН.

Разрушение балок-моделей из бетона В15 с армированием 0,94%, усиленных углеродными лентами, было зафиксировано при нагрузках 207,7...276,9 кН, что соответствует эффективности усиления по сравнению с обычными моделями (без усиления) равной, в среднем, 1,85 раза.

Разрушение балок-моделей из бетона В15 с армированием 0,94%, усиленных углеродными композитными ламелями, было зафиксировано при нагрузке 266,0 кН, что соответствует эффективности усиления по сравнению с обычными моделями (без усиления) равной, в среднем, 1,98 раза.

Разрушение балок-моделей из бетона В25 с армированием 0,85%, выполненных без усиления, было зафиксировано при нагрузках 135,3...165,0 кН.

Таблица 2

Балки	Разрушающая нагрузка	
	Фактическая (экспериментальная), кН	Расчетная при фактических прочностных характеристиках, кН
Серия БП-15		
Неусиленные БП-15-3	133,7	123,8
БП-15-4	149,2	140,8
Усиленные углеродной лентой		
БП-15-1	207,7	238,7
БП-15-2	276,9	256,4
Усиленные углеродной ламелью		
БП-15-5	266,0	250,9
БП-15-6	266,0	255,8
Серия БП-25		
Неусиленные БП-25-5	165,0	155,7
БП-25-6	135,3	135,3
Усиленные углеродной лентой		
БП-25-1	305,9	275,6
БП-25-2	342,0	275,8
Усиленные углеродной ламелью		
БП-25-3	270,0	245,5
БП-25-4	317,9	274,1

Разрушение балок-моделей из бетона В25 с армированием 0,85%, усиленных углеродными лентами, было зафиксировано при нагрузках 305,9...342,0 кН, что соответствует эффективности усиления по сравнению с обычными моделями (без усиления) равной, в среднем, 2,15 раза.

Разрушение балок-моделей из бетона В25 с армированием 0,85%, усиленных углеродными композитными ламелями, было зафиксировано при нагрузках 270,0...317,9 кН, что соответствует эффективности усиления по сравнению с обычными моделями (без усиления) равной, в среднем, 2,18 раза.

В табл. 2 представлено сопоставление результатов расчетов на основе разработанной методики с экспериментальными данными. Таким образом, разработанная методика расчета прочности железобетонных конструкций гидросооружений, усиленных внешним армированием на основе композитных материалов, при действии поперечных сил обоснована экспериментально.

Л и т е р а т у р а

1. Александров А.В., Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Балагуров В.Б. Расчетное обоснование и технические решения по усилению железобетонных конструкций ГЭС (ГАЭС), имеющих трещины различного направления, при действии комплекса нагрузок // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. – 2014. – № 6. С.50-54.
2. СП 41.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87. – М.: 2012. – 68 с.
3. П-46-89. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений (без предварительного напряжения) к СНиП 2.06.08-87. – Л.:1990. – 276 с.
4. СТО 17330282.27.140.002-2008: Гидротехнические сооружения ГЭС и ГАЭС. Условия создания. Нормы и требования. Книга 3. Приложение Г. Правила проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. – М.: 2007. – 86 с.
5. Залесов А.С., Рубин О.Д., Лисичкин С.Е. Повышение надежности массивных гидротехнических сооружений на основе совершенствования норм проектирования // *Гидротехническое строительство*. – 1994. – №9. – С.46-48.
6. Караваев А.В., Кауфман А.Д., Судаков В.Б., Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Боярский В.М., Сергеев И.П. О проекте норм проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений // *Гидротехническое строительство*. – 2003. – № 6. – С. 34-35.
7. Zilch, K., Neidermeier, R and Finckh, W. Strengthening of concrete structures with adhesively bonded reinforcement// *Beton-Kalender*, Berlin. – 2014. – Pp. 29-32.
8. Kim, H., Kim, M., Ko, M., and Lee, Y. (2015). Shear Behavior of Concrete Beams Reinforced with GFRP Shear Reinforcement// *International Journal of Polymer Science*. – № 1. – Pp. 1-8.
9. Mofidi, A. and Chaallal, O. Tests and Design Provisions for Reinforced-Concrete Beams Strengthened in Shear Using FRP Sheets and Strips// *International Journal of Concrete Structures and Materials*. – 2014. – № 7. – Pp. 117-128.
10. Menegotto M, Monti G., Liotta M.A.. Modelling shear mechanism in FRP-strengthened R/C beams// *Architecture Civil Engineering Environment*. – 2009. – No 3. – Pp. 57-68.

R e f e r e n c e s

1. Aleksandrov, A.V., Rubin, O.D., Lisichkin, S.E., Balagurov, V.B. (2014). Raschetnoe obosnovanie i tekhnicheskie resheniya po usileniyu zhelezobetonnykh konstrukcij GES (GAES) imeyushchih treshchiny razlichnogo napravleniya pri dejstvii kompleksa nagruzok, *Stroitel'naya Mekhanika Inzhenernykh Konstruktsiy i Sooruzheniy*, № 6, pp. 50-54.
2. SP 41.13330.2012. Betonnye i Zhelezobetonnye Konstrukcii Gidrotekhnicheskikh Sooruzhenij. Aktualizirovannaya redakciya SNIP 2.06.08-87, Moscow, 2012, 68 p.
3. P46-89. Posobie po Proektirovaniyu Betonnyh i Zhelezobetonnyh Konstrukcij Gidrotekhnicheskikh Sooruzhenij bez Predvaritelnogo Napryazheniya k SNIP 2.06.08-87, L., 1990, 247 p.
4. СТО 17330282.27.140.002-2008: Gidrotekhnicheskije sooruzheniya GES i GAES. Usloviya sozdaniya. Nnormy i trebovaniya, Книга 3: Prilozhenie G, Pravila proektirovaniya betonnyh i zhelezobetonnyh konstrukcij gidrotekhnicheskikh sooruzhenij, Moscow, 2007, 86 p.
5. Zalesov, A.S., Rubin, O.D., Lisichkin, S.E. (1994). Povyshenie nadezhnosti massivnyh gidrotekhnicheskikh sooruzhenij na osnove sovershenstvovaniya norm proektirovaniya, *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, № 9, pp.46-48.

6. Karavaev, A.V., Kaufman, A.D., Sudakov, V.B., Rubin, O.D., Lisichkin, S.E., Boyarskij, V.M., Sergeev, I.P. (2003). O proekte norm proektirovaniya betonnyh i zhelezobetonnyh konstrukcij gidrotekhnicheskikh sooruzhenij, *Gidrotekhnicheskoe stroitelstvo*, № 6, pp. 34-35.
7. Zilch, K., Neidermeier, R and Finckh, W. (2014). Strengthening of concrete structures with adhesively bonded reinforcement, *BetonKalender*, Berlin, pp. 29-32.
8. Kim, H., Kim, M., Ko, M., and Lee, Y. (2015). Shear Behavior of Concrete Beams Reinforced with GFRP Shear Reinforcement, *International Journal of Polymer Science*, № 1, pp. 1-8.
9. Mofidi, A. and Chaallal, O. (2014). Tests and Design Provisions for Reinforced-Concrete Beams Strengthened in Shear Using FRP Sheets and Strips, *International Journal of Concrete Structures and Materials*, № 7, pp. 117-128.
10. Menegotto, M., Monti, G., Liotta, M.A. (2009). Modelling shear mechanism in FRP-strengthened R/C beams, *Architecture civil engineering environment*, No 3, pp. 57-68.

DEVELOPMENT OF THE METHOD OF CALCULATION OF THE STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES OF THE HYDRAULIC ERECTIONS STRENGTHENED BY MEANS OF EXTERNAL REINFORCING ON THE BASIS OF COMPOSITE MATERIALS UNDER ACTION OF SHEAR FORCES

O.D. Rubin, S.E. Lisichkin, A.V. Aleksandrov, O.A. Simakov

To justify the use of the external reinforcement with the composite materials in the strengthening of reinforced ferroconcrete structures of hydraulic erections, a complex research was carried out. The method of calculation of strength of ferroconcrete structures of hydraulic erections, reinforced by external reinforcement by composite materials under the action of cross forces was developed. In order to justify the experimental design procedure the strength of reinforced concrete structures of hydraulic structures models, reinforced by an external reinforcement based on carbon tape and carbon composite slats, under the action of shear forces (with bending moments) was studied.

Keywords: hydraulic erections, reinforced concrete structure, strengthening, reconstruction, external reinforcement, composite materials, carbon composite slats, strength analysis, experimental research, shear force.



Численные методы расчета конструкций

РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ В ФОРМЕ ПОЛОГИХ СЕТЧАТЫХ ГИПАРОВ С УЧЕТОМ ГЕОМЕТРИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ

С.И. ТРУШИН, д-р техн. наук, профессор*
Е.В. СЫСОЕВА, канд. техн. наук**
Ф.И. ПЕТРЕНКО, аспирант*

*Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет,
129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; trushin2006@yandex.ru,

** Московский государственный академический художественный институт имени В.И. Сурикова при Российской академии художеств,
109004, г. Москва, Товарищеский переулок, д. 30; sev4279@yandex.ru

Предложена методика расчета гибких сетчатых оболочек в форме гиперболического параболоида (гипара) при различных граничных условиях. Используются соотношения теории оболочек с учетом геометрической нелинейности и деформаций поперечного сдвига. Рассматривается класс конструкций с достаточно густой сеткой ребер, при этом исходная дискретная модель сводится к некоторой континуальной модели с приведенными жесткостными характеристиками. Для решения нелинейной задачи используется метод продолжения решения по параметру, краевая задача решается вариационно-разностным методом. Приведен пример расчета гибкого пологого сетчатого гипара.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: сетчатая оболочка, гиперболический параболоид, геометрическая нелинейность, метод продолжения решения по параметру, вариационно-разностный метод.

Пространственные решетчатые покрытия в виде сетчатых оболочек обладают, как известно, рядом существенных достоинств, к числу которых, в первую очередь, можно отнести возможность унификации узлов и стержней, что позволяет автоматизировать процесс их изготовления. Кроме того, конструкции данного типа отличается простота транспортировки стержневых элементов, возможность перекрывать большие пролеты, что связано с особенностями работы оболочечных конструкций, незначительная строительная высота покрытия, функциональная гибкость и архитектурная выразительность. Ряд вопросов, связанных с постановкой задач, разработкой методики и алгоритмов решения, а также результаты расчетов оболочек, в том числе сетчатых, представлены в работах [1-9].

Рассмотрим некоторое семейство ребер, и обозначим через σ и τ нормальные и касательные напряжения в них. Представим сетчатую оболочку в виде гладкой однослойной оболочки, отнесенной к декартовым координатам x, y, z . Для построения физических соотношений в приведенной гладкой оболочке вырежем из нее элемент со сторонами ds_1 и ds_2 (рис.1).

Из условия равновесия прямоугольного элемента со сторонами ds_1 и ds_2 получим следующие соотношения между напряжениями $\tilde{\sigma}_x, \tilde{\sigma}_y, \dots, \tilde{\sigma}_{yz}$ в приведенной оболочке и напряжениями σ и τ в ребрах:

$$\begin{aligned} \tilde{\sigma}_x &= \frac{\delta}{a} \sigma \cos^2 \alpha; \quad \tilde{\sigma}_y = \frac{\delta}{a} \sigma \sin^2 \alpha; \quad \tilde{\sigma}_{xy} = \frac{\delta}{a} \sigma \sin \alpha \cos \alpha; \\ \tilde{\sigma}_{xz} &= \frac{\delta}{a} \tau \cos \alpha; \quad \tilde{\sigma}_{yz} = \frac{\delta}{a} \tau \sin \alpha, \end{aligned} \quad (1)$$

где a – расстояние между ребрами;
 δ – толщина ребер; α – угол между осью x и осью ребра (рис. 1).

Если оболочка содержит n семейств ребер, то соотношения (1) преобразуются к виду:

$$\begin{aligned} \tilde{\sigma}_x &= \sum_{j=1}^n \frac{1}{a_j} \sigma_j \delta_j \cos^2 \alpha_j; \\ \tilde{\sigma}_y &= \sum_{j=1}^n \frac{1}{a_j} \sigma_j \delta_j \sin^2 \alpha_j; \\ \tilde{\sigma}_{xy} &= \sum_{j=1}^n \frac{1}{a_j} \sigma_j \sin \alpha_j \cos \alpha_j; \\ \tilde{\sigma}_{xz} &= \sum_{j=1}^n \frac{1}{a_j} \tau_j \delta_j \cos \alpha_j; \quad (2) \\ \tilde{\sigma}_{yz} &= \sum_{j=1}^n \frac{1}{a_j} \tau_j \delta_j \sin \alpha_j, \end{aligned}$$

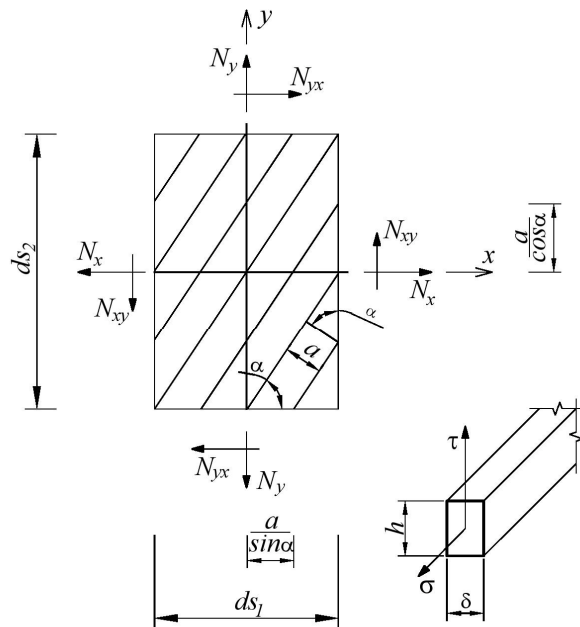


Рис. 1. К построению физических соотношений сетчатой оболочки

где n – число семейств ребер a_j – расстояние между ребрами j -го семейства; δ_j – толщина ребер j -го семейства; α_j – угол между осью x и осью ребра j -го семейства ребер.

Для определения физических соотношений сетчатой оболочки используется метод множителей Лагранжа. Дополнительные условия статической эквивалентности исходной сетчатой структуры и сплошной оболочки вводятся с помощью множителей Лагранжа e_x, e_y, \dots, e_{yz} , представляющими собой деформации.

Удельная потенциальная энергия деформации слоя ребер единичной высоты определяется по формуле:

$$W_0(\sigma_j, \tau_j) = \sum_{j=1}^n \left(\frac{1}{2} \frac{\sigma_j \delta_j}{a_j} \frac{\sigma_j}{E} + \frac{1}{2} \frac{\tau_j \delta_j}{a_j} \frac{\tau_j}{G_j} \right) = \sum_{j=1}^n \frac{1}{2a_j} \left(\frac{\sigma_j^2 \delta_j}{E_j} + \frac{\tau_j^2 \delta_j}{G_j} \right).$$

Расширенная функция удельной потенциальной энергии, минимизируемая по методу множителей Лагранжа с учетом выражений (2), записывается в виде:

$$\begin{aligned} W(\sigma_j, \tau_j) = & \sum_{j=1}^n \frac{1}{2a_j} \left(\frac{\sigma_j^2 \delta_j}{E_j} + \frac{\tau_j^2 \delta_j}{G_j} \right) + e_x \left(\sigma_x - \sum_{j=1}^n \frac{\delta_j}{a_j} \sigma_j \cos^2 \alpha_j \right) + \\ & + e_y \left(\sigma_y - \sum_{j=1}^n \frac{\delta_j}{a_j} \sigma_j \sin^2 \alpha_j \right) + e_{xy} \left(\sigma_{xy} - \sum_{j=1}^n \frac{\delta_j}{a_j} \sigma_j \sin \alpha_j \cos \alpha_j \right) + \\ & + e_{xz} \left(\sigma_{xz} - \sum_{j=1}^n \frac{\delta_j}{a_j} \tau_j \cos \alpha_j \right) + e_{yz} \left(\sigma_{yz} - \sum_{j=1}^n \frac{\delta_j}{a_j} \tau_j \sin \alpha_j \right), \end{aligned} \quad (3)$$

где e_x, e_y, \dots, e_{yz} – деформации условной сплошной среды (множители Лагранжа); $\sigma_x, \sigma_y, \dots, \sigma_{yz}$ – напряжения условной сплошной среды.

Из условий экстремума функции (3), получим:

$$\begin{aligned} \sigma_j &= E_j (e_x \cos^2 \alpha_j + e_y \sin^2 \alpha_j + e_{xy} \sin \alpha_j \cos \alpha_j); \\ \tau_j &= G_j (e_{xz} \cos \alpha_j + e_{yz} \sin \alpha_j). \end{aligned}$$

Подставляя полученные выражения для σ_j и τ_j в формулы (2), будем иметь (знак « \sim » опускается):

$$\sigma_x = A_{11}e_x + A_{12}e_y; \quad \sigma_y = A_{21}e_x + A_{22}e_y; \quad \sigma_{xy} = A_{33}e_{xy}; \quad \sigma_{xz} = A_{44}e_{xz}; \quad \sigma_{yz} = A_{55}e_{yz}. \quad (4)$$

Соотношения (4) соответствуют некоторому ортотропному материалу у которого нагружение вдоль осей ортотропии x и y не вызывает сдвиговых деформаций в плоскости xOy , а касательные напряжения не вызывают удлинений в направлениях осей x и y . Жесткостные параметры, входящие в (4), определяются по формулам:

$$\begin{aligned} A_{11} &= \sum_{j=1}^n \frac{1}{a_j} E_j \delta_j \cos^4 \alpha_j; \quad A_{22} = \sum_{j=1}^n \frac{1}{a_j} E_j \delta_j \sin^4 \alpha_j; \\ A_{12} &= A_{21} = A_{33} = \sum_{j=1}^n \frac{1}{a_j} E_j \delta_j \sin^2 \alpha_j \cos^2 \alpha_j; \\ A_{44} &= \sum_{j=1}^n \frac{1}{a_j} G_j \delta_j \cos^2 \alpha_j; \quad A_{55} = \sum_{j=1}^n \frac{1}{a_j} G_j \delta_j \sin^2 \alpha_j, \end{aligned} \quad (5)$$

где E_j, G_j – модуль упругости и модуль сдвига ребра j -го семейства.

После интегрирования по толщине с учетом (5) усилия в оболочке запишутся в виде:

$$N_x = B_{11}e_x + B_{12}e_y; N_y = B_{21}e_x + B_{22}e_y; N_{xy} = B_{33}e_{xy}; \quad (6)$$

$$M_x = D_{11}\kappa_x + D_{12}\kappa_y; M_y = D_{21}\kappa_x + D_{22}\kappa_y; M_{xy} = D_{33}\kappa_{xy}; Q_{xz} = S_1e_{xz}; Q_{yz} = S_2e_{yz},$$

$$\text{где } B_{11} = \sum_{j=1}^n \frac{E_j h_j \delta_j}{a_j} \cos^4 \alpha_j; B_{12} = B_{21} = B_{33} = \sum_{j=1}^n \frac{E_j h_j \delta_j}{a_j} \sin^2 \alpha_j \cos^2 \alpha_j;$$

$$B_{22} = \sum_{j=1}^n \frac{E_j h_j \delta_j}{a_j} \sin^4 \alpha_j; D_{11} = \sum_{j=1}^n \frac{E_j h_j^3 \delta_j}{12a_j} \cos^4 \alpha_j;$$

$$D_{12} = D_{21} = D_{33} = \sum_{j=1}^n \frac{E_j h_j^3 \delta_j}{12a_j} \sin^2 \alpha_j \cos^2 \alpha_j; \quad (7)$$

$$D_{22} = \sum_{j=1}^n \frac{E_j h_j^3 \delta_j}{12a_j} \sin^4 \alpha_j; S_1 = \sum_{j=1}^n \frac{G_j h_j \delta_j}{a_j} \cos^2 \alpha_j; S_2 = \sum_{j=1}^n \frac{G_j h_j \delta_j}{a_j} \sin^2 \alpha_j.$$

где h_j – высота ребра j -го семейства.

Исходные геометрические соотношения, связывающие деформации и перемещения принимаются в виде:

$$e_x = \frac{\partial u}{\partial x} + k_1 w + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2; e_y = \frac{\partial v}{\partial y} + k_2 w + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2; e_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} - 2k_{12} w + \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y};$$

$$\kappa_x = \frac{\partial \theta_x}{\partial x}; \kappa_y = \frac{\partial \theta_y}{\partial y}; \kappa_{xy} = \frac{\partial \theta_x}{\partial y} + \frac{\partial \theta_y}{\partial x}; e_{xz} = \frac{\partial w}{\partial x} + \theta_x; e_{yz} = \frac{\partial w}{\partial y} + \theta_y. \quad (8)$$

где u и v – тангенциальные составляющие перемещения; w – нормальная составляющая; θ_1 и θ_2 – углы поворота поперечных сечений оболочки в плоскостях xOz и yOz ; k_1, k_2, k_{12} – кривизны в направлении координатных осей и кривизна кручения срединной поверхности оболочки. Соотношения (8) построены с учетом деформаций поперечного сдвига, что позволяет, в отличие от модели Кирхгофа-Лява, рассчитывать оболочечные конструкции из материала с низкой сдвиговой жесткостью.

Формулы (6) - (8) используются при построении функционала полной потенциальной энергии теории сетчатых оболочек, который имеет вид:

$$\Pi = \frac{1}{2} \iint_{\Omega} (N_x e_x + N_y e_y + N_{xy} e_{xy} + M_x \kappa_x + M_y \kappa_y + M_{xy} \kappa_{xy} + Q_{xz} e_{xz} + Q_{yz} e_{yz}) d\Omega -$$

$$- \iint_{\Omega} (q_x u + q_y v + q_z w + m_x \theta_x + m_y \theta_y) d\Omega = 0,$$

где q_x, q_y, \dots, m_y – компоненты внешней нагрузки по направлениям соответствующих обобщенных перемещений.

Краевая задача теории оболочек решается вариационно-разностным методом в сочетании с методом продолжения решения по параметру. Для решения нелинейной задачи используются следующие численные методики:

1) процедура продолжения решения по длине дуги кривой равновесных состояний в форме Крисфилда и Рикса [6-9];

2) процедура пошагового нагружения с уточнением решения на каждом шаге по нагрузке по методу Ньютона-Рафсона [6-9].

Рассмотрим задачи расчёта сетчатых оболочек в форме пологого гипара на прямоугольном плане с квадратной сеткой. Основные геометрические характеристики оболочек (рис. 2): размеры в плане $l_1 = l_2 = 6$ м; шаг рёбер 1-го и 2-го семейства $a = 0,2$ м; площадь поперечного сечения рёбер $S = 3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$; углы наклона рёбер 1-го семейства к оси x составляют $\alpha_1 = 0^\circ$, углы наклона рёбер 2-го семейства к оси x составляют $\alpha_2 = 90^\circ$. Кривизны оболочки $k_1 = k_2 = 0$, $k_{12} = -F/(ab) = -0,03 \text{ м}^{-1}$. Модуль упругости материала $E = 2,1 \cdot 10^{11} \text{ Па}$.

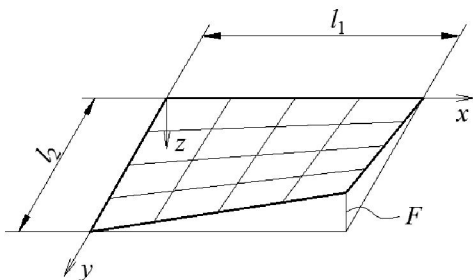


Рис. 2. Пологий сетчатый гипар с квадратной сеткой

При приняты следующие виды граничных условий и способы нагружения оболочки:

Приняты следующие виды граничных условий и способы нагружения оболочки:

1. Свободное опирание по контуру: при $x = 0, l_1$ и $y = 0, l_2$ нормальное перемещение $w = 0$. Шаг по нагрузке составляет $\Delta q = 500 \text{ Па}$. Общее количество шагов по нагрузке $m = 3$.

2. Шарнирно-неподвижное закрепление по контуру: при $x=0; l_1$ перемещения $u = v = \theta_y = w = 0$; при $y = 0; l_2$ перемещения $u = v = \theta_x = w = 0$. Шаг по нагрузке составляет $\Delta q = 100 \text{ Па}$. Общее количество шагов по нагрузке $m = 50$.

3. Жёсткое закрепление по контуру: при $x = 0; l_1$ и $y = 0; l_2$ перемещения $u = v = \theta_x = \theta_y = w = 0$. Шаг по нагрузке составляет $\Delta q = 100 \text{ Па}$. Общее количество шагов по нагрузке $m = 50$.

График зависимости нормальных перемещений w в центре оболочки от уровня нагружения, определяемого номером шага m , для случая шарнирно-неподвижного закрепления по контуру показан на рис. 3.

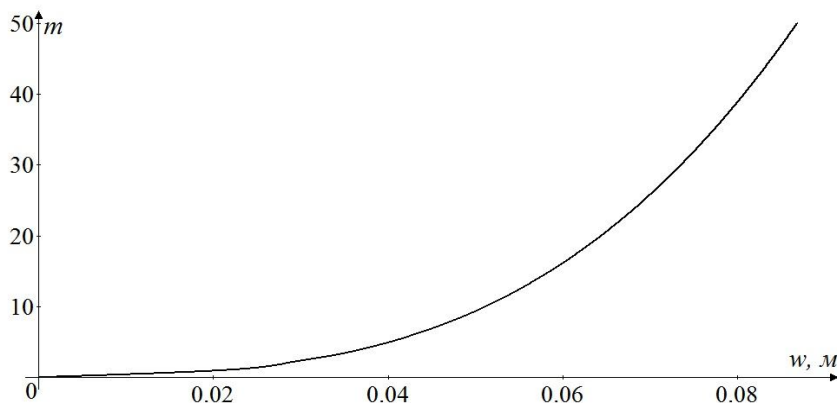


Рис. 3. График зависимости $w-m$ при шарнирно-неподвижном закреплении оболочки по контуру

Расчет показывает, что при свободном опирании оболочки по контуру зависимость между нормальными перемещениями w в центре оболочки и уровнем нагружения носит линейный характер, а нормальные и сдвигающие усилия в элементах сетчатой оболочки практически отсутствуют. В качестве основных компонентов

напряженного состояния выступают изгибающие моменты и поперечные силы в стержневых элементах, составляющих сетку оболочки.

При шарнирно-неподвижном закреплении оболочки по контуру помимо изгибающих моментов и поперечных сил в работу вступают нормальные усилия. Их роль в общей картине напряженного состояния увеличивается по мере нагружения оболочки.

Изополя нормальных перемещений w в оболочке при $m=50$ показаны на рис. 4.

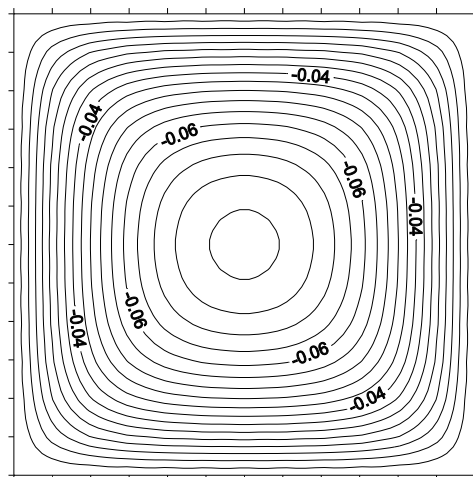


Рис. 4. Изополя нормальных перемещений w при шарнирно-неподвижном закреплении оболочки по контуру

При жестком закреплении в оболочке имеют место усилия как моментного типа – изгибающие моменты и поперечные силы, так и мембранного типа – нормальные и сдвигающие усилия. В данном случае жесткость оболочки, как и следовало ожидать, в целом больше, чем при шарнирно-неподвижном закреплении ее по контуру.

Представленная выше методика и результаты расчета сетчатых оболочек в геометрически нелинейной постановке как приведенных гладких пространственных систем сравнивались с решениями, полученными с помощью программных комплексов Лира и *Nastran* при аппроксимации сетчатой оболочки стержневыми пространственными элементами. Достаточно хорошая согласованность решений подтверждает достоверность полученных результатов. Следует отметить, что предлагаемая методика и разработанное программное обеспечение, функционирующее в среде *Fortran PowerStation*, позволяют эффективно, с малыми затратами машинного времени и с достаточной степенью точности оценить напряженно-деформированное состояние и устойчивость нелинейно деформируемых сетчатых оболочек.

Л и т е р а т у р а

1. Иванов В.Н., Кривошапка С.Н. Аналитические методы расчета оболочек неканонической формы – М.: РУДН, 2010. – 542 с.
2. Krivoshapko S.N., Ivanov V.N. Encyclopedia of Analytical Surfaces. – Springer International Publishing Switzerland, 2015. – 752 p.
3. Пшеничников Г.И. Теория тонких упругих сетчатых оболочек и пластинок. – М.: Наука, 1982. – 352 с.

4. Васильев В.В. Механика конструкций из композиционных материалов. - М.: Машиностроение, 1988. – 272 с.
5. Григолюк Э.И., Шалашилин В.И. Проблемы нелинейного деформирования: Метод продолжения решения по параметру в нелинейных задачах механики твердого деформируемого тела. – М.: Наука, 1988. – 232 с.
6. Crisfield M.A. A Fast Incremental/Iterative Solution Procedure that Handles “Snap-Through” // *Computers & Structures*, 1981, Vol.13, N1, pp.55-62.
7. Трушин С.И. Решение задач устойчивости гибких упругопластических оболочек с учетом деформаций поперечного сдвига. Дис. на соиск. уч. степ. д-ра техн. наук: 05.23.17. МГСУ. М.: 1999. – 275 с.
8. Трушин С.И., Михайлов А.В. Устойчивость и бифуркации гибких пологих сетчатых оболочек // *Вестник НИЦ Строительство*. – № 2. – 2010. – С. 150-158.
9. Трушин С.И., Сысоева Е.В., Журавлева Т.А. Устойчивость нелинейно деформируемых цилиндрических оболочек из композиционного материала при действии неравномерных нагрузок // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. – 2013. – № 2. – С. 3-10.

References

1. Ivanov, V.N., Krivoschapko, S.N. (2010). *Analiticheskie Metodi Rascheta Obolochek Neckanonicheskoi Formi*, Moscow: RUDN, 542 p.
2. Krivoschapko, S.N., Ivanov, V.N. (2015). *Encyclopedia of Analytical Surfaces*, Springer International Publishing Switzerland, 752 p.
3. Pshenichnov, G.I. (1982). *Teoria tonchih uprugih setchatih obolochek i plastinoc*. Moscow: Nauka, 352 p.
4. Vasiliev, V.V. (1988). *Mechanica Konstrukcij iz Kompozitijnyh Materialov*, Moscow: Mashinostroenie, 272 p.
5. Grigoliuk, E.I., Shalashilin, V.I. (1988). *Problemi Nelineinogo Deformirovania: Metod Prodolzhenia Reshenia po Parametru v Nelineinih Zadachah Mehaniki Tverdogo Deformiruемого Tela*, Moscow: Nauka, 232 p.
6. Crisfield, M.A. (1981). A Fast Incremental/Iterative Solution Procedure that Handles “Snap-Through”, *Computers & Structures*, Vol.13, N1, pp.55-62.
7. Trushin, S.I. (1999). *Reshenie zadach ustoychivosti gibckih uprugoplasticheskij obolochek s uchetom deformatsii poperechnogo sdviga*, Dis. na soisc. uch. step. d-ra tehn. nauk: 05.23.17, MGSU, Moscow, 275 p.
8. Trushin, S. I., Mikhailov, A.V. (2010). Ustoichivost i bifurcaczii dibckih pologih setchatih obolochek, *Vestnik NITZ Stroitelstvo*, No 2, p. 150-158.
9. Trushin, S.I., Sysoeva, E.V., Zhuravleva, T.A. (2013). Ustoichivost tzilindricheskij obolochek iz kompozitcionnogo materiala pri deistvii neravnomernih nagruzok, *Stroitel'naya Mekhanika Inzhenernykh Konstrukcij i Sooruzhenii*, No 2. p. 3-10.

ANALYSIS OF STRUCTURES IN THE FORM OF A SHALLOW RETICULATED HYPERBOLIC PARABOLOID WITH ACCOUNT OF GEOMETRICAL NONLINEARITY

S.I. TRUSHIN*, E.V. SYSOEVA**, F.I. PETRENKO*

* *Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow;*

** *Moscow State Academic Art Institute Named after V.I. Surikov, Russian Academy of Arts,*

Numerical procedures for nonlinear analysis of flexible reticulated shells in the form of hyperbolic paraboloid are proposed. Geometrical relationships with account of large displacements and shear deformations are used. The discrete model of shell is reduced to continual model with effective rigidities. The finite difference energy method and continuation method are used for analysis of shallow reticulated shells in the form of hyperbolic paraboloid with different types of boundary conditions.

KEYWORDS: reticulated shell, hyperbolic paraboloid, geometric nonlinearity, continuation method, finite difference energy method.

Требования к оформлению статей в журнал «Строительная механика инженерных конструкций и сооружений»

Текст статьи подготавливается в виде компьютерной, готовой к изготовлению печатной матрицы, распечатки и варианта на электронном носителе. Текст распечатки должен быть четким. Формат текста с размером по вертикали 23 см и по горизонтали 13,5 см. Текст размещается в середине листа формата А4.

Поля рукописи должны быть следующие:

верхние и нижнее по 3,4 см; справа и слева по 3, 8 см.

Отступ первой строки абзаца – 0,75 см.

Текст подготавливается в системе *Word*, размер шрифта 11 пунктов. Шрифт *Times New Roman*, межстрочный интервал *одинарный*. Текст оформляется по аналогии с представленными в сборнике статьями. Обязательно использовать *автоматический перенос*.

Заголовок **СТРОЧНЫМИ** буквами, жирным шрифтом, центрируется (в заголовке не должно быть переносов).

После пропуска одной строки следует И.О. ФАМИЛИЯ, *ученая степень, ученое звание* (или *инженер, аспирант, студент*) (курсивом) автора. Соавтор аналогично.

С новой строки: *Организация* (место работы, курсивом). Если соавторы из разных организаций против каждого автора из одной организации ставится одна звездочка *, против авторов (соавторов) из другой организации – две звездочки ** (и т.д.). После последовательного перечисления всех авторов статьи (каждого с новой строки) следуют наименования организаций, предваренные * или ** (и т.д.) звездочками. Затем с новой строки следует полный почтовый и электронный адрес автора.

После пропуска одной строки следует *краткая аннотация статьи* (курсив, 10 пт) объемом не более 6-8 строк, затем после пропуска одной строки идут ключевые слова, и, наконец, после пропуска одной строки идет основной текст.

После основного текста следует: Л и т е р а т у р а (центрируется)

Далее идет пронумерованный список цитируемой литературы (Full –10). Авторы выделяются курсивом. Затем с новой строки следует: R e f e r e n c e s (центрируется) и повторяется цитируемая литература на английском языке или на родном языке, но латинскими буквами (Full – 9).

В заключительной части статьи приводятся **НАЗВАНИЕ** статьи (строчными жирными буквами), ф.и.о. авторов (централизуются) и перевод аннотации статьи на иностранный, предпочтительнее, английский язык. Затем с новой строки идут ключевые слова (KEY WORDS: ...) на английском языке.

Рисунки оформляются в тексте статьи предпочтительно средствами *Word* или других графических средств. Рисунки, оформленные отдельно от текста, должны полностью занимать страницу в пределах формата текста, на листе А4. Рисунки, выполненные чертежными средствами (тушью или черными чернилами), должны быть аккуратными с четкими надписями. Рисунки и надписи на них должны быть единым целым (сгруппированы) и не распадаться при их перемещении. Рисунки отделяются от текста на 6 пт.

Формулы в тексте статьи готовятся с помощью редактора формул *Microsoft equation* с установленными параметрами:

Full –11, Subscript/Suhtscript – 9, Sub- Subscript/Suhtscript – 7,

Symbol – 14, Subsymbol – 10.

Математика (функции) – латинские символы курсивом, греческие символы – прямым шрифтом. Между формулами и сверху, снизу от текста интервал 3 *pt*.

Номера страниц проставляются карандашом в левом нижнем углу страницы. Последняя страница предоставляется в двух экземплярах, второй экземпляр подписывается авторами статьи.

Аспирантам и соискателям желательно приложить к статье отзыв научного руководителя или специалиста по тематике статьи из организации, где выполняется работа.

Редакция имеет право снимать с публикации статьи, не отвечающие указанным требованиям, или, если на статью поступят два отрицательных отзыва рецензентов, или членов редакционного совета, или членов редколлегии журнала.