ИЗВЕСТИЯ ТОМСКОГО ИНДУСТРИАЛЬНОГО ИНСТИТУТА
Том 60 имени С. М. КИРОВА. Вып. II

К ВОПРОСУ О РАСЧЕТЕ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК.

В. И. Лопанов.

I. Общие соображения.

При расчете подпорных стенок определение давления земли на стенку находится в большинстве случаев графически при помощи построения Понселе, основанного на гипотезе Кулона и теореме Ребхана. При несложных очертаниях стенки и засыпки удобно применить и аналитическое определение величины давления, пользуясь при этом известными в теории формулами. Для подбора же сечения стенки в литературе по этому вопросу определенных формул не встречается. При расчете размерами поперечного сечения наперед задаются, а потом производится проверка на прочность и устойчивость стенки. Правда, имеются указания, что в зависимости от высоты очертания ограждающей поверхности и пр. следует принимать определенное соотношение между шириной (толщиной) стенки и ее высотой, но эти соотношения являются условными.

Все это не могло и не может удовлетворить проектировщика, т. к. трудно задать заранее необходимые и правильные размеры. Назначение же размеров, не совпадающих с расчетом, ведет к его повторению и тем самым к нерациональному расходу времени и энергии проектировщика.

Для облегчения решения задачи по подбору сечения стенки мы ниже приведем ряд формул, при помощи которых можно сразу же правильно подобрать необходимые размеры и, таким образом, освободиться от возможного повторения расчета. Прежде чем перейти к рассмотрению вопроса о работе подпорной стенки, следует выяснить вопрос о том, какие же именно размеры, главным образом, необходимо определять.

Как известно, определение давления земли на стенку не зависит от ее толщины, а зависит от высоты и очертания ограждающей поверхности AA_1B_1B (рис. 1). Эти же величины являются при расчете известными, т. к. назначаются в зависимости от условий работы стенки. Длина стенки l принимается равной 1 метру. Ширина верхнего основания b_0 как размер самого безопасного сечения, при отсутствии нагрузки (помимо давления земли) теоретически равняется нулю, а если имеется сосредоточенная сила, то легко находится по элементарным формулам

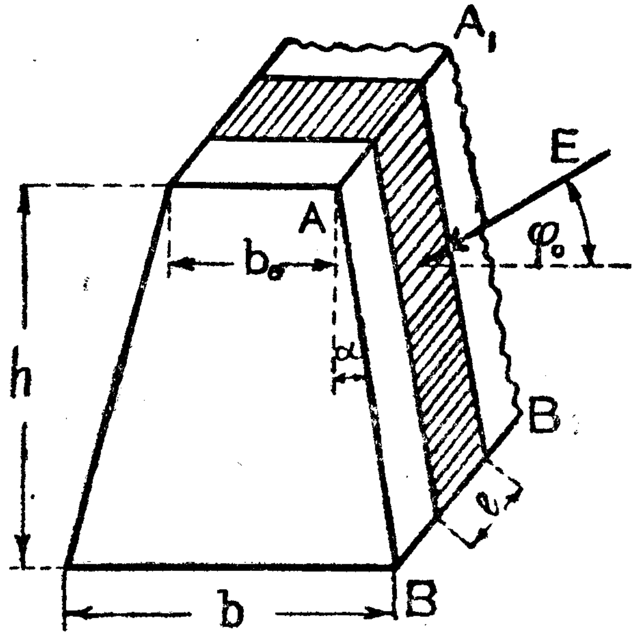

Рис. 1.

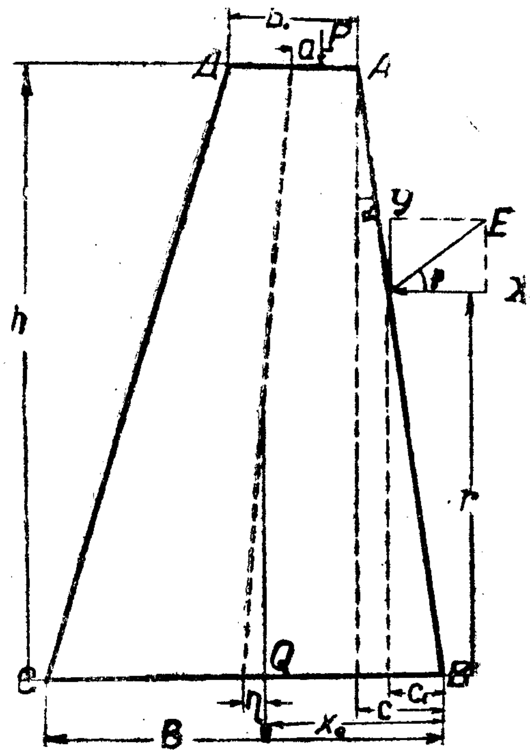

Рис. 2.

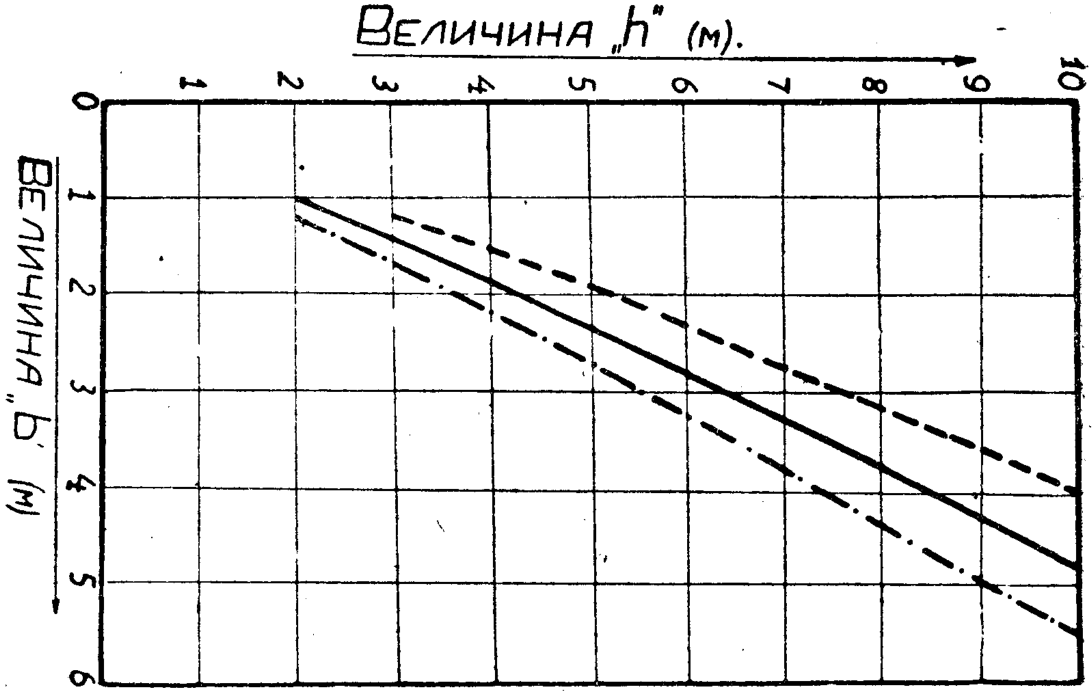

Рис. 3.

сопротивления материалов. Поэтому размер b_0 можно считать известным. Он принимается от 75 *см* и выше, в зависимости от назначения и высоты стенки. Следовательно, основным и необходимым размером, который следует определять и от которого будет зависеть прочность и устойчивость стенки, является ширина (толщина) нижнего основания „b“. Давление земли на стенку E может быть определено до подбора сечения, поэтому его величина, точка приложения и направление будут известными. Предполагается, что сила E направлена под углом трения грунта о стенку φ_0 к нормали ограждающей поверхности (рис. 1), а при расчетах очень часто этим углом трения пренебрегается, имея ввиду, что получающаяся при этом неточность идет в запас прочности. При последнем условии направление E будет нормальным к стенке. Будем считать, что подпорная стенка находится под действием трех сил (как более общий случай), а именно:

1) Q — собственный вес стенки;
2) E — давление земли на стенку, направленное произвольно под углом β к горизонтали;
3) P — сосредоточенная сила, приложенная эксцентрично в плоскости верхнего основания.

При расчете подпорной стенки мы ее можем рассматривать, как консольную балку с одним свободным и другим защемленным концом. Сечение этой балки прямоугольное, но переменное. Вдоль своей оси она будет иметь трапециодальный вид. Приложение сил произвольное.

II. Определение размеров стенки из условий прочности.

Эксцентриситет приложение силы Q при нижнем основании. Рассмотрим рис. 2. Точка приложения собственно веса стенки Q находится в центре тяжести трапеции $ABCD$. В нижнем основании эта сила составляет эксцентриситет η.

Сила P приложена в верхнем основании произвольно на расстоянии „a“ вправо от центра тяжести сечения. При приложении ее слева величину „a“ следует подставлять в формулу с отрицательным знаком. Очертание ограждающей плоскости (рабочей грани) идет наклонно в сторону засыпки (нисходит в сторону насыпи) под углом α к вертикали, поэтому $C = htg\alpha$. При обратном наклоне $C = -htg\alpha$. При вертикальной грани $C = O$.

Для определения эксцентриситета η воспользуемся формулой:

$$X_o = \frac{S_B}{F} \qquad \text{(a)},$$

где X_o — расстояние от точки B до направления силы Q;
S_B — статический момент площади $ABCD$ относительно вертикальной оси, проходящей через точку B;
F — площадь трапеции $ABCD$.

Из рис. 2 видно, что:

$$S_B = \frac{ch}{2} \cdot \frac{2}{3}\bar{C} + b_0 h\left(\bar{C} + \frac{b_0}{2}\right) + \frac{h}{2}(b - b_0 - c)\Big[b_0 + c +$$

$$\frac{1}{3}(b - b_0 - c)\Big] = \frac{h}{6}(b^2 + b_0 b + 2b_0 + b^2 + b\bar{C}) \qquad (в)$$

$$F = \frac{b_0 + b}{2} \cdot h \qquad (c)$$

Произведя подстановку выражений „$в$“ и „c“ в формулу „a“, получим:

$$X_0 = \frac{S_B}{F} = \frac{b^2 + b_0 b + 2b_0 + b^2 + b.c}{3\ (b_0 + b)} \qquad (d)$$

Согласно чертежа:

$$\eta = \frac{b}{2} - X_0 = \frac{b}{2} - \frac{b^2 + b_0^2 + b_0 b + 2b_0 c + bc}{3\ (b_0 + b)},$$

или после сделанных преобразований:

$$\eta = \frac{b(b + b_0 - 2c) - 2b_0(b_0 + 2c)}{6(b_0 + b)} \qquad (I)$$

Для вертикальной грани $A\ B$:

$$\eta = \frac{b(b + b_0) - 2b_0^2}{6(b_0 + b)}, \qquad (Ia)$$

Определение M и N.

Опасным сечением будет сечение BC при нижнем основании. Нормальные напряжения для крайних волокон в этом сечении могут быть определены по общеизвестной формуле для сложного сопротивления:

$$\sigma_{min}^{max} = -\frac{N}{F} \pm \frac{M}{W_z} = Rq \qquad (e),$$

где N — нормальная сжимающая сила в данном сечении;

M — изгибающий момент в этом же сечении;

Rg — допускаемое напряжение.

Нормальная сила N определится из условия: $\Sigma y = O$, или:

$$N = Q + P + У = \frac{b_0 + b}{2} lh\gamma k + P + ESn\beta \qquad (f)$$

Изгибающий момент выразится, если возьмем сумму моментов всех внешних сил, относительно центра тяжести данного сечения.

При этом действие момента против часовой стрелки принято положительным.

$$M = -Q\eta - P\left(\frac{b}{2} - \frac{b_0}{2} - c + a\right) - Y\left(\frac{b}{2} - \bar{C}_1\right) + Xr =$$

$$= -\frac{(b_0 + b)\, lh\gamma_k}{2} \cdot \frac{b(b + b_0 - 2c) - 2b_0(b_0 + 2c)}{6(b_0 + b)} - P\frac{(b - b_0}{2} -$$

$$- c + a) - ESn\beta\left(\frac{b}{2} - rtg\alpha\right) + Er\,Cos\beta.$$

После преобразования:

$$M = -\frac{lh\gamma_k}{12} b^2 - \left[\frac{(b_0 - 2c)\, lh\gamma_k}{12} + \frac{P + E\,Sn\beta}{2}\right] b +$$

$$+ \left[\frac{b_0(b_0 + 2c)\, lh\gamma_k}{6} + Pt + Er\psi\right] \qquad (g)$$

Здесь: r — расстояние от нижнего основания до точки приложения силы E;

$\bar{C}_1 = rtg\alpha$;

$$t = \frac{b_0}{2} + \bar{C} - \alpha;$$

$$\psi = Cos\beta\ (1 + tg\beta\, tg\alpha).$$

Изгибающий момент вызывает в точке C напряжение растяжения, в точке же B — сжатие. Поэтому при решении этой задачи следует получить две формулы: 1) из условия допускаемого напряжения на сжатие Rd и 2) из условия допускаемого напряжения на растяжение R_z

Определение „b" из условия допускаемых напряжений на сжатие Rd. В этом случае уравнение (e) примет следующий вид:

$$Rd = \frac{N}{F} + \frac{M}{W_z},\ \text{где: } F = bl;\ W_z = \frac{lb^2}{6}.$$

или:

$$\frac{Rdlb^2}{6} = \frac{b}{6} N + M \qquad (h)$$

Сделаем сюда подстановку значений N и M:

$$\frac{R_d lb^2}{6} = \frac{b}{6}\left(\frac{b_0 + b}{2} lh\gamma_k + P + E\,Sn\beta\right) - \frac{lh\gamma_k}{12} b^2 +$$

$$+ \frac{b_0(b_0 + 2c)\, lh\gamma_k}{6} + Pt + Er\psi - \left[\frac{(b_0 - 2c)\, lh\gamma_k}{12} + \frac{P + E\,Sn\beta}{2}\right] b.$$

После преобразования получим квадратное уравнение:

$$b^2 + 2\left[\frac{clh\gamma_k - 2(P + ESn\beta)}{2lR_d}\right] b - \frac{6(Pt + Er\psi) + b_0(b_0 + 2c)\, lh\gamma_k}{lR_d} = 0$$

Решение этого уравнения дает: $b = \frac{clh\gamma_k - 2(P + ESn\beta)}{2lR_d} +$

$$+\sqrt{\left[\frac{clh\gamma_k - 2(P + ESn\beta)}{2lR_d}\right]^2 + \frac{6(Pt + Er\psi) + b_0(b_0 + 2c)\,lh\gamma_k}{lR_d}} \quad (2)$$

Первый член под корнем представляет очень малую величину по сравнению со вторым и в большинстве случаев им можно пренебречь. При этом условии формула (2) примет более простой вид:

$$b = \frac{clh\gamma_k - 2(P + ESn\beta)}{2lR_d} + \sqrt{\frac{6(Pt + Er\psi) + b_0(b_0 + 2c)\,lh\gamma_k}{lR_d}} \quad (2a)$$

Определение толщины стенки из условия допускаемых напряжений на растяжение R_z. В данном случае исходным уравнением будет следующее:

$$R_z = -\frac{N}{F} + \frac{M}{W_z}$$

или

$$\frac{R_z l b^2}{6} = -\frac{b}{6}N + M \quad (ha)$$

После подстановки значений N и M и после сделанных преобразований придем к квадратному уравнению:

$$b^2 + \frac{(b_0 - c)\,lh\gamma_k + 4(P + ESn\beta)}{lR_z + lh\gamma_k}\,b -$$

$$\frac{6(Pt + Er\psi) + b_0(b_0 + 2c)\,lh\gamma_k}{lR_z + lh\gamma_k} = 0.$$

Откуда:

$$b = -\frac{(b_0 - c)\,lh\gamma_k + 4(P + ESn\beta)}{2(R_z + h\gamma_k)\,l} +$$

$$+\sqrt{\left[\frac{(b_0 - c)\,lh\gamma_k + 4(P + ESn\beta)}{2(R_z + h\gamma_k)\,l}\right]^2 + \frac{6(Pt + Er\psi) + b_0(b_0 + 2c)\,lh\gamma_k}{(R_z + h\gamma_k)\,l}} \quad (3)$$

Для подпорных стенок из каменной или бетонной кладки большей частью в сечениях растягивающих напряжений не допускается. Тогда $R_z = 0$ и формула 3 упростится:

$$b = -\frac{b_0 - c + k}{2} +$$

$$+\sqrt{\left(\frac{b_0 - c + k}{2}\right)^2 + \frac{6(Pt + Er\psi)}{lh\gamma_k} + b_0(b_0 + 2c)}, \quad (3a)$$

где

$$k = \frac{4(P + ESn\beta)}{lh\gamma_k}$$

Работа подпорной стенки должна отвечать не только условиям прочности, но также не в меньшей мере и условиям устойчивости от опрокидывания и сдвига или скольжения. Ниже будет рассмотрен вопрос об устойчивости стенки.

III. Определение толщины стенки из условия устойчивости.

а) На опрокидывание. Обозначим коэфициент устойчивости на опрокидывание через μ и тогда условие устойчивости выразится уравнением:

$$\mu M_{\text{опр}} = M_{\text{уд}} \tag{i}$$

где

$M_{\text{опр}}$ — момент всех сил относительно точки C, действующих на опрокидывание;

$M_{\text{уд}}$ — момент всех сил относительно той же точки, действующих противоположно первым—на удерживание.

Определим $M_{\text{опр}}$ и $M_{\text{уд}}$ (рис. 2).

$$M_{\text{опр}} = Xr - У(b - c_1) = Er\psi - Eb\mathrm{Sn}\beta \tag{k}$$

$$M_{\text{уд}} = Q\left(\frac{b}{2} + \eta\right) + P\left(b - c - \frac{b_0}{2} + a\right) =$$

$$= \frac{b_0 + b}{2} lh\gamma_k \left[\frac{b}{2} + \frac{b(b + b_0 - 2c) - 2b_0(b_0 + 2c)}{6(b_0 + b)}\right] + Pb + Pt =$$

$$= \frac{lh\gamma_k}{3} b^2 + \left[\frac{(2b_0 - c)\,lh\gamma_k}{6} + P\right].b - \frac{(b_0 + 2c)\,b_0 lh\gamma_k}{6} - Pt \tag{l}$$

Если подставим полученные значения $M_{\text{опр}}$ и $M_{\text{уд}}$ в формулу (i) и сделаем преобразования, то получим квадратное уравнение:

$$b^2 + \left[\frac{2b_0 - c}{2} + \frac{3(P + \mu E\mathrm{Sn}\beta)}{lh\gamma_k}\right] b - \frac{3(E\mu r\psi + Pt)}{lh\gamma_k} +$$

$$- \frac{b_0(b_0 + 2c)}{2} = 0.$$

Откуда найдем:

$$b = -\frac{2b_0 - c + k_1}{4} +$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{2b_0 - c + k_1}{4}\right)^2 + \frac{3(E\mu r\psi + Pt)}{lh\gamma_k} + \frac{b_0(b_0 + 2c)}{2}} \tag{4}$$

Здесь

$$K_1 = \frac{6(P + \mu E\mathrm{Sn}\beta)}{lh\gamma_k}$$

б) На сдвиг или скольжение. Исходным уравнением при этом условии будет выражение:

$$Nf = mT \qquad (m),$$

где

m — коэфициент устойчивости на сдвиг;

f — коэфициент трения;

N — нормальная сила в данном сечении;

T — скалывающая сила для этого же сечения.

В нашем случае:

$$\left.\begin{aligned} N &= Q + P + У = \frac{b_0 + b}{2} lh\gamma_k + P + E\mathrm{Sn}\beta \\ T &= X = E\mathrm{Cos}\beta \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \end{aligned}\right\} \qquad (n)$$

После подстановки значений по формуле (n) в формулу (m) и после произведенных преобразований, получим:

$$b = \frac{2\left[E\left(\frac{m}{f} - tg\beta\right)\mathrm{Cos}\beta - P\right]}{lh\gamma_k} - b_0 \qquad (5)$$

В последней формуле не учтен отпор грунта на высоте фундамента, который будет уменьшать величину скалывающей силы при расчете ширины основания фундамента. Эту силу легко учесть, если вычесть ее горизонтальную составляющую из скалывающей силы T или можно уменьшить коэфициент устойчивости m.

Коэфициент устойчивости как на опрокидывание, так и на сдвиг должны быть > 1. Они принимаются от 1,4 и выше. Ряд авторов (проф. Прокофьев И. П., проф. Симинский К. К. и др.) рекомендуют брать величину этих коэфициентов от 1,5 до 2.

IV. Частные случаи [1]).

Здесь мы рассмотрим определение „в" только из условия растягивающих напряжений, когда $R_z = 0$.

Ниже будут приведены таблицы размеров толщины стенки, вычисленных при этом условии для нескольких частных случаев.

Сосредоточенная нагрузка P в верхнем основании отсутствует и давление земли E направлено

[1]) Более подробно эта часть изложена в статье автора „Определение размеров подпорной стенки". Известия ТИИ им. С. М. Кирова, том 56, вып. II за 1937 г.

нормально к стенке. В этом случае $\beta = \alpha$, $\varphi_0 = O$, $P = O$ и формула (3а) примет следующий вид (при $l = 1$ *м*):

$$b = -\frac{b_0 - c + k_2}{2} +$$

$$+\sqrt{\left(\frac{b_0 - c + k_2}{2}\right)^2 + \frac{6Er\psi_1}{h\gamma_к} + b_0\left(b_0 + 2c\right)}, \qquad (6)$$

где

$$K_2 = \frac{4\,E\,Sn\,\alpha}{h\gamma_к};$$

$$\psi_1 = cos\,\alpha\,(1 + tg^2\alpha) = \frac{1}{cos\,\alpha} = sec\,\alpha.$$

В таблицах 1, 2 и 3 приведены размеры толщины стенки „b", вычисленные при следующих условиях: $R_z = O$; $\varphi_0 = O$; $l = 1$ *м*; $b_0 = 1$ *м*; поверхность засыпки горизонтальна; $r = \frac{h}{3}$.

Для вычисления E применим формулу (как эта, так и последующие формулы для определения E взяты из книги проф. А. С. Иловайского „Два вопроса о давлении земли на стенку" изд. 1933 г.):

$$E = \frac{1}{2}\,\gamma h^2 \left[\; tg\left(45° - \frac{\varphi + \alpha}{2}\right) + tg\alpha \;\right]^2 cos\,\alpha \qquad (o)$$

Таблица 1.

$$\frac{\gamma}{\gamma_k} = 0{,}8$$

Рабочая грань	h / φ	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		Толщина стенки b (м)								
Наклон грани 1 : 10	25	1,28	1,78	2,34	2,90	3,47	4,06	4,67	5,27	5,98
	30	1,21	1,68	2,18	2,71	3,24	3,79	4,34	4,89	5,47
	35	1,16	1,57	2,06	2,62	3,02	3,51	4,03	4,55	5,10
	40	1,10	1,49	1,90	2,35	2,79	3,24	3,72	4,18	4,65
	45	1,07	1,40	1,77	2,17	2,57	3,01	3,43	3,83	4,26
Наклон грани 1 : 5	25	1,43	2,02	2,63	3,24	3,90	4,53	5,16	5,82	6,45
	30	1,40	1,94	2,50	3,06	3,68	4,27	4,88	5,47	6,08
	35	1,36	1,86	2,37	2,91	3,48	4,05	4,62	5,20	5,77
	40	1,32	1,78	2,28	2,79	3,30	3,82	4,38	4,92	5,45
	45	1,25	1,72	2,18	2,66	3,14	3,66	4,15	4,64	5,16
Наклон грани 1 : 3	25	1,65	2,28	2,94	3,60	4,32	5,01	5,70	6,40	7,10
	30	1,61	2,23	2,87	3,52	4,19	4,84	5,53	6,21	6,89
	35	1,58	2,17	2,78	3,41	4,06	4,68	5,34	5,98	6,62
	40	1,56	2,12	2,72	3,33	3,95	4,54	5,17	5,78	6,40
	45	1,54	2,08	2,64	3,22	3,80	4,40	5,00	5,56	6,18

Таблица 2.

$$\frac{\gamma}{\gamma_k} = 0,7$$

Рабочая грань	h / φ	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		Толщина стенки b (м)								
Наклон грани 1:10 $\alpha \cong 6°$	25°	1,22	1,69	2,20	2,74	3,28	3,84	4,40	4,95	5,52
	30°	1,18	1,60	2,07	2,56	3,07	3,60	4,12	4,63	5,14
	35°	1,12	1,52	1,95	2,39	2,85	3,32	3,78	4,27	4,73
	40°	1,08	1,43	1,82	2,22	2,64	3,08	3,51	3,95	4,39
	45°	1,03	1,36	1,71	2,07	2,46	2,81	3,25	3,65	4,06
Наклон грани 1:5 $\alpha \cong 12°$	25°	1,41	1,95	2,49	2,98	3,68	4,24	4,90	5,52	6,12
	30°	1,36	1,80	2,36	2,91	3,48	4,02	4,59	5,21	5,78
	35°	1,32	1,76	2,27	2,80	3,30	3,85	4,40	4,95	5,49
	40°	1,28	1,73	2,19	2,67	3,16	3,65	4,17	4,70	5,19
	45°	1,25	1,67	2,10	2,55	3,02	3,48	3,95	4,44	4,92
Наклон грани 1:3 $\alpha \cong 19°$	25°	1,60	2,20	2,88	3,48	4,13	4,81	5,47	6,14	6,78
	30°	1,58	2,18	2,77	3,44	4,06	4,71	5,35	5,96	6,65
	35°	1,56	2,13	2,68	3,33	3,98	4,60	5,18	5,81	6,47
	40°	1,50	2,07	2,63	3,21	3,79	4,37	4,96	5,55	6,15
	45°	1,46	1,92	2,55	3,10	3,70	4,24	4,83	5,44	5,99

Таблица 3

$$\frac{\gamma}{\gamma_k} = 0,6$$

Рабочая грань	h / φ	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		Толщина стенки b (м)								
Наклон грани 1:10 $\alpha \cong 6°$	25°	1,20	1,61	2,10	2,59	3,09	3,60	4,14	4,56	5,15
	30°	1,12	1,54	1,97	2,42	2,90	3,35	3,84	4,34	4,81
	35°	1,08	1,40	1,84	2,26	2,69	3,13	3,57	4,02	4,47
	40°	1,05	1,35	1,73	2,12	2,48	2,91	3,38	3,72	4,14
	45°	1,01	1,30	1,63	1,97	2,34	2,70	3,06	3,44	3,82
Наклон грани 1:5 $\alpha \cong 12°$	25°	1,40	1,91	2,49	3,09	3,66	4,29	4,97	5,51	6,12
	30°	1,36	1,86	2,40	2,95	3,52	4,03	4,66	5,23	5,81
	35°	1,30	1,73	2,23	2,76	3,27	3,72	4,28	4,85	5,87
	40°	1,26	1,67	2,10	2,62	3,02	3,53	4,00	4,58	4,97
	45°	1,23	1,62	2,03	2,52	2,90	3,40	3,81	4,32	4,70
Наклон грани 1:3 $\alpha \cong 19°$	25°	1,58	2,17	2,78	3,41	4,06	4,63	5,32	5,89	6,55
	30°	1,56	2,13	2,72	3,32	3,94	4,49	5,18	5,78	6,41
	35°	1,53	2,06	2,61	3,20	3,76	4,34	4,92	5,48	6,22
	40°	1,50	2,02	2,51	3,09	3,65	4,21	4,77	5,34	5,90
	45°	1,48	1,99	2,40	3,00	3,55	4,15	4,63	5,24	5,79

Если подставить формулу (о) в формулу (6), при принятых условиях, то последняя будет иметь следующий вид:

$$b = -\frac{1-c+k_2}{2} + \sqrt{\left(\frac{1-c+k_2}{2}\right)^2 + \frac{6h\psi_1}{3h\gamma_k} \cdot \frac{1}{2}\gamma h^2 \left[tg\left(45^\circ - \frac{\varphi+\alpha}{2}\right) + tg\alpha\right]^2 \cos\alpha + 1 + 2c}$$

Обозначим

$$n = \frac{\gamma}{\gamma_k}\left[tg\left(45^\circ - \frac{\varphi+\alpha}{2}\right) + tg\alpha\right]^2 \cos\alpha.$$

Тогда

$$b = -\frac{1-c+k_2}{2} + \sqrt{\left(\frac{1-c+k_2}{2}\right)^2 + \psi_1 n h^2 + 1 + 2c}, \qquad (7)$$

где

$$\psi_1 = ses\,\alpha;\; c = htg\alpha;$$

$$\kappa_2 = \frac{4\,sn\alpha}{h\gamma_k} \cdot \frac{1}{2}\gamma h^2 \left[tg\left(45^\circ - \frac{\varphi+\alpha}{2}\right) + tg\alpha\right]^2 \cos\alpha = 2\,nh\,Sn\alpha.$$

Величины коэф. n приведены в таблице 4.

Таблица 4

Рабочая грань	$\frac{\gamma}{\gamma_\kappa}$ \ φ	25°	30°	35°	40°	45°
		Величина коэфиц. n				
Наклон грани 1 : 10 $\alpha \cong 6^\circ$	0,8	0,358	0,302	0,251	0,206	0,168
	0,7	0,311	0,263	0,219	0,180	0,147
	0,6	0,26[illegible]	0,226	0,188	0,155	0,126
Наклон грани 1 : 5 $\alpha \cong 12^\circ$	0,8	0,398	0,339	0,288	0,242	0,201
	0,7	0,346	0,296	0,252	0,212	0,177
	0,6	0,296	0,254	0,216	0,181	0,152
Наклон грани 1 : 3 $\alpha \cong 19^\circ$	0,8	0,445	0,389	0,338	0,290	0,248
	0,7	0,389	0,341	0,296	0,255	0,218
	0,6	0,334	0,292	0,254	0,218	0,187

Таблицы 1,2 и 3 составлены для стенок, рабочая грань которых нисходит в сторону насыпи, с различными наклонами, а именно [1]):

1) наклон 1/10 ; $\alpha \cong 6^\circ$
2) наклон 1/5 ; $\alpha \cong 12^\circ$
3) наклон 1/3 ; $\alpha \cong 19^\circ$

[1]) Округление углов сделано в большую сторону.

Эти таблицы в то же время составлены для разных отношений $\frac{\gamma}{\gamma_k}$, т. е. объемного веса грунта к объемному весу кладки. Таких отношений взято три: 0,8; 0,7; 0,6.

Таблица 5 вычислена для сравнения, чтобы показать, что при небольших углах α для простоты расчета можно брать горизонтальную составляющую силы E, а вертикальной составляющей пренебрегать. Так для этой таблицы принято $E\,sn\alpha = O$; $K_2 = O$; вместо E подставлено $E\,cos\alpha$; $sec\alpha = 1$; $C = O{,}1h$; $tg\alpha = 0{,}1$;

Таблица 5

$$\frac{\gamma}{\gamma_k} = 0{,}8$$

Рабочая грань	h / φ	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		Размер „b" в метрах								
Наклон грани 1 : 10 $\alpha \cong 6°$	25	1,27	1,78	2,39	3,00	3,60	4,21	4,86	5.50	6,15
	30	1,20	1,68	2,21	2,77	3,33	3,90	4,50	5,07	5,66
	35	1,14	1,57	2,04	2,55	3,07	3,59	4,12	4,66	5,20
	40	1,08	1,45	1,88	2,38	2,80	3,25	3,75	4,25	4,75
	45	1,03	1,36	1,74	2,15	2,57	3,01	3,44	3,88	4,32

$$\alpha \cong 6°; \frac{\gamma}{\gamma_k} = 0{,}8.$$

Сравнение таблиц 1 и 5 показывает, что разница в размерах „b" незначительна и практически приемлема, а формула 6 при этом упрощается:

$$b = -\frac{b_0 - c}{2} + \sqrt{\frac{6\,Er}{h\gamma_k} + \frac{b_0\,(5b_0 + 2c) + c^2}{4}} \qquad (6а),$$

где E — есть горизонтальная составляющая давления земли на стенку.

Приведенные в таблицах 6, 7 и 8 размеры „b" вычислены для подпорных стенок, рабочая грань которых имеет наклон в сторону насыпи (восходит в сторону насыпи). Эти таблицы вычислены при тех же условиях, что и первые, причем наклоны взяты 1/10 и 1/5. Направление E взято горизонтальное ($K = 0$; $\psi = 1$), т. к. трудно предположить ее направление кверху. Формула (3а) в этом случае придет к виду (6а).

Для вычисления E взята формула:

$$E = \frac{1}{2}\,\gamma h^2 \left[tg\left(45° - \frac{\varphi - \alpha}{2}\right) - tg\alpha\right]^2 cos\alpha \qquad (q)$$

После подстановки E по формуле (q) в уравнение (6а), приняв во внимание условие $b_0 = 1$ *м* и $r = \frac{h}{3}$, получится:

$$b = -\frac{1-c}{2} +$$

$$+\sqrt{\frac{6\,h\gamma h^2}{3.2.\,h\gamma_k}\left[tg\left(45^\circ - \frac{\varphi-\alpha}{2}\right)\,tg\alpha\;\right]^2 . Cos\alpha + \frac{5+2c+c^2}{4}}$$

Таблица 6.

$$\frac{\gamma}{\gamma_k} = 0{,}8$$

Рабочая грань	h (м) / φ	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		Ширина нижнего основания b (м)								
Наклон	25	0,94	1,30	1,72	2,17	2,65	3,11	3,60	4,07	4,58
грани	30	—	1,19	1,52	1,89	2,32	2,73	3,17	3,60	4,00
1 : 10	35	—	1,03	1,34	1,66	2,02	2,37	2,74	3,10	3,50
$tg\alpha = 0{,}1$	40	—	0,92	1,16	1,44	1,74	2,04	2,35	2,68	3,00
$\alpha \cong 6^\circ$	45	—	—	1,00	1,22	1,46	1,71	1,98	2,25	2,51
Наклон	25	—	1,08	1,44	1,82	2,22	2,62	3,05	3,46	3,88
грани	30	—	0,94	1,22	1,54	1,88	2,22	2,60	2,95	3,30
1 : 5	35	—	—	1,02	1,28	1,56	1,84	2,14	2,44	2,75
$tg\alpha = 0{,}2$	40	—	—	—	1,04	1,26	1,50	1,74	1,98	2,23
$\alpha \cong 12^\circ$	45	—	—	—	—	1,00	1,16	1,35	1,54	1,74

Таблица 7.

$$\frac{\gamma}{\gamma_k} = 0{,}7$$

Рабочая грань	h / φ	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		Ширина нижнего основания b (м)								
Наклон	25	0,89	1,21	1,60	2,01	2,44	2,87	3,32	3,77	4,22
грани	30	—	1,09	1,41	1,77	2,16	2,51	2,90	3,30	3,70
1 : 10	35	—	0,97	1,24	1,55	1,86	2,19	2,52	2,86	3,21
$tg\alpha = 0{,}1$	40	—	—	1,08	1,33	1,60	1,87	2,16	2,45	2,75
$\alpha \cong 6^\circ$	45	—	—	0,98	1,13	1,37	1,57	1,82	2,06	2,30
Наклон	25	—	1,00	1,31	1,66	2,02	2,40	2,78	3,15	3,55
грани	30	—	—	1,11	1,40	1,70	2,02	2,35	2,68	3,00
1 : 5	35	—	—	0,93	1,16	1,40	1,66	1,94	2,20	2,50
$tg\alpha = 0{,}2$	40	—	—	—	0,95	1,13	1,34	1,56	1,78	2,00
$\alpha \cong 12^\circ$	45	—	—	—	—	—	1,04	1,21	1,38	1,56

Таблица 8.

$$\frac{\gamma}{\gamma_k} = 0{,}6$$

Рабочая грань	h / φ	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		Ширина нижнего основания b (м)								
Наклон грани 1 : 10 $tg\alpha = 0{,}1$ $\alpha \cong 6°$	25	0,84	1,12	1,46	1,83	2,22	2,63	3,01	3,42	3,85
	30	—	1,01	1,30	1,61	1,95	2,29	2,64	3,00	3,35
	35	-	—	1,14	1,41	1,70	1,99	2,30	2,61	2,92
	40	—	—	1,00	1,22	1,46	1,71	1,95	2,23	2,50
	45	—	—	—	1,10	1,23	1,43	1,64	1,86	2,09
Наклон грани 1 : 5 $tg\alpha = 0{,}2$ $\alpha \cong 12°$	25	—	0,92	1,19	1,50	1,83	2,16	2,50	2,85	3,20
	30	—	—	1,00	1,26	1,53	1,82	2,10	2,40	2,70
	35	—	—	—	1,04	1,25	1,48	1,72	1,96	2,21
	40	—	—	—	—	1,00	1,18	1,36	1,57	1,78
	45	—	—	—	—	—	—	1,05	1,20	1,36

или:

$$b = -\frac{1 + htg\alpha}{2} + \sqrt{n_1 h^2 + \frac{5 - 2htg\alpha + (htg\alpha)^2}{4}}, \tag{8}$$

где

$$c = -htg\alpha;$$

$$n_1 = \frac{\gamma}{\gamma_k}\left[tg\left(45° - \frac{\varphi - \alpha}{2}\right) - tg\,\alpha\right]^2 . \mathrm{Cos}\,\alpha .$$

Коэфициенты n_1 приведены в таблице 9.

Таблица 9.

Рабочая грань	φ / $\frac{\gamma}{\gamma_к}$	25	30	35	40	45
		Величина коэфиц. n_1				
Наклон грани 1 : 10 $tg\alpha = 0{,}1$ $\alpha \cong 6°$	0,8	0,299	0,240	0,190	0,149	0,113
	0,7	0,262	0,210	0,167	0,130	0,099
	0,6	0,224	0,180	0,143	0,112	0,085
Наклон грани 1 : 5 $tg\alpha = 0{,}2$ $\alpha \cong 12°$	0,8	0,277	0,218	0,167	0,126	0,092
	0,7	0,242	0,190	0,146	0,110	0,081
	0,6	0,208	0,163	0,125	0,094	0,069

Таблицы 10, 11 и 12 составлены для стенок с вертикальной рабочей гранью. Условия приняты те же. Направление E—горизонтальное, $C = 0$. Для определения E взята известная формула:

$$E = \frac{1}{2}\gamma h^2 tg^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \tag{p}$$

Формула 6а при принятых условиях и по подстановке в нее формулы (р) придет к следующему виду:

$$b = -0{,}5 + \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_k} h^2 \, tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + 1{,}25}. \qquad (9)$$

Таблица 10

$$\frac{\gamma}{\gamma_\kappa} = 0{,}8$$

Рабочая грань	h (м) / φ	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		Ширина нижнего основания „b“ (м)								
Вертикальная	25	1,10	1,55	2,04	2.58	3,10	3,65	4,20	4,78	5,30
	30	1,02	1,41	1,85	2,32	2,80	3,28	3,77	4,27	4,78
	35	—	1,29	1,67	2,08	2,51	2,94	3,40	3,84	4,28
	40	—	1,18	1,50	1,86	2,24	2,62	3,00	3,42	3,82
	45	—	1,08	1,36	1,67	2,00	2,33	2,68	3,02	3,38

Таблица 11

$$\frac{\gamma}{\gamma_\kappa} = 0{,}7$$

Рабочая грань	h / φ	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		Ширина нижнего основания „b“ (м)								
Вертикальная	25	1,05	1,45	1,92	2,40	2,90	3,40	3,92	4,43	4,95
	30	—	1,33	1,73	2,16	2,60	3,06	3,52	4,00	4,45
	35	—	1,22	1,57	1,94	2,34	2,75	3,16	3,58	4,00
	40	—	1,12	1,42	1,75	2,09	2,45	2,82	3,18	3,55
	45	—	1,03	1,28	1,56	1,86	2,17	2,50	2,82	3,15

Таблица 12

$$\frac{\gamma}{\gamma_\kappa} = 0{,}6$$

Рабочая грань	h / φ	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		Ширина нижнего основания „b“ (м)								
Вертикальная	25	1,00	1,36	1,78	2,21	2,70	3,14	3.61	4,10	4,57
	30	—	1,25	1,62	2,00	2,40	2,82	3,25	3,67	4,10
	35	—	1,15	1,46	1,81	2,16	2,53	2,92	3,30	3,68
	40	—	1,06	1,33	1,62	1,94	2,26	2,60	2,94	3,28
	45	—	1,00	1,20	1,45	1,73	2,01	2,30	2,60	2,90

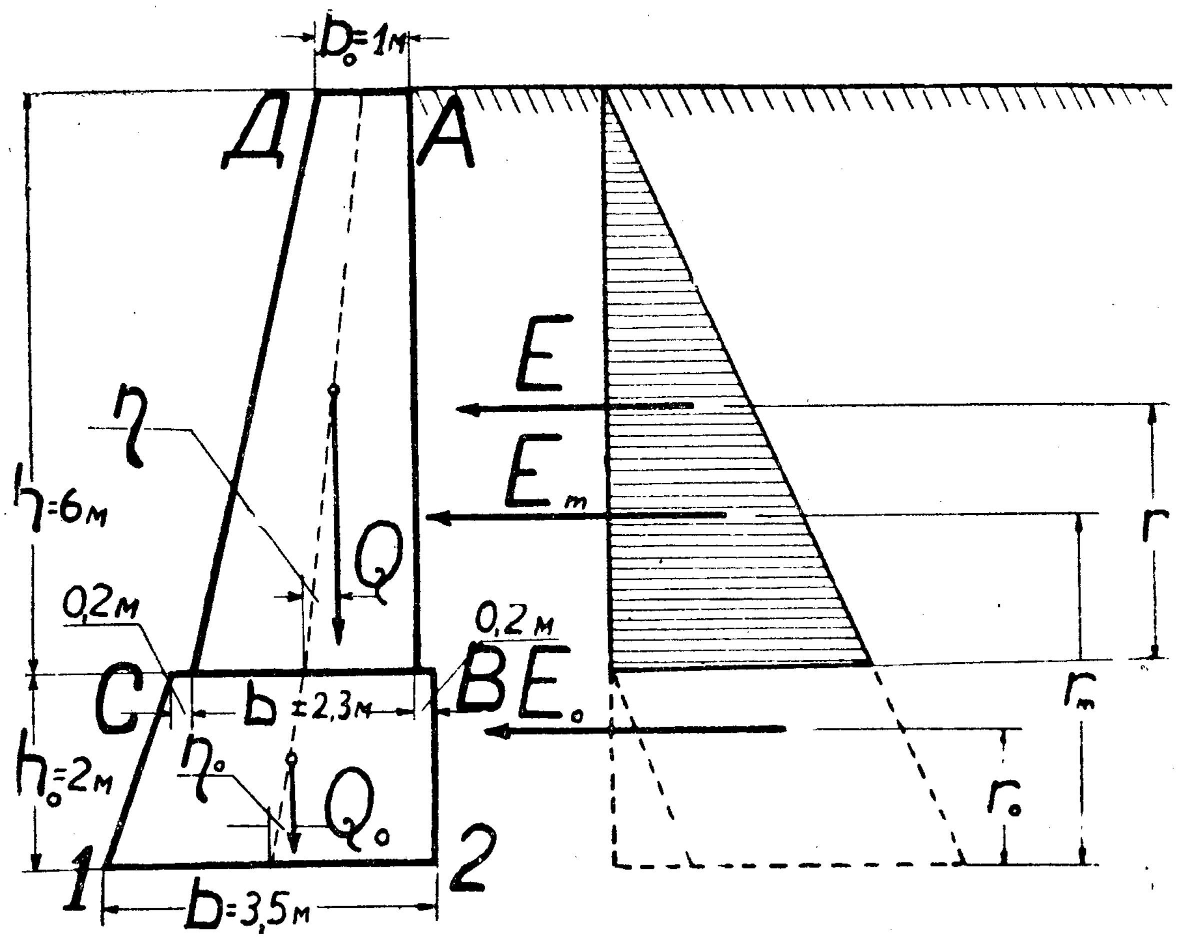
$b_0=1$м
Д
A
E
E_m
η
Q
$h=6$м
0,2м
0,2м
C
B
E_0
$b=2,3$м
$h_0=2$м
η_0
Q_0
1
2
$b=3,5$м
r
r_m
r_0

Рис. 4.

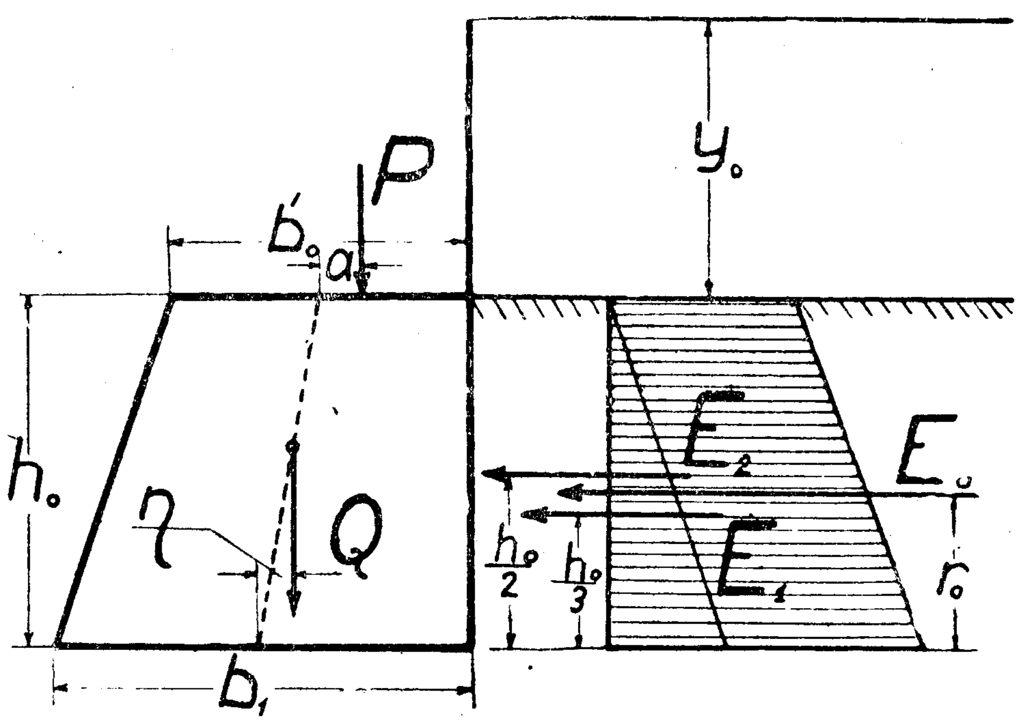
y_0
P
b_0'
a
h_0
η
Q
E_2
E_0
E_1
$\frac{h_0}{2}$
$\frac{h_0}{3}$
r_0
b_1

Рис. 5.

Во всех приведенных таблицах, как уже было указано, размеры „b" вычислены при условии $R_z=0$. Поэтому в опасных сечениях напряжения для крайних волокон (со стороны грунта) будут колебаться около нуля, следовательно, принятые размеры нужно округлять в большую сторону.

На рис. 3 показаны 3 кривые, построенные по уравнениям 7,8 и 9. Для всех трех кривых взято одно и то же условие, а именно: $\frac{\gamma}{\gamma_k}=0{,}8$; $\varphi=30°$. Кривая по уравнению 7 показана пунктиром с точками, по уравнению 8—пунктиром, по уравнению 9—сплошной линией. По этим кривым можно видеть, что наиболее рациональной формой стенки является такая, при которой рабочая грань ее будет восходить в сторону насыпи. Среднее значение занимает стенка с вертикальной рабочей гранью.

V. Пример.

Для пояснения таблиц и формул приведем небольшой пример.

Требуется произвести расчет подпорной стенки с вертикальной гранью при следующих условиях: высота $h=6$ *м*, поверхность насыпи горизонтальная и не имеет на себе нагрузки, угол внутреннего трения $\varphi=40°$; $\varphi_0=0$; объемный вес грунта $\gamma=1{,}8$ *т/м³*; объемный вес каменной кладки стенки $\gamma_k=2{,}3$ *т/м³*; допускаемое напряжение кладки на сжатие $Rd=15$ *кг/см²*, на растяжение $R_z=0$; глубина заложения фундамента $h_0=2$ *м* (из условия промерзания грунта в Сибири); допускаемое напряжение на грунт в основании фундамента $R_{гр}=2{,}0$ *кг/см²*.

Решение. Примем $b_0=1$ *м* и произведем расчет на длину $l=1$ *м*. Находим: $\frac{\gamma}{\gamma_k}=\frac{1{,}8}{2{,}3}=0{,}78\cong0{,}8$. По табл. 10 принимаем (с округлением в большую сторону) размер нижнего основания стенки $b=2{,}3$ *м*. Согласно принятых размеров находим:

$$Q=\frac{b_0+b}{2}h\gamma_k=\frac{1+2{,}3}{2}.6.2{,}3=22{,}8 \text{ т.}$$

$$E=\frac{1}{2}\gamma h^2 tg^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)=\frac{1}{2}.1{,}8.6^2.0{,}217\cong7 \text{ т.}$$

$$\eta=\frac{b(b_0+b)-2b_0^2}{6(b_0+b)}=\frac{2{,}3(1+2{,}3)-2.1}{6(1+2{,}3)}\cong0{,}28 \text{ м.}$$

Проверка на прочность. Для опасного сечения $N=Q=22{,}8$ *т*

$$M=Er-Q.\eta=7.\frac{6}{3}-22{,}8.0{,}28=7{,}6 \text{ т. м.}$$

Эксцентриситет равнодействующей Q и E найдется по формуле:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7{,}6}{22{,}8} = 0{,}334 \text{ м}$$

Напряжение в точке B:

$$\sigma_B = -\frac{N}{b}\left(1 - \frac{6e}{b}\right) = -\frac{22{,}8}{2{,}3}\left(1 - \frac{6.0{,}334}{2{,}3}\right) =$$

$$= -\frac{22{,}8}{2{,}3}\,(1 - 0{,}87) = -1{,}29 \text{ т/м}^2 \cong -0{,}13 \text{ кг/см}^2$$

Напряжение в точке C:

$$\sigma_c = -\frac{22{,}8}{2{,}3}\,(1 + 0{,}87) = -18{,}5 \text{ т/м}^2 = -1{,}85 \text{ кг/см}^2$$

Проверка на устойчивость.

а) На опрокидывание.

$M_{опр} = E.r = 7.2 = 14$ *тм*

$$M_{yg} = Q\left(\frac{b}{2} + \eta\right) = 22{,}8\,(1{,}15 + 0{,}28) = 32{,}6 \text{ тм}$$

$$\mu = \frac{32{,}6}{14} = 2{,}32 > 1{,}5$$

в) На скольжение. Коэфициент трения кладки по кладке $f = 0{,}7$

$$m = \frac{Qf}{E} = \frac{22{,}8\,.\,0{,}7}{7} = 2{,}28 > 1{,}5$$

Расчет фундамента (рис. 5).

Мы его будем рассматривать как подпорную стенку с вертикальной рабочей гранью при высоте $h_0 = 2$ *м*. Ширина верхнего основания $b_0' = b = 2{,}3$ *м*, ширина нижнего основания b_1. В плоскости верхнего основания приложена сила P.

$$P = Q = 22{,}8 \text{ т}$$

$$a = \eta = 0{,}28 \text{ м}$$

Давление грунта на эту стенку E_0 может быть определено как сумма двух сил:

1) E_1 — давление грунта на высоте h_0;

2) E_2 — от засыпки или грунта, лежащих выше фундамента, как от равномерно распределенной нагрузки, при условной высоте столба $y_0 = h = 6$ *м*.

$$E_1 = \frac{1}{2}\gamma h_0^2 tg^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{2}.1{,}8.2^2.0{,}217 = 0{,}77 \ m.$$

$$E_2 = E_1 \frac{2.y_0}{h_0} = 0{,}77.\frac{2.6}{2} = 4{,}62 \ m$$

$$E_0 = E_1 + E_2 \cong 5{,}4 \ m.$$

$$r_0 = \frac{E_1\frac{h_0}{3} + E_2\frac{h_0}{2}}{E_0} = \frac{0{,}77\frac{2}{3} + 4{,}62.1}{5{,}4} = 0{,}95 \ м$$

Полное давление земли на высоту $(h + h_0)$:

$$E_m = E + E_0 = 7 + 5{,}4 = 12{,}4 \ m$$

Расстояние от подошвы фундамента до направления E_m:

$$r_m = \frac{\left(h_0 + \frac{h}{3}\right) + E_0 r_0}{E_m} = \frac{7(2+2) + 5{,}4.0{,}95}{12{,}4} = 2{,}67 \ м$$

Определение b_1 по условию прочности.

а) На растяжение. $R_z = 0$. Применим формулу (3а), причем в нашем случае $C = 0$, $b_0 = b_0' = 2{,}3$ *м*, $\psi = 1$.

$$K = \frac{4P}{h_0\gamma_k} = \frac{4.22{,}8}{2.2{,}3} = 19{,}8 \ м.$$

$$t = \frac{b_0}{2} - a = 1{,}15 - 0{,}28 = 0{,}87 \ м$$

$$b_1 = -\frac{2{,}3 + 19{,}8}{2} +$$

$$+\sqrt{\left(\frac{2{,}3 + 19{,}8}{2}\right)^2 + \frac{6(22{,}8.0{,}87 + 12{,}4 - 2{,}67)}{2.2{,}3} + 2{,}3^2} = -$$

$$-11{,}05 + 14{,}05 = 3 \ м.$$

в) На сжатие.

$Rq = R_{гр} = 2$ *кг/см²* $= 20$ *т/м²*

Применим формулу 2:

$$b_1 = -\frac{2.22,8}{2.20} +$$

$$+\sqrt{\left(\frac{2.22,8}{2.20}\right)^2 + \frac{6.(22,8.0,87 + 12,4.2,67) + 2,3^2.2.2,3}{20}} =$$

$$= -1,14 + \sqrt{1,3 + 17,1} = 3,15 \text{ м}$$

Определение b_1 по условию устойчивости на опрокидывание. Примем $\mu = 1,5$. По формуле 4 получим:

$$k_1 = \frac{6.22,8}{2.2,3} = 29,6 \text{ м}$$

$$b_1 = -\frac{2.2,3 + 29,6}{4} +$$

$$+\sqrt{(8,55)^2 + \frac{3(12,4.1,5.2,67 + 22,8.0,87)}{2.2,3} + \frac{2,3^2}{2}}$$

$$= -8,55 + 11,0 = 2,45 \text{ м}$$

Из полученных размеров следует взять наибольшее.

Установим окончательно размеры фундамента. Если сделать выступы (обрезы) фундамента по 20 *см*, тогда ширина верхнего его основания будет $b'_0 = 2,7$ *м*. После этого ширину нижнего основания примем равной 3,5 *м*.

Наклон левой грани фундамента будет:

$$\frac{3,5 - 2,7}{2,0} = 0,4 < 0,7$$

Проверка фундамента на прочность.

$$Q_0 = \frac{2,7 + 3,5}{2}.2.2,3 = 14,2 \text{ т}$$

$$\eta_0 = \frac{3,5(2,7 + 3,5) - 2.2,7^2}{6(2,7 + 3,5)} = 0,19 \text{ м}$$

Нормальная сила N и изгибающий момент M в опасном сечении:

$$N = P + Q_0 = 22,8 + 14,2 = 37 \text{ т}$$

$$M = 12,4.2,67 - 22,8(1,75 - 1,35 + 0,28) - 14,2.0,19 = 33,2 -$$

$$- 15,5 - 2,7 = 15 \text{ тм}.$$

Эксцентриситет равнодействующей всех сил для нижнего основания фундамента

$$e = \frac{M}{N} = \frac{15}{37} = 0{,}405 \text{ м} < \frac{b_1}{6}$$

Напряжения в точке 2:

$$\sigma_2 = -\frac{37}{3{,}5}\left(1 - \frac{6 . 0{,}405}{3{,}5}\right) = -10{,}55\,(1 - 0{,}695) = -3{,}2 \ т/м^2 =$$

$$= -0{,}32 \ кг/см^2$$

Напряжения в точке 1:

$$\sigma_1 = -10{,}55\,(1 + 0{,}695) = -18 \ т/м^2 = -1{,}8 \ кг/см^2$$

Проверка фундамента на устойчивость.

а) На опрокидывание (относительно точки 1)

$$M_{опр} = E_m \cdot r_m = 12{,}4 . 2{,}67 = 33{,}2 \ тм$$

$$M_{уд} = P\left(b_1 - \frac{b_0'}{2} + a\right) + Q_0\left(\frac{b_1}{2} + \eta_б\right) = 22{,}8 \cdot (3{,}5 - 1{,}35 +$$

$$+ 0{,}28) + 14{,}2\,(1{,}75 + 0{,}19) = 55{,}5 + 27{,}6 = 82{,}1 \ тм.$$

$$\mu = \frac{82{,}1}{33{,}2} = 2{,}47 > 1{,}5$$

в) На сдвиг или скольжение.

$$N = 37 \ т; \ T = E_m = 12{,}4 \ т$$

Коэфициент трения кладки по грунту примем 0,45

$m = \frac{37 . 0{,}45}{12{,}4} = 1{,}34$, а если принять во внимание, что мы не учли отпора грунта на высоте фундамента, то полученный коэфициент устойчивости будет вполне достаточным.

Таким образом, как показала проверка, подпорная стенка (вместе с фундаментом) при принятых размерах полностью отвечает условиям прочности и устойчивости.

VI. Заключение.

Для подбора размеров стенки в опасном сечении, вообще говоря, следует применить 4 приведенные выше формулы как на прочность, так и на устойчивость, а потом из полученных значений „b“ выбрать наибольшее. При таком решении задачи, стенка должна удовлетворять и условию прочности и условию устойчивости.

Практически же нет смысла каждый раз определять размер „b“ по всем 4-м формулам. В большинстве случаев достаточно определить его по формуле, не допускающей в швах кладки растягивающих напряжений, и далее сделать только проверку. Это подтверждается еще тем, что коэфициент устойчивости стенки на опрокидывание, равный от 1,5 до 2, обеспечивается, как известно, отсутствием в шве растягивающих напряжений. Здесь следует заметить только об одном шве, а именно: в основании фундамента, где во избежание перерасчета лучше подбор сечения сделать по нескольким формулам, так как при малом допускаемом напряжении на грунт величина „b“ при этом условии может получиться большей, но и в этом случае можно ограничиться 2 формулами на прочность, а на устойчивость сделать только проверку.

Приведенные формулы можно применить к расчету подпорных стенок и с ломаным очертанием. Для этого размер „b“ можно определить отдельно для каждого шва на границах участков, как показано в примере.

Если в верхнем основании будет приложена наклонная сила, то ее лучше разложить на две составляющие: 1) вертикальную, которая будет отвечать силе P, и 2) параллельную силе E, которую графически или аналитически можно привести к новой силе E', со своей точкой приложения r' и, таким образом, привести задачу к тому исходному виду, при котором были получены приведенные формулы.

Точно также при действии дополнительных сил их всегда можно привести к 3-м силам, действующим на подпорную стенку, и после этого применить для расчета имеющиеся формулы.

В разобранном примере мы произвели подробный расчет фундамента. На самом деле такой расчет можно произвести гораздо проще. Для этого, пренебрегая выступом фундамента, следует рассмотреть полную высоту стенки вместе с фундаментом, т. е. при высоте $H = h_0 + h = 2 + 6 = 8$ *м*. Рабочая грань при этом остается той же, т. е. в данном случае вертикальной.

При этом условии на растяжение (при $R_z = 0$) сразу же по таблице 10 находим ширину нижнего основания фундамента $b_1 = 3$ *м*, такую же, как получили и при вычислении в примере.

По условию сжатия для данного случая, при вертикальной грани стенки, а также при горизонтальном направлении E и $\varphi_0 = O$, размер b_1 определяется просто, так как мы будем иметь $P = O$; $C = O$; $\beta = O$ и $\psi = 1$. Поэтому форм. (2а) принимает простой вид:

$$b = \sqrt{\frac{6\,Er + b_0^2\,h\,\gamma_k}{R_d}} \text{ (при } l = 1 \text{ м).}$$

После подстановки сюда соответственных значений получим:

$$b = \sqrt{\frac{6.12.4.2{,}67. + 1.8.2{,}3}{20}} \cong 3{,}2 \text{ м,}$$

т. е. величину мало отличающуюся от ранее определенной в приведенном примере.