

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ЗУСИЛЬ У СКЛЕПІННЯХ

Яременко О. О.

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація. Методика розрахунку основана на ідеї розчленування склепіння на окремі арки одиначної ширини; вона рекомендується для оцінки зусиль у проєктованих і пошкоджених склепіннях. Наведена тут методика дозволяє досить просто визначати напружений стан підйомистих, зокрема, напівциркульних склепінь. У пологих склепіннях виникає розпір, що зазвичай сприймається підкріплюючою кільцевою балкою. Зусилля крайового ефекту стають значними; визначати їх необхідно з урахуванням фізичної нелінійності матеріалу. Методика не виявляє справжніх запасів міцності споруди. Досвід тривалого існування склепінних конструкцій, за проєктованих або перевічених розрахунком за близькими до пропонованої методиками свідчить про її обережність і надійність. Методика придатна також для оцінки міцності пошкоджених склепінь із заваленими кутами або вальмами.

Ключові слова: склепіння, циліндричне, зімкнуте, хрестове, арка, розрахунок.

Вступ

Пропонується методика розрахунку, основана на ідеї розчленування склепіння на окремі арки одиначної ширини; вона рекомендується для оцінки зусиль у запроектованих і пошкоджених склепіннях.

Аналіз публікацій

В сучасних інженерно-конструкторських курсах і довідкових посібниках методи розрахунку і конструювання класичних склепінь, виконаних з кладок матеріалів, як застарілих конструкцій, практично не розглядаються.

Мета і постановка завдання

Тонкі цегляні склепіння можуть служити основною несучою конструкцією перекриттів і покриттів. Найчастіше застосовуються циліндричний, зімкнутий і хрестовий.

При розрахунку циліндричного склепіння з нього зазвичай виділяють смугу одиначної ширини; таким чином звід мовби складається з арок, двохарнірної або безшарнірних, в залежності від характеру взаємодії склепіння з підтримуючими конструкціями.

Пропонована нижче методика розрахунку зімкнутого і хрестового склепінь також, ґрунтується на ідеї розчленування склепіння на окремі арки одиначної ширини. Використовуються результати досліджень зусиль і раціональних форм арок В.А. Кисельова [1].

Результати досліджень

При виборі обрисів осі арки необхідно прагнути, щоб вісь, за можливістю, збігалася

з кривою тиску. Такий обрис осі є раціональним, оскільки в арці виникають лише подовжні сили N . Згинальні моменти M і поперечні сили Q дорівнюють нулю. Збіг осі арки з кривою тиску може бути отриманий для тришарнірної арки. Для статично невизначеної арки повного збігу осі з кривою тиску досягти неможливо, так що виникнення згинальних моментів при будь-якому її контурі неминуче.

Для розглянутої на рис 1, а, тришарнірної симетричної арки з навантаженням

$$q(x) = q + \gamma y \quad (1)$$

рівняння раціональної осі має вигляд [1]

$$y = y_0 (ch kx - 1), \quad (2)$$

де $y_0 = q/\gamma$.

Крива, яка визначається цим рівнянням, називається «катеноїд». Вона за зображенням близька до кругової кривої. Параметр k кривої (2) можна знайти з рівняння

$$\frac{q}{\lambda} \left(ch \frac{kl}{2} - 1 \right) = f. \quad (3)$$

Розпір H , вертикальна опорна реакція V і подовжнє зусилля N визначаються за формулами

$$H = \frac{\gamma}{k^2}, \quad V = \frac{q}{k} sh \frac{kl}{2}, \quad N = H/\cos \alpha. \quad (4)$$

Розрахунок безшарнірної арки виконується методом сил, вибираючи основну систему з розрізом по осі симетрії, помістивши невідомі x_1, x_2, x_3 у пружний центр арки.

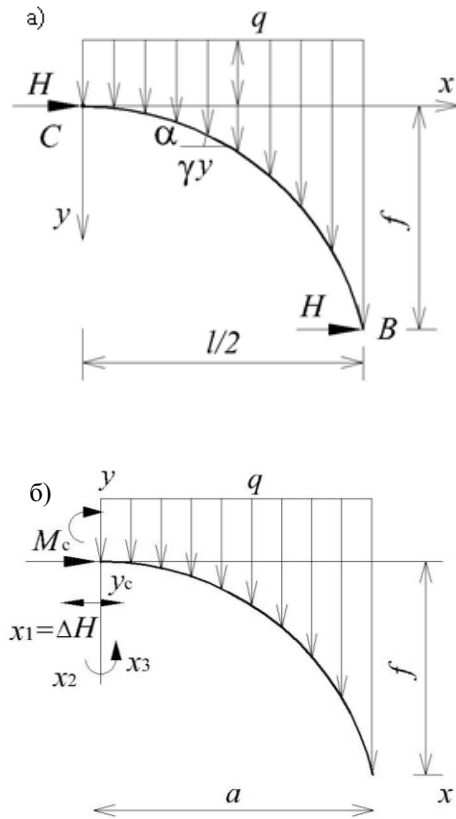


Рис. 1. Розрахункові схеми арок: а – тришарнірної; б – безшарнірних

Якщо врахувати у вантажному стані, крім навантаження, розпір H , що виникає в тришарнірній арці при раціональному контурі її осі, то $x_2 = x_3 = 0$. Для визначення приросту розпору $x_1 = \Delta H = \mu H$ залишиться таке канонічне рівняння [1]

$$\delta_{11}\Delta H + \Delta_{1p} = 0. \quad (5)$$

$$\text{де } \delta_{11} = 2 \int_0^{l/2} (y_c - y)^2 \frac{ds}{EJ}; \quad \Delta_{1p} = 2 \int_0^{l/2} H \frac{ds}{EF}.$$

Якщо площа перерізу і момент інерції арки збільшуються до п'ят арки за законом $F = F_0 / \cos \alpha$, $I = I_0 / \cos \alpha$ (F_0 і I_0 – площа перерізу в ключі), то

$$y_c = y_0 \frac{2}{kl} \left(sh \frac{kl}{2} - \frac{kl}{2} \right). \quad (6)$$

$$\mu = \frac{I_0 l / 2 F_0}{\frac{y_c^2 l}{2} - \frac{2 y_c y_0}{k} \left(sh \frac{kl}{2} - \frac{kl}{2} \right) + \frac{y_0^2}{2k} \left(sh \frac{kl}{2} ch \frac{kl}{2} + 3 \frac{kl}{2} - 4 sh \frac{kl}{2} \right)} \quad (7)$$

Розрахункові формули (4)–(7) є справедливими для арок, окреслених за катеноїдом [1]. Вони, однак, можуть бути застосовані і в тих випадках, коли вісь арки призначена за іншою кривою, ніж катеноїд, але все ж близькою до нього.

Розрахунок основних елементів зімкнутого склепіння покажемо на прикладі міжповерхового перекриття, розміром у плані 5х5 м [2] (рис. 2).

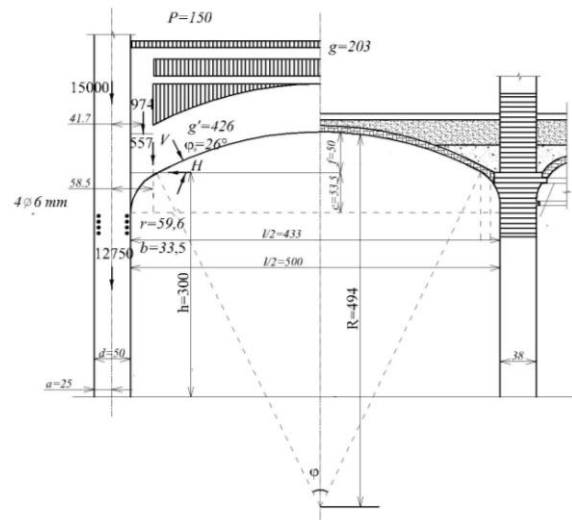


Рис. 2. Контур, розрахункова схема і конструкція зімкнутого склепіння

Для перекриттів, які повинні мати якомога меншу будівельну висоту, стріла підйому $f = 1,033$ м становить близько 1/5 прольоту $L = 5$ м перекриття в світлі. Товщина $\delta = 0,065$ м. Контур перекриття – за трицентровою Коробовою кривою, що замінює еліпс. Основне навантаження – це власна вага склепіння $g = 2,03$ кН / м², а також вага баласту в пазухах, $g_1 = 4,26$ кН / м², що збільшується від шелига до п'ят склепіння. Тимчасове корисне навантаження становить $p = 1,50$ кН/м².

Стосовно до арки, показаної на рис. 2 $y = g' = 4,62$ кН/м² для смуги шириною 1 м $q = 1 (1,50 + 2,30) = 3,53$ кН/м, $y_0 = q/\gamma = 3,53 / 4,62 = 0,764$ м.

Виділимо для розрахунку діагональну арку прольотом $L_d = 7,156$ м, зі стрілою підйому $f = 1,065$ м. Параметр осі у вигляді катеноїд $k = 0,4244$. Згідно формул (4) $H = 25,65$ кН, $V = 18,08$ кН. Поздовжня сила N – стискальна і

плавно змінюється від 25,65 кН у ключі до 20,97 в п'яті. Переріз діагональної арки змінює форму від прямокутної в шелизі склепіння, до рівнобокого куточка в п'яті. Площа і момент інерції перерізу збільшуються до п'ят, що дозволяє скористатися формулами (6), (7) вус = 0,33 м, $\mu = 0,007$, $\Delta H = 0,18$ кН, повний розпір $H = 25,65 - 0,18 = 25,47$ кН. Приріст розпору в безшарнірній арці, окресленій за катеноїдом, становить лише 0,7 % розпору в тришарнірній арці. У підйомістих арках, при $f/l > 0,4$ приріст розпору більш значущий.

Для довільного перерізу арки еліптичного обрису, заданого ординатою x (рис. 2, б)

$$N = H \cos \alpha + (qx + \gamma F)$$

$$M = M_c + H(f - y) - q \frac{x^2}{2} - \gamma F \eta_1. \quad (8)$$

де
$$F = x(f - y) - \left(af \arccos \frac{y}{f} - xy \right), \quad (9)$$

$$\eta_1 = 0,776x.$$

Для визначення розпору H і згинального моменту M_c в ключі арки, скористаємося даними табл. 8.2.19 довідника [3]. Для $f/l = 0,2$: при дії власної ваги $\gamma H = 1,3Q$, $M_c = 0,0157Ql$, де вага піварки $Q = \gamma af(1 - 0,25\pi) = 3,79$ кН, при дії рівномірного навантаження $q = \text{const}$ $H = 0,728ql$, $M_c = 0,0091ql^2$, $ql = 25,27$ кН/м. Повні зусилля $H = 1,3 \times 3,79 + 0,728 \times 25,27 = 23,32$ кН.

$$M_c = 0,0157 \times 3,79 \times 7,16 + 0,0091 \times 25,27 \times 7,16 = 2,07 \text{ кН}.$$

Побудовані для правої половини арки за формулами (8) епюри зусиль наведені на рис. 3.

На цьому рисунку внизу наведені також величини поздовжніх зусиль в арці, описаній катеноїдом. Відзначимо, що епюра згинальних моментів відповідає характеру тріщиноутворення у стародавніх кам'яних склепіннях. Мається на увазі, що спостерігається розкриття тріщин на нижній поверхні склепіння в області замка і на верхній поверхні у приопорній зоні. Вимоги норм за міцністю склепіння виконуються.

Розрахунок зусиль у діагональній безшарнірній арці, виділеній з хрестового склепіння, нічим не відрізняється від розрахунку зусиль в аналогічній арці зімкнутого склепіння. Відмінність виникає при перевірці міцності перерізів арки, орієнтація куточків яких вниз, а не вгору.

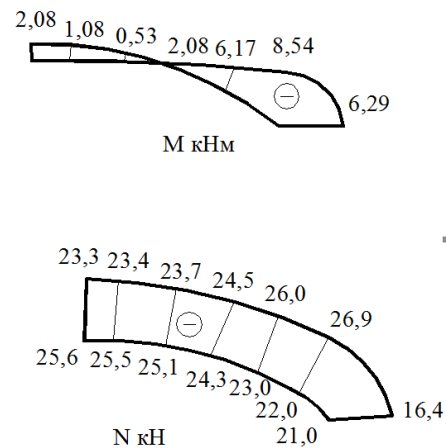


Рис. 3. Епюри зусиль у діагональній арці

Оскільки просторова жорсткість хрестового склепіння нижче жорсткості зімкнутого склепіння, то необхідно виконувати також розрахунок щекової арки, виділеної з лотка хрестового склепіння. Якщо обрис лотка виконано по круговій кривій, то можна скористатися наведеною вище, вельми простою, методикою розрахунку арок з окресленням осі кривої у вигляді катеноїда. Для визначення зусиль у відновлюваних і споруджуваних склепіннях з кладок матеріалів природною спробою застосування сучасних методів розрахунку оболонки [4, 5]. Виконаємо розрахунок тонкого цегляного зімкнутого склепіння на плані у вигляді правильного восьмикутника. Таке склепіння рекомендоване у книзі [6] для покриття центрального нефа храму з прольотом у світлі, рівним 7 м. Замінімо зімкнуте склепіння описаним сферичним куполом (рис. 4).

Геометрія купола: проліт $l = 7,12$ м, стріла підйому $f = 2,9$ м, товщина $h = 0,12$ (половина цегли). Радіус сфери

$$R = \frac{1}{3} \left(\frac{l/2}{f} + f \right) = 3,635 \text{ м},$$

$$\text{tg} \varphi_k = \frac{x}{\sqrt{R^2 - x^2}} = 4,85.$$

Кут розчину купола $\varphi_k = 78,34^\circ$, $\sin \varphi_k = 0,98$, $\cos \varphi_k = 0,202$. Конструкція покриття така [6], що навантаження на купол складена лише його власною вагою: вага одиниці цегляної кладки оболонки $0,12 \times 17 = 2,04$ кН / м² + вага мастила розчином $0,01 \times 17 = 0,17$ кН / м², $g = 2,21$ кН / м².

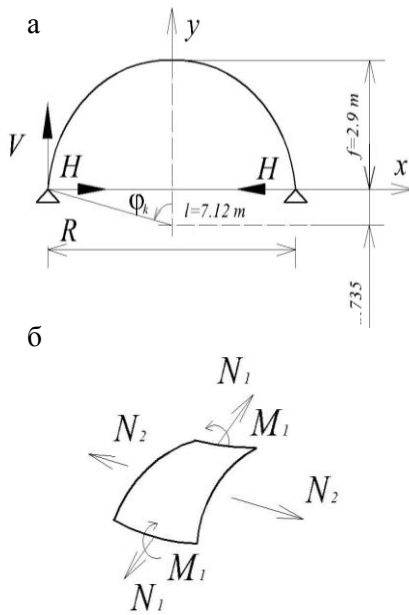


Рис. 4. Купол: а – геометрія перерізу; б – схема зусиль

Поздовжні зусилля безмоментного напруженого стану визначаються за формулами [5]:

$$N_1 = -\frac{gR}{1 + \cos \varphi}, N_2 = -gR \cos \varphi - N_1. \quad (10)$$

де N_1 – меридіональне зусилля в куполі на одиницю довжини кільцевого перерізу; N_2 – кільцеве зусилля в куполі на одиницю довжини меридіана.

У вершині купола, при $\varphi = 0$ $N_1 = N_2 = -gR / 2 = -4,02$ кН/м. На краї купола, при $\varphi = \varphi_k$, $N_1 = -6,68$ кН/м, $N_2 = 5,06$ кН/м. Зауважимо, що зусилля N_1 – стискає, а зусилля N_2 – стискаюче у вершині і розтягне – на краї.

Вертикальна опорна реакція $V = N_{1k} \sin \varphi_k = 6,54$ кН/м;

розпір $H = N_{1k} \cos \varphi_k = 1,35$ кН/м;

вага купола $Q = 2\pi g R^2 (1 - \cos \varphi_k) = 146,3$ кН.

Найбільший меридіональний згинальний момент виникає на краї купола (в місці закладення купола в опорне кільце) [4]:

$$M_1 = -N_{2k} \frac{R}{2k^2}. \quad (11)$$

де $k = \sqrt{3(1 - \mu^2)} \cdot \sqrt{\frac{R}{h}} \approx 1,3 \sqrt{\frac{R}{h}} = 1,3 \sqrt{\frac{3,635}{0,12}} = 7,15$,

$$M_1 = -5,06 \frac{3,635}{2 \cdot 7,15^2} = -0,18 \text{ кН.}$$

Зусилля крайового ефекту: згинального моменту M_1 і складові поздовжніх зусиль в розглянутому прикладі невеликі; зважаючи на малу величини останніх, прийнято, що $N_{1m} = N_{2m} = 0$.

Пояснюється це підйомністю купола; $\varphi_k = 78,34^\circ$, що близько до 90° . Якщо дотична до поверхні купола в опорному перерізі вертикальна, то розпір H , який передавався б на підтримуючі конструкції, немає. Зате у припорній зоні є кільцеві розтягувальні зусилля, і до того ж значні, яких у плоскій розрахунковій схемі виявити не можна.

Виконаємо перевірку міцності опорних перерізів купола з цегляної кладки: цегла марки «75», розчин марки «25». Розрахункова межа міцності кладки: при стисканні $R_c = 2,14$ МПа; при розтягуванні $R_t = 0,05$ МПа.

Меридіональний переріз розтягнуто; кільцеві напруження розтягу на краї купола при кладці з цегли:

$$\sigma_2 = \frac{N_{2k}}{0,25} = \frac{5,06}{0,25} = 20,25 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 0,02024 < 0,05 \text{ МПа.}$$

Кільцевий переріз внецентренно стисло. Умова міцності:

$$N_{1k} \leq m \varphi R_c A_c. \quad (12)$$

де $m = 1$, коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0,38$. Площа стислої частини перерізу $A_c = A(1 - 2e_0 / h)$; ексцентриситет розрахункової сили

$$e_0 = \frac{M_1}{N_{1k}} = \frac{0,18}{6,68} = 0,027 \text{ м.}$$

$$A = 1 \cdot 0,12 = 0,12 \text{ м.}$$

$$A_c = 0,12(1 - \frac{2 \cdot 0,027}{0,12}) = 0,066 \text{ м}^2.$$

Умова міцності (12)

$6,68 < 1 \cdot 0,38 \cdot 2140 \cdot 0,066 = 53,7$ виконується зі значним запасом.

Для сприйняття розпору H запроєктований залізобетонний пояс перерізом $0,51 \times 0,12$ м. $A_n = 0,612$ м². Бетон класу В20 з розрахунковим опором розтягуванню $R_{bt} = 0,9$ МПа. Арматура класу А-III з $R_s = 355$ МПа. Розпір $H = 1,35$ кН/м викликає розтяжне зусилля в поясі $N_n = H \cdot l / 2 = 1,35 \cdot 3,56 = 4,81$ кН

Нормальна напруга

$$\sigma_{II} = \frac{N_{II}}{A_{II}} = \frac{4,81}{0,612} = 78,5 \text{ кН/м}^2 = 0,0785 < R_{bt}.$$

Арматура прийнята конструктивно $4\varnothing 10$.

Наведений тут аналіз напруженого стану купола підтверджує надійність рекомендованих у [9] проектних рішень.

Певне уявлення про похибки, пов'язані з переходом від зімкнутого склепіння з числом сторін n до розрахункової схемою купола дає зіставлення ваги Q з вагою склепіння Q_c .

$$Q_c = 2gnR^2(1 - \cos \varphi_k) \cdot \operatorname{tg} \frac{\pi}{n}.$$

n	4	8	12
Q_c / Q	1,274	1,055	1,013

Для розрахунку підкріпленого ребрами зімкнутого склепіння зручно скористатися модифікованою нами методикою, розробленою в [7].

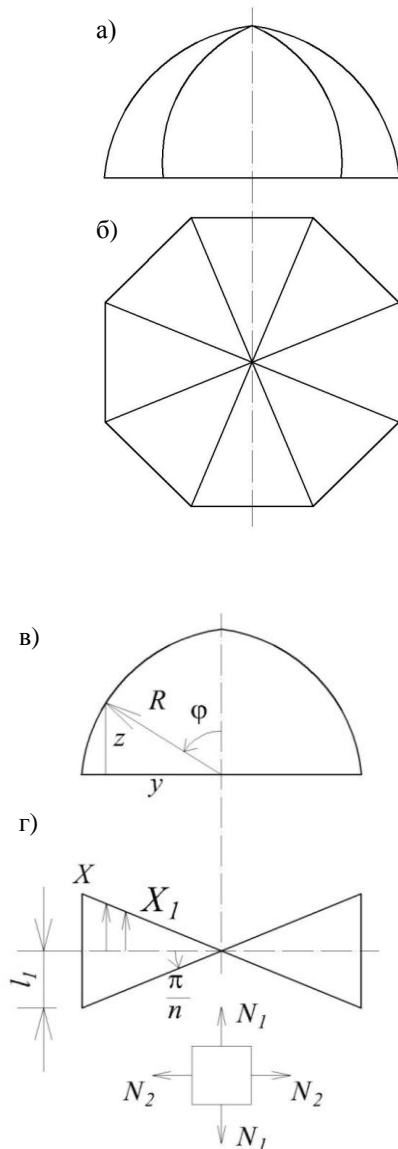


Рис. 5. Зімкнуте склепіння: а – фасад; б – план; в – розріз; г – схема зусиль

На рис. 5 представлено восьмикутне зімкнуте склепіння ($n = 8$), складене з чотирьох напівциркульних циліндричних оболонок – вальм. Склепіння має вісім гуртів – підсилень у місці перерізу оболонок. Якщо гуртами служать ребра, утворені перетином вальм, то при дії симетричного навантаження гурти (потовщення в місці перерізу вальм) вільні від вигину. У зводі виникають лише меридіональні N_1 і кільцеві N_2 поздовжні сили.

У разі навантаження зімкнутого склепіння власною вагою g , кН/м^2 , розрахункові формули для визначення зусиль такі [5], [8]:

$$N_1 = -\frac{gR}{1 + \cos \varphi}, \quad (13)$$

$$N_2 = gR \left[\operatorname{tg}^2 \frac{\pi}{n} \left(\frac{1}{\cos \varphi + 1} - 6 \sin^2 \varphi \cos \varphi \right) + \frac{1}{\cos \varphi + 1} - \cos \varphi \right]. \quad (14)$$

Розтягувальна поздовжня сила в опорному кільці при $\varphi = \varphi_k = \pi / 2$

$$N_{II} = g l_1^2; \quad l_1 = R \operatorname{tg} \frac{\pi}{n}. \quad (15)$$

Гурти можуть бути виконані у вигляді підкріплювальних ребер, осі яких розташовані нижче осі склепіння. Якщо припустити, що вага ребра збільшується від ключа до п'яти за законом $G_b = g_b R \varphi$, то додаткове розтяжне зусилля в опорному кільці від ваги ребер

$$N_{IIb} = g_b R \varphi_k \operatorname{ctg} \varphi_k / \sin^2 \frac{\pi}{n}. \quad (16)$$

де g_b , кН/м – вага одиниці довжини ребра; φ_k – кут, вимірюваний в радіанах.

Визначимо зусилля в розглянутому вище восьмикутному склепінні. Геометричні розміри і навантаження ті ж, що і в куполі. Ребра перерізом $0,1 \times 0,1$ м з важкого бетону $g_b = 1 \times 0,1 \times 0,1 \times 25 = 0,25 \text{ кН/м}$. Зусилля у вальма-меридіональне N_1 : біля вершини – 4,02 кН/м , в п'яті – 6,68 кН/м . Кільцевий N_2 , згідно (14): у вершині – 3,33 кН/м ; в п'яті + 4,61 кН/м , що менше, ніж в куполі.

Розтяжне зусилля в опорному кільці, згідно (15), $N_{II} = 4,98 \text{ кН}$. Додаткове зусилля в опорному кільці від ваги ребер, згідно (16), $N_{IIb} = 1,28 \text{ кН}$. Повне зусилля $N_{II} + N_{IIb} = 6,25 \text{ кН}$. На це зусилля повинно бути запроєктовано опорне кільце.

Якщо з якихось причин, наприклад в результаті часткового руйнування, вальми не здатні сприйняти зусилля N_1 і N_2 , міцність склепіння може бути забезпечена ребрами, спільно з опорним кільцем. Для цього випадку розрахунок ребер виконаємо як тришарнірної кругової арки прольотом $l = 7,12$ м, стрілою підйому $f = 2,9$ м з вертикальним навантаженням, що змінюється за законом

$$q = gR \sin \varphi \cos \varphi = \frac{gR}{2} \sin \varphi.$$

Рівнодіюча навантаження на арку від вальм

$$z = 2 \int_0^{\varphi_k} \frac{gR}{2} \sin 2\varphi d\varphi = \frac{gR}{2} (1 - \cos 2\varphi_k).$$

Інтенсивність еквівалентного рівномірно розподіленого навантаження

$$g_1 = g \frac{R}{2l} (1 - \cos 2\varphi_k) + g_b = 1,08 + 0,25 = 1,33 \text{ кН / м.}$$

розпір $H = \frac{q_1 l^2}{8f} = 2,91$ кН.

Певні за відомими формулами

$$M = M^0 - Hy,$$

$$N = -(Q^0 \sin \varphi + H \cos \varphi).$$

згинальні моменти M і поздовжні зусилля N побудовані на рис. 6.

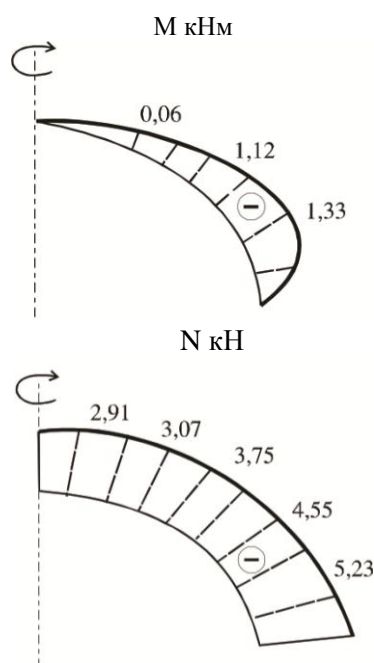


Рис. 6. Епюри зусиль у ребрі склепіння

Наведена тут методика дозволяє досить просто визначати напружений стан підйомістих, зокрема, напівциркульних склепінь. У пологих склепіннях виникає розпір, що зазвичай сприймається підкріплювальною кільцевою балкою. Зусилля крайового ефекту стають значними; визначати їх необхідно з урахуванням фізичної нелінійності матеріалу.

Висновки

Методика, основана на виділенні з просторової конструкції склепіння плоских елементів, не виявляє справжніх запасів міцності споруди. Досвід тривалого існування склепінних конструкцій, запроєктованих або перевірених розрахунком за близькими до пропонованої методиками [2], [9], свідчить про її обережність і надійність. Методика придатна також для оцінки міцності пошкоджених склепінь із заваленими кутами або вальмами.

Література

1. Киселев В.А. Рациональные формы арок и подвесных систем. – М.: Госстройиздат, 1953. – 355 с.
2. Шеренцис А.А. Тонкие кирпичные своды. – М.: Издательство всесоюзной академии архитектуры, 1945. – 78 с.
3. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический, под ред. Уманского А.А., - М: Госстройиздат. 1960. – 1039 с.
4. Липницкий М.Е. Купола (расчет и проектирование). – Л.: Стройиздат, 1990. – 232 с.
5. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций, покрытий и перекрытий. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1979. – 421 с.
6. Шевчук Г. Будівельні конструкції церков. – Львів: ДУ Львівська політехніка, 1998. – 95 с.
7. Штаерман И.Я. Расчет купола как арки на упругом основании // Проект и стандарт. 1933, № 9. С. 21–25.
8. Филин А.П. Элементы теории оболочек. – Л.: Стройиздат, 1987. – 384 с.
9. Бессонов Г.Б. Исследование деформации, расчет несущей способности и конструктивное укрепление древних распорных систем (методические рекомендации). – М.: Росреставрация, 1989. – 164 с.

References

1. Kiselev V.A. Rational forms of arches and suspension systems. - M.: Gosstroyizdat, 1953. - 355 s.
2. Sherentsis A.A. Thin brick vaults. - M.: Publishing house of the All-Union Academy of Architecture, 1945. - 78 p.
3. Directory of the designer of industrial, residential and public buildings and structures. Calculation -

- theoretical, edited by A. Umansky, - M.: Gosstroyizdat. 1960. - 1039 p.
4. Lipnitsky M.E. Domes (calculation and design). - L.: Stroyizdat, 1990. - 232 s.
 5. Guidelines for the design of reinforced concrete spatial structures, roofs and floors. NIIZhB. - M.: Stroyizdat, 1979. - 421s.
 6. Shevchuk G. Budyvelny church constructions. - Lviv: DU Lvivska politechnika, 1998. - 95p.
 7. Shtaerman I.Ya. Calculation of the dome as an arch on an elastic base. // Project and standard. 1933, no. 9, p. 21 - 25.
 8. Filin A.P. Elements of the theory of shells. - L.: Stroyizdat, 1987 - 384 p.
 9. Bessonov G.B. Study of deformation, calculation of bearing capacity and structural strengthening of ancient spacer systems (guidelines). -M.: Rosrestavratsiya, 1989. -164 s.

Яременко Олена Олександрівна¹, к.т.н., доц. каф. будівельної механіки,

olenaiaremenko@ogasa.org.ua,

тел. +38 067-489-34-44,

¹Одеська державна академія будівництва та архітектури,

65029, Україна, м. Одеса, вул. Дідріхсона, 4.

Calculation methodology and determination of efforts in vault

Abstract. Problem. In this article we offer the methodology of calculation, based on the idea of dismemberment of vault on the separate arches of single width. It is recommended for the estimation of efforts in the designed and damaged vaults. Also offered a methods of calculation effort in serried vaults. As spatial inflexibility of cross vault below than inflexibility of serried vault, then it is necessary to execute the calculation of the cheek arch abstracted from the tray of cross vault also. If the outline of tray is executed on a circular curve, then it is possible to take methodology of calculation of arches with the outline

of axis a curve as catenoid. **Goal.** The proposed methodology for calculating closed and cross vaults is also based on the idea of dividing the arch into separate arches of unit width. The results of studies of efforts and rational forms of arches of V.A. Kiselev [1]. **Methodology.** Calculation based on the idea of dismemberment of vault on the separate arches of single width. Recommended for the estimation of efforts in the designed and damaged vaults. A method over of calculation of dome is brought for determination of effort in serried vaults. **Results.** At the choice of outline of axis of arch it is necessary aspires to that an axis, on possibility, coincided with the curve of pressure. Such outline of axis is rational, as there are only central forces of N in an arch. Flexion moments M and transversal forces of Q are equal to the zero. The coincidence of axis of arch with the curve of pressure can be got for the three-hinged arch. For the statically undetermined arch of complete coincidence of axis with the curve of pressure attaining is impossible, so that the origin of flexion moments at any her outline is inevitable. **Originality.** The technique based on the separation of flat elements from the spatial structure does not show the reserves of strength of the structure. Experience of long-term operation of vaulted structures designed or verified by calculation using similar methods [2], [9] shows caution and reliability. **Practical value.** The technique is also suitable for assessing the strength of damaged vaults with collapsed corners or walms.

Key words: vault, cylindrical, closed, cross, arch, calculation.

Yaremenko Olena¹, docent, Department of structural mechanics, tel. + 38-067-489-334-44

olenaiaremenko@ogasa.org.ua

¹Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odesa, st. Didrihsona, 4.