

## РАСЧЕТ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК С УЧЕТОМ ПАССИВНОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА

### 1. Постановка проблемы

Существует пассивное давление сыпучих тел, в том числе и грунтов, возникающее в результате противодействия сыпучего тела. Так, под действием распора арки  $H$  в грунте возникает пассивное давление  $E_1$  (рис.1 а), или под действием активного давления грунта возникает пассивное давление с противоположной стороны подпорной стены (рис.1 б).

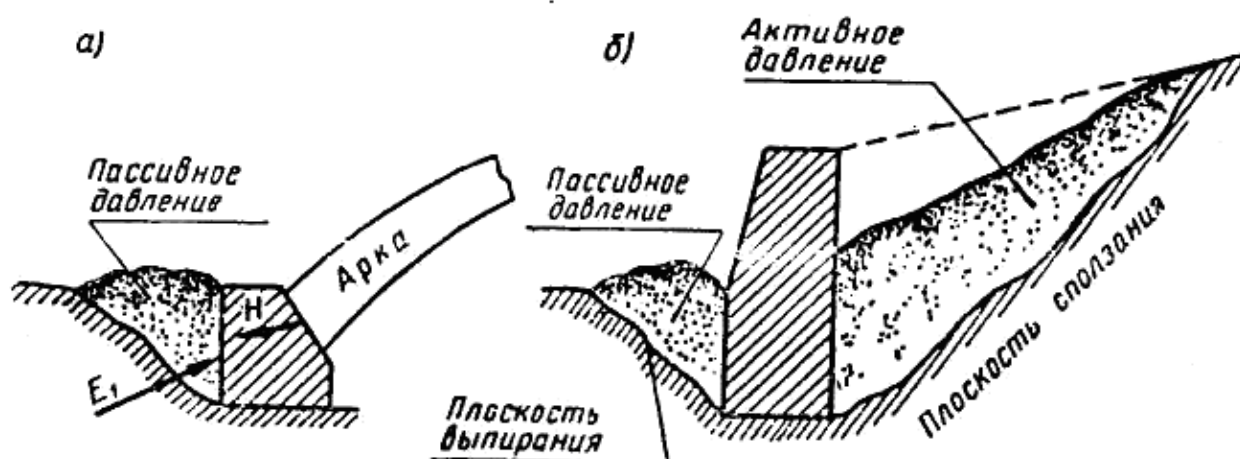


Рис. 1 – Активное и пассивное давление

### 2. Анализ последних достижений

Пассивное давление, или так называемый отпор грунта, определяют на основе тех же предпосылок, которые были приняты при определении активного давления грунта. Разница будет заключаться лишь в знаке углов наклона к нормали реакции подпорной стены и реакции основной массы грунта.

При активном давлении грунта призма скольжения стремится сползать вниз и реактивные силы отклоняются от нормали на угол трения в сторону,



Рассмотрим теперь силы, действующие на призму выпирания грунта. Прежде всего на нее действует сила тяжести, т. е. собственный вес, равный

$$Q = \frac{1}{2} \alpha B H \gamma, \text{ где } B = 1, \alpha = H \operatorname{tg} \alpha,$$

следовательно,

$$Q = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg} \alpha.$$

Затем на призму действует давление стены  $E_1$ . Пренебрегая опять трением грунта о стену, направление этого давления примем нормальным к грани подпорной стены, в нашем случае – горизонтальным.

Кроме того, на призму действует  $A$  – реакция остальной части грунта, расположенной под плоскостью скольжения (выпирания). Реакция эта отклонена от нормали к плоскости на угол трения грунта о грунт (угол внутреннего трения), принятый равным углу естественного откоса грунта  $\varphi$ .

Так как призма выпирания скользит по плоскости выпирания вверх, то реакция должна быть отклонена от нормали навстречу движению, т. е. тоже – вверх.

Для трех сил, находящихся в равновесии, из которых одна  $Q$  – известна, а для двух других сил  $E_1$  и  $A$  известны только направления, строим силовой треугольник, который получается прямоугольным (рис. 2). Угол между реакциями  $E_1$  и  $A$  будет равен  $(\alpha - \varphi)$ .

Из прямоугольного треугольника имеем

$$\frac{Q}{E_1} = \operatorname{tg}(\alpha - \varphi),$$

откуда

$$E_1 = \frac{Q}{\operatorname{tg}(\alpha - \varphi)},$$

подставив значение  $Q$ , получим

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg}(\alpha - \varphi)}.$$

Чтобы найти наименьшее пассивное давление (отпор)  $E_{min}$  и тот угол  $\alpha$ , при котором такой отпор получается, надо взять первую производную от  $E_I$  по  $\alpha$  и приравнять ее нулю:

$$\frac{dE_I}{d\alpha} = 0.$$

Не произведя уже знакомых нам вычислений, заметим, что минимальное пассивное давление получится при угле

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}.$$

Подставив это значение  $\alpha$  в формулу определения пассивного давления, получим

$$E_{I_{min}} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right).$$

Сравнивая эту формулу с формулой определения активного давления, отмечаем, что отпор всегда будет значительно больше распора. Например, при угле  $\varphi = 30^\circ$ .

$$\operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = \left( \frac{\sqrt{3}}{3} \right)^2 = \frac{1}{3},$$

а

$$\operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{30^\circ}{2} \right) = (\sqrt{3})^2 = 3,$$

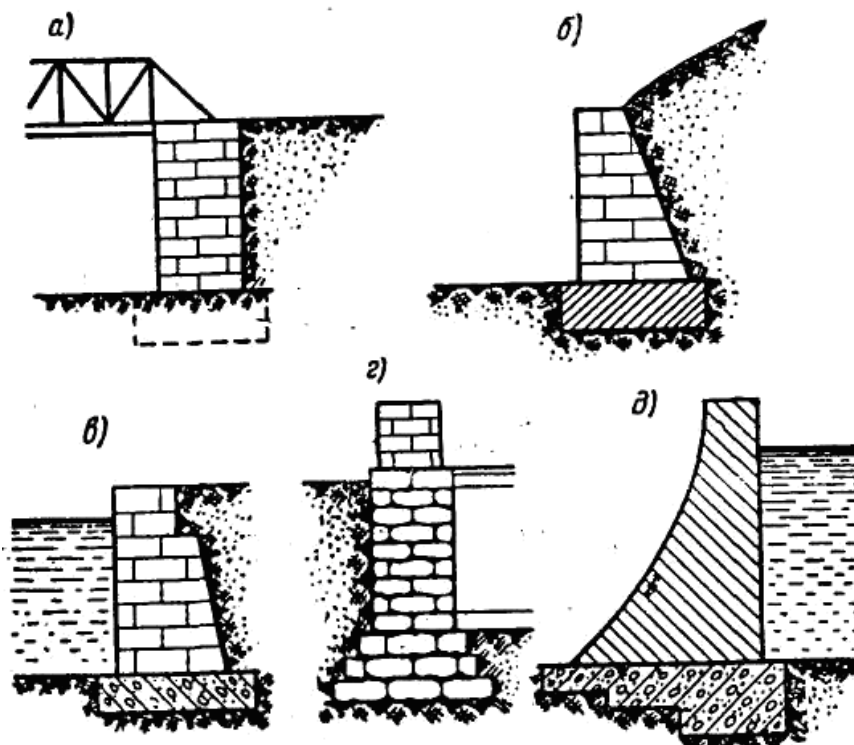
следовательно, отпор больше распора в  $\frac{3}{\left(\frac{1}{3}\right)} = 9$  раз.

Чем больше угол естественного откоса  $\varphi$ , тем больше отпор, и наоборот, при уменьшении  $\varphi$  отпор уменьшается и по своей величине приближается к распору.

Для жидкости при  $\varphi = 0$  величины распора и отпора одинаковы.

Выбор поперечного профиля стены зависит прежде всего от ее целевого назначения. Например, мостовые опоры (устои) и набережные стены должны иметь вертикальную переднюю грань (рис. 3 а, в), а стены, поддерживающие

откосы выемок, могут быть наклонными (рис. 3 б). Фундамент, являющийся стеной подвального помещения, имеет обе вертикальные грани (рис. 3 г), а плотины (рис. 3 д), удерживающей напор воды, целесообразно иметь криволинейную переднюю грань стены и т.д.



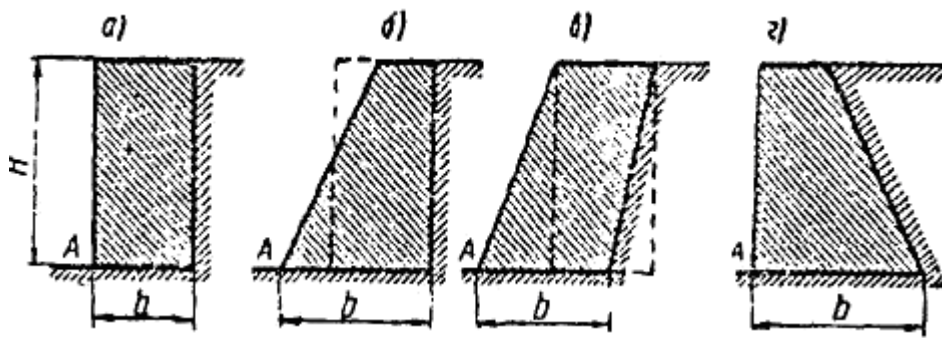
**Рис. 3** – Виды подпорных стенок

Выбрав профиль, необходимо затем назначить его основные размеры и прежде всего ширину стены у основания.

Чем меньше угол естественного откоса грунта  $\varphi$  и больше интенсивность временной нагрузки на насыпи, тем шире должно быть основание стены. Наклон стены в сторону насыпи позволяет значительно уменьшить ширину основания, и наоборот, даже небольшой наклон задней грани от грунта (рис.3б) вызывает необходимость увеличения основания.

Чем тяжелее материал стены, тем меньше может быть ее ширина.

Наиболее простым является прямоугольный профиль стены (см. рис. 4а), но в тоже время он имеет малую устойчивость на опрокидывание относительно ребра А. Ширина основания у такого профиля принимается в пределах  $b = 0,5 \div 0,55H$ .



**Рис. 4** – Наклоны стенок

Значительно устойчивее трапециевидный профиль, который получается из прямоугольного, если срезать верхний треугольник и приложить его внизу (рис. 4 б). При такой же затрате материала, как и у прямоугольного профиля, здесь ширина основания оказывается увеличенной и центр тяжести отнесен от переднего ребра назад. Стена такого профиля будет более устойчивой и прочной и поэтому ширина основания может быть уменьшена до  $b = 0,45 \div 0,5H$

Еще большую экономию материала на стену мы получим, если у прямоугольного профиля срежем треугольник в задней грани и приложим его к передней грани (рис. 4 в). Устойчивость и прочность такой стены увеличивается, что позволяет уменьшить ширину основания до  $b = 0,35 \div 0,4H$ . Однако в этом случае возрастает опасность сдвига стены по основанию из-за значительного уменьшения собственного веса ее.

Иногда по конструктивным соображениям приходится принимать заднюю грань стены наклонной, с вертикальной передней гранью (рис. 4 г). Получается невыгодный трапециевидный профиль, у которого ширина основания должна быть не менее  $b = 0,60 \div 0,65H$ .

Когда профиль подпорной стены выбран, следует произвести проверку стены на прочность и устойчивость. Но прежде чем перейти к такой проверке, необходимо собрать и подсчитать все нагрузки, действующие на подпорную стену, включая и собственный вес стены.

Для примера возьмем подпорную стену со ступенчатой задней гранью и горизонтальным уровнем грунта и с равномерно распределенной нормативной нагрузкой интенсивностью  $\rho$  Т/м, расположенной на поверхности грунта (рис. 5 а).

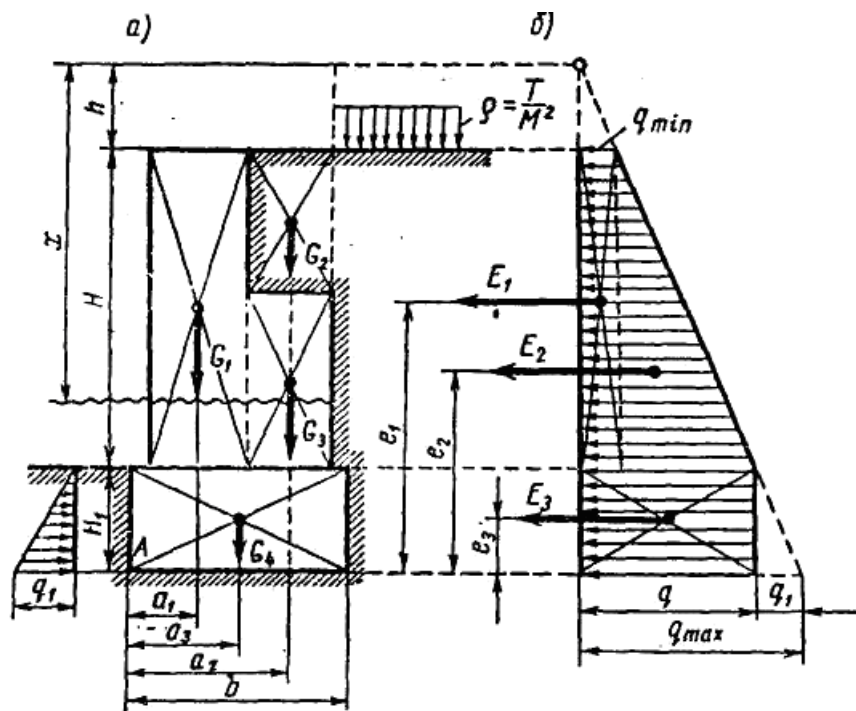


Рис. 5 – Схемы приложения нагрузок

Прежде всего, подсчитаем нормативный собственный вес стены, для удобства разбив ее на участки:  $G_1$ ,  $G_3$  и  $G_4$ , а также нормативный вес грунта  $G_2$ , расположенного на уступе стены. Эти силы  $G_1$ ,  $G_2$ ,  $G_3$  и  $G_4$  приложим в центрах тяжести каждого участка. Затем заменим временную нагрузку условным слоем грунта приведенной высотой  $h = \frac{\rho}{\gamma}$ , где  $\gamma$  – объемный вес грунта.

Далее строим эпюру давлений грунта. Так как все ступенчатые участки прямолинейны, то достаточно построить только одну эпюру давления. Для этого определим максимальную нормативную интенсивность давления грунта, используя формулу

$$d_x = \gamma x \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi^H}{2} \right).$$

Подставив в нее значение  $x = h + H + H_1$  получим

$$d_{\max} = \gamma(h + H + H_1) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi^H}{2} \right),$$

где  $\varphi^H$  – нормативный угол внутреннего трения.

Аналогично находим нормативную минимальную интенсивность давления на уровне грунта при  $x=h$ :

$$d'_{\min} = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi^H}{2} \right).$$

Соединив отрезки, равные  $d_{\max}$  и  $d_{\min}$  прямой, получим трапециевидную эпюру давления грунту (рис. 5 б).

С противоположной стороны подпорной стены на высоте фундамента  $H_1$  возникает активное давление грунта и отпор.

Отпор в запас прочности не учитываем, так как для появления его необходимо, чтобы стена уже сдвинулась хотя бы на небольшую величину, а даже небольшой сдвиг для ответственных сооружений считается недопустимым.

Что касается распора, то он является реально действующей силой, и максимальную нормативную интенсивность давления от него можно определить, подставив в формулу определения интенсивности  $H_1$  вместо  $x$ :

$$d_1 = \gamma H_1 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi^H}{2} \right).$$

Эпюра давления грунта на высоте фундамента  $H_1$  будет иметь вид треугольника. Эту треугольную эпюру вычтем из общей эпюры давления. В результате получим, что на фундамент наружной грани подпорной стены будет действовать равномерное давление грунта.

Для определения нормативной величины распора грунта общую эпюру давления грунта можно разбить на участки, для которых известно положения центра тяжести. В нашем случае площадь эпюры разбиваем на два прямоугольника и один треугольник (рис. 5 б).

Нормативные величины распора грунта определим как площади эпюр давления:



$$E_1 = d_{\min} H;$$

$$E_2 = (d_{\max} - d_1 - d_{\min}) \frac{H}{2};$$

$$E_3 = (d_{\max} - d_1) H_1.$$

Распоры  $E_1$ ,  $E_2$  и  $E_3$  прикладываем в центрах тяжести тех фигур, на которые расчленена общая эпюра давления грунта. Тогда расстояния от основания подпорной стены до точек приложения распоров будут равны:

$$e_1 = H_1 + \frac{H}{2};$$

$$e_2 = H_1 + \frac{H}{3};$$

$$e_3 = \frac{H_1}{2};$$

Расчет устойчивости подпорной стены сводится к проверке ее на **опрокидывание и сдвиг** от воздействия расчетных нагрузок.

**Проверка на опрокидывание.** В результате действия распора грунта подпорная стена может опрокинуться, наклоняясь относительно наружного ребра в точке  $A$  (см. рис. 5 а). При этом опрокидывающий момент от нормативной нагрузки будет равен:

$$M_{\text{опр}}^H = -(E_1 e_1 + E_2 e_2 + E_3 e_3).$$

От опрокидывания стена удерживается в результате действия собственного веса, при этом удерживающий момент от нормативной нагрузки относительно той же точки  $A$  будет равен:

$$M_{\text{уд.}}^H = G_1 a_1 + G_2 a_2 + G_3 a_3 + G_4 a_3,$$

где  $a_1$ ,  $a_2$  и  $a_3$  – расстояния от расчлененных весов до точки опрокидывания  $A$ .

Устойчивость подпорной стены на опрокидывание проверяют по формуле

$$n M_{\text{опр}}^H < n_1 M_{\text{уд.}}^H$$

где  $n$  – коэффициент перегрузки грунта, который принимается не менее 1,2;

$n_1$  – коэффициент перегрузки (в данном случае недогрузки) собственного веса стены, который принимается равным 0,8.

В целях экономии материала нежелательно большое расхождение в величинах левой и правой части формулы.

**Проверка на сдвиг.** Нормативными сдвигающими стену силами являются распоры грунта  $E_1$ ,  $E_2$  и  $E_3$ , следовательно, равнодействующая этих сил будет равна:

$$\sum P_{сдв}^H = E_1 + E_2 + E_3 .$$

Удерживают стену от сдвига силы трения. Нормативная величина равнодействующей всех удерживающих сил будет:

$$\sum P_{уд}^H = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) f ,$$

где  $f$  – коэффициент трения подошвы фундамента о грунт.

Учитывая возможность прилипания к подошве фундамента очень тонкого слоя грунта, принимают в расчет коэффициент трения грунта по грунту, который как известно, равен тангенсу угла естественного откоса, т.е.  $f = tg\varphi$ .

Величина коэффициента трения обычно бывает  $0,6 \div 0,7$ , снижаясь до 0,3 для основания из мокрой глины.

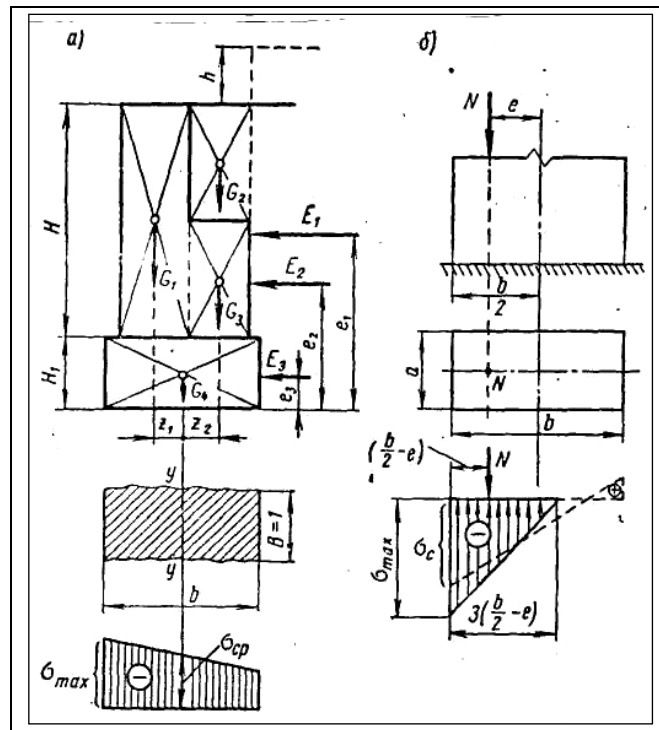
Устойчивость подпорной стены на сдвиг проверяют по формуле

$$\sum P_{сдв}^H n \leq \sum P_{уд}^H n_1$$

Здесь  $n$  и  $n_1$  – коэффициенты перегрузки, имеющие прежнее значение, т.е.  $n = 1,2$  и  $n_1 = 0,8$ .

В подпорных стенах необходимо обеспечить не только устойчивость, но и прочность материала. Следовательно, действительные напряжения в любом сечении стены от расчетной нагрузки и среднее (осевое) давление на грунт основания от нормативной нагрузки не должны превышать соответствующего расчетного сопротивления (стены или основания).

Рассматривая какое-либо сечение, например, по подошве фундамента шириной  $B = 1$  м (рис. 6 а), замечаем, что в этом сечении возникает центральное сжатие с изгибом.



**Рис. 6** – Напряжения в основании стенки

Равнодействующая нормативных нормальных сил, вызывающих центральное сжатие, будет равна

$$NH = G_1 + G_2 + G_3 + G_4.$$

Нормативный изгибающий момент всех сил относительно оси изгиба  $y-y$  будет равен

$$MH = (G_2 + G_3)z_2 - G_1z_1 - E_1e_1 - E_2e_2 - E_3e_3.$$

Прочность основания (грунта) будет обеспечена в том случае, когда:

- 1) среднее осевое напряжение (давление) в основании

$$\sigma_{cp} = \frac{N^H}{F} \leq R;$$

- 2) максимальное (краевое) напряжение (давление)

$$\sigma_{mac} = \frac{N^H}{F} + \frac{M^H}{W} \leq 1,2R,$$

где  $F$  – площадь сечения подошвы фундамента, равная  $Bb$ ;

$W$  – момент сопротивления сечения по подошве фундамента, равный  $\frac{Bb^3}{6}$ .

$R$  – расчетное сопротивление грунта основания.

Проверку прочности самой подпорной стены производят тоже на сжатие с изгибом, но только от расчетных нагрузок.

Следовательно, общая формула прочности подпорной стены будет иметь вид

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \leq R.$$

Здесь  $N$  и  $M$  – расчетные величины соответственно нормальной силы и изгибающего момента, полученные в результате умножения нормативных величин  $NH$  и  $MH$  на коэффициенты перегрузки.

Следует иметь в виду, что формулу прочности уточняют в зависимости от того, из какого материала сделана подпорная стена. Эти уточнения изложены в специальных курсах строительных конструкций (каменные конструкции, железобетонные конструкции и др.).

Расчет как основания, так и самой подпорной стены прямоугольного сечения можно вести по формуле внецентренного сжатия

$$\sigma = \frac{N}{F} \left( 1 \pm \frac{6e}{h} \right),$$

принимая величину эксцентриситета равной  $e = \frac{M}{N}$ .

Если в рассматриваемом сечении  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{b}{6}$ , то все сечение только сжато;

если же  $e = \frac{b}{6}$ , то в части сечения могут возникнуть растягивающие напряжения.

При расчете основания мы не можем учитывать наличие растягивающих, так как эти напряжения фактически не могут появиться.

Следовательно, определение крайних сжимающих напряжений  $\sigma_c$  по приведенной выше формуле внецентренного сжатия не будет соответствовать действительности.

Для определения максимального (краевого) напряжения в грунте  $\sigma_{\max}$  необходимо исходить из предположения, что нормальная продольная сила  $N$

уравновешивается суммой только сжимающих усилий, расположенных по треугольнику (см. рис.6 б).

Так как продольная сила должна быть в центре тяжести этого треугольника, то основание его будет равно

$$b_1 = 3\left(\frac{b}{2} - e\right).$$

Из условия равновесия имеем

$$N = \frac{1}{2}b_1\sigma_{\max}a = \frac{1}{2} \cdot 3\left(\frac{b}{2} - e\right)\sigma_{\max}a,$$

откуда

$$\sigma_{\max} = \frac{2}{3} \cdot \frac{N}{\left(\frac{b}{2} - e\right)a}$$

По этой формуле и надо проверять краевые напряжения в грунте основания.

Если подпорная стена имеет не жесткий фундамент, то необходимо учитывать совместность деформаций изгиба фундамента и основания.

### **Список использованных источников**

1. Симвулиди И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании : учеб. пособие для строит. спец. вузов / И. А. Симвулиди. – М. : Росвузиздат, 1963.

2. Ивонин И. Я. Строительная механика / И. Я. Ивонин. – М. : Высш. шк., 1985.

**Оболенская Т.А., Евсюкова Л.А., Серeda Н.В.** «Расчёт подпорных стенок с учетом пассивного давления грунта».

В данной работе изложен концептуальный подход к расчёту подпорных стенок при действии пассивной нагрузки. Рассмотрены варианты действий нагрузок при различных нагрузках при различных углах естественного откоса грунта.

**Ключевые слова:** расчет, давление грунта, подпорные стенки, пассивная нагрузка.

**Оболенська Т.О., Євсюкова Л.О., Серєда Н.В.** «Розрахунок підпорних стінок з обліком пасивного тиску ґрунту».

В даній роботі надано концептуальний підхід до розрахунків підпірних стінок при дії пасивного навантаження.

Розглянуті варіанти дій навантажень при різних кутах природного схилу ґрунту.

**Ключові слова:** розрахунок, тиск ґрунту, підпірні стінки, пасивне навантаження.

**Obolenskaya T.A., Yevsjukova L.A., Sereda N.V.** “The calculation of the breast walls with regard for passive loads pressure”.

The conception method of approach to the breast walls calculation under the action of the passive loads is given in this article.

The variants of load action for difference angles of natural bottom slope are examined.

**Key words:** calculation, earth pressure, breast walls, passive loads.

Стаття надійшла до редакції 25 березня 2010 р.