



Получена: 11.03.2019

Приета: 19.03.2019

РЕБЕРЕСТО-ПРЪСТЕНОВИДНИ СТОМАНЕНИ КУПОЛИ НА КРЪГЛА ОСНОВА. КАК ДА ГИ ПРОЕКТИРАМЕ

Л. Здравков¹

Keywords: *steel dome roof, radial girder, circular element, mounting condition, loss of stability, General method*

АБСТРАКТ

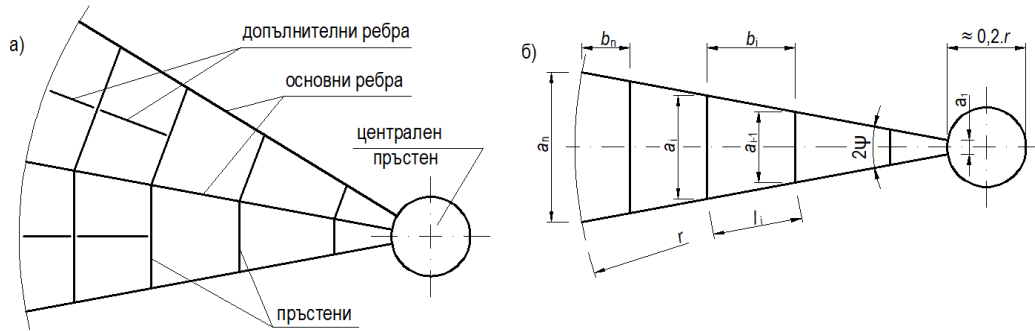
Куполите на кръгла основа имат широко поле за приложение – силози, резервоари, складове за отпадъци, спортни и изложбени зали. Те са леки, красиви и могат да премостват големи отвори, осигуряващи свободно пространство без вътрешни колони. Стоманените куполи се прилагат успешно при отвори с диаметър $D \leq 50,0$ m. Използването на готови горешовалцовани профили ги прави лесни за изработване и за монтаж.

Значима част от куполите се използват за покритие на стоманени резервоари за съхранение на нефтопродукти. С нарастване на вместимостта им, нараства и диаметърът на премостваното от куполите разстояние. Това води, от една страна, до по-големи усилия в конструктивните елементи, а от друга – до ефекти, които са пренебрежими при по-малките резервоари. В резултат се налага все по-прецизно отчитане на товарите и на реалното поведение на носещата конструкция. За съжаление, във водещите стандарти за проектиране на стоманени резервоари API Std. 650, БДС EN 14015:2005, БДС EN 1993-4-2:2007, няма указания как да се проектират ребресто-пръстеновидни стоманени куполи. В настоящата статия авторът, базирайки се на своя опит и изследвания по темата, дава базовите изисквания, които следва да бъдат удовлетворени при проектирането на тези пространствени съоръжения.

¹ Любомир А. Здравков, доц. д-р инж., УАСГ, София 1046, бул. „Христо Смирненски“ №1, корпус «Б», ет. 7, каб. 733, e-mail: zdravkov_fce@uacg.bg

1. Оразмеряване на стоманената конструкция на покрива

Традиционно, конструкцията на куполите на кръгла основа се състои от радиални греди, пръстеновидни елементи и покривна обшивка, виж фиг.1.



Фиг. 1. Ребрен скелет на самоносещ купол

а) основни елементи

б) изчислителна схема

Тези елементи трябва да са устойчиви, с достатъчна носеща способност по време на монтажа и експлоатация. За съжаление, във водещите стандарти за проектиране на стоманени резервоари API Std. 650 [11], БДС EN 14015:2005 [6], БДС EN 1993-4-2:2007 [5], няма указания как да се проектират ребресто-пръстеновидни стоманени куполи

1.1 Оразмеряване за монтажнo състояние

Елементите на покривната конструкция на първо място трябва да бъдат оразмерени за монтажнo състояние. В момента, най – разпространените методи за монтаж са следните:

- с използване на временна централна стойка - в този случай единият край на основното ребро е опряно на горния ръб на корпуса, а другия край – на временна централна стойка, виж фиг. 2а;
- чрез изплуване на покрива - резервоарът постепенно се пълни с вода и самоносещият купол плува върху нея като сал, виж фиг. 2б;
- чрез сглобяване на земята - покривът се сглобява върху временни опори и след това с помощта на кран се вдига и се монтира като едно цяло, виж фиг. 2в.

Независимо кой от изброените по-горе начини на монтаж е избран, винаги има състояние, при което радиалното покривно ребро е стъпило само на две опори. В това положение по него се движат хора, които извършват съответните монтажни дейности. При това състояние изчислителната схема е проста греда с отвор, равен на разстоянието между горния опорен пръстен (ГОП) и централния пръстен на покрива, виж фиг. 3. В резултат от приложените монтажни товари и условията на подпиране, в реброто възникват усилия, които често превишават тези от експлоатационно състояние.

Ординатите на товара над опорите, виж фиг. 3, се определят по формулите:

$$P_1 = (\gamma_{G, \text{sup}} \cdot g + \gamma_Q \cdot q_{\text{ca,k}}) \cdot a_1 \quad (1)$$

$$p_2 = (\gamma_{G,\text{sup}} \cdot g + \gamma_Q \cdot q_{\text{ca,k}}) \cdot a_n, \quad (2)$$

където $\gamma_{G,\text{sup}} = 1,35$ е коефициент за натоварване от собствено тегло покривна конструкция и обшивка, когато този товар действа неблагоприятно, съгласно БДС EN 1990:2003 [1];

g - характеристичната стойност за натоварване от собственото тегло на покривната конструкция и обшивка;

$\gamma_Q = 1,5$ - коефициент за натоварване от подвижни товари по покрива на резервоара;

$q_{\text{ca,k}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$ е стойността за натоварването от монтажници и оборудване по покрива на резервоара по време на неговото монтиране, съгласно стандарт БДС EN 1991-1-6:2005 [3]

a_1 – разстоянието между радиалните греди в мястото на „стъпване“ върху централния пръстен на покрива, виж фиг. 1б;

a_n – разстоянието между радиалните греди в мястото на „стъпване“ върху корпуса.



а) с използване на временна стойка

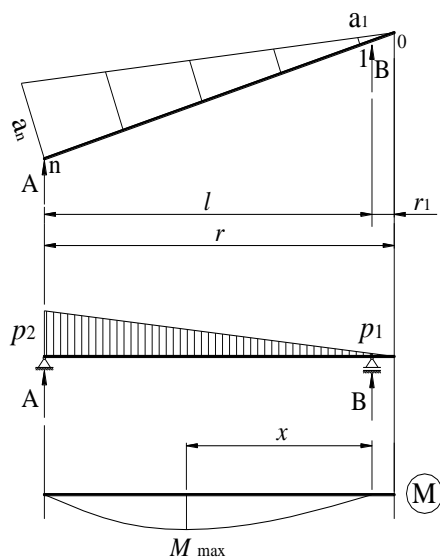


б) с изплуване на покрива



в) чрез сглобяване на земята и повдигане като едно цяло

Фиг. 2. Монтаж на самоносещи покриви



Фиг. 3. Статическа схема и натоварване в монтажно състояние

Практическият опит на автора показва, че по покривите на резервоарите не се наблюдава голямо струпване на хора и оборудване. Както по време на изпълнение, така и по време на експлоатация. Според него стойностите на равномерно разпределения подвижен товар $q_{ca,k}$ от монтажници по покрива следва да се умножават с редукиционния коефициент α_A :

$$\alpha_A = \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \quad (3)$$

където $A_0 = 10 \text{ m}^2$;

A - площта, от която подвижния товар се предава върху разглеждания елемент от покривната конструкция.

За да не се получават много ниски стойности на натоварването от монтажници, е необходимо да се спазва следното ограничение:

$$\alpha_A \cdot q_{ca,k} \geq 0,35 \text{ kN/m}^2 \quad (4)$$

Максималният огъващ момент $M_{y,max}$ в реброто се получава на разстояние x от дясната опора. Според Венков [7] стойността му се определя по формулата:

$$M_{y,max} = \frac{x \cdot l}{6} (p_2 + 2 \cdot p_1) - \frac{x^2}{2} \cdot p_1 - \frac{x^3}{6 \cdot l} (p_2 - p_1) \quad (5)$$

където $l = r - r_1$ - подпорното разстояние на радиалната греда в състояние на монтаж, виж фиг. 3;

r - радиусът на цилиндричния корпус на резервоара;

r_1 - радиусът на централния пръстен на покрива;

$$x = \frac{l}{p_2 - p_1} \left[\sqrt{p_1^2 + \frac{(p_2 - p_1)(p_2 + 2 \cdot p_1)}{3}} - p_1 \right] \quad (6)$$

При покривна обшивка, която по време на монтажа е заварена върху носещата конструкция, елементите на конструкцията се проверяват само якостно.

- по нормални напрежения, породени от огъващ момент:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0, \quad (7)$$

където $M_{y,Ed} = M_{y,max}$ е изчислителната стойност на огъващия момент спрямо ос “у-у” в радиалната греда;

$M_{y,Rd}$ - носещата способност на стоманения профил на огъващ момент спрямо ос “у-у”, определена съгласно стандарт БДС EN 1993-1-1:2005 [4].

- по тангенциални напрежения

Проверката на стоманеното сечение клас 1 или клас 2, за носеща способност на срязване се определя чрез израза:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1, \quad (8)$$

където V_{Ed} е изчислителното срязващо усилие в елемента;

$V_{pl,Rd}$ – изчислителната носимоспособност на срязване в пластичен стадий, якостно, виж стандарт БДС EN 1993-1-1:2005 [4].

При покривна обшивка, която по време на монтажа е заварена под носещата конструкция, т.е. към опънатия пояс на сечението, или при пълна липса на такава обшивка, елементите на конструкцията се проверяват якостно и за обща загуба на устойчивост при огъване:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1, \quad (9)$$

където $M_{b,Rd}$ е изчислителната носимоспособност при измятане, определена съгласно БДС EN 1993-1-1:2005.

При проверката на елементите за обща загуба на устойчивост в монтажното състояние, изчислителните дължини l_{LT} на радиалните греди са равни на разстоянието l_i между възлите, съединяващи радиалните ребра с пръстеновидните елементи, виж фиг. 1.

1.2 Оразмеряване за състояние на експлоатация

В етап на експлоатация, завършените ребресто-пръстеновидните куполи са многократно статически неопределими пространствени системи. Разрезните усилия в тях много трудно могат да бъдат определени чрез решение на ръка. Точното изчисляване на

елементите на носещата конструкция на купола се извършва чрез използване на подходящ софтуер, с отчитане коравината на елементите и податливостта на връзките.

1.2.1 Ръчно (аналитично) решение

Предварително определяне на сеченията на елементите на ребресто-пръстеновиден купол може да се извърши на базата на изчислителен модел, предложен от Соколов [10]. В този модел връзката между прътовите елементи е ставна, а натоварването - симетрично спрямо вертикалната ос на купола.

Най-голямото осово усилие S_i (натиск при q_1 и опън при q_2) в i -ти възел на ребрата на купола се получава при пълно изчислително натоварване по цялата повърхността над i -тия възел. Усилието в реброто се изчислява по формулата:

$$S_i = \frac{A_i \cdot q}{n \cdot \sin \alpha_i}, \quad (10)$$

където A_i е лицето на кръга, ограничен от i -тия пръстен;

q – товар от изчислителна комбинация q_1 или q_2 ;

n – броят на основните радиални греди в купола;

α_i – ъгълът между допирателната към реброто в i -тия възел и хоризонталната равнина.

$$q_1 = \max \begin{cases} \gamma_{G,\text{sup}} \cdot (g + g_t) + \gamma_Q \cdot s + \gamma_Q \cdot \Psi_{0,1} \cdot p_v \downarrow \\ \gamma_{G,\text{sup}} \cdot (g + g_t) + \gamma_Q \cdot p_v + \gamma_Q \cdot \Psi_{0,1} \cdot s \downarrow \end{cases}, \quad (11)$$

$$q_2 = \max \begin{cases} \gamma_Q \cdot p_o + \gamma_Q \cdot \Psi_{0,1} \cdot w_n - \gamma_{G,\text{inf}} \cdot (g + g_t) \uparrow \\ \gamma_Q \cdot w_n + \gamma_Q \cdot \Psi_{0,1} \cdot p_o - \gamma_{G,\text{inf}} \cdot (g + g_t) \uparrow \end{cases}, \quad (12)$$

където g_t е характеристичната стойност на теглото на топлоизолацията по покрива (ако има);

p_v - характеристичната стойност на подналягането (вакуума) в резервоара;

s – характеристичната стойност на натоварването от сняг по покрива на резервоара;

p_o - характеристичната стойност на свръхналягането в резервоара;

$\gamma_{G,\text{sup}}$ – коефициент за натоварване от собствено тегло покривна конструкция и обшивка, когато този товар действа неблагоприятно;

$\gamma_{G,\text{inf}}$ - коефициент за натоварване от собствено тегло покривна конструкция и обшивка, когато то действа благоприятно;

$\Psi_{0,1}$ - коефициент за комбинация на променливи въздействия, съгласно БДС EN 1990:2003 [1];

w_n – усреднена характеристична стойност на ветровото натоварване по целия покрив.

От товарите по покрива в елементите на радиалните греди се получават и огъващи моменти. Предвид възприетия ставно – прътов модел, всеки елемент е ставо свързан със съседните и има дължина, равна на разстоянието между възлите.

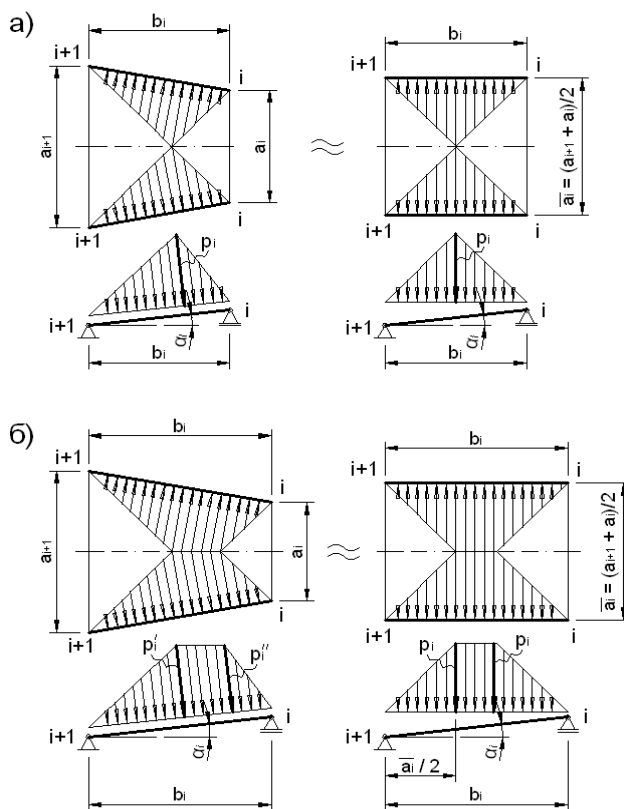
Когато е изпълнено неравенството $\bar{a}_i \geq b_i$, върху реброто, разглеждано като проста греда с отвор b_i , действа разпределен по триъгълников закон товар, виж фиг. 4а. Максималният огъващ момент $M_{y,\max}$ спрямо ос “y-y” е:

$$M_{y,\max} = \frac{1}{12} p_i \cdot b_i^2 \quad (13)$$

Когато $\bar{a}_i < b_i$, разпределеният товар е с трапецовидно очертание, виж фиг. 4б, и стойността на максималния огъващ момент $M_{y,\max}$ спрямо ос “y-y” е:

$$M_{y,\max} = \frac{1}{24} p_i \cdot (3b_i^2 - \bar{a}_i^2) \quad (14)$$

Стойността на p_i във формули (13) и (14) се получава от сумиране на натоварването от две съседни полета, съгласно показаните на фиг. 4 схеми.



Фиг. 4. Схема за натоварване на радиалните греди

а) с триъгълников товар

б) с трапецовиден товар

За етап на експлоатация основните радиални ребра на покрива се оразмеряват съгласно стандарт БДС EN 1993-1-1:2005 [4] за :

а) якостно:

- нецентричен натиск - при товарна комбинация q_1 ;
- нецентричен опън - при заварена към конструкцията обшивка и товарна комбинация q_2 ;
- за срязване - това условие рядко е меродавно.

б) за обща загуба на устойчивост - като нецентрично натиснати елементи, по формулите:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (15)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (16)$$

където N_{Ed} е изчислителното осово усилие в радиалното греди в разглеждания участък;
 N_{Rd} – носещата способност на стоманения профил на осов товар;
 χ_y и χ_z - коефициентите на изкълчване при равнинна форма на загуба на устойчивост, съответно спрямо оси “y-y” и “z-z”, определени съгласно стандарт БДС EN 1993-1-1:2005 [4].

χ_{LT} – коефициент на измятане при огъване;

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ - коефициенти на взаимодействие;

γ_{M1} – частен коефициент на сигурност при проверка за загуба на устойчивост.

Стойностите на N_{Rk} и $M_{y,Rk}$ се определят чрез следните изрази:

$$N_{Rk} = f_y \cdot A \quad (17)$$

$$M_{y,Rk} = f_y \cdot W_y, \quad (18)$$

в която f_y е характеристичната стойност на границата на провлачане на стоманата;

A - площта на напречното сечение;

W_y - съпротивителният момент на стоманеното сечение спрямо ос “y-y”.

При непрекъснато заварена към конструкцията ламарина може да се приеме, че устойчивостта на ребрата извън вертикалната равнина е осигурена.

При незаварена към конструкцията ламарина и наклон на покрива $i > 1:6$, т.е. при самоносещи покриви, ребрата трябва да бъдат проверени за обща загуба на устойчивост между укрепващите точки, т.е. изчислителната дължина на елементите на радиалните греди е $l_y = l_z = l_i$, виж фиг. 1.

Максималното натисково усилие T_i в i -тия пръстен на ставно-прътовия модел на Соколов [10] се получава при натоварване от сняг извън разглеждания пръстен, виж фиг. 5. Определянето му се извършва по формулата:

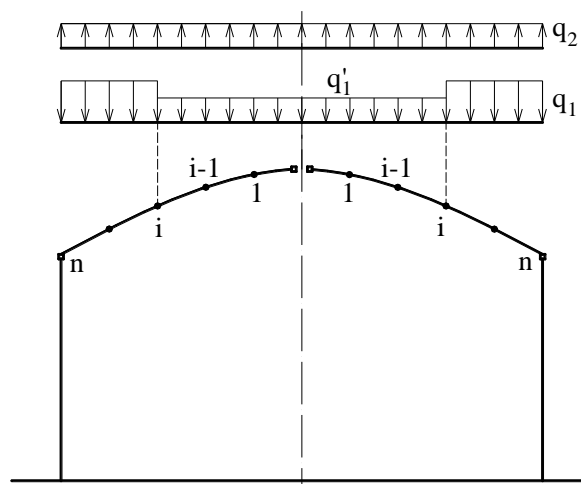
$$T_i = \frac{1}{2.n.\sin \psi} \cdot [\cotg(\alpha_i) \cdot q'_1 \cdot A_i - \cotg(\alpha_{i+1}) \cdot (q_1 \cdot (A_{i+1} - A_i) + q'_1 \cdot A_i)] \quad (19)$$

където:

$$q'_1 = \gamma_{G,\text{sup}} \cdot (g + g_t) + \gamma_Q \cdot p_v \downarrow \quad (20)$$

Максималното опънно усилие T'_i в i -тия пръстен на покрива се получава при натоварване по цялата площ на покрива от комбинация q_2 , виж фиг. 5. Определянето му става по формулата:

$$T'_i = \frac{q_2}{2.n.\sin \psi} \cdot (\cotg(\alpha_{i+1}) \cdot A_{i+1} - \cotg(\alpha_i) \cdot A_i) \quad (21)$$



Фиг. 5. Определяне на усилията в междинните пръстени

От натоварването по покрива в елементите на пръстените се появяват и огъващи моменти. За определянето им, пръстените се разглеждат като прости греди с подпорно разстояние a_i , равно на разстоянието между две съседни основни ребра, виж фиг. 1. Видът на натоварването може да бъде триъгълников или трапецовиден, в зависимост от размерите на полетата. Максималният огъващ момент в пръстените се изчислява по формули, аналогични на (13) и (14).

Елементите на пръстените се оразмеряват съгласно БДС EN 1993-1-1:2005 [4] якостно и за обща загуба на устойчивост.

Може да се приеме, че при непрекъсната заварена към конструкцията ламарина, устойчивостта на пръстеновидните елементи спрямо ос "z-z" (слабата ос) е осигурена.

При незаварена към конструкцията ламарина и наклон на покрива $i > 1:6$, пръстените трябва да бъдат проверени за обща загуба на устойчивост между укрепващите точки, т.е. изчислителната дължина е $l_y = l_z = a_i$, виж фиг. 1.

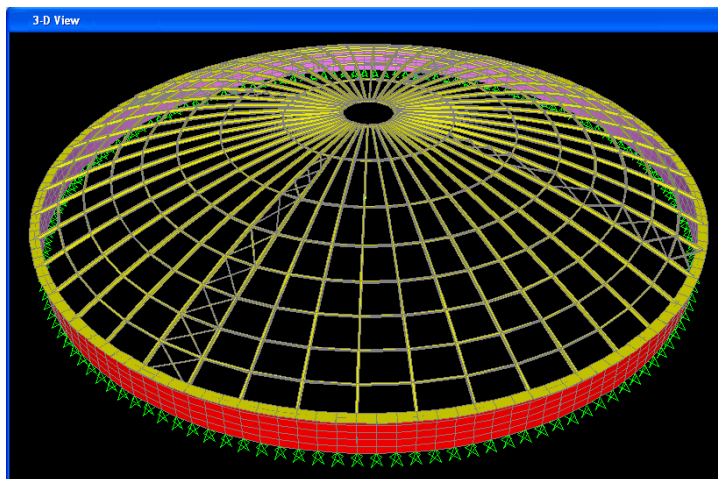
В свое изследване от 2010 г. за достоверността на аналитично определените стойности на усилията S_i , T_i и $M_{y,\text{max}}$, Здравков [8] е установил следното:

- а) при ставно - прътов модел, ръчното (аналитичното) решение показва по-големи стойности на осовите усилия в елементите;
- б) по-големи стойности за огъващите моменти в радиалните греди се получават при численото решение;
- в) по-големи стойности за огъващите моменти в пръстеновидните елементи се получават при ръчното (аналитичното) решение;
- г) сеченията на стоманената конструкция на купола, определени чрез описаната по-горе аналитична методика, са близки до реално необходимите. Често така определените сечения са в посока на сигурността.

1.2.2 Числено решение

При това решение чрез подходяща програма за конструктивен анализ се създава пространствен изчислителен модел. Радиалните греди и пръстеновидните елементи са въведени като прътови (frame) елементи. Техните сечения са определени чрез ставно-прътовия модел и симетрично разполагане на товарите на *Соколов* [10]. Пръстеновидните елементи са завъртени спрямо надлъжната си ос така, че техният горен пояс да тангира към повърхнината на купола. При незаварена обшивка е препоръчително тя да не се въвежда като конструктивен елемент в модела. За да се отчете деформативността на опорите на купола в хоризонтална посока, допълнително, освен самите покривни куполи са моделирани горен опорен пръстен и част от цилиндричния стоманен корпус, виж фиг. 6.

Предаването на натоварването от обшивката към конструкцията може да се симулира чрез товарни площи, съгласно фиг. 4. Товарите от свръхналягане, вакуум и смучене от вятър са перпендикулярни на надлъжните оси на прътовите елементи, а натоварването от собствено тегло, топлоизолация и сняг е по посока на земното притегляне.



Фиг. 6. Пространствен числен модел на сферичен покривен купол

Натоварването от сняг по покрива на резервоара се определя съгласно указанията на стандарт БДС EN 1991-1-3:2006 [2]. За дълготрайна или краткотрайна изчислителна ситуация може да се определи по формулата:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (22)$$

където μ_i е коефициентът за натоварване от сняг по покрива, в зависимост от формата на последния, виж фиг. 7;

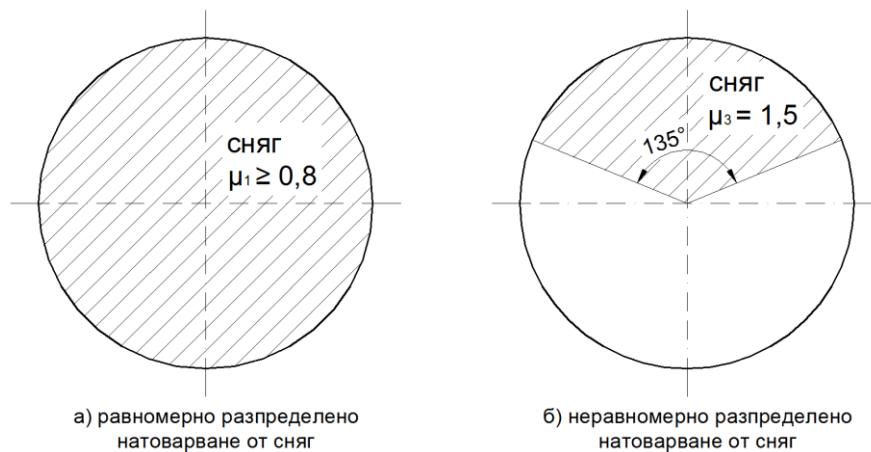
C_e – коефициентът за изложение;

C_t – топлинният коефициент;

s_k – характеристикната стойност за натоварването от сняг върху земната повърхност.

Благодарение на неравномерното огряване от слънцето и/или преместването на снежни маси от вятъра, е напълно реалистично да имаме неравномерно натрупване от сняг по покрива. За съжаление в стандарти БДС EN 1991-1-3:2006 [2] и БДС EN 14015:2005 [6] не е разгледан случай за неравномерно натоварване от сняг по покрив с кръгла основа в план. Тук може да бъде използвана посочената в API Std 650 [11] схема, виж фиг. 7б:

- сняг върху 135° сектор от покрива, коефициентът за натоварване от сняг $\mu_1 = \mu_3 = 1,5$;
- върху останалият сектор от 225° няма сняг.



Фиг. 7. Разпределение на натоварването от сняг по покрив с кръгла в план основа

Усилията в елементите от съответните товарни комбинации q_1 и q_2 се отчитат от пространствения изчислителен модел. С тези усилия се прави повторна проверка на сеченията на радиалните греди и пръстеновидните елементи. При необходимост сеченията се променят, но те не трябва да бъдат по-малки от определените за състояние на монтаж.

При непрекъснато заварена към конструкцията ламарина, устойчивостта на носещите елементи спрямо ос "z-z" е осигурена, когато напреженията в незавареният пояс са опънни.

При незаварена към конструкцията ламарина и наклон на покрива $i > 1:6$, т.е. при самоносещи покриви, елементите трябва да бъдат проверени за обща загуба на устойчивост между укрепващите точки. На първа стъпка може да се приеме, че изчислителната дължина на елементите е равна на геометричната, виж фиг. 1. Това приемане е малко или много вярно, но е недоказуемо. Това налага, на втора стъпка, устойчивостта на купола и неговите елементи да бъде проверена по Общия метод на БДС EN 1993-1-1:2005.

1.2.3 Общ метод за проверка за загуба на устойчивост

Когато строителната конструкция е пространствена, всички елементи в нея са натоварени заедно и едновременно. Те си влияят и се подпират един друг. В този случай е много трудно да бъде определено кой елемент е подпрян и кой е подпираш. Невъзможно е да бъде определено в явен вид тяхната ефективна изкълчвателна дължина, а тези дължини са използвани в класическите уравнения на стандартите при проверка на елементите за загуба на устойчивост. В този аспект е разумно да бъде използван Общият метод, описан в европейския стандарт БДС EN 1993-1-1:2005 [4]. За извършването на този анализ се използва опцията за загуба на устойчивост в използваната програма за конструкционен анализ. Чрез нея е възможно да се отчете запаса на носеща способност, преди отделен елемент или цялата конструкция да загубят устойчивост. Решението е линейно, но с отчитане на деформациите в конструкцията на покрива.

Постоянните товари, като собственото тегло на конструктивните елементи и/или топлоизолацията по покрива, се въвеждат първи, в геометрически нелинейна постановка. След това, в деформирано от постоянните товари g състояние на конструкцията, се въвежда натоварването от подналягане (вакуум) p_v и сняг s . За тези временни товари трябва да бъде определен запасът на носеща способност K . Снегът и подналягането се въвеждат в модела с техните изчислителни стойности.

Общата носимоспособност при загуба на устойчивост извън равнината на конструктивен елемент, отговарящ на обхвата на Общия метод, може да бъде проверена по формулата:

$$\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (23)$$

където $\alpha_{ult,k}$ е параметър за минимално увеличаване на изчислителните товари за достигане на характеристичната носимоспособност на критичното напречно сечение на конструктивния елемент, като се разглежда само неговото поведение в равнината му, без отчитане на изкълчване извън равнината му или измятане. Определя чрез израза:

$$\alpha_{ult,k} = \frac{f_y}{\left(\frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} + \frac{N_{Ed}}{A} \right)}, \quad (24)$$

в която A е цялата площ на съставеното сечение;

$W_{el,y}$ - минималният еластичен съпротивителен момент спрямо ос "y-y".

χ_{op} - редукиционен коефициент за условна стройност $\bar{\lambda}_{op}$, отчитащ изкълчване извън равнината или измятане;

Общата условна стройност $\bar{\lambda}_{op}$ на конструктивен елемент, следва да бъде определена по формулата:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}}, \quad (25)$$

където $\alpha_{cr,op}$ е параметър за минимално увеличаване на изчислителните товари в равнината им за достигане на критичната носимоспособност на конструктивния елемент в еластичен стадий при изкълчване извън равнината или измятане, без да се отчита изкълчването в равнината на огъване.

При натоварване по покрива с описаната по - горе последователност на прилагане на товарите, параметърът $\alpha_{cr,op}$ се изчислява чрез израза:

$$\alpha_{cr,op} = \frac{g \cdot \gamma_{G,inf} + K \cdot (s \cdot \gamma_Q + \Psi_0 \cdot p_v \cdot \gamma_Q)}{g \cdot \gamma_{G,sup} + s \cdot \gamma_Q + \Psi_0 \cdot p_v \cdot \gamma_Q}, \quad (26)$$

където K е коефициент, отчитащ колко пъти трябва да бъдат завишени изчислителните стойности на временните товари p_v и s , преди отделен елемент или цялата конструкция да загубят устойчивост.

Редукционният коефициент χ_{op} може да се определи по един от следните начини:

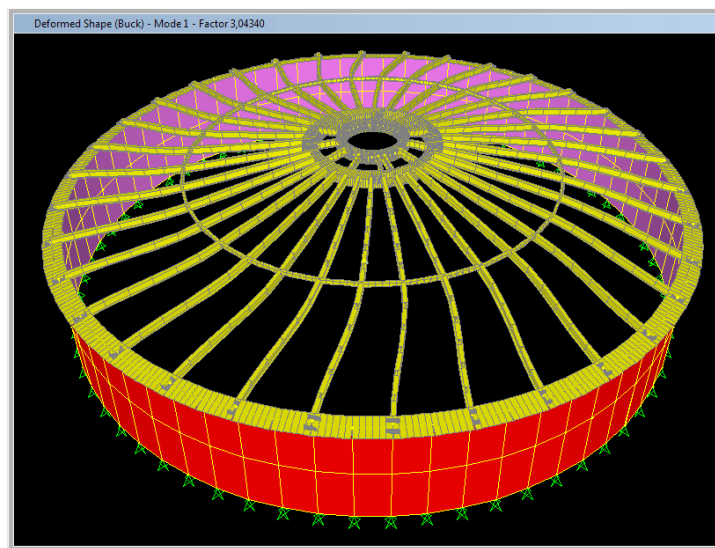
а) приема се равен на по-малката стойност на:

χ_z - при изкълчване на елемента спрямо ос „z-z”, виж фиг. 8;

χ_{LT} - за измятане от огъващи моменти,

всеки от които е изчислен за общата условна стройност $\bar{\lambda}_{op}$.

б) приема се равен на стройността, получена чрез интерполация между стойностите χ_z и χ_{LT} , определени по а), чрез използване на формулата за $\alpha_{ult,k}$, съответстваща на критичното напречно сечение.



Фиг. 8. Деформирана форма на покрива, когато той губи устойчивост

При незаварена към конструкцията покривна ламарина, тя не се включва в изчислителния модел. Когато ламарината е заварена, в посока на сигурността е да се включи само част от нея, *Zdravkov* [12]. Тя се включва от всяка страна на надлъжните ъглови заваръчни шевове, снаждащи профила и ламарината. Приетата ширина зависи от класа на сечението на стоманения профил.

От изследване върху ребресто - пръстеновидни куполи, направено през 2016 г. , *Здравков* [9] е направил извода, че удовлетворяването на проверката на радиалните греди за монтажното състояние съществено повишава вероятността сферичния купол да не загуби обща устойчивост по време на експлоатация.

2. Стабилизиращи връзки

Когато покривната обшивка не е свързана с носещата я конструкция, стандарт БДС EN 1993-4-2:2007 [5] изисква да се поставят стабилизиращи връзки между елементите на покривната конструкция. Техният брой и вид са както следва:

а) при резервоари с диаметър $D > 15$ m – поставят се на най-малко два броя връзки (две двойки греди, свързани с решетъчни елементи). Необходимо е стабилизиращите връзки да се разположат симетрично по обиколката на резервоара.

б) при покриви със стабилизиращи връзки, имащи диаметър D между 15 и 25 m, е необходимо поставянето на един допълнителен пръстен от укрепващи връзки по обиколката на резервоара.

в) при диаметър $D > 25$ m – поставят се два допълнителни пръстена от укрепващи връзки.

Препоръчва се стабилизиращата връзка да бъде оразмерена за напречна сила, равна на 1 % от сумата на нормалните усилия в укрепваните елементи.

В своето изследване от 2016 г. , *Здравков* [9] е достигнал до следните изводи:

а) коравите възли между радиалните греди и пръстеновидните елементи са много по - подходящо конструктивно решение, отколкото ставна връзка между елементите и стабилизиращи връзки между тях;

б) в някои случаи коравите възли между елементите на покривната конструкция могат напълно да елиминират нуждата от поставяне на допълнителни стабилизиращи връзки.

3. Заключение

Стоманените ребресто - пръстеновидни куполи на кръгла основа са широко разпространени в практиката. Те са многократно статически неопределими системи, което в миналото е налагало да се правят известни опростявания при изчисление. В наши дни, осигурени със знания, компютри и подходящи програми, можем да проектираме тези съоръжения много по - надеждно. Най - важният компонент от тази тройка, както винаги, са знанията. Базирайки се на опита на по-възрастни свои колеги и на изследванията си в областта, авторът е създал методика, която до този момент не го е подвеждала. От една страна тя е проста, логична, приятелски настроена към проектанта, а от друга - достатъчно надеждна.

Литература

1. БДС EN 1990:2003. Еврокод 0: Основи на проектирането на строителни конструкции. Български институт по стандартизация.

2. БДС EN 1991-1-3:2006. Еврокод 1: Въздействия върху строителните конструкции. Основни въздействия. Натоварване от сняг. Български институт по стандартизация.
3. БДС EN 1991-1-6:2005. Еврокод 1: Основни въздействия. Въздействия по време на изпълнение. Български институт по стандартизация.
4. БДС EN 1993-1-1:2005. Еврокод 3: Проектиране на стоманени конструкции. Общи правила и правила за сгради. Български институт по стандартизация.
5. БДС EN 1993-4-2:2007. Еврокод 3: Проектиране на стоманени конструкции. Резервоари. Български институт по стандартизация.
6. БДС EN 14015:2005. Изисквания за проектирането/разработването и производството на стоманени резервоари, заварени, с плоско дъно, цилиндрични, вертикални, построявани на място, за съхраняване на течности с температурата на заобикалящата среда или по-висока.
7. *Венков, Л. В.* Вертикални цилиндрични резервоари. Ръководство за курсово проектиране по специални стоманени конструкции. ВИАС, 1995.
8. *Здравков, Л. А.* Аналитично и числено оразмеряване на стоманени ребресто-пръстеновидни куполи. X международна научна конференция на ВСУ' 2010, София, том. 1, стр. II-1 – II-7.
9. *Здравков, Л. А.* Използване на общия метод за определяне на носещата способност на ребресто - пръстеновидни куполи на кръгла основа при различно укрепяване, XVI международна научна конференция ВСУ' 2016, София, том. 2, стр. 220 – 225.
10. *Лессиг, Е. Н., Лилеев, А. Ф., Соколов А.Г.* Листовые металлические конструкции. Москва, 1970
11. API Std 650:2013, Welded Steel Tanks for Oil Storage, Twelfth Edition. American Petroleum Institute.
12. *Zdravkov, L. A.* Using of General Method of Standard EN 1993-1-1 to Design of Self - Supporting Cone Roofs. 4th International Conference Advanced Construction, Kaunas University of Technology, Lithuania, 2014, pp. 178 – 182.