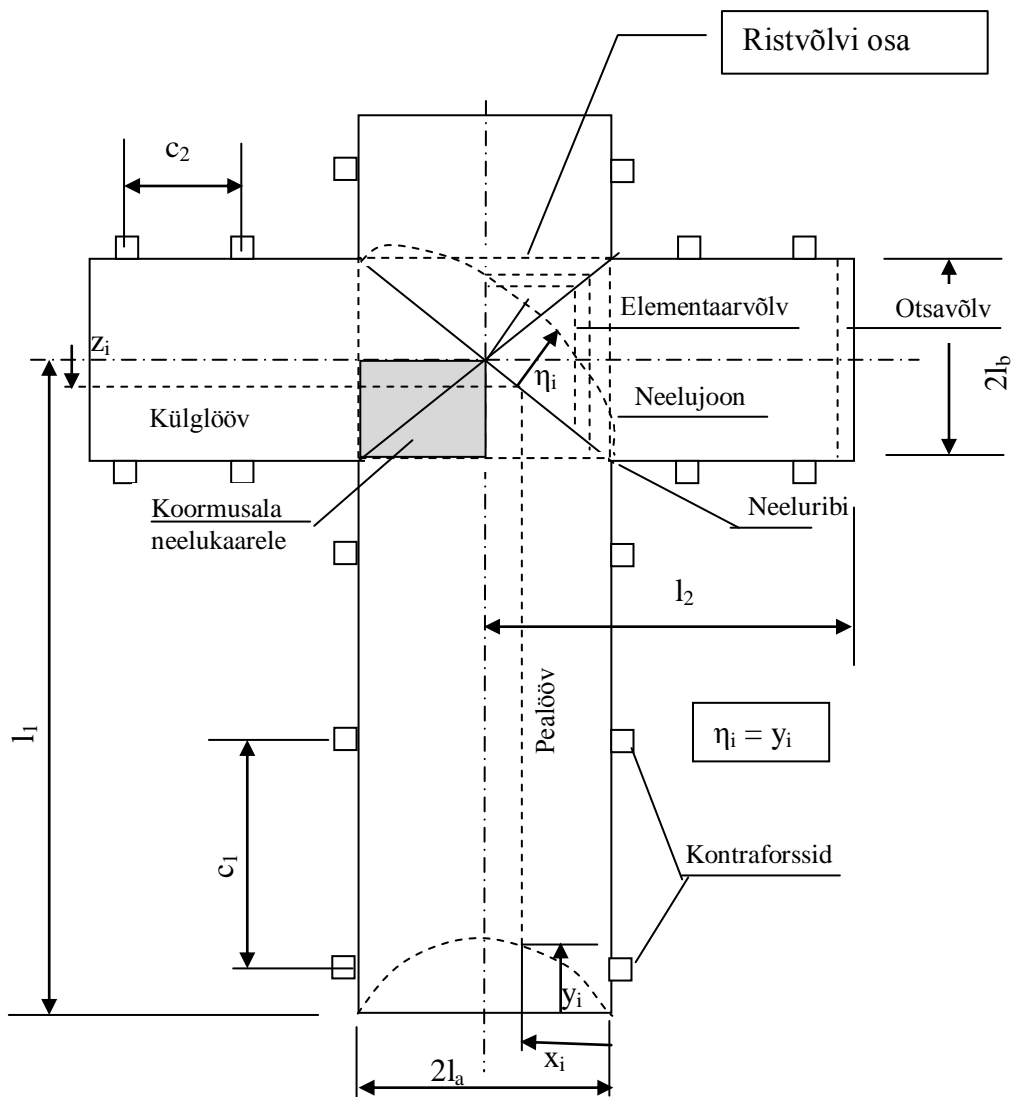


Ristvõlvi tugevusarvutused (ühekõrgused, erineva laiusega)



Skeem 1 võlvide üldplaan

Põhi- ja külglõöve kontrollitakse võlvi (kaare) avaldistega.

Ristvõlvi avaldised on järgmised -

(Tähised vastavalt vt edasi)

tingliku elementaarvõlvi (telgjoone võlv, ei oma paksust ega mahukaalu) toereaktsioonid

$$r_i = q_0 l_i \text{ (kN),}$$

$$h_i = \frac{q_0 l_i^2}{2 f_i},$$

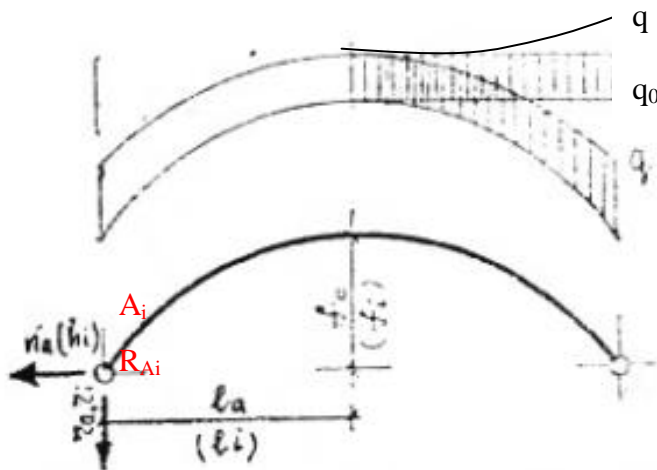
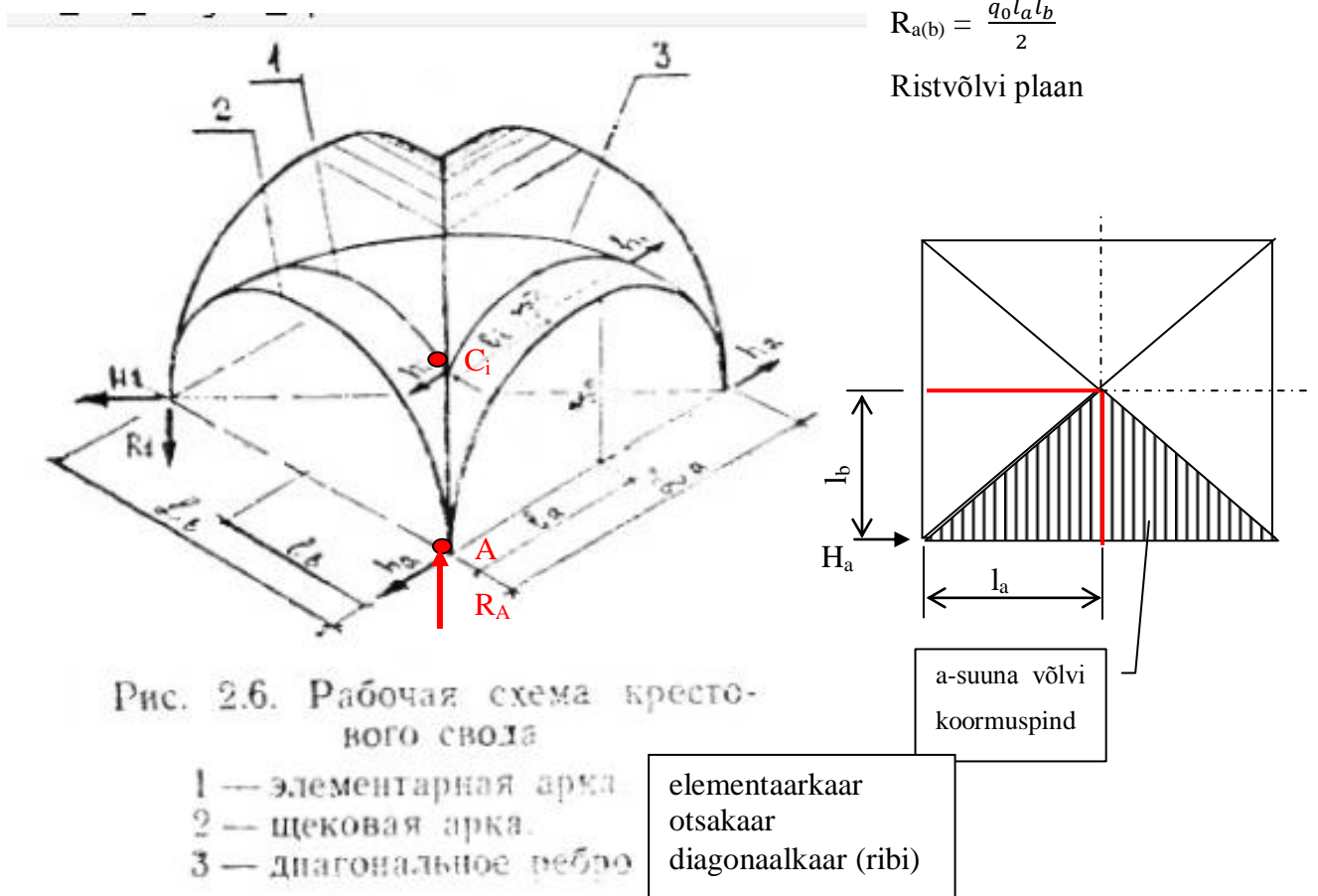
kus

q_0 - koormus pikkuseühikule (kN/m) horisontaalprojektsioonis,

q - koormus pikkuseühikule (kN/m) pinna tegeliku kuju järgi.

Ristvõlvi skeem

Tegeliku võlvi puhul võetakse elementaarvõlvi laiuseks näiteks 1 m ja koormus q_0 (kN/m²), siis $r_i = q_0 l_i \times 1$ (kN) ühest suunast.



$$R_A = q_0 l_a l_b \text{ (ristvõlvi nurga toereksioon)}$$

$$H_a = \frac{q_0 l_a^2 l_b}{2 f_a} \text{ - punktis}$$

$A(a)$, ($H_{a(A)}$) leidmine, kolmnurkkoormus -

$$M_0 = R_A l_a - \frac{q_0 l_a l_b}{2} \times \frac{l_a}{3} = \frac{q_0 l_a^2 l_b}{2} = H_a z \text{ (} z=f_a \text{)}.$$

Tuleks hoolega jälgida indekseid - vene ja meie.

Punktis C_i on vertikaalne koormus $r_{di} = r_{ia} + r_{ib}$ diagonaalil ja

Вертикальные нагрузки r_d сжимают диагональную арку, горизонтальные нагрузки h_d , направленные к углам свода, растягивают ее. Суммарное действие этих двух видов нагрузки создает неравномерное обжатие сечений диагонального ребра — большое на опорном участке и очень малое в замке. Слабое обжатие замковых сечений диагоналей и, соответственно, всей центральной зоны является характерной особенностью плоских крестовых сводов, вследствие чего они не способны нести большие сосредоточенные центральные нагрузки.

В крестовом впадушенном своде к системе элементарных арок добавляются еще плоские полуарки перпендикулярного в плане направления. Их распоры, приложенные к диагонали, направлены к центру свода, т. е. сжимают ребро. Полуарки снимают с диагонали часть вертикального давления и передают его (вместе с распором) на контурные элементы свода — подпружные арки или ограждающие стены. Элементарные полуарки, таким образом, способствуют более равномерному распределению внутренних усилий в своде, причем их участие в работе системы тем выше, чем больше впадушенность свода.

Зная эпюру нагрузки и значения опорных реакций H_d , R_d , можно вычислить изгибающий момент и нормальную силу в любой точке диагонали по формуле

$$M_i = R_d x_i - \sum q_i x_i - H_d y_i + \sum h_i y_i \quad (2.57)$$

$$N_i = (R_d - \sum q_i) \sin \alpha + (H_d - \sum h_i) \cos \alpha \quad (2.58)$$

Здесь x_i и y_i — координаты точки «i» оси диагонального ребра относительно его опорного сечения,

α — угол наклона касательной к оси диагонали в точке «i».

Следует заметить, что ось диагонального ребра, являющегося сложной пространственной фигурой, не совпадает с осью плоского диагонального сечения свода. Исключение составляют своды, где диагональные ребра как основные несущие элементы выполнены из более прочного, чем распалубки, материала, имеют постоянное сечение и выделены на поверхности нервюрами. Для подавляющего большинства сводов ребра являются жесткими элементами лишь в силу естественного утолщения кладки при сопряжении смежных распалубок. Сечение и ширина таких ребер — величина переменная и может быть определена по характеру преобладающих напряжений и деформаций кладки, участвующей одновременно в работе диагонали и элементарных арок распалубки.

Приблизительные габариты диагонального ребра могут быть заданы и теоретически из условия, что его ось, соединяющая центры тяжести поперечных сечений, должна быть рациональной по отношению к приложенной нагрузке r_d и h_d (см. 2.11). Расчеты показывают, что этому условию более всего отвечает полоса свода, имеющая в плане вид вогнутого треугольника или узкой трапеции (симметричной диагональной плоскости) с основанием B_1 в замковом сечении и вершиной B_2 в пята свода (рис. 2.11.а). В зависимости от кривизны замковой части свода ширина B_1 может составлять $\left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{6}\right) L_d$, а выгиб сторон

$$\Delta B \approx \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{40}\right) L_d.$$

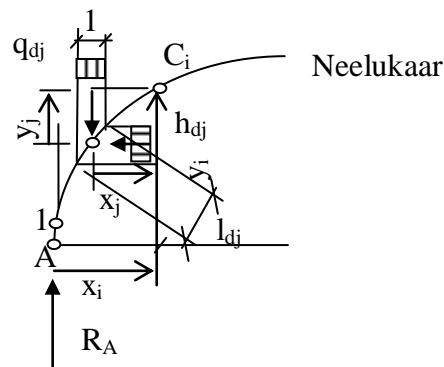
Минимальная ширина ребра B_2 не должна быть меньше $2\delta_{св}$. Предлагаемая форма диагонали достаточно рациональна для квадратного в плане недеформированного свода, несущего симметричную равномерно распределенную нагрузку (q, q_0) . В других случаях, например, для несиммет-

$h_{di} = \sqrt{(h_{ia}^2 + h_{ib}^2)}$ on diagonaalisuunaline horisontaalne koormus diagonaalil.

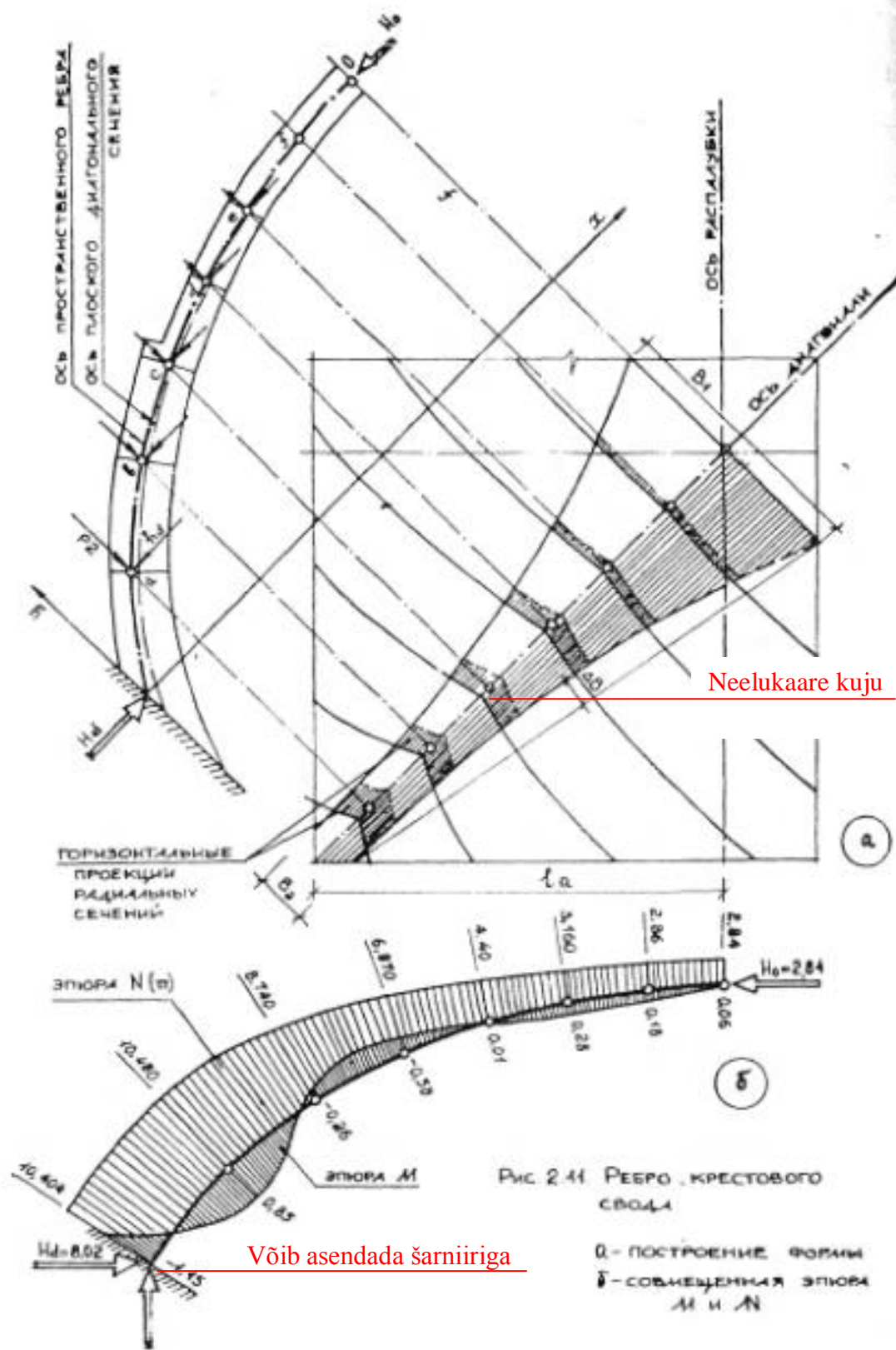
Momendid diagonaalkaare leitakse parandatud avaldise (2.57*) ja normaaljõud parandatud avaldise (2.58*) abil.

Diagonaalkaare kujundus on näidatud joonisel 2.41 a.

$$M_i = R_A x_i - \sum_1^i q_{dj} x_j - H_A y_i + \sum_1^i h_{dj} y_j \quad (2.57^*)$$



q_{dj} - koormus elementaarkaartest laiuslega 1 neelukaarele punktis j. Punktide j vaheline kaugus l_{dj} määratakse diagonaalkaare vertikaalprojektsiooni alusel.



Neelukaare kuju

ричной или сосредоточенной нагрузки, рациональная форма ребра может быть получена методом последовательных приближений. При произвольно назначенной ширине ребра его ось либо не является плавной кривой, либо не совпадает с опорными точками, либо приложенная к оси нагрузка вызывает недопустимо большие изгибающие моменты.

Для сводов толщиной в один кирпич ($\delta_{св} = 30$ см) оптимальным может считаться такое положение оси, при котором в любом сечении ребра абсолютная величина изгибающего момента M не превышает 0,1 абсолютной величины нормальной силы N . В этом случае максимальный эксцентриситет приложения N к оси сечения $e = \frac{N}{M}$ составит около 10 см,

что обеспечит обжатие не менее $\frac{1}{4}$ площади сечения при любой его форме. На рис. 2.11 представлены совмещенные эпюры моментов и нормальной силы, вычисленных для диагонального ребра крестового вставленного свода Успенского собора Московского Кремля.

ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ,
РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ
И КОНСТРУКТИВНОЕ УКРЕПЛЕНИЕ
ДРЕВНИХ РАСПОРНЫХ СИСТЕМ

Saab alla laadida venekeelselt saidilt. Avaneb
programmiga djvulibre
<http://djvu.sourceforge.net/>

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ



Москва 1989