

УСИЛЕНИЕ КОНСТРУКЦИИ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА УЧАСТКАХ С ОЖИДАЕМЫМИ КАРСТОВЫМИ ПРОВАЛАМИ

А. М. Самедов, докт. техн. наук, Ю. П. Шелиховская, магистр (НТУУ «КПИ»), Т. Исмаилов (университет Сулеймана Дамрала, г. Испарта (Турецкая Республика))

Запропоновано методи розрахунку підземних споруд в умовах очікування карстових проявів. Отримано розміри конструкції підсилення на прикладі підземних автотранспортних тунелів.

Предложены методы расчета подземных сооружений в условиях ожидания карстовых проявлений. Получены размеры конструкции усиления на примере подземных автотранспортных тоннелей.

Methods of calculation of underground constructions under the conditions of karst occurrences are suggested. The dimension figures of strengthening construction on example of underground motor transport tunnels are received.

Проблема строительства подземных сооружений в закарстованных районах актуальна для многих стран мира – стран СНГ, Франции, Германии, США, Бельгии, ЮАР, Турции, Китая и др.

Причины образования карстовых провалов различны. Например, в районе Галле (Германия) 80 % всех провалов, зарегистрированных с 1961 г., образовалось в результате утечки воды из городских коллекторов и трубопроводов [4]. Провал диаметром более 100 м, который произошел в 1981 г. во Флориде (США), американские специалисты связывают с техногенным понижением уровня подземных вод [6].

Наиболее характерны карстовые провалы в районах добычи полезных ископаемых, где возникают мульды оседаний, имеет место разрыхление грунтов, способствующее растворению солей и протеканию суффозионных процессов. Например, из 12 провалов, образовавшихся за последние 40 лет в районе Мансфельдерской мульды, 11 были расположены в зоне добычи угля, где возникла мульда оседания поверхности земли [5].

В 1962 г. в ЮАР в районе эксплуатации шахт произошел крупный карстовый провал диаметром 61 м и глубиной около 43 м, который привел к разрушению сооружений и многочисленным жертвам. Учеными ЮАР установлено, что причиной провала послужили многолетние откачки подземных вод из карьера доломитов [4, 3].

Изменение уровня грунтовых вод вызывает карстовые провалы обвально-суффозионного типа [1, 2].

По степени растворимости карстовые породы делятся на три группы. Карбонатные породы относятся к труднорастворимым, сульфатные – к

среднерастворимым, хлоридные или соляные породы – к легкорастворимым породам.

Карстовые провалы в Украине захватывают участки вдоль рек Южный Буг, Десна и Днепр. Встречаются карсты в Крыму, а также в Харькове, Киеве, Днепропетровске, Донецке, Запорожье и др.

Существуют методы прогноза возникновения карстовых провалов с помощью определения скорости растворения карстовых пород ускоренными способами, путем добавления химических реагентов в воду. Например, присутствие в воде NaCl (концентрация раствора 150 г/л) может увеличить скорость растворимости природного гипса ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) в 4...5 раз.

Растворение карбонатных пород ускоряется при добавлении в воду углекислого газа (CO_2); скорость растворения хлористых, карбонатных и сульфатных горных пород резко увеличивается также с повышением температуры водных растворов и т.д.

Перед строительством в закарстованных районах можно прогнозировать участки ожидаемых карстовых провалов и предупредить катастрофические разрушения подземных сооружений путем усиления конструкций.

Допустим, подземные тоннели построены в закарстованной породе (рис. 1). Во время строительства установлены размеры участков ожидаемых карстовых провалов. Развитию карстового провала способствуют утечки агрессивных вод из теплотрассы и дренирующих объектов коммунального хозяйства.

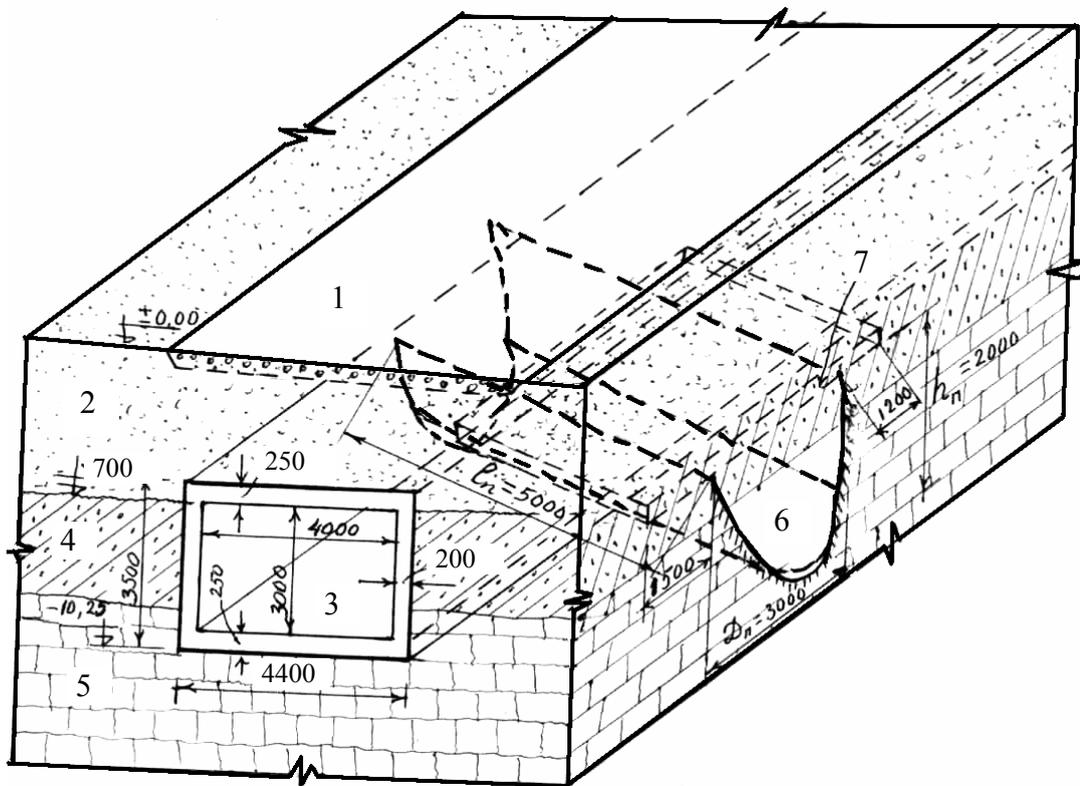


Рис. 1. Общий вид ожидаемого карстового провала (6) в основаниях подземного тоннеля (3) под автодорогой (1) и пылеватым песком (2) на водонасыщенной супеси (4) и на гипсовой породе (5) с временным усилением дна над провалом (7)

Требуется определить прогибы $Y(x)$, изгибающие моменты $M(x)$ и поперечные силы $Q(x)$ в подземных сооружениях (тоннелях) над карстовым провалом и усилить конструкции тоннелей.

Для решения этой задачи из дна подземного тоннеля условно вырежем полосу шириной $b = 1$ п.м., длиной, которая близится к бесконечности. Тогда плиту дна тоннеля можно рассматривать как балку на основании из горных пород, в которых ожидаются карстовые провалы, размерами установленными ранее прогнозами $a \times b \times h = 5,0 \times 3,0 \times 2,0$ м (рис. 2).

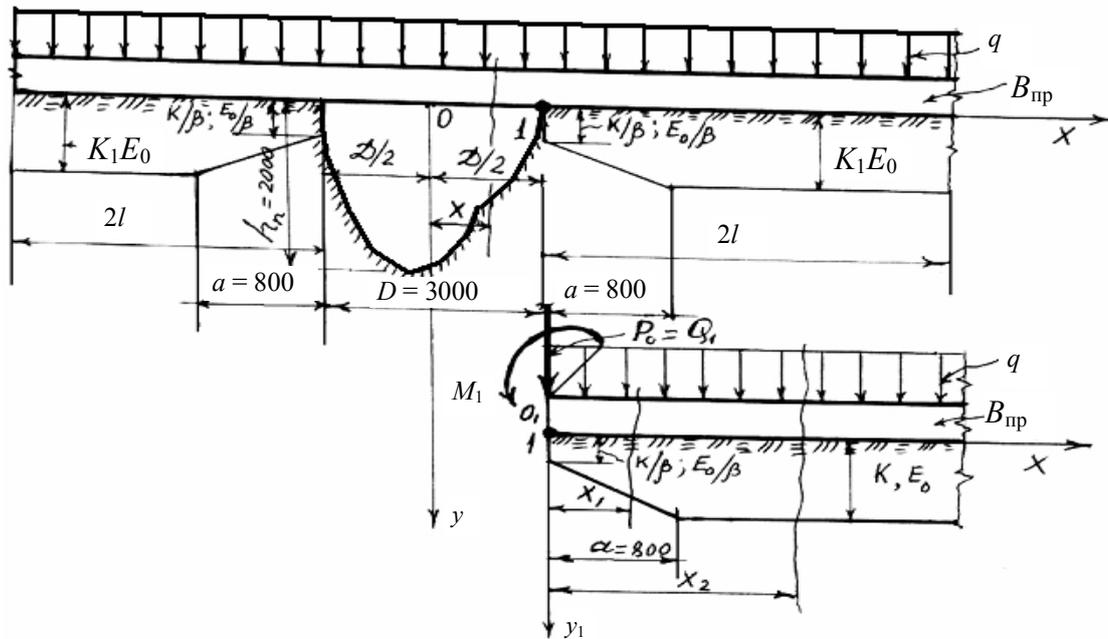


Рис. 2. Расчетная схема подземных сооружений при ожидаемом карстовом провале под тоннелем с указанием эпюры коэффициента жесткости k и модуля общей деформации E_0 основания

А. Усилия и перемещения на участке карстового провала

1. Прогибы балки:

а) прогибы балки в произвольном сечении над карстовым провалом, при $0 \leq x \leq \frac{D}{2}$:

$$Y(x) = \frac{q}{384 \cdot B_{\text{пр}}} \cdot (5D^4 + 16x^4 - 24D^2x^2) + A_1 + \frac{q}{k} \cdot (1 + \Psi_1) - A_2 \cdot \left[1 - \frac{0,35(D^2 - 4x^2)}{l^2} \right], \quad (1)$$

где q , кН/м – действующая распределенная вертикальная нагрузка от постоянных и временных нагрузок (от собственного веса асфальтовой дороги, веса вышележащих грунтов, собственного веса сооружения, временной нагрузки автотранспорта на примере НК-80, от веса временных нагрузок внутри туннельного транспорта); $B_{\text{пр}}$ (Н/см², МПа, кН/м²) – приведенная жесткость конструкции плиты дна; E_0 (Н/см², МПа, кН/м²) – модуль общей деформации грунта, не нарушенного карстовым провалом основания; k (Н/см², МПа, кН/м²) – коэффициент жесткости основания, не нарушенного карстовым

провалом; k_1 – то же у края провала, в точке 1 (рис. 2); $\beta = k/k_1$; α , (мм) – длина участка неоднородного по длине балки основания (или ширина зоны основания, ослабленного карстовым провалом); $\xi = (\beta - 1)/\alpha$, (1/см) – угловой коэффициент функции, которая изменяет коэффициент жесткости основания по

длине балки; $\alpha = \sqrt[4]{\frac{k}{4B_{\text{пр}}}}$, (1/см) – жесткостная характеристика конструкции и

основания; D – диаметр карстового провала (устанавливается прогнозом до строительства, в нашем случае $D_{\text{п}} = 300$ мм, $l_{\text{п}} = 5000$ мм, $h_{\text{п}} = 2000$ мм); $2l$ (см или мм) – длина участка опирания балки на упругое основание из горных пород

по одну сторону от провала; $\alpha_1 = \frac{\pi}{2l}$, (1/см) – характеристика жесткости

основания с уменьшенными участками провала; $\beta_1 = E_0/E_{01}$ – степень ослабления основания вокруг провала; E_{01} – модуль общей деформации в зоне ослабленного провалами участка (на краю провала).

$$A_1 = \frac{4,2\beta \cdot P_0}{kl \left[1 + \frac{2\beta}{(\alpha l)^4} + 0,2\xi l \left(1 - e^{-2\alpha a} + e^{-\alpha a} \cdot \cos(\alpha_1 a) e^{-\alpha a} \cdot \sin(\alpha_1 a) \right) \right]}; \quad (2)$$

$$\Psi_1 = \frac{4 \left(\beta - 1 - \frac{\xi}{\alpha_1} \cdot e^{-\alpha a} \cdot \sin \alpha_1 a \right)}{3 + \beta \left(\frac{\alpha_1}{\alpha} \right)^4 + \frac{\xi}{\alpha_1} \cdot \left(1 + e^{-\alpha a} \cdot \cos(\alpha_1 a) e^{-\alpha a} \sin(\alpha_1 a) - e^{-2\alpha a} \right)}; \quad (3)$$

$$A_2 = \Psi_2 \cdot M_0 \quad (4)$$

$$\Psi_2 = \frac{26,2 \cdot \beta}{\kappa \cdot l^2 \cdot \left\{ \frac{13,6\beta}{\alpha^4 \cdot l^4} + 2,36 \cdot (1 - 0,03\beta) + \xi l \left[1 + 2 \cdot \left(e^{\frac{3\alpha \cdot a}{4}} \cos \frac{3\alpha_1 a}{4} \right)^2 - 3e^{-\alpha a} \right] \right\}}; \quad (5)$$

б) прогибы балки в центре карстового провала, при $x = 0$:

$$Y_0 = \frac{5qD^4}{384B_{\text{пр}}} + A_1 + \frac{q}{2} \cdot (1 + \Psi_1) - A_2 \cdot \left(1 - \frac{0,35 \cdot D^2}{l^2} \right). \quad (6)$$

Здесь $P_0 = Q_1 = qD/2$ – дополнительная нагрузка при карстовом провале; $M_0 = M_1$ – дополнительный изгибающий момент при карстовом провале (на краю провала при $x = D/2$), определяется формулой

$$M_0 = M_1 = \frac{38 \left(A_1 + \frac{q}{k} \Psi_1 \right) B_{\text{пр}} - qD^3 l}{33 \Psi_2 (D+1, 7l) B_{\text{пр}}}; \quad (7)$$

в) прогиб на краю карстового провала при $x = D/2$ в точке l равен

$$Y_1 = A_1 - A_2 + \frac{q}{k} \cdot (1 + \Psi_1). \quad (8)$$

2. Изгибающие моменты:

а) в произвольном сечении над провалом при $0 \leq x \leq \frac{D}{2}$:

$$M(x) = \frac{1}{8l^2} \left[q(D^2 - 4x^2)l^2 + 22A_2 \cdot B_{\text{пр}} \right]; \quad (9)$$

б) в центре провала, при $x = 0$:

$$M_0 \left(\frac{D}{2} \right) = \frac{1}{8 \cdot l^2} \cdot (qD^2 l^2 + 22A_2 \cdot B_{\text{пр}}); \quad (10)$$

в) на краю провала, при $x = D/2$ или в точке l , будет $M_1, (D/2) = M_1$, как было определено по формуле (7).

3. Поперечные силы:

а) в произвольном сечении над провалом, при $0 \leq x \leq \frac{D}{2}$:

$$Q(x) = -qx; \quad (11)$$

б) в центре провала, при $x = 0$:

$$Q_0 = 0; \quad (12)$$

в) на краю провала, при $x = D/2$ или в точке l :

$$Q_1 = \frac{qD}{2}. \quad (13)$$

Б. Усилия и перемещения на участке упругого основания

Перемещения, отпор основания и усилия определяются следующим образом:

1. Прогибы в произвольном сечении над ненарушенными участками провалов:

$$Y(x) = \frac{q}{k} \left(1 + \Psi_1 e^{-\alpha_1 x} \cos(\alpha_1 x) \right). \quad (14)$$

2. Изгибающие моменты:

а) над участками при $0 \leq x \leq a$ (рис. 2):

$$M(x_1) = \frac{q}{6\beta} \left[1,22\Psi_1 l \left[1,57x_1 - l(1 + \xi x_1) \cdot e^{-\alpha_1 x_1} \sin \alpha_1 x_1 + \right. \right. \\ \left. \left. + 0,64 \cdot \xi \cdot l^2 \left(1 - e^{-\alpha_1 x_1} \cos \alpha_1 x_1 + e^{-\alpha_1 x_1} \sin \alpha_1 x_1 \right) \right] - \left[3(\beta - 1) - \xi x_1 \right] x_1^2 \right]; \quad (15)$$

б) над участками при $0 \leq x_2 \leq 2l$ (рис. 2):

$$M(x_2) = \frac{q}{3\beta} \left[0,61\Psi_1 l^2 \left[1,57 \frac{x_2}{l} + \xi(x_2 - a) e^{-\alpha_1 x_2} \sin \alpha_1 x_2 - \beta \cdot e^{-\alpha_1 x_2} \sin \alpha_1 x_2 + \right. \right. \\ \left. \left. + 0,64 \cdot \xi \cdot l \left(1 - e^{-\alpha_1 x_2} \cdot \cos \alpha_1 x_2 + e^{-\alpha_1 x_2} \cdot \sin \alpha_1 x_2 \right) \right] - a^2 (\beta - 1) \right]. \quad (16)$$

В. Поперечные силы:

а) на участке $0 \leq x_1 \leq a$:

$$Q(x_1) = \frac{q}{2\beta} \left[0,64\Psi_1 l \left[1 + 0,64\xi l e^{-\alpha_1 x_1} \sin \alpha_1 x_1 - (1 + \xi x_1) e^{-\alpha_1 x_1} \cos \alpha_1 x_1 - \right. \right. \\ \left. \left. - e^{-\alpha_1 x_1} \cdot \sin \alpha_1 x_1 \right] - \left[2 \cdot (\beta - 1) - \xi x_1 \right] x_1 \right]; \quad (17)$$

б) на участке $a \leq x_2 \leq 2l$

$$Q(x_2) = \frac{q}{2\beta} \left[0,64\Psi_1 l \left[1 + 0,64\xi l e^{-\alpha_1 x_2} \sin \alpha_1 x_2 - \beta \cdot e^{-\alpha_1 x_2} \cdot \cos \alpha_1 x_2 - \right. \right. \\ \left. \left. - e^{-\alpha_1 x_2} \cdot \sin \alpha_1 x_2 \right] - a \cdot (\beta - 1) \right]. \quad (18)$$

Пример. Подземные сооружения изготовлены из монолитного железобетона: бетон класса В 30, арматура А-IV. Технические характеристики бетона В 30:

нормативное осевое сжатие $R_{b,ser} = 22$ МПа; осевое сжатие для I-предельного состояния $R_b = 17$ МПа; осевое растяжение для I-предельного состояния $R_{bt} = 1,2$ МПа; модуль деформации $E_b = 3,25 \cdot 10^4$ МПа.

Технические характеристики арматуры А-IV:

нормативное осевое растяжение по II группе предельного состояния $R_{s,ser} = 590$ МПа; расчетное сопротивление на растяжение по II группе предельного состояния $R_s = 510$ МПа; расчетное сопротивление на растяжение по I группе предельного состояния $R_{sc} = 450$ МПа; модуль упругости $E_s = 19 \cdot 10^4$ МПа.

Расчетом определено, что днище тоннеля толщиной 25 см, армированы 6Ø28 А-IV, $A_{сф} = 36,95$ см² и 6Ø25 А-IV, $A_{сф} = 29,54$ см² на 1 п.м.

Тогда приведенная жесткость плиты днища

$$B_{пр} = E_b \cdot I_{пр}, \quad (19)$$

где $I_{пр} = I_b + n_a \cdot I_s$ – приведенный момент инерции дна;

$$n_a = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19 \cdot 10^4}{3,25 \cdot 10^4} = 5,85 \text{ – коэффициент приведения;}$$

$$I_b = \frac{b \cdot \delta^3}{12} \frac{1 \text{ п.м.} \cdot 25^3}{12} = 1302,08 \text{ см}^4 \text{ – момент инерции бетона;}$$

$$I_s = (A_s + A_s^1) \left(\frac{h}{2} - a^1 \right)^2 = (36,95 + 29,54) (25/2 - 4)^2 = 4803,9 \text{ см}^4 \text{ – момент инерции арматуры.}$$

Приведенный момент инерции плиты дна равен

$$I_{\text{пр}} = I_b + n_a \cdot I_s = 1302,08 + 5,85 \cdot 4803,9 = 29404,92 \text{ см}^4.$$

Приведенная жесткость плиты дна тоннеля

$$B_{\text{пр}} = E_b \cdot I_{\text{пр}} = 32,5 \cdot 10^4 \cdot 29404,92 = 32,5 \cdot 10^4 \cdot 2,941 \cdot 10^4 \text{ кгс/см}^2 = 95,583 \cdot 10^4 \text{ кгс/см}^2 = 9,56 \cdot 10^4 \text{ МПа.}$$

Коэффициент жесткости оснований из горных пород в естественном состоянии без ослабления карстовым провалом $k = 30 \text{ МПа/1 п.м.}$, и коэффициент жесткости в ослабленном участке возле карстового провала $k_1 = 5 \text{ МПа/1 п.м.}$; модуль общей деформации в естественном состоянии основания из горных пород $E_0 = 80 \text{ МПа}$; модуль общей деформации в участке, ослабленном карстовым провалом, $E_{01} = 10 \text{ МПа}$ установлены путем определения образцов в лабораторных условиях.

С учетом приведенных данных можно вычислить величины $V(x)$, $M(x)$, $Q(x)$ и определить толщину усиления дна и армирование. В наших примерах толщина усиления дна 20 см, арматура такая же, как и самом дне 6Ø28 А-IV, см² и 6Ø25 А-IV на 1 п.м. плиты усиления шириной 5,7 м, длиной 4,4 м по ширине подошвы тоннеля (рис. 3).

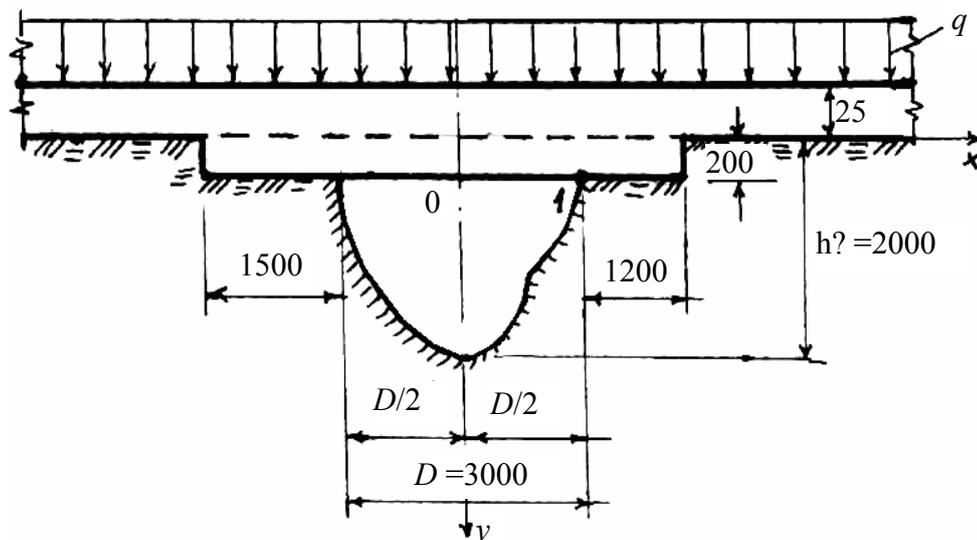


Рис. 3. Усиление дна тоннеля над ожидаемым карстовым провалом

Выводы

1. Карстовые провалы вызывают быстрое разрушение подземных сооружений, поэтому необходимо усиливать их конструкции на участках, где в процессе эксплуатации сооружений могут возникать провалы.

2. Предложены методы расчета подземных сооружений в условиях ожидания карстовых проявлений.

3. Получены размеры конструкции усиления на примере подземных автотранспортных тоннелей.

1. *Зверев В. П.* Роль подземных вод в миграции химических элементов. – М.: Недра, 1982. – 180 с.

2. *Печеркин И. А.* Вопросы изучения карста в инженерных целях // Инженерная геология. – 1982. – № 5. – С. 77–80.

3. *Хоменко В. П.* Карстово-суффозионные процессы и их прогноз. – М.: Наука, 1966. – 150 с.

4. *Толмачев В. В., Ройтер Ф.* Инженерное карстование. – М.: Недра, 1990. – 152 с.

5. *The First Multidisciplinary Conference on Sinkholes: Their Geology, Engineering and Environmental Impact.* – Orlando, Florida, USA. – 1987.

6. *Suderlau G.* Neue Aspekte der Senkungsbeobachtung // Neue Bergbautechnik. – 1, H. 4. – 1971. – S. 258–263.