

## **Лекция №2.**

### **Просадки от действия собственного веса грунта и типы грунтовых условий по просадочности.**

**Просадки от действия собственного веса грунта.**

**Полевые и расчетные методы определения просадок от действия собственного веса.**

**Типы грунтовых условий по прочности.**

**Напряженно-деформированное состояние лессового основания при действии внешней нагрузки и его расчет по группам предельных состояний.**

**Фазы напряженно-деформированного состояния лессового основания.**

**Проектирование лессовых оснований по группам предельных состояний.**

При замачивании лессовых грунтов наблюдают рост относительной просадочности с увеличением сжимающего вертикального давления. При значительной мощности лессовой толщи напряжения от собственного веса грунта могут превзойти начальное просадочное давление, что приводит к проявлению просадочных деформаций в нижних слоях грунта. В случае замачивания лессового грунта из поверхностных источников происходят вертикальные и горизонтальные деформации, имеющие сложный характер. Важнейшие из них вертикальные перемещения, называемые просадками. Наблюдают наклоны и кривизну поверхности на границе проявления просадочных деформаций. Отмечают горизонтальные перемещения в массиве грунта и на дневной поверхности.

Характер проявления просадки и ее значения во многом зависят от размеров источника замачивания в плане. По данным полевых наблюдений принято, что полностью проявляется просадка от собственного веса грунта, если меньшая сторона  $B$  (ширина) котлована в плане равна или превышает просадочную толщу  $H_{sl}$ .

Лессовые грунты обладают фильтрационной анизотропностью. Коэффициент фильтрации  $k_f$  в вертикальном направлении в несколько раз выше, чем по горизонтали. Угол растекания воды бета (см. рис.1,а) в лёссовидных супесях и лёссах составляет  $35^\circ$ , суглинках -  $50^\circ$ . Угол растекания воды в толще, представленной лёссовидными супесями и суглинками, в среднем принят  $B = 45^\circ$ .

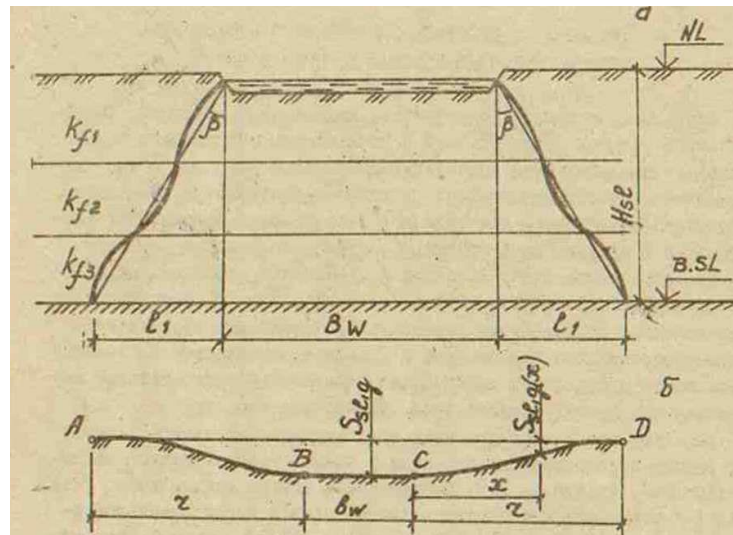


Рис. 1. Схемы увлажненной зоны при замачивании грунта из котлована  $B_w \Rightarrow H_{sl}$  (а) и проседания поверхности в различных точках (б)

Дно котлована, из которого подают воду, проседает неравномерно (рис. 3.1, б). Равномерное перемещение наблюдают в середине котлована на участке  $b_w$  (отрезок BC). К нему с обеих сторон примыкают криволинейные участки, которые захватывают часть поверхности грунта за пределами контура котлована (точки А и D).

Расстояние растекания вода на границе подстилающего непроницаемого грунта зависит от его водопроницаемости:

$$L_1 = m_B H_{sl} \operatorname{tg} B \quad (1)$$

где  $m_B$  - коэффициент, учитывающий возможное увеличение угла распространения воды в стороны вследствие слоистости грунтов основания;

$H_{sl}$ - толщина просадочных слоев грунта;

$B$  - угол растекания (распространения) воды в стороны, отмеряемый от вертикальной оси.

Коэффициент  $m_B$  принимают равным для лёссовой толщи:

однородной - 1,0;

двухслойной при  $k_{f1} < k_{f2}$   $m_B = 0,7$ ;

двухслойной при  $k_{f1} > k_{f2}$   $m_B = 1,4$ ;

трехслойной при  $k_{f1} < k_{f2}$   $m_B = 1,7$ ;

трехслойной при  $k_{f2} > k_{f3}$   $m_B = 1,7$ ;

многослойной при разных соотношениях  $k_{fi}$   $m_B = 2,0$ ;

Ширина зоны замачивания лессового грунта на границе просадочной толщи равна ширине проседающей поверхности грунта  $B_w + 2L_1 = b_w + 2r$ ,  
 расчетная длина криволинейного участка просевшей поверхности  $r = H_{sl} (0,5 + m_B \text{tg} B)$ ,  
 ширина участка  $b_w$  с равномерными вертикальными перемещениями, которые  
 максимальны:

$$b_w = B_w + 2L_1 - 2r = B_w + 2 m_B H_{sl} \text{tg} B - 2 H_{sl} (0,5 + m_B \text{tg} B) \quad \text{или} \quad b_w = B_w - H_{sl}.$$

Участок  $b_w$  будет при условии  $B_w > H_{sl}$ .

Просадку от собственного веса грунта при его замачивании из источника с размером  $B_w > H_{sl}$  вычисляют по формуле:

$$S_{sl,g} = E_{i=1}^n E_{sl_i} h_i k_{sl} \quad (2)$$

где  $E_{sl_i}$  - относительная просадочность  $i$ -го слоя, при напряжении от собственного веса во-  
 донасыщенного грунта в середине рассматриваемого слоя;

$h_i$  - толщина однородного  $i$ -го слоя, принимаемая равной 1...2 м;

$k_{sl}$  - учитывает возможные боковые перемещения грунта при проявлении просадок  
 многометровой толщи; принимают  $k_{sl} = 1$  при  $H_{sl}$  до 15 м,  $k_{sl} = 1,25$  при  $H_{sl}$  более 20 м,  
 в промежутке определяют по интерполяции.

Просадка от собственного веса грунта в любой точке криволинейного участка  
 вычислена по формуле:

$$S_{slg}(x) = 0,5 S_{slg} (1 + \cos \Pi x/r), \quad (3)$$

где  $S_{slg}$  - максимальная просадочная деформация,

$x$  - расстояние от центра замачиваемой площади при  $B_w = H_{sl}$  или начала  
 горизонтального участка просадки грунта при  $B_w > H_{sl}$  до точки, в которой определяют  
 ее значение.

При увлажнении лессовых просадочных грунтов из небольших в плане источников ( $B_w < H_{sl}$ ) происходит неполное промачивание просадочной толщи. Формируется как бы  
 подвешенная зона увлажненного грунта (рис. 2), имеющая в поперечном сечении форму,

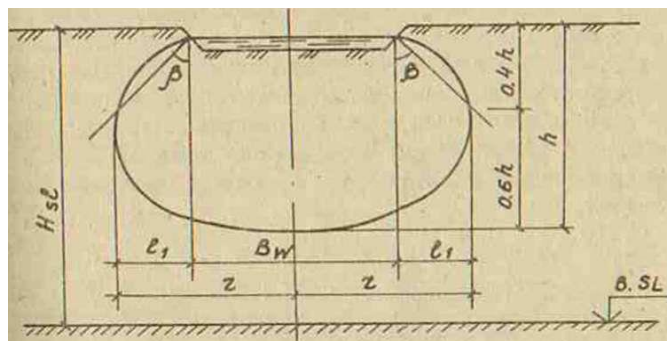


Рис. 2. Схема увлажненной зоны при замачивании грунта из котлована  $B_w < H_{sl}$   
 близкую к усеченному эллипсу.

Согласно СП22.13330.2011 различают два типа грунтовых условий по просадочности I тип, когда возможная просадка от собственного веса грунта не превышает 5 см, II - превышает.

Наиболее достоверный метод определения типа грунтовых условий по просадочности - опытное замачивание, которое проводят на площадке строительства из крупных по размерам в плане котлованов. Для лучшей водопроницаемости грунта котлован устраивают, предварительно срезав растительный слой и выполнив по периметру обвалование. На дно котлована укладывают дренарующий материал (песок, гравий, мелкий щебень) слоем толщиной 5...10 см, который препятствует заиливанию дна в процессе фильтрации воды в грунт (рис. 3).

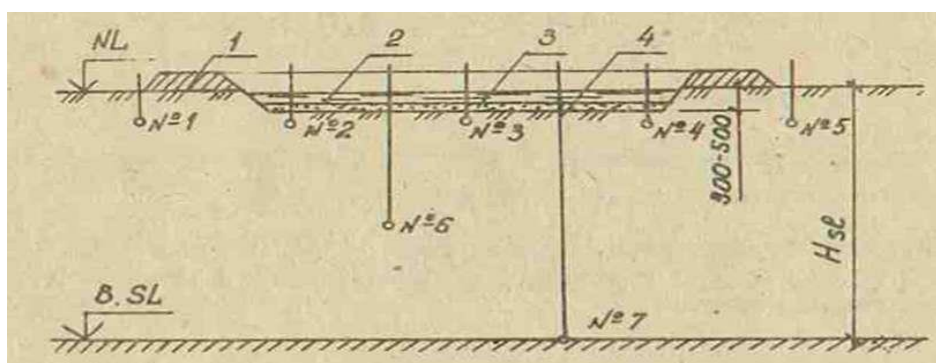


Рис. 3. Схематический разрез котлована для опытного замачивания лессового грунта:

I - валки; 2 - вода; 3 - дренарующий слой; 4 - поверхностные и глубинные марки.

Для наблюдения за перемещениями отдельных слоев грунта и дна котлована по всей просадочной толще и на поверхности устанавливают глубинные и поверхностные марки.

Для полного проявления просадочных деформаций лессовый грунт должен быть достаточно увлажнен. Количество воды для замачивания грунта нужно определять с учетом реальных условий. Для ориентировочных подсчетов количество воды может быть принято около 10...15 м<sup>3</sup> на 1 м<sup>2</sup> площади основания при толщине просадочного слоя 10 м.

По величине перемещения поверхностных марок, расположенных вблизи оси котлована, оценивают тип грунтовых условий по просадочности.

Тип грунтовых условий при проектировании зданий на застроенной территории определяют по результатам лабораторных испытаний на просадочность. Расчет просадки от собственного веса грунта по формуле (2). Просадочную толщу разделяют на отдельные слои толщиной 1...2 м. Определяют удельный вес грунта каждого слоя в водонасыщенном состоянии по формуле:

$$\gamma_{sat_i} = \frac{y_i}{1 + W_i} + \frac{e_i \cdot y_w}{1 + e_i} \quad (4)$$

где  $\rho$  и  $e$  - плотность (т/м<sup>3</sup>) и коэффициент пористости лессового грунта  $i$ -го слоя естественного состояния и влажности;

$g$  - ускорение свободного падения, принимают равным 10 м/с<sup>2</sup> ;

$W$ - естественная (природная) влажность грунта в долях единицы.

$\gamma_w$  = плотность воды, равна 1,0 т/м<sup>3</sup>.

Затем на границе раздела слоев находят вертикальные нормальные напряжения от собственного веса водонасыщенного грунта, по формуле

$$\sigma_{zg, sat_i} = \sum_{i=1}^n \gamma_{sat_i} \cdot h_i \quad (5)$$

где  $n$  - число слоев грунта, на которое разделена просадочная толща,

$\gamma_{sat}$  - удельный вес и  $h$  толщина  $i$  -го слоя грунта в водонасыщенном состоянии.

Принимая распределение вертикальных нормальных напряжений в пределах каждого слоя по линейному закону, строят их эпюру  $\sigma_{zgsat}$  по всей глубине просадочной толщи и находят в середине каждого  $i$ -го слоя их среднее значение.

Используя результаты лабораторных определений относительной просадочности, вычисляют по величине средних напряжений  $\sigma_{zgsat}$  соответствующее значение  $\varepsilon_{sl}$  в  $i$ -м слое грунта.

Суммирование по формуле (3.5) производят в пределах толщины просадочных слоев грунта до непросадочного, где  $\varepsilon_{sl} < 0,01$  при напряжении  $G_{zgsat}$  или до уровня подземных вод.

### **Фазы напряженно-деформированного состояния лессового основания**

При возведении здания на лессовых грунтах происходит постепенное возрастание давления по подошве фундаментов. В результате в грунтовом основании возникает напряженно-деформированное состояние (НДС), адекватное интенсивности приложения внешней нагрузки и обусловленное прочностными показателями лессового грунта.

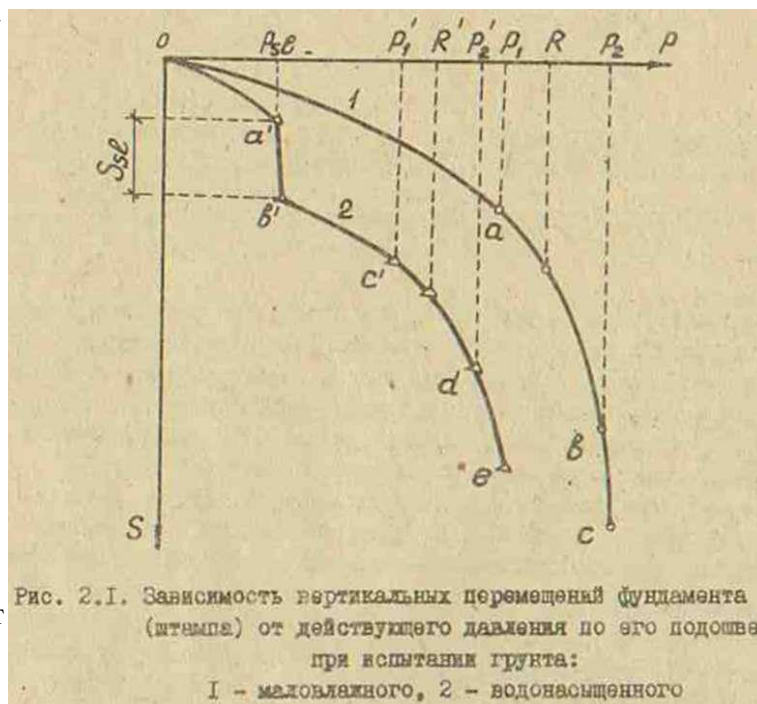
Показатели прочности лессового грунта зависят от его «плотности – влажности». Поэтому особенности формирования НДС лессового грунта естественного сложения следует рассматривать во взаимосвязи с его состоянием по влажности.

Фазы НДС в маловлажном лессовом грунте формируются так же, как и в обычном недрасадочном. При возрастании внешней нагрузки на маловлажный лессовый грунт выделяют три фазы НДС: уплотнения (затухающих деформаций), сдвигов (незатухающих пластических деформаций) и выпирания грунта (прогрессирующих деформаций).

Зависимость вертикальных перемещений фундамента (штампа) от действующего давления по его подошве имеет сложный вид (рис.4). Для маловлажного Л.Г. участок  $oa$  соответствует фазе уплотнения, при которой осадка пропорциональна приложенной нагрузке; она обусловлена вертикальным перемещением частиц грунта вниз. Из-за высокой распределительной способности маловлажного грунта НДС в основании

охватывает в ширину область, большую ширины подошвы фундамента (штампа). В конце фазы уплотнения класть НДС может распространиться в основании на глубину около  $(1,5 \dots 2)B$  где  $B$  - ширина подошвы фундамента.

В начале фазы сдвигов АВ из-за концентрации напряжений под краями фундамента происходит разрушение грунта в локальных областях. По мере роста внешней нагрузки нарушается линейная зависимость между осадкой и давлением, график  $S = f(P)$  на участке АВ характеризуется значительной кривизной. Давление, соответствующее началу появления областей пластических деформаций (сдвигов и разрушения грунта) под краями фундамента называют **начальным критическим давлением  $P_1$** .



Формула для определения начального критического давления  $P_1$  при условии развития пластических деформаций под краями фундамента на глубину  $Z = 0$  получена НЛ. Пузыревским в виде:

$$P_1 = \frac{\pi(\gamma d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi - \pi/2 + \varphi} + \gamma d, \quad (6)$$

Где:  $\gamma$  - удельный вес грунта основания;  
 $c$  и  $\varphi$  - показатели прочности грунта;  
 $d$  - глубина заложения подошвы фундамента.

Положение фундамента и его осадка в отдельных фазах (рис. 2.2). В фазе уплотнения (рис.2а) по глубине основания нет областей пластических деформаций (разрушения грунта), глубина их развития  $Z = 0$ .



При возрастании внешней нагрузки наступает вторая фаза - фаза сдвигов. Под краями фундамента возникают области пластических деформаций (разрушения грунта), которые развиваются в стороны и в глубину (рис. 2.2, б).

Ограничивая давление по подошве фундамента определенными значениями, принимают зависимость между перемещениями (осадкой) фундамента и давлением в рассматриваемом диапазоне линейной. Распределение напряжений от действия

внешней нагрузки принимают в грунтовом основании согласно решениям теории упругости. В соответствии с действующими нормативами наибольшая глубина развития областей пластических деформаций под краями фундамента не должна превышать  $Z_{max} = 0,25b$ . Среднее давление по подошве фундамента, при котором под его краями в основании формируются области пластических деформаций на глубину  $Z_{max} = 0,25b$ , приравнивают к расчетному сопротивлению грунта  $R$  (рис. 2, в). Т.о., расчетное сопротивление грунта  $R$  соответствует давлению по подошве фундамента, при котором для проектирования грунтовых оснований допустимо применение расчетных формул теории упругости.

Величину  $R$  определяют, если в формуле начальной критической нагрузки принять глубину развития области пластических деформаций  $Z = 0,25b$ . Формула расчетного сопротивления грунта в общем виде:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1)d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (7)$$

где  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  - коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 5.4 СП 22.13330;

$k$  - коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта ( $\varphi_{II}$  и  $c_{II}$ ) определены непосредственными испытаниями, и  $k=1,1$ , если они приняты по таблицам приложения А;

$M_{\gamma}$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  - коэффициенты, принимаемые по таблице 5.5 СП 22.13330;

$k_z$  - коэффициент, принимаемый равным единице при  $b < 10$  м;  $k_z = z_0 / b + 0,2$  при  $b \geq 10$  м (здесь  $z_0 = 8$  м);

$b$  - ширина подошвы фундамента, м (при бетонной или щебеночной подготовке толщиной  $h_n$  допускается увеличивать  $b$  на  $2^{h_n}$ );

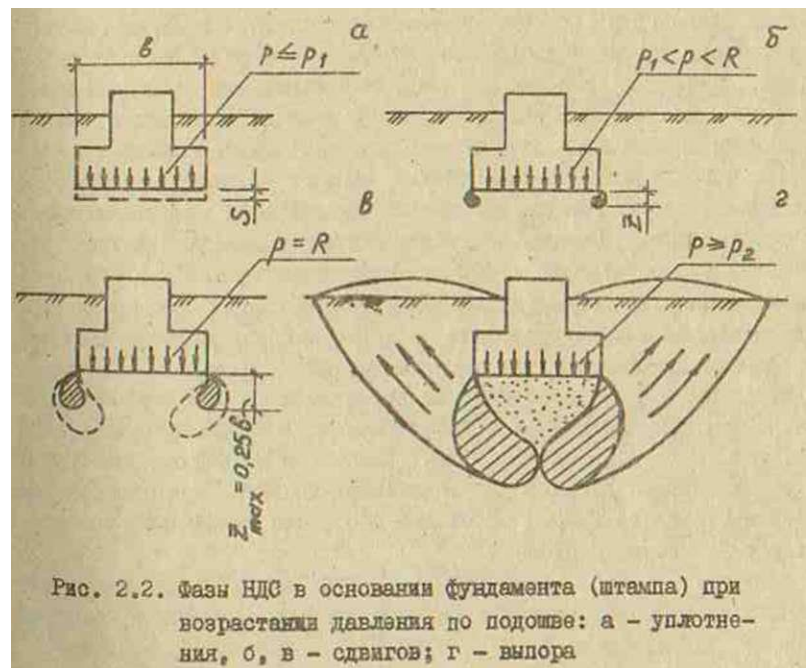


Рис. 2.2. Фазы НДС в основании фундамента (штампа) при возрастании давления по подошве: а - уплотнения, б, в - сдвигов; г - выпора

$\gamma_{II}$  - осредненное (см. 5.6.10 СП 22.13330) расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды),  $\text{кН/м}^3$ ;

$\gamma'_{II}$  - то же, для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента,  $\text{кН/м}^3$ ;

$c_{II}$  - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента (см. 5.6.10 СП 22.13330),  $\text{кПа}$ ;

$d_1$  - глубина заложения фундаментов, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, вычисляемая по формуле (8). При плитных фундаментах за  $d_1$  принимают наименьшую глубину от подошвы плиты до уровня планировки;

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (8)$$

здесь  $h_s$  - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

$h_{cf}$  - толщина конструкции пола подвала, м;

$\gamma_{cf}$  - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала,  $\text{кН/м}^3$ ;

$d_b$  - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимают равным 2 м).

При дальнейшем возрастании давления по подошве фундамента  $P > P_2$  области (зоны) локального разрушения грунта развивается в глубину и по ширине основания. Одновременно формируется непосредственно под подошвой фундамента уплотненное ядро в виде клина. В определенный момент времени краевые области разрушенного грунта смыкаются на глубине и в результате расклинивающего действия уплотненного ядра устанавливается состояние грунтового основания, при котором малейшее увеличение внешней нагрузки приводит к исчерпанию его несущей способности. На графике рис.1 такое давление соответствует точке b, являющейся переходной от второй к третьей фазе НДС. Именуют давление предельным критическим  $P_2$ .

Если напряженное состояние в грунтовом основании при давлении по подошве  $P \leq R$  находят согласно решениям теории упругости, то при  $R < P \leq P_2$  его определяют, используя решения теории продольного равновесия. Предельное давление на грунт соответствуем полному исчерпанию его несущей способности и сплошному развитию областей продольного равновесия. Под влиянием сформировавшегося жесткого ядра грунт начинает перемещаться в стороны и вверх (рис.2.2, г).

Формула В.Г. Березанцева для предельного критического давления имеет вид: