

Baş redaktortex. üzrə f.d. **Qarayev A.N.** -AzİMETİ**Baş redaktorun müavini**tex. üzrə f.d. **Yusifov N.R.** -AzİMETİ**Məsul katib**iqt. üzrə f.d. **Şirinova N.S.**-AzİMETİ**Redaksiya heyəti**t.e.d., prof. **Seyfullayev X.Q.**-AzİMETİmem.dok. **Abdullayeva N.C.**-AzMİUm.d.,prof. **Əbdülrəhimov R.H.** -AzMİUt.e.d.,prof. **Hacıyev M.Ə.** -AzMİUm.d.,prof. **Nağıyev N.H.** -AzMİUtex. üzrə f.d. **Eminov Y.M.** -AzİMETİtex. üzrə f.d. **Əmrahov A.T.** -AzİMETİtex. üzrə f.d. **Həbibov F.H.** - AzİMETİiqt. üzrə f.d. **Nuriyev E.S.** -AzİMETİtex. üzrə f.d. **Poluxov İ.X.** - FHNtex. üzrə f.d. **Rzayev R.A.** - AzİMETİ**Təsisçi :**

**AZƏRBAYCAN RESPUBLİKASI
DÖVLƏT ŞƏHƏRSALMA VƏ
ARXİTEKTURA KOMİTƏSİ**

**AZƏRBAYCAN
İNŞAAT VƏ MEMARLIQ
ELMİ-TƏDQIQAT İNSTİTUTU**

Hüquqi ünvanı :

**Az 0014, Bakı ş.
M.Füzuli küç. 65**

Əlaqə telefonları:

(012) 596 37 28, 596 37 60

E-mail:

**elmikatib@azimeti.az
azimeti_elmikatib@mail.ru**

Kompüter dizaynı:

Mehtiyeva N.Q.

MÜNDƏRİCAT**Seyfullayev X.Q.**

Yuxarı səthi müstəvi olan dəyişən qalınlıqlı tava-
qabıqların hesablanması

2

Camalov C.Ə.

Qabaqcadan gərginləşdirilmiş elementlərlə
gücləndirilmiş sıxılan elementlərin tədqiqi

13

Məstanzadə N., Rəsulov X., Sultanov N.

Karbolifli bantla mühafizə olunan beton nümunələrin
nəmliyə, sukeçirməməzliyə və şaxtayadavamlılığa
sınaqları.

22

**Zeynalov L., Poluxov İ., Əsədov E., Gölalmuş M.,
Bağır-zadə N.**

Armaturun ankerlənmə məsafəsinin təyininə aid

29

Fətəliyev S.

Betonun bərkiməsində sement daşı ilə doldurucular
arasında adgeziya proseslərinin rolu

34

Салахов А.М.

Факторы влияющие на организационно-
технологическую надежность строительного
процесса

39

UOT 539.3

**YUXARI SƏTHİ MÜSTƏVİ OLAN DƏYİŞƏN QALINLIQLI
TAVA-QABIQLARIN HESABLANMASI**

*t.e.d., prof. X.Q.Seyfullayev Azərbaycan İnşaat və Memarlıq ETİ,
t.e.n., dos. G.X.Cəbrayilova Azərbaycan Memarlıq və İnşaat Universiteti*

**РАСЧЕТ ПЛИТ-ОБОЛОЧЕК ПЕРЕМЕННОЙ ТОЛЩИНЫ
С ВЕРХНИМ ПЛОСКИМ ОСНОВАНИЕМ**

*д.т.н., проф. Сейфуллаев Х.К. Азербайджанский НИИ Строительства и Архитектуры.
к.т.н., доц. Джебраилова Г.Х. Азербайджанский Университет Архитектуры и Строительства*

**CALCULATION OF SHELL PLATES VARIABLE
THICKNESS WITH THE UPPER FLAT BASE**

*doctor of technical sciences, prof. Seyfullayev Kh.K., Azerbaijan Scientific Research Institute
of Construction and Architecture.*

PhD, assos. prof. Dzhebrailova G.Kh. Azerbaijan University of Architecture and Construction

Xülasə: Məqalə üst səthi müstəvi olan dəyişən qalınlıqlı tava-qabıqlara baxılır. Hesablamalarda dəyişən dəyişən qalınlıqlı yatıq qabıqların momentli nəzəriyyəsi əsas qəbul edilmişdir. Bu nəzəriyyəsinin əsas tənliklərindən istifadə olunaraq dəyişən qalınlıqlı tava-qabıqların yekün diferensial tənlikləri əldə olunmuşdur.

Bu tava-qabıqlarında dəyişən əmsallı diferensial tənlikləri kiçik parametr üsulu ilə həll olunaraq, məsələnin həlli sabit qalınlıqlı lövhə-tavanların diferensial tənliklərinin həllərinə gətirilmişdir.

Məsələ kiçik parametrin dərəcəsinə görə üç yaxınlaşmada həll olunmuşdur.

Açar sözlər: tava-qabıq, dəyişən qalınlıq, yatıq qabıqlar nəzəriyyəsi.

Анотация: В работе рассматриваются теория и расчет плит-оболочек переменной толщины с верхним плоским основанием. В основу положена известная теория пологих оболочек переменной толщины. Получены дифференциальные уравнения плит-оболочек переменной толщины как частное в случае пологих оболочек, когда верхняя поверхность вспарушенных плит плоская.

Дифференциальные уравнения плит-оболочек переменной толщины относительно функции прогиба и напряжений в смешанной форме решений методом малого параметра и решение задачи сведено к рекуррентным дифференциальным уравнениям, по виду которые совпадают с дифференциальными уравнениями теории пластинок. Задача решается в трех приближениях по степеням малого параметра.

Ключевые слова: плита –оболочка, толщина, переменная, теория пологих оболочек.

Summary: The paper deals with the theory and calculation of shell plates of variable thickness with an upper flat base. It is based on well-known theory of shallow shells of variable thickness. Differential equations of shell plates of variable thickness as a private in the case of shallow shells, when the upper surface of the pendentive plate is flat.

Differential equations of shell plates of variable thickness with respect to the deflection and stress function in mixed form making small parameter method and solution of the problem is reduced to a recurrence of differential equations, in appearance that match the differential equations of the theory of plates. The problem is solved in three approximations in powers of the small parameter.

Keywords: plate - shell, thickness, variable, the theory of shallow shells.

Konturu müstəvi olan planda düzbucaqlı çox yatıq sabit qalınlıqlı qabıqlar-dikləndirilən tavalər 1932 ci ildə prof.Y.Y.Ştayerman tərəfindən yaşayış və ictimai binaların dam örtük və mərtəbəarası örtük kimi tətbiq olunması üçün təklif olunmuşdur [1]. Bu təklif əsasında dikləndirilən tavalər [2] normativ sənəddə onların müxtəlif yeni variantlarının konstruksiyaları işlənmiş və mərtəbəarası örtük kimi tətbiq olunmuşdur [2].

Dəyişən qalınlıqlı dikləndirilən tavalər bu tip konstruksiyaların təkmilləşdirilmiş yeni formasıdır və onların hesablanmasına texniki ədəbiyyatlarda bir sıra cəhdlər olmuşdur, lakin

məsələnin həlli riyazi cəhətdən böyük çətinliklərlə bağlı olduğundan onların hesablanma üsulları başa çatmamış qalır.

Xüsusi olaraq geyd etmək lazımdır ki, [3] monoqrafiyasında başlanğıc funksiyalar metodu tətbiq olunmalı, ilk dəfə qalınlığı dəyişən dikləndirilən tavaların hesablanma nəzəriyyəsi işlənmiş və məsələnin analitik həlli çox mürrəkəb olan dəyişən əmsallı xüsusi törəməli diferensial tənliklərin həll olunmasına gətirilmişdir və bu məsələnin həlli, hətta sadə sərhəd şərtlərində başa çatdırılmamışdır.

Baxılan işdə dəyişən qalınlıqlı dikləndirilən tavaların hesablanma nəzəriyyəsi və onun diferensial tənliklərinin qurulması dəyişən qalınlıqlı və əyrilikli yatıq qabıqların momentli nəzəriyyəsinə əsaslanaraq onun xüsusi halı kimi aparılmışdır [4].

Dəyişən qalınlıqlı dikləndirilən tavaların orta səthinin tənliyi Dekart koordinat sistemində Y.Y.Ştayerman tərəfindən təklif olunmuş formada qəbul edilmişdir [1]:

$$Z(x, y) = \frac{16\delta}{a^2b^2} (ax - x^2)(by - y^2) \quad (1)$$

Qalınlığı dəyişən çox yatıq qabıqların momentli nəzəriyyəsinin diferensial tənlikləri aşağıdakı kimi qəbul olunur[4]:

$$\begin{aligned} \Delta(D\Delta w) - (1-\nu)L(D, w) - K_x \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} - K_y \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + 2K_{xy} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y} &= q; \\ \Delta(H\Delta \varphi) - (1+\nu)L(H, \varphi) + K_x \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + K_y \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - 2K_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} &= 0 \end{aligned} \quad (2)$$

Burada aşağıdakı işarələnmələr qəbul edilmişdir:

φ və w - müvafiq olaraq axtarılan machul gərginliklər və əyintilər funksiyalardır.

D və H - dikləndirilən tavaların dəyişən sərtlik xarakteristikalarıdır:

$$D = \frac{Eh^3(x, y)}{12(1-\nu^2)} ; \quad H = \frac{1}{Eh(x, y)} ;$$

Δ -Laplas operatorudur:

$$\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} ;$$

$L(D, w)$ və $L(H, \varphi)$ - iki funksiya üzərində diferensiallama operatorlarıdır, məsələn:

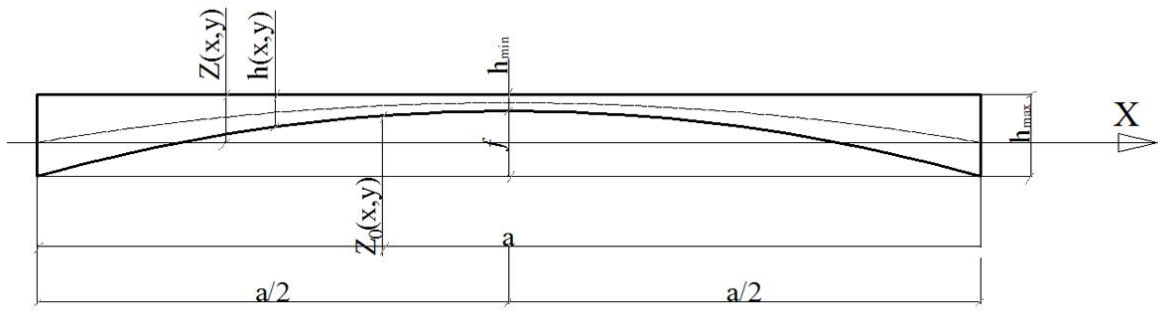
$$L(D, w) = \frac{\partial^2 D}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 D}{\partial y^2} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - 2 \frac{\partial^2 D}{\partial x \partial y} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

$L(H, \varphi)$ operatoru da yuxarıdakı ifadəyə analoji yazılır.

K_x , K_y və K_{xy} - dikləndirilmiş tavaların orta səthinin dəyişən əyrilikləridir.

Bu işdə dəyişən qalınlıqlı dikləndirilən tavalara çox yatıq dəyişən qalınlıqlı qabıqlar kimi baxılır və üst səthi müstəvi qəbul olunur (şəkil 1).

Əgər dikləndirilmiş tavaların aşağı səthinin tənliyi (1) qanunu ilə dəyişdiyi qəbul olunarsa, onda tavalanın qalınlığı onun üst səthinin müstəvi olması şərtindən aşağıdakı kimi təyin olunacaqdır (şəkil 1).



Şəkil 1. Dikləndirilmiş tavaların qalınlığının dəyişmə qanunu və kəsiyin digər həndəsi parametrləri.

$$h(x, y) = h_{\max} - \frac{16f}{a^2 b^2} (ax - x^2)(by - y^2) \quad (3)$$

Burada $f = h_{\max} - h_{\min}$

Tavanın qalınlığının dəyişmə qanununa (3) kiçik parametr ε daxil edilir:

$$h(x, y) = h_0 [1 + \varepsilon h^*(x, y)] \quad (4)$$

h_0 - tavanın qalınlığının orta qiymətidir və aşağıdakı kimi təyin olunur:

$$h_0 = \frac{1}{ab} \int_0^a \int_0^b h(x, y) dx dy = \frac{1}{9} (5h_{\max} + 4h_{\min})$$

Kiçik parametr ε və həyacanlandırıcı funksiya (4) bərabərliyindən təyin olunurlar.

$$h(x, y) - h_0 = \varepsilon h_0 h^*(x, y)$$

Buradan:

$$\varepsilon = \frac{3(h_{\max} - h_{\min})}{5h_{\max} + 4h_{\min}}; \quad h^*(x, y) = -\frac{48}{a^2 b^2} \left(ax - x^2 - \frac{a^2}{12} \right) \left(by - y^2 - \frac{b^2}{12} \right) \quad (5)$$

Şəkil 1-də qəbul olunmuş koordinat sistemində dikləndirilən dəyişən qalınlıqlı tavaların orta səthinin tənliyi aşağıdakı kimi təyin olunur:

$$Z(x, y) = \frac{1}{2} \{ h_{\max} - h_0 [1 + \varepsilon h^*(x, y)] \} \quad (6)$$

Dəyişən qalınlıqlı dikləndirilən tavaların əyrilikləri aşağıdakı qiymətləri alır:

$$K_x = \frac{\partial^2 Z}{\partial x^2} = -\frac{48}{a^2 b^2} \varepsilon h_0 (by - y^2);$$

$$K_y = \frac{\partial^2 Z}{\partial y^2} = -\frac{48}{a^2 b^2} \varepsilon h_0 (bx - x^2); \quad (7)$$

$$K_{xy} = \frac{\partial^2 Z}{\partial x \partial y} = -\frac{48}{a^2 b^2} \varepsilon h_0 (a - 2x)(b - 2y);$$

Dəyişən sərtlik xarakteristikaları aşağıdakı kimi ifadə olunurlar:

$$D = D_0 [1 + \varepsilon h^*(x, y)]^3 = D_0 [1 + 3\varepsilon h^*(x, y) + \dots]$$

$$H = H_0 [1 + \varepsilon h^*(x, y) + \dots] \quad (8)$$

Beləliklə yuxarıda aparılmış əməliyyatların nəticələrini (2) diferensial tənliklər sisteminə nəzərə aldıqdan sonra dəyişən qalınlıqlı dikləndirilən tavaların momentli nəzəriyyəsinin diferensial tənliklərini aşağıdakı formada əldə olunur:

$$D_0 \Delta^2 w + 3\varepsilon D_0 \left\{ h^*(x, y) \Delta^2 w + 2 \left[\frac{\partial h^*(x, y)}{\partial x} \frac{\partial}{\partial x} \Delta w + \frac{\partial h^*(x, y)}{\partial y} \frac{\partial}{\partial y} \Delta w + \Delta h^*(x, y) \Delta w - \right] \right. \\ \left. - (1-\nu)L[h^*(x, y), w] \right\} + \\ + \frac{1}{2} \varepsilon h_0 L[h^*(x, y), \varphi] = q; \\ H_0 \Delta^2 \varphi + \varepsilon H_0 \left\{ h^*(x, y) \Delta^2 \varphi + 2 \left[\frac{\partial h^*(x, y)}{\partial x} \frac{\partial}{\partial x} \Delta \varphi + \frac{\partial h^*(x, y)}{\partial y} \frac{\partial}{\partial y} \Delta \varphi + \Delta h^*(x, y) \Delta \varphi - \right] \right. \\ \left. - (1+\nu)L[h^*(x, y), \varphi] \right\} - \\ - \frac{1}{2} \varepsilon h_0 L[h^*(x, y), w] = 0$$

Son nəticədə qalınlığı dəyişən dikləndirilən tavaların üst səthi müstəvi olduqda, momentli nəzəriyyəsinin diferensial tənliklərinin qarışıq formada əyintilər və gərginliklər funksiyaları ilə ifadələri (9) şəkildə əldə olunur və kiçik parametr ε iştirak edir. Ona görə də (9) dəyişən əmsallı xüsusi törəməli diferensial tənliklərinin həlləri kiçik parametrin dərəcəsinə görə düzülmiş sıralar şəklində axtarılır:

$$w = \sum_K \varepsilon^K W_K(x, y); \quad \varphi = \sum_K \varepsilon^K \phi_K(x, y); \quad (10)$$

Qəbul olunmuş (10) həllərini dəyişən qalınlıqlı dikləndirilən tavaların əsas diferensial tənliklərində (9) yazdıqdan sonra kiçik parametrin dərəcəsinə görə hədlər qruplaşdırılır və onları sıfıra bərabər etdikdən sonra aşağıdakı sabit əmsallı ardıcıl diferensial tənliklər sistemi adlanır:

$$D_0 \Delta^2 W_K(x, y) = F_K(x, y); \\ H_0 \Delta^2 \phi_K(x, y) = C_K(x, y); \quad (11)$$

Burada $F_K(x, y)$ və $C_K(x, y)$ funksiyaları (11) ardıcıl diferensial tənliklərinin sağ tərəfləridir və hər yaxınlaşmada məlum funksiyalardır.

Başlanğıc yaxınlaşmada ($k=0$ olduqda):

$$F_0(x, y) = q; \quad C_0(x, y) = 0$$

Başlanğıc yaxınlaşmada (11) tənliklərin birincisi ədəbiyyatlardan məlum olan lövhələr nəzəriyyəsinin əsas tənliyidir və aşağıdakı kimi yazılır:

$$D_0 \Delta^2 W_0 = q \quad (12)$$

İlkin yaxınlaşmada (11) tənliklərin ikincisi elastiklik nəzəriyyəsinin müstəvi məsələlərinin biharmonik tənliyidir və aşağıdakı kimi alınır:

$$\Delta^2 \phi_0 = 0 \quad (13)$$

Dəyişən qalınlıqlı tava-qabıqların sərhəd şərtlərinə müvafiq həlli təyin olunur:

$$\phi_0 = 0$$

Başlanğıc həllərin (12) və (13) diferensial tənliklərin həllərinə gətirilməsi, baxılan üsulun effektivini göstərir və dəyişən qalınlıqlı tava-qabıqların gərginlikli hallarının təyin olunmasını əhəmiyyətli dərəcədə asanlaşdırır.

Məsələnin həllərinin birinci yaxınlaşmasında ($k=1$) ilkin yaxınlaşmasının həlləri nəzərə alınsa, yəni ($W_0 \neq 0, \phi_0 = 0$), onda (11) tənliklərin sağ tərəfləri birinci yaxınlaşmada aşağıdakı formada əldə olunur:

$$F_1(x, y) = -3D_0 \left\{ h^*(x, y) \Delta^2 W_0 + 2 \left[\frac{\partial h^*(x, y)}{\partial x} \frac{\partial}{\partial x} \Delta W_0 + \frac{\partial h^*(x, y)}{\partial y} \frac{\partial}{\partial y} \Delta W_0 \right] + \right. \\ \left. + \Delta h^*(x, y) \Delta W_0 - (1-\nu) L[h^*(x, y), W_0] \right\};$$

$$C_1(x, y) = \frac{1}{2} h_0 L[h^*(x, y), W_0]$$

Xüsusi olaraq qeyd etmək lazımdır ki, dəyişən qalınlıqlı tava-qabıqların momentli nəzəriyyəsinin diferensial tənliklərinin ardıcıl diferensial tənlikləri (11) formaca lövhələrin əyilmə nəzəriyyəsinin diferensial tənlikləri və elastik nəzəriyyəsinin müstəvi məsələlərinin biharmonik tənlikləri ilə eynidir. Ona görə də, lövhələr nəzəriyyəsində sərhəd məsələlərinin həll olunma metodları (11) ardıcıl tənliklərin həll olunmasında istifadə oluna bilər.

Məsələnin həllinin ardıcıl diferensial tənliklərin həllərinə gətirilməsi onu göstərir ki, tava-qabıqlarda momentsiz gərginlikli hal ikinci dərəcəli xarakter daşıyır və məsələnin həllinə ikinci yaxınlaşmada daxil olur, yəni momentsiz gərginlikli hal kiçik parametrin birinci dərəcəsi ilə ifadə olunur.

Tava-qabıqların gərginlikli halları aşağıdakı həllər vasitəsilə təyin oluna bilər.

$$w = W_0 + \varepsilon W_1; \quad \varphi = \varepsilon \phi_1 \quad (14)$$

Dəyişən qalınlıqlı tava-qabıqların müsbət konstruktiv xüsusiyyətləri [2] kitabında ətraflı şərh olunmuşdur. Bu konstruktiv xüsusiyyətlər onların tikintidə bina və qurğuların örtük konstruksiyalarında tətbiq olunmasına imkanlar yaratmışdır.

Dikləndirilən tavaların fəza işi isə kifayət qədər öyrənilməmişdir. Bu da onunla izah olunur ki, dəyişən qalınlıqlı yatıq qabıqların sərhəd məsələlərinin həlləri çox çətin olduğundan, onların fəza işində olan müsbət cəhətlər riyazi araşdırılmamışdır.

Tava-qabıqların gərginlikli – deformasiya hallarında müsbət xüsusiyyətlər aşkar olunması üçün aşağıda ədədi misallar nəzərdən keçirilir.

Fərz edilir ki, dəyişən qalınlıqlı tava-qabıqlar binada kontur üzrə oynaq oturmuşdur.

Başlanğıc yaxınlaşmada (11) diferensial tənliklərin (12) və (13) ifadələrinin sərhəd şərtlərini ödəyən həlləri aşağıdakı kimi qəbul edilir:

$$w_0 = \sum_m \sum_n B_{mn}^0 \sin \lambda_m x \sin \mu_n y \quad (15)$$

$$\phi_0 = 0$$

İlkin yaxınlaşmada (12) diferensial tənliklərin həlləri ikiqat triqonometrik sıralar şəklində qəbul olunduğundan, onların əmsalları məlum qaydada aşağıdakı kimi təyin olunur:

$$q = const \text{ olduqda} \quad B_{mn}^0 = \frac{16q}{mn\pi^2 D_0 \Delta_{mn}^2}; \quad \phi_0 = 0 \quad (16)$$

həlləri təyin olunur.

$$\text{Burada: } \Delta_{mn}^2 = (\lambda_m^2 + \mu_n^2)^2; \lambda_m = \frac{m\pi}{a}; \mu_n = \frac{n\pi}{b}; \quad m, n = 1, 2, 3, \dots$$

Tavaların yüklənməsinin digər hallarına da baxmaq olar.

İlkin yaxınlaşmada məsələnin həlli (15) təyin olunduqdan sonra ardıcıl olaraq birinci yaxınlaşmada da (11) tənliklərinin həlləri qurulur.

Birinci yaxınlaşmada ($k=1$) (11) ardıcıl diferensial tənlikləri sağ tərəflərini təyin etmək üçün tavanın qalınlığının dəyişmə qanunu nəzərə alaraq, aşağıdakı ifadələr hesablanır:

$$\frac{\partial h^*(x, y)}{\partial x} = -\frac{48}{a^2 b^2} (a-2x) \left(by - y^2 - \frac{b^2}{12} \right);$$

$$\frac{\partial h^*(x, y)}{\partial y} = -\frac{48}{a^2 b^2} \left(ax - x^2 - \frac{a^2}{12} \right) (b-2y);$$

$$\frac{\partial^2 h^*(x, y)}{\partial x^2} = \frac{96}{a^2 b^2} \left(by - y^2 - \frac{b^2}{12} \right);$$

$$\frac{\partial^2 h^*(x, y)}{\partial y^2} = \frac{96}{a^2 b^2} \left(ax - x^2 - \frac{a^2}{12} \right);$$

$$\frac{\partial^2 h^*(x, y)}{\partial x \partial y} = -\frac{48}{a^2 b^2} (a-2x)(b-2y);$$

Beləliklə, sağ tərəflərin $F_1(x, y)$ və $C_1(x, y)$ aşağıdakı ifadələri hesablanır:

$$F_1(x, y) = -3D_0 \sum_m \sum_n \left\{ \begin{aligned} & \left(-\frac{48}{a^2 b^2} \left(ax - x^2 - \frac{a^2}{12} \right) \left(by - y^2 - \frac{b^2}{12} \right) \Delta_{mn}^2 - \right. \\ & \left. - \frac{96}{a^2 b^2} \left[\left(by - y^2 - \frac{b^2}{12} \right) + \left(ax - x^2 - \frac{a^2}{12} \right) \right] \Delta_{mn} + \right. \\ & \left. + \frac{96(1-\nu)}{a^2 b^2} \left[\left(by - y^2 - \frac{b^2}{12} \right) \mu_n^2 + \left(ax - x^2 - \frac{a^2}{12} \right) \lambda_m^2 \right] \right) B_{mn}^0 \sin \lambda_m x \sin \mu_n y + \\ & + \frac{96}{a^2 b^2} \left[(a-2x) \left(by - y^2 - \frac{b^2}{12} \right) \lambda_m \Delta_{mn} \right] B_{mn}^0 \cos \lambda_m x \sin \mu_n y + \\ & + \frac{96}{a^2 b^2} \left[\left(ax - x^2 - \frac{a^2}{12} \right) (b-2y) \mu_n \Delta_{mn} \right] B_{mn}^0 \sin \lambda_m x \cos \mu_n y - \\ & - \frac{96(1-\nu)}{a^2 b^2} [(a-2x)(b-2y) \lambda_m \mu_n] B_{mn}^0 \cos \lambda_m x \cos \mu_n y \end{aligned} \right\}$$

$$C_1(x, y) = \frac{48h_0}{a^2 b^2} \sum_m \sum_n \left\{ \begin{aligned} & \left[\left(by - y^2 - \frac{b^2}{12} \right) \mu_n^2 + \left(ax - x^2 - \frac{a^2}{12} \right) \lambda_m^2 \right] B_{mn}^0 \sin \lambda_m x \sin \mu_n y + \\ & + (a-2x)(b-2y) \lambda_m \mu_n B_{mn}^0 \cos \lambda_m x \cos \mu_n y \end{aligned} \right\}$$

Birinci yaxınlaşmada ($k=1$) (11) tənliklərinin həlləri də ikiqat triqonometrik sıralar şəklində qəbul olunur.

$$W_1(x, y) = \sum_m \sum_n B_{mn}^{(1)} \sin \lambda_m x \sin \mu_n y$$

$$\phi_1(x, y) = \sum_m \sum_n A_{mn}^{(1)} \sin \lambda_m x \sin \mu_n y \quad (17)$$

Ardıcıl diferensial tənliklərin (11) sağ tərəfləri $F_1(x, y)$ və $C_1(x, y)$ iki qat Furiye sıralarına ayrılır:

$$\begin{aligned} F_1(x, y) &= \sum_m \sum_n F_1(m, n) \sin \lambda_m x \sin \mu_n y \\ C_1(x, y) &= \sum_m \sum_n C_1(m, n) \sin \lambda_m x \sin \mu_n y \end{aligned} \quad (18)$$

Burada $F_1(m, n)$ və $C_1(m, n)$ Furiye sıralarının əmsallarıdır və (11) tənliklərinin sağ tərəflərinin birinci yaxınlaşmada yuxarıdakı ifadələrindən asılı olaraq aşağıdakı kimi hesablanırlar:

$$\begin{aligned} F_1(m, n) &= \frac{4}{ab} \iint F_1(x, y) \sin \lambda_m x \sin \mu_n y dx dy \\ C_1(m, n) &= \frac{4}{ab} \iint C_1(m, n) \sin \lambda_m x \sin \mu_n y dx dy \end{aligned} \quad (19)$$

Beləliklə (11) ardıcıl diferensial tənliklərinin həllərini Furiye metodu ilə apardıqda, aşağıdakı həllər əldə olunur:

$$B_{mm}^{(1)} = \frac{1}{D_0 \Delta_{mm}^2} F_1(m, n); \quad A_{mm}^{(1)} = \frac{1}{H_0 \Delta_{mm}^2} C_1(m, n) \quad (20)$$

İkiqat triqonometrik sıraların (19) əmsalları ardıcıl diferensial tənliklər sisteminin (11) birinci yaxınlaşmada sağ tərəflərini (19) müvafiq inteqrallama əməliyyatları aparıldıqdan sonra aşağıdakı ifadələri əldə olunur:

$$F_1(m, n) = D_0 \Delta_{mm}^2 \left\{ \begin{aligned} & \left[\left(1 + \frac{6}{a^2 \lambda_m^2} \right) \left(1 + \frac{6}{b^2 \mu_m^2} \right) - \frac{24(1-\nu)}{\pi^2 \left(m^2 + \frac{n^2}{\gamma^2} \right)^2} (m^2 + n^2 + 2,43) \right] B_{mm}^0 + \\ & + \frac{2304}{a^2 b^2 \Delta_{mm}^2} \sum_{m_1} \sum_{n_1} \left[\frac{\Delta_{m_1 n_1}^2}{(\lambda_m^2 - \lambda_{m_1}^2)^2 (\mu_n^2 - \mu_{n_1}^2)^2} + \frac{\lambda_{m_1}}{\lambda_m - \lambda_{m_1}} \frac{\Delta_{m_1 n_1}}{(\mu_n - \mu_{n_1})^2} - \frac{1-\nu}{\lambda_m - \lambda_{m_1}} \frac{1}{\mu_n - \mu_{n_1}} \right] B_{m_1 n_1}^0 - \\ & - \frac{48}{a^2 b^2 \Delta_{mm}^2} \sum_{m_1} \left[\frac{\Delta_{m_1 n}^2 b^2}{(\lambda_m - \lambda_{m_1})^2} \left(1 + \frac{6}{b^2 \mu_n^2} \right) + \frac{\lambda_{m_1} b^2}{\lambda_m - \lambda_{m_1}} \Delta_{m_1 n} * \right. \\ & \left. * \left(1 + \frac{6}{b^2 \mu_n^2} \right) - 4(1-\nu) \frac{\lambda_{m_1} \lambda_{m_1}}{(\lambda_m - \lambda_{m_1})^2} \right] B_{m_1 n}^0 - \\ & - \frac{48}{a^2 b^2 \Delta_{mm}^2} \sum_{n_1} \left[\frac{\Delta_{m n_1}^2 a^2}{(\mu_n - \mu_{n_1})^2} \left(1 + \frac{6}{a^2 \lambda_m^2} \right) + \frac{\mu_{n_1} a^2}{\mu_n - \mu_{n_1}} \Delta_{m n_1} * \right. \\ & \left. * \left(1 + \frac{6}{a^2 \lambda_m^2} \right) - 48(1-\nu) \frac{\mu_{n_1} \mu_{n_1}}{(\mu_n - \mu_{n_1})^2} \right] B_{m n_1}^0 \end{aligned} \right\}$$

$$C_1(m, n) = \frac{4Eh^2_0}{a^2b^2\Delta_{mn}^2} \left\{ \pi^2(m^2 + n^2 + 2,43)B_{mn}^0 - 192 \left[\sum_{m_1} \frac{\lambda_m \lambda_{m_1}}{(m - m_1)^2} B_{m_1 n}^0 + \sum_{n_1} \frac{\mu_m \mu_{n_1}}{(n - n_1)^2} B_{m n_1}^0 \right] + \sum_{m_1} \sum_{n_1} \frac{m_1 n_1}{(m - m_1)(n - n_1)} B_{m_1 n_1}^0 \right\}$$

Hesablamalar göstərir ki, əyintilər və gərginliklər funksiyalarının ikiqat sıralarla ifadələri (17) yaxşı yığılırlar. Ona görə də, $F_1(m, n)$ və $C_1(m, n)$ hesablandıqda B_{mn}^0 əmsallarının ilk bir ($m, n=1$) və dörd həddini ($m, n=1, 3$) saxlamaqla birinci yaxınlaşmada kvadrat tava üçün aşağıdakı həllər alınır:

$$\gamma = 1; \quad A_{11}^{(1)} = 0,07861 \frac{(m^2 + n^2 + 2,43)qa^4}{\gamma^2 \left(m^2 + \frac{n^2}{\gamma^2} \right)^4 h_0} = 0,02176 \frac{qa^4}{h_0};$$

$$B_{11}^{(1)} = 0,4865B_{11}^0; \quad B_{13}^{(1)} = B_{31}^{(1)} = 11,72B_{13}^0; \quad B_{33}^{(1)} = 16,623B_{33}^0$$

B_{11}^0 – əmsalları ilkin yaxınlaşmada aşağıdakı məlum qiymətlər təyin olunmuşdur:

$$B_{11}^0 = 0,00416 \frac{qa^4}{D_0}; \quad B_{13}^0 = B_{31}^0 = 0,0000555 \frac{qa^4}{D_0}; \quad B_{33}^0 = 0,0000949 \frac{qa^4}{D_0}$$

Beləliklə iki yaxınlaşmada məsələnin həlli (14) aşağıdakı kimi alınır:

$$B_{11} = B_{11}^0 + \varepsilon B_{11}^{(1)};$$

$$B_{13} = B_{31} = B_{13}^0 + \varepsilon B_{13}^{(1)};$$

$$B_{33} = B_{33}^0 + \varepsilon B_{33}^{(1)}$$

$$A_{11} = \varepsilon A_{11}^{(1)}$$

Kiçik parametrlə tava-qabəqlərin qalınlığının dəyişməsindən asılı olaraq aşağıdakı kimi hesablanır:

$$h_{\max} = 20sm; \quad h_{\min} = 5sm; \quad \varepsilon = \frac{3(h_{\max} - h_{\min})}{5h_{\max} + 4h_{\min}} = \frac{3(20 - 5)}{5 \cdot 20 + 4 \cdot 5} = \frac{45}{120} = 0,375$$

Beləliklə baxılan misalda dəyişən qalınlıqlı tava-qabəqlərin həlləri iki yaxınlaşmada aşağıdakı kimi əldə olunur:

$$B_{11} = 0,00416 + 0,375 \cdot 0,002023 = 0,004919 \frac{qa^4}{D_0};$$

$$B_{13} = 0,0000555 + 0,375 \cdot 0,0006505 = 0,000244 \frac{qa^4}{D_0};$$

$$B_{33} = 0,00000571 + 0,375 \cdot 0,0000949 = 0,00004129 \frac{qa^4}{D_0};$$

$$A_{11} = 0,375 \cdot 0,02176 \frac{qa^4}{h_0} = 0,00816 \frac{qa^4}{h_0}$$

Dəyişən qalınlıqlı tava-qabəqlərin $y=0,5b$ kəsiyində əyinti və əyici momentlər hesablanaraq qiymətləri aşağıdakı kimi alınır:

$$w|_{y=0,56} = \left(0,00462 \sin \frac{\pi x}{a} + 0,0002582 \sin \frac{3\pi x}{a} \right) \frac{qa^4}{D_0}$$

$$M_x|_{y=0,56} = \left(0,04931 \sin \frac{\pi x}{a} + 0,02281 \sin \frac{3\pi x}{a} \right) qa^2$$

$$N_x|_{y=0,56} = -\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = -0,0805 \sin \frac{\pi x}{a} \frac{qa^2}{h_0}$$

Dəyişən qalınlıqlı tava-qabıqların planda orta nöqtədə ($x=0,5a$; $y=0,5b$) əyinti, əyici moment və normal qüvvənin qiymətləri aşağıdakı kimi təyin olunmuşdur:

$$w_{\max} = 0,004362 \frac{qa^4}{D_0}; \quad M_{x\max} = 0,0265qa^2; \quad N_{x\max} = -0,0805 \frac{qa^2}{h_0}$$

Sabit qalınlıqlı tavanların orta nöqtəsində yuxarıdakı həllər aşağıdakı kimi alınır:

$$w_{\max} = 0,004160 \frac{qa^4}{D_0}; \quad M_{x\max} = 0,0422qa^2; \quad N_x = 0$$

Tavanın qalınlığının məqsədayönlü şəkildə dəyişdirilməsindən aşağıdakı nəticələr alınır.

$$\text{Tavanın ortasında əyintilər artır: } \frac{0,004362 - 0,00416}{0,00416} = 0,0485 \Rightarrow 4,85\%$$

$$\text{əyici momentlər isə azalır: } \frac{0,0422 - 0,0265}{0,0422} = 0,37 \Rightarrow 37\%$$

Normal sıxıcı güvvə isə əlavə olaraq yaranır və tavanın dartılan zonasında gərginlik isə bir neçə dəfə azalır:

$$\max \sigma_x = \frac{N_x}{h_0} \pm \frac{6M_x}{h_0^2} = -\frac{0,0805qa^2}{h_0^2} \pm \frac{6 \cdot 0,0265}{h_0^2} qa^2$$

$$\max \sigma_{m,d} = -0,0805 + 0,159 = 0,0785 \frac{qa^2}{h_0^2}$$

Sabit qalınlıqlı tavalarda dartılan zonasında gərginlik aşağıdakı kimi hesablanır:

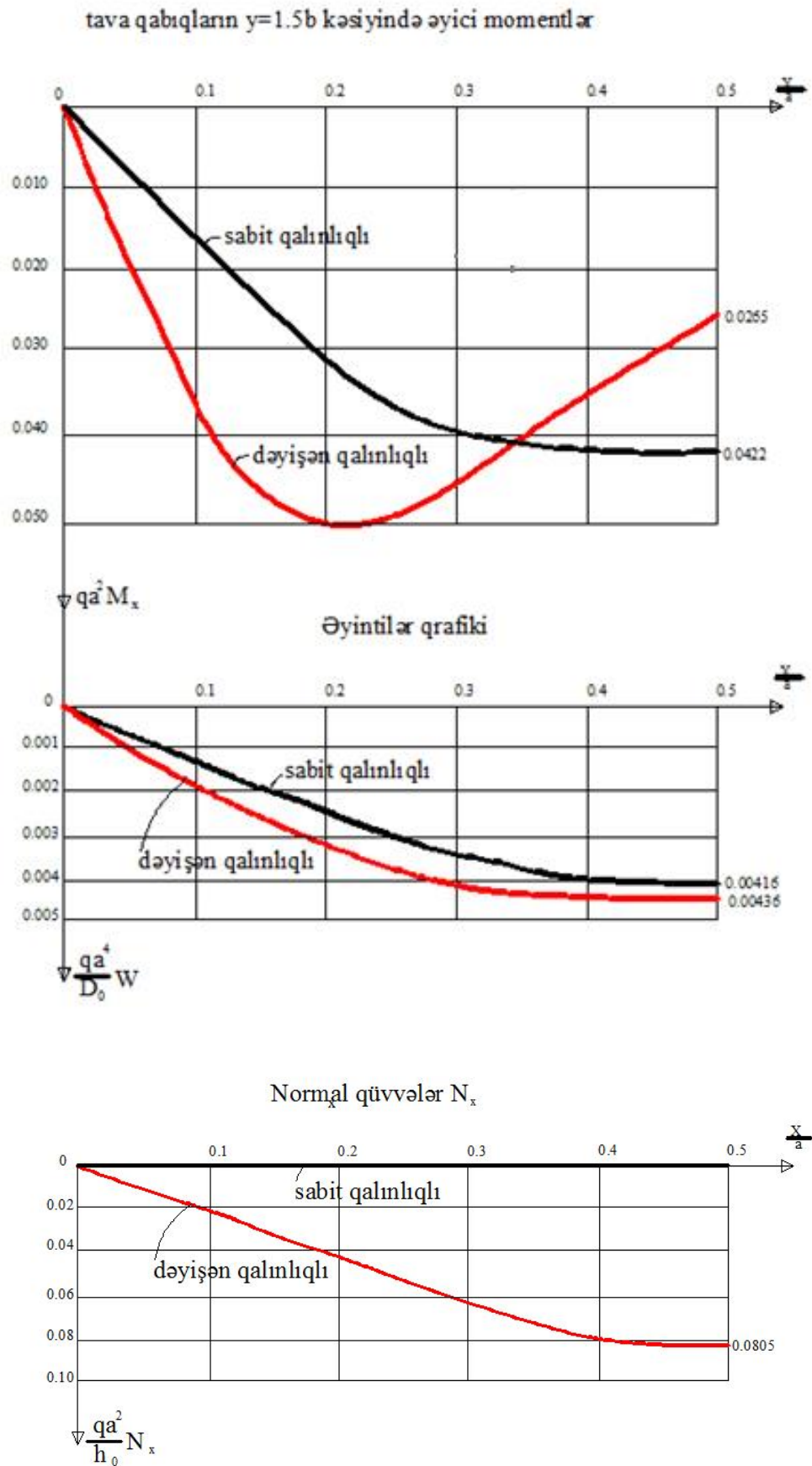
$$\max \sigma_{x,d} = \frac{6M_x^0}{h^2} = \frac{6 \cdot 0,0422}{h_0^2} qa^2 = 0,2532 \frac{qa^2}{h_0^2}$$

Əldə olunmuş fərq isə:

$$\frac{0,2532 - 0,0785}{0,2532} = 0,69 \Rightarrow 69\% \quad \text{və yaxud} \quad \frac{0,2532}{0,0785} = 3,2 \text{ dəfə azalır ki, bu da betonun işini}$$

asanlaşdırır.

Buradan da görünür ki, dəyişən qalınlıqlı tava-qabıqların dartılan zonasında gərginlik sabit qalınlığa nisbətən 69%, yəni $0,2532 \frac{qa^2}{h_0^2}$ dən $0,0785 \frac{qa^2}{h_0^2}$ -a qədər azalır, bu da təklif olunan mərtəbəarası örtüyün effektivliyini göstərən nəzəri xüsusiyyətlərin əsasıdır.



Şəkil 2. Daxili qüvvələrin qrafikləri

Nəticələr.

Aparılmış hesablamalar nəticəsində aşağıdakı nəticələr əldə olunmuşdur.

1. Dəyişən qalınlıqlı tava-qabıqların konturu müstəvi olan yatıq qabıqlardan əldə olunduqdan konstruktiv müsbət xüsusiyyətlərə malik olur, örtülən sahənin dayaq konstruksiyaları ilə qovuşması sadələşir ki, onların binaların örtük konstruksiyası kimi geniş tətbiqinə şərait yaradır.
2. Dəyişən qalınlıqlı tava-qabıqların üst səthi müstəvi olduğundan, binanın döşəməsinin düzləndirilməsi üçün əlavə işlərin görülməsinə ehtiyac yaranmır.
3. Dəyişən qalınlıqlı tava-qabıqların orta səthi yatıq qabıq olduğundan, müstəvi örtük elementlərinin gərginlikli-deformasiya halından fərqli müsbət xüsusiyyətlər meydana çıxır, yəni əyici momentlər xeyli azalaraq orta səthdə əlavə olaraq sıxıcı gərginliklər meydana çıxır ki, dartılan zonada betonun dartılmaya işini xeyli yaxşılaşdırır.
4. Dəmir beton dəyişən qalınlıqlı tava-qabıqların mərtəbəarası örtük kimi tətbiqi beton və armaturun sərfini əhəmiyyətli dərəcədə azalır.

İstifadə olunmuş ədəbiyyat

1. Штаерман Ю.Я. Вспарушенные плиты (Проектирование и возведение). Изд-во «Техника да шрама», Тбилиси, 1954, 132 стр.
2. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий. М., Стройиздат, 1979, 421 стр.
3. Власов В.З. Избранные труды в 3^x томах. Из-во АН СССР, 1962-1964. Т.1, Общая теория оболочек, статьи. 528 стр.
4. Сейфуллаев Х.К., Азимов Н.А. К решению уравнений теории пологих оболочек переменной толщины и кривизны при произвольных граничных условиях. Прикладная механика. В XVI, № 10, Киев, 1980, стр. 47-53.
5. Тимошенко С.П. и Войновский-Кригер. Пластинки и оболочки, физматгиз, М, 1963, 635 стр.

UOT 620.172.242.001.57

**QABAQCADAN GƏRGİNLƏŞDİRİLMİŞ ELEMENTLƏRLƏ GÜCLƏNDİRİLMİŞ
SIXILAN ELEMENTLƏRİN TƏDQIQI**

tex. üzrə f.d., dosent **Camalov C.Ə.** *Azərbaycan İnşaat və Memarlıq ETİ, böyük elmi işçi*
E-mail: cesaret.camalov@gmail.com

**ИЗУЧЕНИЕ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ЗАРАНЕЕ УКРЕПЛЕННЫХ
ЗА СЧЕТ НАПРЯГАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

к.т.н., доцент **Д.А.Джамалов** с.н.с. *Азербайджанский НИИ Строительства и Архитектуры*

**THE STUDY OF COMPRESSED ELEMENTS PRE-HARDENED
BY STRAINING ELEMENTS**

of phil.in tech., doc. **J.A.Jamalov**, senior researcher at the Research Institute of the Azerbaijan
Architecture and Construction

Xülasə: Əgər mil qabaqcadan gərginləşmiş elementlərlə gücləndirilibsə, gücləndirilən (əsas) və gücləndirici elementlərdə gərginlik fərqinin mövcudluğu, əsas elementdə gərginliklərin yüksək olması yükləmənin olması halına şərait yaradır ki, bu halda əlavə (gücləndirici) elementdə gərginliklər sıfıra bərabərdir, o halda ekvivalent mil alarıq. Belə mil qabaqcadan gərginləşdirilməmiş elementlərlə gücləndirilmiş mil kimi qəbul oluna bilər. Lakin, burada, başlanğıc gərginliklərin səviyyəsi nisbətən aşağı olacaq və onun göstəricisi əsas və əlavə elementlərdəki gərginliklər fərqinə bərabər olacaqdır. Hər bir konkret halda bu fərqi müəyyən etmək lazım gəlir.

Açar sözlər: çeviklik, milin kritik qüvvəsi, qabaqcadan gərginləşdirilmiş, yük altında gücləndirilmiş, böhran gərginliklər, yüksüzləşdirilmiş mil, deformasiya.

Аннотация: Если стержень укреплен заранее напрягаемыми элементами, то в связи с разницей между укрепленными (основными) и укрепительными элементами по имеющейся напряженности, основные элементы имеют высокую напряженность, что способствует положению отсутствия нагрузки, при котором напряженности в дополнительном (укрепительном) элементе равны нулю и соответственно получаем эквивалентный стержень. Такой стержень может восприниматься в качестве стержня, заранее укрепленного ненапрягаемыми элементами. Тем не менее, при этом уровень начальных напряженностей будет относительно невысокий, ее показатель будет равен разнице напряженности основных и дополнительных элементов. В каждом конкретном случае приходится определить данную разницу.

Ключевые слова: гибкость, критическая сила стержня, заранее напрягаемые, укрепленная под нагрузкой, кризисные напряжения, отгруженный стержень, деформация.

Summary: If a rod is fastened in advance due to use of straining elements, basic elements must have high tension in connection with difference between fastened (core) and fastening elements in terms of tension. This entails no load conditions, when tension of a secondary (fastening) element is zero, as a result of which the equivalent rod is obtained. This one can be accepted as a rod, pre-fastened in advance by non-straining elements. However, the level of related initial tensions will be relatively low. This indicator may be equal to the difference between main and additional elements for tension. By each concrete case, it is necessary to determine this difference.

Keywords: flexibility, critical force of rod, pre-strained, reinforced by loading, crisis tensions, dispatched rod, deformation.

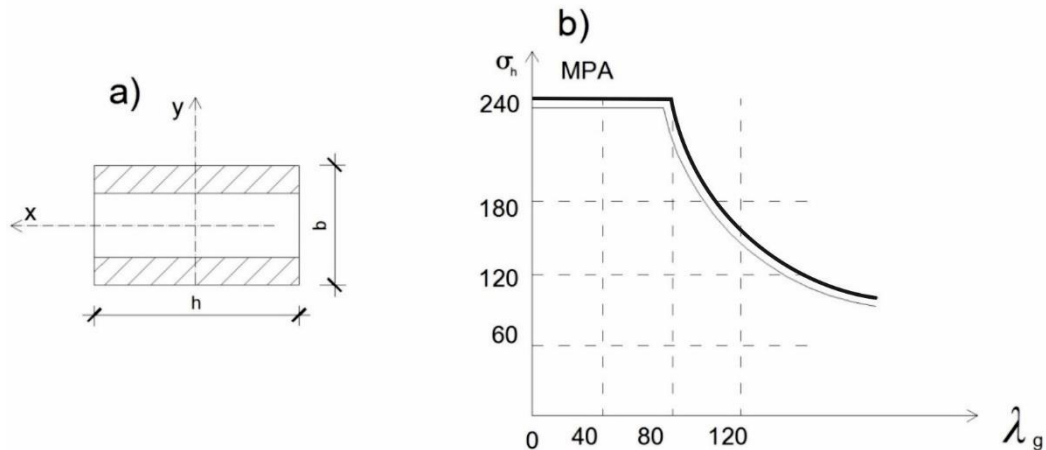
Giriş. Tədqiqatlar göstərdi ki, gücləndirici və gücləndirilən elementlərin birgə işləməsini nəzərə almaqla hesablanan ən kəsiyin sahəsi, həmin elementlərin ayrı-ayrı işini nəzərə almaqla hesablanan ən kəsik sahəsindən dəfələrlə az olur.

Sıxılmaya işləyən elementin ən kəsik formasından və qüvvənin tətbiq nöqtəsindən asılı olaraq qabaqcadan gərginləşdirilmiş elementlərdə gücləndirmə müxtəlif effektlər verə bilər.

Mərkəzi sıxılan elementlərdə gücləndirməni simmetrik olaraq yerinə yetirmək, gücləndirici elementi isə gücləndirilən milin işinə nizamlı surətdə (tədricən) cəlb etmək lazımdır [3,4].

Yük altında qabaqcadan gərginləşdirilmiş elementlərlə gücləndirilmiş sıxılan elementlərin iş xüsusiyyətləri: Qabaqcadan gərginləşdirilmiş elementlərlə gücləndirmə nəinki onların

əyintilərini tənzimləyir (azaldır), həmçinin elastiki iş diapozonunu yüksəldir ki, bu da metalın qənaətini artırır. Həmçinin qeyd etmək olar ki, mərkəzi sıxılan elementlərin qabaqcadan gərginləşdirilmiş elementlərlə gücləndirilməsi onların dayanıqlığını da artırır. Milin kritik qüvvəsini praktiki tətbiq edilən çevrilmiş çevikliklərdə ($2,2 < \bar{\lambda} < 4,5$), qabaqcadan gərginləşdirilməmiş elementlə gücləndirilmiş milə nisbətən iki dəfəyə qədər artırmaq olar. Qabaqcadan gərginləşdirilmiş elementlərlə simmetrik gücləndirilmiş [1] mərkəzi sıxılan milə baxsaq bu deyilənlər izah oluna bilər (şəkil 1).



Şək. 1. Gücləndirilmiş millərin böhran gərginliklərinin çeviklikdən və başlanğıc gərginlikdən asılılığı

a) gücləndirilmiş kəsin sxemi; b) böhran gərginliklərinin qrafiki.

Dəqiqləşdirmə aparmaq üçün qəbul edək ki, əsas və gücləndirici elementlərin materialı ideal elastiki-plastiki materialdandır və ideallaşdırılmış Prandtl diaqramına tabedir.

Böhran gərginliklər əyrisində ($\lambda - \sigma$ asılılığı) qabaqcadan gərginləşdirilmiş elementlərlə gücləndirilmiş mil üçün iki məntəqəni qeyd etmək olar.

Birinci məntəqə– elastiki iş ərazisi, yəni,

$$\sigma_t^0 = \sigma_1^0 = \sigma_t > \sigma > (\sigma_N^0 - \sigma_b^0) \frac{A_0}{A_0 + A_g} + \sigma_N^g \frac{A_g}{A_0 + A_g} \quad (1)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_{kr}}}$$

burada, σ_N^0 , σ_N^g -müvafiq olaraq əsas və gücləndirici elementlərdə gücləndirmədən sonra yaranan gərginliklərdir; A_0 , A_g , σ_t^0 - müvafiq olaraq əsas və gücləndirici elementlərin en kəşik sahələri və materialını axma həddidir; λ , σ_{kr} - gücləndirilmiş milin çevikliyi və böhran gərginliyidir.

Qabaqcadan gərginləşdirmənin maksimum effektiv olması üçün $\sigma_N^0 = \sigma_N^g$ şərti ödənilməlidir.

Elastiki ərazinin sərhəddi aşağıdakı bərabərsizliklə təyin edilir:

$$\sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_t}} \leq \lambda \leq \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_N^0 \cdot \gamma_1 + \sigma_N^g (1 - \gamma_1)}} \quad (2)$$

burada, $\gamma_1 = A_0 / (A_g + A_0)$

Əsas elementdə gücləndirmədən sonra yaranan gərginlik:

$$\sigma_N^0 = \sigma_B^0 + \sigma_N \quad (3)$$

burada, σ_B^0 - gücləndirməyə qədər əsas elementdəki gərginlik (başlangıç gərginlik); σ_N - qabaqcadan gərginləşdirmə qüvvəsinin (N_g) təsiri nəticəsində başlangıç gərginliyin azalmasıdır:

$$N_g = A_g \sigma_N^g \quad (4)$$

İkinci məntəqə - plastik iş ərazisidir. Ərazinin sərhədləri

$$0 < \lambda \leq \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_t}} \quad (5)$$

Qabaqcadan gərginləşdirilmiş elementlə gücləndirilmiş milin böhran gərginliklərinin qrafiki qalın xətlə və qabaqcadan gərginləşdirilməmiş elementlə gücləndirilən, lakin ilkin gərginliyi olmayan (yüksüzləşdirilmiş) mildəki böhran gərginliklər qrafiki nazik xətlə şəkil 1b-də göstərilmişdir. Göründüyü kimi qabaqcadan gərginləşdirilmiş elementlə yük altında gücləndirilən milin böhran yükü, qabaqcadan gərginləşdirilməmiş elementlə yüksüzləşdirilmiş milin gücləndirilməsindən alınan böhran yükünün qiyməti ilə eynidir. Yəni, əsas və gücləndirici (əlavə) elementlərdə gərginliklər bərabər olduqda, gücləndirmə anında qabaqcadan gərginləşdirilmiş sıxılan elementlə yük altında gücləndirilən mil yükötürmə qabiliyyətinə görə qabaqcadan gərginləşdirilməmiş elementlə gücləndirilən, lakin tam yüksüzləşdirilmiş eyni mil ekvivalentdir. Qeyd olunmalıdır ki, istismar olunan konstruksiyanın tam yüksüzləşdirilməsi qeyri-mümkündür. Deməli, metalın gücləndirilən konstruksiyalarda ən az sərfi qabaqcadan gərginləşdirilmiş gücləndirici element tətbiq etməklə əldə edilir [1].

Mil bir tərəfdən gərginləşdirilməmiş, digər tərəfdən isə gərginləşdirilmiş elementlə gücləndirilib. Gərginləşdirilməmiş elementlə birtərəfli gücləndirmədə milin ağırlıq mərkəzi e_1 qədər yerini dəyişir. Milin digər tərəfdən qabaqcadan gərginləşdirilmiş elementlə gücləndirilməsi nəticəsində gücləndirilən milin ağırlıq mərkəzi gücləndirilən tərəfə e_2 qədər yerini dəyişir. Bu halda normal qüvvənin yekun tətbiq nöqtəsi qabaqcadan gərginləşdirilmiş gücləndirici element tərəfə yönəlməlidir və aşağıdakı kimi təyin edilir [3]:

$$e = e_1 - e_2 \quad (6)$$

Eyni zamanda, $e_1 > e_2$ olmalıdır. Bu isə o deməkdir ki, gücləndirici, qabaqcadan gərginləşdirilməmiş elementin ağırlıq mərkəzinin gücləndirilən milin ağırlıq mərkəzindən olan məsafəsi, qabaqcadan gərginləşdirilmiş gücləndirici elementin ağırlıq mərkəzinə nisbətən çox olmalıdır.

Həmçinin e məsafəsi elə hesablanmalıdır ki, gücləndirmədən sonra əlavə edilən ΔN qüvvəsindən alınan moment, qabaqcadan gərginləşdirmə qüvvəsinin qeyri-mərkəzi tətbiqindən yaranan momentə bərabər və ya ondan az olsun:

$$\Delta N \cdot e = N_g e_g \quad (7)$$

burada, e_g - gücləndirilən milin ağırlıq mərkəzindən gücləndirici elementin ağırlıq mərkəzinə qədər olan məsafədir.

Gücləndirilən milin və qabaqcadan gərginləşdirilmiş gücləndirici elementin bir-biri ilə qovuşma yerində gərginliklərin bərabərliyi şərtindən qabaqcadan gərginləşdirmə qüvvəsini N_g hesablamaq olar. N_g qiyməti həm də elə olmalıdır ki, (7) bərabərliyi ödənilsin.

Qabaqcadan gərginləşdirilmiş gücləndirmə elementini işə cəlb etdikdən sonra milin köhnə en kəsiyində (gücləndirilməmiş mildə) əlavə yük tətbiq edilənə qədər yaranan gərginlik belə təyin olunur:

$$\sigma_0^g = \frac{N'_0}{A_0 \varphi_{üm}} \quad (8)$$

burada N'_0 - gücləndirmədən sonra köhnə elementin en kəsiyindəki qüvvədir;

A_0 - gücləndirilən elementin en kəsik sahəsidir; $\varphi_{üm}$ - İN və Q-na görə təyin edilir.

N'_0 qüvvəsini köhnə və yeni gücləndirici elementlərin deformasiyalarının birgəlik şərtindən təyin etmək olar.

Qabaqcadan gərginləşdirmə qüvvəsi köhnə kəsikdə dartıcı gərginliklər yaradır. Nəticədə ondakı qüvvə N''_0 qədər azalır:

$$N''_0 = N_g \frac{A_0}{A_0 + A'_g} \quad (9)$$

burada N_g - ikinci gücləndirici elementdə qabaqcadan gərginləşdirmə qüvvəsidir. A'_g - əvvəlcə qoyulmuş gərginləşdirilməmiş gücləndirici elementin en kəsik sahəsidir.

Qabaqcadan gərginləşdirmə qüvvəsinin əvvəlcə qoyulmuş gərginləşdirilməmiş gücləndirmə elementinə düşən hissəsi belə hesablanır:

$$N'_g = N_g \frac{A'_g}{A_0 + A'_g} \quad (10)$$

N_g - qüvvəsi əvvəlcə qoyulmuş gücləndirmə elementindəki orta qiyməti aşağıdakı

kimi təyin edilən gərginlik yaradır:

$$\sigma_1 = \frac{N_g}{A_0 + A'_g} \quad (11)$$

Qabaqcadan gərginləşdirilməmiş gücləndirmə elementinin kənarlarında (sərhədləri) bu gərginliyin **max** və **min** qiymətləri:

$$\sigma'_{1,2} = \sigma_1 \pm \frac{N_g d}{W'_g} = N_g \left[\frac{1}{A_0 + A'_g} \pm \frac{A'_g d}{W(A_0 + A'_g)} \right] = \frac{N_g}{A_0 + A'_g} \left(1 \pm \frac{A'_g d}{W'_g} \right) \quad (12)$$

burada, d - gücləndirici elementlərin ağırlıq mərkəzləri arasındakı məsafə;

W'_g - qabaqcadan gərginləşdirilmiş gücləndirici elementin əyilmə müstəvisində müqavimət momentidir.

Gücləndirmədən sonra köhnə kəsiyin qəbul etdiyi qüvvə (əlavə yük tətbiq edilənə qədər, yəni qabaqcadan gərginləşdirmə qüvvəsi nəzərə alınmır):

$$N_0 = N - N'_0 \quad \text{və ya} \quad N_0 = N - N_g$$

burada, N_0 - gücləndirməyə qədər köhnə kəsiyin qəbul etdiyi qüvvədir.

Qabaqcadan gərginləşdirilmiş gücləndirici element işə cəlb edildikdən sonra köhnə elementin en kəsiyində kənar gərginliklər (maksimum və minimum) əlavə ΔN yükü tətbiq edilənə qədər, başqa sözlə qabaqcadan gərginləşdirmə qüvvəsi elementə verilməzdən əvvəl)

$$\sigma_{03} = \left[\frac{N}{A_0 \varphi_0} - \frac{N_g}{(A_0 + A'_g) \varphi_0} \right] \pm \frac{N_g A_0}{(A_0 + A'_g) W_0} d_1 \quad (13)$$

burada, d_1 - köhnə və əlavə edilən qabaqcadan gərginləşdirilmiş gücləndirici elementin ağırlıq mərkəzləri arasındakı məsafə; W_0 - köhnə elementin en kəsiyinin müqavimət momenti (əyilmə müstəvisində).

Qabaqcadan gərginləşdirilmiş elementin bayır tərəfində yaranan gərginlik

$$\sigma = \frac{\Delta N}{A} + \frac{\Delta Ne}{W} \quad (14)$$

Qabaqcadan gərginləşdirilmiş elementin içəri tərəfində (köhnə elementlə kontakt yerində) gərginlik:

$$\sigma = \frac{\Delta N}{A} - \frac{\Delta Ne}{W} \quad (15)$$

burada, A , W - gücləndirilmiş kəsiyin sahəsi və müqavimət momentidir.

Yuxarıda verilmiş düsturlar vasitəsilə qabaqcadan gərginləşdirmə qüvvəsi N_g hesablanı bilər.

Mərkəzdən xaric sıxılan elementlər: gücləndirici elementlərin qabaqcadan gərginləşdirilməsi gücləndirilən elementlə ilkin gərginlikləri nəzərdə tutulan həddə qədər azalmağa imkan verir. Bu ona görə mümkündür ki, gücləndirici element (əlavə edilən mil) xarici yükün bir hissəsini qəbul edir, yəni, qabaqcadan gərginləşdirmənin qalıq N_g qüvvəsinə bərabərdir. Bu həm də N_g qüvvəsinin eksentrisitetlə tətbiqindən də asılıdır. Bu eksentrisitet xarici yükün eksentrisitetinə əks istiqamətdə olur. Nəticədə nəinki başlanğıc gərginlikləri, həmçinin gücləndirilən milin başlanğıc deformasiyalarını da azaltmaq olar.

Əsas və əlavə elementlərdə hesabı kəsikdə gərginliklər bərabər olduqda, həmin qayda ilə gücləndirilmiş mil quraşığı bütöv en kəsikli mil kimi işləyəcək.

Bu halda, hesabi kəsikdə şərti gərginlikləri aşağıdakı düsturla hesablamaq olar:

$$\sigma_s = \frac{N_0}{\varphi_s^{qm} [A_0 + A_0 (E_g / E_0)]} \quad (16)$$

Burada, N_0 - gücləndirilən milin gücləndirmə prosesinin başlanğıcında (gücləndirmə elementinin qabaqcadan gərginləşdirilməsi) qəbul etdiyi qüvvədir;

φ_s^{qm} - AzDTN 2.18-1 (İN və Q II-23-81), [2] əsasən, çevrilmiş nisbi eksentrisitetə və gücləndirilən milin şərti çevikliyinə görə qəbul olunur; A_0, A_g - köhnə və yeni (gücləndirici) elementlərin en kəsik sahələridir; E_g, E_0 - müvafiq olaraq gücləndirici və gücləndirilən (əsas) elementin elastiklik modullarıdır.

Milin E_0 -deformasiya modulu vahid qabaqcadan gərginləşdirmə qüvvəsinin $N_g = 1$ qiymətində onun uclarının yerdəyişmə qiymətinə əsasən təyin olunur. Gücləndirilən milin dayaq düyünlərinin təsirə tabeliliyi (çökməsi) nə qədər çox olarsa, qabaqcadan gərginləşdirmə

qüvvəsinin N_g eyni qiymətində yüksüzləşmə o qədər çox olacaq, başqa sözlə (16) düsturu ilə təyin olunan σ_s o qədər az olacaq. σ_s -nin (16) verilmiş qiymətini azaltmaq üçün N_g və A_g -nin böyük qiymətləri lazım olacaq. (16) düsturunun surətinə baxsaq görürük ki, $E_g/E_0 = 0,5$ olduqda gücləndirici elementin en kəsiyini iki dəfə artırmaq lazım gələcək. Gücləndirilən konstruksiyaların əksəriyyəti üçün E_g/E_0 nisbəti 0,8-1 arasında olur.

Gücləndirmədən sonra mövcud konstruksiyada gərginliyin qiymətini $N_0 - N_g$ qüvvəsinə görə də təyin etmək olar.

$$\sigma_s = \frac{N_0 - N_g}{A_0 \varphi_0^{qm}} \quad (17)$$

Burada, φ_0^{qm} -nin qiyməti AzDTN 2.18-1 (İN və Q II.23.81)-ə görə şərti çevikliyə $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_0/E_0}$ çevrilmiş nisbi eksentrisitetə $\bar{m} = m\eta$ əsasən qəbul olunur. (16) və (17) düsturlarının sağ tərəflərinin bərabərliyindən alırıq:

$$N_g = N_0 \left(1 - \frac{\varphi_0^{qm}}{\varphi_s^{qm}} \cdot \frac{A_0}{A_0 + A_g E_g / E_0} \right),$$

burada, $E_g = E_0 = E$ olarsa,

$$N_g = N_0 \left(1 - \frac{\varphi_0^{qm}}{\varphi_s^{qm}} \cdot \gamma' \right) \quad (18)$$

burada,

$$\gamma' = \frac{A_0}{A_0 + A_g (E_g / E_0)}$$

N_g qüvvəsini təyin etmək üçün, harada ki, köhnə və əlavə edilən elementlərin kontakt müstəvisində gərginliklərinin bərabərliyini təmin edir, hesabı kəsiklərdə ayrılıqları hesablamaq üçün verilən (gücləndirilən və gücləndirici elementlər üçün) ifadələri bir-birinə bərabərləşdirmək lazımdır.

Nəzərə alsaq ki, qabaqcadan gərginləşdirmə qüvvəsi gücləndirilən və onunla əlaqədə olan digər konstruksiyalar arasında mütənəşib olaraq paylanır, qabaqcadan təyin etmək olar ki, bu qüvvənin hansı hissəsi gücləndirilən element vasitəsilə qəbul olunur:

$$N'_g = N_g \frac{E'_0 A_0}{E'_0 A_0 + E_0 A - E'_0 A}$$

və ya,

$$N'_g = N_g (E'_0 / E) \quad (19)$$

burada, $E'_0 = E$ -gücləndirilmiş milin, metalın elastiklik moduludur.

$$N''_g = N_g (E_0 / E) \quad (20)$$

$$N_g = N'_g (E_0 / E) \quad (21)$$

N'_g qüvvəsinin gücləndirilən milin yüksüzləşdirilməsinə sərf edilən hissəsini təyin edək. Bu qüvvəni köhnə və yeni elementin kontakt müstəvisində gərginliklərin hər iki elementdə bərabərliyi şərtindən təyin etmək olar. Belə milin ayrılığı aşağıdakı ifadə ilə təyin olunur:

$$\frac{1}{\rho} = N_0 \frac{e + f}{EI} \quad (22)$$

burada, ρ -əyrilik radiusu; e - gücləndirmədən sonra normal qüvvənin tətbiq eksentrisitetidir; f -gücləndirilən milin əyintisidir; $E\dot{I}$ -gücləndirilən milin əyilmədə sərtliyidir.

[5]-ə görə Gücləndirilən milin əyintisi qaynağın təsirini nəzərə almaqla, belə təyin edilir:

$$f = N_0 \frac{e + f_{qn}}{N_e - N_0} \quad (23)$$

burada, e - yekun eksentrisitet; f_{qn} - hesabı kəsikdə qaynaqdan yaranan əyintidir; N_e -ni (23) düsturu ilə gücləndirilmiş milin əyriliyinin hesablanmasına, həmçinin hesabı kəsikdə normal gərginliklər epyuruna görə də hesablamaq olar.

Əsas və gücləndirici elementlərin metalının fiziki və mexaniki xarakteristikalarını eyni qəbul edirik. İkitərəfli gücləndirmə sxemi üçün əyici momenti təsir müstəvisindən normal gərginliklər epyuruna görə təyin edirik:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{(N_0 - N_g) / A_0 [1 + 6f/h] - (N'_g / A_g)}{0,5hE} \quad (24)$$

(23) və (24) ifadələrindən alırıq:

$$N'_g = N_0 A_g \frac{\dot{I}(1 + 6f/h) - 0,5hA_0(e + f)}{\dot{I} \left[\left(1 + \frac{6f}{h}\right) A_g + A_0 \right]} \quad (25)$$

burada, \dot{I} - gücləndirilmiş kəsiyin əyilmə müstəvisinə perpendikulyar olan oxa görə ətalət momentidir.

Əsas elementi yüksüzləşdirən qabaqcadan gərginləşdirmə qüvvəsini N'_g əsas və gücləndirici elementlərin normal gərginliklər epyurlarının orta ordinatlarının bərabərliyi şərtindən də təyin etmək olar

$$N'_g / A_g = (N_0 - N'_g) / A_0$$

buradan,

$$N'_g = N_0 A_g / (A_0 + A_g) \quad (26)$$

Gücləndirilən elementə hər iki tərəfdən birləşdirilən və sahəsi müvafiq olaraq A_{g1} və A_{g2} olan elementlərin hər birinə $A_{g1} = A_{g2} = 0,5A_g$ olduqda, $N'_{g1} = N'_{g2} = 0,5N'_g$ qüvvəsi təsir göstərəcək.

Momentin təsir müstəvisində eksentrisitet tərəfdən bir tərəfli gücləndirmədə normal gərginliklər epyuruna əsasən gücləndirilən milin əyriliyini belə təyin etmək olar:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{(N'_g / A) - (N_0 - N_g) / A_0}{Ea} \quad (27)$$

burada, a - əsas və gücləndirici elementlərin hesabı kəsikdə ağırlıq mərkəzləri arasındakı məsafədir $E = E_g = E_0$ - əsas və əlavə olunan elementlərin metalının elastiklik moduludur.

(22) və (27) ifadələrinin sağ tərəflərinin bərabərliyi şərtinə görə alırıq:

$$N_g = N_0 - \frac{A_g}{A_0 - A_g} \left[1 + \frac{A_0}{\dot{I}} a(e + f) \right] \quad (28)$$

(27) ifadəsində əyriliyi təyin etmək üçün əsas və əlavə elementlərin ağırlıq mərkəzləri üzərindəki normal gərginliklər epyurunun ordinatları götürülür. Bu əyriliyi gücləndirilən milin

ağırliq mərkəzinə uyğun olan normal gərginliklər epyurunun ordinatına görə təyin etmək olar:

$$N_0 / A = N_0 / (A_0 + A_g)$$

$$\frac{1}{\rho} = \left(\frac{N_g}{A_g} - \frac{N_0}{A} \right) \frac{1}{Ed} \quad (29)$$

burada, d - gücləndirilən və gücləndirici elementlərin ağırliq mərkəzləri arasındakı məsafədir.

(22) və (29) ifadələrindən N_g qüvvəsini təyin edirik:

$$N_g = N_0 \frac{A_g}{A_0 + A_g} \left[1 + \frac{A_g + A_0}{I} (e + f) d \right] = N_0 A_g \left(\frac{e + f}{I} d + \frac{1}{A} \right) \quad (30)$$

Bu ifadəni (28) ifadəsi ilə müqayisə etsək görürük ki, onlar eyni nəticələrə gətirir, belə ki, $a/d = A_0 / (A_g + A_0) = \gamma$, burada $a = d\gamma$ və $d = a/\gamma$.

(30) ifadəsindən görüldüyü kimi qabaqcadan gərginləşdirmə qüvvəsi N_g köhnə elementə təsir edən N_0 qüvvəsi, gücləndirici elementin sahəsi A_g , eksentrisitet e və ilkin əyinti f ilə düz mütənasibdir.

Momentin təsir müstəvisində ikitərəfli gücləndirmə üçün gücləndirilən elementin ağırliq mərkəzi altındakı normal gərginlik epyurunun ordinatı

$$N_0 / A = N_0 / (A_g + A_0)$$

olarsa və gücləndirici elementin normal gərginlik epyurunun müvafiq ordinatları

N'_{g1} / A_{g1} və N'_{g2} / A_{g2} olarsa əyintini belə hesablamaq olar:

$$\frac{1}{\rho} = \left(\frac{N'_{g1}}{A_{g1}} - \frac{N_0}{A_0} \right) \frac{1}{Ed_1} \quad (31)$$

və ya,

$$\frac{1}{\rho} = \left(\frac{N_0}{A} - \frac{N'_{g2}}{A'_{g2}} \right) \frac{1}{Ed_2} \quad (32)$$

burada, N'_{g1} , A'_{g1} - müvafiq olaraq eksentrisitet tərəfdən əsas milə birləşdirilən qabaqcadan gərginləşdirilmiş gücləndirici elementin yüksüzləşdirmə qüvvəsi və bu elementin en kəsik sahəsidir. N'_{g2} , A'_{g2} eyni ilə eksentrisitetdən əks tərəfdə gücləndirilən milə birləşdirilən gücləndirici elementin yüksüzləşdirmə qüvvəsi və en kəsik sahəsidir; d_1 - gücləndirilən milin hesabı kəsiyinin ağırliq mərkəzindən (hər iki tərəfdən gücləndirilmiş elementin en kəsiyi) eksentrisitet tərəfdən birləşdirilən gücləndirici elementin ağırliq mərkəzinə qədər olan məsafədir; d_2 - həmçinin gücləndirilən elementin ağırliq mərkəzindən eksentrisitetə əks tərəfdən birləşdirilən gücləndirici elementin ağırliq mərkəzinə qədər olan məsafədir.

(22) və (31), (22) və (32) ifadələrini müvafiq olaraq N'_{g1} və N'_{g2} görə həll etsək alırıq:

$$N'_{g1} = N_0 A_{g1} \left(\frac{1}{A} + \frac{e + f}{I} d_1 \right) \quad (33)$$

$$N'_{g2} = N_0 A_{g2} \left(\frac{1}{A} + \frac{e + f}{I} d_2 \right) \quad (34)$$

burada, $A = A_{g_1} + A_{g_2} + A_0$ I - gücləndirmədən sonra milin hesabı kəsiyinin əyici moment müstəvisində ətalət momentidir (iki tərəfdən gücləndirilmiş milin ağırlıq mərkəzindən keçən oxa nəzərən).

Yuxarıda verilmiş ifadələrlə hesablanmış qabaqcadan gərginləşdirmə qüvvələri N'_{g_1} və N'_{g_2} gücləndirilən quraşlıq milin ekvivalent monolit mil kimi işləməsini təmin edir. Əsas və gücləndirici elementlərdə ilkin gərginliklər dəqiq təyin olunmadıqda yuxarıdakı hesablama düsturlarında düzəliş əmsallarını nəzərə almaq lazımdır. Bu əmsalların gücləndirilən kəsikdə gərginliklər fərqi və yük altında gücləndirilən milin iş xarakterindən asılılığını gücləndirilən milin həddi-hal vəziyyətində işini nəzərə almaqla müəyyən etmək olar.

Nəticə

1. Sıxılmaya işləyən milin qabaqcadan gərginləşdirilmiş elementlə gücləndirilməsinə baxılmış, müvazinət tənliklərinə daxil olan N_2 , f_2 və Q_d - parametrlərini hesablamaq üçün düsturlar tərtib edilmişdir. N_1 , N_2 , f_1 , f_2 və Q_d qiymətlərindən istifadə edərək gərginləşdirilən elementin möhkəmliyini və dayanıqlığını yoxlamaq üçün ifadə alınmışdır.
2. Qeyd edilmişdir ki, dartıq vasitəsilə gərginləşdirilən və aşırımın ortasında bir diafraqması olan elementin yükötürmə qabiliyyəti, diafraqması olmayan eyni elementə nisbətən “ n ” dəfə çox olacaq ($n = (N_1 + N_2) / N_e$).
3. Gücləndirici elementlərlə möhkəmləndirilən milin dayanıqlığına baxılmış, $\sigma - \lambda$ qrafiki qurulmuşdur və qeyd edilmişdir ki, qabaqcadan gərginləşdirilmiş elementlərlə yük altında gücləndirilən milin böhran gərginliyinin qiyməti, qabaqcadan gərginləşdirilməmiş elementlə gücləndirilən, lakin yüksəzləşdirilmiş milin böhran gərginliyinin qiymətinə çox yaxın olur.
4. Əsas və əlavə elementlərdə gərginliklər bərabər olduqda mil quraşlıq en kəsikli mil kimi işləyəcək. Belə hal üçün σ_s (şərti gərginlik) təyin edilmişdir. Qeyd olunmuşdur ki, E_o - nın böyük qiymətində σ_s -nin qiyməti $N_g / A_o \varphi_{qm}$ -ə yaxın olacaq və belə halda qabaqcadan gərginləşdirmənin effekti az olacaq.

İstifadə olunmuş ədəbiyyat

1. Ağayev N.H. Qeyri-mərkəzi sıxılan və sıxılıb əyilən millərin statistik dayanıqlıq məsələləri // Nəzəri və tətbiqi mexanika, Bakı: 2011, № 1-2, s. 22-24
2. AzDTN 2.18-1 “Polad konstruksiyaları. Layihələndirmə normaları”, Bakı 2015, 170 s.
3. Camalov C.Ə. Poladın normativ müqavimətinin təmin olunma ehtimalının hesablanması //Maşınşünaslıq (İSSN 2227-6912), Bakı: 2013, № 1, s. 60-62
4. Беленя У.И. Предварительно напряженные несущие металлические конструкции 2-е изд. М.: Стройиздат, 1975, 415 с.
5. Свешников А.А. Прикладные методы теории случайных функций. М.: «Наука», 1968, 98 с.

UOT 624.042.7; 624.01:550.34

KARBOLIFLI BANTLA MÜHAFİZƏ OLUNAN BETON NÜMUNƏLƏRİN NƏMLİYƏ, SUKEÇİRMƏMƏZLİYƏ VƏ ŞAXTAYADAVAMLILIĞA SINAQLARI

tex.üzrə f.doktorları: N.Məstanzadə və X.Rəsulov S.Ə.Dadaşov adına ETLKİMİ, mühəndis N.Sultanov "Azərdövlətlayihə" DBLİ

ИСПЫТАНИЯ ВЫНОСЛИВОСТИ БЕТОННЫХ ОБРАЗЦОВ ЗАЩИЩЕННЫХ УГЛЕПЛАСТИКОВОЙ ЛЕНТОЙ НА ВЛАЖНОСТЬ, ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТЬ И МОРОЗОСТОЙКОСТЬ

кандидаты тех.наук: Н.Мастанзаде и Х.Расулов НИПКИСМ им.С.А.Дадашева, инженер Н.Султанов ГТПИ "Азгоспроект"

TESTS OF THE CONCRETE MODELS PROTECTED BY CARBON FIBER TAPE ON HUMIDITY, WATER TIGHTNESS AND FROST RESISTANCE

ph.d.techn.: N.Mastanzade and Kh.Rasulov Research and Design Institute of building materials after named S.A.Dadashev, master of engineering N.Sultanov Azerbaijan State Project Institute

Xülasə: Məqalədə laboratoriya şəraitində karbolifli parça ilə sarılmış beton nümunələrin: kub və silindirlərin sınaq nəticələri göstərilmişdir. Beton nümunələrin nəmliyədavamlılıq, sukeçirməməzlik və şaxtayadavamlılıq sınaqları S.Ə.Dadaşov adına elmi-tədqiqat və layihə konstruktor inşaat materialları institutunun sınaq poliqonunda aparılmışdır.

Açar sözlər: karbolifli armatur, nəmlik, sukeçirməməzlik, şaxtayadavamlılıq

Аннотация: В статье приводятся результаты лабораторных испытаний бетонных образцов - кубов и цилиндров защищенных углепластиковым бантом на эпоксидной основе. Испытания влажности, водонепроницаемости и морозостойкости проводились в испытательном полигоне НИПКИ им. С.А.Дадашева

Ключевые слова: влажность, водонепроницаемость, углепластик, морозостойкость

Abstract: The results of experimental laboratory test of concrete cub and cylinders with carbon fiber protection on the epoxide glue are presented. The moisture content, watertightness and frost resistance tests are conduct in the testing polygon of the research and design institute after S.A.Dadashev.

Keywords: water tightness, frost resistance, carbon fiber, humidity

GİRİŞ

Respublikamızın müasir inşaat sektorunda son zaman polimer kompozit materialların istifadəsi yer almağa başlamışdır. Lakin bu materialların daha geniş tətbiq olmasına yerli normativ sənədlərin və standartların olmaması əsas maneədir. Karbolifli materialın zəlzələyədavamlı konstruksiyalarda gücləndirmə üçün tətbiqi praktikasını məlumdur [1,2]. Amma onların suyadavamlılığı və hidrotexniki qurğularda istifadə edilməsi kifayət qədər öyrənilməmişdir. Aqressiv şəraitin, ətraf mühitin bu materialların möhkəmliyinə, uzunmüddətliyinə təsirinin öyrənməsi üçün laboratoriya şəraitində yoxlanması və sınaqdan keçirilməsi çox vacibdir. Beləki, nəmliyə davamlılıq, su keçirməməzlik və şaxtayadavamlılıq kimi xassələr və bu kimi xassələrin yolverimliyi səviyyəsinin öyrənilməsi bu materialın geniş tətbiq olunması üçün çox vacib amillərdəndir.

İnşaat qurğularının gücləndirməsi üçün təklif olunan və getdikcə geniş tətbiq olunan karbolifli parça kimi istehsal edilən sarğı bantlar və laminatların da bu sınaq nəticələrinə daha çox ehtiyacı var. S.Ə.Dadaşov adına elmi-tədqiqat və layihə konstruktor inşaat materialları institutu (ETLKİM) tərəfindən Bakıda 100 il bundan öncə inşa edilən böyük mesenat Zeynalabdin Tağıyev tərəfindən tikdirilmiş Şollar su anbarının konstruksiyalarının müayinəsi və gücləndirməsində belə materialların tətbiqi təklif olunmuşdur [1,2].

Bu su anbarının tikintisində yüksək keyfiyyətli betondan istifadə olunmasına baxmayaraq, burada heç bir metal armaturdan istifadə olunmamışdır və buna görə də beton kütləsi yaranan dartılma qüvvəsinə müqavimət göstərə bilmir. Anbarın içindəki divarlarda yaranan çox saylı çatlar daimi su təsirindən genişlənir və betonun içinə işləyən su kütləsi betonu dağıdır (şəkil 1).



Şəkil 1. Şollar su anbarının daxili görünüşü

Buna görə institutun sınaq poliqonunda üzərinə karbolifli bantla sarılmış beton nümunələrin nəmliyədavamlılığı, su keçirməməzliyi və şaxtayadavamlılıq xassələri öyrənilmişdir. Karbolifli material kimi Belçika dövlətinin *Magnal Laboratory Concrete Research Institute* tərəfindən istehsal olan karbolifli parça bant və *CCS EP Grout* markalı epoksid qatran istifadə olunmuşdur və laboratoriya şəraitində sınaqlar keçirilmişdir. Sınaqlar üçün beton $150 \times 150 \times 150$ mm ölçüdə kublar və 150×150 mm ölçüdə silindirlər hazırlanmışdır. Sınaqlardan öncə nümunələrin səthinə epoksid qatran sürülüb, boşluqları doldurularaq nümunələr sınağa hazırlanmışdır. Möhkəmlik üzrə kontrol nümunələrdə betonun sinfi B15, şaxtayadavamlılıq üçün F25 və sukeçirməməzlik üzrə W2 sinifindən hazırlanmışdır.



Şəkil 2. Beton nümunələrin karboliflə sarınması

NƏMLİYƏDAVAMLILIQ SINAĞI

Beton nümunələrin nəmliyədavamlılıq sınağı Azərbaycanda Dövlətlərarası Standart kimi qəbul edilən GOST 12730.2-78 standartı əsasında keçirilmişdir [3]. Buna görə $150 \times 150 \times 150$ mm kublar B20 sinifdən olan sadə betondan və karbolifli bantla sarılmış halda öncə qurutma kamerasında $(105 \pm 5)^{\circ}\text{C}$ dərəcədə qurudulmuşdur. Əvvəlcədən hər bir nümunənin çəkisi ölçülmüşdür. Sonra 24 günlük müddətində nümunələrin daimi ağırlığını toplaması üçün (su

hopmanın sərhəd səviyyəsinə çatanacan) su içindəki vannada saxlanılmışdır. Hər 24 saatdan sonra nümunələr sudan çıxarılmış və yenidən çəkisi ölçülmüşdür. Bu hesablamalar nümunənin su hopması dəyişməz qalana qədər aparılmışdır. Çəki alma 0.01qr xəta ilə ölçülür. Nümunələrin nəmliyi (W_n) faiz şəkildə 0.1% xəta ilə hesablanır:

$$W_n = \frac{m_b - m_c}{m_c} \times 100$$

Burada m_b -nümunənin nəm haldaki kütləsi, qr; m_c -nümunənin tam quru olan kütləsi, qr. Həcm üzrə betonun nəmliyini (W_0) yenə də 0.1% xəta ilə hesablayırlar.

$$W_0 = \frac{W_n \times \rho_0}{\rho_w}$$

Burada ρ_0 -quru betonun sıxlığı; ρ_w -suyun sıxlığı, $\rho_w = 1 \text{qr/cm}^3$. Nümunələrin nəmlik sınaq nəticələri cədvəl 1 və cədvəl 2-də verilmişdir.

Kontrol nümunələrin su hopma göstəriciləri

Cədvəl 1.

N	Nümunələrin ilkin çəkiləri, kg	Quru halda nümunələrin nəmliyi, % $W_n = \frac{m_b - m_c}{m_c} \times 100$	Birinci gün nümunələrin çəkisi (su hopma) fərqi	İkinci gün nümunələrin çəkisi (su hopma) fərqi	3-cü gün nümunələrin çəkisi (su hopma) fərqi	4-cü gün nümunələrin çəkisi (su hopma) fərqi
1	8,011	$W_1 = \frac{8.221 - 8.011}{8.011} \times 100 = 2.62$	8.192 (1.81%)	8.215 (0.23%)	8.219	8.221
2	7,988	$W_2 = \frac{7.298 - 8.007}{8.007} \times 100 = 3.63$	8.214 (2.26%)	8.275 (0.61%)	8.298	8.298
3	8,019	$W_3 = \frac{8.312 - 8.019}{8.019} \times 100 = 3.65$	8.253 (2.34%)	8.293 (0.40%)	8.299	8.312
4	8,007	$W_4 = \frac{8.473 - 8.007}{8.007} \times 100 = 5.82$	8.305 (2.98%)	8.365 (0.60%)	8.470	8.473
5	8,008	$W_5 = \frac{8.200 - 8.105}{8.105} \times 100 = 1.17$	8.110 (1.03%)	8.187 (0.77%)	8.193	8.200
6	8,038	$W_6 = \frac{8.205 - 8.038}{8.038} \times 100 = 2.03$	8.149 (1.13%)	8.190 (0.41%)	8.201	8.205
7	8,105	$W_7 = \frac{8.147 - 8.036}{8.036} \times 100 = 1.38$	8.125 (0.89%)	8.135 (0.10%)	8.141	8.147
8	8,036	$W_8 = \frac{8.251 - 8.105}{8.105} \times 100 = 1.80$	8.204 (0.99%)	8.235	8.242	8.251
9	8,065	$W_9 = \frac{8.260 - 8.065}{8.065} \times 100 = 2.42$	8.198 (1.33%)	8.245	8.255	8.260
10	8,083	$W_{10} = \frac{8.240 - 8.083}{8.083} \times 100 = 1.94$	8.225 (1.42%)	8.237	8.239	8.240
11	8,005	$W_{11} = \frac{8.235 - 8.005}{8.005} \times 100 = 2.87$	8.201 (1.96%)	8.221	8.233	8.235
12	8,012	$W_{12} = \frac{8.227 - 8.012}{8.012} \times 100 = 2.68$	8.178 (1.66%)	8.213	8.225	8.227

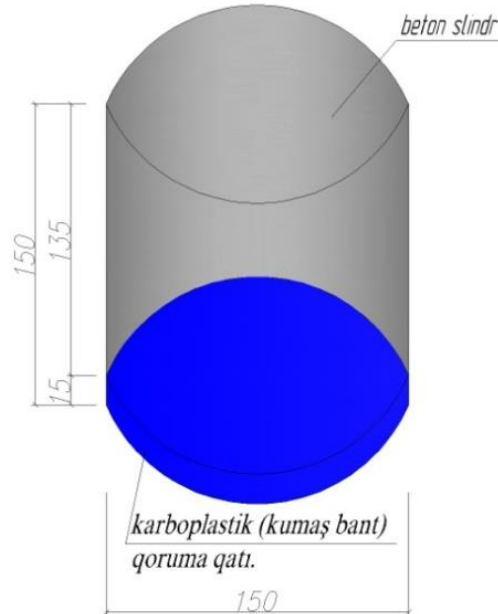
Ortalama olaraq birinci gün nümunələrin su hopma fərqi faizlə 1.65% edər. Sonrakı günlərdə bu göstərici tədricən azalır. Karboliflə sarılmış nümunələrin nəmliyi (su hopması) aşağıdakı cədvəl 2-də göstərilmişdir. Burada ortalama nəmlik nisbəti $n = \frac{W_{ort}^k}{W_{ort}^{kl}} = \frac{2.7\%}{0.3\%} = 9$ edər. Yəni, bu suhopmada karbolifli nümunələrin adi nümunələrdən 9 dəfə daha çox suya davamlı olmasını göstərir. Bu göstərici karbolifli bantla sarılı beton inşaat konstruksiyalarda, harda ki su ilə tamasta olma ehtimalı çoxdur qurğuya suyun hopmamasının qabağının almasını göstərir. Buradaki 0.3% su hopma göstəricisi hopmanın olmaması kimi qəbul edilə bilər.

Kontrol və karbolifli bantla sarılmış nümunələrin su hopma göstəriciləri Cədvəl 2.

N	Kontrol nümunələrin nəmliyi, % $W_n = \frac{m_b - m_c}{m_c} \times 100$	Karbolifli nümunələrin nəmliyi, % $W_n = \frac{m_b - m_c}{m_c} \times 100$
1	$W_2 = \frac{7.298 - 8.007}{8.007} \times 100 = 3.63$	$W_1 = \frac{7.830 - 7.810}{7.810} \times 100 = 0.25\%$
2	$W_4 = \frac{8.473 - 8.007}{8.007} \times 100 = 5.82$	$W_1 = \frac{7.800 - 7.755}{7.755} \times 100 = 0.58\%$
3	$W_6 = \frac{8.205 - 8.038}{8.038} \times 100 = 2.03$	$W_1 = \frac{7.830 - 7.810}{7.810} \times 100 = 0.25\%$
4	$W_3 = \frac{8.312 - 8.019}{8.019} \times 100 = 3.65$	$W_1 = \frac{7.830 - 7.800}{7.800} \times 100 = 0.38\%$
5	$W_{11} = \frac{8.235 - 8.005}{8.005} \times 100 = 2.87$	$W_1 = \frac{7.780 - 7.790}{7.790} \times 100 = 0.13\%$
6	$W_{12} = \frac{8.227 - 8.012}{8.012} \times 100 = 2.68$	$W_1 = \frac{7.840 - 7.825}{7.825} \times 100 = 0.19\%$
	W_{ort}=2.7%	W_{ort}=0.3%

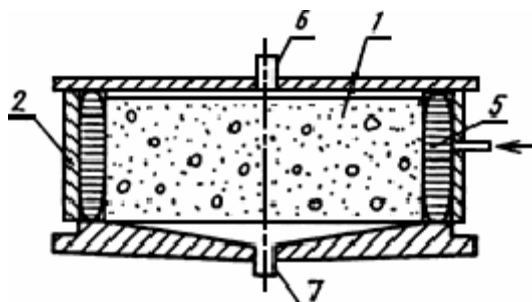
SUKEÇİRMƏMƏZLİK SINAĞI

Beton nümunələrinin su keçirməməzliyi Azərbaycanda Dövlətlərarası Standart kimi qəbul edilən ГОСТ 12730.5-84 standartı əsasında keçirilmişdir [4]. Sınaq üçün hazırlanan beton nümunələr silindr şəklində olur, ölçüləri diametri 150mm və hündürlüyü 150mm. Bunların arasında 6 nümunə möhkəmlik üzrə beton sinifi B15 olan nümunədir və 6 nümunə alt hissəsi bir qat karbolifli parça bant ilə yapışdırılmış nümunələrdir. Yapışdırılması eyni nəmlik üçün hazırlanan nümunələr kimi epoksid qətranla və 1-1,5 sm kənarlarından çıxmaq şərti ilə əldə olmuşdur (bax şəkil 3).



Şəkil 3. Beton silindr nümunəsinin aşağı hissəsinin karboliflə sarınma şəkli.

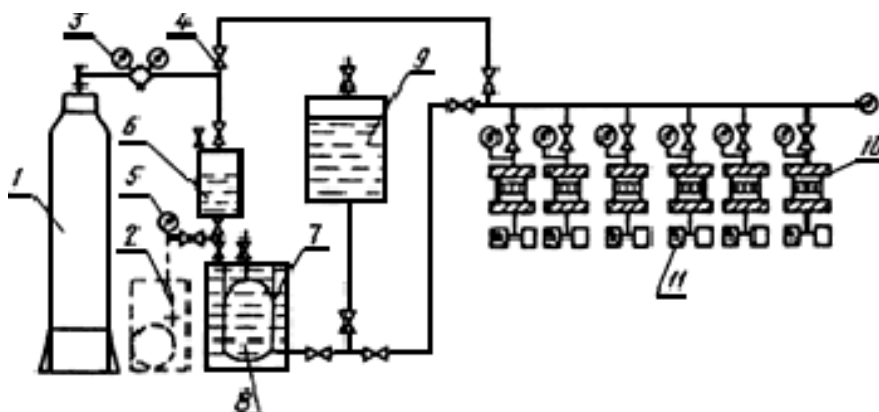
Betom nümunəsinin qurğu boşluğunda yerləşdirmə sxemi şəkil 4-də göstərilmişdir. Sukeçirməməzlik sınağı YBФ-6/04 № 195 qurğusunda keçirilmişdir (şəkil 5). Qurğunun prinsiplial sxemi şəkil 6-də göstərilmişdir.



Şəkil 4. Beton nümunəsinin qurğu boşluğunda yerləşdirmə sxemi
1-beton nümunəsi; 2-sınaq yuvasının divarı; 5-rezin boş kamera;
6-su verilməsi üçün açılan qapaq; 7-filtratın alınması üçün açılan qapaq.



Şəkil 5. Beton silindr nümunələrin su keçirməməzlik sınağının şəkli



Şəkil 6. Sukeçirməməzlik sınaq qurğusunun prinsipial sxemi
1-qaz balonu; 2-nasos; 3-reduktor; 4-qapaq; 5-manometr; 6-təzyiq ötürücüsü;
7-su tutumu; 8-dezaresiyalı su ilə elastik tutum; 9- ehtiyat tutumu;
10-sınaq boşluğu; 11-filtratın ağırlıq ölçəri.

Bu sınağın əsas məqsədi nümunənin alt hissəsinə təzyiqli su verməklə onun suyu keçirməməzliyini ölçməkdir. Sınaq o zamana kimi davam edir ki, nümunə üzərində su damcıları və nəm ləkə görünsün. Silindr nümunələr cihazdakı xüsusi bölgələrdə (boş metal silindrik yuvalarda) yerləşdirilmişdir. Yuvaların ölçüsü Ø15sm, hündürlüyü H=15sm -dir. Nümunə və yuvada arada qalan boşluq əridilmiş parafinlə doldurulmuşdur (su və hava keçməməsi üçün). Suyun təzyiqi 2atm addımla hər 16 saatdan bir suyun təzyiqi qaldırılaraq saxlanılır.

Silindr nümunələrin sıxılmaya möhkəmliyi presdə sınağdan keçmişdir və aşağıdakı nəticələr alınmışdır: 21.5MPa; 15.0MPa; 16.0MPa; 17.2MPa; 19.7MPa; 16.8MPa. Bu nəticələrin ortalaması nümunənin betonun B15 sinfindən yüksək olmasını göstərir.

ŞAXTAYADAVAMLILIQ SINAĞI

Karbolifli parça bantla sarılmış beton nümunələrin (kublar 150×150×150mm) şaxtayadavamlılığı Azərbaycanda Dövlətlərarası Standart kimi qəbul edilən ГОСТ 10060.0-95 standartı əsasında keçirilmişdir [3]. Beləki, betonun şaxtayadavamlılığı qüvvədə olan standartlara görə çoxsaylı dondurulma və donu açılma proseslərində yoxlanılır. Dondurma və ərimə sikl sayı 25 seçilmişdir. Nümunələr 24 gün içində CONTROLS 10-D 1429 refrerjatorun dondurucu kamerasında yerləşdirilmişdir (şəkil 7).

Dondurucu kamerada nümunələri -20°C qədər dondururdular və +20°C mühitdə donu açılması təmin edilir. Soyuducu kamera 5 m³ həcmindədir və nümunələr kamera içində 4 saat buzlama-ərimə dövrünə məruz qalmışdılar. Sonra bu nümunələr 2 saat müddətində +20°C suda saxlanılır və yenə 4 saat ərzində dondurucu kamerada -20°C saxlanılır. Bu I sikl hesab olunur. 15 sikldən sonra aralıq sınaqlar keçirilir. Azərbaycanda qış mövsümünün sərt keçməməsi və iqlim mülayim olduğuna görə 25 sikl eçen ehtiyac yoxdur. 15 sikldən sonra press altında möhkəmlilik sınaqları keçirilir. Kontrol nümunələrlə müqayisə edib, ondan sonra 25 siklə qədər davam edilir. Şaxtayadavamlılıq sınaq nəticələri Cəvəl 3-də göstərilmişdir.

Normaya görə şaxtayadavamlılıq 15% qədər keçərlidir.

Cədvəl 3.

N	Şaxtayadavamlılıq sınaq mərhələləri	Şaxtayadavamlılıq sınaq nəticələri
	<i>İlkin nəticələr</i>	
1	Nümunələrin qəbul tarixi	01.03.2016
2	Nümunələrin markalanması	B15
3	Nümunələrin ölçüsü, mm	150×150×150
4	Hazırlanma tarixi	05.02.2016
5	Nümunələrin kütləsi, g	7810; 7755; 7800; 7790; 7829
6	Betonun sinfi, sıxılmada möhkəmlilik həddi üzrə	B15
7	Layihə üzrə beton markasının şaxtayadavamlılığı, dövr	25
	<i>Yoxlama</i>	
8	Sınaq tarixi	28.03.2016
9	Kontrol nümunələrinin sıxılmada möhkəmlilik həddi, MPa	21.5; 15,0; 16.0; 17.2; 19.7; 16.8
10	Kontrol nümunələrinin sıxılmada orta möhkəmlilik həddi, MPa	17.7
	<i>Aralıq sınaqlardan sonra</i>	
11	Sınağın başlandığı tarixi	27.03.2016
12	Aralıq sınağın tarixi	08.04.2016
13	Aralıq sınaq dövrlərinin sayı	15
14	Sıxılmada möhkəmlilik həddi, MPa (15 sikl)	16.8; 17.3; 14.7; 14.4; 12.6; 20.8
15	Sıxılmada orta möhkəmlilik həddi, MPa (15 sikl)	16.1
16	Sıxılmada orta möhkəmlilik həddinin dəyişməsi, %	9
	<i>Cəmləşdirici sınaqlardan sonra</i>	
17	Yekun sınaq tarixi	15.04.2016
18	Sınaq tarixinin başlanmasından dövrlərin sayı	25
19	Sıxılmada möhkəmlilik həddi, MPa	18.4; 17.5; 15.5; 13.1; 19.2; 11.5
20	Sıxılmada orta möhkəmlilik həddi, MPa	15.9
21	Sıxılmada orta möhkəmlilik həddinin dəyişməsi, %	10.2
22	Uyğunluq göstəricisi	F25 uyqundur



Şəkil 7. Nümunələrin CONTROL 10-D 1429 refrejeratorda yerləşməsi.

NƏTİCƏLƏR və TÖVSIYƏLƏR

Kontrol beton nümunələrin və karbolifli bantla sarılmış nümunələrin suhopma, su keçirməməzlik və şaxtayadavamlılıq üzrə sınaqları aşağıdakı göstəriciləri təsdiq etməyə imkan verir:

1. Karbolifli bantla sarılmış beton nümunələrin suhopması kontrol nümunələrin suhopmasından 9 dəfə azdır;
2. Kontrol beton nümunələr sukeçirməməzlik baxımından 4 atmosferə davam gətirməlidir və sukeçirməməzliyi W2 markaya aid edilmişdir. Karbolifli bantla sarılmış nümunələr 16 atmosferə davamsız olduğuna görə nümunənin sukeçirməməzliyi W14 markaya aid edilmişdir;
3. Şaxtayadavamlılıq üzrə karbolifli banta sarılı nümunələr F25 markaya aid edilməlidir.

İSTİFADƏ OLUNMUŞ ƏDƏBİYYAT

1. Mastanzade N., Rasulov Kh., Mirzoyev M. Assessment and retrofit project of an underground Shollar concrete reservoir for drinking water. *Tandem: Cement & Construction. №2. 2013 Moscow. Russia*
2. Mastanzade N., N.Sultanov. Assessment, analysis and strengthening design of the underground reservoir. *Soil-Structure Interaction. Underground Structures and Retaining Walls. Saint Petersburg, June 16-18, 2014*
3. Бокарев С.А., Костенко А.Н., Смердов Д.Н., Неровных А.А. Экспериментальные исследования при пониженных и повышенных температурных ж/бетонных образцов, усиленных полимерными композиционными материалами. "Науковедение" № 3.2013.2.
4. ГОСТ 12730.2-78. Межгосударственный стандарт. Бетоны. Методы определения влажности. Москва. Стандартиформ. 2007
5. ГОСТ 12730.5-84. Межгосударственный стандарт. Бетоны, Методы определения водонепроницаемости мостов. Москва. Стандартиформ.2007
6. ГОСТ 10060.0-95. Межгосударственный стандарт. Бетоны, Методы определения морозостойкости. Общие требования. Москва. Стандартиформ.1996

UOT 691.714

ARMATURUN ANKERLƏNMƏ MƏSAFƏSİNİN TƏYİNİNƏ AİD

tex.üzlərə fəlsəfə doktorları: L.M.Zeynalov və İ.X.Poluxov, doktorant E.Z.Əsədov, M.B.Gölməmiş, N.V.Bağır-zadə FHN / Tikintidə Təhlükəsizliyə Nəzarət Dövlət Agentliyi/Dövlət Ekspertiza Baş İdarəsi

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ДЛИНЫ АНКЕРОВКИ АРМАТУРЫ

кандидаты тех. наук: Л.М.Зейналов и И.Х.Полухов, докторант Е.З.Асадов, М.Б.Голалмыш, Н.В.Багир-заде, МЧС / Государственное Агентство по Надзору Безопасности в Строительстве/ Главное Управление Вневедомственной Государственной Экспертизы

ON THE DETERMINATION OF THE LENGTH ANCHORING OF REINFORCEMENT

phD in tekh. sc. L.M.Zeynalov, phD in tekh. sc. İ.Kh.Polukhov, doctoral student E.Z.Asadov, M.B.Golalmis, N.V.Bagir-zade, The Ministry of Emergency Situations /State Agency for Control of the Construction Safety/ General Administrative office for State Expertise

Xülasə: Məqalədə A sinifli periodik profilli armaturların ankerləmə və calaq məsafələrinin AzDTN 2.16.1 tələbləri nəzərə alınmağa praktik təyin olunma metodikası təklif olunmuşdur.

Açar sözlər: ankerləmə məsafəsi, calaq uzunluğu, AzDTN 2.16.1.

Аннотация: В статье предложен практический метод определения длины анкеровки и перепуска (нахлестки) периодического профиля стержневой арматуры класса А в соответствии с требованиями AzDTN 2.16.1.

Ключевые слова: длины анкеровки, длины перепуска (нахлестки), AzDTN 2.16.1.

Summary: This paper proposes a practical method of determining the length of anchoring and bypass (overlap) periodic profile rod reinforcement class A in accordance with the requirements of AzDTN 2.16.1.

Key words: anchoring length, the length of the bypass (overlap), AzDTN 2.16.1.

Hazırda bir çox ölkələrdə olduğu kimi Azərbaycan da ГОСТ 5781-82* üzrə buraxılan və СНиП 2.03.01-84* üzrə [3] tətbiqi nəzərdə tutulan AII, AIII, AIV sinifli armaturlar, demək olar ki, istehsal edilmir və bunlar isti halda yuvarlanmış və termomexaniki möhkəmləndirilmiş, darılmada möhkəmlik üzrə sinfi A qruplu olan (ГОСТ 52544-2006*) armaturlardan istifadə olunur.

СП 63.13330.2012 və AzDTN 2.16.1 normalarında da [1,2] istifadə şəraitindən (yüklərdən, temperaturdan, gərginləşdirilməsindən və s.) asılı olaraq A240, A400, A500, A600 və s. armaturların tətbiqi məsləhət görülür və dəmir-beton konstruksiyalarının layihələndirilməsi üçün onların hesablama xarakteristikaları şərh olunur.

Bir sıra tədqiqat nəticələrində [4,5] qeyd edildiyi kimi göstərilən armaturların tətbiqi həm texnoloji, həm də möhkəmlik xarakteristikaları baxımından daha səmərəlidir və əlverişli sayıla bilər. Lakin bu armaturların səth çıxıntılarının forması və ölçüləri AII, AIII, AIV sinifli armaturlardan fərqlidir və onların betonla ilişmə xarakteristikaları nisbətən zəifdir bu da ümumilikdə ankerlənmə məsafəsi adlandırılan uzunluğun artırılması tələbini ortaya çıxarır.

Bu araşdırmada məqsəd AzDTN 2.16.1 normalarının tələbləri əsasında armaturların ankerlənmə məsafəsinin təyin edilməsi, layihələndirmədə və bilavasitə tikintidə norma tələblərinin yerinə yetirilməsini təmin edən praktiki göstərişlərin hazırlanmasıdır. Qeyd edək ki, burada A sinifli periodik profilli armatur millərinin qabaqcadan gərginləşdirilməmiş dəmir-beton konstruksiyalarında qarmaqsız, qaynaqsız, xüsusi anker detalı olmadan, düz ucla ankerləşdiyi hala baxılır.

Norma [1,2] tələblərinə görə armaturun R_s müqavimətinə müvafiq tam qüvvəni betona ötürə biləcək ankerlənmənin baza $l_{o,an}$ uzunluğu aşağıdakı kimi təyin olunur:

$$\ell_{o,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} \cdot u_s} ; \quad (1)$$

burada,

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} \quad (2)$$

armaturun betonla ilişməsində hesablama müqavimətidir və ilk növbədə, betonun mərkəzi dartılmada R_{bt} müqavimətindən (bax cədvəl 1) asılıdır.

η_1 - armatur səthinin formasını nəzərə alan əmsal olub, burada baxılan qabaqcadan gərginləşdirilməmiş, isti halda yuvarlanmış periodik profilli A400, A500, A600 sinifli armaturlar üçün $\eta_1 = 2.5$;

η_2 - armaturun diametri $d_s \leq 32mm$ olduqda $\eta_2 = 1.0$, $d_s > 32mm$ olduqda $\eta_2 = 0.9$ qəbul edilir.

$A_s = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4}$ və $u_s = \pi d_s$ - uyğun olaraq armatur milinin nominal en kəsik sahəsi və perimetridir. Bu ifadələri (1) və (2) düsturlarında nəzərə alsaq aşağıdakı asılılıq alınır:

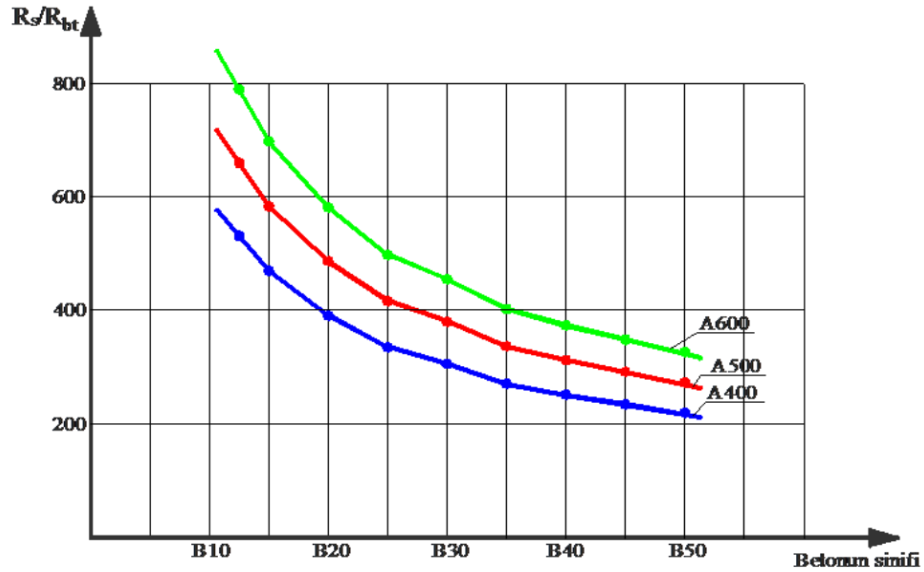
$$\ell_{o,an} = \left(\frac{R_s}{R_{bt}} \right) \left(\frac{d_s}{10} \right) \quad (3)$$

Praktiki hesablamaları asanlaşdırmaq məqsədi ilə burada baxılan A400, A500, A600 sinifli armaturlar və B 12,5÷B50 sinifli betonlar üçün R_s/R_{bt} nisbəti cədvəl 1 şəklində tərtib edilmişdir.

Cədvəldən və bu cədvəl əsasında qurulmuş qrafikdən (şəkil 1) görüldüyü kimi ankerlənmə məsafəsinə müəyyən edən R_s/R_{bt} nisbətindən qiyməti və deməli bu qiymətdən bilavasitə asılı olan ankerlənmə baza uzunluğu aşağı möhkəmlik sinifli betonlarda daha böyük alınacaqdır. Başqa sözlə, nəticələr bir daha təsdiq edir ki, aşağı möhkəmlik sinfinə malik betonlardan hazırlanacaq konstruksiyalarda yüksək möhkəmlikli armaturların tətbiqi səmərəli deyildir və bu, ankerlənmə məsafəsinin böyük olması səbəbindən izafi armatur sərfinə gətirib çıxardacaqdır.

Cədvəl 1

Beton		Armaturun sinfindən (R_s -dən) asılı olaraq R_s / R_{bt} nisbəti		
Sinfi	R_{bt} MPa	A400 (350)	A500 (435)	A600 (520)
B 12,5	0,66	530,3	659,1	787,9
B 15	0,75	466,7	580,0	693,3
B 20	0,9	388,9	483,3	577,8
B 25	1,05	333,3	414,3	495,2
B 30	1,15	304,4	378,3	452,2
B 35	1,3	269,2	334,6	400
B 40	1,4	250,0	310,7	371,4
B 45	1,5	233,3	290,0	346,7
B 50	1,6	218,8	271,9	325



Şəkil 1. Ankerlənmə məsafəsinin asılılıq qrafiki

Normalarda [1,2] hesablama ankerlənmə məsafəsinin baza məsafəsi əsasında, aşağıdakı düsturla hesablanması təklif olunur:

$$l_{an} = \alpha l_{o,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \quad (4)$$

Düsturda α - əmsalı ankerlənmə məntəqəsində armaturun gərginlik halını və qəbul edilmiş konstruktiv həll xüsusiyyətlərini nəzərə alan kəmiyyət kimi verilir və qabaqcadan gərginləşdirilməmiş dəmir-beton konstruksiyaların düz uclu periodik profilli dartılan armaturları üçün $\alpha = 1.0$, sıxılan armaturları üçün $\alpha = 0.75$ qəbul edilməsi təklif olunur. Göründüyü kimi ankerlənmə məsafəsinin konstruktiv həldən asılı olduğu qeyd edilsə də müxtəlif mümkün konstruktiv həllərin təsirlərinin nəzərə alınma qaydası normalarda öz əksini tam tapmamışdır. Məsələn, konstruksiyanın (məsələn, rigelin) sonlarında armaturların uclarının əyilməsi (bükülməsi) ankerlənməni əsaslı surətdə yaxşılaşdırmaya bilməz.

Bu və digər konstruktiv həllərin ankerlənməyə təsirinin təcrübi yollarla araşdırılaraq hesabatlarda nəzərə alınması vacibdir.

(4) düsturunda $A_{s,cal}$ -hesabatla tələb olunan, $A_{s,ef}$ -isə faktiki qəbul edilən armaturlama sahələridir. Aydınır ki, $\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$ nisbəti vahiddən kiçik kəmiyyətdir və onun qiyməti kiçik olduqca

hesablama ankerlənmə məsafəsi də baza ankerlənmə məsafəsindən az alınacaqdır. Bir çox hallarda ankerlənmə məntəqəsində armaturlar tam yüklənmiş olmur və bu nəzərə alındıqda

$\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$ nisbəti doğrudan da vahiddən xeyli kiçik alınacaq və hesabi ankerlənmə məsafəsini

azaltmağa imkan yaranacaqdır. Əlbətdə bu, layihəçidən əlavə diqqət və dəqiqlik tələb edir və bir çox hallarda layihəçi bu zəhmətə qatlaşmaqdan əvvəl nisbəti vahid götürməklə faktiki olaraq hesablama ankerlənmə məsafəsini baza ankerlənmə məsafəsinə bərabər qəbul edirlər.

Yeri gəlmişkən, ankerlənmə məsələlərinin standart hesablama proqramlarına daxil edilməsi

həm hesabi dəqiqlik, həm vaxt itkisi, həm də materiala qənaət baxımından səmərəli ola bilər.

Qeyd edək ki, normalarda [1,2] ankerlənmə məsafələri üçün $15d_s$, və 200mm , habelə $0,3l_{o,an}$ qiymətlərinə bərabər minimal hədlər nəzərdə tutulur.

Ankerlənmə məsafəsi ilə sıx əlaqəli olan armaturun calaqlanması məsələsi də normalarda şərh olunmuşdur. Düz uclu periodik profilli armaturların qaynaqsız, əlavə birləşdirici detallarsız üst-üstə calaqlanma l_l məsafəsinin aşağıdakı düsturla hesablanması təklif olunur:

$$l_l = \alpha_1 l_{o,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \quad (5)$$

burada, $l_{o,an}$ (1) düsturu ilə hesablanan baza ankerlənmə məsafəsi, $\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$ (4) düsturunda

qeyd olunduğu kimi hesabi və faktiki armatur sahələrinin nisbətidir.

α_1 - əmsalı calaq məntəqəsində gərginlik halının və konstruktiv həllərin təsirini nəzərə alan əmsaldır, qabaqcadan gərginləşdirilməmiş adi dəmir-beton konstruksiyalarda dartılan armaturlar üçün $\alpha_1 = 1.2$, sıxılan armaturlar üçün $\alpha_1 = 0.9$ təklif olunur. Lakin calaq məntəqəsində bir sıra konstruktiv tələblərin gözlənilməsi tələbləri də qoyulur. Belə ki, bir hesablama kəsiyində (1.3 l_l uzunluqda) calaq olunan armaturların nisbi sayı 50%-dən çox olmamalıdır və s. (daha ətraflı bax, [1, bənd 10.3.30]). Bir hesablama kəsiyində calaq olunan armaturların nisbi sayının 100% olduğu halda $\alpha_1 = 2,0$ qəbul edilməsi tələb olunur.

Periodik profilli armatur millərinin uclarında əymələr olduqda calaq uzunluğunun 30%-ə qədər azaldılmasına yol verilir. Calaq uzunluğunun minimal qiyməti $4\alpha_1 l_{o,an}$, $20d_s$ və 250 mm kimi məhdudlaşdırılır.

Calaq uzunluqlarının təyini məsələsinə də əlavə tədqiqatlara ehtiyac vardır. Məsələn, normalarda verilən və yuxarıda şərh edilən calaq uzunluqları hesablama bilavasitə hesablama kəsiyində yerləşən işçi armaturlara aiddir. Halbuki, layihəçi bir qayda olaraq elə konstruktiv həll qəbul edir ki, calaq yerləri konstruksiyada armaturun az gərgin olduğu və ya ümumiyyətlə işlək olmadığı məntəqələrində yerləşsin. Təbii ki, bu halda armaturun calaq uzunluğunu daha az qəbul etməyə imkan yaranır. Lakin bunu təcrübə tədqiqatlarla qəbul edilmiş normativ göstəricilər əsasında etmək olar.

Cədvəl 2-də B12,5÷B50 sinifli betonlarda istifadə ediləcək A400, A500, A600 sinifli armaturlar üçün $\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$ nisbətindən və armaturun d_s diametrindən asılı olaraq l_{an} ankerlənmə məsafəsinə və l_{cal} calaq uzunluğunu təyin etməyə imkan verən k və k_1 əmsallarının qiymətləri verilmişdir.

Bu əmsallardan istifadə edərək konstruksiyada nəzərdə tutulan müəyyən sinifli beton və armatur üçün baza ankerlənmə və calaq uzunluqları armaturun diametrindən asılı asanlıqla təyin etmək olar.

Məsələn B25 sinifli betondan hazırlanacaq konstruksiyada diametri 25 mm olan A500 armaturu üçün cədvəl 2-dən $k=41$, $k_1=50$ qəbul edərək $l_{o,an} = kd_s = 41 \cdot 25 = 1025\text{ mm}$ və $l_{o,l} = k_1 d_s = 50 \cdot 25 = 1250\text{ mm}$ alırıq.

Cədvəl 2

Betonun sinfi	Armaturun sinfindən asılı olaraq $l_{o.an}$ və l_{an} üçün k əmsalı			Armaturun sinfindən asılı olaraq l_1 üçün k_1 əmsalı; $k_1=1,2k$		
	A400	A500	A600	A400	A500	A600
B 12,5	53	66	77	64	79	95
B 15	47	58	69	56	70	83
B 20	39	48	58	47	58	69
B 25	33	41	50	40	50	59
B 30	30	38	45	37	45	54
B 35	27	33	40	32	40	48
B 40	25	31	37	30	37	45
B 45	23	29	35	28	35	42
B 50	22	27	32	26	33	39
$l_{o.an}=kd_s$; $k=(\frac{R_s}{R_{bt}})/10$ k əmsalı $d_s \leq 32$ mm diametrli armaturlar üçün verilmişdir. $d>32$ mm diametrli armaturlar üçün k əmsalları 0,9-a vurulmalıdır. $l_{an} = \left(\frac{A_{s.cal}}{A_{s.ef}}\right) \cdot l_{o.an}$				$l_1 = \alpha l_{o.an} \frac{A_{s.cal}}{A_{s.ef}} = \alpha k d_s = k_1 d_s \frac{A_{s.cal}}{A_{s.ef}}$ $k_1 = \alpha k = 1.2 k$ qəbul edilməlidir		

Yekun olaraq bir daha qeyd etmək lazımdır ki, armaturun ankerlənmə məsafəsinin və calaq uzunluğunun normalarda [1,2] verilən qiymətləri armaturun maksimal gərgin, işçi halına aiddir və onların konkret layihələrdə düzgün, əsaslandırılmış hesabatlarla, konstruktiv həllərlə azaldılmasına imkan vardır və bununla konstruksiyanın etibarlılığına xələl gətirmədən armatur sərfini əhəmiyyətli dərəcədə azaltmaq, iqtisadi səmərə əldə etmək olar.

NƏTİCƏLƏR

1. Araşdırmalardan bir daha aydın olur ki, baxılan A qruplu armaturların ankerləmə məsafələri klassik AIII, AIV sinifli armaturlara nisbətən daha böyük alınır.
2. Ankerləmə yerində armaturların gərginlik vəziyyətini, habelə ankerləməni yaxşılaşdıran konstruktiv tənbirlərdən istifadə etməklə ankerləmə uzunluğunu əhəmiyyətli dərəcədə azaltmaq və iqtisadi səmərə əldə etmək mümkündür.
3. Ankerləmə məsafələrinin təyini zamanı təklif olunan cədvəllərdən istifadə etmək və layihələndirməni sadələşdirmək məqsədə uyğundur.

ƏDƏBİYYAT

1. AzDTN 2.16.1 Beton və dəmir-beton konstruksiyaları. Layihələndirmə normaları.
2. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции.
3. СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции.
4. И.Н.Тихонов кандидат техн. наук (НИИЖБ). Научно-технический семинар "Снижение стоимости строительство из железобетона путем оптимального проектирования и использования современных технологий обработки металлопроката". Жилищное строительство. Научно-технический и производственный журнал. 7'2009
5. И.Н.Тихонов, В.З.Мешков, Г.Н.Судаков, кандидаты техн. наук (НИИЖБ), О нормировании анкерования стержневой арматуры. Бетон и железобетон, 2006 №3.

UOT 691.32

BETONUN BƏRKİMƏSİNDƏ SEMENT DAŞI İLƏ DOLDURUCULAR ARASINDA ADGEZİYA PROSESLƏRİNİN ROLU.*t.e.d. S. Fətəliyev S.Ə. Dadaşov adına ET və LK İnşaat Materialları İnstitutu***РОЛЬ АДГЕЗИОННЫХ ПРОЦЕССОВ МЕЖДУ ЦЕМЕНТНЫМ КАМНЕМ И ЗАПОЛНИТЕЛЯМИ В ТВЕРДЕНИИ БЕТОНА.***д.т.н. С.Фаталиев Научно-исследовательский и проектно-конструкторский институт строительных материалов им. С.А. Дадашева.***ROLE OF ADHESIVE PROCESS BETWEEN THE CEMENT PASTE AND AGGREGATE IN CONCRETE HARDENING.***doctor of tech. sciences S.Fataliev. Research and Design Institute of building materials named after S.A. Dadashov*

Xülasə: Eksperimental tədqiqatlarla müəyyən edilmişdir ki, müxtəlif genetik tipli doldurucuların sement daşı ilə təmas səthlərində dəyişkən səviyyəli fiziki-kimyəvi adgeziya prosesləri baş verir.

Sement daşı ilə doldurucuların kontakt zonalarında ikitərəfli adgeziya prosesləri portlandsement minerallarının hidratasiya səviyyəsinə, törəmə kalsium hidrosilikatlarının yaranmasına, mikrostruktur bağlanmalarının möhkəmliyinə və ümumi olaraq betonun strukturunun formalaşmasına təsir göstərir.

Mürəkkəb olan sement daşı - doldurucu sistemində baş verən fiziki-kimyəvi adgeziya prosesləri mahiyyət etibarilə termodinamik tarazlığa doğru istiqamətlənən təbii inkişaf prosesidir.

Materialşünaslığın fundamental prinsiplərindən olan, faza və mikrostruktur əmələgəlmə proseslərinin idarə olunması konsepsiyası tədqiqatların əsasını təşkil edir.

Sement daşı ilə doldurucular arasında cərəyan edən adgeziya proseslərinə aid müəyyən edilmiş qanunauyğunluqlar betonun bərkimə nəzəriyyəsində və beton texnologiyasında istifadə olunması elmi əsaslıdır.

Açar sözlər: beton, doldurucu, sement daşı, adgeziya prosesləri.

Аннотация: В теории твердения бетона проблематичным вопросом продолжает оставаться кинетика физико-химических процессов между цементным камнем и различными генетическими типами заполнителей.

Установлено, что структурно-текстурные особенности и реакционная способность различных генетических типов заполнителей оказывают значительное влияние на физико-химические процессы в контактных зонах бетона. Адгезионные процессы способствуют интенсификации гидратации портландцементных минералов, образованию дополнительного количества гидросиликатов кальция, упрочнению микроструктурных связей между цементным камнем и заполнителями.

Происходящие в сложной системе цементный камень-заполнители физико-химические процессы являются закономерными и направлены термодинамическому равновесию структуры бетона.

Закономерности между цементным камнем и заполнителями могут быть использованы в теории твердения и технологии бетона.

Ключевые слова: бетон, заполнители, цементный камень, адгезионные процессы.

Summary: In theory, the concrete curing problematic issue remains the kinetics of physicochemical processes between cement stone and various genetic types of fillers.

It was established that the structural and textural features and reactivity of different genetic types of aggregates have a significant impact on the physical and chemical processes in the contact zones of the concrete. Adhesive processes contribute to the intensification of the hydration of Portland cement minerals, formation of additional amounts of calcium Hydrosilicates, strengthening microstructural relations between cement stone and aggregates.

Taking place in a complex system of cement stone, aggregates of physical and chemical processes are regular and directed to the thermodynamic equilibrium of the concrete structure.

The regularities between cement stone and aggregates can be used in the curing of the theory and technology of concrete.

Keywords: concrete, aggregates, cement stone, adhesion processes.

Son dövrdə yüksək keyfiyyətli kompozit materialların yaradılmasına və geniş tətbiq edilməsinə baxmayaraq, beton əsaslı məmulatlar inşaatda başlıca rolunu saxlamaqdadır. Beton istisnasız olaraq tikintinin bütün sahələrində, o cümlədən ekstremal və aqressiv mühitlərdə, kəskin soyuq və isti iqlim şəraitlərində geniş istifadə olunur. Onilliklərin tikinti təcrübəsi göstərir ki, inşaat konstruksiyaları mürəkkəbləşdikcə müvafiq olaraq betonun keyfiyyət göstəricilərinin tələblərə uyğunluğu təmin edilmişdir. İnşaat konstruksiyaları beton əsaslı olduqda bir-çox vacib cəhətlərə görə, xüsusən də dayanıqlıq və uzunömürlük baxımından daha münasibdir.

Ekoloji problemlərin həyacan səviyyəsində olduğu indiki zamanda insan sağlamlığı üçün təhlükəsiz olan betonun dəyəri dahada artır. Maraqlıdır ki, kosmik tədqiqatlar sahəsində ayda planlaşdırılan infrastruktur obyektlərinin qurulmasında beton məmulatlarının istifadə olunması daha səmərəli hesab edilmiş və artıq texniki ədəbiyyatda “aybetonu” termini də yer almışdır.

Betonun alınma texnologiyasına, fiziki-texniki xassələrinin formalaşmasına aid keçirilən eksperimental tədqiqatlar sırasında betonun əsas keyfiyyətlərinin yaradıcıları olan sement daşı ilə doldurucuların təmas səthlərində baş verən fiziki-kimyəvi proseslərin aydınlaşdırılması olduqca aktualdır. Problemə aid ziddiyyətli, hətta biri-birini inkar edən mövqelər mövcuddur. Bəzi tədqiqatlara görə betonda ümumiyyətlə adgeziya reaksiyaları baş vermir, digərlərinin fikrincə reaksiyalar olduqca zəifdir və betonun xassələrinə təsiri praktiki əhəmiyyət daşımır, nəhayət kontakt zonalarda ikitərəfli proseslərin getməsinə dair məlumatlarda mövcuddur, ancaq proseslərin kinetikasi və betona təsir xüsusiyyətləri konkretləşdirilmir.

Adgeziya latın sözü olaraq (Adhqeziö) müxtəlif materialların təmas səthlərində gedən proseslər nəticəsində yaranan əlaqələri, sərhədlərarası yapışma qüvvəsini səciyyələndirən termdir. Fiziki-kimyəvi mahiyyətinə görə, adgeziya materialların səthlərində molekularası mürəkkəb reaksiyaları təmsil edir. Məsələyə aid müxtəlif nəzəriyyələr məlumdur, bunlardan mexaniki, adsorbsiya, elektrik, elektron, diffuziya, kimyəvi və s. göstərmək olar. Nəzəriyyələrin çoxluğu və müxtəlifliyi aydın göstərir ki, problemə aid tədqiqatlar davam etdirilməlidir.

Sement daşı ilə doldurucular arasında adgeziya proseslərini araşdırmaq üçün tərəfimizdən geniş miqyaslı eksperimental tədqiqatlar həyata keçirilmişdir.

Tədqiqat işlərində intruziv (qranit, qranodiorit, diorit), effuziv (andezit, bazalt, porfirit, liparit, dasit) və piroklastik (müxtəlif tuflar, trasslar və s.) dağ süxurları istifadə olunmuşdur. Məqsədli seçilmiş dağ süxurları maddi tərkibinə, mikrostruktura və tekstura göstəricilərinə, fiziki-mexaniki xassələrinə və termodinamik tarazlıq səviyyəsinə görə fərqlidirlər.

Süxurların kimyəvi tərkibi (%-lə)

S/s	Süxurların adı	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MqO	SO ₃	Na ₂ O K ₂ O	Ü.T.İ.
1	Qranit	76,10	11,90	1,57	0,76	0,19	-	7,91	1,01
2	Qranodiorit	67,90	13,45	5,25	3,70	1,41	-	7,71	2,14
3	Andezit	58,55	17,90	3,70	4,96	1,90	0,25	8,05	3,75
4	Bazalt	48,92	18,30	8,90	5,40	4,45	0,20	7,78	4,10
5	Porfirit	54,10	16,47	6,08	7,31	4,15	0,43	5,38	5,25
6	Tuflar	64,74	16,26	3,21	3,18	2,18	0,28	5,01	4,46
7	Trasslar	65,28	15,48	3,90	3,30	2,20	0,29	4,63	4,06

Süxurlarda silisium oksidinin miqdarı 48,22%-dən (bazalt), 76,10%-ə (qranit) qədər dəyişir, alüminium oksidi qranitdə 11,91% olduğu halda, bazaltda 18,30% təşkil edir.

Fiziki- kimyəvi nöqteyi-nəzərdən seçilmiş dağ süxurları adgeziya probleminin öyrənilməsi üçün münasibdirlər. Dağ süxurlarının, betonun kontakt zonalarının mineraloji tərkibi, mikrostruktur- tekstur xüsusiyyətləri mikroskopik, termoqrafik və rentgenoqrafik analiz metodları ilə tədqiq edilmişdir.

Genetik xüsusiyyətlərinə görə intruziv süxurlar yer təkinin dərinliklərində yüksək temperatur və təzyiq şəraitində tədricən formalaşaraq kristallik quruluşa və sıx teksturaya malikdirlər. Strukturda kristallaşma tam getdiyindən metastabil birləşmələrin yer almasına fiziki-kimyəvi şərait olmur. Petroqrafik xüsusiyyətlərinə görə, intruziv süxurları termodinamik tarazlığın yuxarı mərhələsində təsbit olunmuşlar və sərbəst enerji kristallik çərçivənin nizami quruluşunun səthlərdə natamamlığı hesabına yaranır.

Effuziv süxurlar termodinamik tarazlıq baxımından intruziv süxurlara nisbətən aşağı mərhələdə təsbit olunmuşlar. Axıntı lavalardan yaranan süxurların struktur formalaşmasında kristallaşma tam getmədiyindən, tərkiblərində metastabil birləşmələri yer alır.

Piroklastik süxurlar termodinamik tarazlığın aşağı mərhələsində təsbit olunduqlarından, tərkiblərində böyük miqdarda metastabil birləşmələr (vulkan şüşələri, opal, xalsedon və s.) iştirak edir. Dağ süxurlarının kimyəvi reaksiya qabiliyyətini qiymətləndirmək məqsədilə məlum metodika üzrə qələvi məhlulunda süxurların tərkibindəki silisium oksidinin həll olunma göstəricisi təyin edilmişdir. Tam kristallik intruziv süxurların simmetriya qanununa uyğun nizamlanmış fəza çərçivəsindən quruluş vahidinin adi şəraitdə qoparılması mümkün olmadığından, reaksiya aktivliyi də cüzdür.

Effuziv süxurların metastabil birləşmələr hesabına qələvi məhlulunda həll olunan silisium oksidinin miqdarı, intruziv süxurlarla müqayisədə yüksəkdir, bazalt və andezitin reaksiya aktivliyi, müvafiq olaraq, 29,13 və 19,29 mMOL/L təşkil etmişdir.

Gözlənilməli kimi, piroklastik süxurların reaksiya qabiliyyəti daha yüksəkdir, həll olunan silisium oksidi tuflarda 102,5, trasslarda isə 79,58 mMOL/L təyin edilmişdir.

Alınan nəticələr göstərir ki, süxurların reaksiya aktivliyinin səviyyəsi bir-başa onların termodinamik vəziyyətindən asılıdır. Tarazlığa yaxın intruziv süxurların kimyəvi aktivliyi aşağı və əksinə, tarazlıqdan uzaq piroklastik süxurların reaksiya aktivliyi yüksəkdir. Deməli portlandsementin hidrolizi və hidratasiyasından yaranan olduqca yüksək reaksiya qabiliyyətli submikrokristallik hidrat birləşmələri ilə süxurların metastabil birləşmələrinin tərkibindəki sərbəst enerjili silisium oksidi ilə ikitərəfli reaksiyaların baş verməsi zəruridir.

Mikroskopik analizlərlə müəyyən edilmişdir ki, intruziv süxurları sementin hidratasiya məhsullarının kristallaşma prosesinə, kristalların morfoloqiyasına və ölçülərinə təsiri olduqca zəifdir. Doldurucuların kontaktlarında gelvari məhsullarla yanaşı, iri ölçülü lövhəvari portlandit $\text{Ca}(\text{OH})_2$ və iynəvari yüksək sulfatlı etringit $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$ minerallarının miqdarı sement daşının ümumi kütləsində olduğu kimidir. Bu halda sement daşında portlanditin miqdarı 6-8 %, etringitin isə 2,5-3,0% təyin edilmişdir.

İntruziv süxurlardan fərqli olaraq, tərkiblərində reaksiya aktivli birləşmələr olduğundan, effuziv süxurların sement daşı ilə ikitərəfli fiziki-kimyəvi prosesləri nəticəsində portlandsementin hidratasiya səviyyəsi yüksəlir, sement daşının tərkib hissəsi olan reaksiya aktivli kalsium oksidi ilə doldurucuların metastabil birləşmələrindəki sərbəst enerjili silisium oksidi

arasında reaksiyalarla əlavə kalsium hidrosilikatı yaranır. Qeyd olunan adgeziya prosesləri daha aktiv sement daşı ilə yüksək reaksiya qabiliyyətli piroklastik süxurlar arasında gedir.

Reaksiya qabiliyyətli süxurların sement daşı ilə səthlərindəki gelvari qalıqlarda rentgenfaza analizi ilə aşağı əsaslı kalsium hidrosilikatlarına məxsus 3,01; 2,80, 1,82A° reflekslər müşahidə olunmuşdur. Törəmə adlandırdığımız kalsium hidrosilikatlarının göstərilən reaksiyalarla yaranmasını süxurların kontaktlarında sərbəst kalsium oksidinin 6-8%-dən 2-3%-ə qədər azalması sübut edir. Bunlarla yanaşı qalıq hidrat birləşmələrinin termoqramlarında sement daşına məxsus 3 endotermik effektlə yanaşı, yeni yaranan hidrata aid 832°C –də ekzotermik reaksiya mövcuddur.

Törəmə kalsium hidrosilikatların yaranma kinetikasi, sement daşının əsas kütləsini təşkil edən kalsium hidrosilikatlarından tamamilə fərqlidir. Sementin hidratasiyasından kütləvi kristallaşan kalsium hidrosilikatlarının maye fazadakı kalsium oksidindən genetik asılılığı yoxdur. Kalsium hidrosilikatlarının hər iki genetik tipi eyni funksiya daşıyır və mikrostruktur əlaqələrin formalaşmasında şərikli iştirak edirlər. Törəmə hidratların kristallaşması nəticəsində sement daşında portlandit mineralının miqdarı azalır, ancaq bunun betona ciddi təsiri olmur, çünki portlanditin hidrosilikatlarla mikrostruktur əlaqələri ümumiyyətlə zəifdir.

Adgeziya prosesləri nəticəsində sementin hidratasiya səviyyəsinin yüksəlməsi əsasən kimyəvi sərbəst kalsium oksidinin qatılığının maye fazada aşağı düşməsi ilə bağlıdır. Maye fazadakı kalsium oksidinin xeyli hissəsinin törəmə kalsium hidrosilikatlarının yaranmasına sərf olunduğundan, kristallarla hidrat məhsulları arasında tarazlıq dəyişir, bərk – maye sərhədində ekranlaşma zəifləyir və hidratasiya aktivləşir.

Mikroskopik analiz göstərdi ki, infuziv süxurların kontaktlarında zəif hidratlaşmış relikt klinker qırıntılarının miqdarı sement daşının ümumi kütləsində olduğu kimidir və onların yuxarı ölçüsü 80 mkm təşkil edir. Ancaq, reaksiya qabiliyyətli doldurucuların kontaktlarında relikt klinker qırıntılarının miqdarı daha aşağı və ölçüləri 60 mkm yuxarı olmur.

Göründüyü kimi, adgeziya proseslərinin sement daşının hidratasiyasına və mineraloji tərkibinə təsiri güclüdür. Adgeziya reaksiyalarının sement daşının fazalararası məsamələrindəki mayədə hidrogen ionlarının (pH) qatılıq səviyyəsinə təsiri araşdırılmışdır. Məsələnin vacibliyi ondan irəli gəlir ki, sement daşında hidrogen ionlarının qatılığı 11-dən aşağı olduqda, kalsium hidrosilikatlarının kristallik çərçivəsində struktur dəyişmələri baş verir və nəticədə sement daşında destruktiv təhlükə vəziyyəti yaranır.

Müəyyən edilmişdir ki, adgeziya reaksiyaları aktivləşdikcə sement daşında pH göstəricisi aşağı düşür. İntruziv süxurların kontaktlarında pH göstəricisi–12,50, effuzivlərin -12,40 və piroklastik süxurların sərhədlərində 11,90 təşkil etmişdir.

Göründüyü kimi, bütün hallarda hidrat kristallarının stabilliyi üçün təhlükəli vəziyyət yaranmır və bunun əsas səbəbi üçkalsiumlu silikatın hidrolizinin aktivləşməsi nəticəsində maye fazaya daha çox kalsium oksidinin ixrac olunması faktorudur.

Sement daşı ilə doldurucular arasında baş verən adgeziya proseslərinin kontakt zonalarda yapışma qüvvəsinə təsiri araşdırılmışdır. Bunun üçün sementdən hazırlanmış 8-formalı nümunələrin boğazcıqlarına tədqiq olunan süxurlardan hazırlanmış 1 sm qalınlıqlı hamar səthli lövhələr yerləşdirilmiş və 28 gün bərkimədən sonra mexaniki dartılma üsulu ilə sınaqdan keçirilmişdir. İntruziv süxurlardan ibarət nümunələrdə dartılma zamanı qopma bütün hallarda süxurların sement daşı ilə kontaktlarında baş vermişdir, yapışma qüvvəsi isə cəmi 0,5 MPa

təşkil etmişdir. Deməli, təmas səthlərində adgeziya prosesləri zəif olduqda mikrostruktur bağlantılarının möhkəmliyi də aşağı olur. Hətta süxurların olduqca yüksək möhkəmliyi adgeziya reaksiyalarının səviyyəsinə, kontakt bağlantılarının möhkəmliyinə təsiri olduqca zəifdir.

Buradan aydın olur ki, sement daşının və doldurucuların möhkəmliyindən asılı olmayaraq, kontakt zonalarda adgeziya prosesləri zəif getdikdə, yapışma qüvvəsi aşağı olur və betonun sıxılması zamanı dağılmalar istisnasız olaraq kontakt zonalardan keçməlidir.

Effuziv süxurların sement daşı ilə daha qabarıq keçən adgeziya prosesləri nəticəsində kontaktlarda yapışma qüvvəsi bütün hallarda intruziv süxurların yapışma qüvvəsindən üstün olur. Məsələn, bazaltın sement daşı ilə yapışma qüvvəsi 2,05 MPa olmuşdur.

Piroklastik süxurların kontakt ilişkiləri intruziv süxurlarından yüksəkdir, məsələn, trasslardan ibarət nümunələrdə sement daşı ilə yapışma qüvvəsi 1,11 MPa təşkil etmişdir. Alınmış nəticə adgeziya proseslərinin sement daşı-doldurucu sistemində mikrostruktur bağlantılarının formalaşmasında mühüm rolunun konkret göstəricisidir.

NƏTİCƏLƏR

Eksperimental tədqiqatlarla müəyyən edilmişdir ki, müxtəlif genetik tipli dağ süxurlarının sement daşı ilə təmas səthlərində dəyişkən səviyyəli fiziki-kimyəvi adgeziya prosesləri baş verir.

Kontakt zonalarda gedən ikitərəfli proseslər portlandsement minerallarının hidratasiya səviyyəsinə, törəmə kalsium hidrosilikatların yaranmasına, mikrostruktur bağlantılarının və ümumi strukturun formalaşmasına təsir göstərir.

Çoxcəhətli, mürəkkəb sement daşı–doldurucu sistemində baş verən fiziki-kimyəvi adgeziya prosesləri, mahiyyət etibarilə, dağ süxurlarının formalaşmasında olduğu kimi, termodinamik tarazlığa doğru istiqamətlənən təbii inkişaf prosesidir.

Eksperimental tədqiqatlar materialşünaslıq elminin fundamental prinsiplərindən olan, faza və struktur əmələgəlmə proseslərinin idarə olunması yolu ilə materialların keyfiyyət göstəcilərini yüksəldilməsi konsepsiyasına uyğun həyata keçirilmişdir.

Müxtəlif genetik tipli doldurucuların sement daşı ilə təmas səthlərində cərəyan edən adgeziya proseslərinə aid müəyyən edilmiş qanunauyğunluqların betonun bərkimə nəzəriyyəsində və beton texnologiyasında istifadə olunması elmi əsaslıdır.

ƏDƏBİYYAT

- 1.Фаталиев С.А. Реакционная способность горных пород и формирование свойств строительных материалов. Монография. Баку., 2000 г.
- 2.Фətəliyev S.A. Çay vadilərindən çıxarılan doldurucuların tərkibində betona ziyanlı minerallar haqqında. Tikintidə Təhlükəsizliyə Nəzarət Dövlət Agentliyinin elm komissiyasının tövsiyyəsi ilə çap olunub. Bakı., 2010.
- 3.Фətəliyev S.A. Bərkiyən betonun mikroquruluşuna, faza tərkibinə və möhkəmlik göstəricilərinə təbii və süni doldurucuların reaksiya qabiliyyətinin təsiri. S.Ə.Dadaşov adına ETLK İnşaat materialları institutunun 80 illiyinə həsr olunmuş elmi əsərlər toplusu. Bakı., 2010
- 4.Фətəliyev S.A. Betonun bərkimə nəzəriyyəsində sement daşı ilə müxtəlif genetik tipli doldurucular arasında cərəyan edən fiziki-kimyəvi adgeziya proseslərinin qiymətləndirilməsinə dair. Fövqəladə Hallar Nazirliyinin yaranmasının 10 illiyinə həsr olunmuş Beynəlxalq elmi-praktiki konfransın əsərləri. Bakı., 2015
- 5.Бутт Ю.М., Дидеров Г.Н., Матвеев М.А. Общая Технология силикатов. Стройиздат, М. 1967.
- 6.Виноградов Б.Н. Реакционная способность и вяжущие свойства целиотов и гидротермально измененных вулканических пород. Сборник докладов VII Объединенной сессии НИИ Закавказских республик по строительству. Баку,1971.
- 7.Тимашов В.В. Исследование процессов минералообразования и кристаллообразования при производстве и твердении цемента. Автореферат докторской диссертации. Москва, 1968.

УДК 624/154

**ФАКТОРЫ ВЛИЯЮЩИЕ НА ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКУЮ
НАДЕЖНОСТЬ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОЦЕССА***проф. Салахов А.М. Азербайджанский Архитектурно Строительный Университет***TİKİNTİ İSTEHSALATININ TƏŞKİLİNƏ - TEXNOLOJİ PROSESLƏRİN ETİBARLILIĞINA
TƏSİR EDƏN FAKTORLAR***prof. M.Ə.Salahov Azərbaycan Memarlıq və İnşaat Universiteti***TECHNOLOGY AND ORGANIZATION OF BUILDING PRODUCTION
THE RELIABILITY OF THE AFFECTING FACTORS TO THE TECHNOLOGY
AND ORGANIZATION OF BUILDING PRODUCTION***prof. Salahov M.A. Azerbaijan University of Architecture and Construction*

Аннотация: В статье рассматриваются серьезные изменения вопросов организационно-технологической надежности строительного производства не имеющие должного научного обоснования.

Ключевые слова: опыт различных стран, теории, управления, факторы информатики, надежность, вероятностны, решения процесса производства

Xülasə: Məqalədə inşaat istehsalatının idarə edilməsi nəzəriyyəsi və təcrübəsi məsələləri tədqiq edilib, onların xüsusiyyəti göstərilib, tikinti təşkilatlarının idarə edilməsi funksiyaları və təşkilati strukturları təfəsilatı ilə açıqlanıb və inşaatda informasiya sistemləri və texnologiyaları haqqında əsas məlumatlar göstərilib.

Açar sözlər: müxtəlif ölkələrin təcrübəsi, idarəetmə nəzəriyyəsi, fəaliyyət göstərmə, amillərin işləməsi, etibarlılıq amilləri, ehtimal edilən, müəssisələr, istehsalat prosesi.

Summary: This article examines issues of theory and practices of management of construction of production, shows its specificity, discloses management and organizational structure of construction companies in detail, provides basic information about information systems and technologies in construction.

Key words: the experience of different countries, management theory, to operate, reliability, estimated, enterprises in the production process

За последнее время в строительстве произошли серьезные количественные и качественные изменения, которые вместе с известными достижениями вызвали ряд трудностей в области управления и организации строительного производства, обусловленные повышением требований к качеству возводимых объектов, увеличением доли капитальных вложений на реконструкцию и техническое перевооружение, ликвидацией крупных организаций и изменением в связи с этим количества участников строительства, повышением требований к качественным характеристикам строящихся объектов, появлением различных форм собственности.

Опыт различных стран, развивающихся в рамках рыночной экономики, показывает, что в условиях конкуренции добиваются успеха и выживают те организации, которые берут на вооружение современные методы управления. В связи с этим внедрение в управленческую деятельность информационных систем и технологий, обеспечивающих полноту и своевременность информации, используемой при управлении процессами, возможность их моделирования, анализа и прогнозирования, имеет первостепенное значение.

В настоящее время, как правило, на всех уровнях управления в строительных организациях используются системы автоматизированной обработки данных.

Однако, возросшая потребность в своевременной, качественной, оперативной информации вызывает необходимость модернизации и создания информационных систем и технологий на новой технической и технологической основе.

На функционирование строительных организаций в современных рыночных условиях оказывает воздействие множество внешних и внутренних, случайных и неслучайных факторов, которые существенно влияют на результаты их деятельности. В связи с этим высоки степень и цена риска принятия вероятностных решений, что приводит к необходимости исследования и разработки методов обеспечения надежности строительства. Повышение надежности и обоснованности вариантов функционирования строительных организаций становится весьма актуальной научно-практической задачей.

Данная задача актуальна еще и потому, что строительство - это отрасль, определяющая обновление основных фондов других отраслей. Надежное функционирование строительства означает повышение надежности работы предприятий и организаций всей экономики страны.

Строительные организации представляют собой сложные управленческие системы, включающие технические, технологические, экономические, социальные подсистемы. Они характеризуются определенным уровнем надежности, который существенно снижается по мере их усложнения.

Строительное производство как динамическая система носит ярко выраженный вероятностный характер. Вероятностными являются не только факторы, влияющие на всю систему в целом, но и поведение каждого элемента этой системы, начиная с коллективов людей. Примерная классификация факторов, которые придают строительному производству вероятностный характер, приведена на рис.1.

Вероятностный характер строительного производства в определенной мере учитывается через усредненные величины нормативных документов. Однако это совершенно недостаточно для отражения значительного количества дестабилизирующих строительное производство факторов.

Проблема стабильности функционирования системы в условиях случайных возмущений характерна для всех технических и организационных систем и изучается теорией надежности.

Эта случайная величина представляет собой функцию случайных величин – продолжительностей отдельных видов работ, включенных в календарный график.

Продолжительность любой работы

$$t_{nl} = t_{nl}^1 - t_{nl}^0 \text{ для всех } n \text{ и } l$$

связана с ее объемом в денежном выражении, составом исполнителей и выработкой.

Пусть,

$r_{nl1}(t)$ – объем l -й работы n -го участка в денежном выражении;

$r_{nl2}(t)$ – трудоемкость l -й работы n -го участка, чел. -день.

Для оценки обеспечения надежности строительства проведен анализ факторов, определяющих надежность выполнения строительной организацией календарного плана в срок. В качестве основного показателя, интегрально характеризующего продолжительность строительства, выбрана выработка по отдельным видам строительных работ.



Рис. 1. Факторы, влияющие на надежность строительного производства

Выработка – показатель, который по своему смыслу объединяет множество организационно-технологических факторов надежности функционирования строительных организаций.

Зададим выработку как случайную величину $r_{nl3}(t)$ р./чел.-дн. для каждого вида работ n , l графика в виде построенного на основе статистики вариационного ряда значений выработки и соответствующих им частот. Тогда по соотношению

$$t_{nl} = \frac{r_{nl1}}{r_{nl2} \cdot r_{nl3}} \quad (1)$$

построим вариационные ряды значений продолжительности для каждого интервала графика, выразив через них эмпирическую плотность распределений продолжительности работ $f(t)$.

На рис. 2 представлен пример фрагмента календарного графика.

В общем случае календарный график представляет собой набор работ, часть которых выполняется параллельно, а часть – последовательно. В пределах каждого единичного временного интервала просматривается наличие и взаимное расположение работ и определяются интервалы продолжительностью δ , кратной одному дню, в которых при переходе к новому дню состав работ, а также значение показателей $r_{nl1}(t)$ и величины $r_{nl2}(t)$ не изменяются:

$$\delta_s, s = 1, 2, \dots, S,$$

где, S — количество временных интервалов.

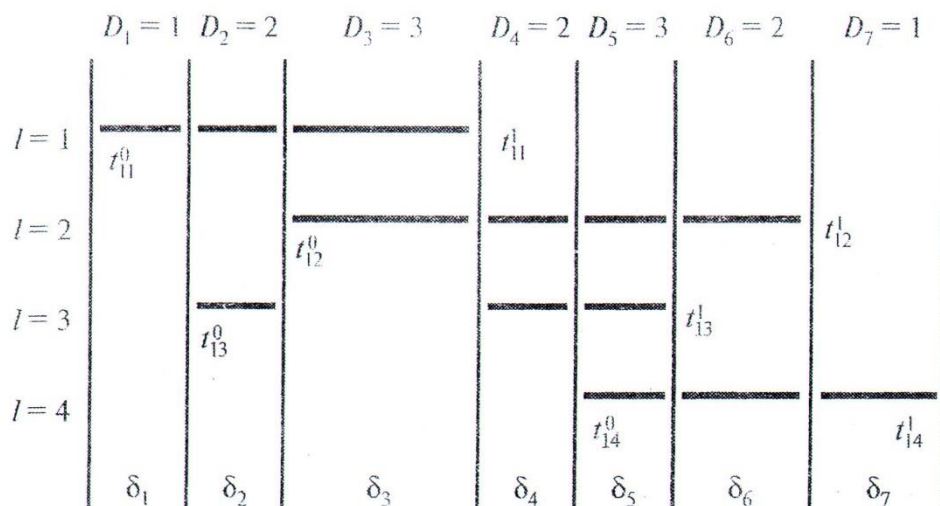


Рис. 2. Фрагмент календарного графика с разбивкой на отрезки с постоянным составом работ

На рис. 2 значение S равно 7. Однако, если учесть изменения значений $r_{nl1}(t)$ и $r_{nl2}(t)$, то количество δ_s – интервалов может быть большим в соответствии с возможными колебаниями показателей.

Алгоритм определения ОТН продолжительности строительства предусматривает последовательный просмотр всех 8 интервалов графика с пересчетом вероятностных характеристик и их продолжительности, позволяющих переходить от группы работ к одной и получать в итоге функцию распределения продолжительности календарного плана в целом, учитывающую взаимное влияние всех работ на всех участках.

Процедура вычисления функции распределения продолжительности строительства объекта проводится в два этапа. На первом из них получают единые функции распределения и плотность распределения для каждого интервала:

$$F_s(t), s = 1, 2, \dots, S;$$

$$f_s(t), s = 1, 2, \dots, S.$$

Таким образом, на первом этапе происходит переход от совокупности параллельно выполняемых операций к одной результирующей со своими вероятностными характеристиками.

На втором этапе в одну работу сворачивается календарный план, представляющий собой совокупность из 5 последовательно выполняемых операций. Суммарная продолжительность работ на объекте, таким образом, определяется по формуле

$$T = \sum_{s=1}^S \delta_s. \quad (2)$$

Так как все работы внутри произвольного δ_s -интервала выполняются параллельно, а их продолжительность является независимой случайной величиной, совместная функция распределения $F_s(t)$, согласно теореме о выборе максимального элемента из совокупности независимых случайных величин, представляет собой произведение функций распределения продолжительности отдельных работ интервала.

Пусть в s -й δ – интервал попало D_s работ, занумерованных индексами $d = 1, 2, \dots, D_s$. Необходимо перейти от эмпирических частот $f_{sd}(t)$, полученных из исходного вариационного ряда $r_{nl3}(t)$ в соответствии с формулой (1) к функциям распределения $F_{sd}(t)$.

Этот переход для всех членов ряда осуществляется по следующей формуле:

$$F_{sd}(t_m) = \sum_{i=1}^m f_{sd}(t_i), m = 1, 2, \dots, M_d, \quad (3)$$

или

$$\begin{cases} f_{sd}(t_1) = f_{sd}(t_1) \\ F_{sd}(t_m) = F_{sd}(t_{m-1}) + f_{sd}(t_m) \end{cases}, m = 2, 3, \dots, M_d,$$

где M_d – количество членов вариационного ряда, соответствующего значению S работе.

Операция (3) проводится для всех работ $d = 1, 2, \dots, D_s$, по всем δ_s – интервалам: $s = 1, 2, \dots, S$.

Тогда для итоговой функции распределения на S -и интервалах получаем

$$F_s(t) = \prod_{d=1}^{D_s} F_{sd}(t) \quad (4)$$

или для отдельного члена ряда

$$F_s(t_m) = \prod_{d=1}^{D_s} F_{sd}(t_m) \text{ по всем } m. \quad (5)$$

Следует отметить, что так как функции распределения заданы не в непрерывной, а в дискретной форме, значения аргументов могут совпадать не во всех точках. В этом случае для получения значения функции распределения в промежуточной точке можно воспользоваться формулой линейной интерполяции.

При этом необходим учет свойств функции распределения продолжительности:

$$\begin{cases} \lim_{t \rightarrow \infty} F(t) = 1; \\ \lim_{t \rightarrow 0} F(t) = 0 \end{cases}. \quad (6)$$

Таким образом, математическая модель реализует вариант с частично-линейными функциями, но, в принципе, возможна аппроксимация любой кривой.

Проведя вычисления по формулам (4), (5) с учетом (6) для всех δ_s – интервалов, получаем S функций распределения $F_s(t)$. Соответственно сокращается число работ в календарном графике до одной в каждом интервале. В результате получаем цепочку последовательно выполняемых работ, число которых равно S . Сумма продолжительности этих работ есть продолжительность всего графика возведения объекта – см. формулу (2).

Так как длительность приведенных работ являются независимыми случайными величинами, свертка плотности их распределения есть плотность распределения общей продолжительности T .

Нахождение закона распределения суммы случайных величин выполняется последовательно для пар величин: вначале для продолжительностей первой и второй приведенных работ из ряда, затем для полученного результата и третьей работы и т.д. до последней S -ой. Таким образом, сформированная математическая модель позволяет рассчитывать ОТН продолжительности строительства.

Решение подобных проблем возможно только при комплексном системном подходе. Развитие современной вычислительной техники, массовое внедрение персональных

компьютеров позволяют серьезно пересмотреть достоинства и недостатки не только традиционно автоматизируемых сетевых моделей.

Непосредственное приближение профессиональных компьютеров к пользователю высокой квалификации в области организационно-технологического проектирования, возможность обеспечения работы такого специалиста непосредственно с автоматизированной системой, минуя посредника-программиста, создают существенные предпосылки к устранению казавшихся ранее непреодолимыми проблем.

ВЫВОДЫ

Рассмотрены вопросы теории и практики управления строительным производством, показана его специфика, подробно раскрыты функции управления и организационные структуры строительных организаций, приведены основные сведения об информационных системах и технологии в строительстве.

Сегодня у нас предприятия слабо готовы к работе в новых условиях. Возможности государственного вмешательства в распределении материальных и финансовых ресурсов ограничены. Большинство предприятий самостоятельно должны изыскивать материальные и денежные ресурсы на рынках и решать сложные проблемы, которые стоят перед ними.

ИСПОЛЬЗУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Салахов М.А. Основные положения оптимизации организационных технологических зданий. Стат. Баку, 2011.
2. Салахов М.А. Оценка надежности и устойчивости каркасов многоэтажных зданий в процессе возведения. Межд. Конференция. Баку, 2012.
3. Канаев М.М., Салахов М.А. Информатика, программирование, численные методы. Учебное пособие для технических специальностей вузов. Москва, 2010.
4. Гранов В.С., Сафаров Г.Ш. Экономико–математическое моделирование в решении организационно-управленческих задач в строительстве. Москва, 2001.
5. Авиром Л. Надежность конструкции сводных зданий и сооружений. Ленинград, 1971.
6. Седых Ю.Н., Лазебник В.М. Организационно-технологическая надежность жилищного строительства. М., Стройиздат, 1989.