

Содержание

Введение.....	1
Характеристики физических свойств грунтов.....	8
Механические свойства грунтов.....	13
Определение механических характеристик грунтов в приборах трехосного сжатия.....	21
Особенности структурно-неустойчивых оснований.....	29
Определение напряжений в массиве грунта.....	34
Распределение напряжений на подошве фундамента (Контактная задача).....	42
Устойчивость откосов.....	51
Давление грунта на подпорные стенки.....	56
Деформации оснований и расчет осадок фундаментов.....	62
Определение осадки фундамента по методу эквивалентного слоя (Н.А. Цытович 1934 год).....	68
Расчет осадки фундаментов с учётом нелинейной работы оснований.....	73
Причины развития неравномерных осадок в сооружении.....	77
Совместная работа основания и сооружения.....	88
Проектирование фундаментов по предельным состояниям.....	95
Выбор глубины заложения фундаментов.....	102
Расчет оснований и фундаментов.....	109
Виды свай и свайных фундаментов.....	116
Определение несущей способности свай.....	124
Проектирование свайных фундаментов.....	131
Проектирование гибких фундаментов.....	140
Инженерные методы улучшения свойств грунтов (искусственные основания).....	148
Конструктивные меры улучшения оснований.....	157
Фундаменты на просадочных грунтах.....	163
Фундаменты глубокого заложения.....	173
Устройство фундаментов в районах распространения вечномёрзлых грунтов.....	179
Фундаменты при динамических нагрузках.....	189

Лекция 1.

Введение

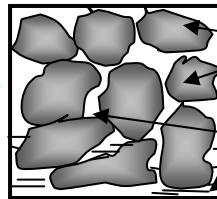
Что изучает дисциплина механика грунтов?

Ранее изучались:

- механика твердого тела;
- механика упругого тела;
- теоретическая механика;
- строительная механика.

} Разделы физики

Состав грунта:



зерна

поры (воздух + вода)

Структура грунта – обуславливает выделение его в отдельную группу. Свойства грунтов могут резко изменяться в зависимости от состояния.

Например:

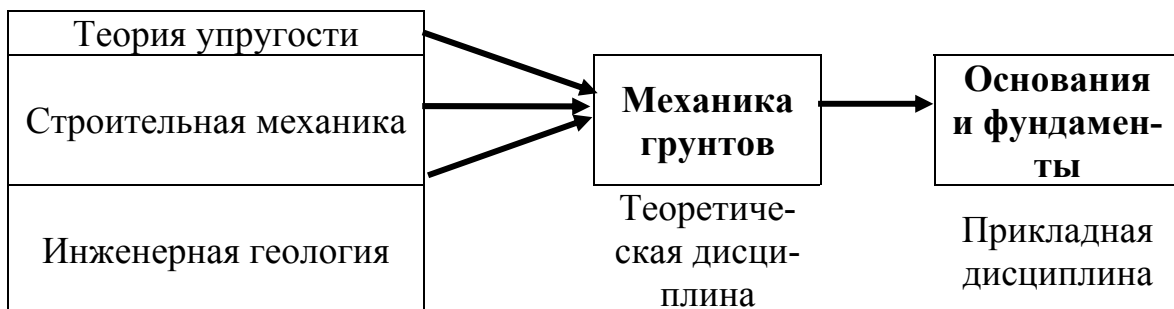
Глина: $\left\{ \begin{array}{l} - \text{ в текучем состоянии } P = 0,5 \text{ кг/см}^2 = 0,05 \text{ МПа}; \\ - \text{ в твердом состоянии } P = 500 \text{ кг/см}^2 = 50 \text{ МПа}. \end{array} \right.$

Проектирование зданий в проектных институтах обычно осуществляется по типовым проектам, а фундаменты всегда проектируются, исходя из индивидуальных условий – это обуславливается природным залеганием грунтов.

Литература:

1. Далматов Б.И и др. Механика грунтов. Часть 1. Основы геотехники. 2002г.
2. Далматов Б.И и др. Основания и фундаменты. Часть 2. Основы геотехники. 2002г.
3. Цытович Н.А. Краткий курс механики грунтов. М. 1979г., 1983г.
4. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. М. 1981г.
5. СНиП 2.02.01 – 83* - Основания зданий и сооружений.
6. СНиП 2.02.03 – 85 – Свайные фундаменты.

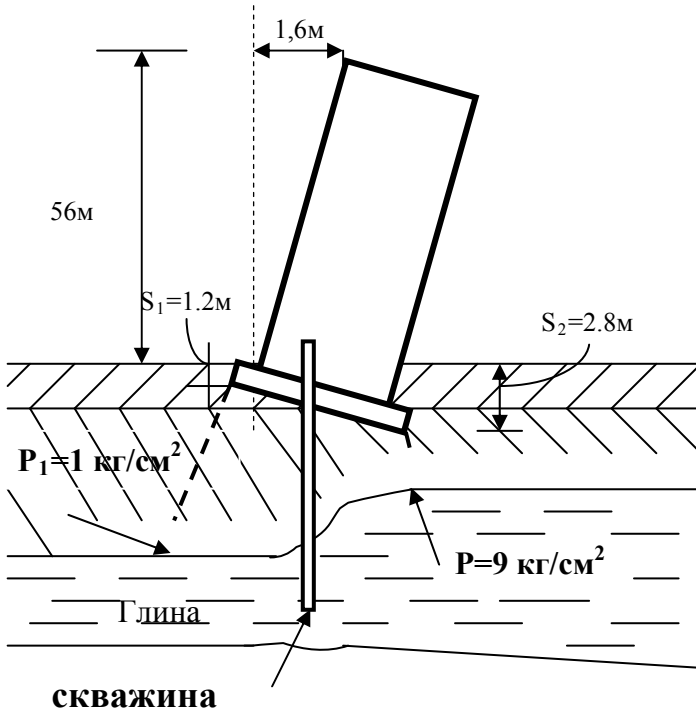
Связь рассматриваемого курса с другими дисциплинами



«Гражданское строительство должно гармонично вписываться в окружающую среду не только в эстетическом, но и в физическом плане; при этом окружающая среда в большей мере определяется геологическими факторами.»

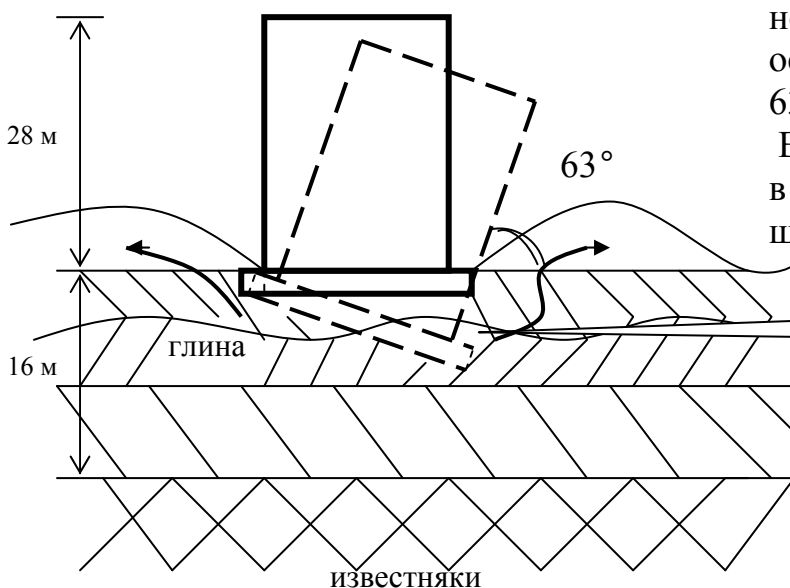
Пизанская башня (построенная более 800 лет назад)

$$P_{\text{cp}} = 5 \text{ кг/см}^2 = 50 \text{ т/м}^2 = 500 \text{ кН/м}^2 = 0,5 \text{ Мпа}$$



В 1932г. под основание башни было произведено нагнетание через **351** скважину $\varnothing 50$ мм около **1000т цементного раствора**. Приращение наклона за последнее время $\approx 3,3$ мм в год (1мм в год). Только в 2002 г. отклонение башни было стабилизировано за счет выемки грунта из основания.

Трансконский элеватор (г. Виннипег, Канада 1913 г.)

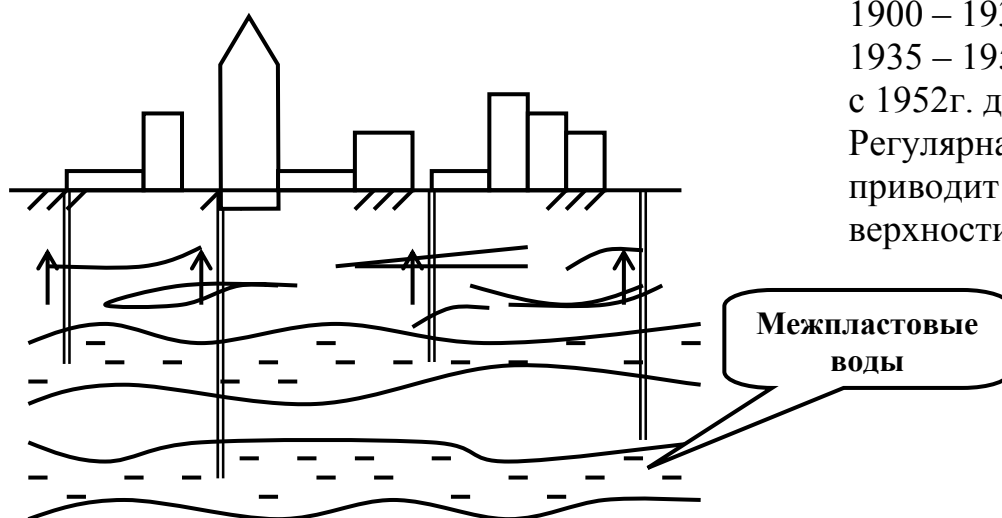


После катастрофы незначительно деформируемое сооружение осталось стоять под углом около 63° к горизонту.

Впоследствии элеватор вернули в прежнее положение с помощью домкратов.

Перегрузка основания

Погружение Венеции:



1900 – 1935гг. – 1 мм в год;
1935 – 1952гг. – 4 мм в год;
с 1952г. до 6 мм в год;
Регулярная откачка воды
приводит к понижению по-
верхности всего города.

Национальный театр в Мехико – осадка за 11 лет достигла 1,8 м.

Вопросам механики грунтов уделяется сейчас всё больше и больше внимания!

Краткая историческая справка развития механики грунтов, оснований и фундаментов.

*Фундаменты – одна из древнейших конструкций пер-
вых жилищ человека.*

До XVI века «теории» строительства не существовало, строили полага-
ясь на опыт. Размеры фундамента выбирали в зависимости от прочности
грунтов оснований. В конце XVIII века появилась первая теория, рассмат-
ривающая сопротивление грунта сдвигу.

В 1773 г. француз **Ш. Кулон** – разработал способ расчета давления
сползающего грунта на подпорную стенку (строительство фортификаци-
онных сооружений на юге Франции).

На базе этих и последующих исследований в 30^х годах XX века была
создана наука **механика грунтов**. Одновременно стала развиваться и вто-
рая часть (прикладная) – **основания и фундаменты**. К становлению Рос-
сийской школы фундаментостроения относятся труды:

Герсеванова Н.М. – (его именем назван институт НИИОСП)

Пузыревского Н.П. – (труды ПГУПС)

Маслова Н.Н. – развитие инженерной геологии, механика грунтов в
приложении к строительству гидротехнических сооружений.

Сумгина М.И. – инженерное мерзлотоведение

Цытовича Н.А.(герой социалистического труда, член - корреспондент АН СССР) – развитие механики грунтов, оснований и фундаментов на вечной мерзлоте.

Далматова Б.И. – строительство фундаментов на больших толщах слабых грунтов.

Соколовского В.В.
Березанцева В.Г.

} Теория устойчивости и прочности земляных сооружений и фундаментов глубокого заложения.

Флорина В.А.
Вялова С.С.

} Изучение длительно протекающих деформаций грунтов.

В 30^х годах в СССР был организован, тогда единственный в мире институт **НИИОСП**, который затем получил имя его создателя **Герсеванова Н.М.**

Связь инженерной геологии с механикой грунтов, основаниями и фундаментами.

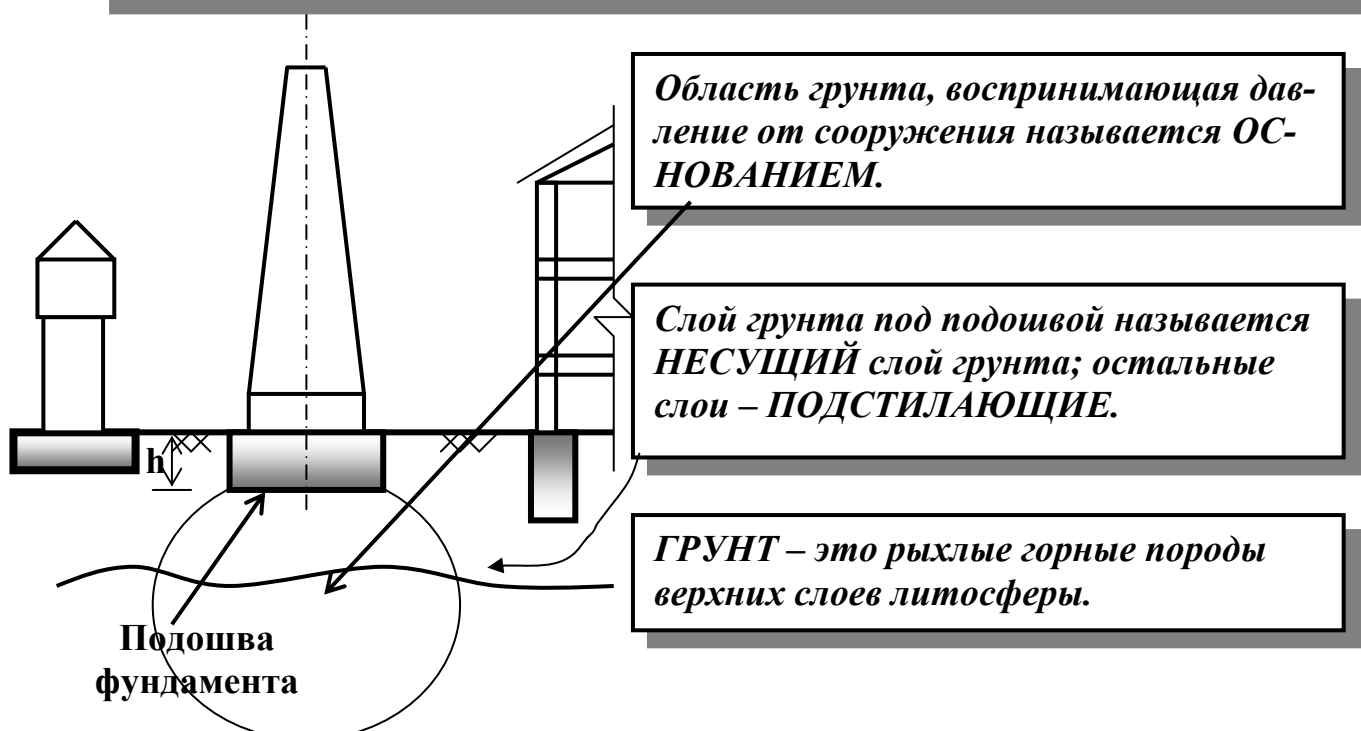
СССР 1920 год

Электростанция на р. Свирь – на консультации приглашали шведов. Один из корифеев механики грунтов чех Терцаги .

«Это сооружение, как роза – красиво, но прежде, чем сорвешь, наколешь руки». Плотина строилась на слабых грунтах и по всем подсчетам должна была дать крен. Инженеры установили турбину наклонно в другую сторону, с тем условием, чтобы затем она пришла в проектное положение (с этим справились наши инженеры).

1. Основные понятия (терминология).


*Подземная часть сооружения, предназначенная для передачи нагрузки от сооружения грунту, называется **ФУНДАМЕНТОМ**.*



Механика грунтов изучает, преимущественно, рыхлые породы, состоящие из отдельных минеральных частиц, связанных тем или иным способом друг с другом.

2. Образование грунтов (генезис).

Континентальные отложения:

- элювиальные ( форма зерен угловатая);
- делювиальные (перемещенные атмосферными водами и силами тяжести, напластования не однородны.);
- аллювиальные (перенесенными водными потоками на значительные расстояния – окатанные частицы);
- ледниковые (результат действия ледников, неоднородные грунты);
- эоловые (продукты выветривания, пески дюн, барханов, наличие пылеватых и илистых фракций).

Морские отложения: илы, заторфованные грунты, пески, галечники – низкая несущая способность.

3. Состав грунтов.

Грунт это 3^x фазная система.



Грунт = твердые частицы + вода + газ

От соотношения этих фаз и зависят характеристики грунтов.

4. Свойства твердых частиц.

Свойства твердых (минеральных) частиц зависят от размеров.

Классификация твердых частиц:

№ п/п	Наименование частиц	Поперечный размер (мм)	Примечания
1	<i>Галечные (щебень)</i>	<i>> 10 (20)</i>	<i>Классификация по шкале Сабанина (по скорости падения частиц в воде)</i>
2	<i>Гравелистые</i>	<i>2 ÷ 10 (20)</i>	
3	<i>Песчаные</i>	<i>0,05 ÷ 2</i>	
4	<i>Пылеватые</i>	<i>0,005 ÷ 0,05</i>	
5	<i>Глинистые</i>	<i>< 0,005</i>	

Глинистые частицы по химическому анализу существенно отличаются от остальных (форма их чешуйчатая и игольчатая).

Удельная поверхность:

В 1г. грунта (глина – монтмориланит) = 800 м²

В 1г. грунта (песок) = 0,8 м²

Если грунт состоит из одной категории, то он легко получает название, но в природе это встречается редко.

Фактически грунт состоит из различных частиц. Как его назвать?


Классификация грунтов (простейшая).

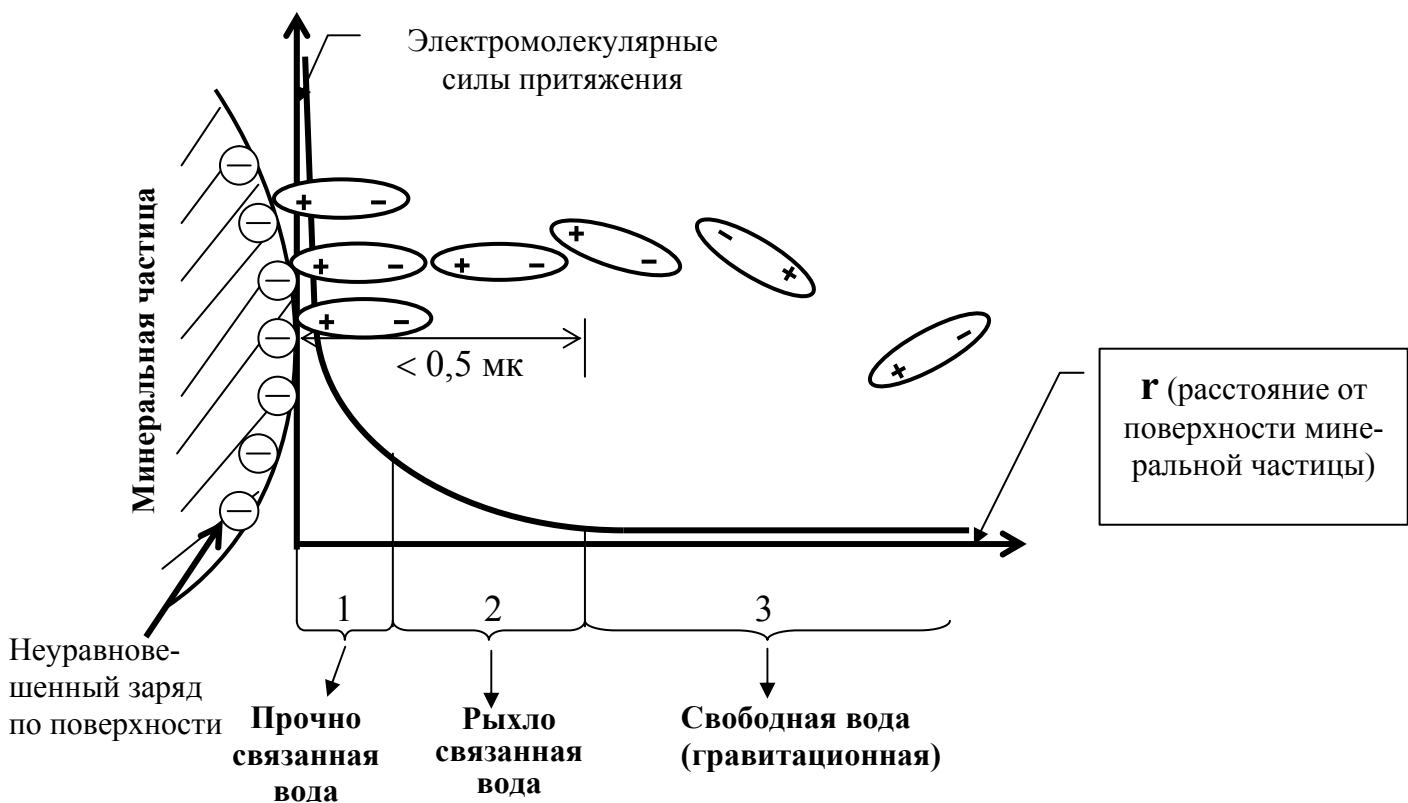
№ п/п	Наименование грунта	Содержит частиц < 0,005 (%)	Число пластичности J_p
1	Глины	> 30	> 0,17
2	Суглинок	10 ÷ 30	0,07 ÷ 0,17
3	Супесь	3 ÷ 10	0,01 ÷ 0,07
4	Песок	< 3	Не пластич.

(J_p) определяется в лабораторных условиях (в долях единицы)

Метод отмучивания – для определения песчаной фракции (\varnothing от 1 ÷ 0,05 мм)

5. Свойства воды.

 - диполь – молекула воды H_2O



1. - пленки прочносвязанной воды (адсорбированной)

$n \cdot 1000 \text{ (кг/см}^2\text{)}$ – электромолекулярные силы притяжения, удалить эту воду практически невозможно, замерзает при $t^\circ < -70^\circ$.

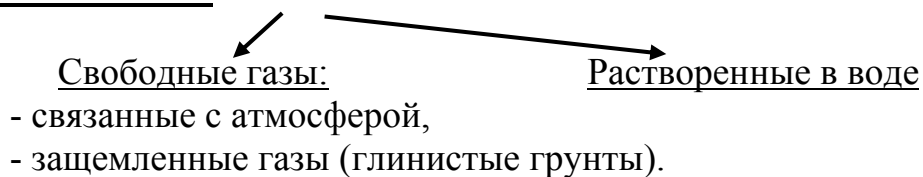
2. - слои (пленки) рыхлосвязанной воды (лисорбированной)

$n \cdot 10 \text{ (кг/см}^2\text{)}$ – электромолекулярная сила притяжения, удаляется только при $t^\circ = 105^\circ$, замерзает при $t^\circ -1^\circ \dots -3^\circ \text{ C}$.


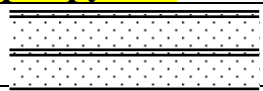


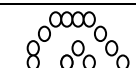
3. - свободная, гравитационная (капиллярная вода)

Чем меньше размер частицы, тем удельная поверхность больше, больше связанной воды в грунтах.

6. Свойства газа.



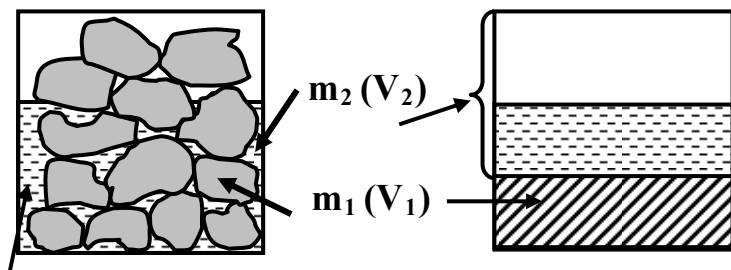
Следует различать **структуру грунта**, т.е. взаимное расположение частиц грунта и характер связи между ними и **текстуру грунта**, т.е. сложение грунта в массиве.

Структура грунта:		Текстура грунта:	
<i>зернистая</i>		<i>Слоистая</i>	
<i>сотообразная</i>		<i>порфировидная</i>	
<i>хлопьевидная</i>		<i>слитная (однородная)</i>	

Характеристики физических свойств грунтов

Для оценки строительных свойств грунтов пользуются рядом его характеристик.

Изобразим схему 1 см³ грунта (3^х фазная система).



m_1 – масса твердых частиц грунта
 V_1 – объем твердых частиц грунта
 m_2 – масса воды в порах (массу воздуха не учитываем)
 V_2 – объем пустот (заполненных водой и воздухом)

H₂O

I^{ая} группа характеристик (определяемая опытным путем)

1 Плотность грунта ненарушенной (естественной) структуры

$$\rho = \frac{\text{масса}}{\text{объем}} = \frac{m_1 + m_2}{V_1 + V_2} \text{ (т/м}^3\text{)}$$

Удельный вес грунта

$$\gamma = \rho \cdot q \text{ (кН/м}^3\text{)}$$

$$[15 \dots 22 \text{ кН/м}^3]$$

2 Плотность твердых частиц грунта

$$\rho_s = \frac{\text{масса минер. част.}}{\text{объем минер. част.}} = \frac{m_1}{V_1} \text{ (т/м}^3\text{)}$$

Удельный вес твердых частиц

$$\gamma_s = \rho_s \cdot q \text{ (кН/м}^3\text{)}$$

$$[25 \dots 28 \text{ кН/м}^3]$$

3 Весовая влажность грунта

$$W = \frac{\text{масса воды}}{\text{масса минер. частиц}} = \frac{m_2}{m_1} \% \text{ (изменяется в широких пределах и особенно важна для глинистых грунтов)}$$

II^{ая} группа характеристик (определяемая расчетами)

1 Плотность сухого грунта

$$\rho_c = \frac{\text{масса минер. частиц}}{\text{объем грунта}} = \frac{m_1}{V_1 + V_2} \text{ (т/м}^3\text{)}$$

Удельный вес сухого грунта

$$\gamma_c = \rho_c \cdot q \text{ (кН/м}^3\text{)}$$

$$[10 \dots 19 \text{ кН/м}^3]$$

$$W = \frac{m_2}{m_1} = \frac{\rho - \rho_c}{\rho_c}; \text{ отсюда} \quad (1) \quad \boxed{\rho_c = \frac{\rho}{1+W}}$$

2 **Пористость грунта**

$$\Pi = \frac{\text{объем пор}}{\text{весь объем}} = \frac{V_2}{V_1 + V_2} \cdot 100\%$$

$$\boxed{m + n = 1}$$

Если обозначить:
n- объем пор в единице объема грунта;
m- объем твердых частиц в единице объема грунта

3 **Коэффициент пористости грунта**

$$e = \frac{n}{m} \quad (0,5 \dots 1)$$

Для слабых грунтов может быть и больше (до 12 – в торфах)

$$m = \frac{\rho_c}{\rho_s} \text{ тогда} \quad e = \frac{1-m}{\frac{\rho_c}{\rho_s}} = \frac{1 - \frac{\rho_c}{\rho_s}}{\frac{\rho_c}{\rho_s}} = \frac{\rho_s - \rho_c}{\rho_c} \quad \boxed{e = \frac{\rho_s - \rho_c}{\rho_c}} \quad (2)$$

$$e = \frac{n}{m} = \frac{n}{1-n}; \quad \boxed{n = \frac{e}{1+e}} \quad (3)$$

$$\boxed{m = \frac{1}{1+e}} \quad (4)$$

Характеристики физического состояния грунтов.

1. **Коэффициент водонасыщения грунта** (степень влажности).

$$G = \frac{\text{природная влажность}}{\text{влажн. при полном заполнении пор водой}} = \frac{W}{W_0(\text{полная влагоемкость})}$$

W_0 – влажность, при которой все поры заполнены водой

$$W_0 - ? \quad W_0 = \frac{\text{масса воды в об. пор}}{\text{масса тв. частиц}} = \frac{m_2}{m_1} = \frac{n \cdot \rho_w}{m \cdot \rho_s} = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s}$$

$$W_0 = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s} \quad (5)$$

$$W_0 = \frac{e}{\rho_s}$$

$$e = W_0 \cdot \rho_s \quad (6)$$

$$G = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} \quad (7)$$

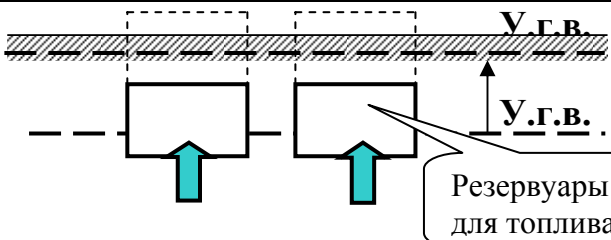
$$0 \leq G \leq 1$$

при $G = 0$
 $G = 1$
 $0 \leq G \leq 1$

2^x фазная система
 3^x фазная система

Для песчаных грунтов, согласно СНиП 2.02.01-83*
 $G \leq 0,5$ – маловлажные
 $0,5 < G \leq 0,8$ – влажные
 $0,8 < G \leq 1$ – насыщенные

Если грунт находится в природном состоянии ниже уровня грунтовых вод, то на него будет действовать взвешивающее действие воды (H_2O).



Выталкивающая сила (по закону Архимеда)

Взвешивающие действия будут испытывать частицы грунта ($\gamma_s - \gamma_w$) – вес твердых частиц

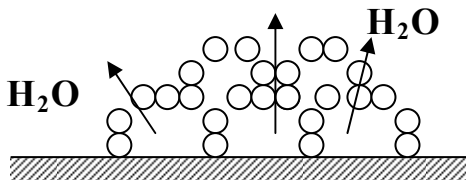
$$\gamma_o^{взв} = (\gamma_s - \gamma_w)(n - 1)$$

$$\gamma_o^{взв} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \quad (8)$$

Удельный вес воды

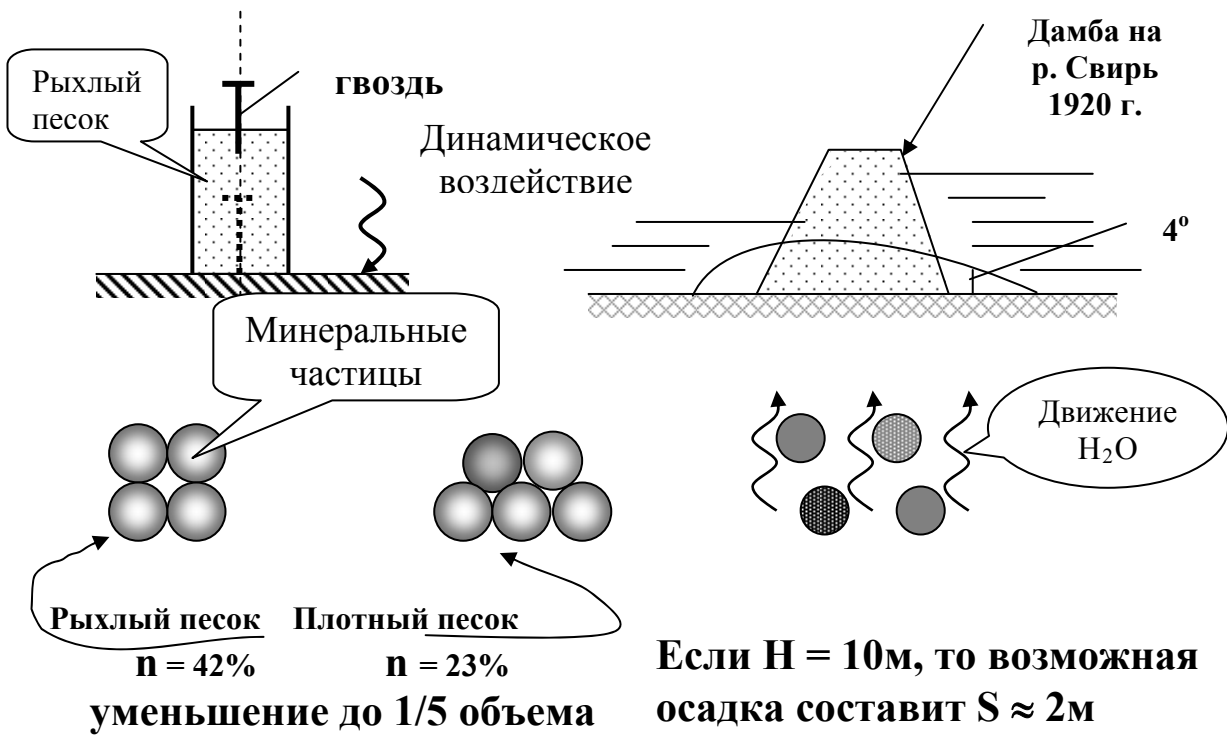
2. Плотность.

Для песчаных грунтов плотность имеет первостепенное значение при оценке их свойств как оснований для сооружения.

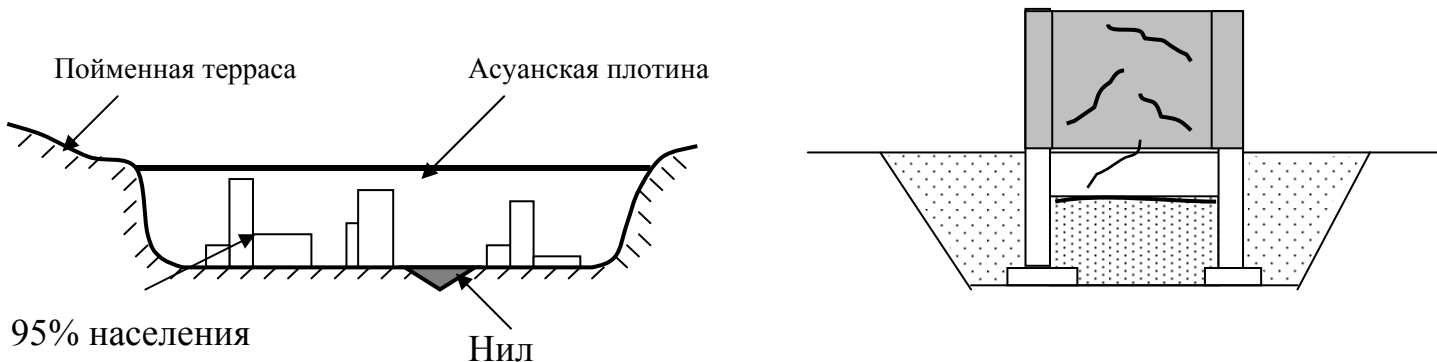


Отложение песка в H_2O , грунт находится в **рыхлом состоянии**.

СНиП запрещает строить сооружения на рыхлом грунте. Такие грунты воспринимают довольно большую статистическую нагрузку, но при динамических нагрузках они теряют свою структуру (в водонасыщенном состоянии) и грунт переходит в **суспензию** (плывающее состояние).



Значение плотности песка в практике строительства.



Как определить состояние грунта по плотности?

$$D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

(9) Коэффициент относительной плотности (индекс плотности)

e_{\max} – коэффициент пористости грунта в max рыхлом его состоянии
 e_{\min} – коэффициент пористости грунтов в min рыхлом его состоянии
 e – коэффициент пористости грунтов в естественном состоянии

Если

$0 \leq D \leq 1/3$ – рыхлое состояние	} $R \approx 0$ (строить нельзя)
$1/3 \leq D < 2/3$ – средняя плотность	
$2/3 < D \leq 1$ – плотное состояние	

В полевых условиях плотность грунтов часто определяют методом зондирования (пенетрации).

3. Критерием физического состояния глинистых грунтов является (J_p ; J_L) (обозначения по СНиП 2.02.01 – 83*)

число пластичности - J_p

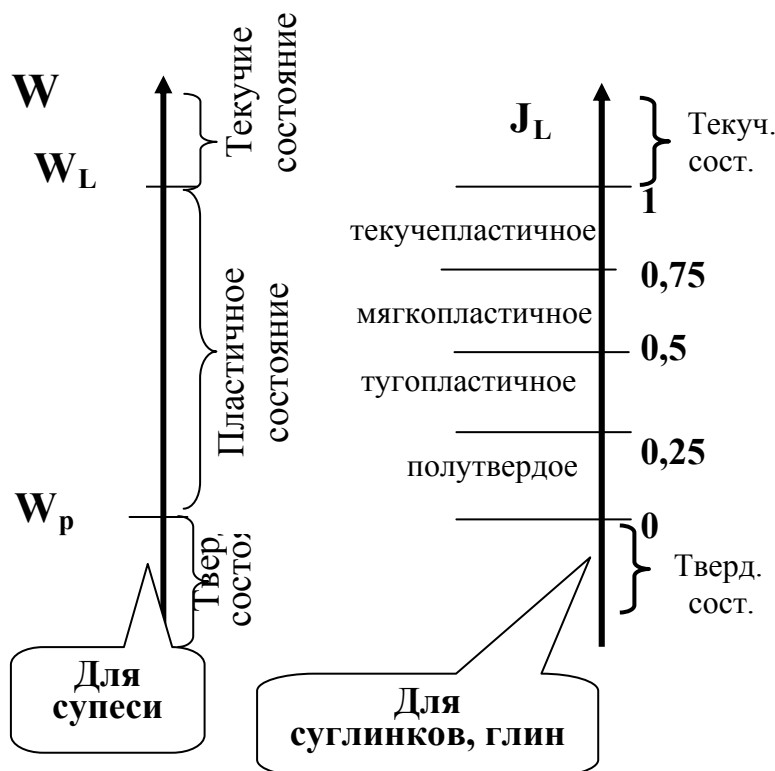
$$J_p = W_L - W_p \quad (10)$$

показатель текучести – J_L

$$J_L = (W - W_p) / (W_L - W_p) \quad (11)$$

W_L - граница текучести соответствует такой влажности, при незначительном увеличении которой, грунт переходит в текучее состояние.

W_p - граница раскатывания соответствует такой влажности, при незначительном уменьшении которой, грунт переходит в твердое состояние.



По величине e и J_L в СНиП приводятся величины расчетного сопротивления грунтов, т.е. оцениваются их прочностные свойства, необходимые для возведения сооружения.

Практическое применение:

От J_L - зависит расчетное сопротивление грунта нагрузкам R (см. табл. СНиП 2.02.01-83*)

$J_L < 0$	}	$R \approx 4 \text{ кг/см}^2 = 0,4 \text{ МПа}$
$0 < J_L < 1$		
$J_L > 1$		

Лекция № 3.

Механические свойства грунтов

Механическими называются те свойства грунтов, которые характеризуют их поведение под нагрузкой.

Все механические характеристики грунта делятся на 3 группы:

I гр. – для оценки деформативных свойств грунта.

(m_0) – коэффициент сжимаемости основания $\left(\frac{см^2}{кг}\right), \left[\frac{м^2}{кН}\right], МПа^{-1}$.

(m_v) – приведённый коэффициент сжимаемости основания.

E_0 – модуль общей деформации $\left(\frac{кг}{см^2}\right), МПа$.

II гр. – для оценки фильтрационных свойств грунта.

K_f – коэффициент фильтрации $\left(\frac{см}{сек.}\right), \left(\frac{м}{сут.}\right)$.

J – гидравлический градиент

III гр. – для оценки прочностных свойств грунтов.

φ – угол внутреннего трения (град.).

C – коэффициент сцепления $\left(\frac{кг}{см^2}\right), [МПа]$.

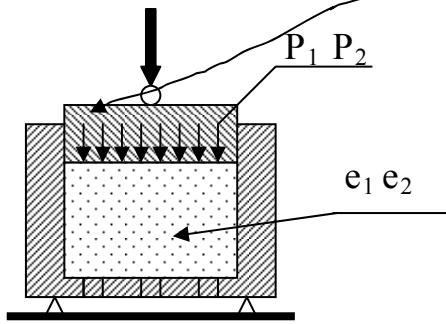
Для определения деформативных свойств грунтов проводятся компрессионные испытания.

Компрессионные свойства грунтов (сжимаемость).

Все механические свойства грунтов определяются **опытным путем** (полевые и лабораторные исследования).

Рассмотрим, прежде всего, те приборы, с помощью которых определяются эти свойства.

Исследуем грунт ненарушенной структуры, помещая его в **одеметр**.

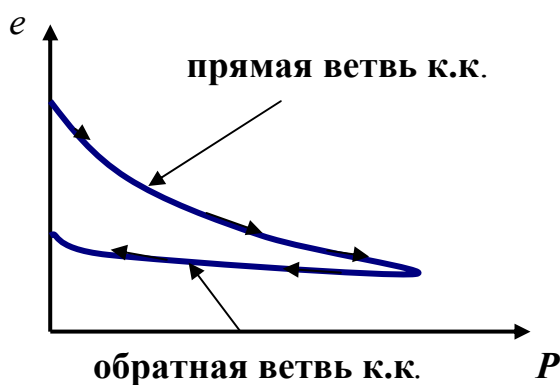


Прикладываем нагрузку P_1 - произойдет уплотнение грунта и коэф. пористости станет e_1 . Нагрузка $P_2 \rightarrow e_2$ и т.д. (4 – 5 ступеней)



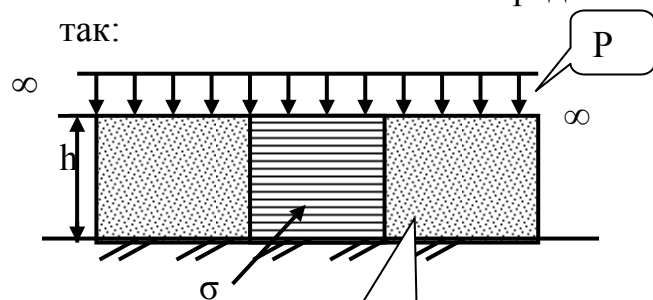
Общий вид компрессионного прибора (автоматизированная система)

Затем будем снимать нагрузку и наблюдать за результатами. По результатам испытаний строим график **компрессионной кривой (к к)**.



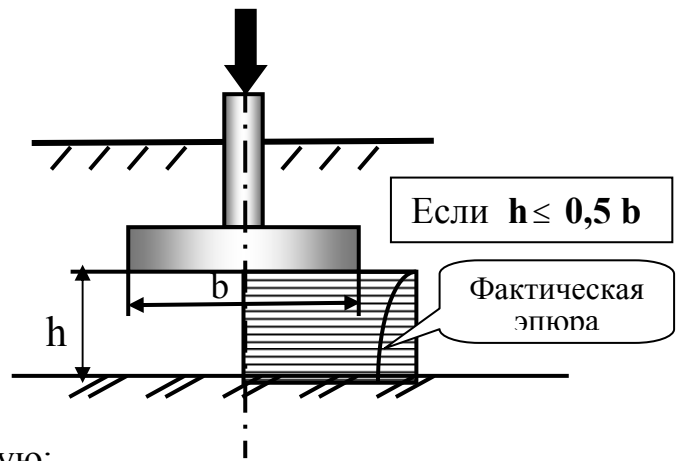
Компрессия – это сжатие грунта без возможного бокового расширения.

Схематично это можно представить так:

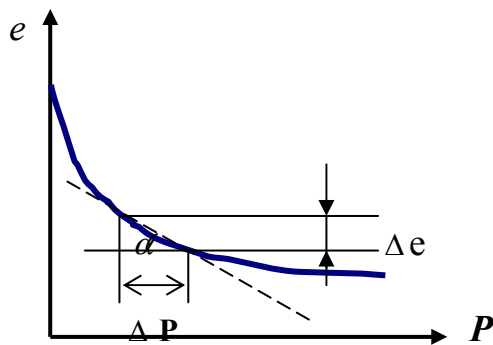


Уплотнение
грунта от соб-
ственного веса

Из графика видно, что происходит необратимое уплотнение грунта. Нас интересует в основном только **прямая ветвь к.к.**, **обратная ветвь к.к.** – возможность поднятия дна, при глубоких котлованах (*гидротехническое строительство*).



Изобразим снова компрессионную кривую:



На небольшом участке рассмотрим приращение нагрузки ΔP и получим соответств. Δe . Заменим дугу прямой и рассмотрим угол α .

$$\Delta e = - \operatorname{tg} \alpha \Delta P$$

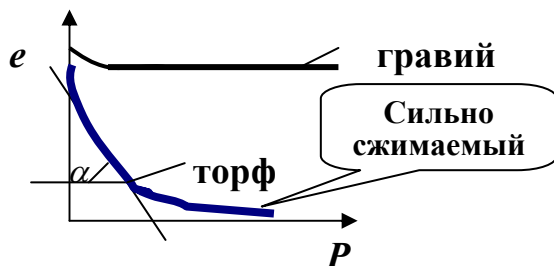
(-) – с увеличением нагрузки α - уменьшается.

В дифференциальной форме:

$$de = - \operatorname{tg} \alpha \Delta P$$

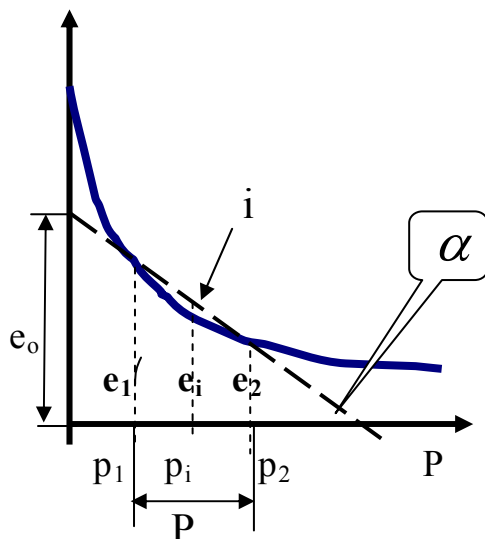
$\operatorname{tg} \alpha = m_0$ и тогда $\boxed{de = - m_0 dP}$ -основная математическая форма закона компрессии.

Относительное изменение коэффициента пористости пропорционально изменению нагрузки (для малых интервалов нагрузок).



Компрессионная кривая позволяет судить о сжимаемости грунта.

α - может характеризовать сжимаемость.



Возьмем произвольную точку i на прямой, в пределах отрезка $P_1 - P_2$. Составим уравнение для этой точки, исходя из начального параметра e_0

$e_i = e_0 - p_i \operatorname{tg} \alpha$ - это основное уравнение, характеризующее компрессию в выбранном варианте.

Рассмотрим подробнее $\angle \alpha$.

$$\operatorname{tg} \alpha = m_0 = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1} \left[\frac{\text{см}^2}{\text{кг}} \right], \left[\text{МПа}^{-1} \right]$$

m_0 – коэффициент сжимаемости грунта.

Для того чтобы получить m_o , необходимо выделить определенный интервал.

P_1 – напряжение от собственного веса грунта.
 P – дополнительное давление от внешней нагрузки.
 P_2 – полное напряжение ($P_2 = P_1 + P$)

Окончательно:
$$m_o = \frac{e_1 - e_2}{P} \left[\frac{см^2}{кг} \right], \left[\frac{м^2}{кН} \right], [МПа^{-1}]$$

Если:

$m_o < 0,005$ – грунт мало сжимаемый
 $m_o = 0,005 \div 0,05$ – грунт средне сжимаемый
 $m_o > 0,05 [МПа^{-1}]$ - грунт сильно сжимаемый

Итак:

1. При изысканиях отбирают пробы грунта, строят график к.к. и определяют m_o – это делают обычно инженеры – геологи, а строители оценивают свойства грунта по показателям, полученным от геологов.
2. Основной расчёт оснований по II предельному состоянию – по деформациям. В формулу расчёта осадки осадки входит величина коэффициента относительного сжатия грунта.

$S = h m_v P$

– прямо пропорциональная связь.

$$m_v = \frac{m_o}{1 + e}$$

Таким образом m_o – является той характеристикой, которая как правило, решает выбор **основания** - можно строить или нельзя (тогда возникает необходимость перехода на искусственное основание).

В России существует ещё одна характеристика сжатия грунта - E_o – модуль общей деформации грунта.

$$E_o = \frac{\text{напряжение}}{\text{полная относительная деформация}} = \frac{P}{\lambda}$$

(Аналогичен закону Гука, но там используется модуль упругой деформации)

E_0 – характеризует упругие + остаточные деформации (эти деформации не разделяются, так как в большинстве случаев для здания это не имеет никакого значения).

$$E_0 = \frac{\beta_0}{m_v}$$

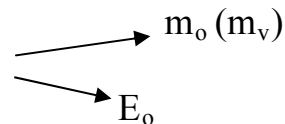
где

$$\beta_0 = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}$$

μ – коэффициент

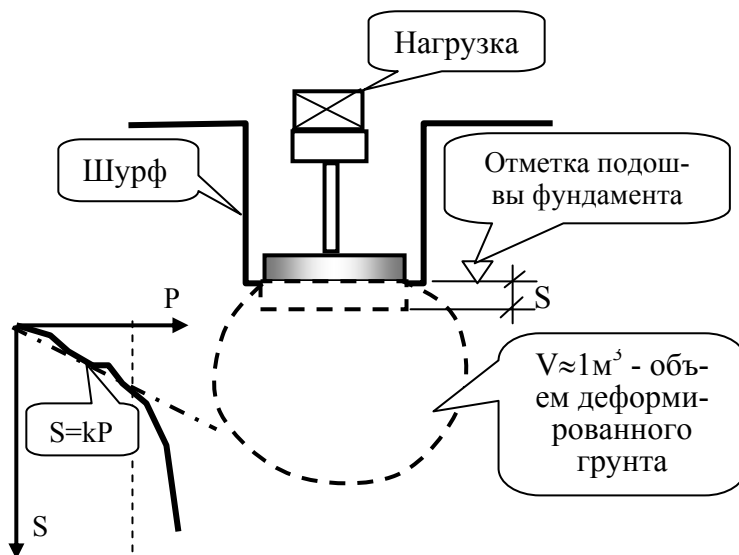
Пуассона (бокового расширения грунта)

Сжимаемость грунта характеризуется



Испытания грунтов пробными статическими нагрузками и определение модуля деформации.

Выполняя отбор проб для испытания грунтов, мы нарушаем его структуру и, следовательно, нарушаем его свойства. Поэтому производят полевые испытания грунта штампами: большого и малого диаметра.



Стандартный штамп $F = 5000 \text{ см}^2$

Нагрузка увеличивается ступенями = 0,05 МПа

Наблюдаем за осадкой нашего штампа. Так как нагрузку задаем сами, то в любой момент времени знаем P .

Такая задача решена в **теории упругости.**

$$S = \frac{\omega \times P \times b \times (1 - \mu^2)}{E_0}$$

– формула Шлейхера – Буссинеска

ω – коэффициент, зависящий от жёсткости штампа.

b – ширина штампа

μ – коэффициент бокового расширения грунта (коэффициент Пуассона)

E_0 – модуль общей деформации.

Достоинства:

- испытание грунта ненарушенной структуры

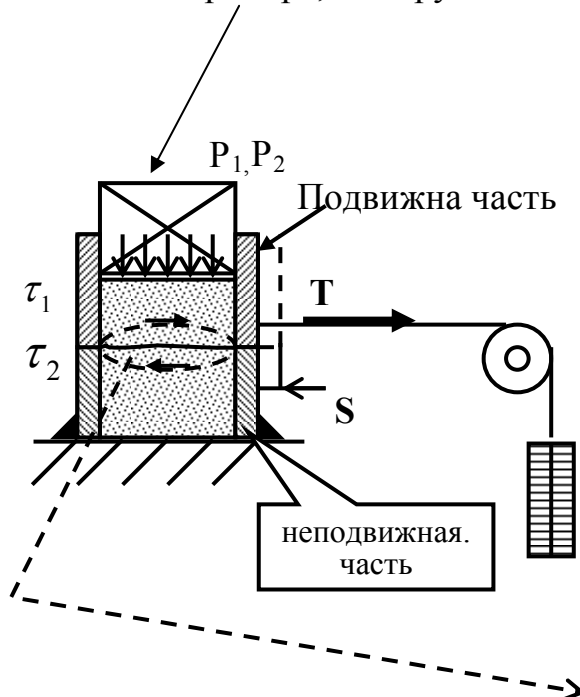
Недостатки:

- трудоемкость;
- продолжительность испытаний

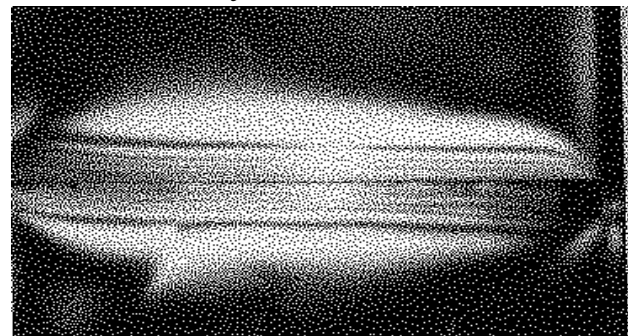
$$E_0 = \frac{\omega \times P \times b \times (1 - \mu^2)}{S}$$

Сопротивление грунтов сдвигу.

(Определяется в лаборатории, опытным путем с использованием сдвигового прибора, для грунтов ненарушенной структуры.)



Прикладываем P_1 – затем прикладываем ступенями сдвигающую нагрузку (T), происходит сдвиг (разрушение образца) при τ_1 . Берём второй образец с P_2 и получаем τ_2



Фотографии локализованного объема сдвига грунта в сдвиговом приборе

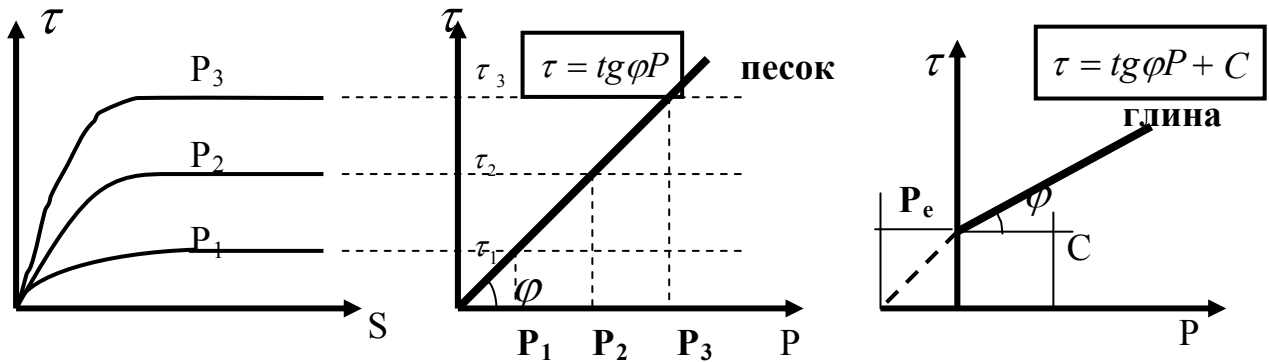


Общий вид сдвигового прибора



Сдвиговой прибор (вид сверху)

Результаты испытаний



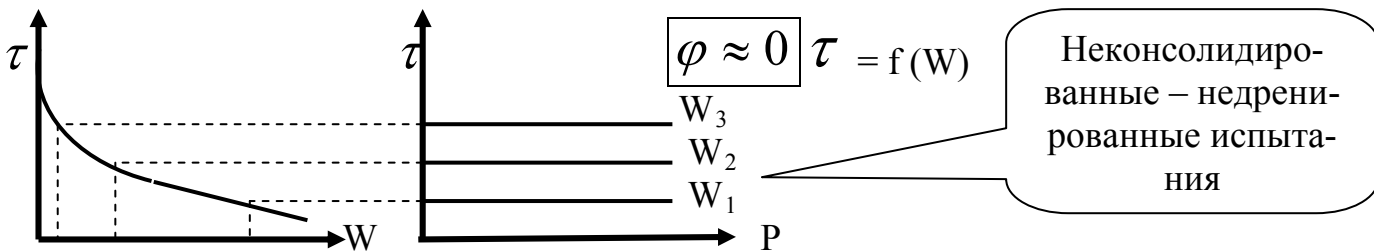
φ - угол внутреннего трения грунта

P_e – давление связности

C – сцепление грунта (начальный параметр прямой)

$\tau = C + f P$ - математическая формулировка III закона механики грунтов или сопротивления грунта сдвигу (закон Кулона).

Сопротивление грунта сдвигу есть функция первой степени от нормального давления (при консолидированном состоянии грунта).



Для определения сопротивления грунта сдвигу сейчас существует довольно много приборов:

- односрезные сдвиговые приборы
- 2^x срезные сдвиговые приборы
- приборы 3^x осного сжатия (стабилометры)
- зондирование
- искусственное обрушение откосов
- лопастные испытания (крыльчатка)
- метод шарикового штампа

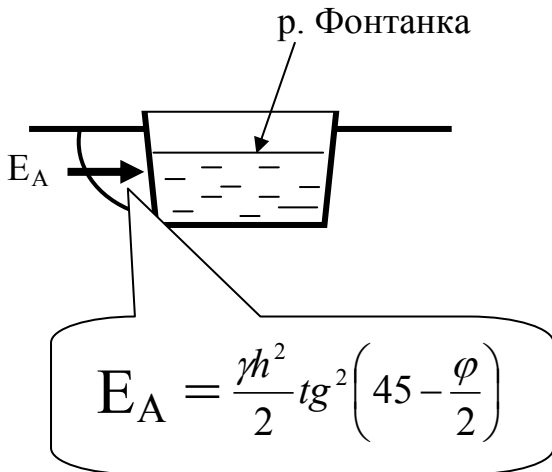
См. литературу

Пределы изменения φ - ?

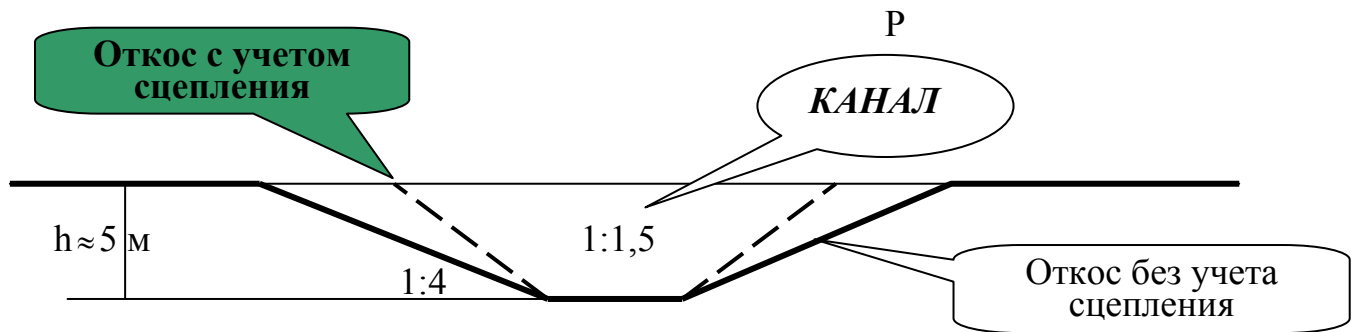
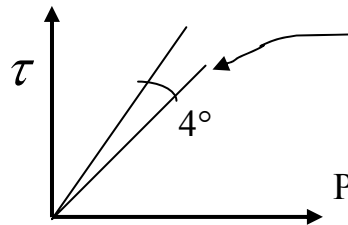
Для сыпучих грунтов (песков)	Для глинистых грунтов
$\varphi = 24^\circ \div 40^\circ$ ↑ мелкие ↑ крупные	$\varphi = f(W)$ $\varphi = 0 \div 45^\circ$

φ - определяет прочность грунта

Примеры:



Стенка $L \approx 200$ упала, т.к. в проекте был принят $\varphi = 22^\circ$, а при дополнительных исследованиях оказалось, что $\varphi = 18^\circ$



Откос, при учете сцепления $C = 0,005 \text{ МПа}$, получил заложение $1 : 1,5$ – что позволило сократить объем земляных работ \approx на 61000 м^3 на 1 км канала.

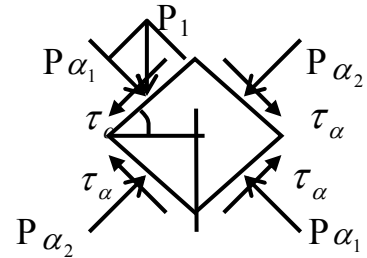
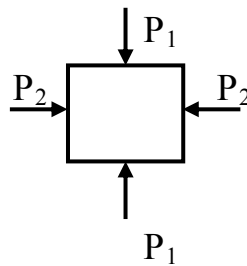
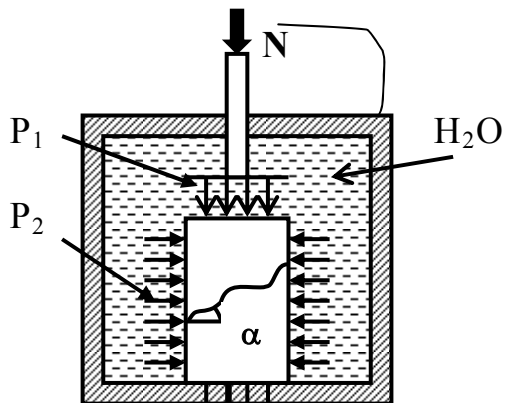
Лекция № 4.

Определение механических характеристик грунтов в приборах трехосного сжатия

Испытание грунта в приборе 3^х осного сжатия ближе отвечает его работе в природных условиях и даёт наиболее надёжные результаты в определении его прочностных и деформационных свойств.

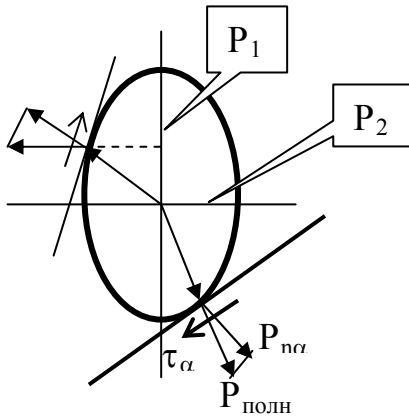
3^х осному напряженному состоянию грунт подвергается **в стабилометре.**

В приборе грунт находится в условиях объёмного напряженного состояния.



Общий вид стабилометра

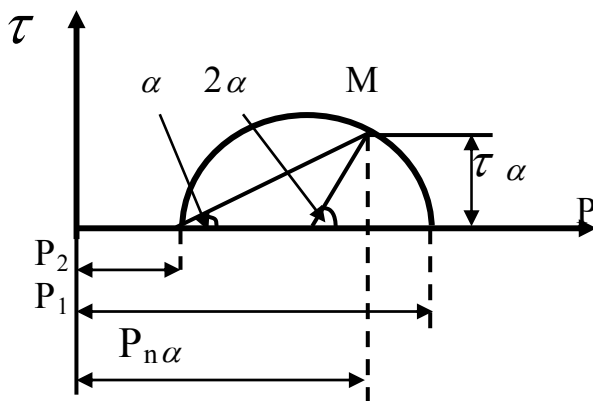
Напряженное состояние в данной точке весьма наглядно отображается при помощи эллипса напряжений, построенного на главных напряжениях.



$$\frac{x^2}{P_1^2} + \frac{y^2}{P_2^2} = 1$$

$$P_1 \geq P_{\text{полн.}} \geq P_2$$

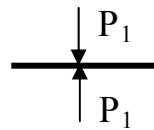
Наиболее просто напряженное состояние в точке может быть выражено кругом Мора.



При $\alpha = 90^\circ$ $\tau = 0$

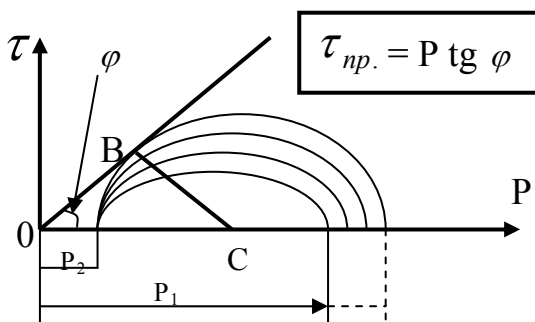


При $\alpha = 0^\circ$ $\tau = 0$

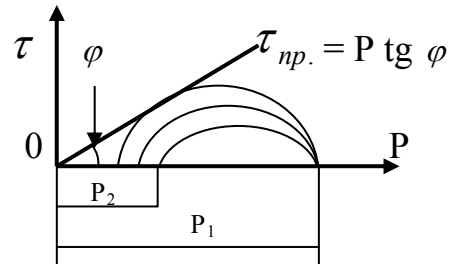


В процессе испытаний оставляем неизменным P_2 и увеличиваем P_1 . Максимальное значение P_1 будет тогда, когда круг коснется прямой Кулона

$\tau_{\text{нр.}} = P \text{ tg } \varphi$ - уравнение, описывающие предельное сопротивление грунта сдвигу для песчаного грунта, т.е. процесс разрушения.



Может быть, и другая методика испытаний:



Треугольник ОВС – прямоугольный, ВС – радиус

$$\sin \varphi = \frac{BC}{OC}; \quad BC = \frac{P_1 - P_2}{2}; \quad OC = P_1 - \frac{P_1 - P_2}{2} = \frac{P_1 + P_2}{2}$$

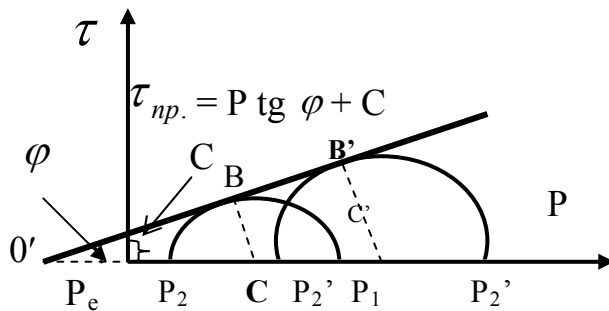
$$\sin \varphi = \frac{(P_1 - P_2) \cdot 2}{2(P_1 + P_2)} = \frac{P_1 - P_2}{P_1 + P_2};$$

$$\sin \varphi = \frac{P_1 - P_2}{P_1 + P_2}$$

- уравнение, описы-

вающее предельное сопротивление грунта сдвигу при 3^х осном напряженном состоянии (для сыпучих грунтов).

Для связных грунтов необходимо подобным образом испытать min 2 образца с различной величиной главных напряжений: $P_1 - P_2$; $P_1' - P_2'$



$$P_e = C \cdot \operatorname{ctg} \varphi$$

Давление связности (суммарно заменяющие действие сил сцепления)

$$\sin \varphi = \frac{BC}{O'C} = \frac{\frac{P_1 - P_2}{2}}{C \cdot \operatorname{ctg} \varphi + P_2 + \frac{P_1 - P_2}{2}} = \frac{P_1 - P_2}{P_1 + P_2 + 2C \cdot \operatorname{ctg} \varphi}$$

$$\sin \varphi = \frac{P_1 - P_2}{P_1 + P_2 + 2C \cdot \operatorname{ctg} \varphi}$$

для связных грунтов

Установим отношения между max и min значениями главных напряжений:

$$\sin \varphi = \frac{P_1 - P_2}{P_1 + P_2};$$

$$P_1 \sin \varphi - P_1 = -P_2 - P_2 \sin \varphi;$$

$$P_1(\sin \varphi - 1) = -P_2(1 + \sin \varphi);$$

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

$$1 = \sin 90^\circ$$

Тогда:

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{\sin 90^\circ + \sin \varphi}{\sin 90^\circ - \sin \varphi} = \frac{2 \sin \left(\frac{90 + \varphi}{2} \right) \cos \left(\frac{90 - \varphi}{2} \right)}{2 \sin \left(\frac{90 - \varphi}{2} \right) \cos \left(\frac{90 + \varphi}{2} \right)}$$

**Определение механических характеристик грунтов
в приборах трехосного сжатия**

Преобразуем $\sin\left(45 \pm \frac{\varphi}{2}\right) \approx \cos\left(45 \pm \frac{\varphi}{2}\right)$, тогда:

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{2 \sin^2\left(45 \pm \frac{\varphi}{2}\right)}{2 \cos^2\left(45 \pm \frac{\varphi}{2}\right)} = \operatorname{tg}^2\left(45 \pm \frac{\varphi}{2}\right); \quad \boxed{\frac{P_1}{P_2} = \operatorname{tg}^2\left(45 \pm \frac{\varphi}{2}\right)}$$

$$\boxed{P_1 = P_2 \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

$$\boxed{P_2 = P_1 \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

↑ активное давление грунта (песок).

Для глинистых грунтов эти соотношения будут выглядеть несколько иначе:

$$\sin \varphi = \frac{P_1 - P_2}{P_1 + P_2 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi};$$

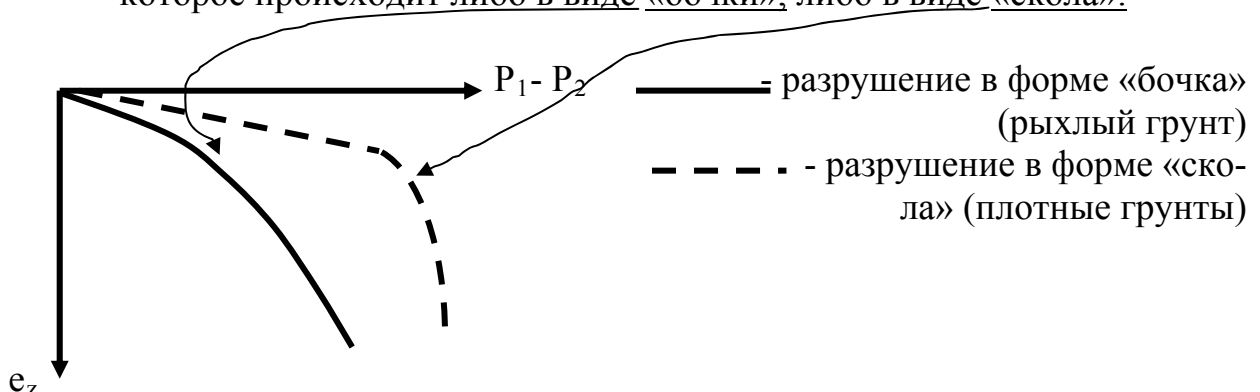
$$\frac{P_1}{P_2} = \operatorname{tg}^2\left(45 \pm \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{2c}{P_2} \operatorname{tg}\left(45 \pm \frac{\varphi}{2}\right);$$

$$\boxed{P_1 = P_2 \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right);} \quad \boxed{P_2 = P_1 \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \cdot \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

↑ активное давление грунта (гл. грунт).

Эти условия используются при определении предельной нагрузки на грунт в расчётах устойчивости массивов грунта и давления грунта на ограждения.

Испытания образца грунта в стабилометре доводят до момента разрушения, которое происходит либо в виде «бочки», либо в виде «скола».



**Определение механических характеристик грунтов
в приборах трехосного сжатия**

e_z – относительная продольная деформация; $e_z = \frac{S_i}{h}$

S_i – осадка от одной ступени загрузки

Относительная объемная деформация: $\theta = \frac{\Delta V}{V}$,

где ΔV - изменение объема образца.

Модуль общей (линейной) деформации:

$$E_o = \frac{\Delta P}{\Delta e_z}, \quad \Delta P - \text{приращение осевого давления}$$

Модуль объемной деформации:

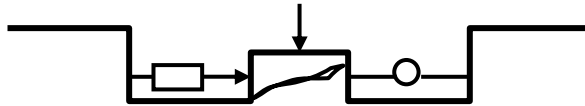
$$E_{об.} = \frac{\Delta P}{\Delta \theta} \quad \Delta \theta - \text{приращение объема}$$

Из сопромата: $E_{об.} = \frac{E_o}{1 - 2\mu_o}$, откуда $\mu_o = \frac{E_{об.} - E_o}{2E_{об.}}$ - коэффициент

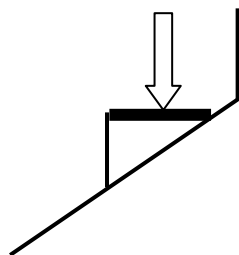
относительной поперечной деформации

Полевые методы определения сопротивления грунта сдвигу.

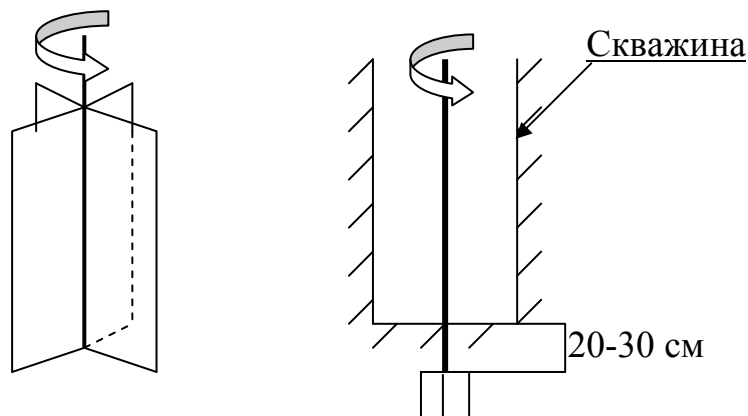
1. Полевые сдвижные установки в шурфе



2. Методы разрушения призм грунта в шурфе



3. Испытание 4-х лопастным прибором (крыльчатка)



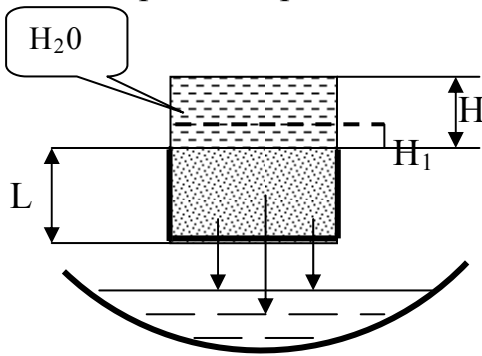
Полевые методы наиболее полно учитывают структурно-текстурные особенности грунта. Они незаменимы при исследовании торфов, глинисто-щебёночных или песчано-гравелистых отложений, взятие образцов ненарушенной структуры которых невозможно.

Недостатки	Достоинства
<ul style="list-style-type: none"> - дороговизна; - большая трудоёмкость; - получение ограниченного числа характеристик. 	<ul style="list-style-type: none"> - получение характеристик грунтов непосредственно на месте строительства объекта

Водопроницаемость грунтов.

В строительстве фильтрационные свойства грунта связаны:

1. – с инженерными задачами (фильтрация берегов в результате строительства плотин).
2. – с вопросами временного понижения у.г.в. для осушения котлованов.



По закону Дарси:

$$\theta = t \cdot F \cdot K_{\phi} \cdot I$$

θ – кол-во воды

t – время

$$I = \frac{H - H_1}{L}$$

F – площадь

K_{ϕ} – коэффициент фильтрации

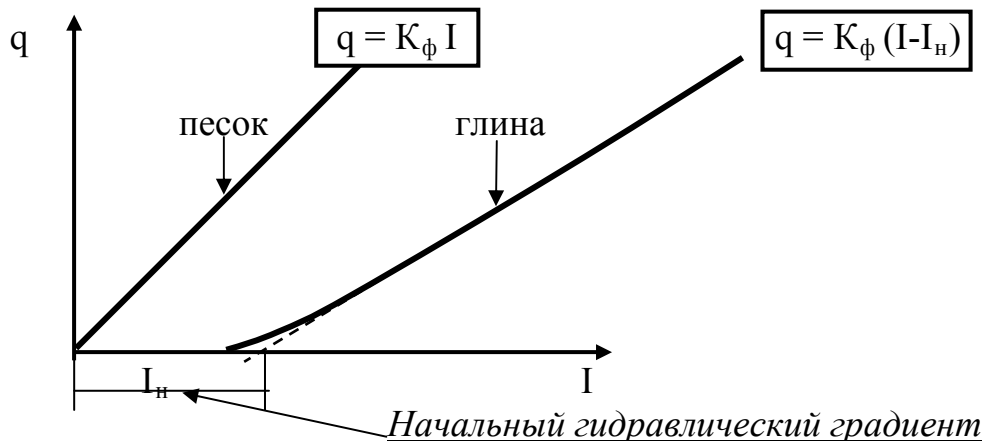
I – гидравлический градиент

Скорость фильтрации $\rightarrow q = \frac{\theta}{t \cdot F}$; $q = K_{\phi} \cdot I$

K_{ϕ} – коэффициент фильтрации – это скорость фильтрации при $I = 1$ (см/сек; м/сут)

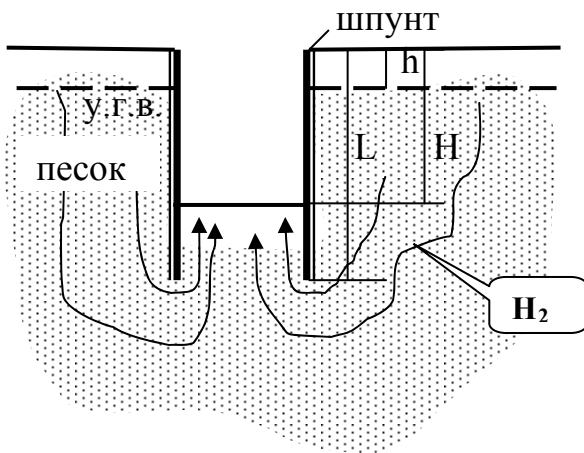
$$K_{\phi, \text{песок}} = n \cdot 10^{-2} \text{ см/сек}$$

$$K_{\phi, \text{глина}} = n \cdot 10^{-8} \text{ см/сек}$$



Фильтрационные характеристики грунтов используются при:

1. Расчете дренажа
2. Определении дебита источника подземного водоснабжения
3. Расчёте осадок сооружений (оснований) во времени
4. Искусственном понижении у.г.в.
5. Расчете шпунтового ограждения при откопке котлованов, траншей



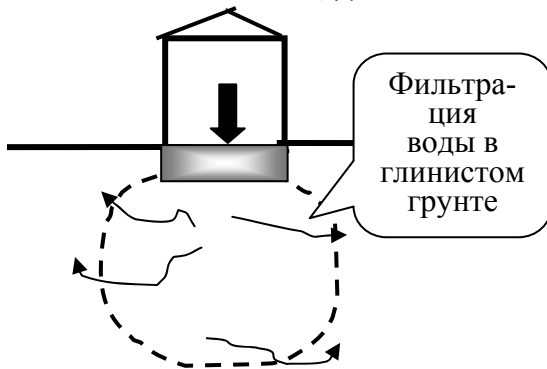
Как выкопать такой котлован?

$$\theta = t \cdot F \cdot K_{\phi} \cdot I$$

Уменьшить θ - можно только изменяя

$$I = \frac{H}{L}, \text{ в нашем случае } I = \frac{H-h}{L-h}$$

Отсюда определяется длина шпунта L.



При $I > I_H$ возникает фильтрация, развиваются осадки.

При $I < I_H$ фильтрации нет,

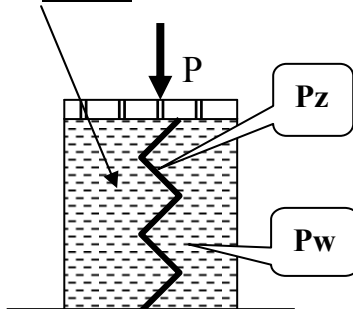
нет и осадки!

Эффективные и нейтральные давления в грунтовой массе

P_z – эффективное давление, давление в скелете грунта (уплотняет и упрочняет грунт).

P_w – нейтральное давление, давление в поровой воде (создает напор в воде, вызывая ее фильтрацию).

В любой момент времени в полностью водонасыщенной грунтовой массе имеет место соотношение: $P = P_z + P_w$, где P – полное давление



При $t = 0$

$$P = P_w$$

При $t = t_1$

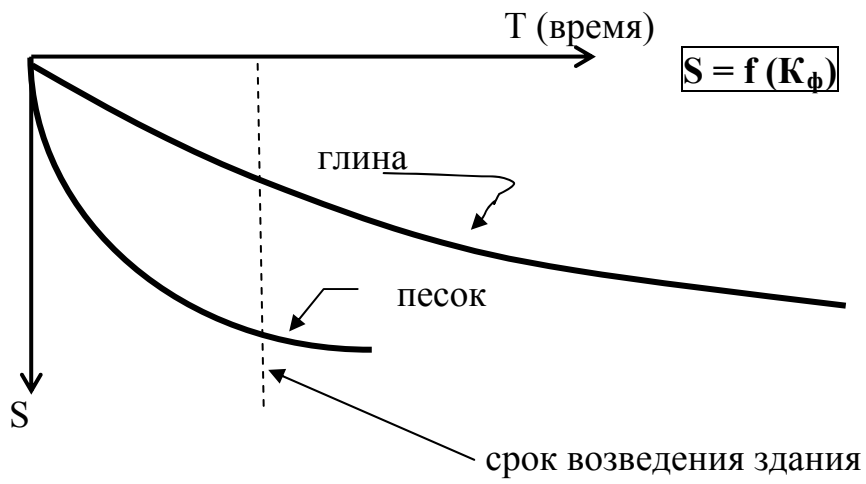
$$P = P_w + P_z$$

При $t = \infty$

$P = P_z$ – это теоретически, практически для того чтобы $P_w \cong 0$, требуется длительный период времени.

Осадка может происходить и при $P = P_z$ за счет явлений ползучести скелета.

Определение механических характеристик грунтов
в приборах трехосного сжатия



Лекция № 5.

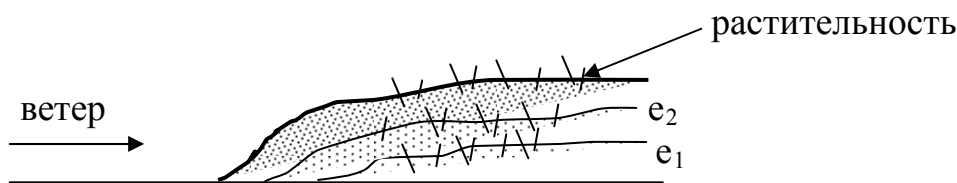
Особенности структурно-неустойчивых оснований

А. Особенности просадочных, макропористых грунтов.

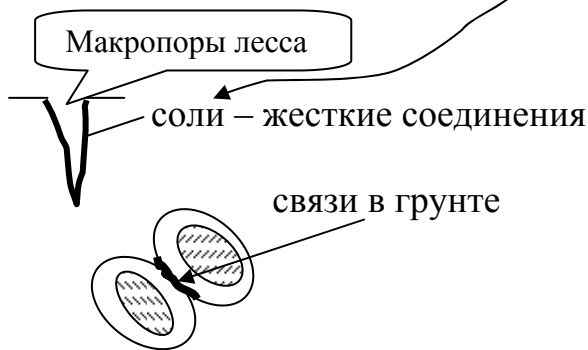
Просадкам подвержены лёссы и многие разновидности лессовидных пород.

Около 15% территории РОССИИ занято примерно такими грунтами. Украина, Закавказье, Забайкалье, Китай – имеют на карте жёлтый цвет – цвет лёсса.

Гипотеза происхождения лёсса:



Со временем растительность сгнивает, вода испаряется, а соли остаются.

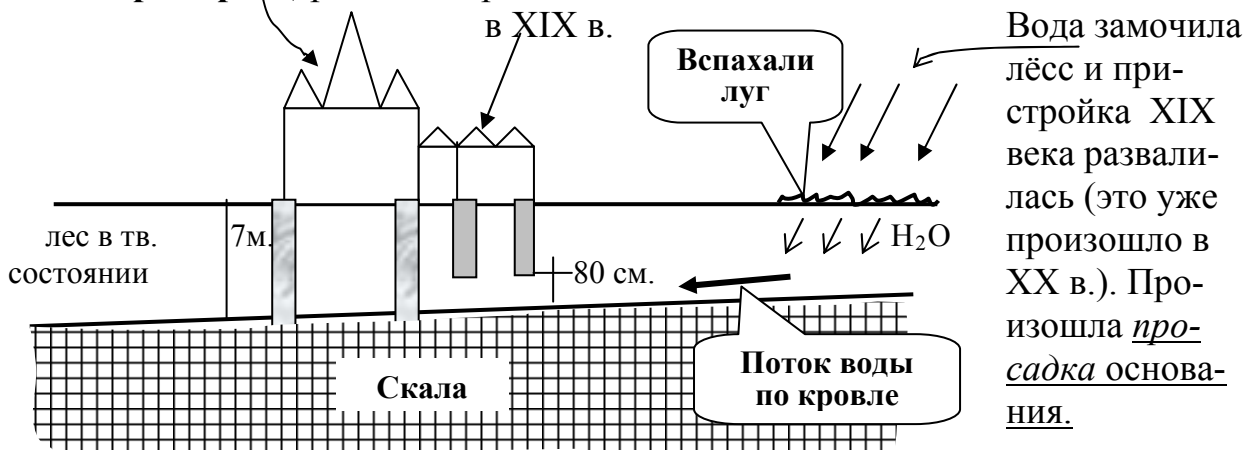


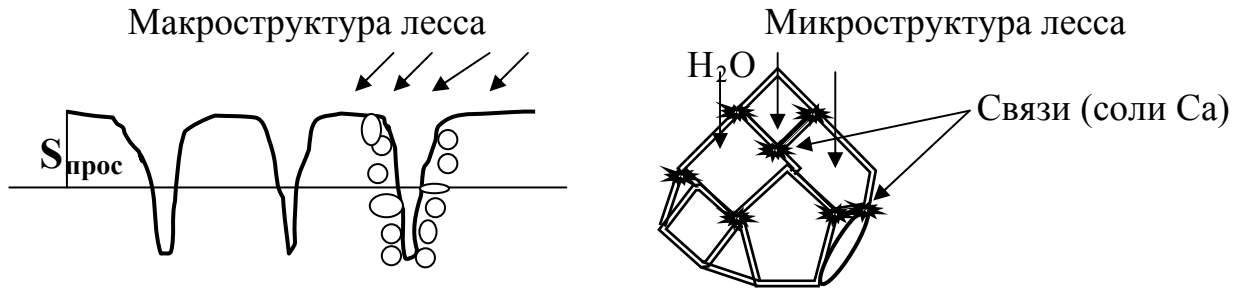
В результате грунты оказываются недоуплотненными с наличием большого количества макропор.

Эта особенность лёсса, влияет на его строительные свойства, возникает возможность возникновения просадки.

В практике строительства были случаи, когда здания существовали много лет и затем внезапно начинали разрушаться. Причина → замачивание лёсса и отсюда его просадка.

Пример: Церковь постройки XII века

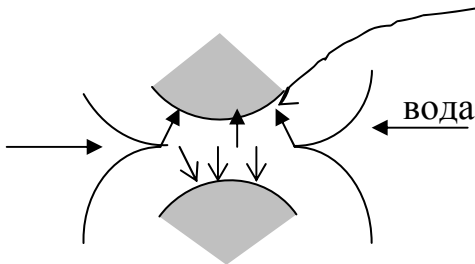




В сухом состоянии вся система находится в равновесии и выдерживает нагрузку 2-3 кг/см² (0,2...0,3 МПа)

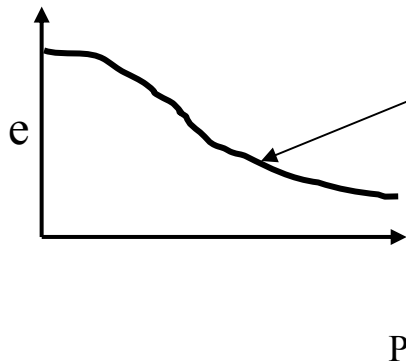
При замачивании вода разрывает связи между минеральными частицами:

- Известь (соли Ca) растворяется
- глина увлажняется
- толстые пленки воды оказывают расклинивающее действие

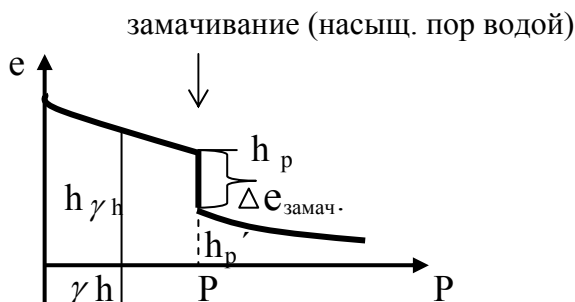


В результате минеральные частицы падают в крупные поры, и грунт превращается в обычный суглинок с дальнейшим развитием просадки.

Просадками называются местные быстро протекающие вертикальные деформации грунта, обусловленные резким коренным нарушением структуры.



Компрессионная кривая для лёссового грунта, разрушение пор при $W_{ест.}$ (грунт обладает определенной структурной прочностью)

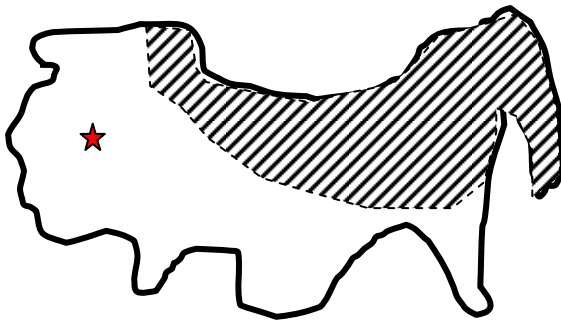


Просадочность грунтов оценивается коэф. *относительной просадочности*

$$\delta_{пр.} = \frac{h_p - h'_p}{h_{\gamma h}}$$

При $\delta_{пр.} > 0,01$ – грунт считается просадочным.

Б. Некоторые свойства мерзлых грунтов.



≈ 48% территории РОССИИ имеет вечно мерзлые грунты

Состав мерзлого грунта = мин. част. + вода + лёд + воздух

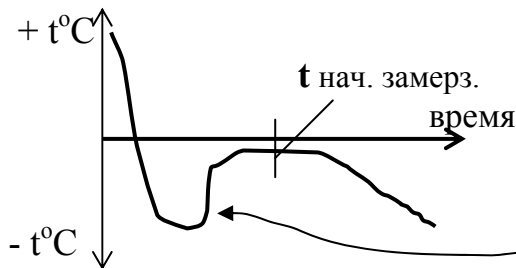
Мёрзлый грунт может находиться в трех стадиях:

1. замерзание
2. мёрзлое состояние
3. оттаивание

Свойства их различны!

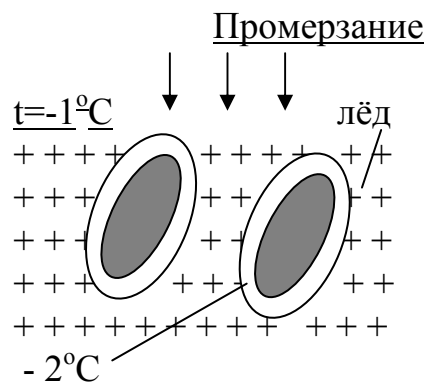
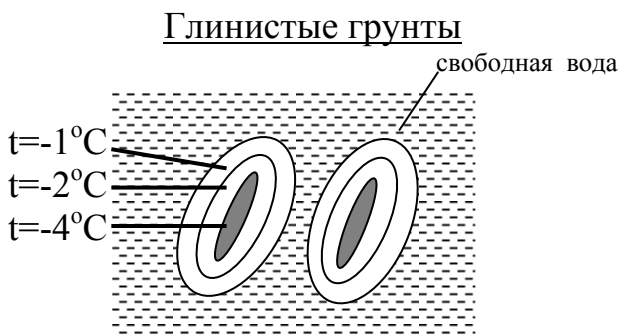
В 1930 г. Цытович Н.А. – первые опыты по мёрзлым грунтам.

1. Замерзание.

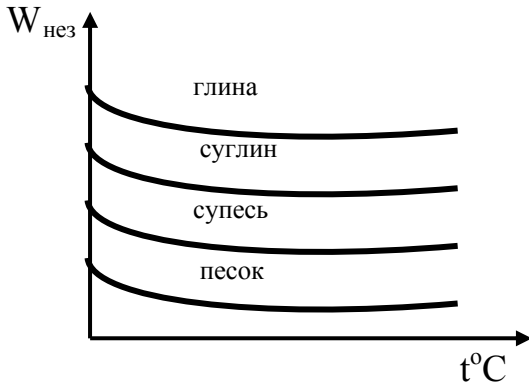


Опыты Нерсесовой.

Явление переохлаждения и образование мгновенных кристаллов льда – выделяется примерно 80 кал. теплоты.



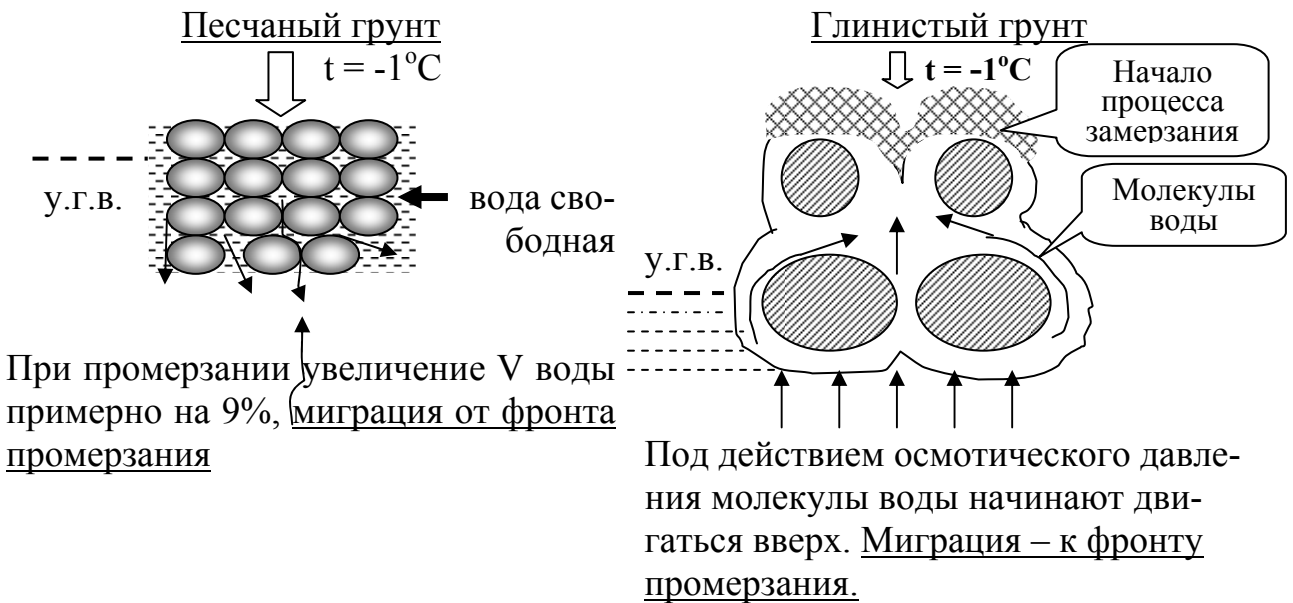
Даже при -60°C в грунте может оставаться не замерзшая вода



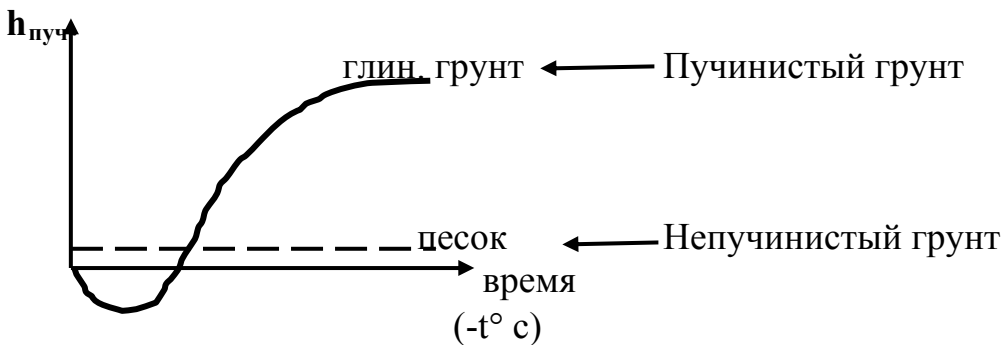
Связанная (не замерзшая вода) находится в динамическом равновесии с температурой, т.е. её количество изменяется с изменением температуры.

Миграция воды в замерзающих грунтах.
Пучение замерзающих грунтов.

Миграция – передвижение воды в замерзающем грунте.



Пучение – увеличение объёма грунта при его замерзании.



2. Мёрзлое состояние

Лёд – цемент – прочность его значительна, но свойства его не стабильны и зависят от температуры.

$$R = f(t^{\circ}\text{C})$$

$$i = \frac{W_c - W_{\text{нез}}}{W_c} \quad \text{- льдистость}$$

W_c – суммарная влажность мёрзлого грунта;

$W_{\text{нез}}$ – влажность за счёт незамерзшей воды.

$i = 0$ – тал. грунт

$i = 1$ – вся вода замёрзшая (песок)

$$0 \leq i \leq 1$$

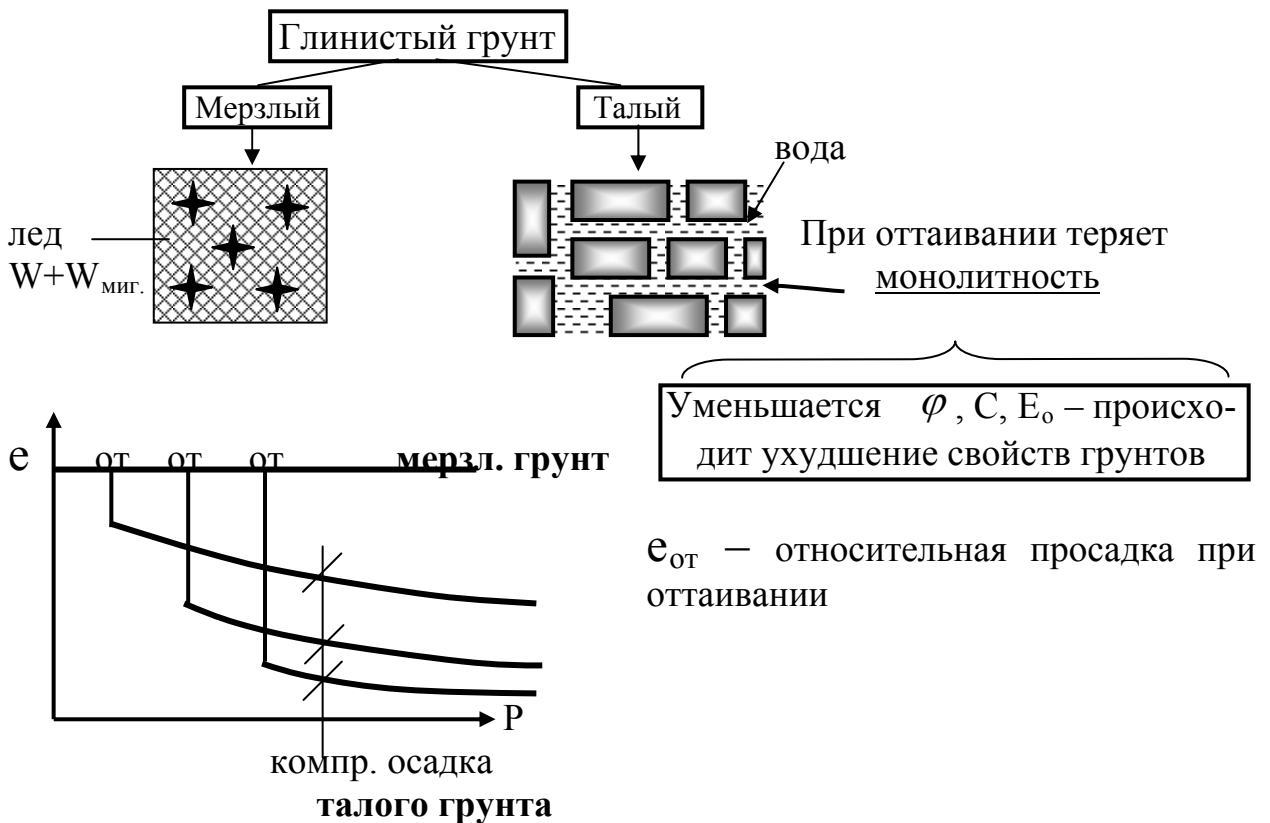
Противоречие между проектировщиками и строителями

$i \rightarrow 1$

$i \rightarrow 0$

3. Оттаивание

Песчаный грунт изменений не претерпевает.



$$e_{\text{от}} = A_0 + m_0 P$$

A_0 – коэффициент оттаивания

m_0 – коэффициент сжимаемости при оттаивании

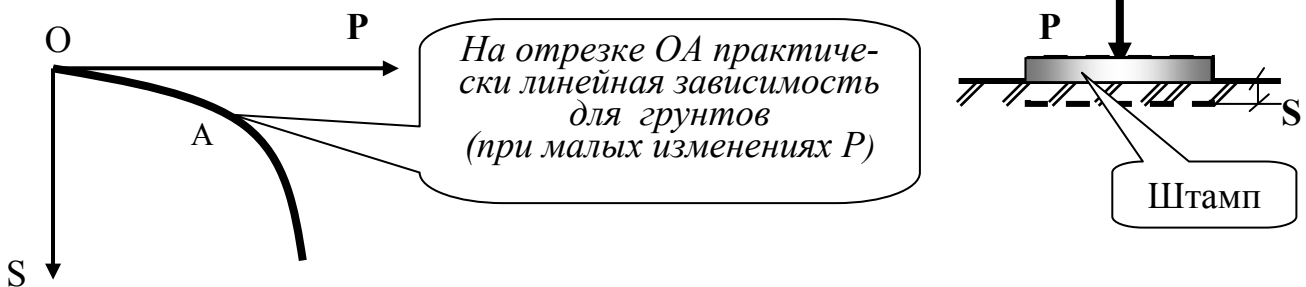
} - **опред. опытным путем**

Определение напряжений в массиве грунта

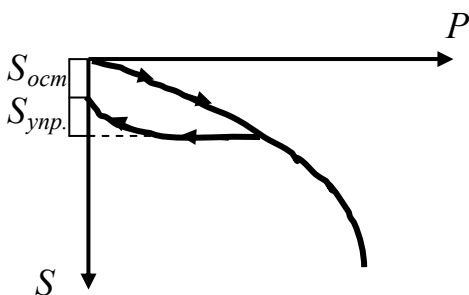
При определении напряжений в массиве грунта используются законы механики для упругого сплошного тела. На сколько грунты удовлетворяют данным требованиям?

1. Доказательство применимости теории упругости к грунтам (постулаты теории упругости).

а) Деформации пропорциональны напряжениям

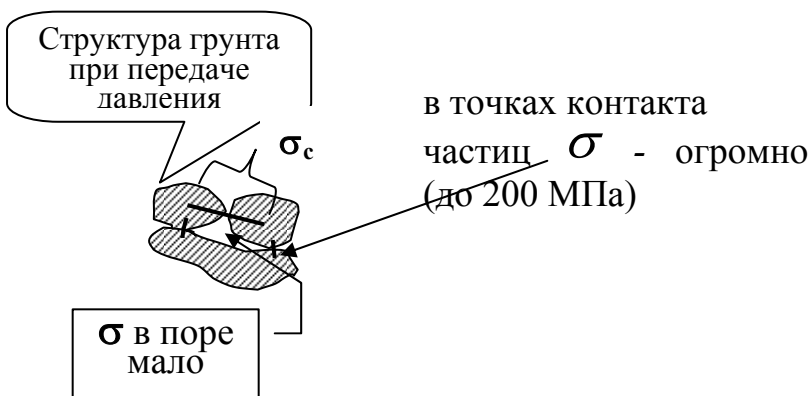


б) Теория упругости рассматривает тела упругие.



В грунтах наблюдаются большие остаточные деформации $S_{ост}$. Но для строителей существенно одноразовое загрузке основания, т.е. здесь условие упругости применимо (а в общем случае нет).

в) Теория упругости рассматривает тела сплошные.



В расчетах допускается использовать $\sigma_{ср.}$ - среднюю величину напряжений, действующих по определенной площадке.

В этом случае можно говорить о «сплошности» грунтов.

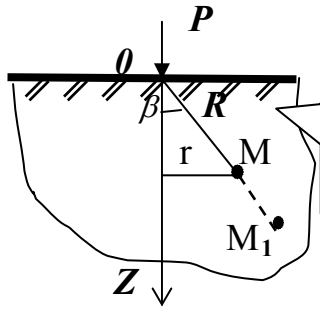
г) Теория упругости рассматривает тела изотропные

(Будем считать с известными допущениями, что грунт изотропное тело).

Следовательно, в расчётах механики грунтов, с учетом отмеченных допущений, можно использовать теорию упругости.

2. Определение напряжений в массиве грунта от сосредоточенной силы.

(задача Буссинеско 1885 г.)



Полупространство ∞ простилающееся вниз

Определить значения вертикальных напряжений σ_z и касательных напряжений; τ_{zx} ; τ_{zy} в точке М, расположенной на площадке параллельной плоскости ограничивающей массив.

Задачу решаем в **3** этапа:

- 1) Определяем σ_R – в радиальном направлении $\perp R$ (в т. М)
- 2) Определяем σ'_R – в радиальном направлении (приложенном к площадке, параллельной плоскости ограничивающей массив).
- 3) Определяем σ_z ; τ_{zx} ; τ_{zy}

1 этап:

Пусть под действием силы Р точка М – переместилась в точку М₁

S – перемещение т. М

Можно записать

$$S = A \frac{\cos \beta}{R}; \quad S_1 = A \frac{\cos \beta}{R + dR}$$

$$\cos 0^\circ = 1 \rightarrow S_{\max} \rightarrow R = 0$$

$$\cos 90^\circ = 0 \rightarrow S_{\min} \rightarrow R = \infty$$

A – коэффициент пропорциональности

Относительное перемещение точки:

$$e_R = \frac{S_1 - S}{dR} = \frac{\cos \beta}{dR} \left(\frac{A}{R + dR} - \frac{A}{R} \right) = \frac{\cos \beta (\cancel{AR} - \cancel{AR} - AdR)}{\cancel{dR}(R^2 + RdR)} = -A \frac{\cos \beta}{R^2}$$

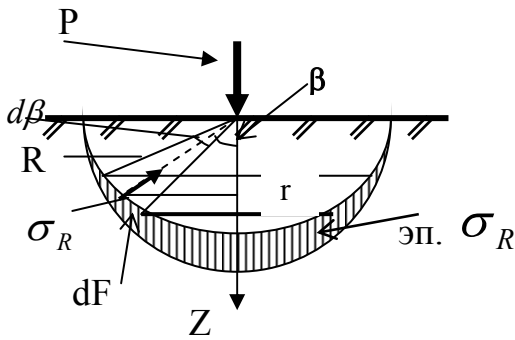
Согласно 1 постулата теории упругости между напряжениями и деформациями должна быть прямая зависимость, т.е.

$$\sigma_R = B e_R = AB \frac{\cos \beta}{R^2}$$

B – коэффициент пропорциональности

AB \rightarrow ?

σ_R – определяется как в сопромате («метод сечений» мысленно разрезают балку и оставшуюся часть уравнивают).



Здесь поступаем также. Рассматриваем полушаровое сечение и заменяем отброшенное пространство напряжениями σ_R

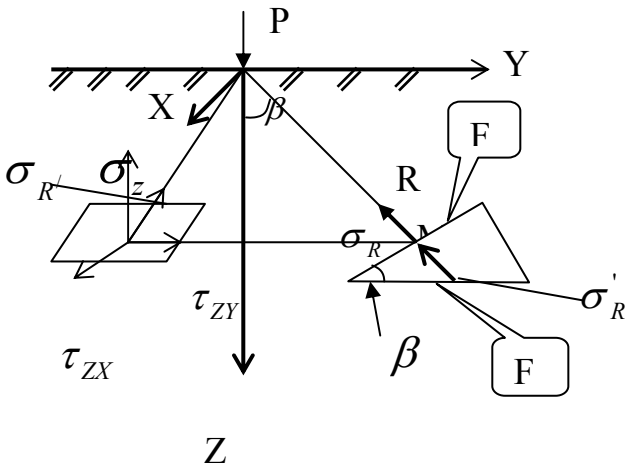
Рассмотрим изменение β в пределах $d\beta$
Составим уравнение равновесия на ось Z:

$$\sum P_Z = 0 \quad P - \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_R \cos \beta dF = 0 \quad dF = 2\pi r d\beta R = 2\pi R \sin \beta R d\beta$$

$$P = 2\pi AB \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \beta \sin \beta d\beta = P - 2\pi AB \left(-\frac{\cos^3 \beta}{3} \right) \Big|_0^{\pi/2} = P - 2\pi AB \frac{1}{3} = 0$$

Отсюда $AB = \frac{3P}{2\pi}$ тогда $\sigma_R = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{\cos \beta}{R^2}$

2 этап:



Из геометрических соотношений:

$$\sigma_R F = \sigma'_R F_1 \quad \sigma'_R = \frac{\sigma_R F}{F_1} = \sigma_R \cos \beta$$

$$\frac{F}{F_1} = \cos \beta$$

$$\sigma'_R = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{\cos^2 \beta}{R^2}$$

$$\cos \beta = \frac{Z}{R}$$

$$\sigma'_R = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{Z^2}{R^4}$$

3 этап:

$$\sigma_z = \sigma'_R \cdot \cos(\sigma'_R; Z) = \sigma'_R \frac{Z}{R};$$

$$\tau_{ZX} = \sigma'_R \cdot \cos(\sigma'_R; X) = \sigma'_R \frac{X}{R};$$

$$\tau_{ZY} = \sigma'_R \cdot \cos(\sigma'_R; Y) = \sigma'_R \frac{Y}{R};$$

$$\sigma_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{Z^3}{R^5}$$

$$\tau_{ZX} = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{Z^2 X}{R^5}$$

$$\tau_{ZY} = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{Z^2 Y}{R^5}$$

Определение напряжений в массиве грунта

Зная, что $R = \sqrt{Z^2 + r^2} = Z \sqrt{1 + \left(\frac{r}{Z}\right)^2}$, подставим и получим

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P \cdot Z^3}{2 \cdot \pi \cdot Z^5 \left[1 + \left(\frac{r}{Z}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}}; \quad \frac{3}{2 \cdot \pi \left[1 + \left(\frac{r}{Z}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} = K;$$

$$\sigma_z = K \frac{P}{Z^2};$$

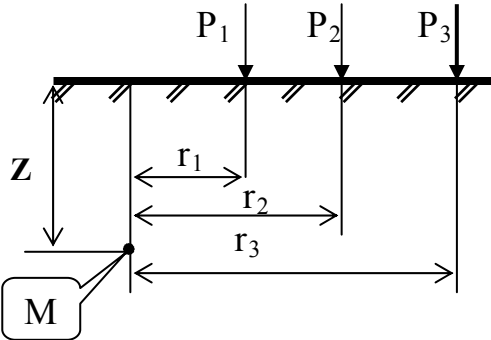
$K = f\left(\frac{r}{Z}\right)$ - опред. по таблице

$$\tau_{ZY} = K \cdot \frac{P \cdot Y}{Z^3};$$

$$\tau_{ZX} = K \cdot \frac{P \cdot X}{Z^3}$$

Определение напряжений σ_z в массиве грунта от действия нескольких сосредоточенных сил.

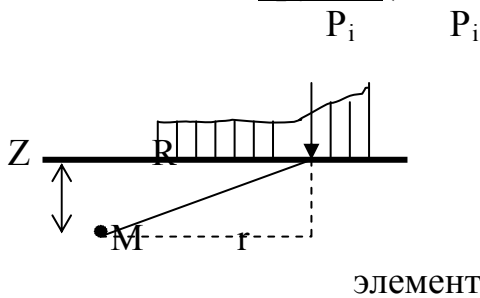
(принцип Сен-Венана – принцип независимости действия сил)



$$\sigma_{z(M)} = K_1 \frac{P_1}{Z^2} + K_2 \frac{P_2}{Z^2} + K_3 \frac{P_3}{Z^2}$$

$$\sigma_{z(M)} = \frac{1}{Z^2} \sum_{i=1}^n K_i P_i \quad K=f\left(\frac{r}{Z}\right)$$

Определение напряжений σ_z при действии любой распределённой нагрузки (метод элементарного суммирования)



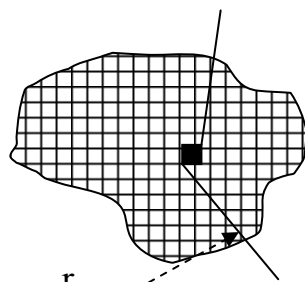
Задачу решаем приближённо. Разбиваем площадь на ряд простых многоугольников.

Рассмотрим r_i элемент

$$\sigma_{zi} = K_i \frac{P_i}{Z^2}$$

P_i – нагрузка на данный элемент

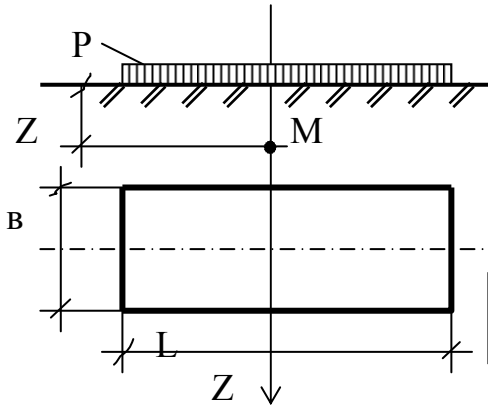
$$\sigma_{zi} = \sum_{i=1}^n K_i \frac{P_i}{Z^2}$$



$K_i = f\left(\frac{r}{Z}\right)$; Эта задача трудоёмкая, особенно при большом числе элементов

<p><u>Достоинства:</u> 1- способ универсален</p>	<p><u>Недостатки:</u> 1- точность зависит от табличных данных 2- значительная трудоемкость</p>
--	--

Определение σ_Z – под центром прямоугольной площадки
загружения при равномерной нагрузке

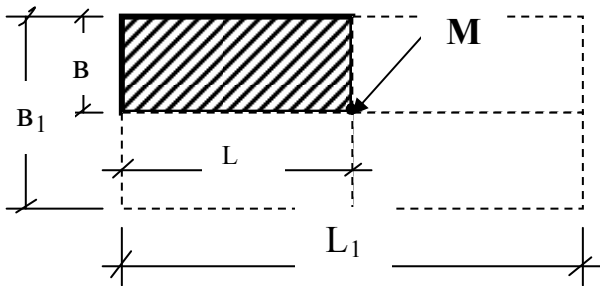


σ_Z – можно определить в интегральной форме
 $\sigma_Z = \iint_Z P_{zi} d_y d_x$ - при разворачивании этого интеграла получается очень громоздкая формула, поэтому её приводят к элементарному (простейшему) виду:

$$\sigma_z = \alpha \cdot P \quad ; \quad \text{где} \quad \alpha = f\left(\frac{l}{B}; \frac{2Z}{B}\right)$$

α - в табл. СНиП, справочниках, учебниках.

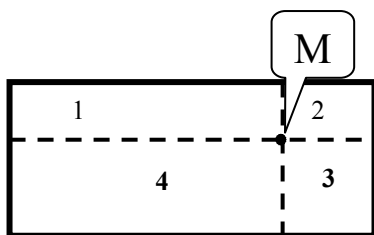
Определение напряжений σ_Z – по методу угловых точек
(в любой точке под нагрузкой и на любой глубине)



Достраиваем площадь так, чтобы точка М была в центре, тогда видно, что

$$\sigma_Z = \frac{1}{4} \alpha' P, \quad \text{но} \quad \alpha' = f\left(\frac{L}{B}; \frac{Z}{B}\right),$$

а не $2Z$, т.к. $v_1=2v$

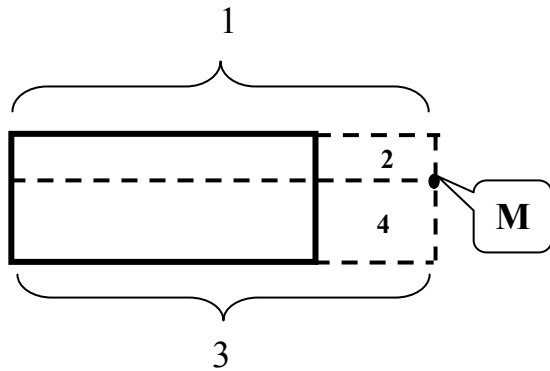


Разбив площадь подобным образом, можно записать

$$\sigma_Z = \frac{1}{4} (\alpha'_1 + \alpha'_2 + \alpha'_3 + \alpha'_4) P$$

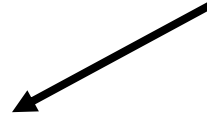
P – интенсивность давления

Определение напряжений в массиве грунта



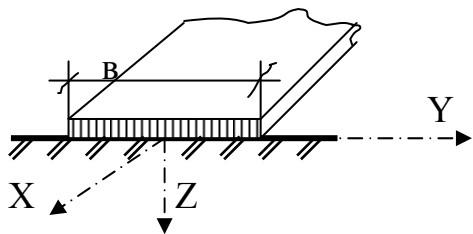
$$\sigma_Z = \frac{1}{4}(\alpha'_1 - \alpha'_2 + \alpha'_3 - \alpha'_4)P$$

Так мы сможем решить любую задачу по опред. σ_Z – на любом расстоянии и на любой глубине.

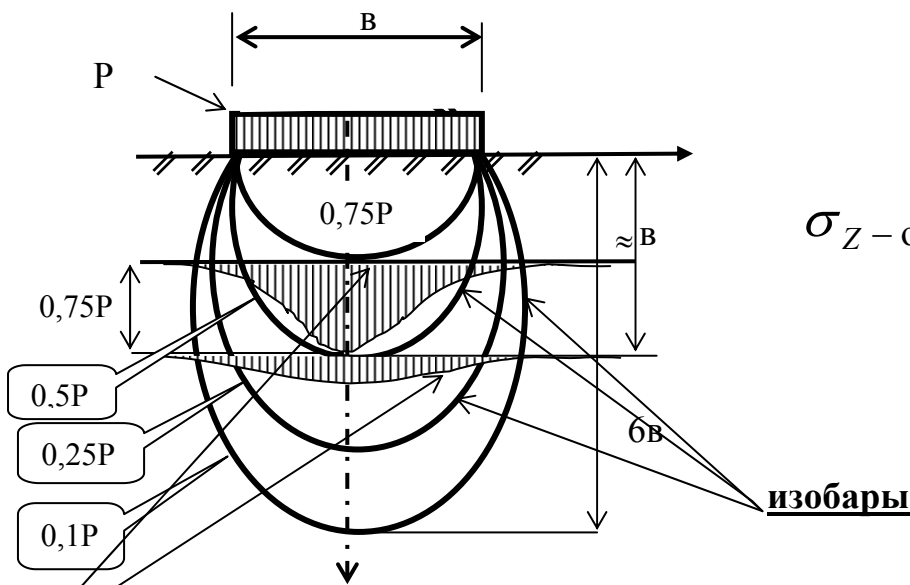


Данный способ находит применение при учете взаимного влияния фундаментов.

Определение напряжений в массиве грунта при плоской задаче. (Задача Фламана)



Плоская задача – по направлению оси X – деформации = 0

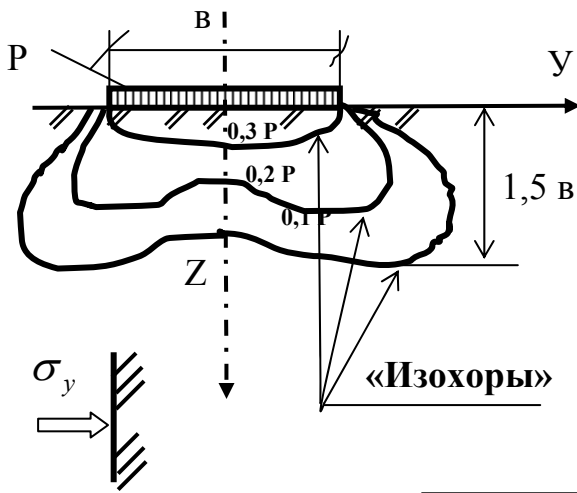


σ_Z – определяется интерполяцией

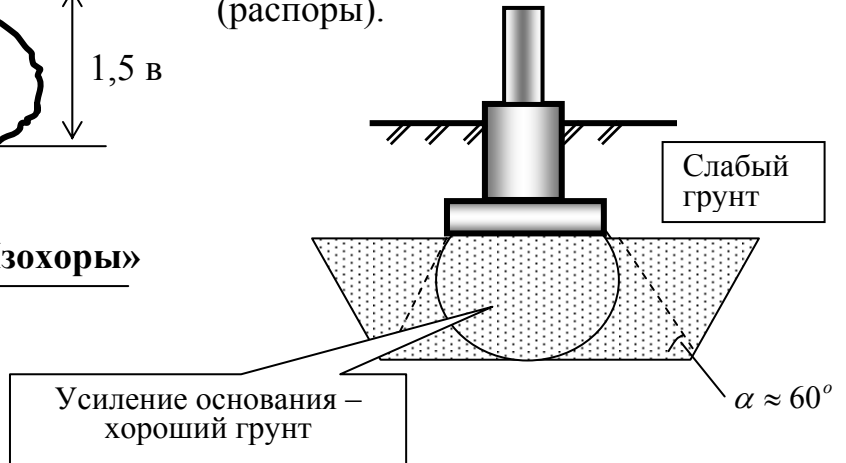
горизонтальные сечения, в результате можно найти такую систему точек, в которых σ_Z равны – соединив их – получим линии равных напряжений (изобары).

Аналогичная картина - при разрезе луковицы. Поэтому часто линии равных напряжений (изобары) называют "луковицей напряжений".

Определение напряжений в массиве грунта

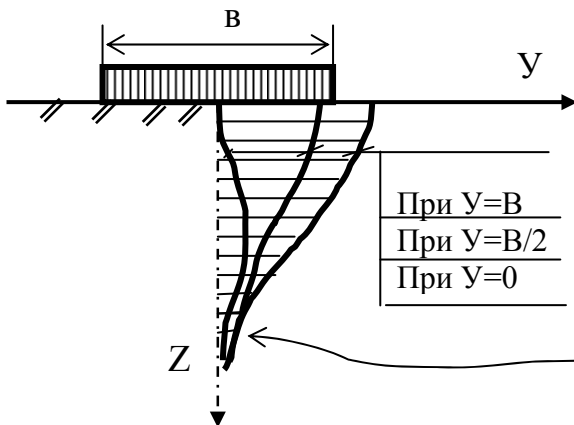
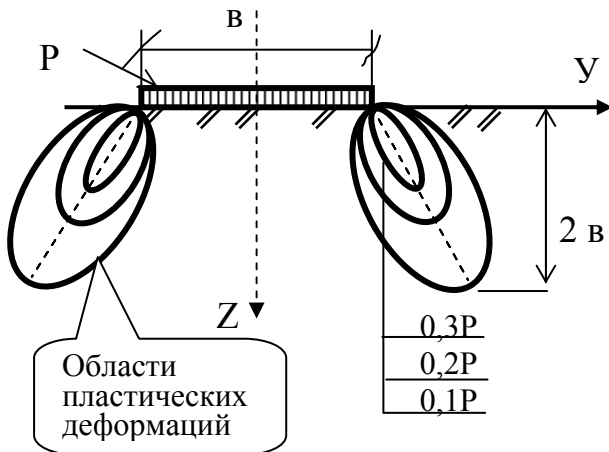


Определим σ_y – линии равных горизонтальных напряжений «изохоры» (распоры).



Распоры σ_y - определяют ширину песчаной подушки (искусственное усиление оснований)

Линии равных напряжений касательных напряжений τ (сдвига)

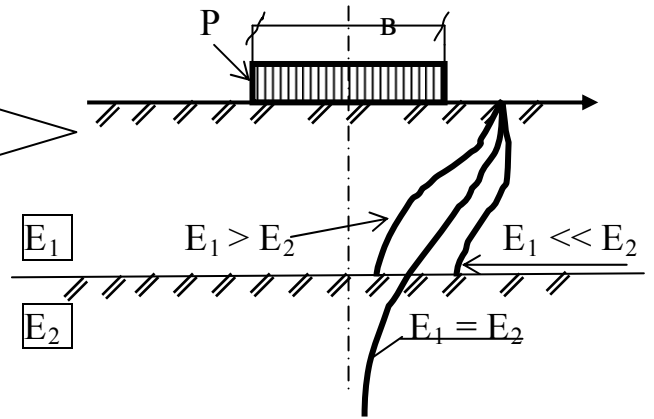


Для расчета осадок фундаментов необходимо знать эпюру σ_z - по вертикальным сечениям массива грунта.

Определение напряжений в массиве грунта

Влияние подстилающего слоя грунта

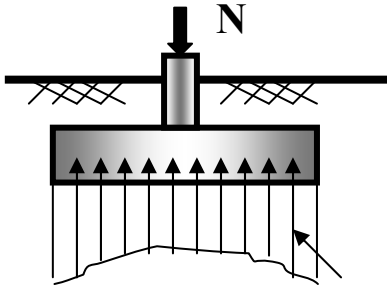
E_i – модуль деформации грунта



Лекция 7.

Распределение напряжений на подошве фундамента (Контактная задача)

Этот вопрос имеет особое значение для гибких фундаментах, рассчитываемых на изгиб.



Если известно $P_{\text{конт}}$, то загружая этой величиной фундамент, можно легко определять усилия в конструкции тела фундамента.

Из курса сопротивления материалов известно, что напряжения для сжатых конструкций определяются по обобщенной формуле:

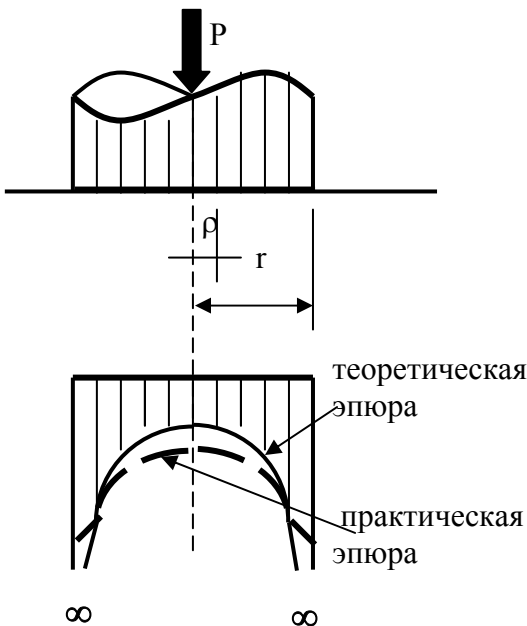
$P_{\text{конт}}$.

↙ прямолинейная эпюра

$$\sigma_{\text{max, min}} = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$$

- но здесь не учитывается работа сжимаемого основания.

Теоретические исследования по этому вопросу провел Буссинеско для жесткого круглого штампа:



$$P_{\rho} = \frac{P_{cp}}{2\sqrt{1 - \left(\frac{\rho}{r}\right)^2}}$$

При $\rho = r \rightarrow P_{\rho} = \infty$

При $\rho = 0 \rightarrow P_{\rho} = 0,5P_{cp}$

Фактически, грунт под подошвой фундамента, разрушаясь, приводит к перераспределению напряжений, возникает практическая эпюра.

$$P = f(\Gamma)$$

$$\Gamma \approx 10 \cdot \frac{E_0 \cdot l^3}{E_1 \cdot h_1^3} \text{ - гибкость}$$

фундамента

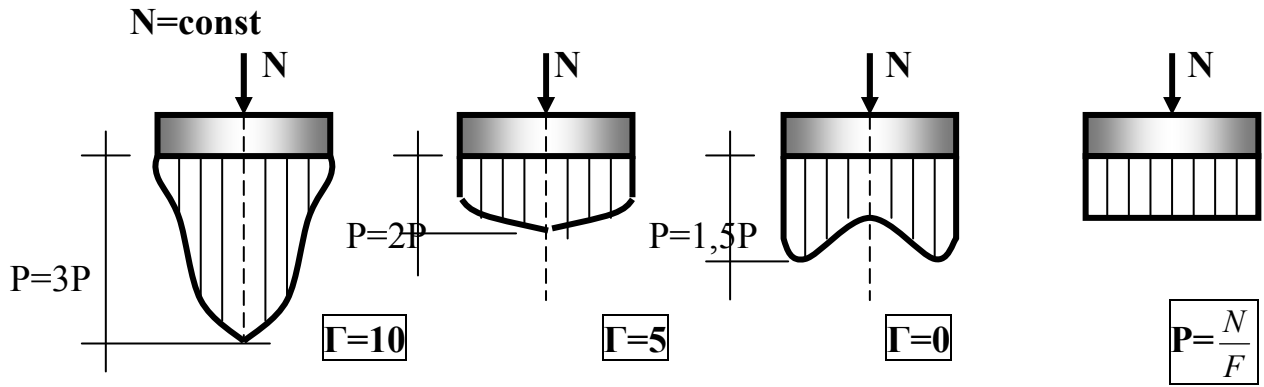
E_0 – модуль деформации грунта

l – полудлина фундамента (балки)

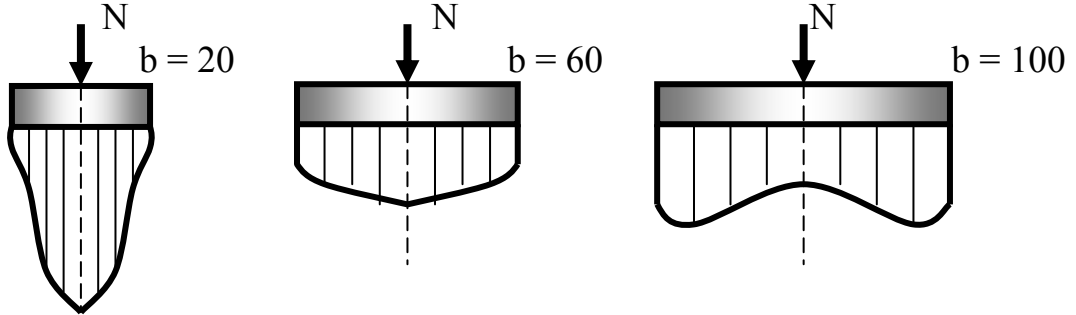
E_1 – модуль упругости материала фундамента

h_1 – высота фундамента

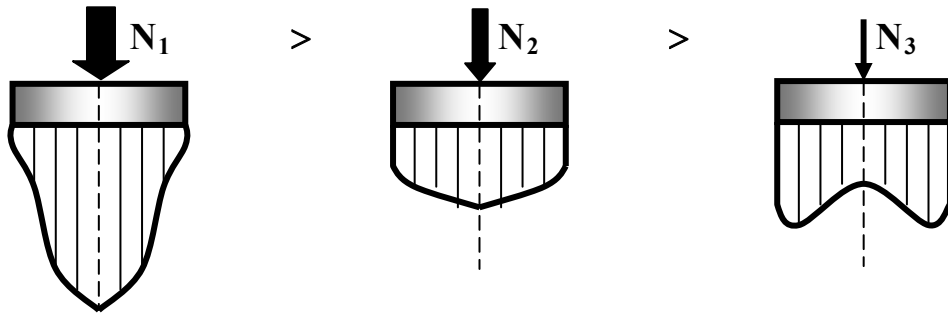
Распределение напряжений на подошве фундамента (Контактная задача)



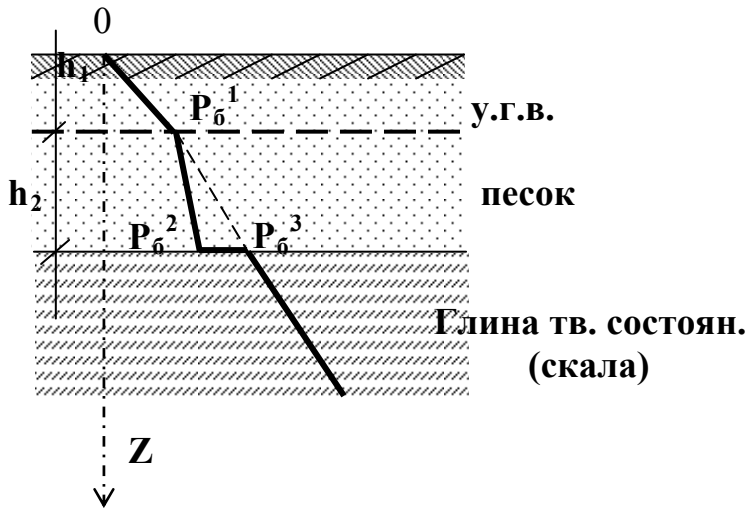
$P = f(b)$; $m_v - \text{const}$; $N - \text{const}$



$P = f(N)$; $m_v - \text{const}$; $F - \text{const}$



Напряжения от собственного веса грунта.



P_{σ} – «бытовое давление»
(природное давление)

$$P_{\sigma}^1 = \gamma_{o1} h_1$$

$$P_{\sigma}^2 = \gamma_{o1} h_1 + \gamma_{o2}^I h_2$$

γ_{o2}^I – учитывают
взвешивающее действие
воды (закон Архимеда)

$$\gamma_{o2}^I = \frac{\gamma_s - \gamma_e}{1 + e}$$

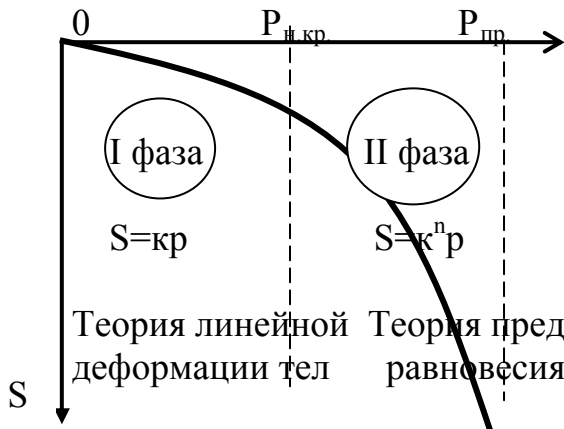
$$P_{\sigma}^3 = \gamma_{o1} h_1 + \gamma_{o2}^I h_2 + \gamma_B h_2$$

$$P_{\sigma z} = \sum_{i=1}^n \gamma_{oi} \cdot h_i$$

$$\left[\frac{\kappa H}{m^2} \right] \cdot 10^{-3} = \left[\frac{MH}{m^2} \right] = \text{МПа}$$

Предельное напряженное состояние оснований.

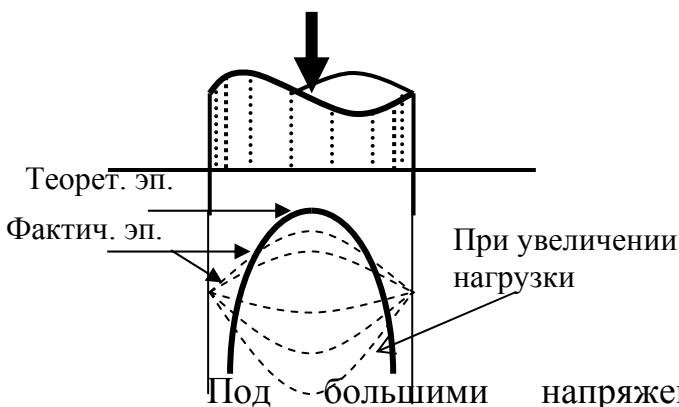
1. Фазы напряженного состояния грунта.



I фаза – фаза уплотнения грунтов
 II фаза – фаза сдвигов (фаза развития пластических деформаций).

$P_{н.кр}$ - начальная критическая нагрузка;
 $P_{пр}$ - предельное давление на основание.

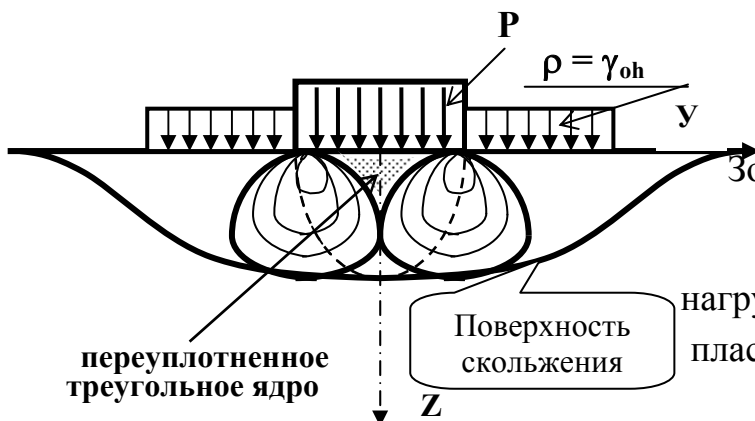
2. Развитие зон пластических деформаций и перераспределение давления по подошве фундамента.



Ранее рассматривали распределение давления под подошвой жесткого штампа. Но может ли грунт воспринять ∞ большие напряжения? Конечно, нет! Как и для любого материала.

Под большими напряжениями возникают пластические деформации (происходит перераспределение напряжений) так как материал в этом месте будет обладать большей податливостью. Эпюра напряжений под штампом начнет изменяться (почти до треугольной эпюры).

Как же развиваются при этом зоны сдвигов, зоны пластических деформаций?



Зоны пластических деформаций возникают в крайних точках нагрузки. Затем увеличиваем нагрузку P , оставляя $q = const$, - зоны пластических деформаций τ будут развиваться.

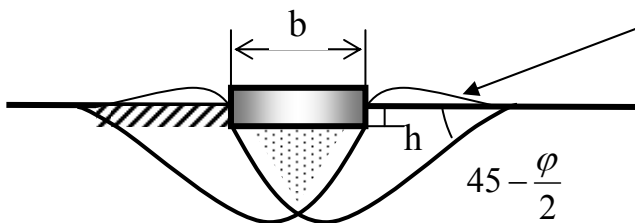
Возникает момент, когда при дальнейшем нагружении зоны пластических деформаций сольются в одной точке. При этом напряженном состоянии грунта преобладают боковые смещения частиц и формируются непрерывные поверхности скольжения, в результате толща грунта теряет устойчивость. (II фаза на графике). (Выпор грунта. Трансконский элеватор $\alpha=27^0$).

3. Поверхности скольжения.

В зависимости от глубины заложения фундамента различают несколько основных случаев с характерными поверхностями скольжения.

а) Фундаменты мелкого заложения

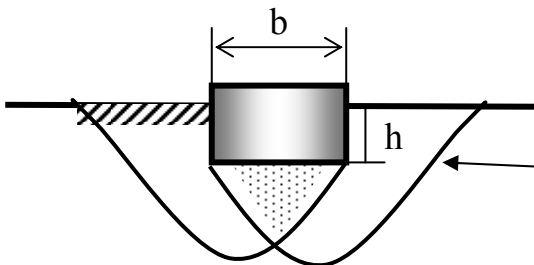
$$\frac{h}{b} \leq 0.5$$



выпирание грунта с провальными осадками, часто при эксцентрической нагрузке – выпирание грунта в одну сторону.

б) Фундаменты средней глубины заложения.

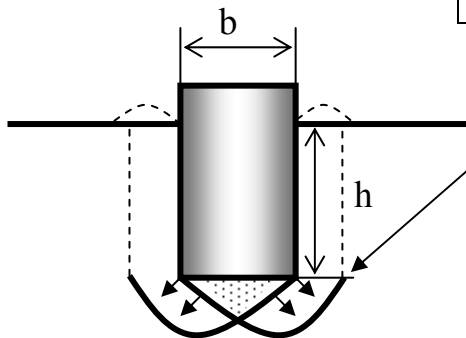
$$0,5 \leq \frac{h}{b} \leq 2$$



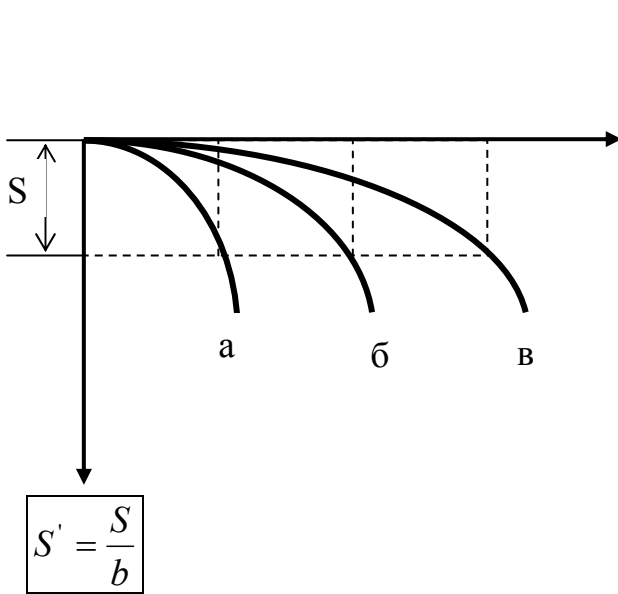
фундамент будет более устойчив (S- «образная» поверхность скольжения)

в) Фундамент глубокого заложения

$$\frac{h}{b} > 2$$



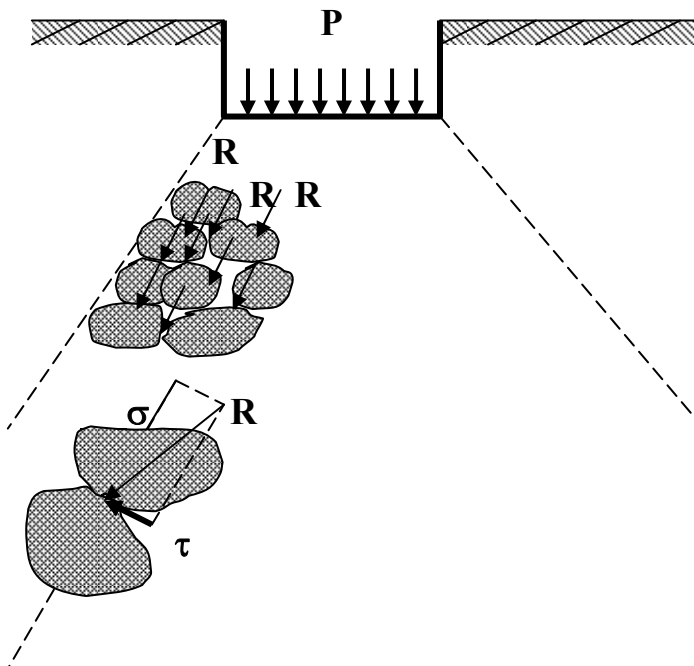
Окружающий грунт уплотняется по сторонам пластических зон. При рыхлом состоянии грунта меньше вероятность выпирания, но при плотном грунте возможно и выпирание грунта.



$$P' = \frac{P}{\gamma h}$$

1. С увеличением $\frac{h}{b}$ несущая способность грунта увеличивается.
2. Для фундаментов мелкого заложения требуется больший коэффициент запаса – поэтому они рассчитываются по I-му предельному состоянию (устойчивости), а фундаменты глубокого заложения по II-му предельному состоянию (деформациям).

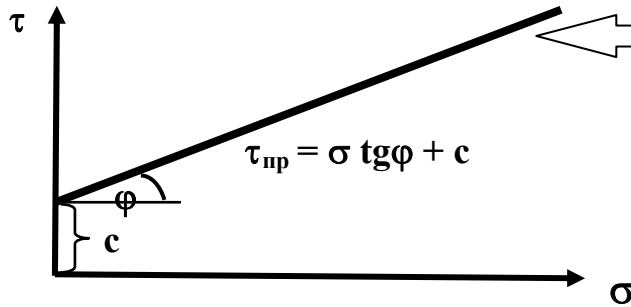
Предельное равновесие в точке и положение поверхностей скольжения. Расчетное сопротивление грунта.



Давление **P** от веса надземной части сооружения и собственного веса фундамента рассеивается в массиве грунта. Равнодействующую **R** раскладываем на две составляющие σ и τ , σ - сжимают частицы грунта друг к другу и разрушить их практически не могут (частицы грунта – кварц, полевой шпат и т.д.) $\sigma_{\text{разруш}} \approx 2000 \text{ кг/см}^2 \approx 200 \text{ Мпа}$ – таких напряжений под фундаментом практически не возникает.

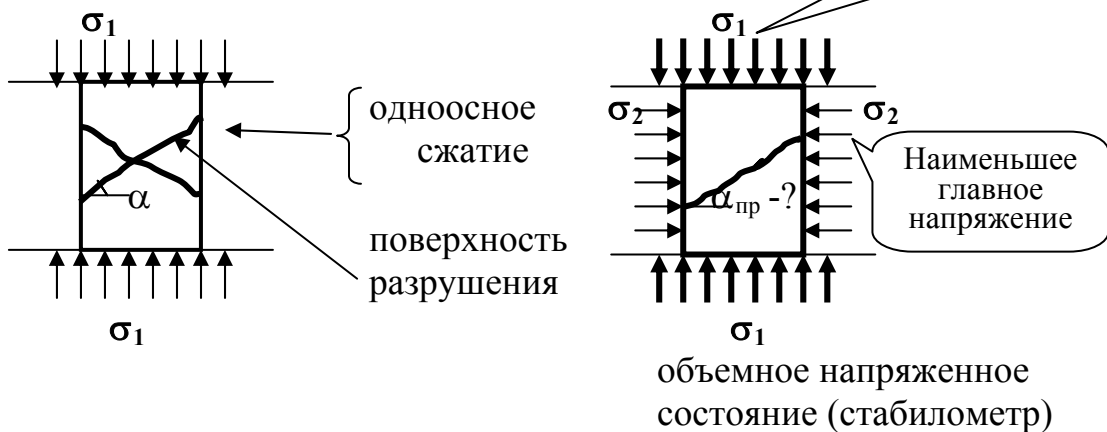
Значит разрушение грунта происходит от действия сил τ . Под действиями данных сил частицы грунта смещаются относительно своих контактов, зерна попадают в поровое пространство, происходит процесс уплотнения грунта с возникновением в некоторых областях поверхностей скольжения. ($\tau_{пр}$)

Теория Мора-Кулона

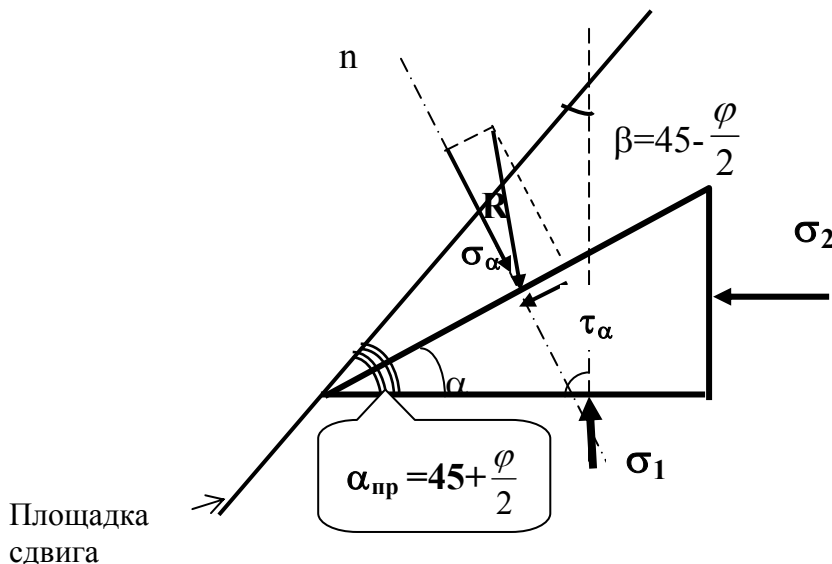


$\tau_{пр}$ – определяется экспериментально. Предельное сопротивление грунта сдвигу (сдвиговый прибор).

Как же происходит разрушение грунта ?

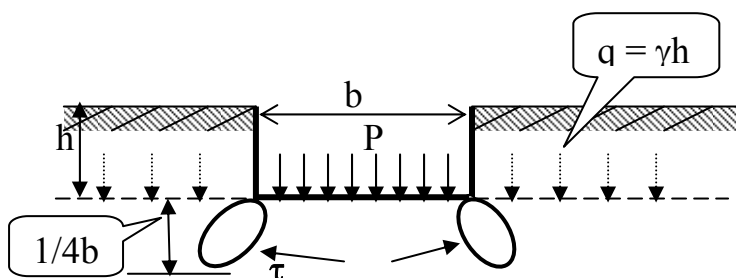


Вырежем из массива грунта призму



При $P \leq R$ считают по линейной зависимости (теория упругости).

При достижении интенсивности давления $P_{кр-1}$ в отдельных точках под подошвой, прежде всего под краями фундамента, возникают зоны предельного равновесия (пластических деформаций τ).



$$P_{кр-1} = \frac{\pi(\gamma h + c \cdot ctg\varphi)}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h$$

$P_{кр-1} = f(\varphi, c, \gamma, h)$ – довольно малая величина.

В расчетах приняли, исходя из практики строительства, допускать давление на грунт, при котором зоны пластических деформаций под краями фундамента достигнут глубины $1/4 b$.

Отсюда понятие R – расчетное сопротивление грунта

$$R = \frac{\pi(0,25 \cdot b\gamma + \gamma h + c \cdot ctg\varphi)}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h$$

Считать по этой формуле трудоемко, поэтому ее несколько изменили (в таком виде она имеется в СНП 2.02.01-83*, формула 7), введя условия совместности работы основания и сооружения.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}^I + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II}^I + M_c \cdot C_{II} \right]$$

$d_1 = h_1 + h_2 \frac{\gamma_n}{\gamma_{II}}$; $d_b \leq 2\text{м} \rightarrow$ при $B \leq 20\text{м}$; $d_b = 0 \rightarrow$ при $B > 20\text{м}$

Приведенная глубина заложения фундамента; Глубина подвала

Под R – понимается такое давление, при котором зоны пластических деформаций (зоны разрушений) равны $1/4 b$ (подошвы фундамента)

Какова же тогда будет предельная нагрузка?



$R_{пред}$ – найдена для различных задач (Березанцев, Глушкевич, Соколовский и др.);

$R_{пред}$ – зависит от тех же величин, что и R .

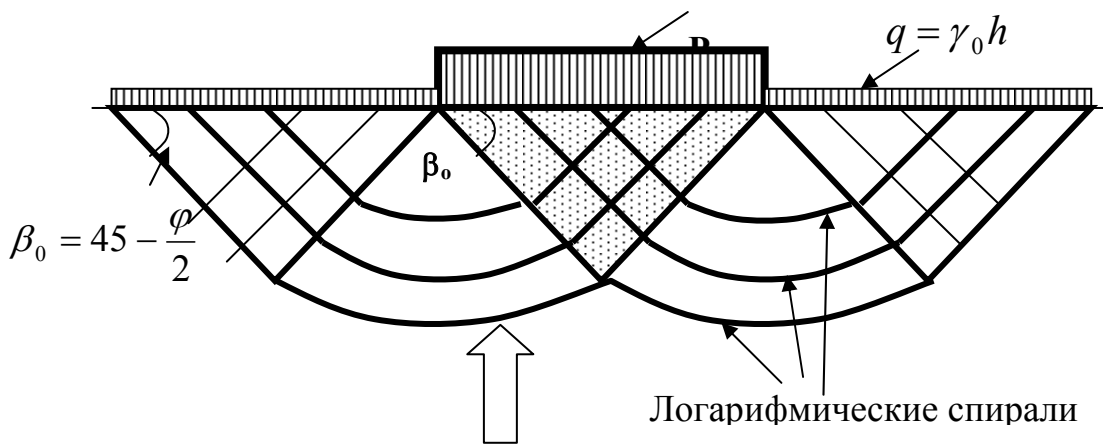
$$R_{пред} = N_\gamma \cdot \frac{b}{2} \cdot \gamma \cdot \xi_\gamma + N_q \cdot q \cdot \xi_q + N_c \cdot C_I \cdot \xi_c$$

3^x - членная формула (пространственная задача)

N_γ ; N_q ; N_c - функции φ - (по таблице)

$q = \gamma_0 h$ - пригрузка; c - сцепление

При $R_{пред}$ происходит выпирание грунта, т.е. развитие пластических деформаций в огромной области.



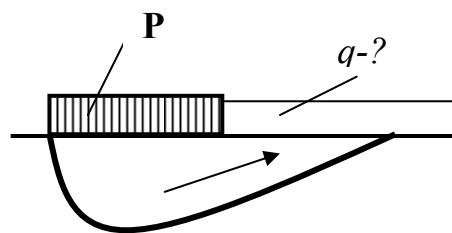
Система поверхностей скольжения

Допущения:

1. Грунт в зонах сдвига не сжимается.
2. По всей зоне имеет место предельное равновесие.

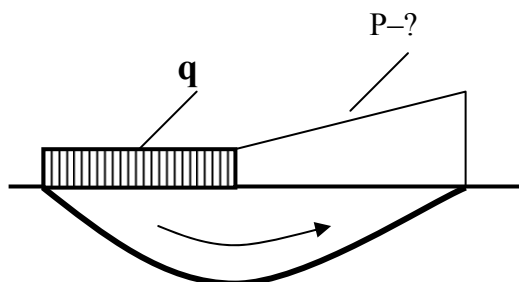
Практически обычно решают 2-е задачи:

1.



Задаются нагрузкой и из предельного состояния грунта в основании находят величину пригрузки q .

2.

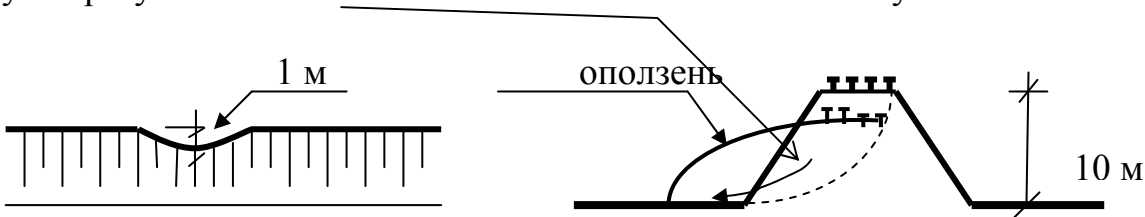


Задана пригрузка и, исходя из предельного состояния, находим интенсивность нагрузки.

(обратная задача)

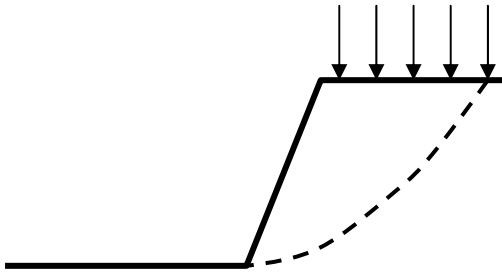
УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ

В дождливую осень 1927г. поезд «Москва-Ленинград» попал в яму, возникшую в результате сползания насыпи из-за значительного увлажнения.



1. Причины, приводящие к нарушению устойчивости массивов грунта в откосах.

1. – Увеличение крутизны откоса (*подмыв берегов реки*)
2. – Увеличение нагрузки на откос (*строительство на бровке*)

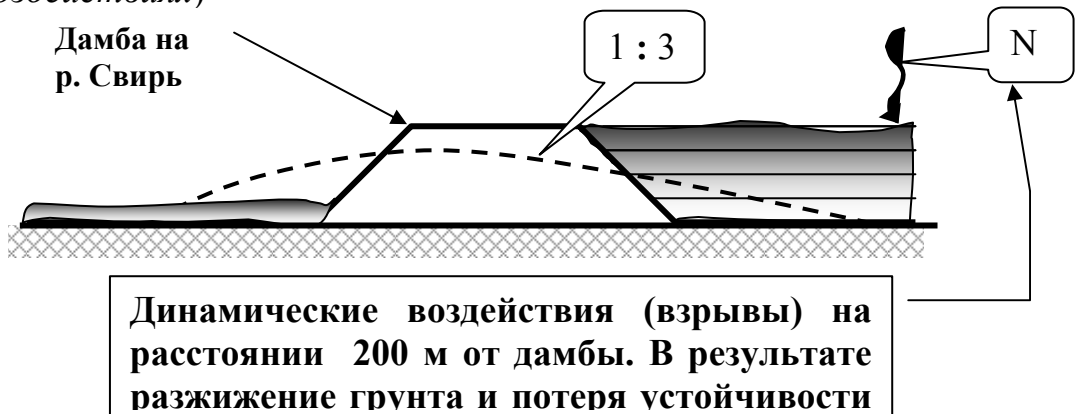


3. – Обводнение грунтов (*уменьшение механических характеристик: C ; φ и увеличение объемного веса грунта*)
4. – Деятельность строителей (*устройство котлованов, выработок с вертикальными стенками*)



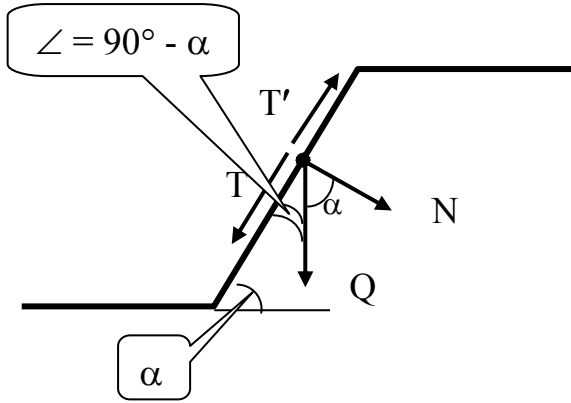
2. Виды оползней

1. Оползни по поверхности в глубине массива (*в движение приходит весь массив грунта в целом, характерно для грунтов, обладающих трением и сцеплением*)
2. Сползание по поверхности откоса (осыпь) (*характерно для песчаного грунта*)
3. Разжижение грунтов (*для водонасыщенных грунтов при динамических воздействиях*)



3. Устойчивость откоса грунта, обладающего трением (C = 0)

Рассмотрим равновесие песчинки на откосе:



Q – вес песчинки
 N – нормальная составляющая веса песчинки
 T - касательная составляющая веса песчинки
 T' – сила трения

$$\boxed{T - T' = 0} \quad \text{- Условие равновесия}$$

$$T = Q \cdot \sin \alpha; \quad T' = N \cdot f = f \cdot Q \cdot \cos \alpha;$$

$$Q \cdot \sin \alpha - f \cdot Q \cdot \cos \alpha = 0$$

$$\frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} = f \quad f = \operatorname{tg} \varphi$$

f – коэффициент трения

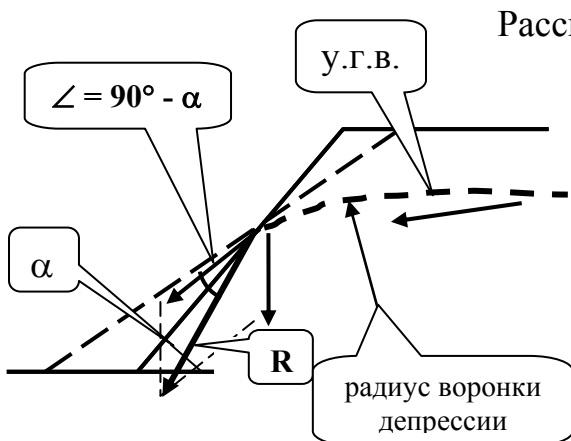
$$\operatorname{tg} \alpha_{\text{пр}} = \operatorname{tg} \varphi \quad \text{или} \quad \alpha_{\text{пр}} = \varphi$$

Это условие устойчивости откоса

При практических расчетах необходимо вводить коэффициент запаса прочности

Влияние гидродинамического давления.

Через откос выходит вода при высоком у.г.в. (откос дренирует).



Рассмотрим равновесие песчинки в месте выхода воды.

D^r - гидродинамическое давление

R – равнодействующая

В пределах угол \angle должен быть равен $90 - \alpha$ - т.е. откос должен быть положе.

Гидродинамическое давление воды возникает в момент откачки воды из котлована.

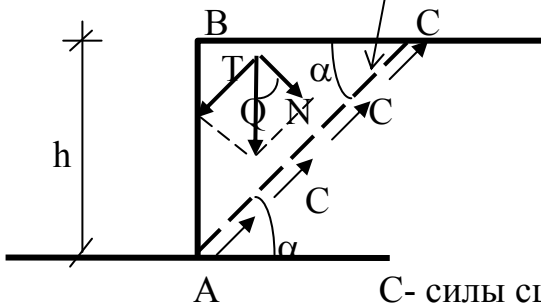
Устойчивость откоса грунта, обладающего только сцеплением.

$\phi = 0$ (жирные глины)

C – составляет основную прочность откосов

На какую глубину (h) можно откопать котлован с вертикальными стенками?

Поверхность возможного обрушения



Рассмотрим призму ABC
 Q - вес призмы (разложим его на
 2 составляющие T и N)
 $\sin \alpha = T/Q$; $\operatorname{ctg} \alpha = BC/h$

C - силы сцепления, действующие вдоль откоса

Составим уравнение равновесия на направлении AC :

$$T = Q \sin \alpha; Q = \frac{h \cdot h \cdot \operatorname{ctg} \alpha}{2} \cdot \gamma; T = \frac{\gamma \cdot h \cdot h}{2} \cdot \operatorname{ctg} \alpha \cdot \sin \alpha \quad \text{сдвигающая сила}$$

$$\sin \alpha = \frac{h}{AC}; AC = \frac{h}{\sin \alpha}; \frac{c}{2} \cdot \frac{h}{\sin \alpha} \quad \text{удерживающая сила } \left(\frac{c}{2} \text{ т.к. изменяются по} \right.$$

закону Δ)

$$\gamma_0 \cdot \frac{h \cdot h}{2} \operatorname{ctg} \alpha \cdot \sin \alpha - \frac{c}{2} \cdot \frac{h}{\sin \alpha} = 0; \quad \gamma_0 \cdot h \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \cdot \sin \alpha \cdot \sin \alpha - C = 0$$

$$h = \frac{C}{\gamma \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha} = \frac{2C}{\gamma \cdot \sin 2\alpha}$$

но α - мы приняли произвольно ($\sin \alpha$ - изменяется в пределах $0 \dots 1$),
 при max использовании сил сцепления:

$h_{\max} \rightarrow$ при $\alpha = 45^\circ$; $\sin 2\alpha = 1$; Тогда

$$h_{\max} = 2C/\gamma$$

Пример. Пусть:

$$C = 0,1 \text{ кг/м}^2 = 1 \text{ т/м}^2 = 0,01 \text{ Мпа} = 0,01 \text{ МН/м}^2$$

$$\gamma = 2 \text{ т/м}^3 = 20 \text{ кН/м}^3 = 20 \cdot 10^{-3} \text{ МН/м}^3$$

$h_{\max} = 2 \times 1 / 2 = 1 \text{ м}$, следовательно откос будет устойчив при вертикаль-
 ной стенке не более 1 м

2-ой способ расчета:

$$\eta_{\text{устойчив}} = \frac{\text{уд.сил}}{\text{сдвиг.сил}} = \frac{c \cdot h \cdot 2 \cdot \sin \alpha}{2 \cdot \sin \alpha \cdot \gamma h^2 \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha} = \frac{c}{\gamma h \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha} = \frac{2c}{\gamma h \cdot \sin 2\alpha}$$

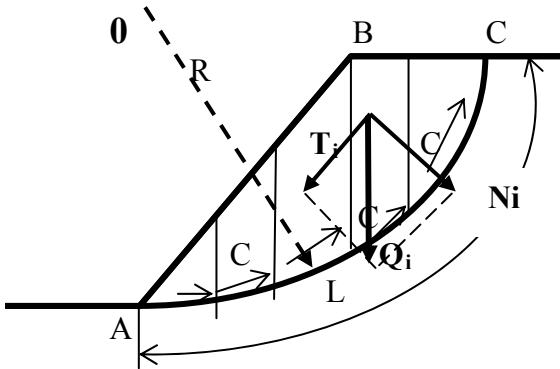
$$\eta_{\min} = 1 \quad \text{— при } \sin 2\alpha = \max = 1$$

$$1 = \frac{2c}{\gamma h \sin 90^\circ} = \frac{2c}{\gamma h}$$

$$h_{\max} = \frac{2c}{\gamma}$$

Устойчивость откоса грунта, обладающего трением и сцеплением.

$\varphi \neq 0; C \neq 0$ (графо - аналитический метод расчета)



Пусть обрушение откоса происходит По круглоцилиндрической поверхности, относительно центра вращения т.О.

Как рассчитать устойчивость такого откоса ?

$\eta_{уст}$ – коэффициент устойчивости

$$\eta_{уст} = \frac{M_{удерж.}}{M_{сдвиг.}}$$

Порядок вычислений:

- 1.) откос делим на призмы;
- 2.) определяем вес каждой части – призмы – Q_i ;
- 3.) раскладываем Q_i на T_i и N_i ;
- 4.) находим C и L – длину дуги.

$$M_{удер.сил.} = \sum_{i=1}^n Ni \cdot tg\varphi \cdot R + C \cdot L \cdot R ; \quad n - \text{число призм}$$

$$M_{сдвиг.сил.} = \sum_{i=1}^n Ti \cdot R ; \quad \text{отсюда находим } \eta_{уст}$$

$$\eta_{уст} = \frac{\sum_{i=1}^n Ni \cdot tg\varphi \cdot R + C \cdot L \cdot R}{\sum_{i=1}^n Ti \cdot R} = \frac{\sum_{i=1}^n Ni \cdot tg\varphi + C \cdot L}{\sum_{i=1}^n Ti}$$

Недостаток этого метода произвольное решение. (Точкой 0 мы задались произвольно). Необходимо найти наиболее опасный центр вращения, с $\eta_{уст} = \min$, т.е. наиболее вероятную поверхность обрушения.

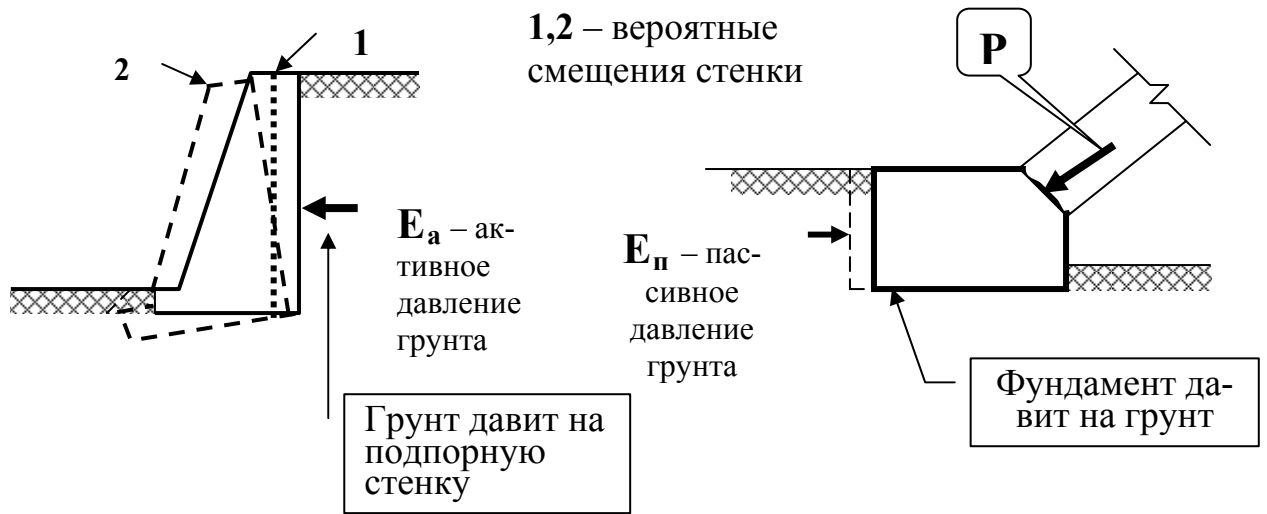
Центры вращения – т. О располагаются на одной линии под $\angle 36^\circ$ на расстоянии $0,3 h$.

Для всех точек $O_1, O_2, O_3, O_4 \dots$ – строим поверхности скольжения – определяем $\eta_1, \eta_2, \eta_3, \eta_4 \dots$ - откладываем их в масштабе, соединяем и графически находим $\eta_{уст} = \min$, т.е. наиболее вероятную поверхность обрушения, если при этом $\eta_{уст} > 1$, то откос

Лекция 9.

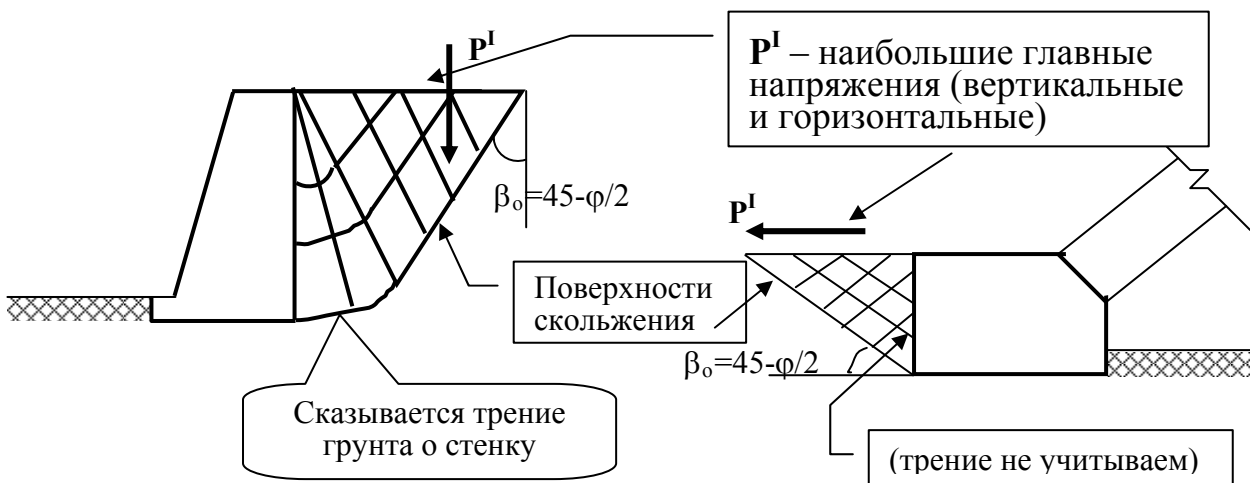
Давление грунта на подпорные стенки

1. Понятие об активном давлении и пассивном отпоре грунта.



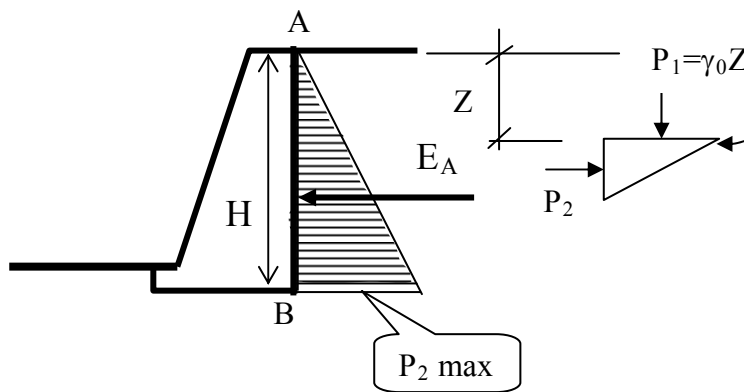
2. Поверхности скольжения.

Поверхности скольжения строят на основе теории предельного равновесия



С использованием теории построения поверхностей скольжения можно определять давление на подпорные стенки

3. Давление сыпучего грунта на вертикальную подпорную стенку при отсутствии трения на задней грани.



Вырезаем в массиве грунта призму с главными площадками

Условия предельного равновесия:

$$\frac{P_1 - P_2}{P_1 + P_2} = \sin \varphi$$

(см. лекцию 4)

Или $\frac{P_2}{P_1} = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$, $P_{2\max}$ - наибольшие горизонтальные напряжения

$P_2 = P_1 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = \gamma_0 \cdot Z \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$ - давление на стенку передается в виде Δ эпюры

$P_{2\max}$ - при $Z=H$; $P_{2\max} = \gamma_0 \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$

E_A = площади эпюры P_2 ; $E_A = \frac{P_{2\max}}{2} \cdot H$;

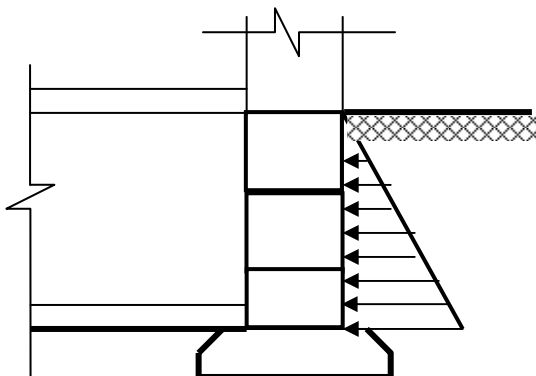
$$E_A = \frac{\gamma_0 \cdot H^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Активное давление грунта на вертикальную подпорную стенку при горизонтальной отсыпке

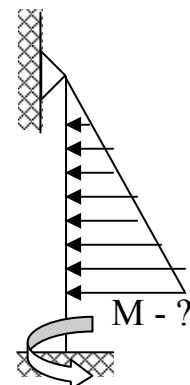
$$E_n = \frac{\gamma_0 \cdot H^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

пассивный отпор грунта

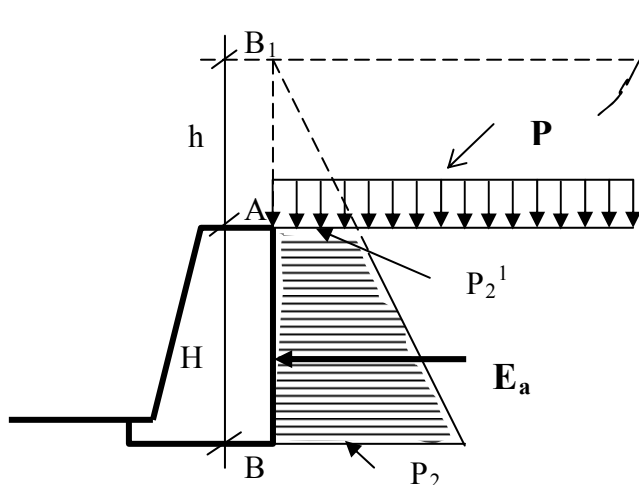
Пример активного давления грунта на фундаментную стенку здания с подвалом



Расчетная схема



4. Влияние сплошной равномерно распределенной нагрузки.



Представим эту нагрузку как некоторый слой грунта давлением $P = \gamma_0 h$. $h = P/\gamma_0$
Тогда эпюра будет строиться из верхней точки B_1 .

$$P_2^1 = \gamma_0 \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_2 = \gamma_0 (H + h) \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

E_a - ? (приложена в ц.т. трапеции)

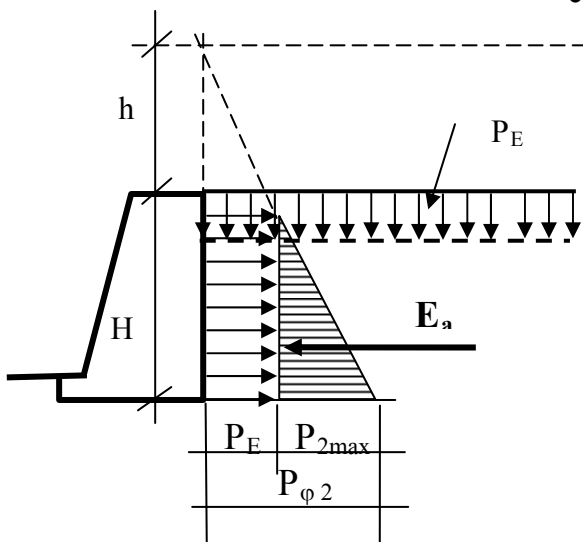
$$E_a = \frac{P_2^1 + P_2}{2} \cdot H$$

Подставляем значения P_2^1 и P_2 и получим:

$$E_a = \frac{\gamma_0}{2} (H^2 + 2hH) \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$h = \frac{P}{\gamma_0}$, где γ_0 удельный вес грунта

5. Учет сцепления. (Глинистый грунт обладает трением и сцеплением, стенка гладкая)



Сцепление заменяем эквивалентным давлением P_E - давлением связности (см. лекцию 4)

$$P_E = \frac{C}{\operatorname{tg} \varphi} = C \cdot \operatorname{ctg} \varphi$$

Вертикальное P_E – заменяем некоторым фиктивным слоем грунта h .

$$h = \frac{P_E}{\gamma} = \frac{C}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi}$$

$$P_{2\max} = \gamma_0 \left(H + \frac{C}{\gamma_0 \operatorname{tg} \varphi} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - P_E$$

Подставляя P_E и производя вычисления получаем: (см. лекцию 4):

$$P_{2\max} = \underbrace{\gamma_0 H \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}_{P_{\varphi 2} \text{ - без учета сцепления}} - \underbrace{2 C \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}_{P_{c2} \text{ - влияние сцепления}}$$

$P_{\varphi 2}$ – без учета сцепления

P_{c2} – влияние сцепления

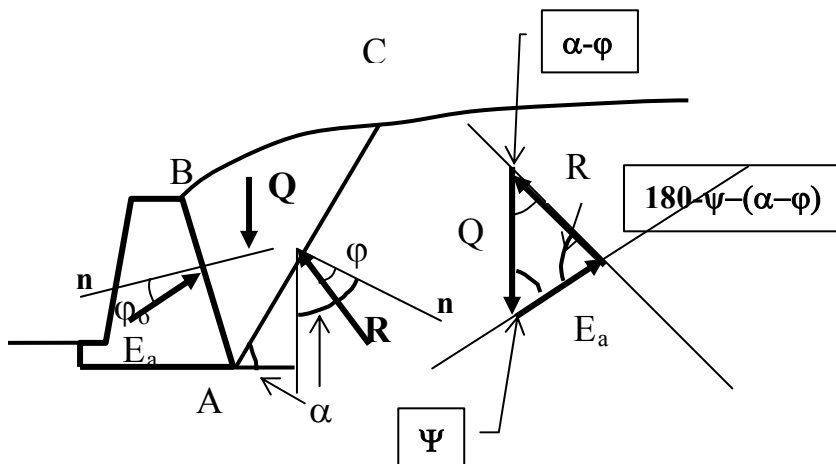
$$P_2 = P_{\phi 2} - P_{c2}$$

- в общем виде.

Самое общее решение для расчета подпорных стенок сделал еще Кулон – (более 200 лет назад).

6. Определение давления грунта на подпорную стенку графо-аналитическим методом Ш. Кулона.

(Графо-аналитический метод следует рассматривать как универсальный метод, позволяющий получать решения с точностью $\pm 2\%$)



Допущения:

1. поверхность скольжения (AC) – плоская
2. обрушение поверхности скольжения происходит при макс давлении грунта на подпорную стенку

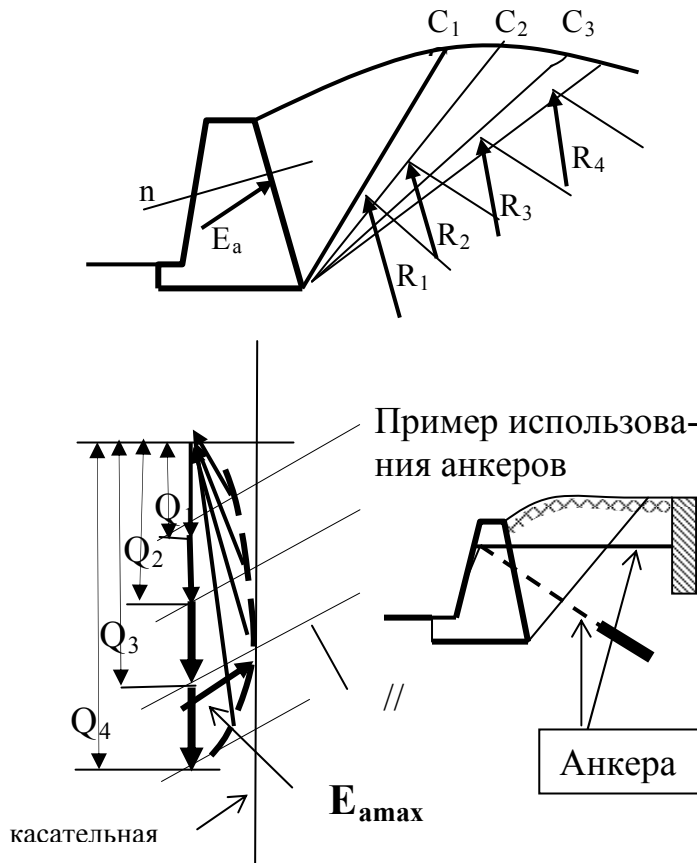
Кулон рассматривал эту задачу *на основе уравнения статики*.

1. Вес ABC – можно найти с любой заданной точностью Q ;
2. По стороне AC действует реактивное давление R , ϕ_0 – угол трения между грунтом и поверхностью стенки;
3. E_a – активное давление грунта;
4. Строим многоугольник сил, который должен быть замкнутым в условиях равновесия, и вычисляем соотношения:

$$\frac{E_a}{Q} = \frac{\sin(\alpha - \phi)}{\sin[\psi + (\alpha - \phi)]}$$

$$E_a = Q \frac{\sin(\alpha - \phi)}{\sin(\psi + \alpha - \phi)}$$

Если известно AC – то легко можно найти E_a , но AC нам неизвестно. Поэтому решаем задачу методом последовательных приближений.

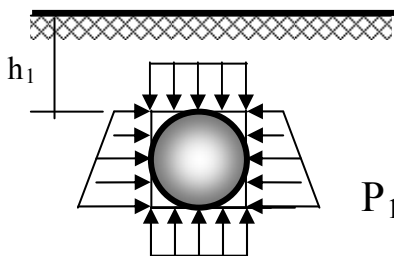


1. задаемся несколькими поверхностями скольжения $AC_1; AC_2; AC_3; AC_4$ – и для каждой находим E_a
2. строим многоугольник сил
3. получаем огибающую значений E_a
4. проводим касательную и находим $E_{a \max}$

Точность этого графо-аналитического метода $\approx 2\%$ - для грунтов, обладающих только трением

7. Давление грунта на трубы и тоннели.

Рассмотрим в самом простейшем виде.

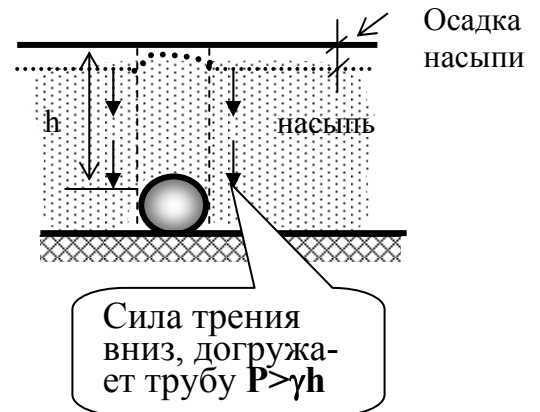
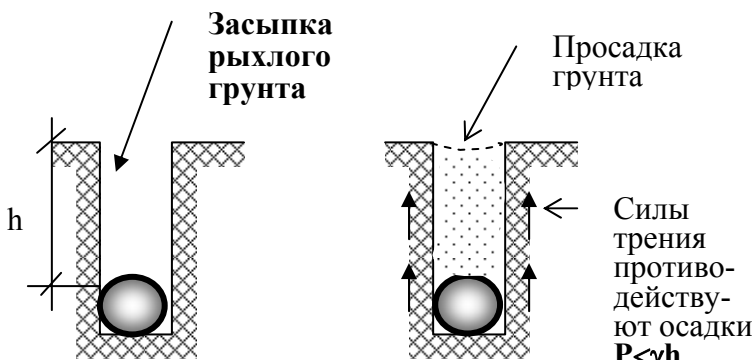


Решить эту задачу в общем виде не сложно. Но нужно различать 3 принципиальных различных способа прокладки трубопроводов.

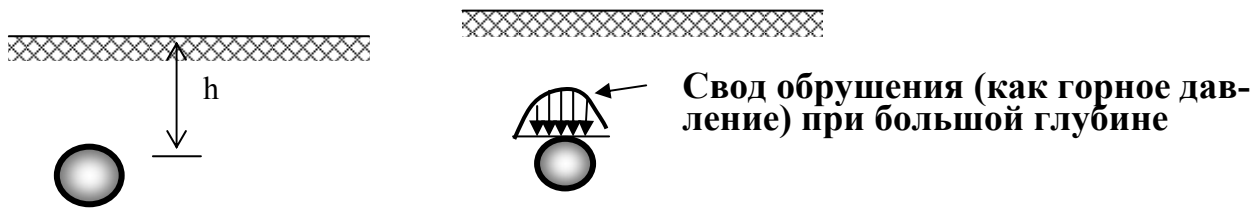
$$P_1 = \gamma_0 h_1$$

а) в траншеях

б) труба в насыпи



в) закрытая проходка (прокол, микротуннелирование)



Лекция 10.

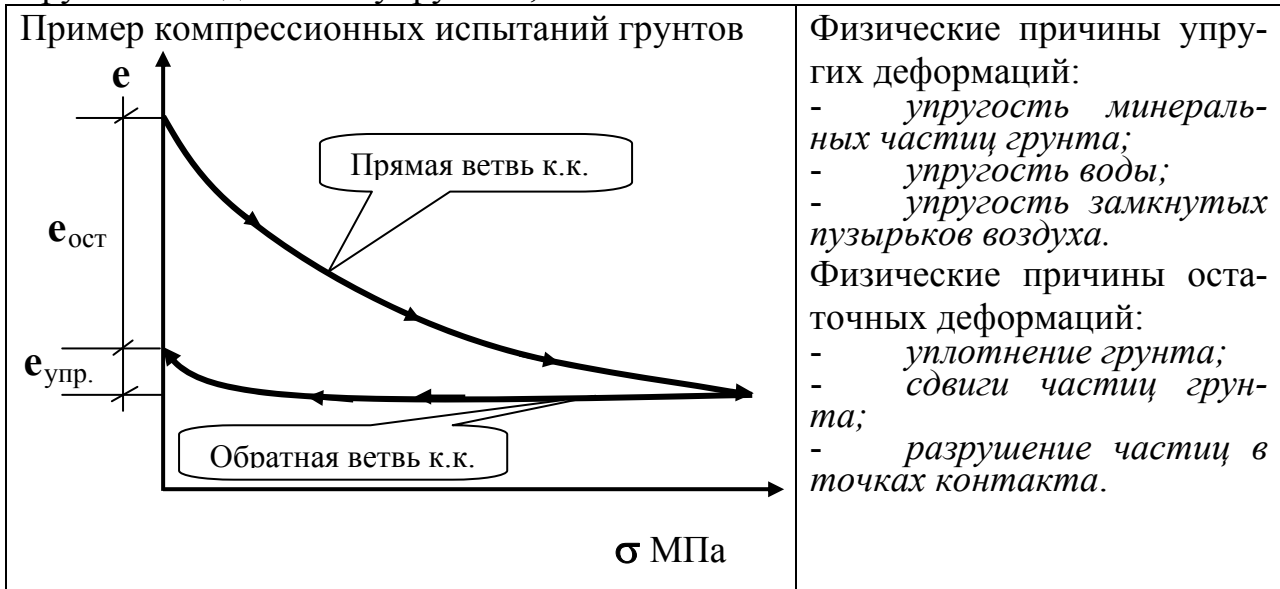
Деформации оснований и расчет осадок фундаментов

Основания и фундаменты рассчитываются по 2 предельным состояниям

1.	По несущей способности: $N \leq \frac{\gamma_c \cdot P_{пр}}{\gamma_q}$	⇒ N – заданная расчетная нагрузка на основание в наиболее невыгодной комбинации; ⇒ $P_{пр}$ – несущая способность (предельная нагрузка) основания для данного направления нагрузки N ; ⇒ γ_c – коэффициент условия работы основания (<1); ⇒ γ_q – коэффициент надежности (>1).
2.	По предельным деформациям: $S_{рас.} \leq S_{u.s.}$ $\Delta S_{рас.} \leq \Delta S_{u.s.}$	⇒ $S_{рас.}$ – расчетная абсолютная осадка фундамента; ⇒ $\Delta S_{рас.}$ – расчетная относительная разность осадок фундаментов; ⇒ $S_{u.s.}$; $\Delta S_{u.s.}$ – предельные величины, соответственно абсолютной и относительной разности осадок фундаментов (СНиП 2.02.01-83*)

Деформации грунтов. Виды и причины деформаций.

Грунты обладают как упругими, так и остаточными свойствами.

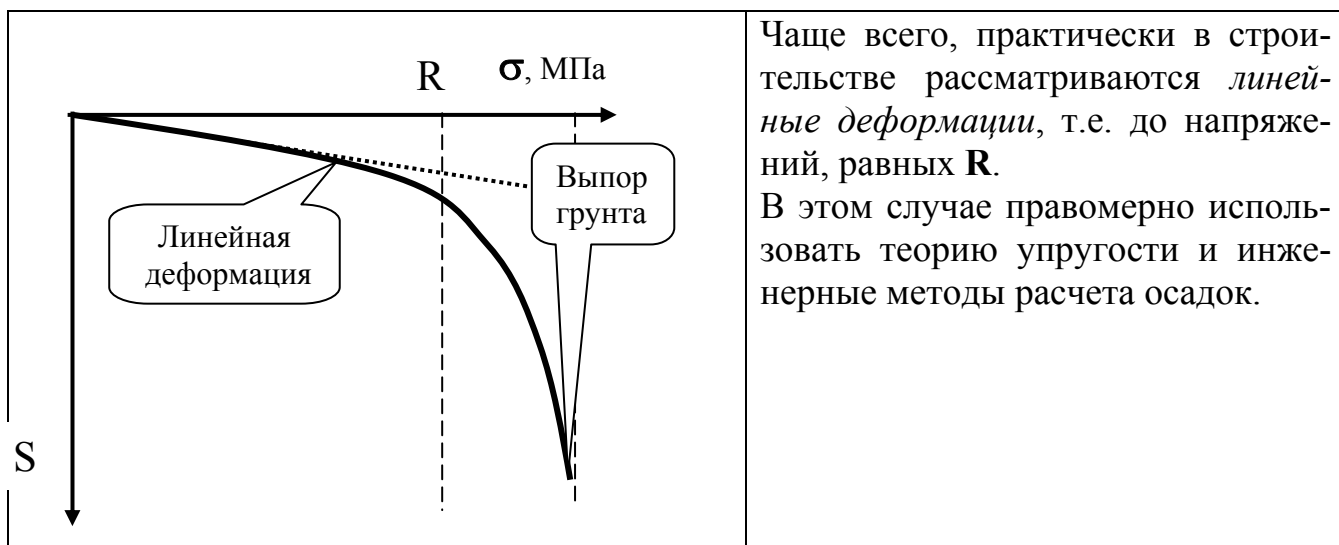


Для различных грунтов соотношения между упругими и остаточными деформациями различны.

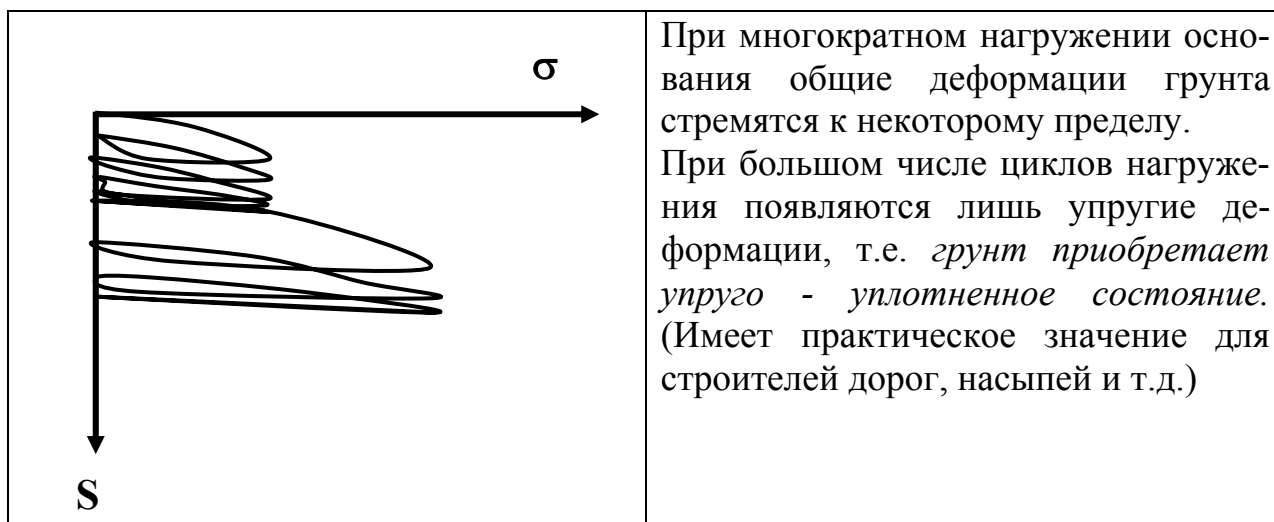
ВЛИЯНИЕ РАЗЛИЧНЫХ ФАКТОРОВ НА ВЕЛИЧИНУ И ХАРАКТЕР ДЕФОРМАЦИЙ.

А) Условия загрузки:

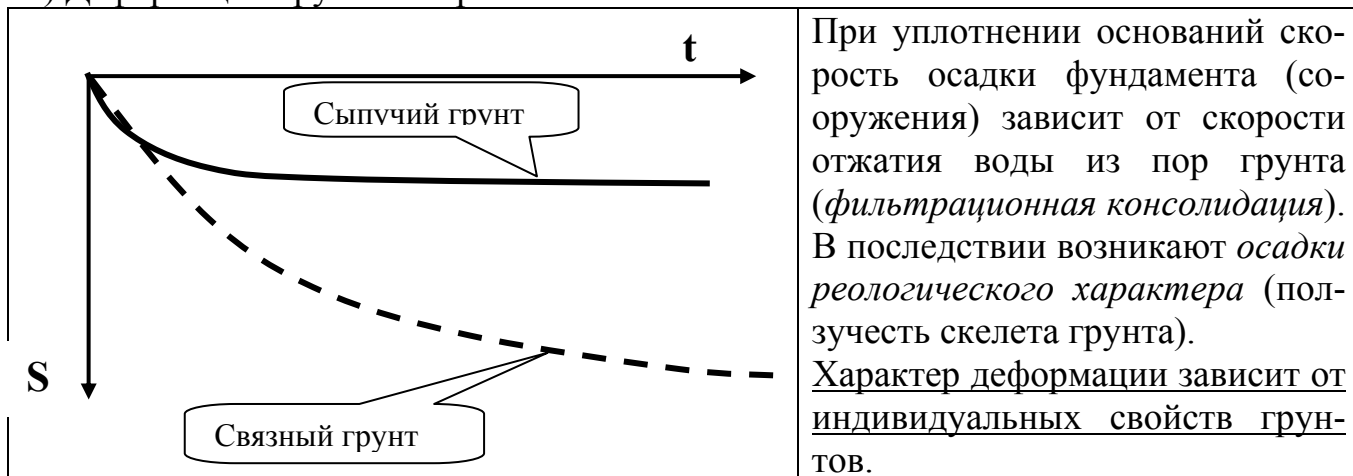
- непрерывно возрастающая нагрузка



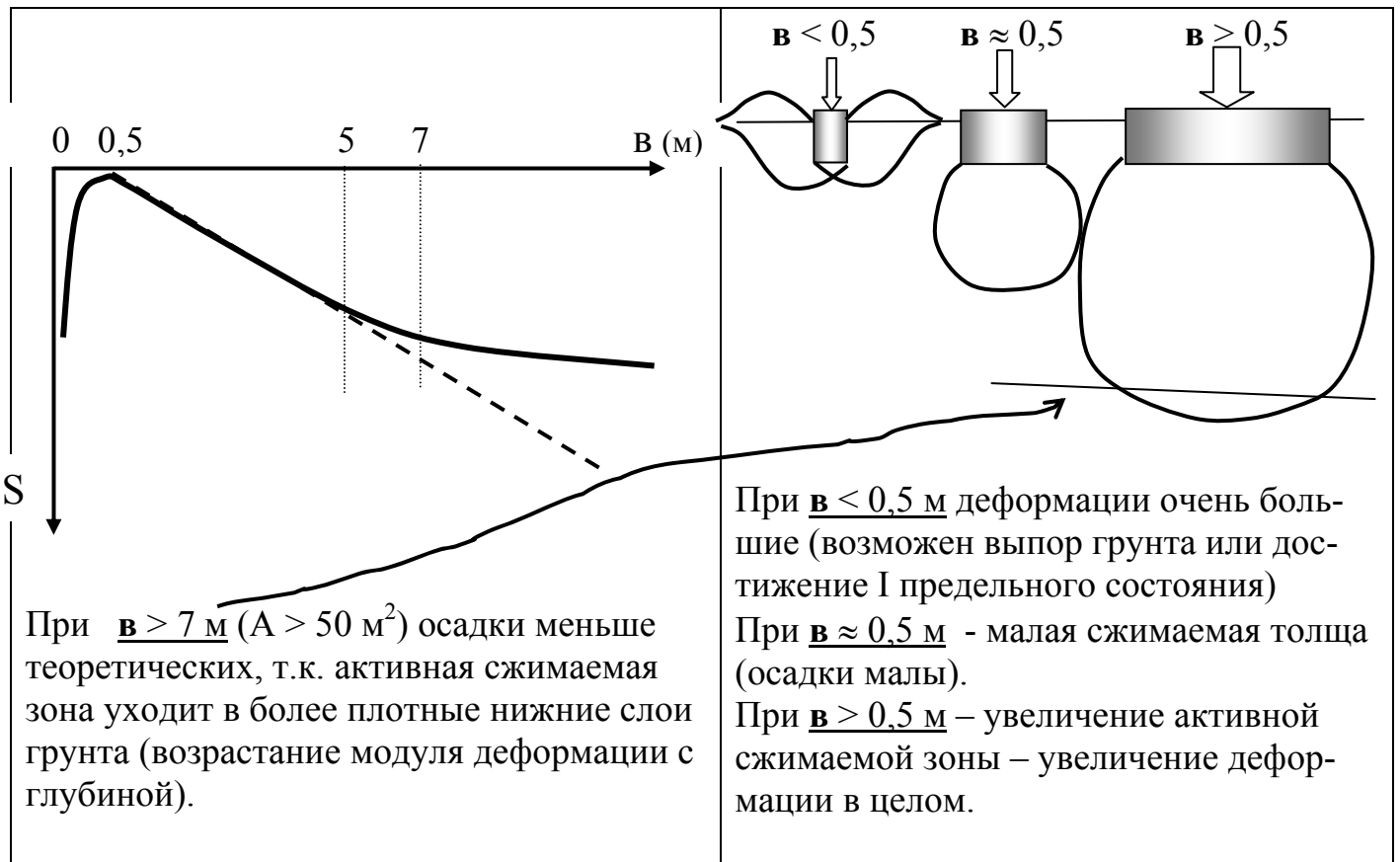
- периодически действующая нагрузка



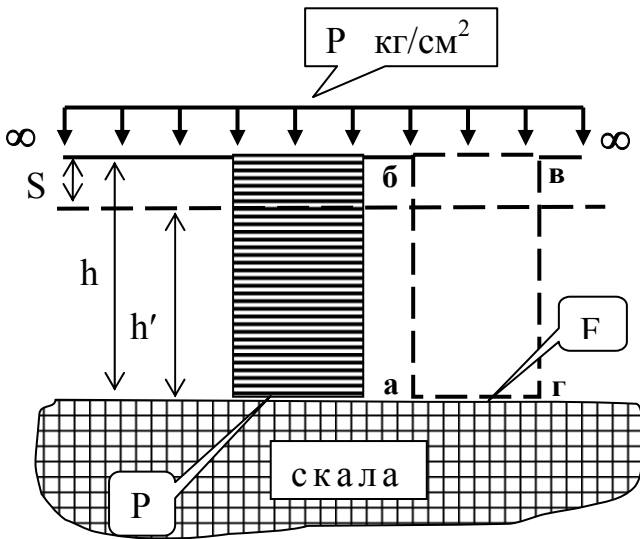
Б) Деформации грунта во времени



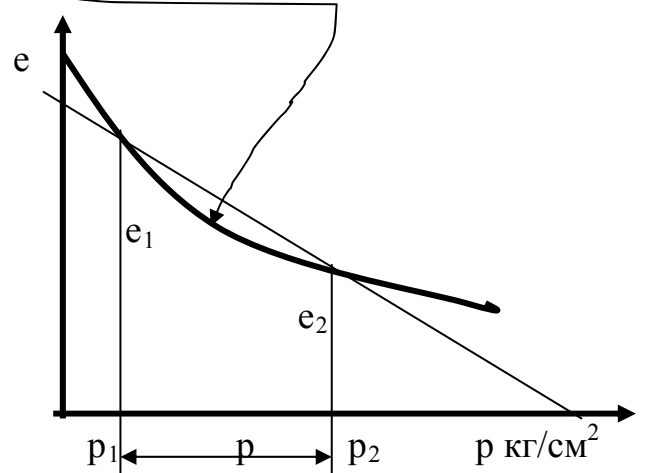
В) Зависимость деформации грунтов от размеров фундаментов (при прочих равных условиях).



Осадка слоя грунта при сплошной нагрузке.



Слой грунта будет испытывать только сжатие, без возможности бокового расширения. Это аналогично компрессионному сжатию грунта.



P_1 -собственный вес грунта до приложения нагрузки.

$P_2 = P_1 + P$ – новая нагрузка (эп. $P = const$)

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{e_1 - e_2}{p} \quad \text{— коэффициент сжимаемости (tg угла наклона секущей)}$$

Из сжимаемого слоя грунта вырезаем столбик, площадью основания F .

Допускаем, что в пределах призмы $a, b, в, г$ объем твердых частиц грунта в процессе деформации остается неизменным, т.к.:

1. Частицы грунта переместиться ни вправо, ни влево они не могут (*деформация сжатия грунта без возможности бокового расширения – компрессия*).
2. Считаем, что частицы грунта не сжимаемы (*кварц и т. д., их деформации сравнительно малы*).

$$S = h - h'$$

Объем твердых частиц в единице объема $m = \frac{1}{1 + e_1}$

$$\underbrace{\frac{1}{1 + e_1} \times h \times F}_{V \text{ тверд. частиц до деформ.}} = \underbrace{\frac{1}{1 + e_2} \times h' \times F}_{\text{то же после деформации}}; \quad h' = h \frac{1 + e_2}{1 + e_1}$$

V тверд. частиц до деформ. то же после деформации

Отсюда: $S = h - h' = h \left(1 - \frac{1 + e_2}{1 + e_1} \right) = h \frac{1 + e_1 - 1 - e_2}{1 + e_1} = h \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1};$

$$S = h \times \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad \text{— эта формула не удобна}$$

Из компрессионной кривой известно:

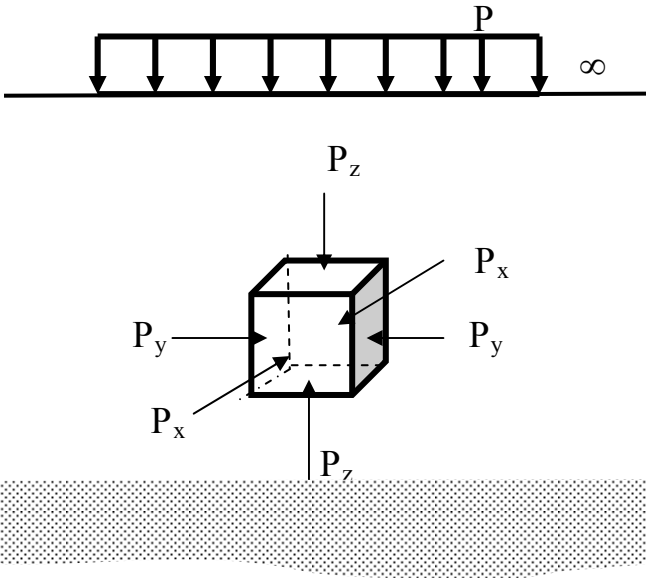
$e_1 - e_2 = m_0 p; \quad \frac{m_0}{1 + e_1} = m_v$ — коэффициент относительной сжимаемости.

Тогда: $S = h \times \frac{m_0 p}{1 + e_1} = h m_v p$;

$$S = h m_v p$$

В практике этот расчет можно использовать при значительных площадях загрузки (плотины, насыпи и т.д.).

Определение модуля деформаций (в условиях компрессии)



Из сопромата известно, что

$$\lambda_z = \frac{1}{E} [P_z - \mu_0 (P_x + P_y)] \quad (1)$$

$$P_z = P; \quad P_x = P_y = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} P$$

$\frac{\mu_0}{1 - \mu_0}$ - коэффициент бокового давления покоя

λ_z - относительная деформация $\lambda_z = \frac{S}{h} = \frac{h \times m_v \times p}{h} = m_v \times p$

Подставляем значения в исходную формулу (1):

$$m_v \times p = \frac{P}{E_0} - \frac{\mu_0}{E_0} \times \frac{2\mu}{1 - \mu_0} \times P \quad ; \text{ т.к. } P \neq 0, \text{ то делим на } P, \text{ отсюда:}$$

$$E_0 = \left(1 - \frac{2\mu_0^2}{1 - \mu_0}\right) \frac{1}{m_v} ; \quad E_0 = \frac{\beta}{m_v} \quad - \text{ модуль общей деформации грунта}$$

μ_0 - коэффициент относительной поперечной деформации грунтов.

E_0 - модуль общей деформации.

Тогда: $S = hm_v p = h \frac{\beta}{E_0} p ; \quad S = h \frac{\beta}{E_0} p ;$

$$S = h \frac{\beta}{E_0} p$$

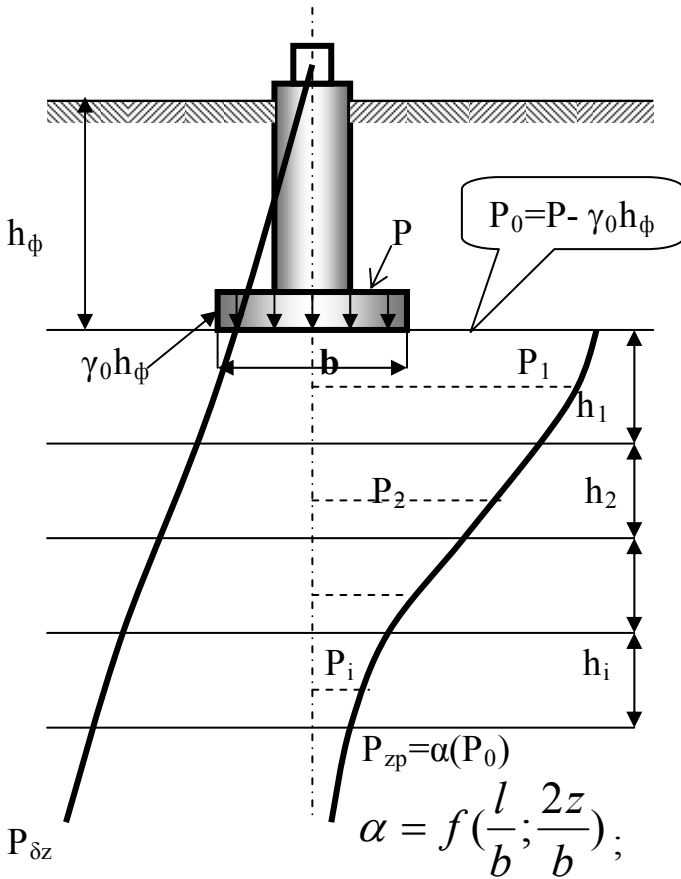
Если находим (m_v) из компрессионных испытаний, то $S = hm_v p;$

Если находим E_0 из полевых испытаний, то $S = h \frac{\beta}{E_0} p$

Определение осадки методом послойного суммирования.

(всего существует более 20 методов)

Этот метод рекомендуется в СНиП (в нормах) поэтому рассматриваем его в деталях.



1. Строим эпюру P_{zp} - дополнительных напряжений (уплотняющих давлений).
2. Строим эпюру природных давлений $P_{\delta z}$, разбив предварительно основание на слои, $h_i \leq 0,4b$

$$S_i = h_i \times m_{vi} \times P_{zi}$$

$$S = \sum_{i=1}^n S_i ; \quad S = \sum_{i=1}^n h_i \times m_{vi} \times P_{zi}$$

m_v - из компрессионных испытаний.

А если известно E_0 , то

$$S = \sum_{i=1}^n h_i \frac{\beta}{E_{0i}} P_{zi}$$

$\beta=0,8$ – СНиП

Допущения при расчете по этому методу

1. Линейная зависимость между напряжениями и деформациями.
2. Осадки рассматриваются, исходя из **max** P_z – под центром фундамента.
3. Не учитывается, как правило, слоистость напластований при построении P_z
4. Это задача пространственная (6 компонентов напряжений), мы учитываем только P_z (5 комп. не учитываем).
5. Не учитываем боковое расширение грунта.
6. На некоторой глубине ограничиваем активную зону, ниже которой считаем, что грунт практически не деформируется.

$$P_{zp} \leq 0,2 P_{\delta z}$$

при $E_0 \geq 5$ МПа

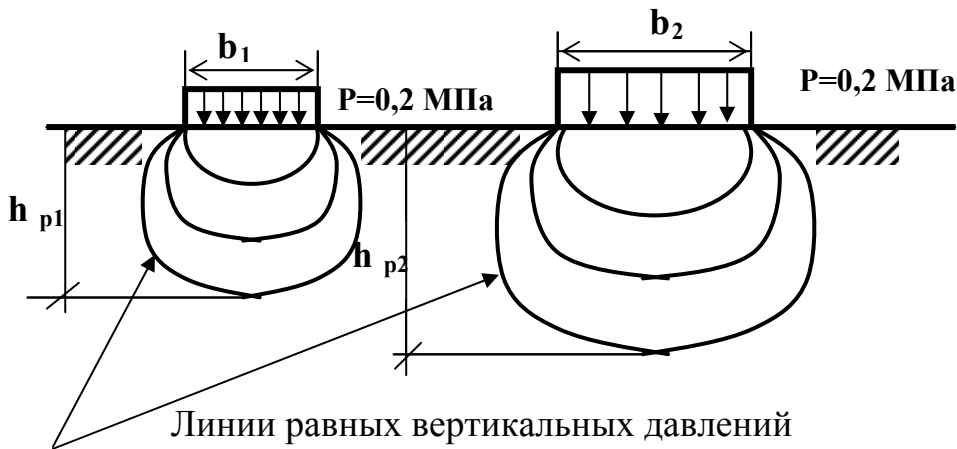
$$P_{zp} \leq 0,1 P_{\delta z}$$

при $E_0 < 5$ МПа

Лекция 11.

Определение осадки фундамента по методу эквивалентного слоя

(Н.А. Цытович 1934 год)

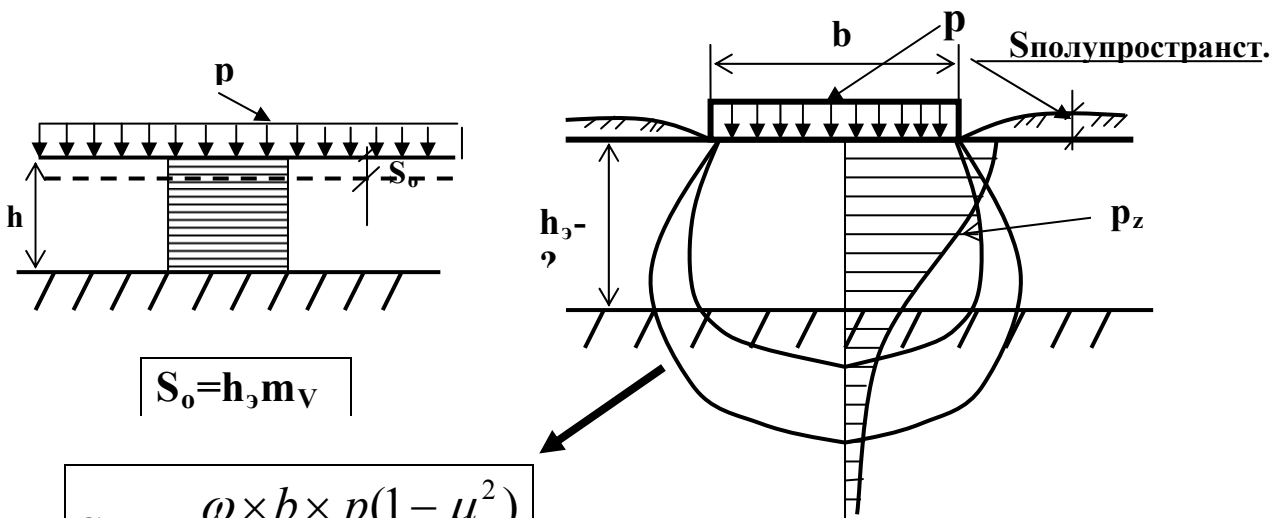


При большей площади загрузки глубина распределения давлений и объем грунта, подвергающийся деформации будут больше. Следовательно, и осадки будут больше.

Нельзя ли определить осадку по формуле $S = h \times m_v \times p$ - осадка при сплошной нагрузке.

Таким образом, необходимо определить точную толщину слоя $h_{\text{экв}}$ - которая отвечала бы осадке фундамента, имеющего заданные размеры.

Эквивалентным слоем грунта называется слой, осадка которого при сплошной нагрузке в **точности** равна осадке фундамента на мощном массиве грунта



$$S_0 = h_3 m_v$$

$$S_{\text{пол}} = \frac{\omega \times b \times p (1 - \mu^2)}{E_0}$$

- формула Шлейхера – Буссенеска.

Из определения \rightarrow $S_0 = S_{\text{пол}}$ Тогда:

$$h \times m_V \times p = \frac{\omega \times b \times p(1 - \mu^2)}{E_0}; \quad E_0 = \frac{\beta}{m_V} = \left(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}\right) \frac{1}{m_V}$$

$$E_0 = \frac{1 - \mu - 2\mu^2}{1 - \mu} \times \frac{1}{m_V} = \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{1 - \mu} \times \frac{1}{m_V} \text{ - подставляем в исходную}$$

формулу:

$$h_3 m_V = \frac{\omega \times b(1 - \mu)(1 + \mu)(1 - \mu)m_V}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}; \quad h_3 = \frac{(1 - \mu)^2}{1 - 2\mu} \times \omega b;$$

$$h_3 = A \omega b$$

$$S = h_3 m_V p$$

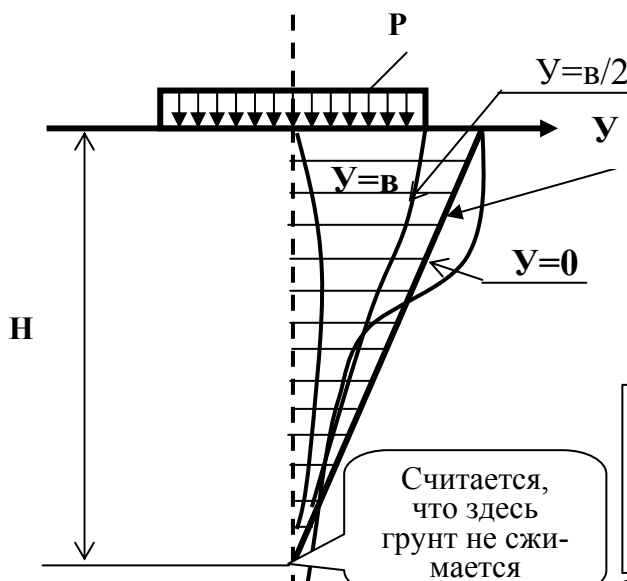
Метод имеет точное решение при следующих допущениях:

1. Однородный грунт имеет бесконечное распространение в пределах полупространства.
2. Деформации в пределах полупространства, пропорциональны напряжениям, то есть полупространство линейно деформируемо.
3. Деформации полупространства устанавливаются методами теории упругости.

Ограничения: $F_{\text{фунд.}} \leq 50 \text{ м}^2$, $H_{\text{однородн. гр.}} \geq 30 \div 40 \text{ м}$

Учет слоистого напластования грунтов (многослойности основания)

Эквивалентная эюра



Н.А. Цытович заменяет эти эюры треугольной с достаточной точностью для инженерной практики.

Тогда получим H, ниже которой грунт практически не сжимается.

Как найти H-?

$$S = h_3 \times m_V \times p; \quad S = H \times m_V \times \frac{p}{2}$$

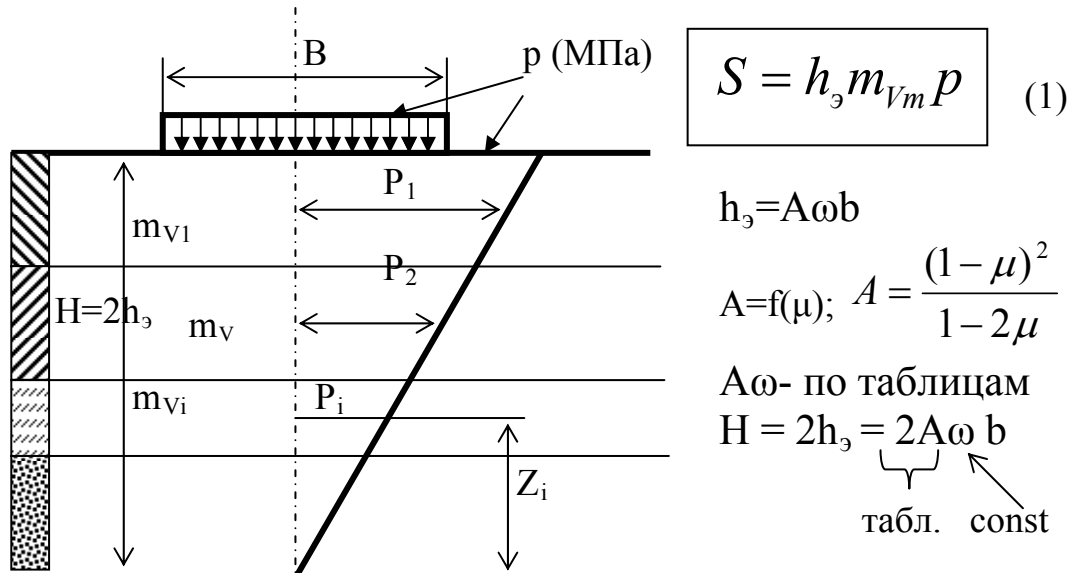
- площадь треугольной эюры = осадки

Считается, что здесь грунт не сжимается

$$h_3 m_V p = H m_V \frac{p}{2} \rightarrow \boxed{H = 2 h_3}$$

H – мощность активной зоны, в пределах которой практически деформируется грунт под действием уплотняющих давлений.

Определение осадок фундаментов по методу эквивалентного слоя при слоистом напластовании грунтов.



m_{Vm} – среднее значение коэффициент относительной сжимаемости многослойного основания

Из Δ эквивалентной эпюры можно записать:

$$\frac{p_i}{z_i} = \frac{p}{H} = \frac{p}{2h_3} ; \quad p_i = \frac{PZ_i}{2h_3}$$

Тогда осадку одного слоя можно записать:

$$S_i = h_i \times m_{Vi} \times p_i \quad \text{или полная осадка} \quad S = \sum_{i=1}^n h_i m_{Vi} \frac{PZ_i}{2h_3} \quad (2)$$

Приравнявая (1) и (2) получаем:

$$h_3 m_{Vm} p = \sum_{i=1}^n h_i m_{Vi} \frac{PZ_i}{2h_3} ; \quad h_3 m_{Vm} p = \frac{p}{2h_3} \sum_{i=1}^n h_i m_{Vi} z_i$$

$$m_{Vm} = \frac{1}{2h_3} \sum_{i=1}^n h_i m_{Vi} z_i \quad \Rightarrow \quad S = \frac{P}{2h_3} \sum_{i=1}^n h_i m_{Vi} z_i$$

Пример: Рассчитать осадку фундамента при однородном напластовании грунтов и следующих исходных данных:

$h=2$ м; $a = b = 3$ м
 $p_{\phi}=2,5$ кг/см² = 0,25 МПа
 (факт. давление под подошвой грунта)
 $\gamma=1,8$ т/м³ = 18 кН/м³
 $\mu=0,3$ суглинок
 $m_0=0,04$ см²/кг = $40 \cdot 10^{-5}$ м²/кН
 $e=0,9$

 $S = ?$

$$S = h_3 m_v p; \quad \mu = 0.3; \quad a/b = 1 \quad h_3 = A \omega b$$

Из табл. находим $A \omega = 1,08$

$$h_3 = 1,08 \cdot 300 = 324 \text{ см} = 3,24 \text{ м}$$

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e} = \frac{0,04}{1,9} = 0,02 \text{ см}^2/\text{кг}$$

P - дополнительное уплотняющее давление

$$P = P_{\phi} - \gamma_0 h = 25 \text{ т/м}^2 - 1,8 \cdot 2 = 21,4 \text{ т/м}^2 = 2,14 \text{ кг/см}^2$$

$$S = 324 \times 0,02 \times 2,14 \approx 14 \text{ см}$$

Таким образом, S может быть вычислена быстро и достаточно точно.

$S=14$ см – много это или мало?

Это величина большая! (т.к. $S_{\text{пред.}} = 8 \dots 12$ см – СНиП 2.02.01-83*).

Поскольку грунт был принят средне сжимаемым $m_v = 0,02 \text{ см}^2/\text{кг}$

Определение осадок методом угловых точек

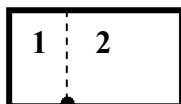
(с использованием эквивалентного слоя)

Этот метод используется для определения осадок гибких фундаментов или для учета влияния осадки соседних фундаментов.



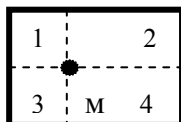
Осадка точки М?

$$S = h_3 \cdot m_v \cdot p; \quad h_3 = A \omega_{oc} b; \quad A \omega_{oc} \text{ - из табл. Цытовича Н.А.}$$



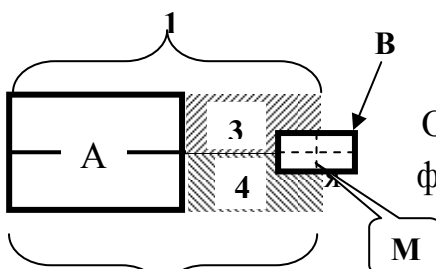
Осадка точки М?

$$S = h_3 \cdot m_v \cdot p; \quad h_3 = h_{31} + h_{32}$$



Осадка точки М?

$$S = h_3 \cdot m_v \cdot p; \quad h_3 = h_{31} + h_{32} + h_{33} + h_{34}$$



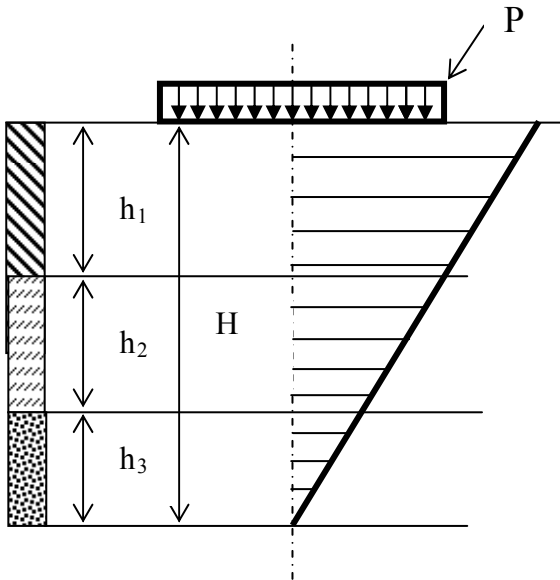
Определить осадку фундамента **B** с учетом фундамента **A**?

$$S = h_3 \cdot m_v \cdot p; \quad h_3 = h_{3B} + h_{31} + h_{32} - h_{33} - h_{34} \text{ (алгебраическое суммирование эквивалентных слоев)}$$

Можно определить подобным образом определить осадку фундамента **A** с учетом фундамента **B**.

Средний коэффициент фильтрации

(Используется для расчета осадки фундаментов во времени при слоистом напластовании грунтов)



Из закона Дарси:

$$q = kI,$$

где $I = \Delta H / \ell$, ℓ - путь фильтрации. Нас интересует фильтрация в пределах эпюры уплотняющих напряжений, т.е. $\ell = H$ – высоте уплотняющего слоя.

K_m - выводится исходя из положения о том, что потеря напора во всей рассматриваемой толщине равна сумме потерь напоров отдельных слоев грунта.

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 + \dots$$

ΔH_i – потеря напора в пределах отдельного слоя.

Из закона фильтрации (Дарси) $q = k_m * \Delta H / H$ или $\Delta H = qH / k_m$; аналогично $\Delta H_1 = qh_1 / k_1$; $\Delta H_2 = qh_2 / k_2$; и т.д.

Или можно записать:

$$\frac{qH}{k_m} = \frac{qh_1}{k_1} + \frac{qh_2}{k_2} + \frac{qh_3}{k_3} + \dots \quad (q - \text{расход воды})$$

K_m – средний коэффициент фильтрации.

$$k_m = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_i}}$$

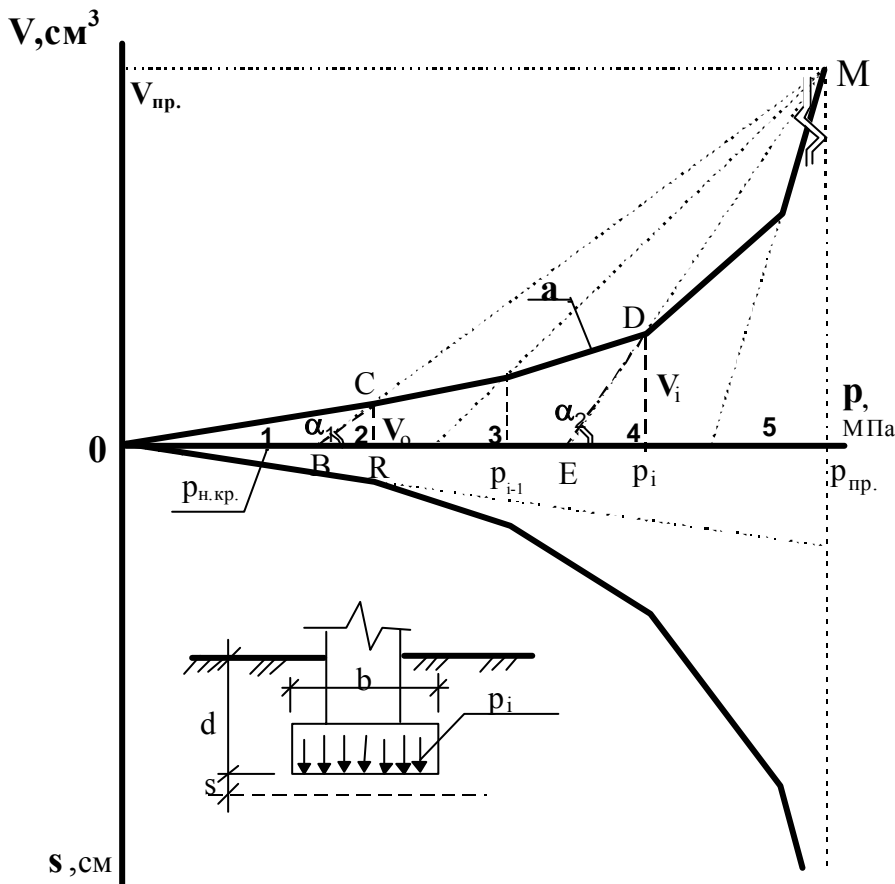
$$c = \frac{k_m}{\gamma_b m_{Vm}}$$

- коэффициент консолидации, необходим для расчета осадок во времени.

$$S_t = S^* u;$$

Лекция № 12.

Расчет осадки фундаментов с учётом нелинейной работы оснований



$$P_{н.кр} = \frac{\pi(\gamma d + c \cdot ctg\varphi)}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma d$$

$$R = \frac{\pi(0,25\gamma b + \gamma d + c \cdot ctg\varphi)}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma d$$

При давлениях $P > R$ основание работает не линейно, при этом должны соблюдаться условия:

$$S \leq S_{u.s}$$

$$\Delta S \leq \Delta S_{u.s}$$

→ 2 предельное состояние по СНиП 2.02.01-83*

$$P \leq \frac{\gamma_c \cdot P_{np}}{\gamma_q}$$

→ 1 предельное состояние по СНиП 2.02.01-83*

Экономически – это выгодно, т.к. при $P > R$ на основание можно передавать большие усилия или проектировать фундаменты с меньшей шириной подошвы.

Более дешевые фундаменты (сокращение стоимости и сроков строительства).

Но для этого нужно знать криволинейную зависимость $S=S(P)$?

Чем обусловлена нелинейность? Появлением пластических деформаций τ_z ,

которые при $P_{н.кр}$ равны 0, а при $P=R$,

$$\tau_z = \frac{1}{4} \sigma$$

При достижении для фундамента заданных размеров предельного давления на основание $p_{пр.}$, объём зон пластических деформаций также достигнет предельного значения $V_{пр.}$. Это состояние на графике $V=V(P)$ будет определяться точкой М.;

Рассматривая слой грунта под подошвой фундамента как совокупность отдельных сечений, траектории изменения объёма зон пластических деформаций этого слоя, для заданных размеров фундамента, при стремлении к точке М, можно придать наиболее вероятный вид. Так, при изменении давления от 0 до R (точка 2) допускается, что грунт практически во всём основании работает в линейно-деформируемой стадии и поэтому «V» будет линейно зависеть от прикладываемого давления.

Дальнейшее возрастание давления $p_i > R$, приводит к нелинейному увеличению объёма зон пластических деформаций и, таким образом, к более интенсивному возрастанию ординат V_i по сравнению с V_0 (при $p_i = R$).

Соединяя последовательно единым вектором вершины названных ординат в интервалах давления Δp_i , получим расчётную кусочно-линейную траекторию изменения объёма зон пластических деформаций (а) в основании под фундаментом заданного размера

Тогда:

$$\operatorname{tg}\alpha_1 = \frac{V_0}{R - P_{н.кр.} - (R - P_{н.кр.})/2} = \frac{V_0}{(R - P_{н.кр.})/2} \cdot ;$$

Или:

$$\operatorname{tg}\alpha_1 = \frac{V_{пр.}}{P_{пр.} - P_{н.кр.} - (R - P_{н.кр.})/2} = \frac{V_{пр.}}{P_{пр.} - (R + P_{н.кр.})/2} \cdot ;$$

Приравнивая правые части выражений, получим:

$$V_0 = \frac{V_{пр.} (R - P_{н.кр.})/2}{P_{пр.} - (R + P_{н.кр.})/2} \cdot ;$$

Поступая аналогично, можно записать:

$$\operatorname{tg}\alpha_2 = \frac{V_i}{(P_i - P_{i-1})/2} \cdot ; \quad \text{или} \quad \operatorname{tg}\alpha_2 = \frac{V_{пр.}}{P_{пр.} - P_i + (P_i - P_{i-1})/2} \cdot ;$$

Приравнивая правые части выражений, получим:

$$V_i = \frac{V_{пр.} (P_i - P_{i-1})/2}{P_{пр.} - P_i + (P_i - P_{i-1})/2} \cdot$$

Возрастание V_i , по мере нагружения основания, относительно V_0 может быть выражено через коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания K_i :

$$K_i = \frac{V_i}{V_0} = \frac{(P_i - P_{i-1}) [P_{пр.} - (R + P_{н.кр.}) / 2]}{[P_{пр.} - P_i + (P_i - P_{i-1}) / 2] (R - P_{н.кр.})} = \frac{\Delta P_i [P_{пр.} - (R + P_{н.кр.}) / 2]}{[P_{пр.} - P_i + \Delta P_i / 2] (R - P_{н.кр.})},$$

где R - расчётное сопротивление грунта, определяемое по СНиП 2.02.01-83; P_i - давление на основание, превышающее R ; $P_{н.кр.}$ - начальная критическая нагрузка, ΔP_i - интервал давления, зависящий от плотности сложения основания, принимаемый равным:

где – для слабых грунтов $\Delta P_i = P_i - P_{н.кр.}$

- для грунтов средней плотности $0,2P_i \geq (R - P_{н.кр.})$;

- для грунтов плотных $0,1P_i \{ \text{но не менее, } (R - P_{н.кр.}) \}$.

слабые грунты	$e > 0,7$;	$E_0 \leq 15$ мПа
средние грунты	$0,6 \leq e \leq 0,7$;	$15 \leq E_0 \leq 22$ мПа
плотные грунты	$e < 0,6$;	$E_0 > 22$ мПа

Тогда кривая осадки может быть описана уравнением:

$$S_{yни} = S_{y(R)} K_i,$$

где $S_{y(R)}$ – осадка основания, соответствующая давлению R (граница применимости теории линейно-деформируемой среды).

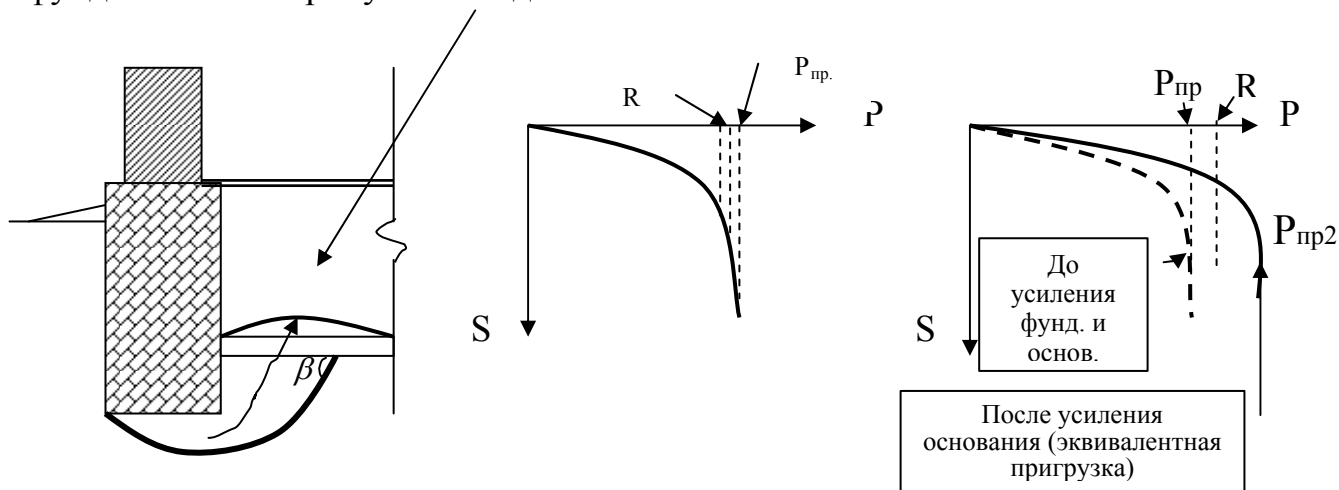
Достоинства:

1. Представляется возможность передавать на основание давления, превышающие расчётное сопротивление грунта, следовательно получать фундаменты с меньшей шириной подошвы, по сравнению с расчетом по СНиП 2.02.01–83*, т.е. получать более экономичные конструкции, способствуя тем самым развитию ресурсосберегающей технологии.
2. Зная криволинейную зависимость $S=S(P)$, можно проектировать фундаменты для всего здания, задаваясь величиной одинаковой осадки, что позволит снизить неравномерность осадки до min , избежать трещин в здании, т.к. создать наиболее благоприятные условия для работы надземных конструкций.

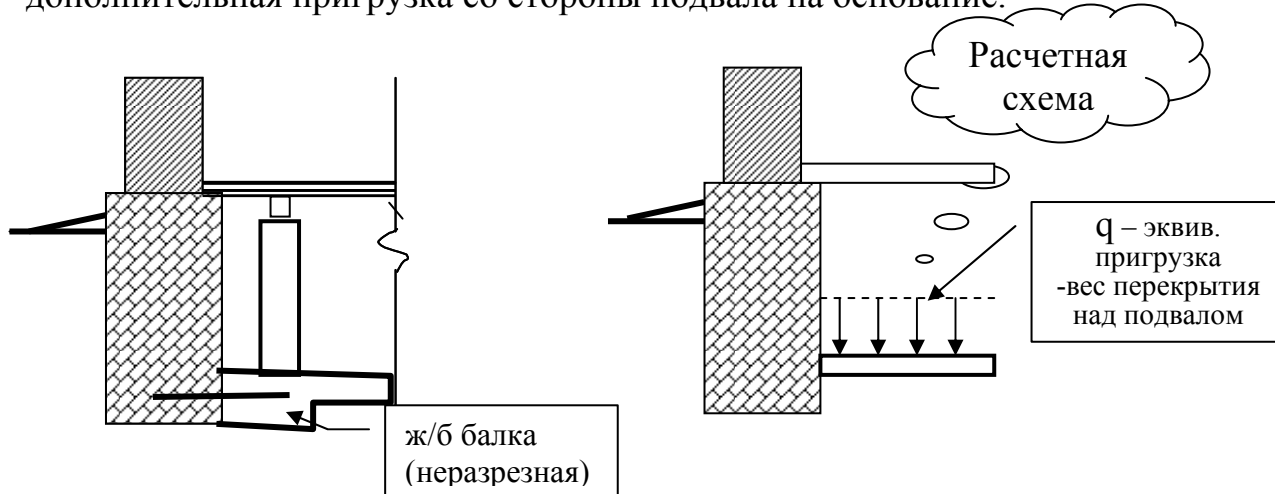
Применение расчетного метода к технологии усиления фундаментов при их реконструкции.

Часто для зданий с подвалом оба предельных состояния практически совпадают, т.е. $R \approx P_{пр.}$ или может быть случай, когда $P_{пр.} < R$, тогда определяющим будет являться расчёт по 1 предельному состоянию.

При $P_i > P_{пр.}$ – наблюдается тенденция к выпору грунта из-под подошвы фундамента в сторону пола подвала.



Обычное уширение подошвы фундамента в обе стороны от оси не устраняет причину деформаций, и устойчивость фундамента не увеличивает. Необходима дополнительная пригрузка со стороны подвала на основание.



Технологически такое решение выполнить значительно проще и дешевле по сравнению с традиционным методом усиления или применением буроинъекционных свай. (Пример: здание детской поликлиники по ул. Островского в г. Пскове).

Данный способ производства работ, является конструктивным методом усиления несущей способности основания.

Лекция 13.

Причины развития неравномерных осадок в сооружениях

Равномерная осадка сооружений обычно никаких трудностей не вызывает.

(Известны отечественные сооружения, получившие осадку 50...60 см и более и прекрасно существующие.) В Китае в г. Шанхае эксплуатируется здание с равномерной осадкой в 120 см.

В общем случае суммарная осадка сооружения складывается из 5 составляющих, каждая из которых вызывается различными причинами:

$$S = S_{\text{упл.}} + S_{\text{выпир.}} + S_{\text{разупл.}} + S_{\text{расст.}} + S_{\text{экспл.}}$$

$S_{\text{упл.}}$ – осадка, развивающаяся вследствие уплотнения грунтов;

$S_{\text{выпир.}}$ – осадка выпирания, возникающая за счет развития пластических деформаций грунтов в основании (выпирание грунта из-под подошвы фундамента);

$S_{\text{разупл.}}$ – осадка за счет разуплотнения грунта, приводящая к поднятию дна котлована при разгрузке грунтов основания во время выполнения земляных работ (снятие бытового давления);

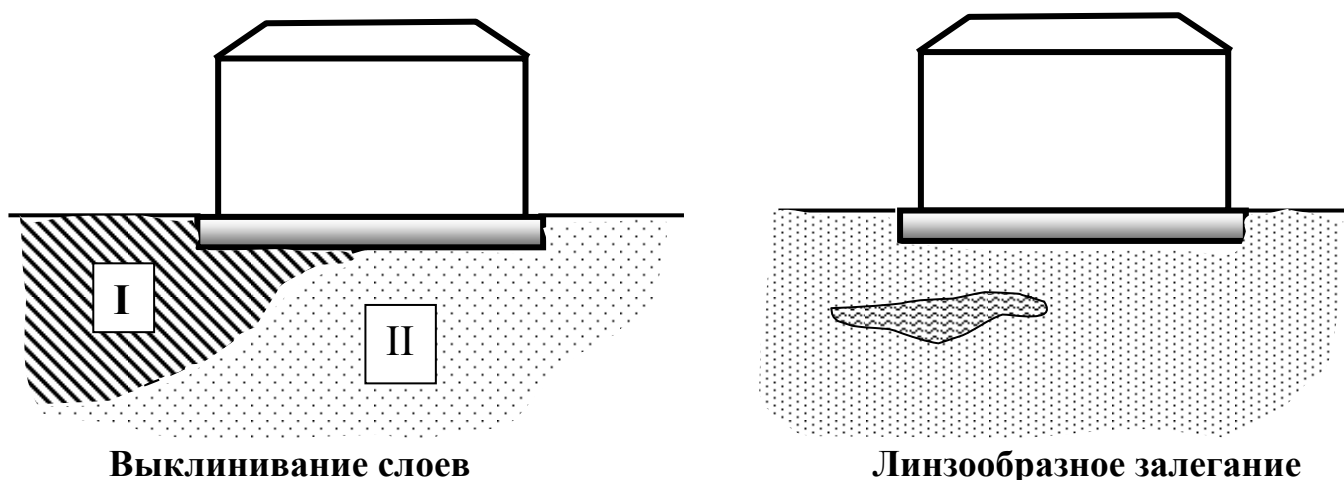
$S_{\text{расст.}}$ – осадка за счет нарушения структуры (расструктурирования) грунтов основания во время строительства (зависит от производства работ);

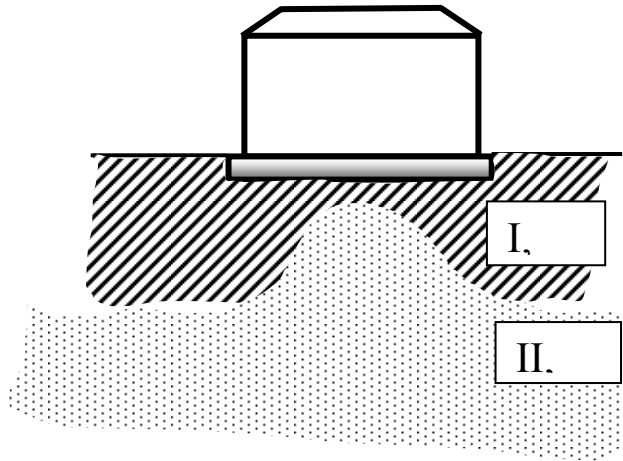
$S_{\text{экспл.}}$ – осадка, возникающая при эксплуатации здания.

Неравномерность осадки фундамента вызывает дополнительные напряжения в надземных конструкциях здания и, как следствие, их деформации.

Причины развития неравномерных осадок уплотнения

1. Сложное (неоднородное) напластование грунтов

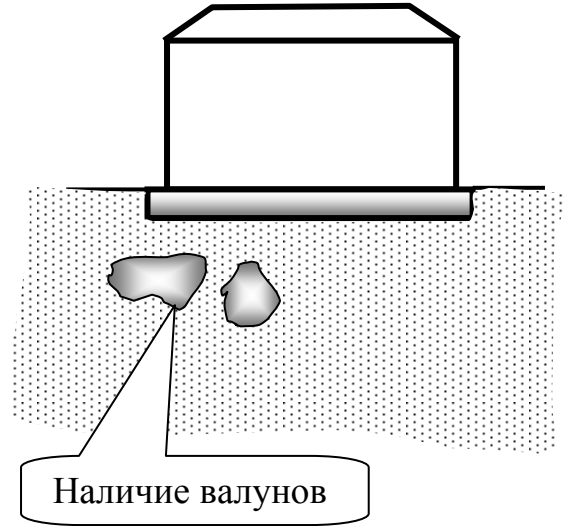
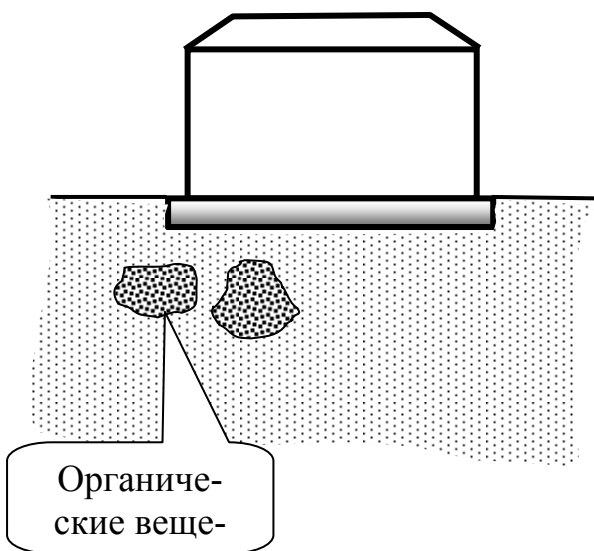




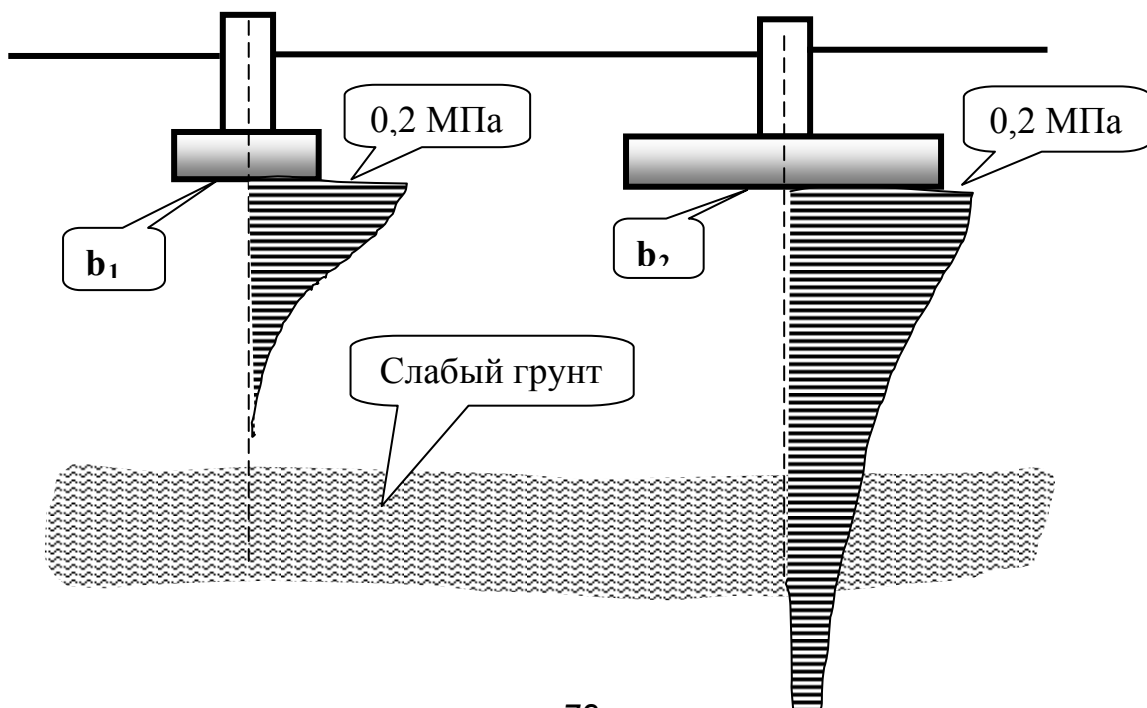
Не одинаковая мощность слоев

Если $m_{v1} > m_{v2}$ – выгиб
Если $m_{v2} > m_{v1}$ – прогиб

2. Не однородный грунт



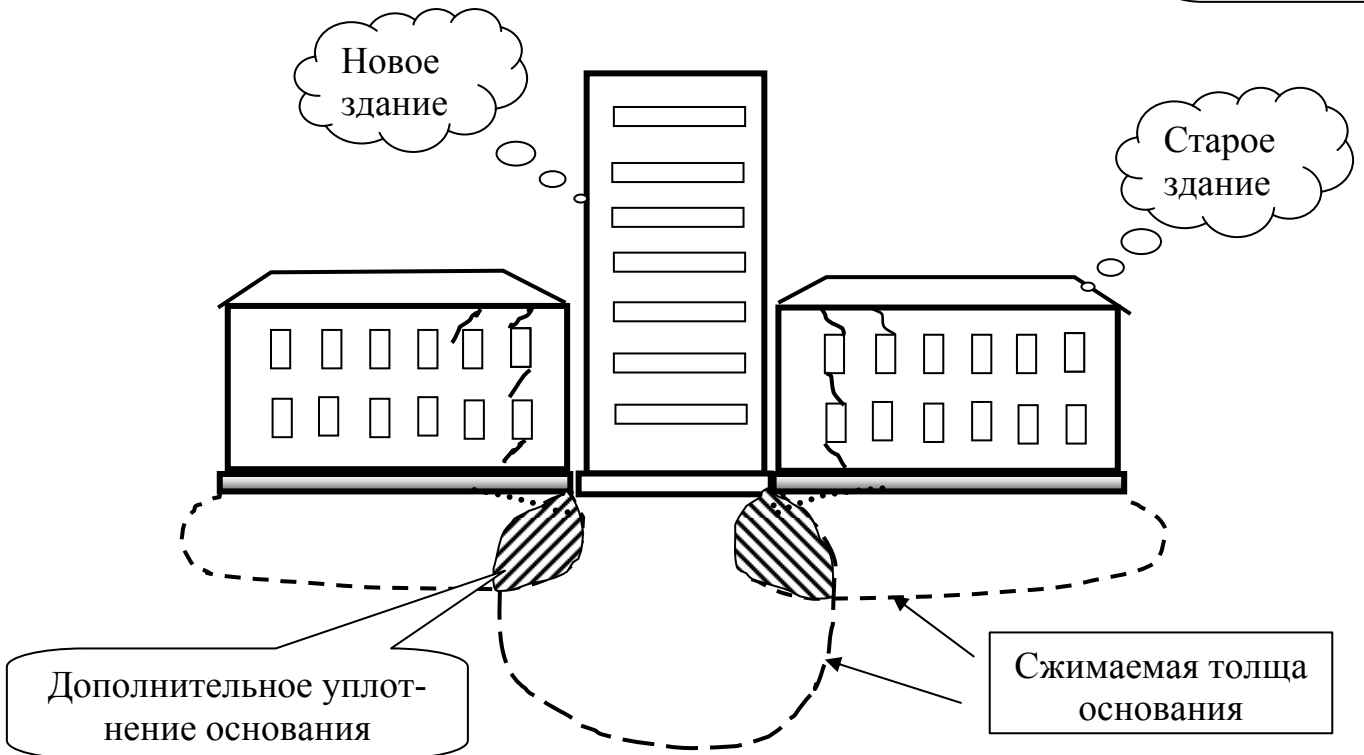
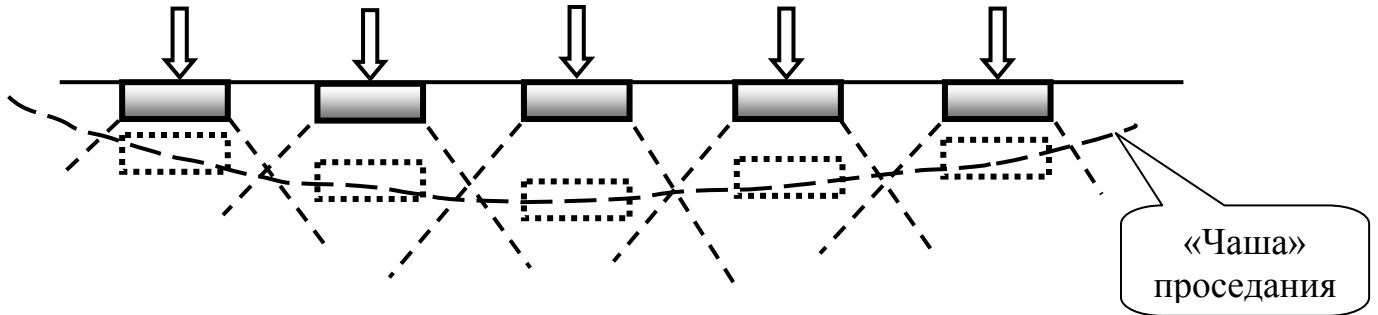
3. Не одинаковое загрузеение фундаментов



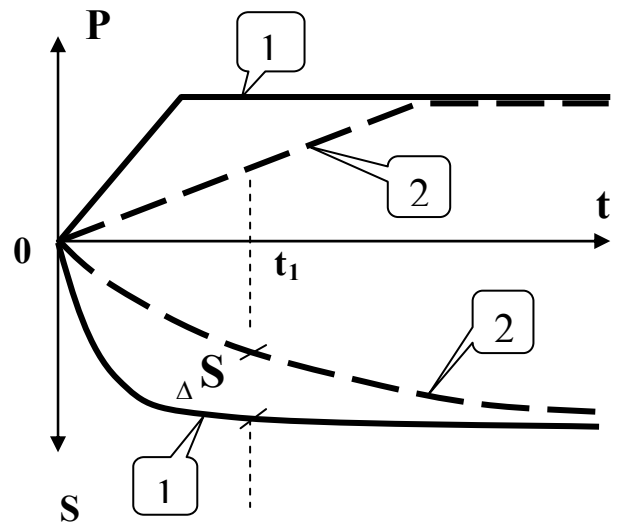
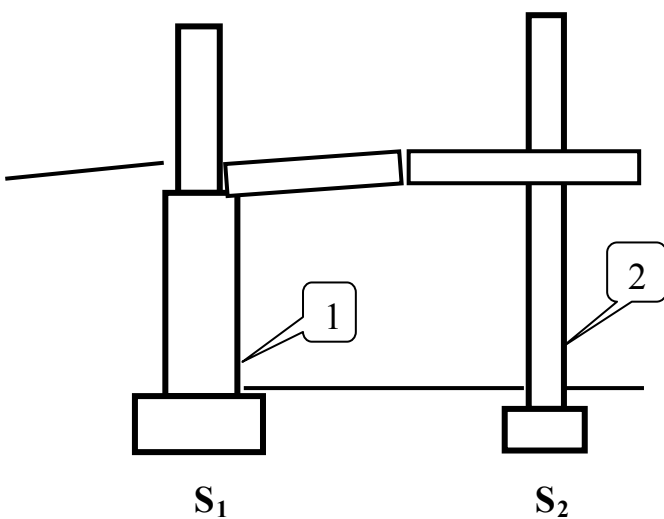
$$b_2 > b_1 \quad S = h, m_v \rho = A \omega b m_v \rho;$$

$$S_2 > S_1$$

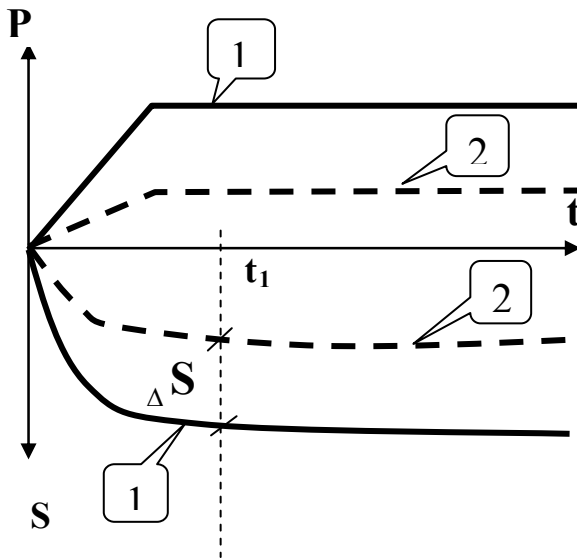
Влияние загрузки соседних фундаментов



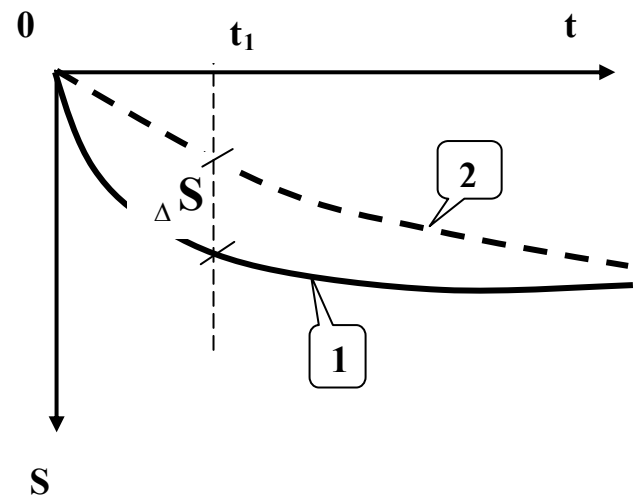
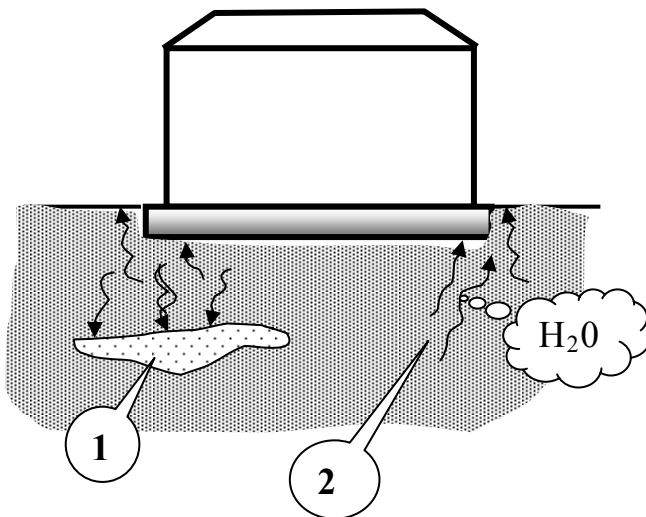
5. Не одновременность загрузки фундаментов



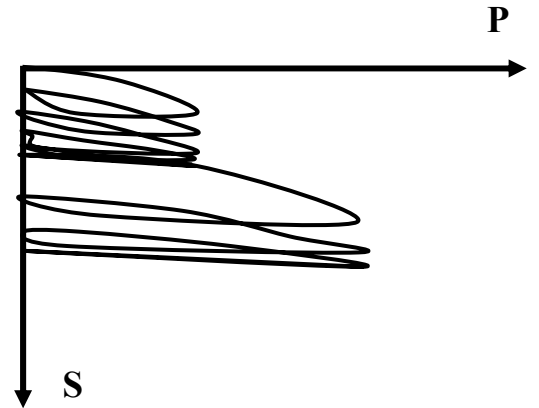
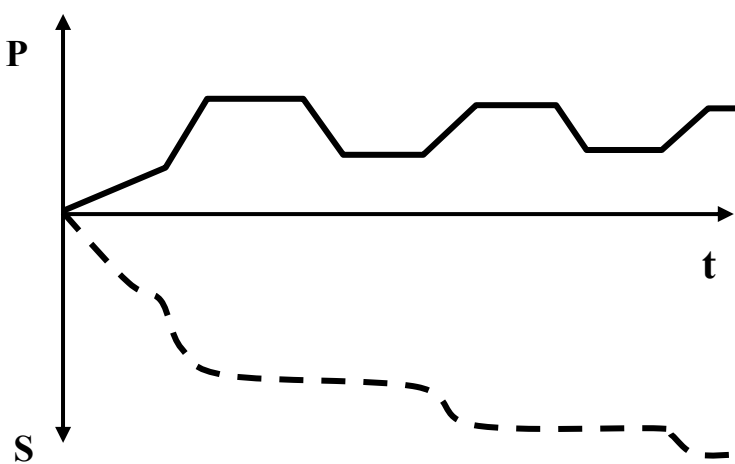
6. Не полная загрузка фундаментов



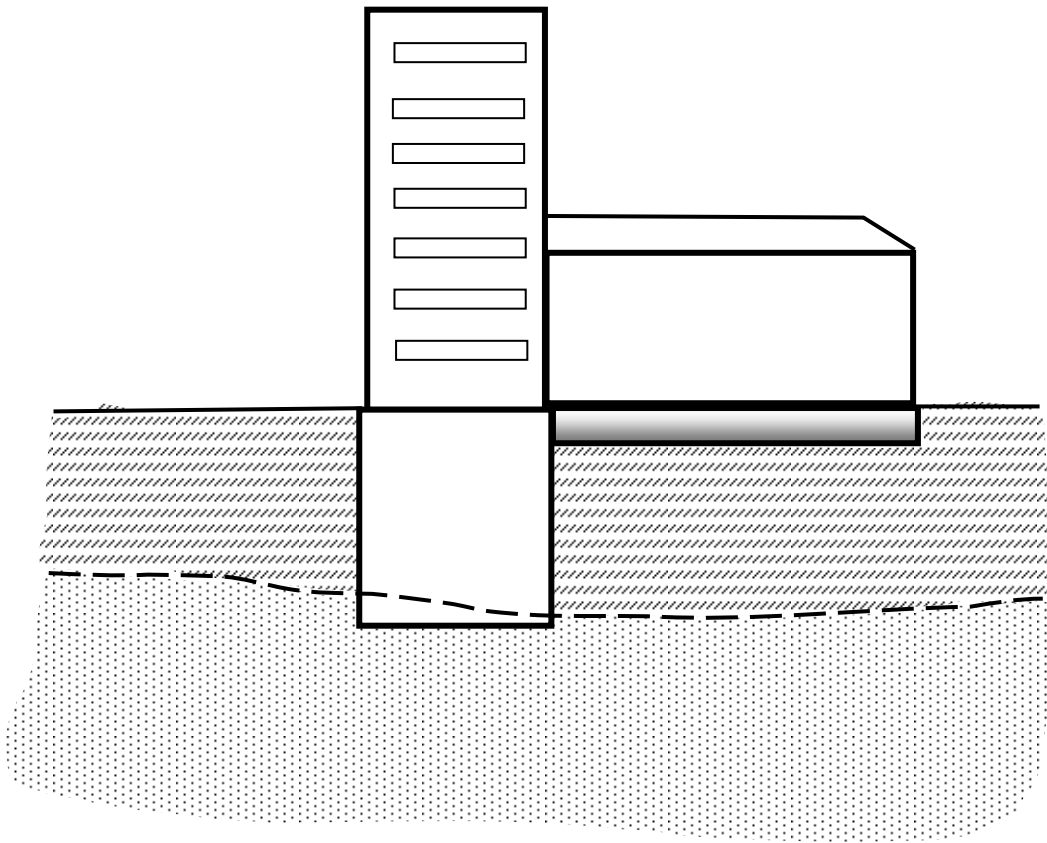
7. Неравномерность консолидации грунтов



8. Не одинаковый характер нагрузки



9. Не одинаковый несущий слой грунта в основании

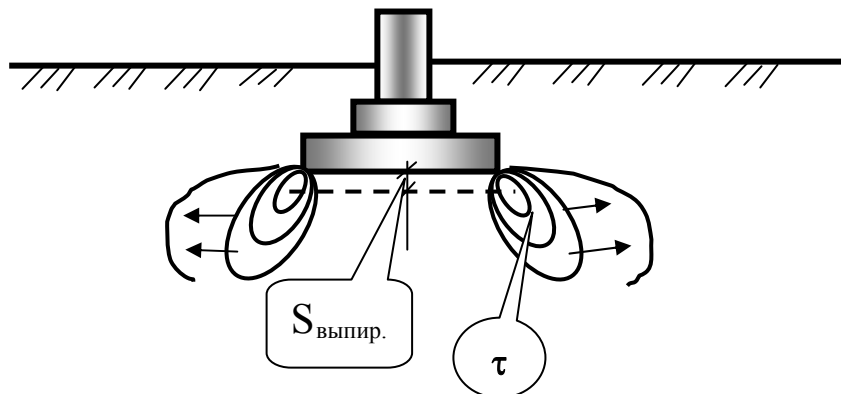


Причины развития неравномерных осадок выпирания

Данные осадки возникают за счет появления зон пластических деформаций оснований и выдавливания грунта в стороны.

При давлении $P = R$ глубина зон пластических деформаций достигает $\frac{1}{4}$ в. Чем слабее грунт, тем более глубина развития данных зон пластики. Дополнительная осадка для квадратного фундамента за счет развития зон пластических деформаций достигает до 20% от общей величины.

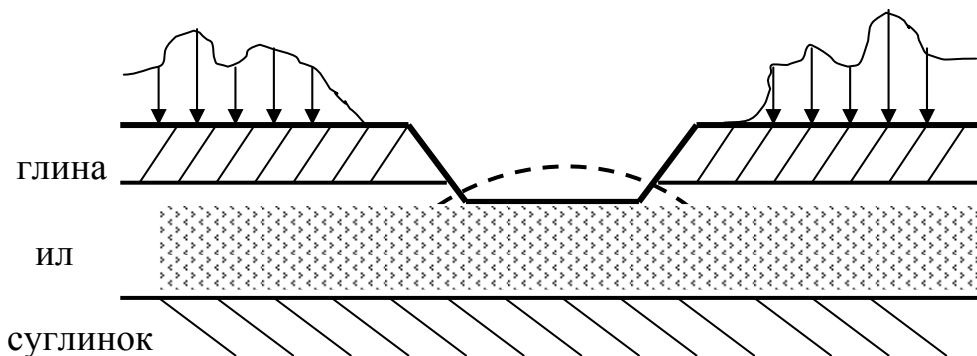
Данные осадки в основном неравномерно по тем же причинам, что и осадки уплотнения.



Причины развития неравномерных осадок разуплотнения

$S_{\text{разупл.}}$ – развивается под действием нагрузки, не превышающей величину природной, т.е. нагрузки, равной весу вынутаго грунта при откопке котлована. Эти деформации приводят к поднятию дна котлована.

Пример: Вьетнам. Работы производились вручную, грунт носили корзинками и высыпали на бровку.

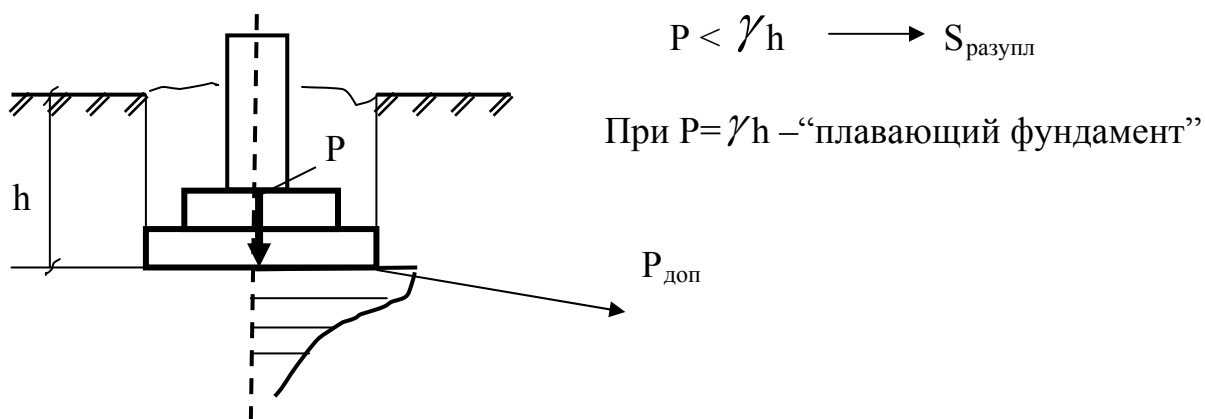


Днем выкопают, а утром котлован на той же самой отметке, или даже ещё выше. Происходило выдавливание грунта за счет дополнительной пригрузки краев.

В большинстве случаев при возведении зданий и промышленных сооружений на фундаментах, имеющих заглубление не более 5 метров, осадки разуплотнения незначительны.

В Москве при строительстве высотных зданий эти осадки составляли 4-6 см. Как учитывать эти деформации? И надо ли их учитывать?

Эти осадки нас интересуют только, если пригрузка от фундамента меньше, чем природное давление грунта на этой глубине.



Если же возникает $P_{\text{доп}}$ - что чаще бывает, то осадки разуплотнения не учитываем, т.к. $P_{\text{доп}} = P - \gamma h$

Другое дело для зданий глубокого заложения (зданий с подземными этажами, заглубленных емкостей и т. д.), где вес от нагрузки меньше веса вынутаго грунта.

Причины развития неравномерных осадок расструктурирования

Наибольшее влияние на развитие общих осадок могут оказать осадки расструктурирования, $S_{расстр}$ вызванные нарушением структуры грунтов основания при отрывке котлованов и устройстве фундаментов.

К причинам развития неравномерных осадок расструктурирования грунтов основания относится:

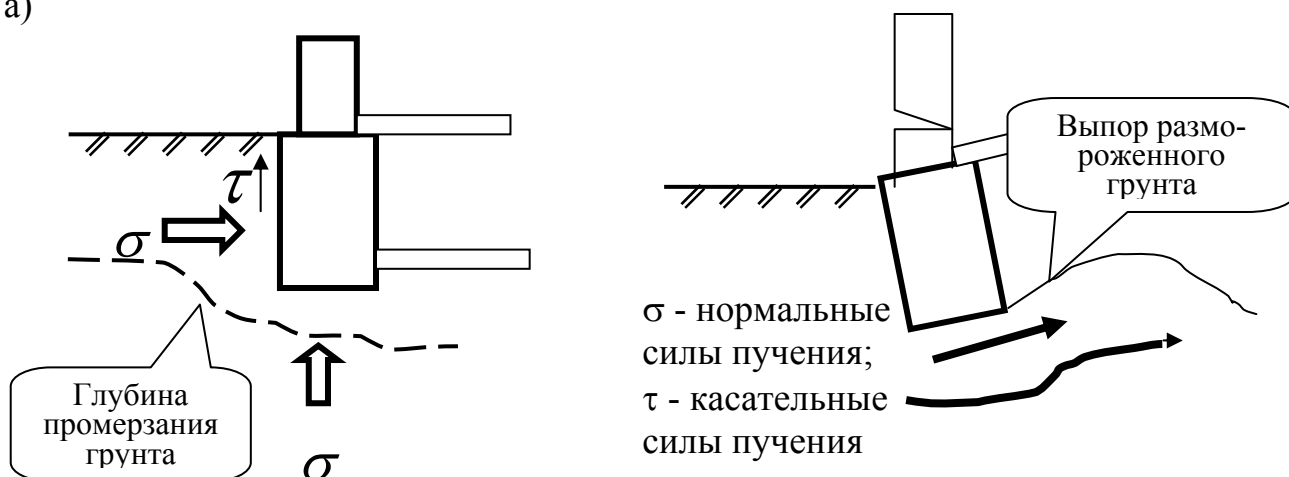
1. Метеорологические факторы.

а) действие мороза (замерзание и оттаивание, пучение).

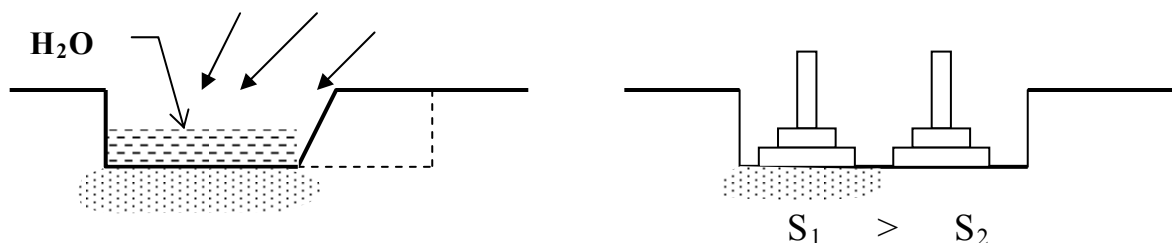
Замерзая, а затем, оттаивая грунт, превращается в разжиженную массу (резко снижает свои прочностные характеристики). В результате выпор грунта - неравномерные деформации.

Оттаивание замороженного основания, как правило, происходит тоже неравномерно (сначала с южной стороны, затем с северной) – это также способствует неравномерным осадкам.

а)



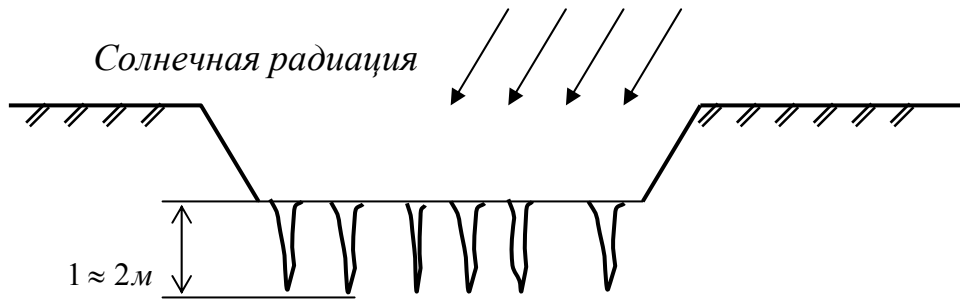
б) увлажнение грунта (осадки)



Поэтому при отрывке котлована необходимо всегда иметь наготове насос и приступать к осушению немедленно. Кроме этого оставлять недобор грунта на дне котлована.

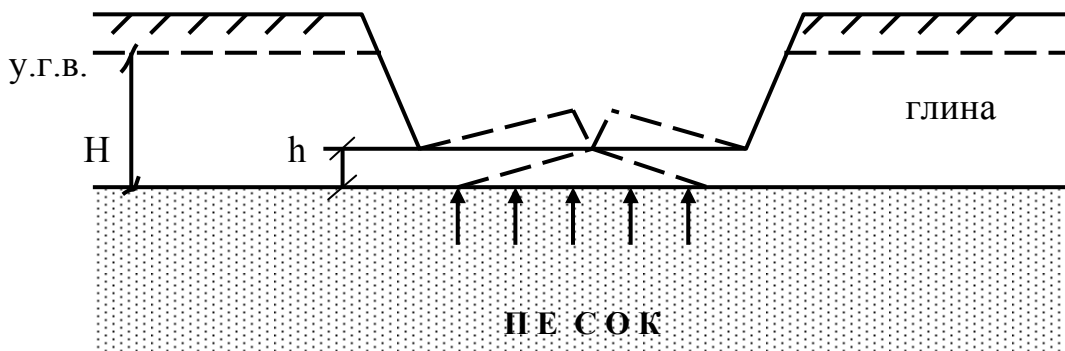
в) высыхание грунта (действие солнечной радиации).

Характерно для районов Средней Азии, Индии, Африки.



2. Грунтовые воды.

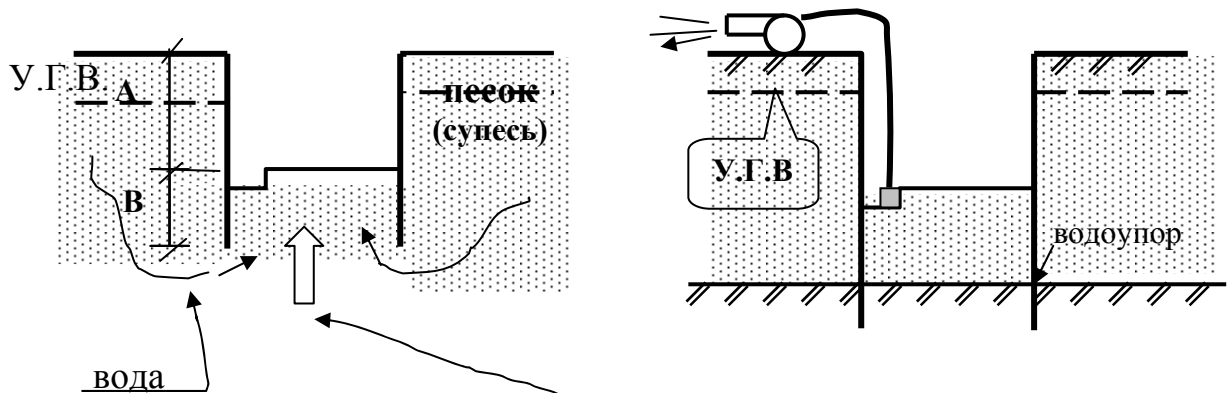
а) гидростатическое действие воды.



Если $H \gamma_w > h \gamma_{cp}$ - поднятие основания – возможен прорыв воды в котлован. Аналогичное влияние могут оказать и обычные воды при наличии ленточной глины $K_{\phi}^{гор} > K_{\phi}^{вер}$ в 50...100 раз.

Избавиться от этого можно искусственным понижением У.Г.В.

б) гидродинамическое действие воды.

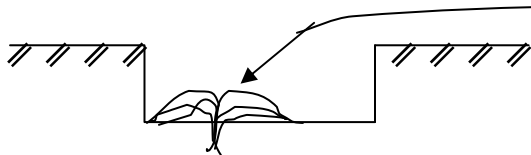


Гидродинамическое давление действует вверх и, преодолевая силы тяжести песка, производит его разжижение. Необходимо $B > A$ - для уменьше-

ния градиента давления, или осушения из зумфа. При наличии водоупора (шпунт тогда необходимо забивать в водоупор).

в) суффозия химическая и механическая (вымывание грунта в котлован вместе с водой).

Химическая суффозия связана с наличием растворимых солей и встречается очень редко.

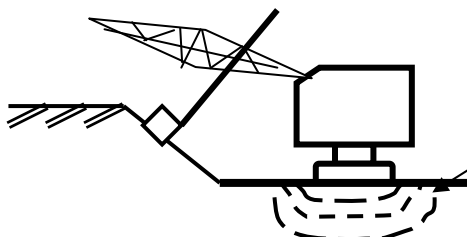


“вулканчик” – механическая суффозия – вымывание грунта, таким образом, нарушается структура основания. Были случаи, когда диаметр “вулканчика” составлял до 20 м и высотой 70 см.

3. Динамические воздействия.

а) перемещение тяжелых механизмов по дну котлована (опасно при структурно-слабых грунтах).

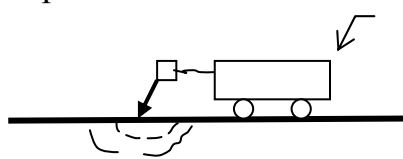
Происходит нарушение структуры грунта при динамических воздействиях.



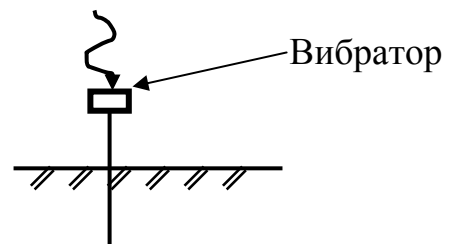
б) удары тяжелых механизмов по дну котлована.

При ударе ковша драглайна об ленточные глины она разрушается на 20...30 см.

Кембрийская глина



Компрессор

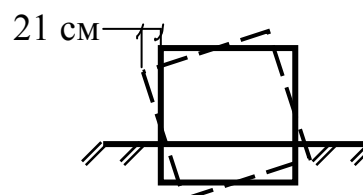
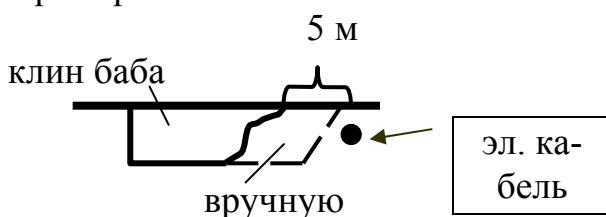


Вибратор

свободное погружение под собственным весом

в) разрыхление мерзлого грунта (клин и шар бабой – динамическим воздействием).

Пример:



Причины развития неравномерных осадок в сооружении

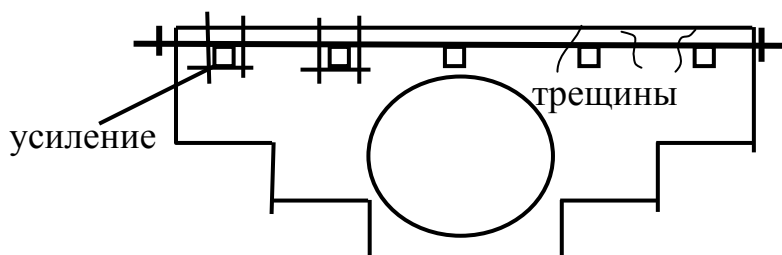
При разработке котлована зимой использовали клин бабу, а в 5 м от электрического кабеля разработку вели вручную с применением отбойного молотка (требования техники безопасности).

Уже при строительстве здание получило крен (при надстройке только 3-х этажей горизонтальные отклонения составили 21 см. Здание пришлось разобрать).

г) динамические воздействия при забивке свай.

Пример:

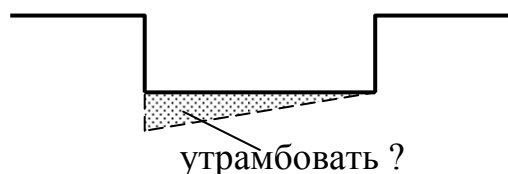
Кировский театр оперы и балета в Ленинграде 1960 год (Мариинский Театр)



При строительстве пристроев забивали 24 – метровые сваи. Образовались трещины размером 2...3 см – результат динамического воздействия при забивке свай. Перешли на правую половину – стали опускать железобетонные оболочки вдавливанием. Вынимали грунт из оболочки и заполнили её бетоном, но трещины продолжали развиваться. При вдавливании оболочек происходило выдавливание грунта, т.е. его перемятие – своего рода динамическое воздействие. Пришлось срочно делать усиление здания металлическими тяжами.

4. Грубые ошибки строителей.

а) перебор грунта



Если даже $\gamma_{упл} = \gamma_0$ - всё равно грунт потеряет структурную первоначальную прочность.

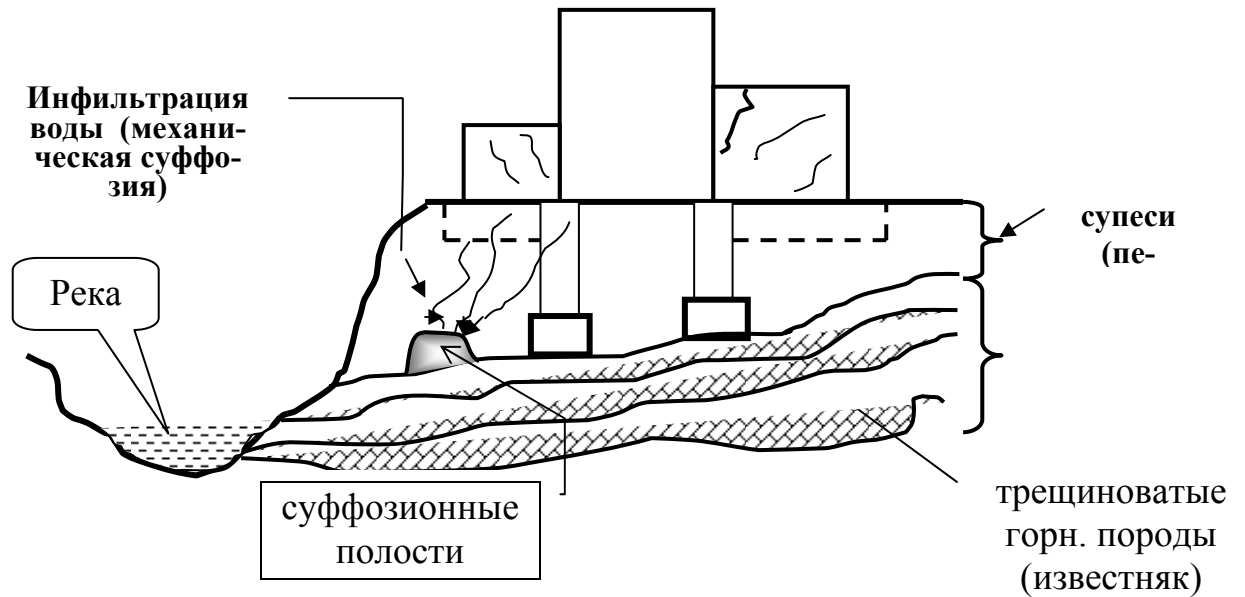
б) обводнение котлована производственными водами (возможно при аварии водопровода и т. п.

Причины развития неравномерных осадок в период эксплуатации

1. Уплотнение грунтов после начала эксплуатации $S_{экспл.}$ сооружения:

- деформации ползучести грунта и процесс фильтрационной консолидации;
- постепенное увеличение полезной нагрузки до проектной;

- увеличение нагрузки сверх проектной.
- 2. Изменением положения у.г.в.
- 3. Ослабление грунтов основания подземными и котлованными выработками.
- 5. Динамические воздействия и активность геологических процессов.



Совместная работа основания и сооружения

1. Формы деформаций сооружений.

1. Прогиб.

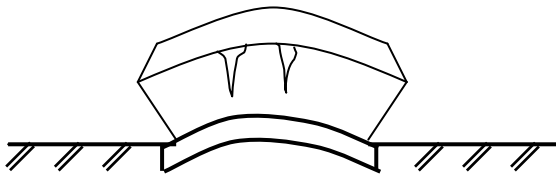


f – стрела прогиба

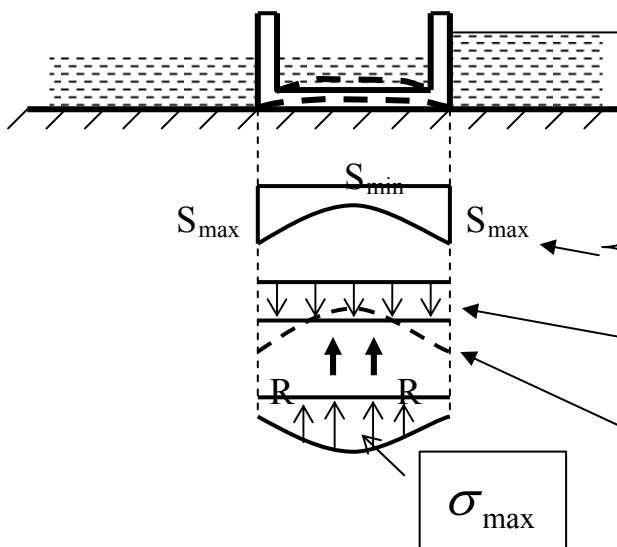
Этот вид деформаций встречается очень часто, но раскрытие трещин незначительно и очень редко, т.к. появлению трещин препятствует трение грунта по подошве.

Среди старинных домов, кладка которых возводилась на медленно твердеющем известковом растворе, можно найти много таких, стенки которых причудливо искривлены. В связи с искривлением стен перекошены оконные проёмы. Конечно, это явление не ошибка строителей, а проявление естественного свойства грунта. Стены медленно твердели и в первое время представляли гибкие конструкции, которые могли свободно искривляться применительно к деформациям грунта.

2. Выгиб (перегиб в СНиП).



Этот вид деформации встречается реже, но трещины раскрываются значительно.



Для шлюза тах нагрузка возникает по краям (под воротами шлюза).

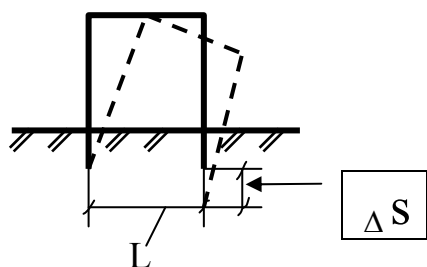
- характер деформации абсолютно гибкого сооружения (основания)

- осадка абсолютно жесткого сооружения.

- при наложении эпюр наибольшее сопротивление грунта возникает в центральной части сооружения.

- характер эпюр контактных напряжений изгибает сооружение вверх – выгиб.

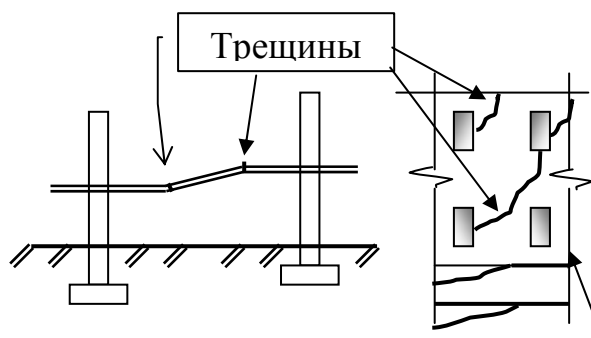
3. Крен.



В рамных конструкциях от этого появляются дополнительные усилия (мостовые краны перестают работать). Крен может быть и всего сооружения в целом (для жесткого здания) – неравномерность осадки. Пример: завод «Пигмент».

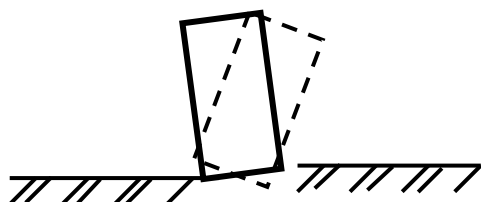
Такие покосившиеся, накренившиеся здания можно видеть очень много. В зданиях с креном даже при $i=0,01$ – уже чувствуется уклон для людей.

4. Перекос.



Фундаменты дают разную осадку на небольшом по длине участке стены. В результате появляются косые трещины (особенно опасны косые трещины по простенкам - возможен их вывал – укрепление Ме обоями.) несущая кирпичная стена

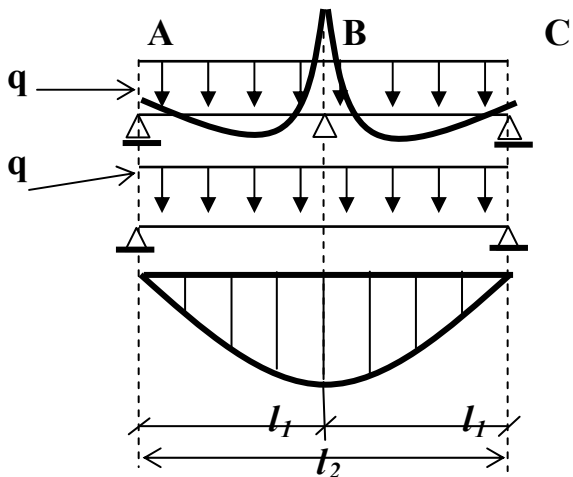
5. Скручивание (кручение).



Один торец здания перемещается (крен) в одну сторону, а другой торец – в другую сторону. В этом случае в работу вступают перекрытия.

Часто одновременно в здании развиваются **несколько видов деформаций.**

2. Чувствительность конструкций к неравномерным осадкам.



Оказывается, что особенно чувствительны к неравномерным осадкам статически неопределимые системы.

$$f = \frac{5}{384} \frac{ql^3}{EI} = 3,3 \text{ см}$$

прогиб балки

Следовательно, при относительной просадке опоры В на 3,3 см и больше, двухпролетная балка превращается в однопролетную - на двух опорах.

Изгибающий момент на опоре В для 2^х пролетной балки $\rightarrow M_{\sigma} = \frac{ql_1^2}{16} = \frac{2 \cdot 6^2}{16} = -4,5 \text{ тм}$

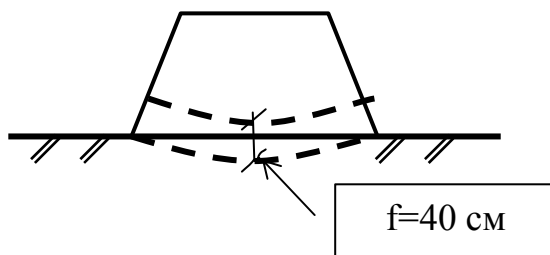
Изгибающий момент на опоре В для 1 пролетной балки $\rightarrow M_{\sigma} = \frac{ql_2^2}{8} = \frac{2 \cdot 12^2}{8} = 36 \text{ тм}$

Самые незначительные осадки, будучи неравномерными, приводят по расчету к катастрофическому перераспределению напряжений. И, если не происходит моментального разрушения, то объясняется это некоторой пластичностью, свойственной бетону.

По чувствительности сооружений и неравномерным осадкам их можно разделить на 3 вида:

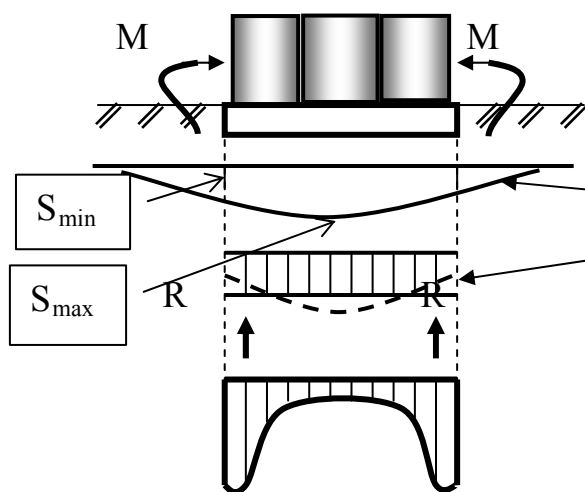
А) абсолютно гибкие (во всех точках следует за деформацией грунтов основания).

В этих конструкциях не возникает дополнительных напряжений. Примером такому сооружению может служить земляная насыпь. Стадион им. Кирова – проектировался на слабых грунтах, поэтому фундаменты пришлось бы закладывать очень глубоко. Было решено сделать насыпь по периметру стадиона.



Никаких видимых повреждений не было замечено, насыпь равномерно просела, за исключением тоннелей для входа на поле. Нужно было делать их со строительным подъемом.

Б) абсолютно жесткие (дымовые трубы, доменные печи, элеваторы, силосы, резервуары и т.д.)

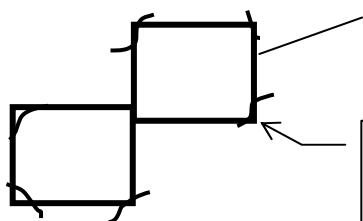


При симметричной нагрузке и согласованном напластовании – равномерная осадка. Будут ли здесь возникать усилия?

- деформация основания.
- осадка абсолютно жесткой плиты
- $S_{cp} = const$. При этом плита встречает значительное сопротивление от грунта в краевых зонах, где $S_{min} < S_{const}$, т.е. возникновение более интенсивного давления на этих участках.

Поскольку такие сооружения достаточно прочны – жестки, то вследствие перераспределения контактных напряжений (давлений) по подошве фундамента и возникновения дополнительных усилий, возможны крены таких сооружений (не симметричное залегание грунтов, нагружение соседних площадей). Но в таких конструкциях возможны и деформации - косые трещины в углах (в 30-х годах марка бетона была не велика $100-110 \text{ кг/см}^2$ – отсюда деформации в угловых банках). В углах возникают колоссальные напряжения.

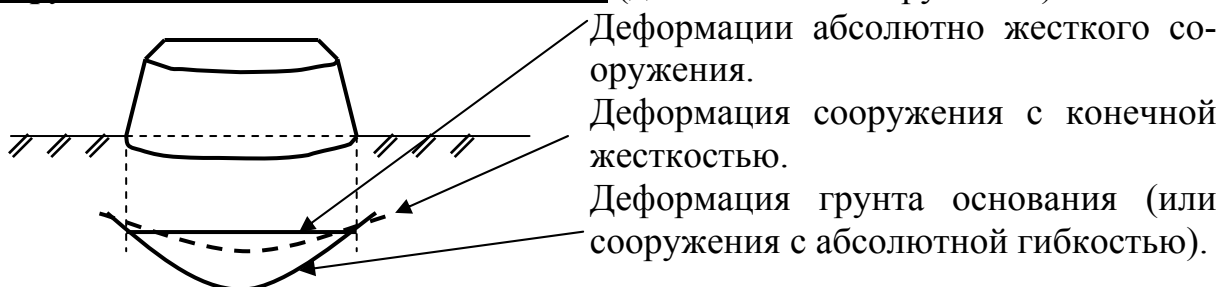
Сейчас тоже можно встретиться с подобным явлением:



точечные дома $H \geq 14 \text{ эт.}$
(абсолютно жесткое сооружение)

Раздробление кирпичной кладки (отколы) (замена кирпича на бетон)

В) сооружения с конечной жесткостью (для обычных сооружений).

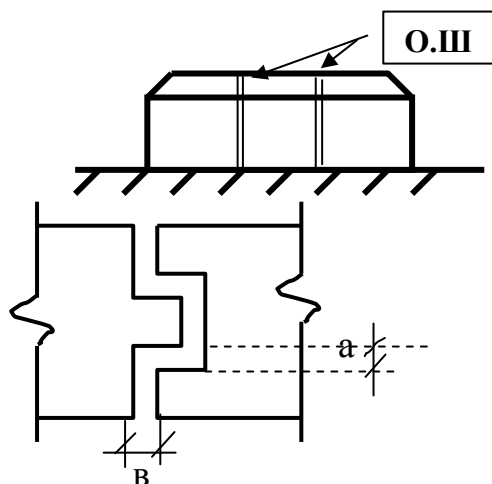


Отсюда вывод:

Чем жестче сооружение, тем больше усилия в нем возникают.

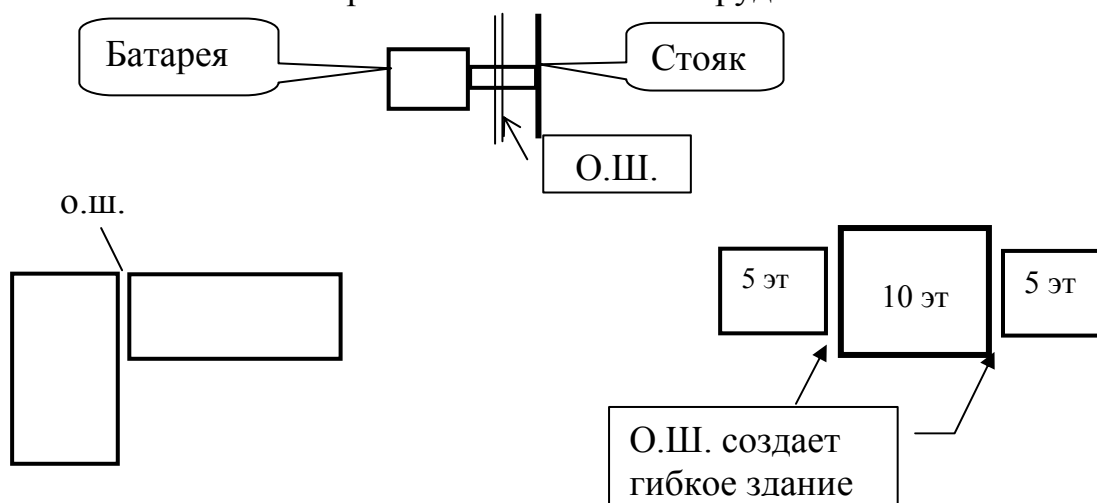
3. Меры по уменьшению чувствительности зданий к неравномерным осадкам.

1. Стремятся сделать сооружение максимально гибким (делать разрезные конструкции - мост на слабых грунтах – разрезные пролеты. На скальном основании - не разрезная конструкция). В здании это делается путем деления его на осадочные швы.



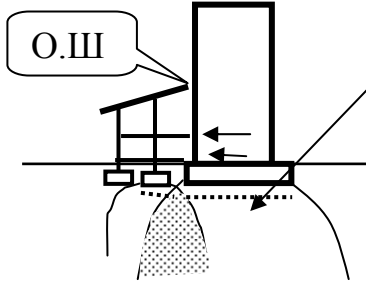
Шов – это законная трещина, а возникновение трещин способствует перераспределению напряжений. Раскрытие трещины – шва – нужно для того, чтобы при неравномерной осадке не произошло его закрытие. Поэтому и швам должно предьявляться особое значение.

При проектировании осадочного шва необходимо учитывать расположение санитарно - технического оборудования

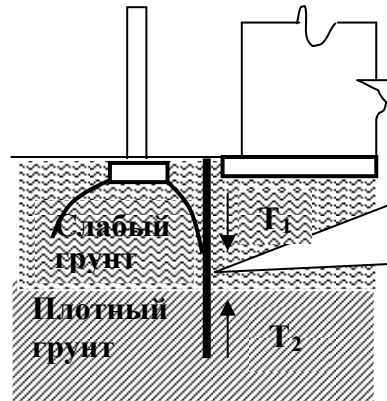


Особое внимание необходимо уделять проектированию зданий с пристройками. **Пример:** гостиница «Россия» в СПб.

Совместная работа основания и сооружения

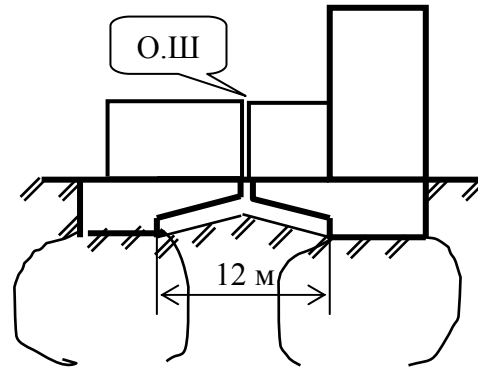
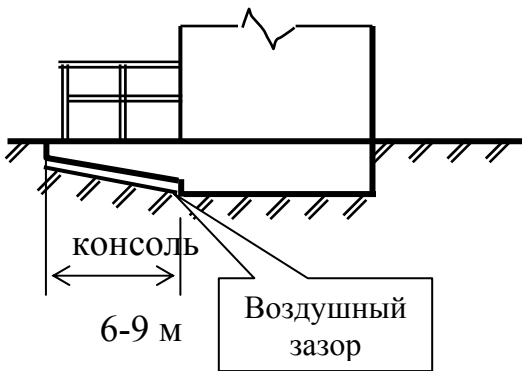


При развитии осадки шов закрылся и появились горизонтальные усилия, возникли трещины и уклон $i \approx 0,02$. Причины подобных деформаций - влияние загруженных соседних площадей.

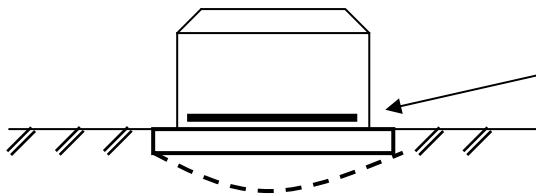


Необходимое условие для работы шпунта $T_2 > T_1$, т.е. шпунт надо закреплять

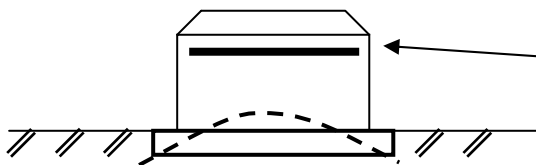
Устройство зданий на консолях



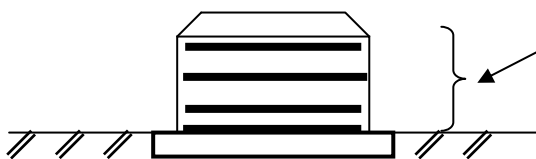
2. Увеличение жесткости здания.



Арматура для восприятия растягивающих напряжений (ж/б пояса). При прогибе.



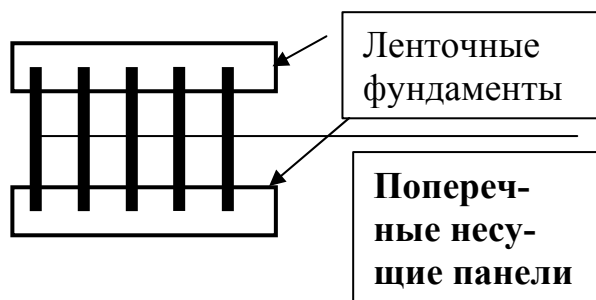
В плоскости пола верхнего этажа, т.к. на слабых грунтах мы не знаем будет прогиб или выгиб?



Часто делают так. Это необходимо в период постройки здания, когда ж/б пояса могут включаться в работу по мере возникновения осадок (ставят их примерно через два этажа).

2. Увеличение прочности зданий с сохранением жесткости.

Для увеличения прочности зданий – их делают с поперечными несущими стенами (требование к конструктивным особенностям).



Для выравнивания неравномерной осадки устраивают сплошные ж/б фундаменты в виде плит.

4. Комплексная взаимозависимость факторов для решения задачи по устройству фундаментов.

При проектировании фундаментов рассматриваются **3** основных фактора:

1. **Что** (мы строим)?
2. **На чем** (мы строим)?
3. **Как** (мы строим)?

Необходимо рассматривать все 3 фактора в комплексе.

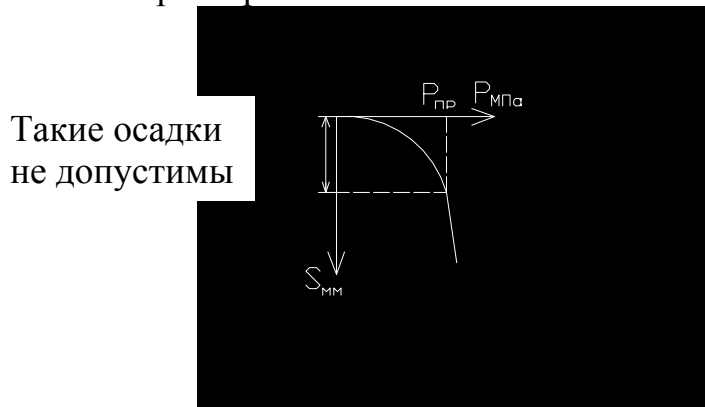
1. Какие конструкции, и каковы нагрузки?
2. Инженерно-геологические условия (но учитывается и первый фактор). Возможен даже перенос проектируемого сооружения из-за грунтовых условий. Проектирование места с учетом экономии.
3. Способ производства работ (зависит от 1 и 2 фактора и также влияет на них). (Главное – не нарушать структуру грунта).

Лекция 15.

Проектирование фундаментов по предельным состояниям

До 1962 г. фундаменты проектировали по допускаемым нагрузкам, а затем перешли к проектированию по предельным состояниям.

Сейчас в расчете оснований рассматриваются их предельные состояния по несущей способности (первое предельное состояние, согласно СНиП 2.02.01-83*) и по деформациям (второе предельное состояние). При этом оба вида указанных состояний между собой, как правило, не совпадают. Часто оказывается, что несущая способность грунтов по устойчивости еще далеко не исчерпана, а в осадках фундаментов уже достигнуто предельное состояние их развития. Поэтому расчет оснований по деформациям обычно считается основным, а расчету устойчивости грунтов чаще придают проверочный характер.



$P_{пр}$ – очень большое значение и не удовлетворяет величине предельно-допустимых осадок.

$$S \leq S_U$$

S – ожидаемая совместная осадка сооружения и основания по расчету;

S_U – предельно допустимая осадка основания и сооружения.

Величина $S_U = f$ (чувствительности здания, технологических, архитектурных требований).

Пример технологических требований - фундамент турбогенератора

$L = 40 - 50$ м; $S_{пр.}$ – имеет min значение, т.к. даже при толщине плиты

$h = 1$ м и $L = 50$ м конструкция все равно будет гибкой, испытывая про-

гиб  или выгиб  И такие деформации приводят к выводу машины из строя.

На величину S – влияет жесткость сооружения, уменьшая неравномерные осадки, однако до настоящего времени жесткость сооружения в расчет обычно не учитывается – что идет в запас расчета.

Под S – может быть: - абсолютная осадка;

- средняя осадка; (S_{cp})
- разность осадок; (ΔS)
- крен;
- прогиб
- выгиб; кривизна; угол закручивания;
- горизонтальные смещения.

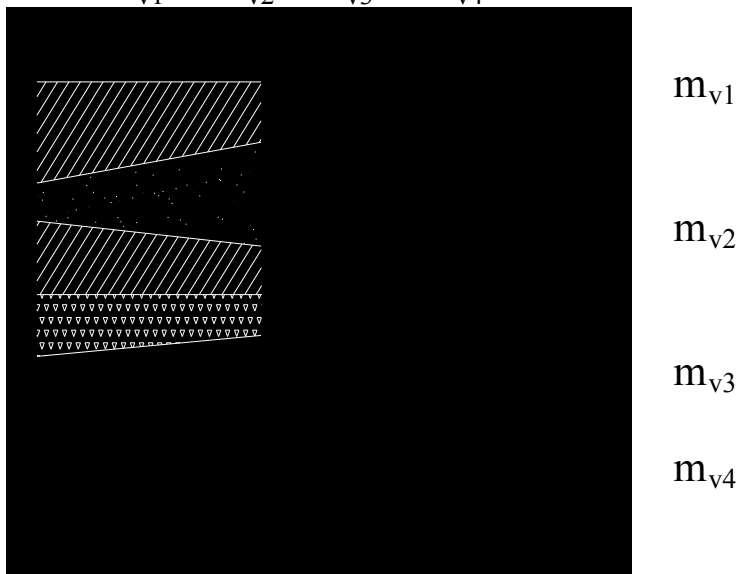
$$S_{cp} = (a_1 F_1 S_1 + a_2 F_2 S_2 + \dots + a_n F_n S_n) / (a_1 F_1 + a_2 F_2 + \dots + a_n F_n)$$

где a_1, a_2, a_n - количество одинаковых фундаментов, имеющих площади F_1, F_2, F_n - соответственно.

S_1, S_2, S_n – подсчитанные осадки.

Опыт строительства показывает, что легкие здания в однородных грунтах при согласованном залегании слоев, сжимаемость которых с глубиной уменьшается, получают осадки в 2-3 раза меньше предельных, и тогда нет необходимости рассчитывать осадку.

$$m_{v1} > m_{v2} > m_{v3} > m_{v4}$$



Необходимым и достаточным условием здесь будет выполнение неравенства:

$$P < R$$

где P – фактическое среднее давление грунта под фундаментом;

R – расчетное сопротивление грунта основания

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

где, γ_{c1} – коэффициент работы грунтового основания (1,1 – 1,4)

γ_{c2} – коэффициент работы здания или сооружения во взаимодействии с основанием (1,1...1,4 для здания с жесткой конструктивной схемой; 1 – для здания с гибкой конструктивной схемой).

k – коэффициент надежности (1,1 – при определении характеристик грунтов по косвенным данным); (1 – при определении характеристик грунтов по непосредственным данным).

$M\gamma$; Mq ; Mc – эмпирические коэффициенты, зависящие от Φ_{II} (расчетное значение угла внутреннего трения).

b – меньшая сторона подошвы фундамента (м);

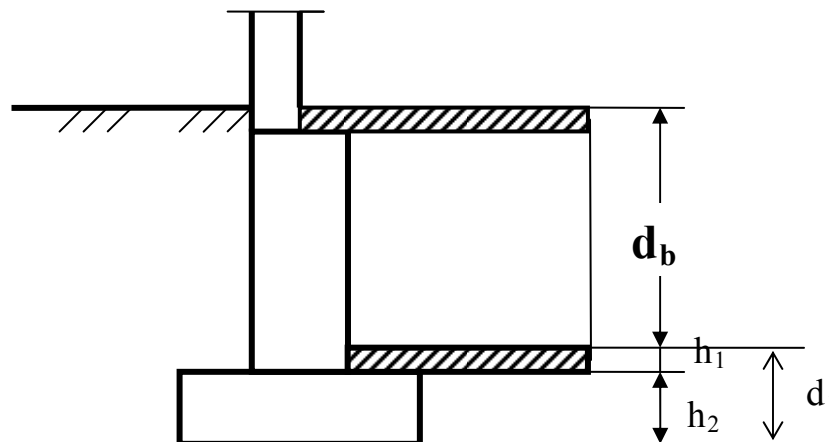
γ_{II}' – осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунта, залегающего выше отметки подошвы фундамента;

γ_{II} – то же, но залегающего ниже подошвы фундамента;

c_{II} – расчетное значение удельного сцепления;

d_b – глубина подвала (м);

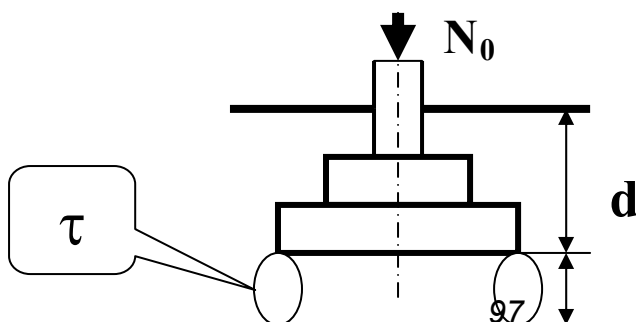
d_1 – глубина заложения фундаментов без подвальных сооружений; приведенная глубина заложения для зданий с подвалом.



$$d_1 = h_2 + h_1 \gamma_n / \gamma_{II}$$

γ_n – удельный вес конструкции пола подвала

R – расчетное сопротивление грунта основания, это такое давление, при котором глубина зон пластических деформаций (τ) равна $1/4b$.



1/4b

Использование данной формулы:

1. Конструктивно задаемся шириной фундамента **b**
2. По характеристикам грунта определяем **R**
3. Сравниваем **R** и **P**

$$P=(N_0+N_{\phi}+N_{гр})/A$$

$$N_{\phi} + N_{гр} = b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{ср} = A \cdot d \cdot \gamma_{ср}$$

Тогда

$$P = \frac{N_0}{A} + d \cdot \gamma_{ср}$$

$\gamma_{ср}$ – средний удельный вес фундамента и грунта на его уступах

$\gamma_{ср} = 20 \dots 22$ (кН/м³) - для зданий без подвала; $16 \dots 19$ (кН/м³) - для здания с подвалом.

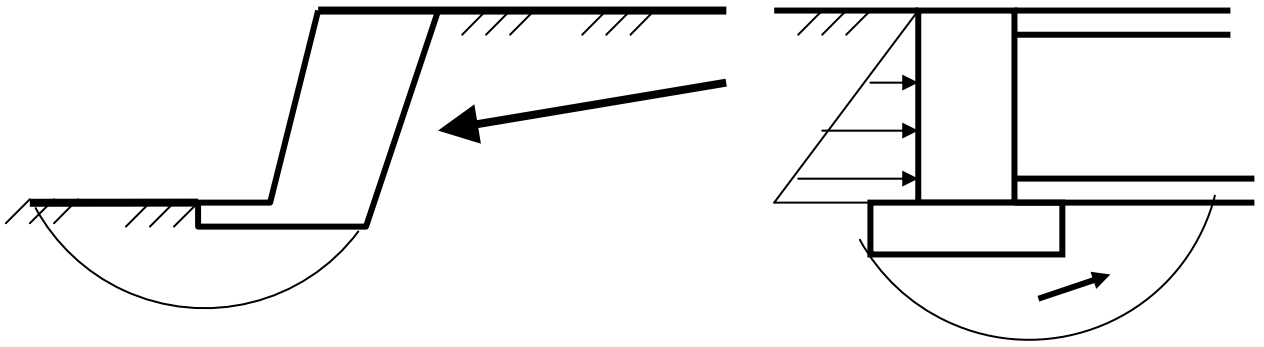
Для зданий III и IV класса можно не вычислять R, а принимать это значение по таблице СНиП 2.02.01-83. Там собраны и обобщены опытные данные, начиная с Российской империи.

В таблицах СНиП R_0 – называется условным расчетным сопротивлением (обычно используется для зданий с $b = 0,6 \dots 1,5$ м и $d = 1 \dots 2,5$ м для грунтов, у которых сжимаемость с глубиной не увеличивается и пласты залегают горизонтально).

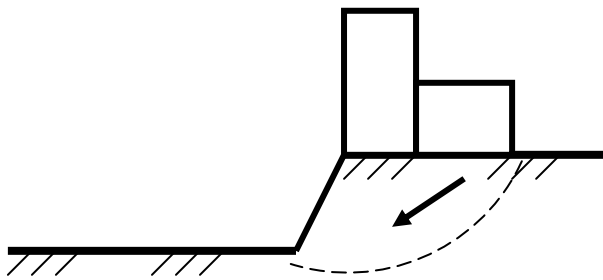
Проектирование по предельному состоянию по устойчивости, несущей способности
(первое предельное состояние)

Условия расчета

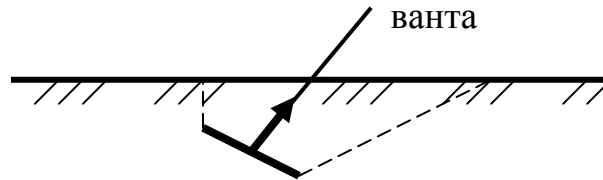
1. Наличие постоянно действующей горизонтальной составляющей.



2. Основание ограничено нисходящими откосами.



3. При проектировании анкерных фундаментов.



4. При наличии в основании скальных пород.

Расчет оснований по несущей способности

$$F \leq \gamma_c F_u / \gamma_q$$

F – расчетная нагрузка на основание при наиболее невыгодной комбинации нагружения; F_u – несущая способность основания (сила предельного сопротивления основания); γ_c – коэффициент условия работы основания; γ_q – коэффициент надежности ($\geq 1,2$ – в зависимости от ответственности здания и сооружения)

Для скальных грунтов

$$N_u = R_c \cdot b' l'$$

R_c – расчетное значение временного сопротивления образца скального грунта сжатию в водонасыщенном состоянии.

N_u - вертикальная составляющая силы предельного сопротивления.

$b' l'$ - приведенные ширина и длина фундамента

$$\left. \begin{aligned} b' &= b - 2e_b \\ l' &= l - 2e_l \end{aligned} \right\} e_b, e_l - \text{эксцентриситеты приложения всех нагрузок по осям фундамента}$$

Для однородных нескальных грунтов несущую способность находят аналитически

$$N_u = b' l' (N_\gamma b' \gamma_I \xi_\gamma + N_q d \gamma_I \xi_q + N_c c_I \xi_c)$$

$$\left. \begin{aligned} N_\gamma &= \lambda_\gamma i_\gamma n_\gamma \\ N_q &= \lambda_q i_q n_q \\ N_c &= \lambda_c i_c n_c \end{aligned} \right\} \lambda_\gamma, \lambda_q, \lambda_c \text{ — по таблице СНиП 2.02.01-83}$$

i_γ, i_q, i_c – коэффициенты влияния угла наклона нагрузки

n_γ, n_q, n_c - коэффициенты влияния соотношения сторон прямоугольного фундамента

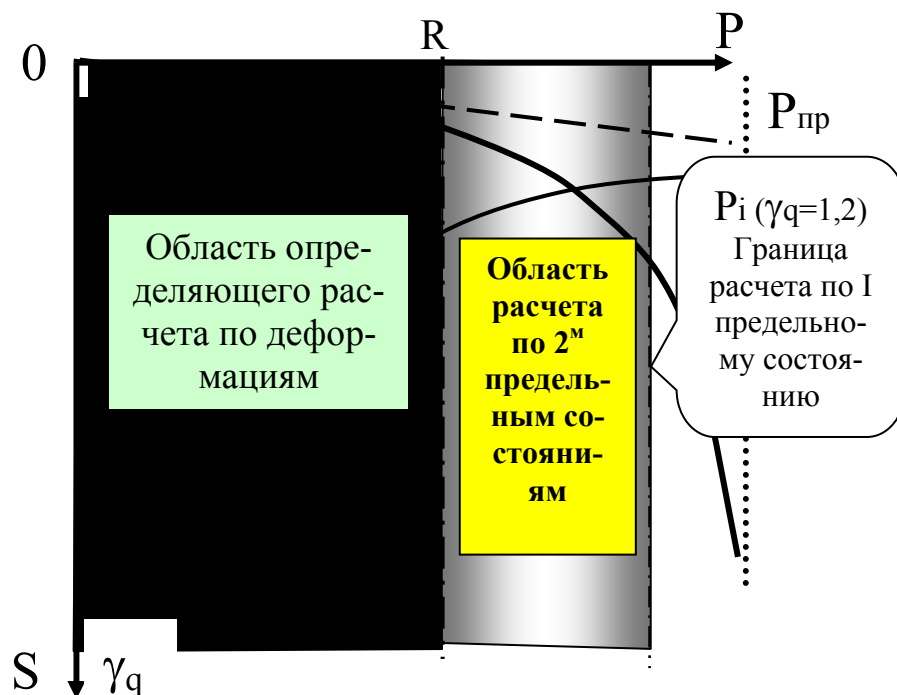
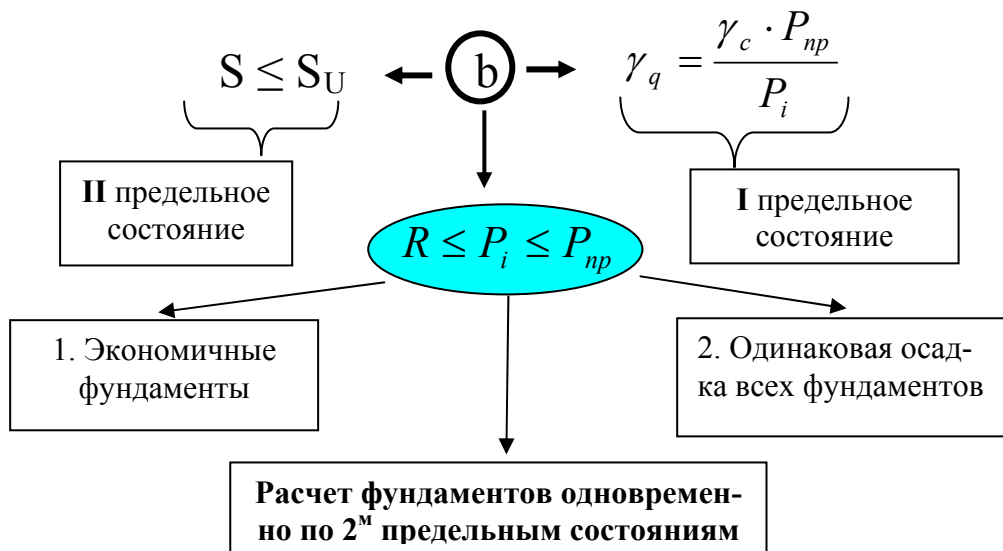
Графоаналитический метод определения N_u с построением кругло цилиндрических поверхностей скольжения – применяется если:

- основание сложено неоднородными грунтами;
- величины пригрузок с разных сторон фундамента отличаются, > чем на 25%.

Недостатки проектирования фундаментов по R:

Выравнивание давления приводит к разной ширине подошвы фундамента и разной величине активной сжимаемой толще, значит и к разным (неравномерным) осадкам.

Правильнее проектирование вести по заданной (одинаковой) величине осадки с проверкой расчета по первому предельному состоянию, или расчет одновременно по двум предельным состояниям.



Лекция 16.

Выбор глубины заложения фундаментов

При проектировании фундаментов (т.е. определения основных его размеров) необходимо обеспечить надежное существование сооружений.

Деформации оснований значительно больше деформаций конструкций здания ($1/100$; $1/200$; $1/300$ – пролета конструктивного элемента).

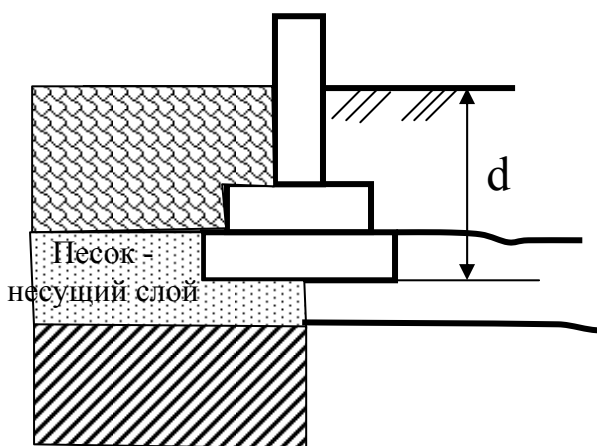
Осадки же фундаментов могут определяться десятками сантиметров. ($S_u = 30$ см – для сооружений дымовых труб.)

Данное обстоятельство объясняется тем, что свойства грунтов значительно отличаются от подобных характеристик других строительных материалов:

для грунта $E_0 = 2 \dots 200$ МПа
 для конструкций $E = 600 \cdot 10^3$ МПа } т.е. грунт во много раз более деформируемый материал, и от его деформаций зависит состояние надземных конструкций.

Выбор глубины заложения фундаментов – очень важный момент в проектировании фундаментов.

Это определение прежде всего несущего слоя (пласта) грунта.



Нужно ли заглублять фундаменты?

1. Верхние грунты, как правило, слабые (почвенный слой + органические вещества).
2. Верхние слои грунта систематически получают перемещения (пучение, усадка, набухание)
3. Верхние слои грунта могут разрушаться, терять свою

прочность. (Пример – алевралиты г. Братска)

$P = 200$ МПа

в сухом состоянии -
- скальная порода

$P = 8$ МПа

во влажном
состоянии

В открытом котловане алевралит через несколько дней превращается в щебень...дресву...суглинок.

Происходит так называемый процесс выветривания; изменение механических характеристик грунта, что приводит к неожиданным неравномерным осадкам.

Глубина заложения фундаментов определяется 3^{мя} факторами:

- I. Инженерно-геологическими условиями.
- II. Климатическими особенностями района строительства.
- III. Конструктивными особенностями возводимого здания, а также соседних сооружений.

I. Инженерно-геологические условия

(На каждой площадке они разнообразны - специфичны).

Инженерно-геологические изыскания предоставляют в распоряжение проектировщиков – разрез (профиль).

Все инженерно-геологические условия на строительной площадке можно свести к трем схемам:

1-схема



Однородный хороший (надежный) грунт (обеспечивает надежное существование проектируемого сооружения).

Как определить слабый грунт или надежный (прочный)?

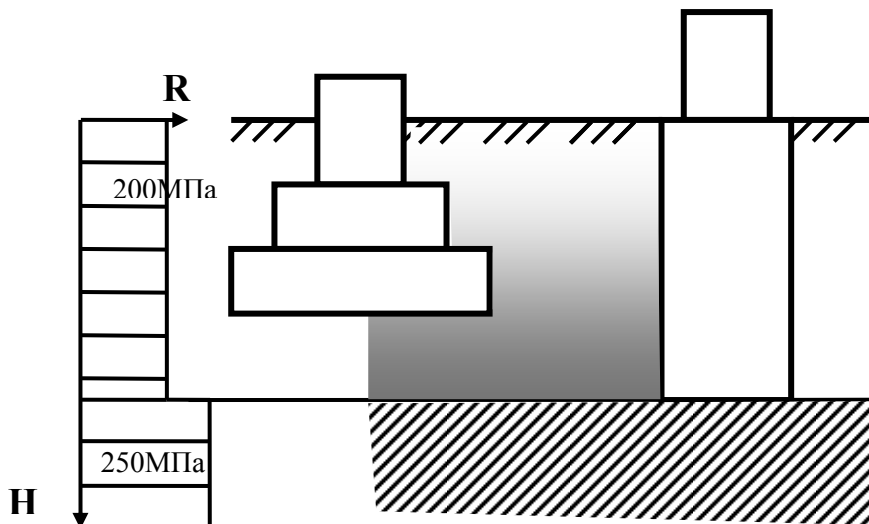
Если $R \leq 0,1 \text{ МПа}$
 $W \geq W_T; e > 0,7$
 $S > S_u; E_0 < 8 \text{ МПа}$ } как правило слабый грунт.

Но это еще зависит и от возводимого сооружения.

При $E_0 = 10 \text{ МПа}$ – для пяти этажного здания – надежный грунт

При $E_0 = 10 \text{ МПа}$ – для высотных зданий (10...16 этажей) - ? (необходимо принимать решение в зависимости от вида нагружения).

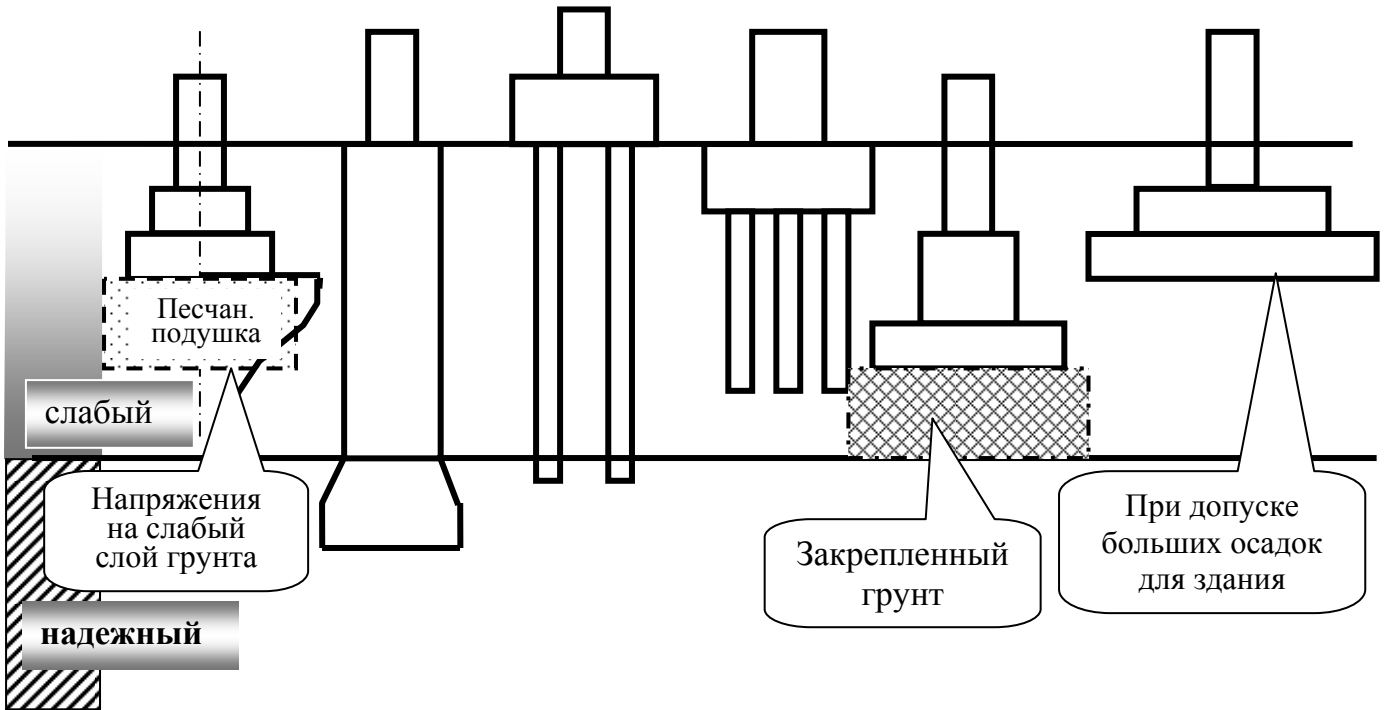
Напластование грунтов обычно бывает слоистое.



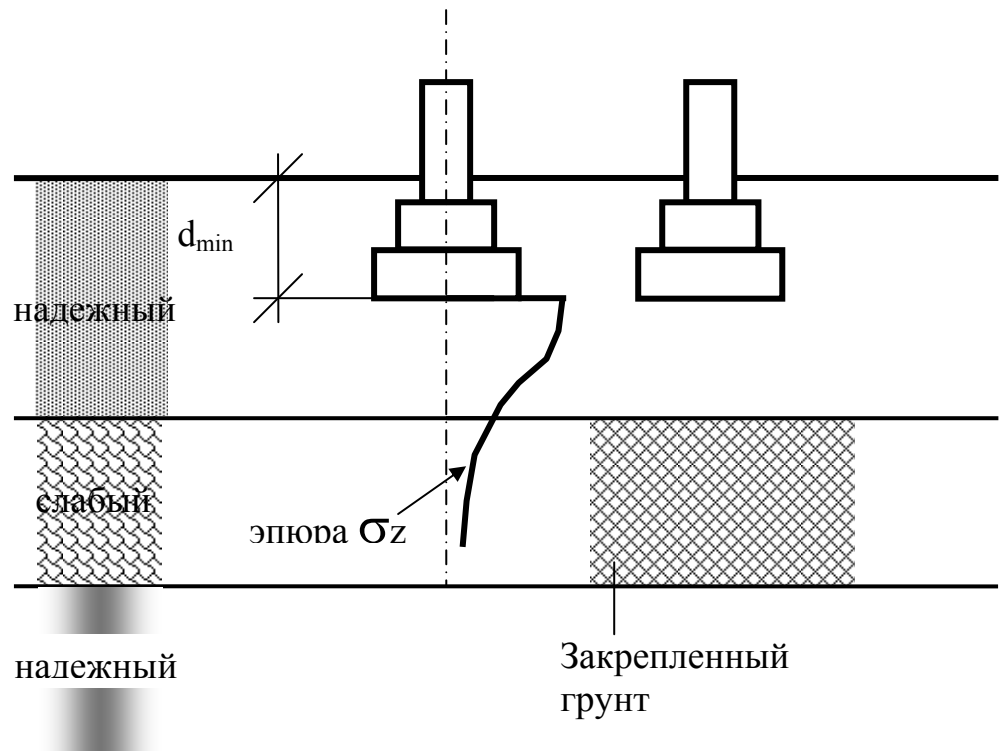
Оба слоя надежные, на какой ставить фундамент?
 Здесь уже вопрос должен решаться экономически (Т.Э.П.)

2-схема (С поверхности залегает **слабый** грунт, который на некоторой глубине подстиляется **надежным**).

Примерные варианты по глубине заложения фундаментов (меры по улучшению свойств основания):



3-схема
(слоистое напластование грунтов)



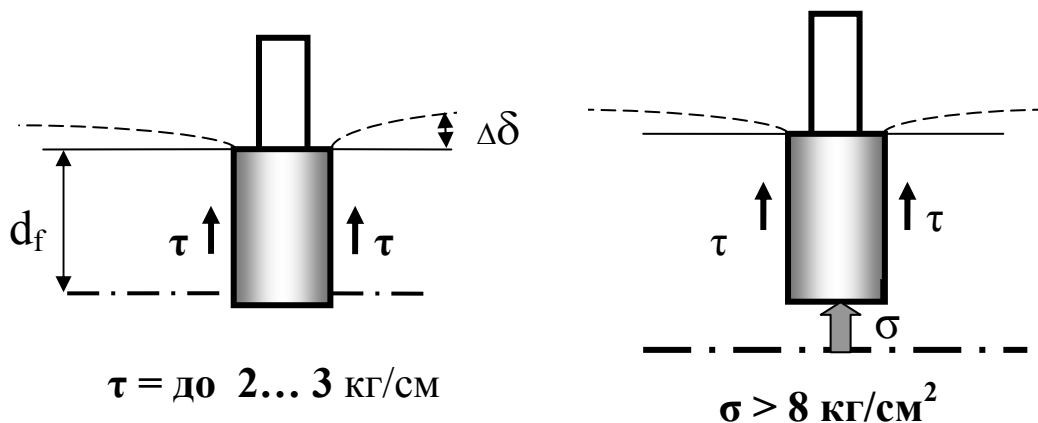
Такой геологический разрез может иметь несколько напластований по глубине.

Все варианты фундаментов 2-схемы применимы и для 3 схемы.

При реальном напластовании грунтов возможно множество комбинаций в вариантах глубины заложения фундамента.

II. Климатические особенности района

При промерзании грунта вода, заполняющая поры между частицами, расширяется и деформирует грунт, выпучивая его кверху.



τ – касательные силы пучения; σ – нормальные силы пучения; d_f - расчетная глубина промерзания грунта; $\Delta\delta$ - пучение поверхности грунта.

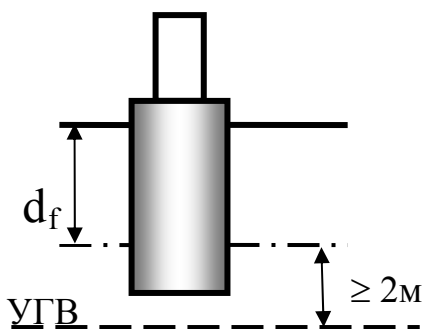
Пучению подвержены пылеватые пески, суглинки и глины – мягкопластичные и текучие.

Глинистые грунты могут не испытывать пучения при низком У.Г.В.

$$(H_{\text{УГВ}} \geq d_f + 2M)$$

и при нахождении их в твердом и полутвердом состоянии, т.е. при

$$W < W_P + 0,25J_P; \quad J_L < 0,25$$



$$W < W_P + 0,25J_P$$

При такой влажности пучение происходит $\sim 1\%$ - что считается незначительным и в расчет не принимается. Однако при проектировании необходимо учитывать, что влажность W , определенная при изыскании, в процессе строительства может изменяться (снятие травяного

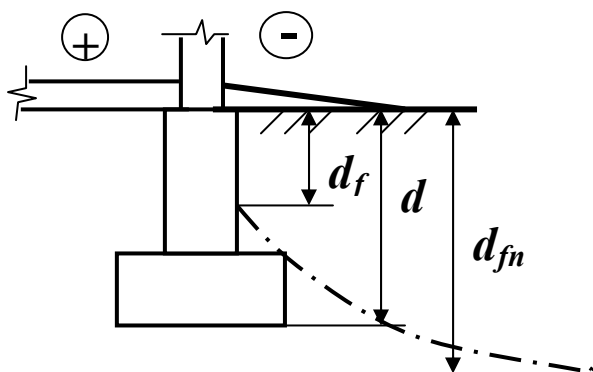
покрова, нарушение естественного стока и т. п.). Очень часто влажность грунтов возрастает со временем или поднимается УГВ. В этом случае непучинистые грунты могут переходить в категорию пучинистых.

Поэтому необходимо осторожно подходить к решению (определению) $d_{\text{залож. фонд.}}$ в глинистых грунтах.

Если грунты пучинистые, то фундамент нужно закладывать ниже расчетной глубины промерзания.

$$d > d_f$$

где d_f – расчетная глубина сезонного промерзания грунта – это глубина промерзания около возводимого фундамента.



$d_f = f$ (температуры помещения, высоты фундамента и т.д.)

$$d_f = k_h d_{fn}$$

d_{fn} – нормативная глубина сезонного промерзания грунта (среднее значение максимальной глубины промерзания за 10 лет под очищенной от снега поверхностью).

$$d_{fn} = d_o \sqrt{|\sum M_t|}$$

← Только при $d_{fn} \leq 2,5$ м

$k_h = 0,4 \dots 1,1$ – коэффициент влияния теплового режима зданий на промерзание грунта у наружных стен.

При $d_{fn} > 2,5$ м – необходим теплотехнический расчет.

M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений отрицательных среднемесячных температур за зиму в данном районе.

d_o – коэффициент, зависящий от свойств грунта;

$d_o = 0,23$ – глина, суглинок

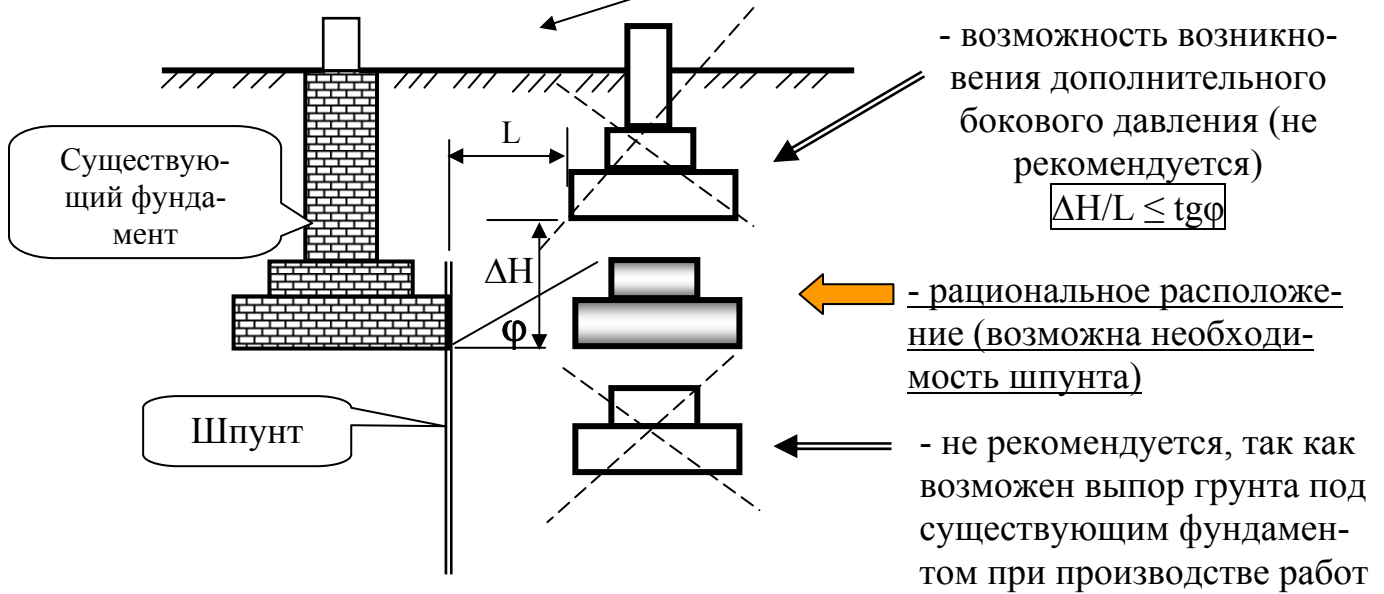
$d_o = 0,28$ – супесь, мелкий песок

$d_o = 0,30$ – крупный песок, гравий

Для Европейской территории нашей страны d_{fn} – можно определить по карте.

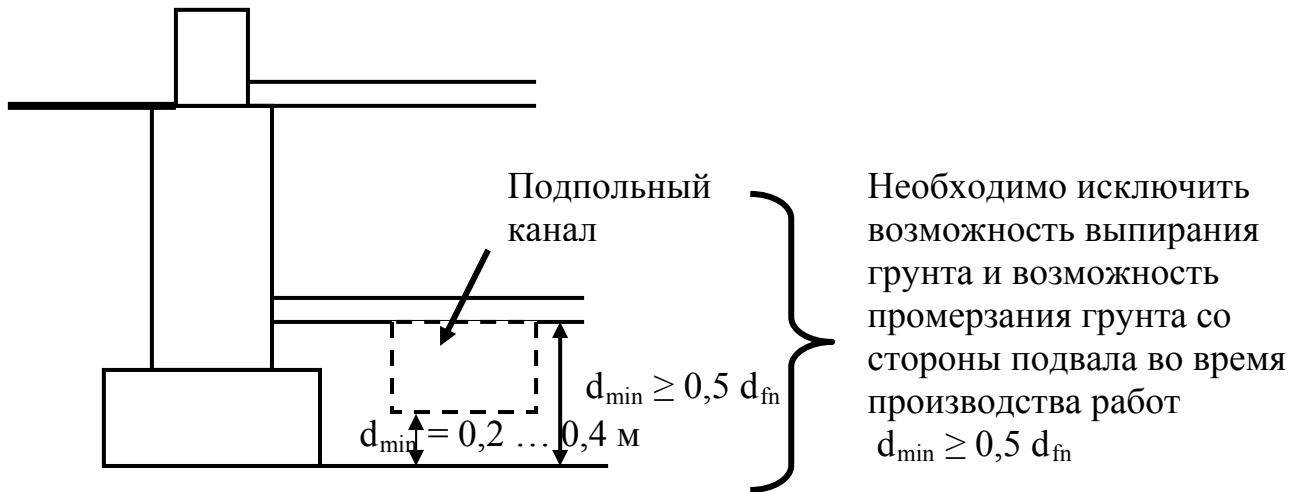
III. Конструктивные особенности возводимого здания, а также соседних сооружений.

1. Наличие фундаментов существующих (примыкающих) зданий.
2. Наличие фундаментов под оборудования.
3. Наличие тоннелей и коммуникаций.
4. Наличие подвала.
5. Способ производства работ

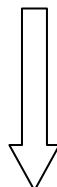


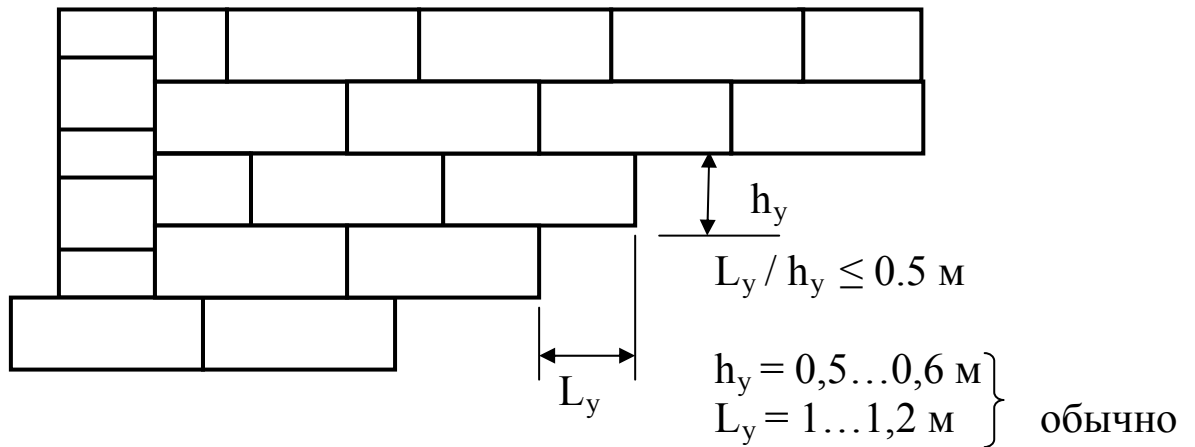
Аналогично и влияние фундаментов существующего оборудования.

3 4



Если фундамент закладывают на различную глубину (наружные и внутренние стены), то необходим постепенный (плавный) переход от одной глубины к другой.



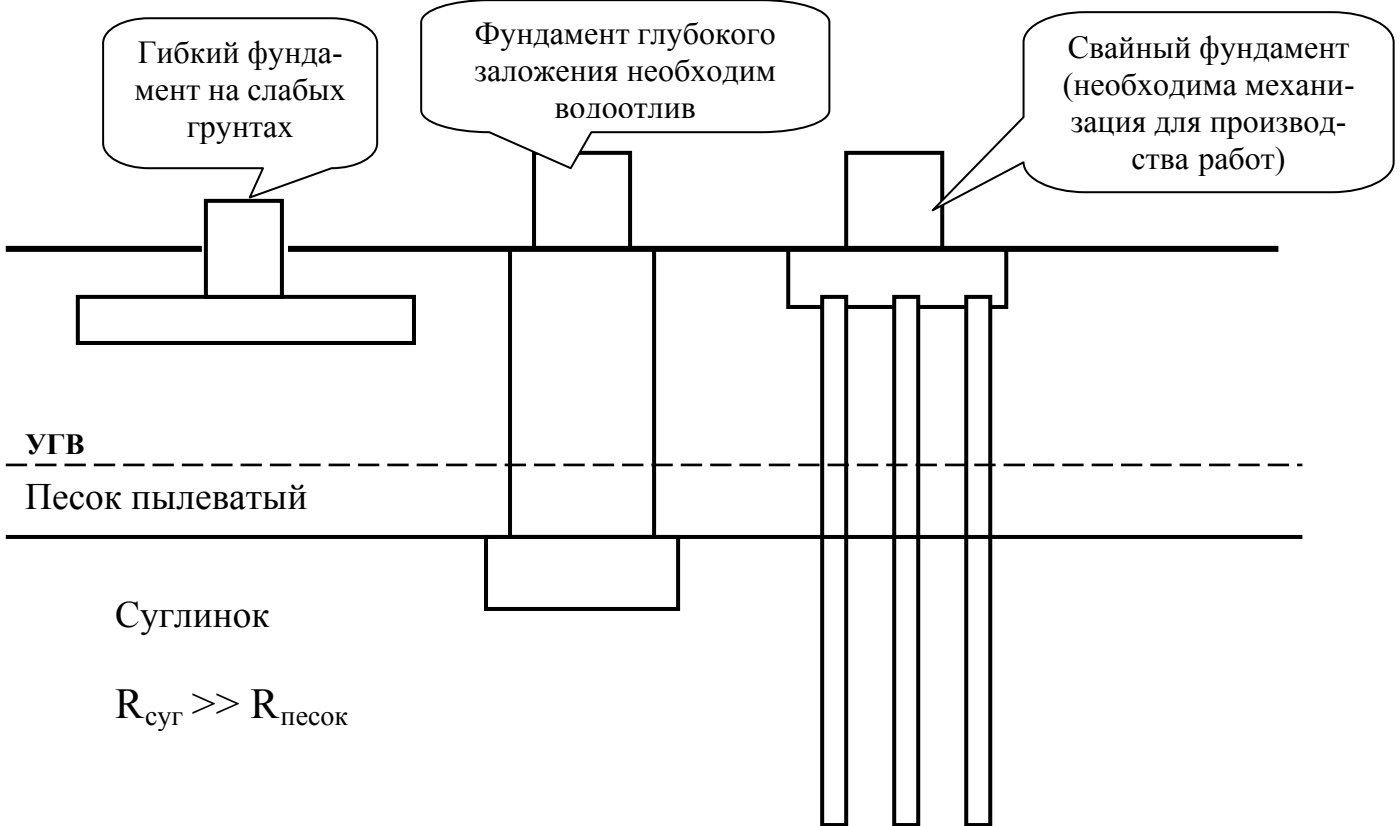


5) На глубину залегания фундамента влияет так же и способ производства работ

Производство работ \longleftrightarrow d

Необходимость удовлетворения требований:

- 1 – сохранность структуры грунта;
- 2 – учет возможности строительной организации;
- 3 – обеспечить максимум сборных и механизированных работ.



Лекция 17.

Расчет оснований и фундаментов

Определяющим расчетом - является расчет оснований по деформациям (**ограничение развития осадок**).

Как в этом случае рассчитать фундамент?

Расчет фундамента – это, прежде всего нахождение его размеров b, ℓ (d – уже известно (см. ранее)) – их определяют из предварительного расчета.

$S \leq S_{u,s}$ → $P \leq R$ Если $S \leq 0,4S_{u,s}$, то можно увеличить давление под подошвой до величины $1,2R$, но при этом $S \leq 0,5S_{u,s}$ (условия СНиП)

$$R = \frac{\gamma_{c1} \times \gamma_{c2}}{K} \left[M_{\gamma} \times \kappa_Z \times b \times \gamma_{II} + M_q \times d_1 \times \gamma'_{II} + (M_q - 1) \times d_b \times \gamma'_{II} + M_c \times C_{II} \right]$$

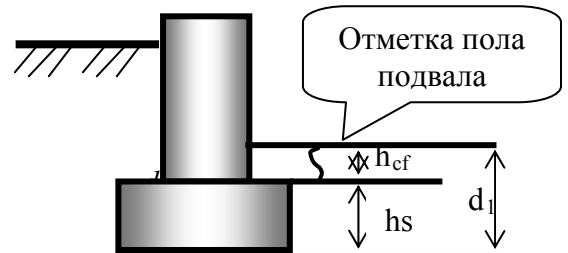
d_1 - глубина заложения фундаментов без подвальных сооружений.

$$d_1 = h_s + h_{cf} \times \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}}$$

- приведенная глубина заложения фундамента для зданий с подвалом

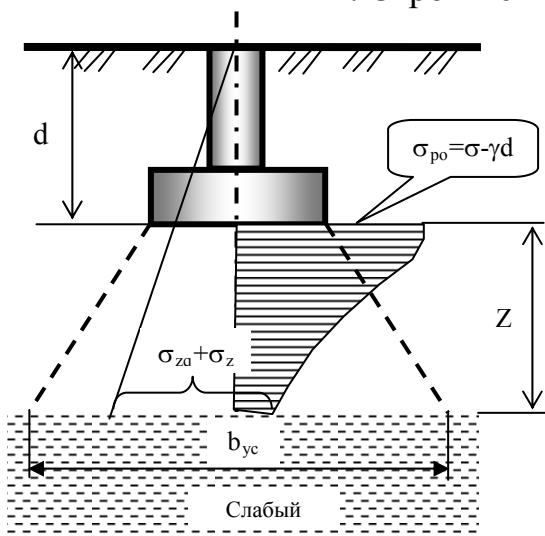
d_b - глубина подвала $\leq 2m$, при $B \leq 20m$; $d_b = 0$ при $B > 20m$ (B – ширина подвала)

Как быть при слоистом напластовании грунтов и более слабом подстилающем слое?



Производим проверку несущей способности подстилающего слоя.

1. Строим эпюры σ_{zq} и σ_{zp} - на кровле слабого грунта



$$\sigma_{zq} + \sigma_{zp} \leq R_z \quad (1) \quad R_z - ?$$

$$A \times \sigma_{p_o} = A_{yc} \times \sigma_{zp}$$

$$A_{yc} = \frac{A \times \sigma_{p_o}}{\sigma_{zp}}$$

- условная площадь подошвы фундамента

2. Зная A_{yc} , находим $b_z \times l_z = A_{yc}$ -

подбираем, исходя из одинакового распространения давления во всех направлениях.

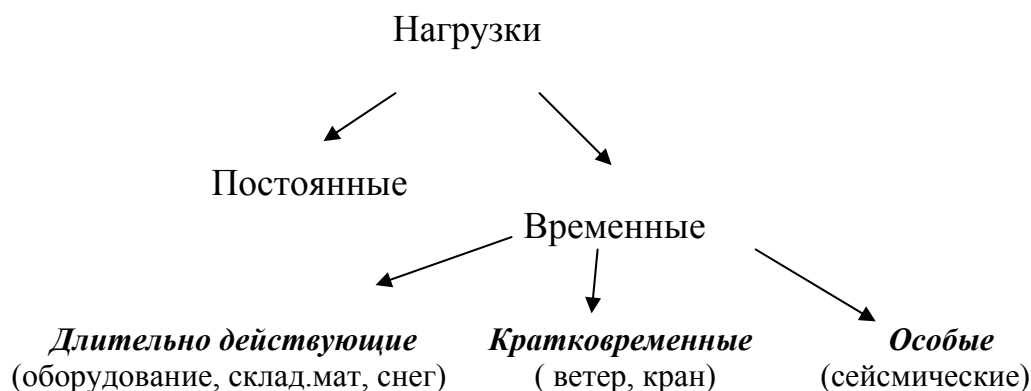
3. Такой прием дает возможность найти R_Z

$$R_Z = \frac{\gamma_{c1} \times \gamma_{c2}}{\kappa} \left[M_{\gamma_z} \times \kappa_z \times b_z \times \gamma_{II} + M_{q_z} \times d_{1z} \times \gamma'_{II} + (M_{q_z} - 1) \times d_b \times \gamma'_{II} + M_{c_z} \times C_{IIz} \right]$$

Далее осуществляется проверка неравенства (1) и в случае его не выполнения необходимо перепроектировать фундамент.

II. Нагрузки, действующие на фундамент.

При расчете по деформациям – необходимо рассматривать расчетные нагрузки с коэффициентом перегрузки равным 1.



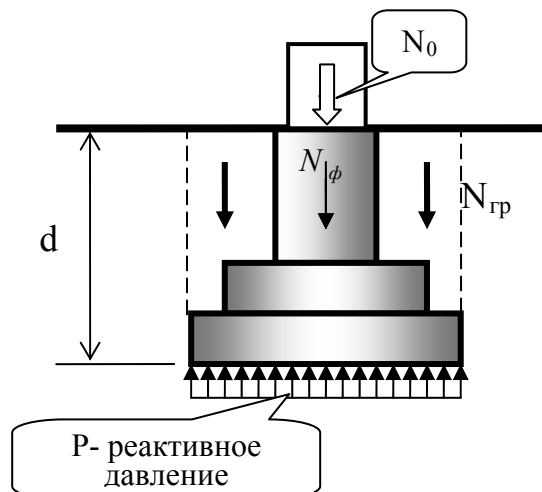
Используются 3 сочетания нагрузок:

1. Основное сочетание – согласно СНиП расчет оснований и фундаментов ведется только по этому сочетанию (**постоянные + временные** (длительно действующие)).
2. Дополнительное
3. Особое

Завышение и занижение нагрузок может привести к неравномерным осадкам во времени (см. раньше)

III. Предварительный расчет центрально нагруженного фундамента.

(Линия действия равнодействующих всех нагрузок проходит через центр тяжести подошвы фундамента).



Составляем условие равновесия:

$$N_o + N_\phi + N_{gp} - P \times A = 0$$

Отсюда:
$$A = \frac{N_o + N_\phi + N_{gp}}{P}$$

Принимаем:
$$P_{\max} = R$$

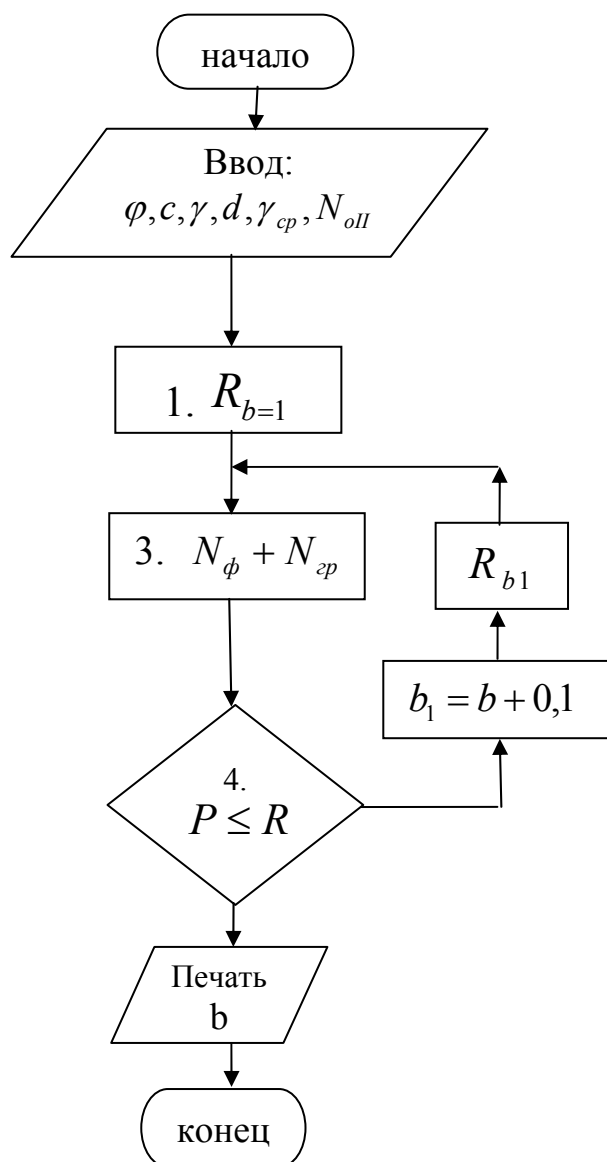
Для упрощения расчета принимаем, что
$$N_{gp} + N_\phi = A \times d \times \gamma_{cp},$$

$\gamma_{cp} \approx 20 \text{ кН/м}^3$, тогда подставляя в исходную формулу получим:

$$A = \frac{N_0}{R - \gamma_{cp} \times d},$$

где $\gamma_{cp} \times d$ - средняя интенсивность давления от веса фундамента и грунта на его обрезах,
 $(R - \gamma_{cp} \times d)$ - дополнительная величина давления, которую мы можем передать на грунт основания.

Принципиальная блок – схема расчета центрально нагруженного фундамента



$$1. R_{b=1} = \frac{\gamma_{c1} \times \gamma_{c2}}{K} [M_{\gamma} K_z b \gamma_{II} + \dots]$$

$$2. A = \frac{N_0}{R - \gamma_{cp} \times d} \rightarrow b$$

$$3. N_{\phi} + N_{zp} = A \times d \times \gamma_{cp}$$

$$4. P = \frac{N_0 + N_{\phi} + N_{zp}}{A} \leq R_b$$

Эти вычисления производим при известной R – которая сама зависит от A .

$R = f(A)$; следовательно, данную задачу можно решить методом последовательных приближений.

Найдя A – подбирают размеры сторон фундамента $b \times l = A$.

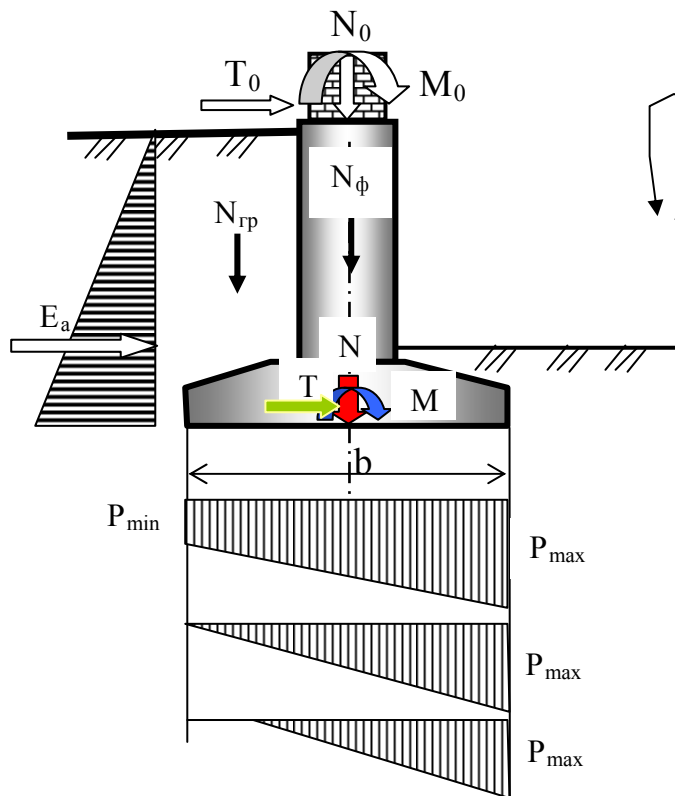
После этого расчета производят конструирование фундамента (толщину подошвы фундамента и высоту ступеней – рассчитывают методом ж/б конструкций).

IV. Проектирование внецентренно нагруженных фундаментов.

Все силы, действующие по обрезу фундамента, приводим к 3^М составляющим в плоскости подошвы фундамента N, T, M .

1. Определяем составляющие N, T, M .

запись в самом общем случае



$$\left. \begin{aligned} N &= N_o + N_\phi + N_{гр} \\ M &= M_o + M_T + M_{гр} + M_\phi + M_{Eo} + M_N \\ T &= T_o + E_a \end{aligned} \right\}$$

Определив размеры фундамента, как для центрально нагруженного - (I приближение), и зная его площадь A , найдем P_{\max}^{\min} .
(На сдвиг считаем, что фундамент устойчив).

Из сопротивления материалов известно:

$$P_{\max}^{\min} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Для фундамента прямоугольной формы подошвы:

$$A = b \times l; \quad M = N \times e;$$

$$W = \frac{l \times b^2}{6}; \quad e = \frac{M}{N}.$$

$$P_{\max}^{\min} = \frac{N}{b \times l} \pm \frac{N \times e \times 6}{b^2 \times l} = \frac{N}{b \times l} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{b} \right), \quad l - \text{большой размер фундамента (сторона фундамента, в плоскости которой действует момент).}$$

$$P_{\max}^{\min} = \frac{N}{A} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{b} \right)$$

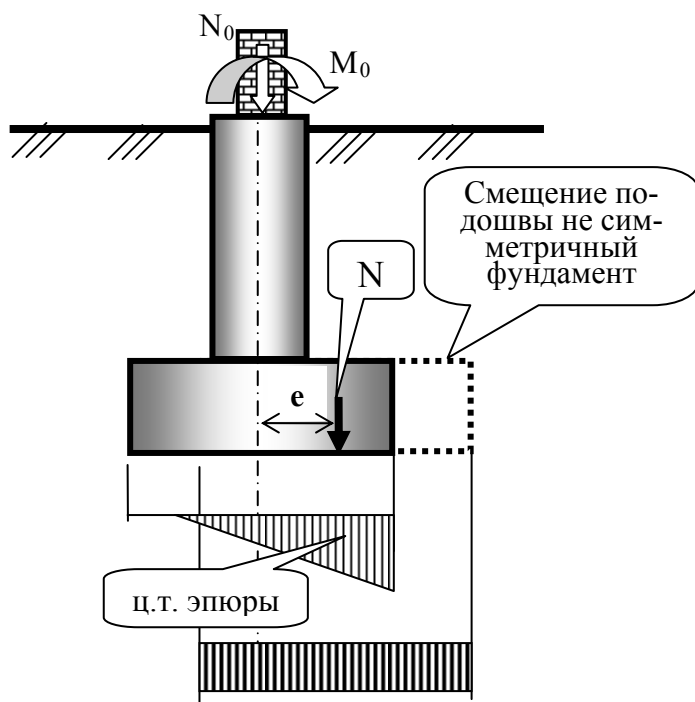
Согласно СНиП $\frac{P_{\min}}{P_{\max}} \geq 0,25$ - при наличии крановой нагрузки

$\frac{P_{\min}}{P_{\max}} \geq 0$ - для всех фундаментов, т.е. отрыв подошвы недопустим

R - определяется исходя из условия развития зон пластических деформаций с 2^х сторон фундамента, при наличии же эксцентриситета e – пластические деформации будут с одной стороны. Поэтому $P_{\max} \leq 1,2R$ - при этом $P_{cp} \leq R$.

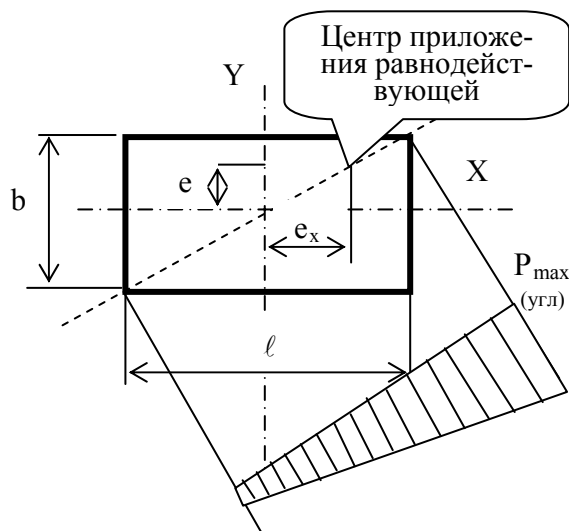
Если же происходит отрыв подошвы, т.е. $P_{\min} < 0$, то

- Необходимо уменьшить e – путем проектирования несимметричного фундамента (смещение подошвы фундамента).



1. Точку приложения равнодействующей принимаем в центре тяжести эпюры.
2. относительно данной точки проектируем новый не симметричный фундамент (смещают только подошву фундамента).

Приходится решать задачу и при действии 2^х моментов.

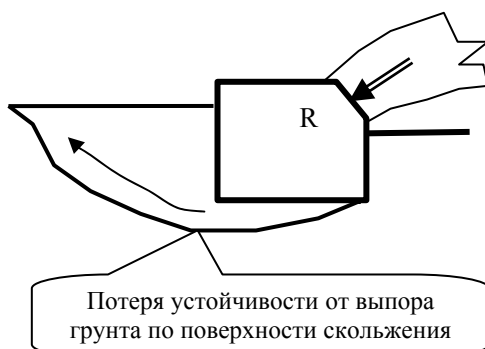
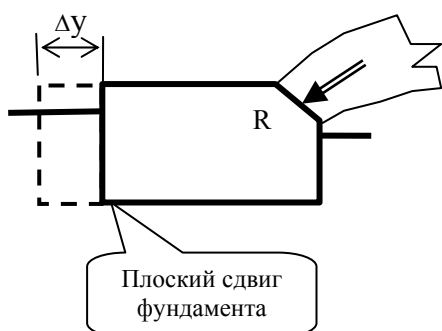


Тогда:

$$P_{\max(\text{угл})}^{\min} = \frac{N}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{l} \pm \frac{6e_y}{b} \right)$$

Если $P_{\min} < 0$, то здесь также можно проектировать несимметричный фундамент.

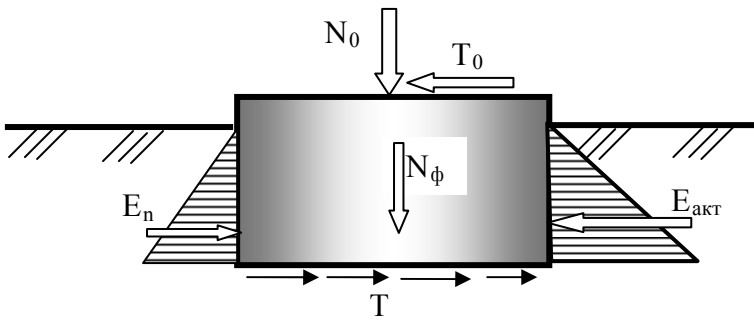
Расчет фундамента при горизонтальной нагрузке.



В этом случае возможен:

- сдвиг фундамента;
- потеря устойчивости от выпирания грунта.

Расчет устойчивости фундамента при плоском сдвиге.



Для того чтобы возник \$E_n\$ величина \$\Delta U\$ - должна быть достаточно большой (\$\approx 30\$ см), поэтому в расчетах \$E_{пос}\$ не учитывают. \$E_{акт}\$ - так же не учитывают, так как оно действует с двух противоположных сторон (взаимное уравнивание).

$$T = N_0 \times f + N_\phi \times f, \text{ где } f - \text{коэффициент трения фундамента по дошве о грунт.}$$

Коэффициент устойчивости - $\eta_{уст.} = \frac{\text{Удержив. силы}}{\text{Сдвигающ. сила}} = \frac{N_0 \times f + N_\phi \times f}{T_0},$

$\eta_{уст.} = 1,05 \div 1,3$ (в зависимости от характера нагрузок и ответственности сооружения).

Если $\eta_{уст.}$ - недостаточен, что делать?

Поступают так:

- задаются $\eta_{уст.}$ и определяют N_ϕ – требуемый вес фундамента.

$$N_\phi = \frac{\eta_{уст.} \times T_0 - N_0 \times f}{f}, \text{ иногда этот вес может быть очень большим.}$$

Для увеличения веса при больших сдвигающих силах прибегают в мостостроении к устройству декоративных скульптур.

Но иногда учитывают и трение на боковой поверхности

$$N_\phi = \frac{\eta_{уст.} \times T_0 - N_0 \times f - 2 \times E_{бок.} \times f}{f}$$

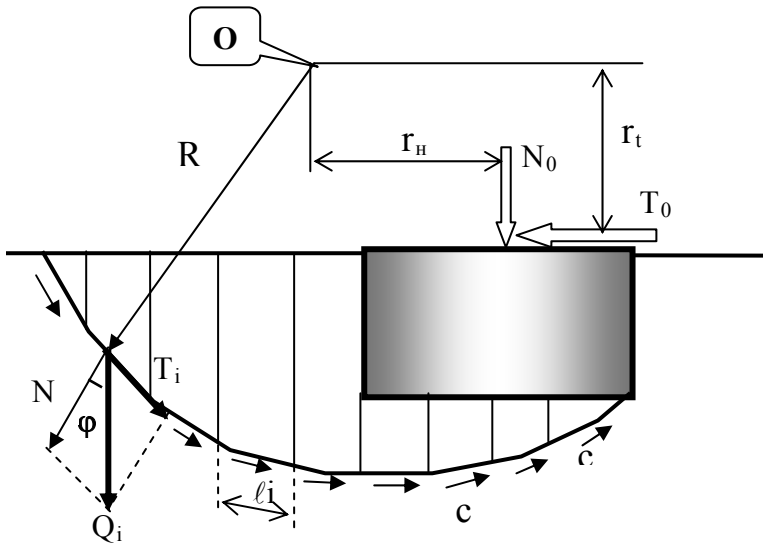
Устойчивость фундамента вместе с массивом грунта (глубокий сдвиг).

Согласно теории предельного равновесия:

$$P_y = N_\gamma \times \gamma \times b + N_q \times \gamma \times h + N_c \times c - \text{ см. механику грунтов.}$$

Аналитическое решение довольно сложно, поэтому часто пользуются геометрическим решением, предполагая потерю несущей способности по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения.

Задача аналогична устойчивости откоса.



Точка O – точка вращения круглоцилиндрической поверхности скольжения.

Коэффициент устойчивости:

$$\eta_{уст.} = \frac{M_{удер.}}{M_{сдвиг.}} \quad (\text{относительно точки } O)$$

$$M_{удер.} = R \sum_{i=1}^n N_i \operatorname{tg} \varphi_i + R \times N_0 \times \operatorname{tg} \varphi + R \sum_{i=1}^n C_i \times l_i$$

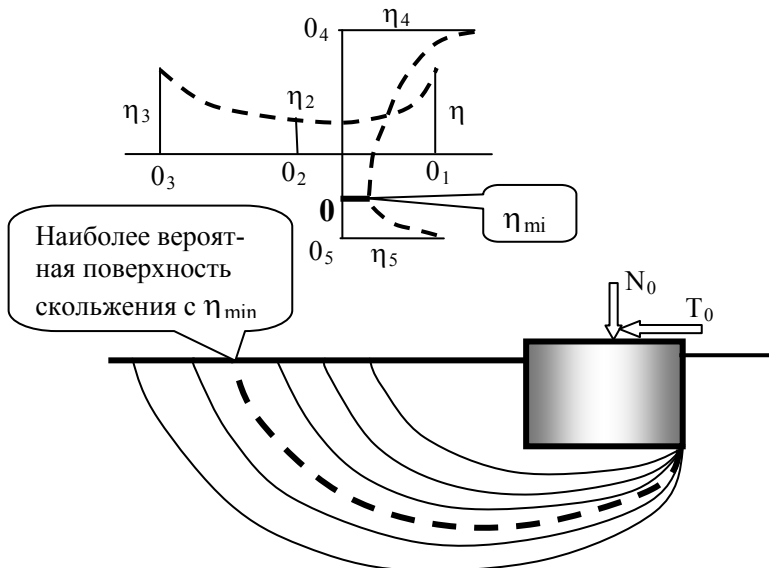
$$M_{сдв.} = N_0 r_H + T_0 r_t$$

Поскольку т. O . – мы выбрали произвольно, то необходимо найти наиболее опасный центр вращения?

Расчет производят методом последовательных приближений min 5 раз, с выявлением наиболее вероятной поверхности скольжения с

наиболее вероятной поверхности скольжения с

η_{\min} .



Наиболее вероятная поверхность скольжения с η_{\min}

Лекция 18.

Виды свай и свайных фундаментов

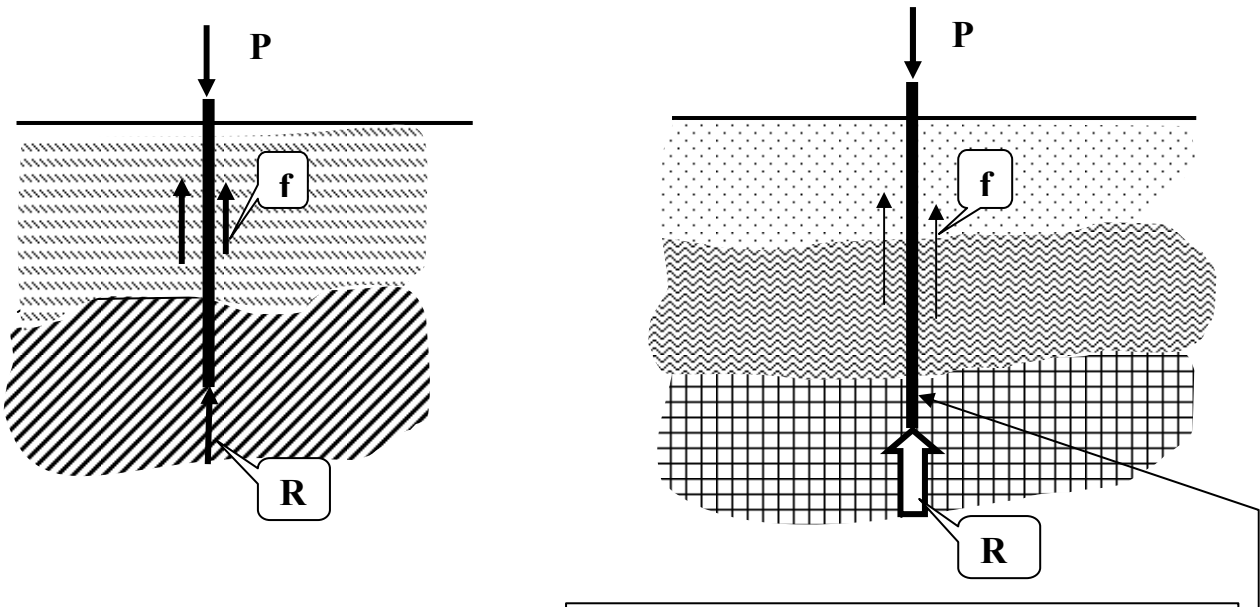
Свайей называется стержень, находящийся в грунте в вертикальном или наклонном положении и предназначенный для передачи грунту нагрузки от надфундаментной части сооружения.

Свая, находящаяся в грунте, воспринимает внешнюю нагрузку частично через боковую поверхность, а частично через острие (пята).

1. Типы свай.

По своей работе сваи разделяются:

1. на висячие (сваи трения); $f \geq R$ 2. сваи – стойки $R \gg f$



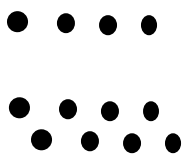
Сваями – стойками называются сваи, которые передают нагрузку через острие на практически не сжимаемые грунты

2. Размещение свай в плане

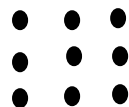
Одиночная свая



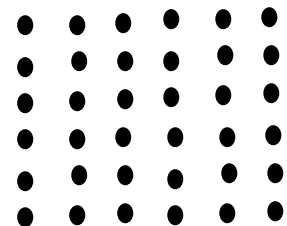
Рядовое



Куст свай

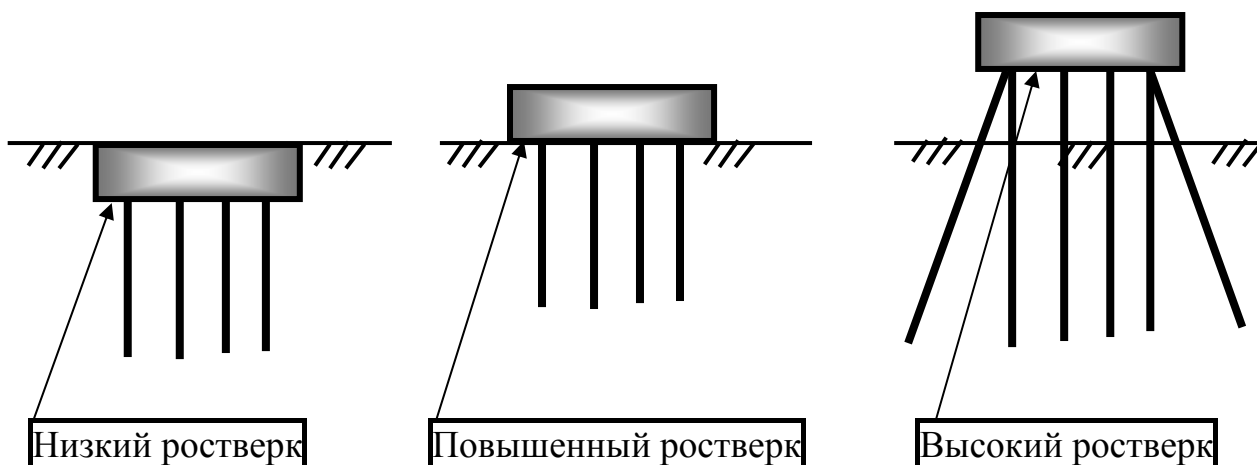


Свайное поле



3. Виды ростверков

Ростверк – бетонная или железобетонная плита, объединяющая головы свай.



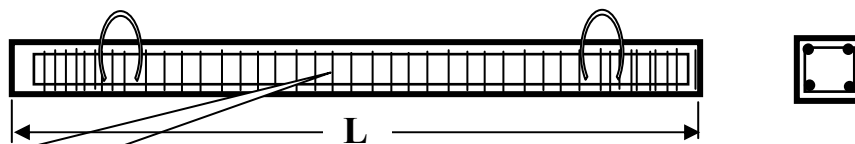
Свайный фундамент – это группа свай, объединенная ростверком.

Преимущество забивных свайных фундаментов:

1. Дворец Конгрессов Почти полное исключение монолитных работ.
2. Сокращение земляных работ.
3. Резкое снижение объема ручных работ.

4. Виды свай по применяемому материалу

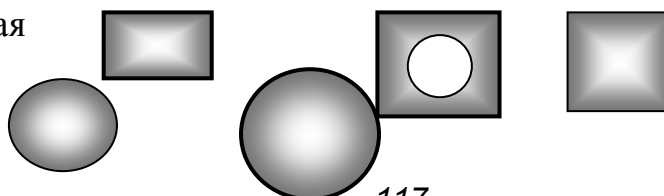
1. Деревянные сваи. (Условие эксплуатации – ниже У.Г.В.)
 $L = 5 \dots 25$ м (с применением стыковки по длине), $\varnothing 15 \dots 40$ см; $P \approx 20$ т.
 Пример: - деревянные сваи Константиновского дворца (Дворец Конгрессов).
2. Железобетонные сваи. $L = 4 \dots 24$ м (с применением стыковки по длине), сплошного квадратного сечения 20 x 20 см; 25 x 25 см; 30 x 30 см; 35 x 35 см; 40 x 40 см.



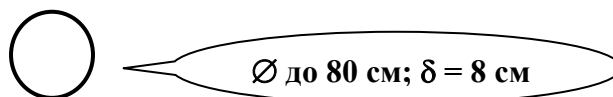
Арматура для восприятия монтажных и динамических нагрузок

Форма поперечного сечения ж/б свай:

А) призматическая



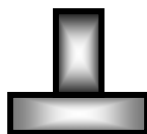
Б) Круглая



В) Треугольная



В) Сложного очертания



3. Комбинированные сваи (Совмещение деревянных или металлических свай с ж/б свай).

5. Способы погружения свай в грунт

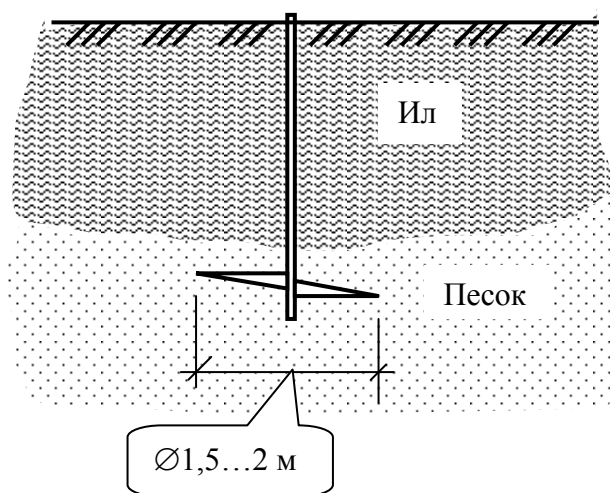
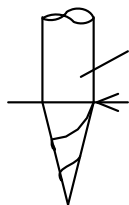
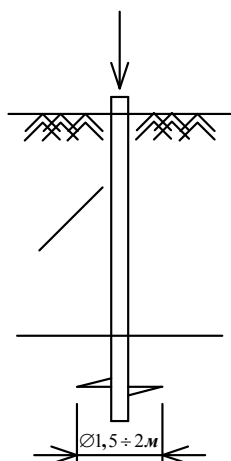
А) Забивкой

Б) Подмывом

В) Вибрированием (водонасыщенные песчаные грунты)

Г) Вдавливанием (в случае не возможности применения динамики)

Д) Ввинчиванием (анкерные сваи)



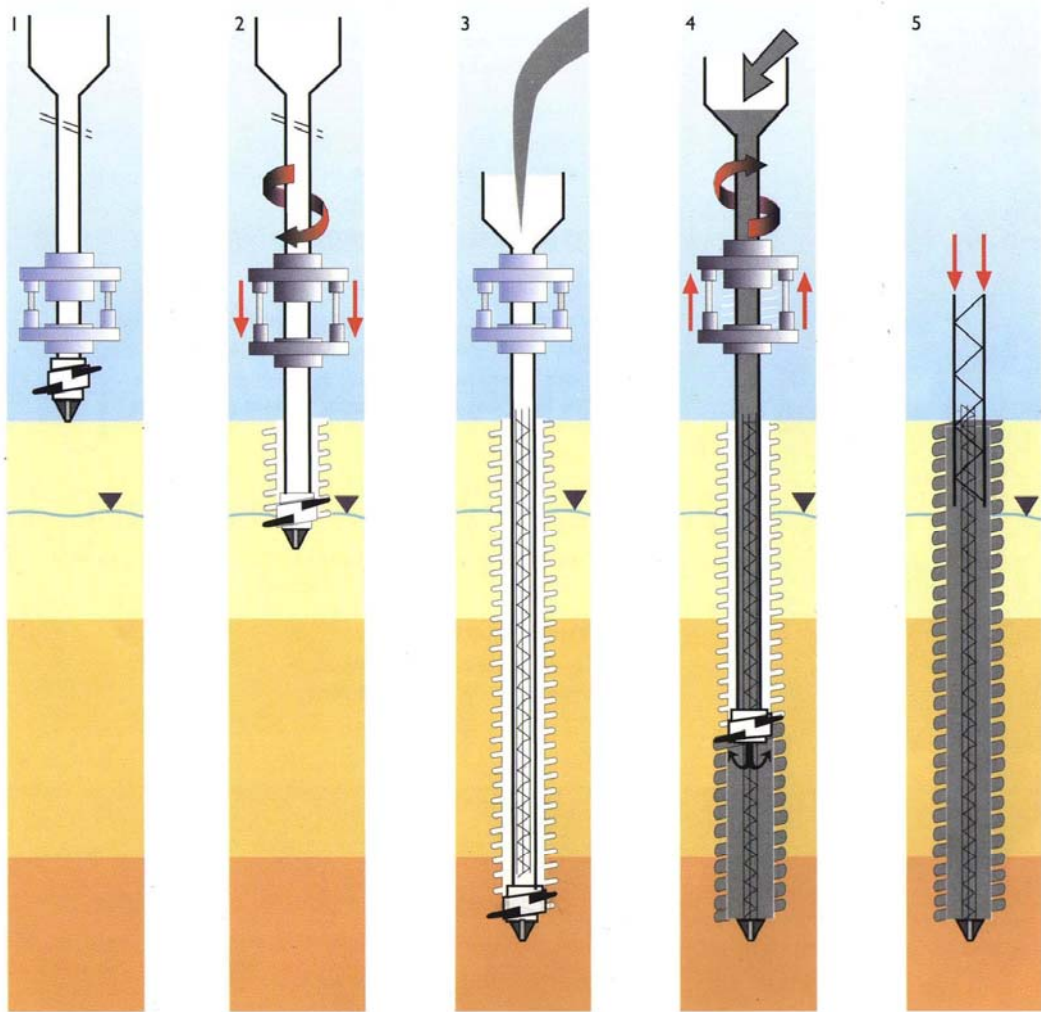
Впервые с такой конструкцией столкнулись при перестройки моста через «Мойку» С- Петербург.

6. Сваи, изготавливаемые в грунте (набивные)

Классификация свай по способу изготовления:

1. Без оболочковые сваи.
2. Сваи с извлекаемой оболочкой.
3. Сваи с не извлекаемой оболочкой.

Технология устройства свай "Atlas"



Технология устройства свай "Atlas"

1. наезд на точку;
2. ввинчивание стальной трубы с винтовым режущим наконечником до проектной отметки;
3. установка внутреннего арматурного каркаса;
4. обратный подъем с вращением стальной трубы с винтовым наконечником;
5. установка внешнего арматурного каркаса.

Основные характеристики технологии "Atlas"

- диаметр режущего наконечника 360;410;460;510 мм.
- диаметр винтовой поверхности 530;610;670;720 мм.
- высокая производительность работ (до 15 свай в смену).

Область применения:

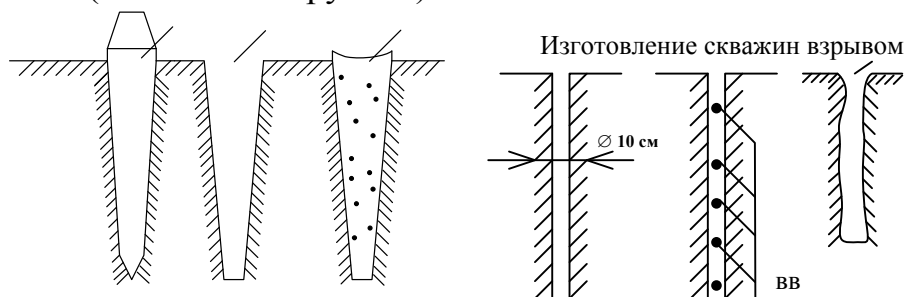
- вблизи существующих зданий и сооружений (не менее 0.85м от стены);
- для всех типов грунтов.

Технологические особенности:

- отсутствие вибрации;
- отсутствие разуплотнения грунта в околосвайном пространстве;
- отсутствие технологической грязи;
- низкий уровень шума ;
- более высокая несущая способность свай по отношению к другим технологиям устройства БНС за счет уплотнения грунта и винтовой боковой поверхности свай.

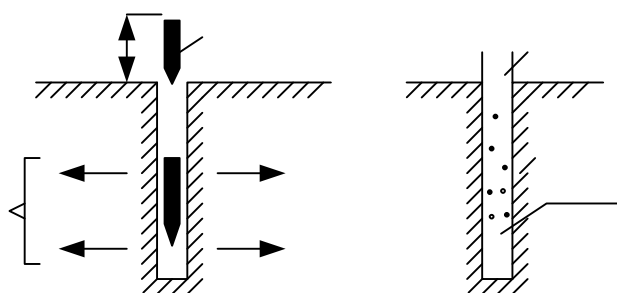
Безоболочковые сваи

Безоболочковые сваи – изготавливаются в маловлажных связных грунтах, которые при уплотнении и проходке скважин могут некоторое время держать стенки, не осыпаясь. (В лессовых грунтах)



Скважину можно делать и бурением или вытрамбовкой последовательными ударами специальной конической бабы.

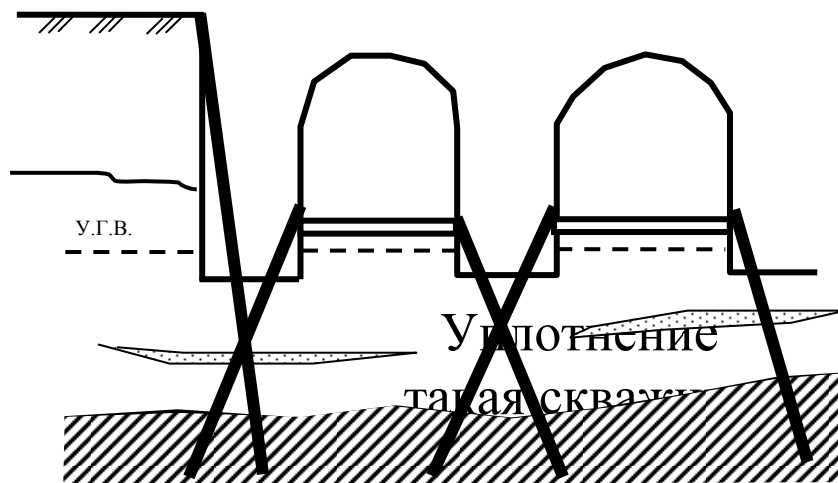
Сердечник Скважана



Для того, чтобы скважина не засыпалась и не заплывала при высоком У.Г.В - применяют метод взятый у геологов - бурение с помощью глиняного раствора. В скважину все время подливают раствор монтморионитовой глины. Скважину проходят бурением. Грунт удаляется из скважины вместе с раствором.

Способ очень трудоемкий, зимой требует подогрева. Бетонирование методом В.П.Т.

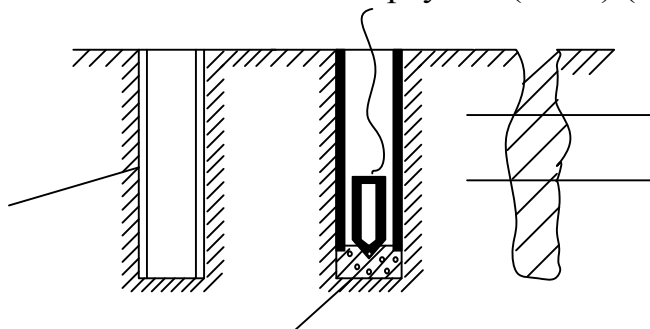
Разновидность набивных безоболочковых свай – буринъекционные сваи – незаменимы при усилении оснований и фундаментов.



Н

Сваи с извлекаемой оболочкой.

Сваи изобретенные в 1899г. А.Э. Страусом (Киев) (Сваи Страуса)



Преимущества такого способа:

- погружение трубы без ударов-взрывов

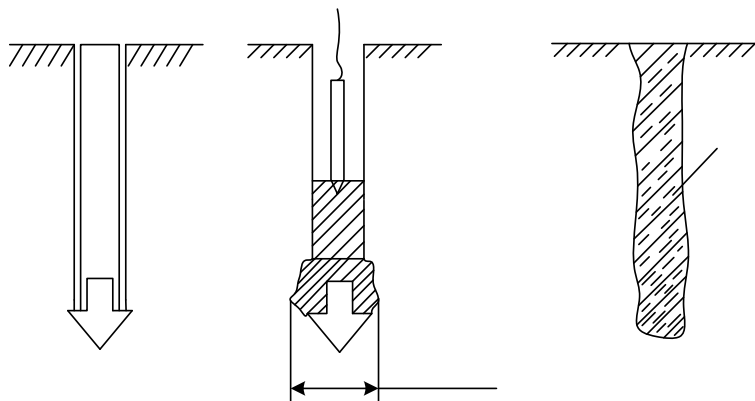
После свай Страуса появились большое количество разнообразных модификаций подобных свай (св. Франки, св. Бенато и т.д.)

Их сущность:

- погружение обсадной трубы
 - заполнение бетоном
- } Так или иначе

Частотрамбованные сваи

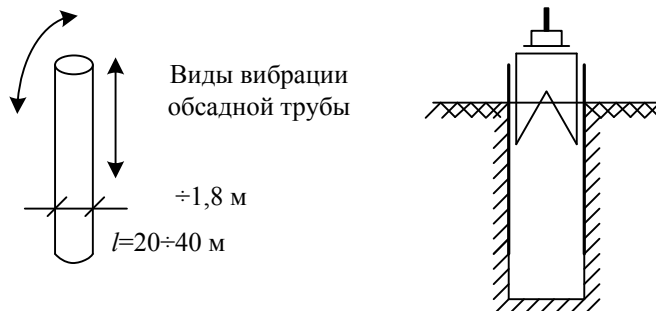
Обсадная труба



Жестки

При бетонировании ведется специальный журнал по расходу бетона. По нему судят о форме свай.

Японская фирма «Като» -> французская фирма «Бенато»



Извлечение грунта из обсадной трубы производят грейфером, входящим в состава комплекса. Стоимость такой установки 150000\$. Разрабатывает практически породу любой сложности. На сваях «Бенато» построено здание СЭВ в Москве.

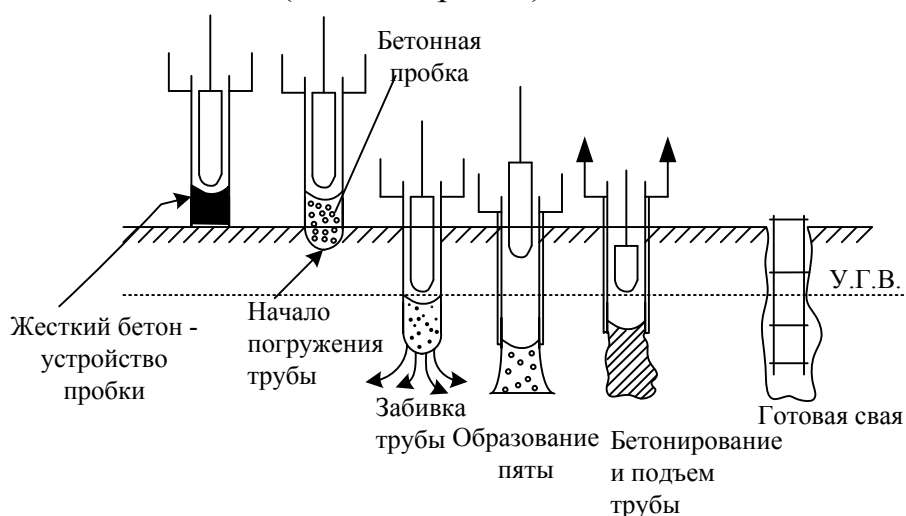
Недостатки набивных свай:

1. трудность контроля их качества и необходимость выдерживания до приобретения проектной мощности.
2. подвержены действию агрессивных вод, агрессивных веществ. Во избежание последнего применяют сваи с *не извлекаемой оболочкой*.

Достоинства:

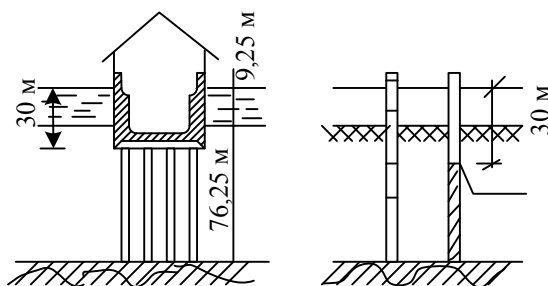
- 1) Экономичность (малый расход арматуры).
- 2) Отсутствие динамических воздействий при производстве работ.

Сваи с извлекаемой оболочкой (Сваи – Франки)



Пример применения свай с не извлекаемой оболочкой.

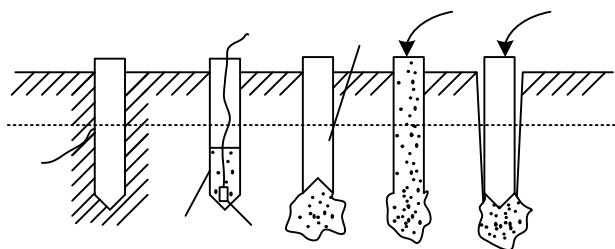
Строительство вентиляционной шахты подводного туннеля в Нью-Йорке.



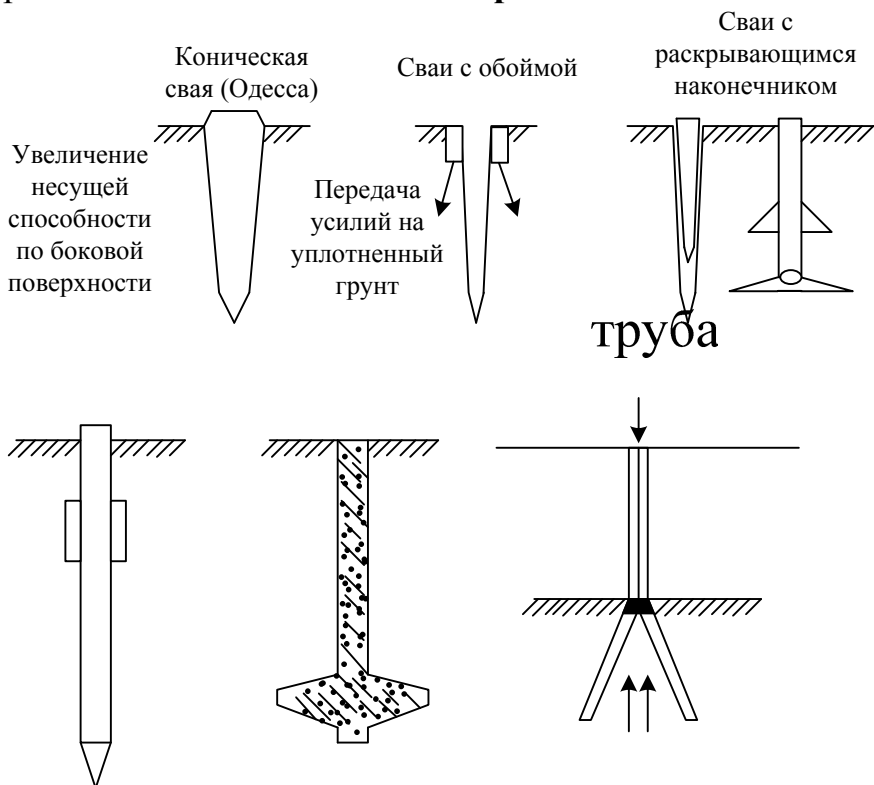
По продольному профилю туннеля вверх свайного основания должны быть на 30 м ниже горизонта воды и на 21 м ниже уровня дна. Трубы для свай были выбраны \varnothing 61 см со стенками толщиной 6,5 мм. Трубы спускались с понтона с поверхности воды и собирались из звеньев, соединенных муфтами. Верх трубы возвышался над самым высоким уровнем воды. Грунт из труб извлекался буровым способом и трубы опускались до скалы. Затем опускались арматурные каркасы и бетонировались до отметки -30,0. После трубы срезались при помощи специального

фреза, опущенного сверху в тубу на отметку – 30. Шахтную подстройку возводили кессонным методом.

Сваи с не извлекаемой оболочкой



Сейчас разработано большое количество **различных типов свай**:



Достоинства: (буронабивных свай)

- 1) экономичность (мало арматуры)
- 2) отсутствие динамических воздействий при производстве работ

Недостатки:

- 1) трудоемкость контроля за качеством.

Сваи с уширением
по длине

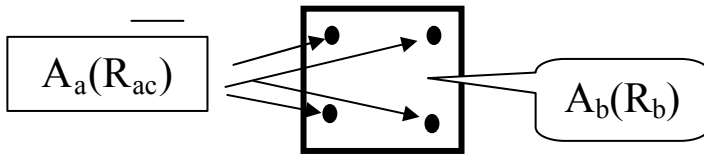
Набивные сваи
Хлебникова

Лекция 19.

Определение несущей способности свай

$$P = \gamma_c \varphi (\gamma_{\tilde{b}b} R_b \dot{A}_b + \gamma_{ca} R_{ac} \dot{A}_a)$$

где γ_c – коэффициент условия работы сваи = 1; φ - коэффициент продольного изгиба = 1; $\varphi < 1$ для свайных фундаментов с высоким ростверком.



Прочность ствола сваи должна быть обеспечена на всех этапах выполнения работ:

- складирования;
- транспортировки;
- забивки.

на транспортно-складских операциях теряется до 10% свай

Прочность при забивке свай, прежде всего, обеспечивается правильным выбором сваебойного оборудования:

$$Q = (1,0 \dots 1,5)q$$

$$15p \leq \dot{Y} \leq 25p$$

Где Q – вес ударной части молота; q – вес сваи; Э – энергия удара; p – несущая способность сваи.

1. Несущая способность свай по грунту основания

Грунт, окружающий ствол сваи может воспринимать, как правило, значительно меньшую нагрузку. Необходима проверка несущей способности.

Для свай – стоек и висячих свай несущая способность по грунту определяется по разному.

1). Несущая способность свай – стоек.

$$\Phi = \frac{\gamma_c}{\gamma_q} RA$$

Где R – расчетное сопротивление грунта под острием сваи; A – площадь поперечного сечения сваи; γ_c – коэффициент условия работы сваи; γ_q – коэффициент надежности.

2). Несущая способность висячих свай (свай трения).

A) По таблицам норм

$$\Phi = N_0 + N_{\sigma}$$

$$P \leq \frac{\Phi}{\gamma_q}$$

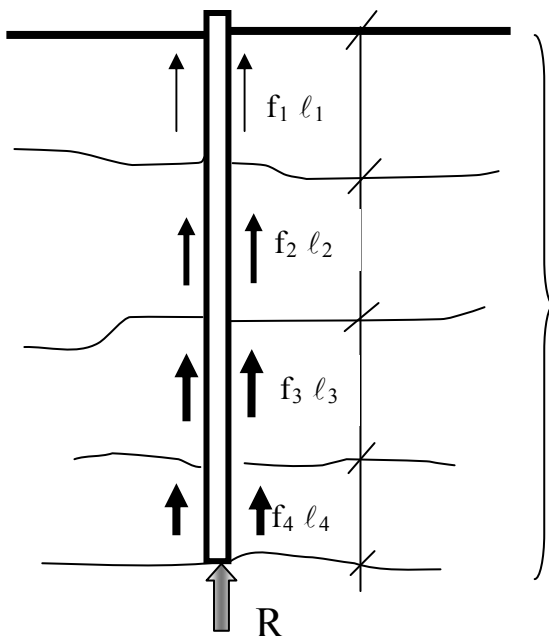
Расчет по I предельному состоянию

N_0, N_6 – сопротивление сваи, соответственно под острием и по боковой поверхности.

P – расчетная нагрузка, допускаемая на сваю.

$$P = \frac{\gamma_c}{\gamma_q} \left(\gamma_{CR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i l_i \right)$$

где R – расчетное сопротивление грунта сваи под острием; u – периметр сваи; f_i – расчетное удельное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи; l_i – мощность i слоя грунта, где действует f_i



Слои разнородного грунта

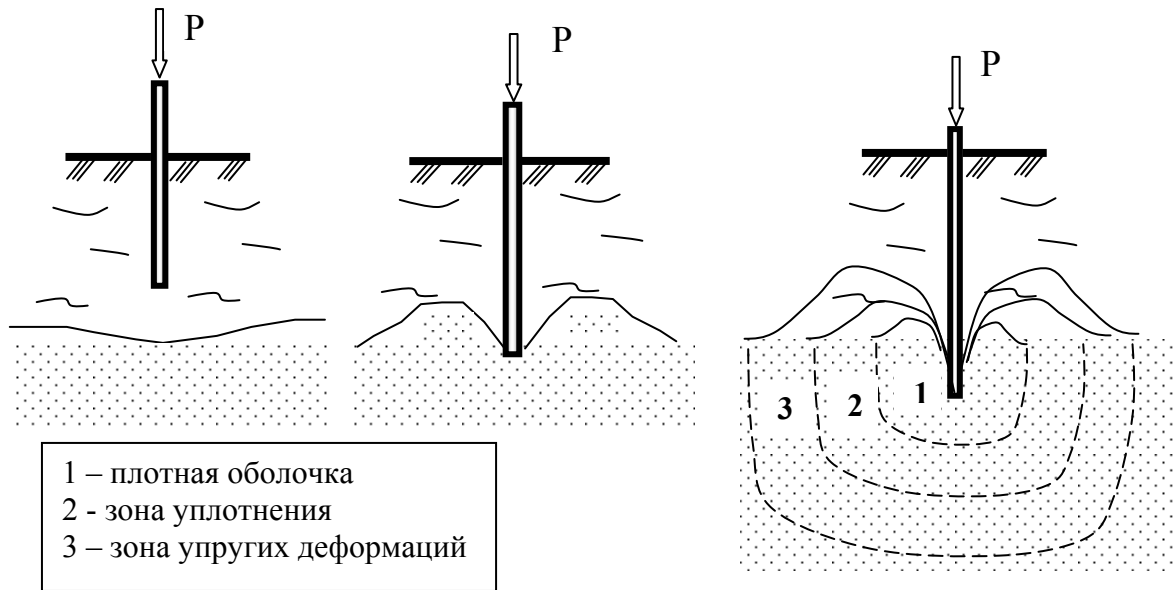
Для однородного грунта вся толща также разбивается по глубине на отдельные слои $l_i \leq 2$ м, т.к. f_i – меняется с глубиной.

Несущая способность сваи, полученная расчетом, часто оказывается ниже фактической, найденной по испытаниям. Данное обстоятельство объясняется тем, что в расчетах используются осредненные табличные значения величин f_i , что является приближенным.

Для определения истинной (фактической) несущей способности сваи рекомендуется проводить испытания свай непосредственно на площадке строительства. Обычно под пятном застройки здания (сооружения) перед производством работ проводятся испытания 1 или 2 свай.

Б) Испытания свай динамическим методом

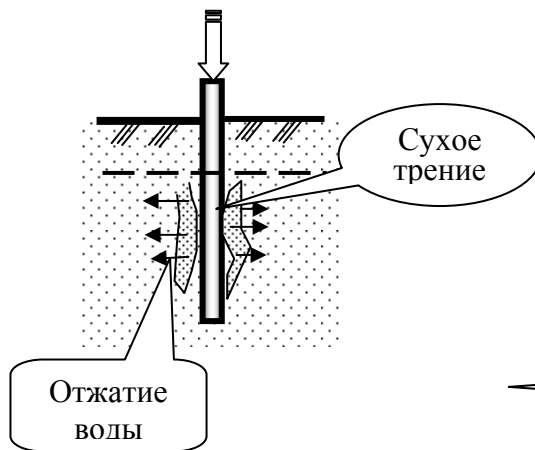
1. Явления, происходящие в грунте при забивке свай.



Отказ при забивке свай. Понятие об истинном и ложном отказе.

Величина погружения свай при ударе (забивке) носит название отказа.

При погружении свай через **песчаные грунты** величина отказа с глубиной резко уменьшается и в некоторых случаях может достигнуть **нуля**.



В данном случае под острием сваи образуется переуплотненное ядро, а вдоль ствола сваи за счет отжатия воды возникает «сухое» трение.

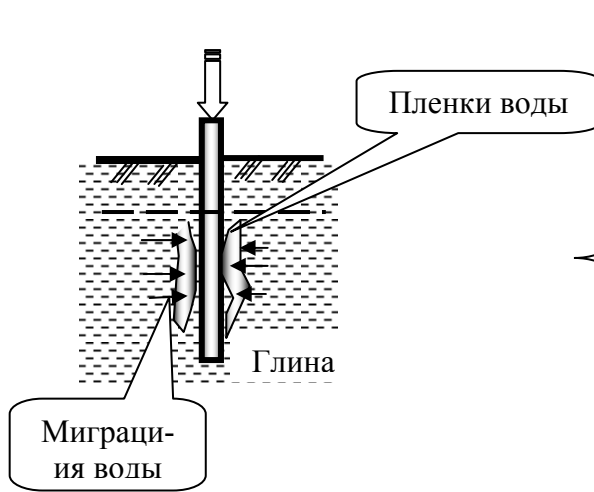
Отток воды от источника колебаний в песчаных грунтах связан с хорошей фильтрующей способностью последних. Свая перестает погружаться, отказ сваи становится равным нулю.

Для увеличения отказа сваи необходимо предоставить **отдых**, т.е. остановить забивку на 3...5 дней. За это время в около свайном пространстве восстанавливается поровое давление, грунтовая вода снова подходит к стволу сваи, трение снижается и сваю можно снова добивать т.к. отказ увеличивается относительно первоначальной величины, полученной до отдыха.

Такой же эффект может быть получен при добавлении воды в около свайное пространство во время забивки.

При погружении свай через **водонасыщенные глинистые грунты** величина отказа с увеличением глубины забивки может увеличиваться и свая как бы проваливается в водонасыщенное основание.

Определение несущей способности свай



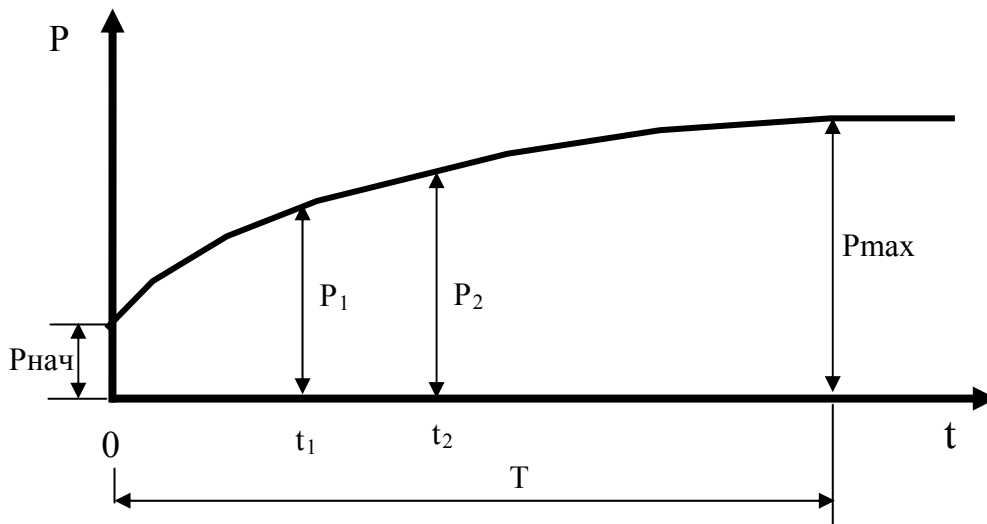
При забивке в глинистых грунтах величина отказа (e) с глубиной или становится постоянной, или увеличивается.

После отдыха в течение 3...6 недель (снятие динамических воздействий) величина отказа уменьшается. Это явление получило название «засасывание свай».

Отказ (e) сваи во время забивки получил название «**ЛОЖНЫЙ**».

Отказ (e) сваи после отдыха – «**ИСТИННЫЙ**».

Получение истинного отказа сваи в глинистых грунтах приводит к увеличению ее несущей способности. Исследования в этом направлении были проведены Новожиловым (ПГУПС).



$P_{нач}$ – начальная несущая способность сваи в момент забивки;

P_{max} – максимальная несущая способность сваи;

T – период относительно быстрого возрастания несущей способности сваи;

t_1, t_2 – время испытания сваи;

P_1, P_2 – несущая способность сваи, соответственно в момент времени t_1 и t_2 .

$$P_{max} = P_1 + \frac{P_2 - P_1}{1 - e^{-m(t_2 - t_1)}}$$

m – коэффициент, учитывающий скорость засасывания сваи.

Насколько повышается несущая способность сваи после отдыха?

В супесях – в 1,1...1,2 раза

В суглинках – в 1,3...1,5 раз

В глинах – в 1,7...6 раз

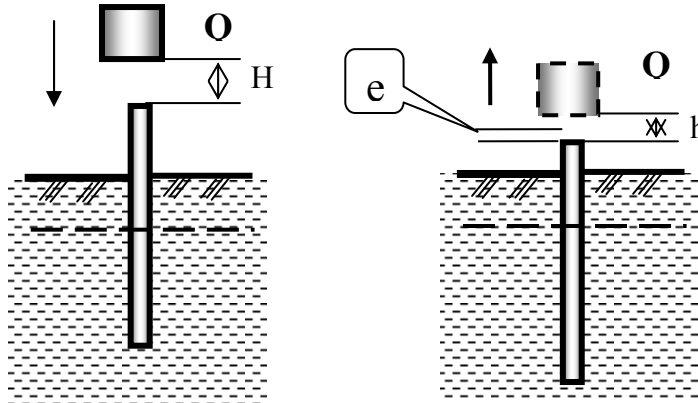
Почти максимальная несущая способность при забивке

Необходимо учитывать повышение несущей способности

$$T = (3 \dots 6) \text{ недель}$$

В 1911 г. профессор Н.М. Герсеванов предложил формулу для определения несущей способности свай **динамическим способом**:

$$QH = A + B + C$$



QH – работа свайного молота;

$A = Pe$ – работа, затраченная на погружение сваи;

$B = Qh$ – работа упругих деформаций (подскок свайного молота);

$C = \alpha QH$ – потерянная работа (трение, смятие, нагрев и т.д.).

$$QH = Pe + Qh + \alpha QH$$

P – сопротивление сваи погружению (несущая способность сваи);

α – коэффициент, учитывающий потерю работы.

В результате получаем квадратное уравнение, решение которого можно представить в виде:

$$P = \frac{\gamma_c}{\gamma_q} \left[\frac{nA}{2} + \sqrt{\frac{n^2 A^2}{4} + \frac{nA}{e} QH \frac{Q + 0,2q}{Q + q}} \right]$$

A – площадь поперечного сечения сваи;

e – действительный отказ сваи;

Q – вес ударной части молота;

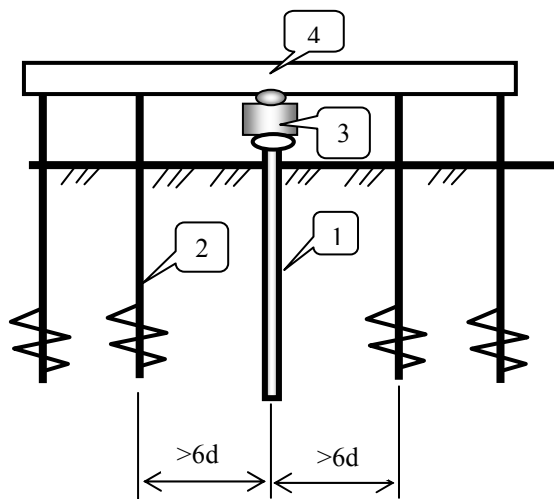
q – вес сваи; n – коэффициент, учитывающий упругие деформации (150 т/м^2 – для ж/б сваи).

Практически, при проектировании эту формулу используют для определения величины отказа (e), определив заранее расчетом величину (P).

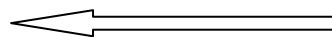
$$e = \frac{\frac{\gamma_c}{\gamma_q} A Q H}{P \left(\frac{P}{\gamma_q} + nA \right)} \cdot \frac{Q + 0,2q}{Q + q}$$

Достоинства	Недостатки
1. Простота	1. Не точные результаты для глинистых грунтов
2. Малая стоимость	

В). Определение несущей способности свай статической нагрузкой

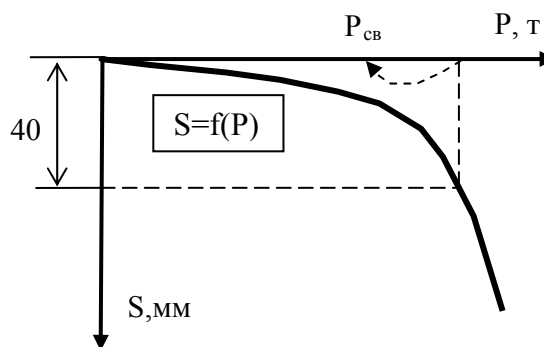
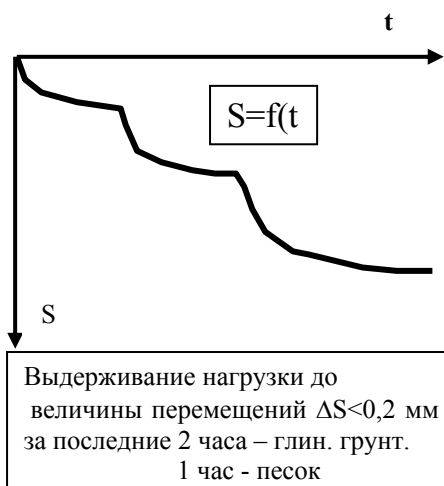


Принципиальная схема испытаний



1. Испытуемая свая
2. Анкерные сваи
3. домкрат
4. Балка

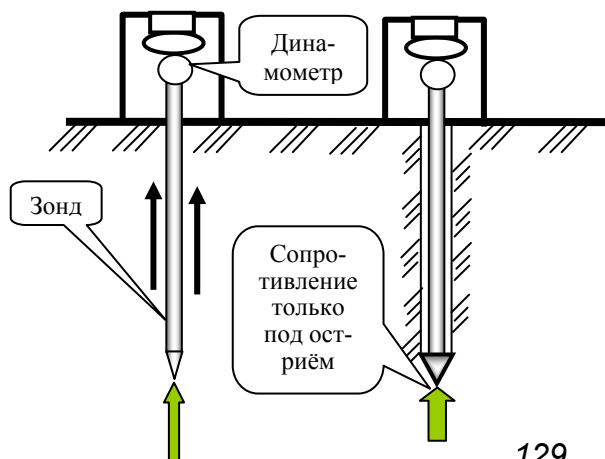
Нагрузка прикладывается ступенями по 5 т. Каждая ступень выдерживается до полной стабилизации осадки, определяемой прогибомерами с точностью до 0,1 мм. По данным испытаний строятся 2 графика.



Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю по результатам статических испытаний

$$P_{св} = \frac{\gamma_c}{\gamma_q} P$$

г). Определение несущей способности свай методом зондирования



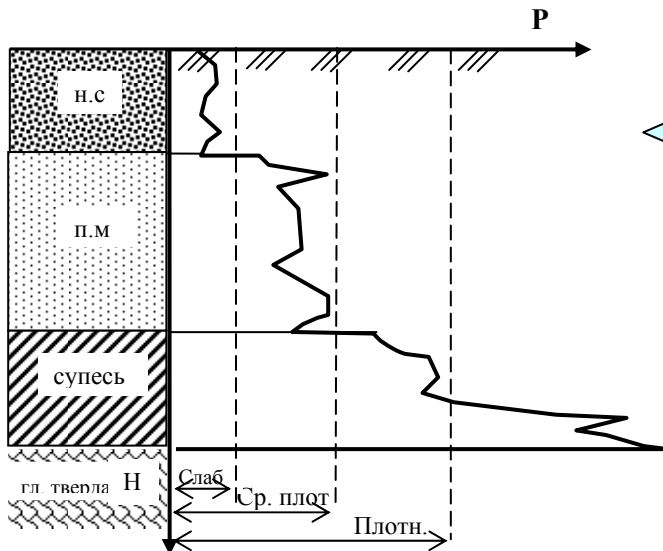
Зонд может погружаться:
 - вдавливанием (статическое зондирование);
 - забивкой (динамическое зондирование).

$$P_{общ} = P_{ост} + P_{бок}$$

$$\left. \begin{aligned} P_{\text{общ}} &= 120 \text{ кг/см}^2 \\ P_{\text{ост}} &= 40 \text{ кг/см}^2 \end{aligned} \right\} P_{\text{общ}} - P_{\text{ост}} = P_{\text{бок}} = 120 - 40 = 80 \text{ кг/см}^2$$

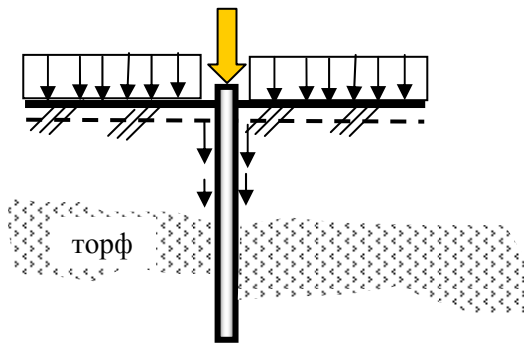
По данным зондирования можно судить о несущей способности свай, а также с использованием эмпирических формул определять модуль общей деформации грунта E_0 .

Преимущество данного метода – малая стоимость, возможность проведения большого количества испытаний.



Пример представления результатов зондирования.

д). Явление отрицательного трения



Данное явление возникает при слоистом напластовании грунтов с наличием слабых прослоев.

При наличии распределенной нагрузки будут деформироваться все слои грунта. Перемещение грунта вниз относительно ствола сваи вызовет дополнительное загрузку её трением - **отрицательное**

трение. Сваи начинают держать окружающий грунт, а не наоборот.

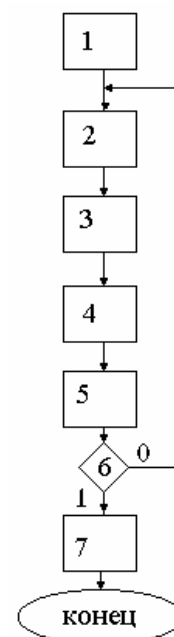
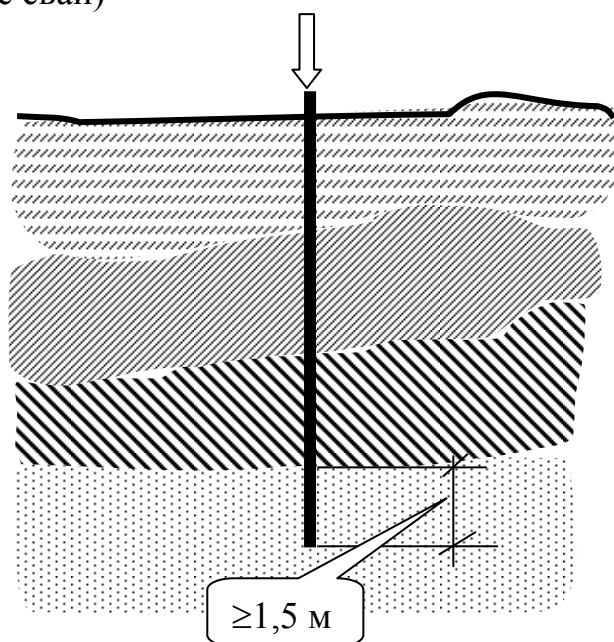
Значительные исследования в этом направлении выполнены Ю.В. Россихиным.

Лекция 20.

Проектирование свайных фундаментов

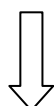
Проектирование свайных фундаментов выполняется в следующем порядке:

1. Выполняется оценка инженерно-геологических условий (определяется слой грунта, в который наиболее рационально заглубить острие сваи)

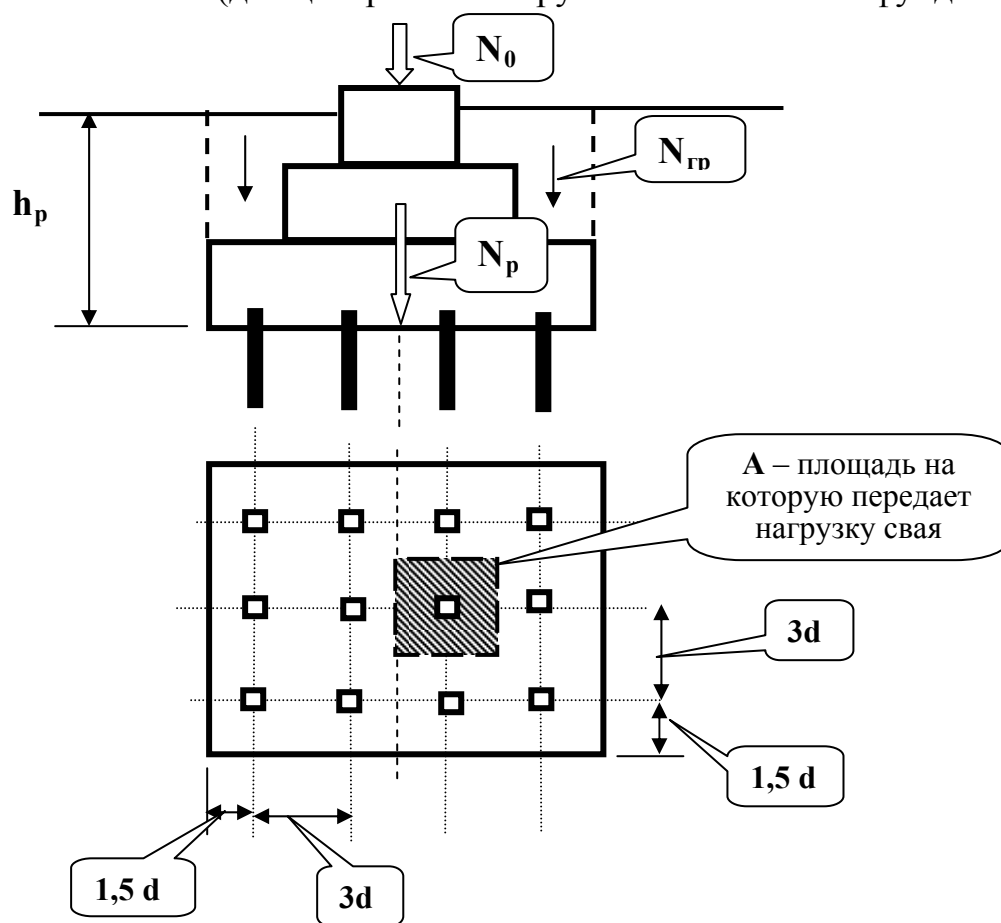


2. Определяется тип и размер сваи
3. Определяется несущая способность сваи (расчетная нагрузка, допустимая на сваю):
 - расчетом с использованием таблиц;
 - по испытаниям;
 - по данным статического зондирования (SPT)
4. Определяется необходимое количество свай.
5. Производится размещение свай в плане и конструирование ростверка.
6. Проводится проверка давления, приходящегося на одну сваю. (При несоблюдении данного условия производится перерасчет свайного фундамента, а при выполнении условия п.6 переходят к выполнению п. 7).
7. Определяется осадка свайного фундамента.

Последовательность расчета в п. 1, 2, 3 нами уже рассматривалась ранее, поэтому переходим сразу к рассмотрению условий п. 4.



4. Определение необходимого количества свай.
(для центрально нагруженного свайного фундамента)



Тогда можно определить $P_{рост}$ – среднюю интенсивность давления по подошве ростверка:

$$P_{рост} = \frac{\Theta}{A} = \frac{\Theta}{(3d)^2}$$

где Θ - расчетная нагрузка, допускаемая на сваю.

Тогда, для центрально нагруженного ростверка получим приближенную площадь ростверка $A_{рост}$:

$$A_{рост} = \frac{N_{01}}{P_{рост} - \gamma_{ср} h_p \gamma_f}$$

где N_{01} – расчетная нагрузка по обрезу ростверка (1 предельное состояние);
 γ_f – коэффициент перегрузки.

Зная площадь ростверка, находят его вес N_p и вес грунта на его обрезах $N_{гр}$:

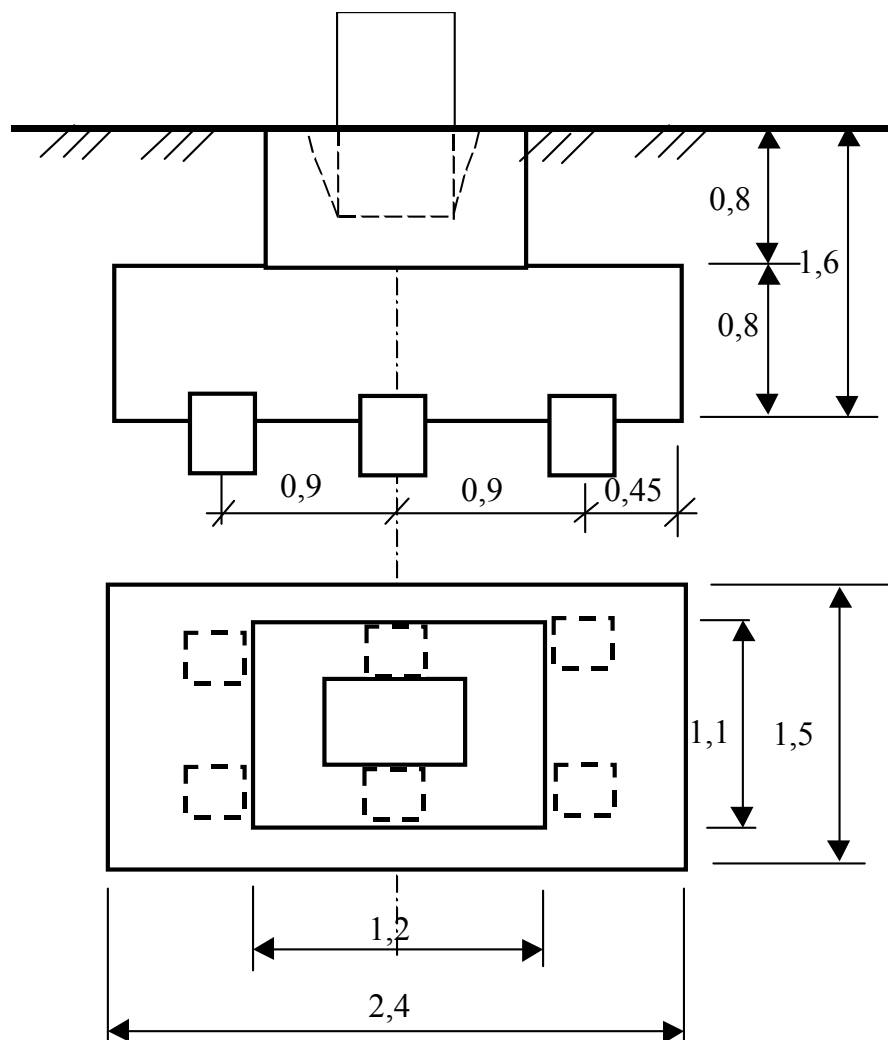
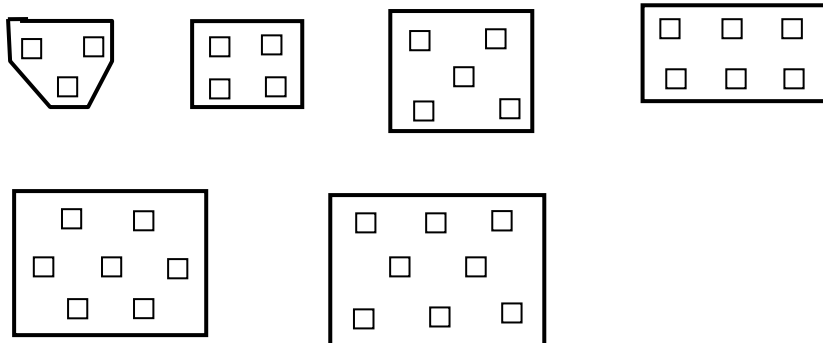
$$N_p + N_{гр} = A_{рост} \gamma_{ср} h_p \gamma_f$$

Тогда, необходимое число свай будет равно:

$$n_{св} = \frac{N_{01} + N_p + N_{гр}}{\Theta}$$

5. Размещение свай в плане и конструирование ростверка

При размещении принятого количества свай ($n_{св}$) в плане необходимо стремиться к минимальным размерам ростверка !



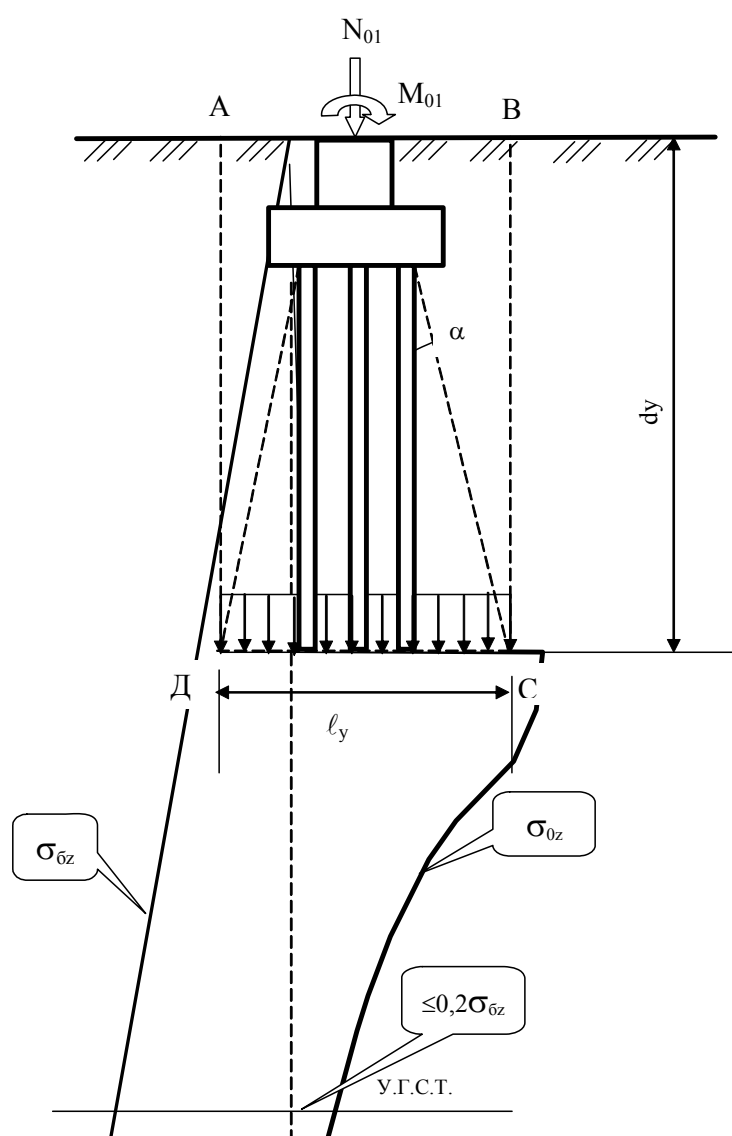
6. Проверка давления, приходящегося на 1 сваю

Выполнив конструирование ростверка, находят его фактический вес $N_{р.факт.}$ и фактический вес грунта на обрезах $N_{гр.факт.}$, затем осуществляют проверку давления на 1 сваю:

$$P_{факт} = \frac{N_{01} + N_{р.факт.} + N_{гр.факт.}}{n_{св}} \leq \ominus$$

При удовлетворении данного условия переходят к определению осадки свайного фундамента.

8. Определение осадки свайного фундамента.



АБСД – условный фундамент

$\varphi_{ср} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{\sum h_i}$; $\varphi_{ср}$ – средневзвешенный угол внутреннего трения слоев грунта, которых пересекает ствол сваи

$\alpha = \frac{\varphi_{ср}}{4}$ α - угол рассеивания напряжений по длине ствола сваи.

Определив (α), и используя графические построения, находят ширину и длину условного фундамента АБСД:

$$b_{ус} \ell_{ус} = A_{ус}$$

Определяют давление по подошве условного фундамента:

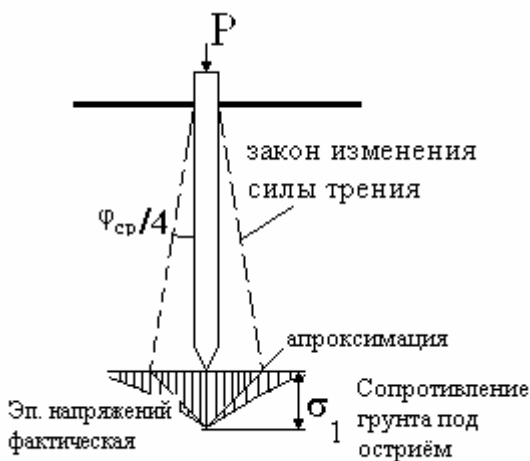
$$P_{усл} = \frac{N_{02} + N_{св} + N_{рост} + N_{сп}}{A_{ус}} \leq R_{усл.фун.}$$

$$R_{усл.фун.} = \frac{\gamma_{с1} \times \gamma_{с2}}{k} [M_{\gamma} \times K_z \times b_y \times \gamma_2 + M_q \times d_y \times \gamma_2' + (M_q - 1) \times d_b \times \gamma_2' + M_c \times C_2]$$

Обычно условие $P_{усл} \leq R_{усл.фун.}$ удовлетворяется. Далее строят эпюры σ_{0z} и $\sigma_{\delta z}$ для условного фундамента и определяют его осадку, используя метод послойного суммирования.

Необходимое соблюдение условия **$S \leq S_u$** . (Расчет по II предельному состоянию)

Особенности работы одиночной сваи и куста свай

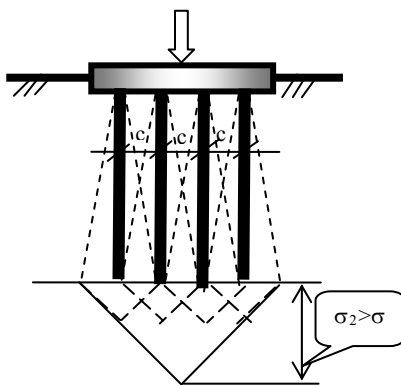


Для длинных свай, порядка ≈ 30 м

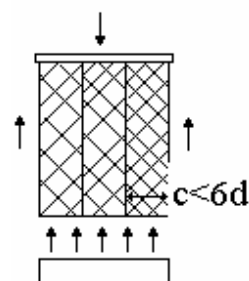
(Васильевский остров – Санкт-Петербург)

Эпюра напряжений под остриём сваи получается неоправданно большой, что не соответствует действительной работе сваи. В этом направлении ведутся исследования.

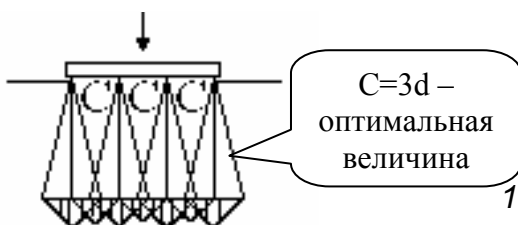
Явление кустового эффекта



$\sigma_2 > \sigma_1$ (осадка свайного куста при равных нагрузках на сваю больше, чем осадка одиночной сваи) – это положение при ($C < 3 \div 3,5d$). Взаимное влияние свай друг на друга. При $C > 3d$ – это влияние уже практически незначительно.

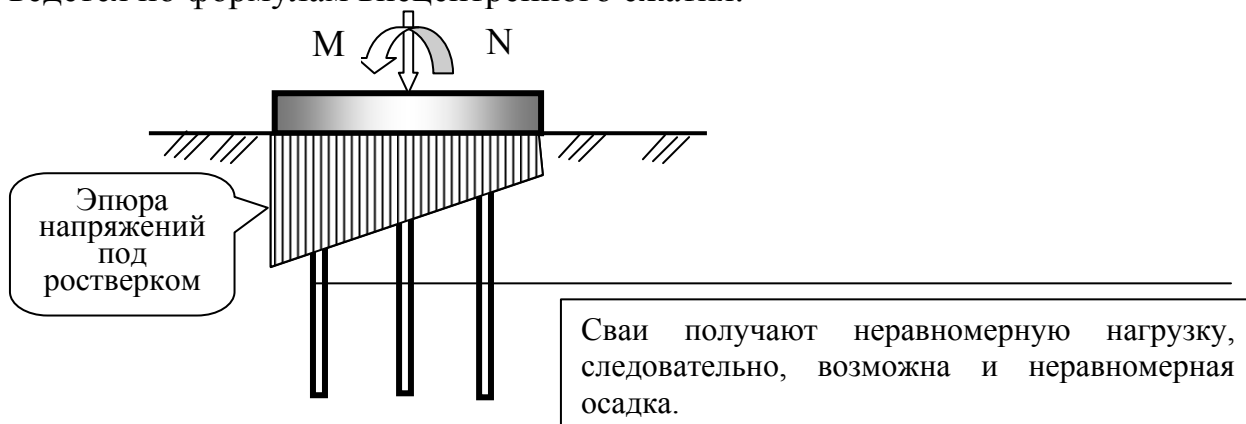


Грунт находится в уплотненном состоянии и включается в работу совместно со сваями. (увеличение несущей способности)

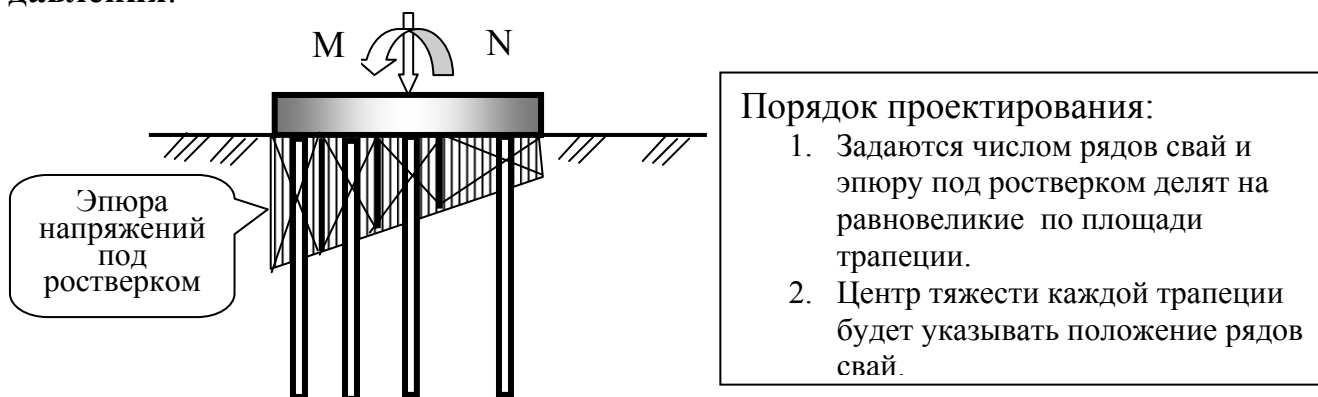


Проектирование внецентренно нагруженных свайных фундаментов

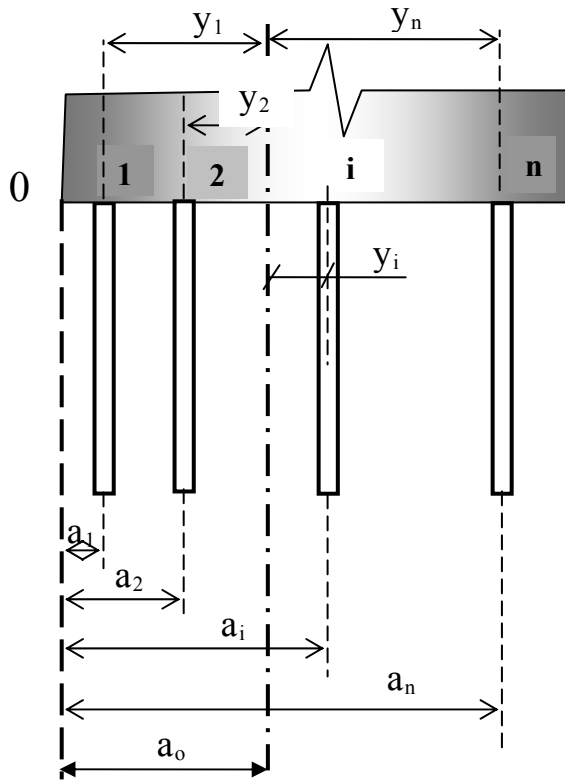
При наличии момента, действующего на свайный ростверк, расчет ведется по формулам внецентренного сжатия.



Необходимо выравнять нагрузки по сваям, для этого смещают **центр свайного основания**, стремясь его к совмещению с **центром давления**.



Какую нагрузку будет воспринимать максимально нагруженная свая? Для этого определяют положение смещенного ц.т. свайного основания (a_0).



$$a_0 = \frac{S_{\text{стат}}}{\sum_{i=1}^n F_i}$$

$S_{\text{стат}}$ – статический момент площади основания относительно оси «0»
 $\sum_{i=1}^n F_i$ – суммарная площадь сечения свай

$$S_{\text{стат}} = F_1 a_1 + F_2 a_2 + \dots + F_i a_i + F_n a_n = \sum_{i=1}^n F_i a_i$$

$$a_0 = \frac{\sum_{i=1}^n F_i a_i}{\sum_{i=1}^n F_i}$$

Для свай одинаковых размеров получим

$$a_0 = \frac{F_{\text{св}} \sum_{i=1}^n a_i}{F_{\text{св}} n} = \frac{\sum_{i=1}^n a_i}{n}$$

Тогда можно записать:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{\sum F} + \frac{M \cdot y_1}{\mathfrak{I}} \quad (1) \quad \mathfrak{I} - \text{момент инерции свайного основания}$$

$$\mathfrak{I} = \mathfrak{I}^0 + \sum_{i=1}^n F_{\text{св}} \cdot y_i^2 \quad \mathfrak{I}^0 - \text{момент инерции площади поперечного}$$

сечения ствола сваи, относительно своей собственной оси (мал – пренебрегаем).

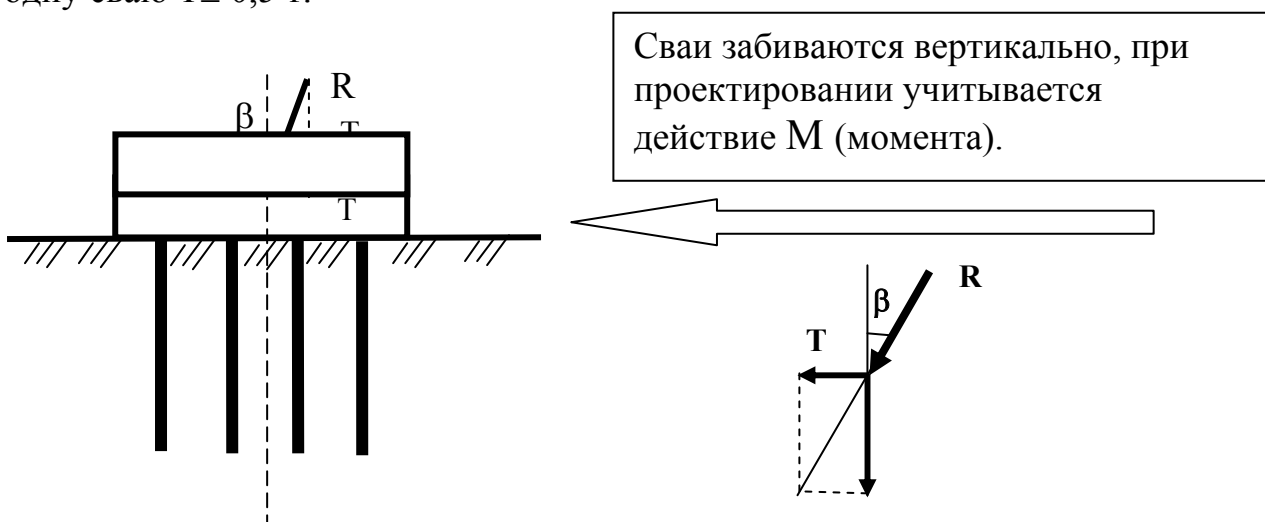
Умножаем правую и левую часть выражения (1) на $F_{\text{св}}$ (получим усилие, приходящиеся на сваю) $\sigma_{\text{max}} \cdot F = P_{\text{max}}$

$$P_{\max} = \frac{N \cdot F}{F \cdot n} + \frac{M \cdot y_1 \cdot F}{F \cdot \sum_{i=1}^n y_i^2} = \frac{N}{n} + \frac{M \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2}$$

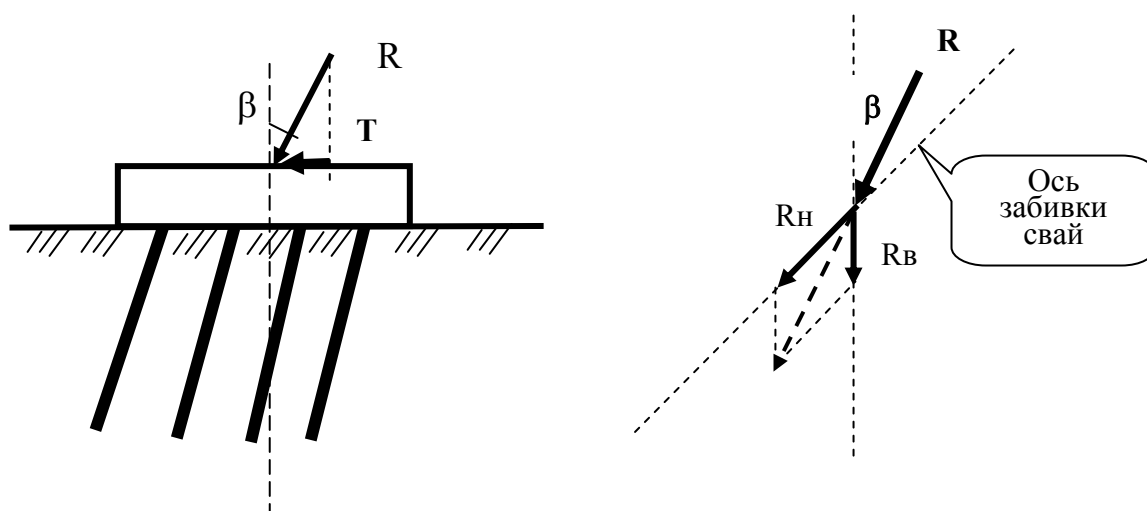
По данному выражению можно определять усилия, приходящиеся на любую сваю. (Расчет по I предельному состоянию).

Проектирование свайных фундаментов при действии горизонтальных сил.

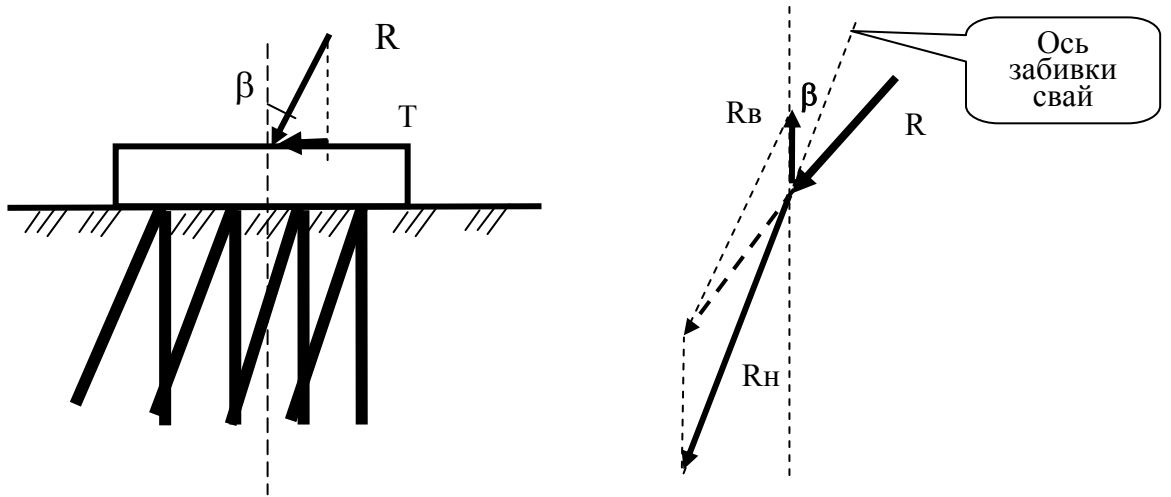
1. Угол наклона равнодействующей $\beta \leq 6^\circ$; Горизонтальная составляющая на одну сваю $T \leq 0,5 \text{ т}$.



2. Угол наклона равнодействующей $6^\circ < \beta < 10^\circ$; $T \leq 1 \text{ т}$.
Сваи стремятся забить наклонно (параллельно равнодействующей).



3. Угол наклона равнодействующей $\beta > 10^\circ$; $T > 1 \text{ т}$.
Устраивают «козловые сваи», т.к. при больших углах наклона равнодействующей возможна работа свай на выдергивание.

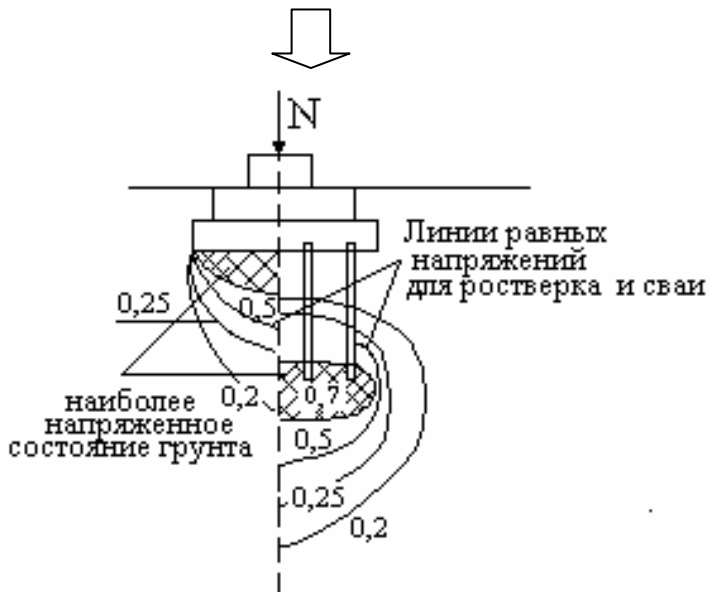


Влияние размеров фундамента на напряженное состояние грунтов

Сваи позволяют уменьшить осадку сооружения путем передачи нагрузки на более плотные нижние слои грунта.

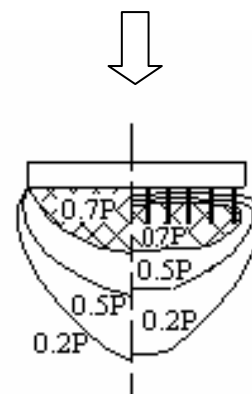
В каких случаях целесообразно проектировать свайные фундаменты?

Узкий свайный ростверк и длинные сваи:



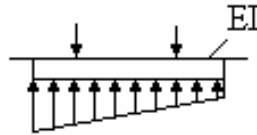
Здесь передача нагрузки на более плотные нижние слои – малая осадка

Свайное поле и короткие сваи (Исаакиевский собор)



Здесь разница в передаче давления очень незначительна, т.е. сваи практически не меняют напряженного состояния грунта. Нагрузка на грунт фактически передается одинаковая в том и другом случае

1. Метод прямолинейной эпюры

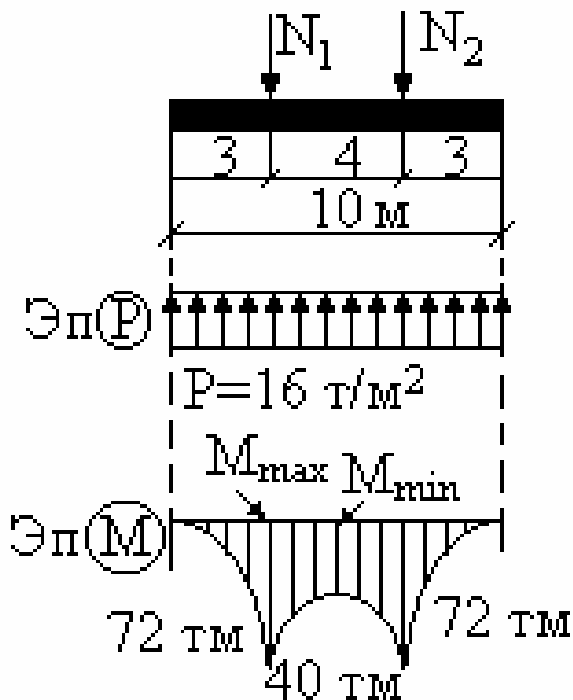


гибкий фундамент
считается жестким

Области применения:

- 1 - для предварительных расчетов;
- 2 - когда не требуется большой точности расчетов;
- 3 - при слабых сильно сжимаемых грунтах;

Пример:



$$N_1 = N_2 = 80 \text{ т}$$

$$b = 1 \text{ м}$$

1. Определение ординаты эпюры контактного напряжения

$$P = \frac{\sum N}{A} = \frac{80 + 80}{10 \cdot 1} = 16 \text{ т/м}^2$$

$$2. M_{\max} = \frac{P \cdot l_1^2}{2} = \frac{16 \cdot 3^2}{2} = 72 \text{ тм}$$

$$3. M_{\min} = \frac{P(l_1 + \frac{l_2}{2})^2}{2} - N_1 \frac{l_2}{2} = \frac{16 \cdot (3 + 2)^2}{2} - 80 \cdot 2 = 40 \text{ тм}$$

4. Определяем высоту балки

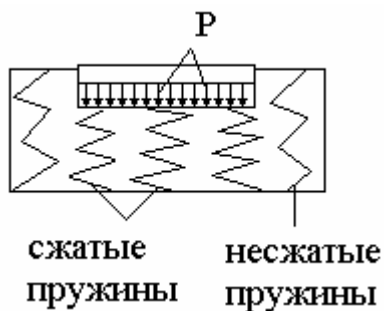
$$h_0 \approx h = r \sqrt{\frac{M}{m \cdot b}} = 0,173 \sqrt{\frac{72}{1,25 \cdot 1}} = 1,3 \text{ м} \quad \text{где}$$

r - коэффициент, зависящий от от % армирования;
 m - коэффициент условий работы.

2. Теория местных упругих деформаций.

(Гипотеза Фусса-Винклера) 1868г.

Основная предпосылка этой теории – прямая пропорциональность между давлением и местной осадкой.



$$P_x = C_z \cdot Z_x$$

где P_x – давление на подошве фундамента

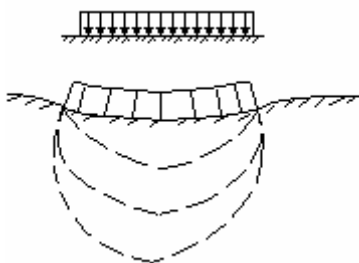
C_z – коэффициент упругости основания
(коэффициент постели)

Z_x – упругая осадка грунта в месте приложения нагрузки

Эта модель хорошо отражает работу конструкции, если основание представлено жидкостью. Поэтому чаще всего этот метод при строительстве на слабых грунтах или в случае малой мощности слоя сжимаемого грунта.

В последнее время было предложено несколько методов, совершенствующих эту модель: Дутов, Крылов, Кузнецов, Пастернак. Однако модели соответствующие гипотезе Фусса-Винклера не в состоянии учитывать разновидность оснований (изменение E_0 по глубине и в плане сооружения).

В действительности эти результаты непосредственных наблюдений показали, что оседает не только нагруженная поверхность, но и соседние участки грунта.



Грунт деформируется в соответствии с упругим полупространством. Поэтому была выдвинута другая теория.

3. Теория общих упругих деформаций.

(Гипотеза упругого полупространства)

В основу этой теории положено предположение, что грунт является однородным и изотропным.

Это дало возможность применить к описанию напряженно деформируемого состояния аппарат теории упругости.

Рассмотрим осадку штампа:



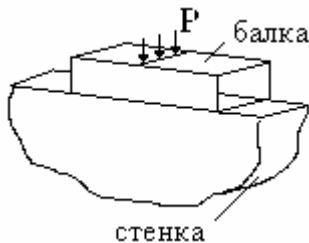
Гипотеза упругого полупространства (дает хорошие результаты только на плотных грунтах) 142

действительная картина (получается экспериментально)

Поэтому единого критерия расчета не существует. В каждом конкретном случае необходимо индивидуально подходить к поставленной задаче, оценивая жесткость конструкции и деформируемость основания. И только после этого следует выбирать руководствующую теорию для расчета.

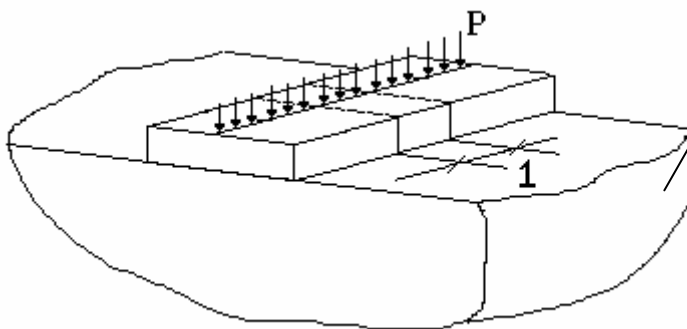
Задачи, рассматриваемые на основании расчета теории балок или плит на упругом основании.

1. Плоское напряженное состояние.



(Рассматриваются при опирании конструкции стены. Рассчитываются гибкие конструкции типа рандбалок, ж/б поясов).

2. Плоская деформация.

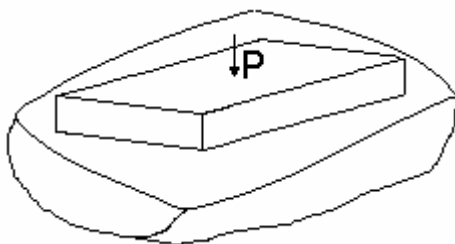


Бесконечно простирающаяся полоса и нагрузка приложена вдоль всей полосы.

Для расчета необходимо рассматривать единичный элемент.

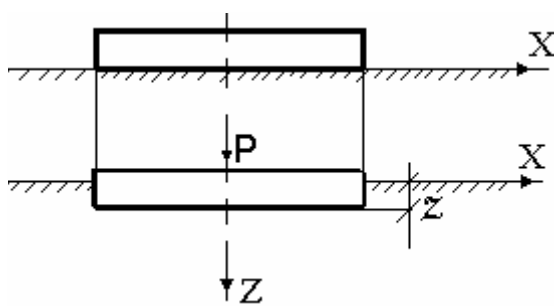
Рассчитываются гибкие ленточные конструкции - фундамент под стены.

3. Пространственная задача.



(Трехмерная задача)
(ж/б фундамент под колонну)

Проектирование гибких фундаментов
**Расчет балок по методу
 местных упругих деформаций (гипотеза Винклера).**



$$P_x = C_z \cdot Z_x ; \text{ где}$$

P_x – интенсивность давления, передающегося на основание (реактивный отпор грунта в т. X)

Z_x – величина перемещения в т. X (зависит от жесткости балок, характера распределения нагрузки, размеров балки и деформируемости основания)

C_z – коэффициент постели

Впервые этот метод был применён при расчете шпал под ж/дор., тогда считали, что $C_z = f$ (грунта), но потом выяснилось, что $C_z = f$ (грунта и ширины подошвы фундамента)

$$P_x = \frac{kZ}{cm^3}; \quad C_z = \frac{kZ}{cm^3}; \quad Z_x = \text{см}$$

Из сопромата известно уравнение, описывающее изгиб балки:

$$\frac{d^2 Z}{dx^2} = -\frac{M}{EI}; \quad \frac{d^3 Z}{dx^3} = -\frac{Q_x}{EI}; \quad \frac{d^4 Z}{dx^4} = -\frac{P_x}{EI};$$

Значение P_x заменяем исходной формулой:

$$\frac{d^4 Z}{dx^4} = -\frac{C_z \cdot Z_x}{EI}$$

Решая это уравнение мы найдем Z_x :

$$Z_x = e^{\alpha x} (A_1 \cdot \cos \alpha x + A_2 \cdot \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (A_3 \cos \alpha x + A_4 \sin \alpha x)$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{C_z \cdot b}{4EI}} ;$$

A_1, A_2, A_3, A_4 - произвольные постоянные, определяемые из начальных параметров.

В конечном итоге находим C_z и P_x , а следовательно M_x и Q_x .

Решение этой задачи во многих случаях приведено в табличной форме в зависимости от конструкции фундаментов (Справочник проектировщика).

$$M_x = -Z_x'' \cdot E \cdot I ; \quad Q_x = -Z_x''' \cdot E \cdot I$$

Расчет балок по методу общих упругих деформаций.

(Гипотеза упругого полупространства)

$$\Gamma \approx \frac{l^3 \cdot E_0}{h^3 \cdot E}; \quad \text{где } \Gamma - \text{гибкость балки};$$

l - полудлина балки;

h - высота балки;

E - модуль упругости материала балки;

где;

E_0 - модуль общей деформации грунта.

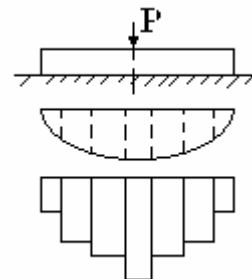
- | | | |
|-------------------|---------------------------|---|
| $\Gamma < 1$ | - абсолютно жёсткая балка | } Для всех случаев составлены таблицы
(метод Горбунова-Посадова) |
| $1 < \Gamma < 10$ | - жёсткая балка | |
| $\Gamma > 10$ | - гибкая балка | |

Часто при расчете гибких фундаментов (особенно если жесткость балки применима)- переходят к решению задач по методу **Жемочкина Б.Н.** (Исследование приемов строительной механики для решения статически неопределимых систем).

Метод Жемочкина для расчета фундаментных балок на упругом основании.

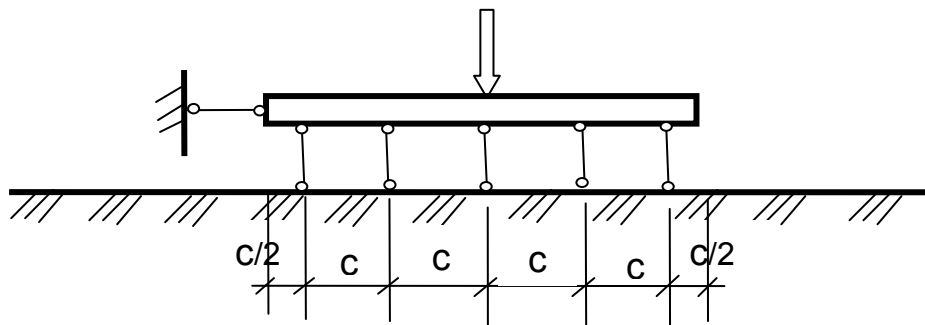
В основу метода положены следующие допущения:

1. **Действительная** криволинейная эпюра распределения давлений под подошвой балки заменяется ступенчатой



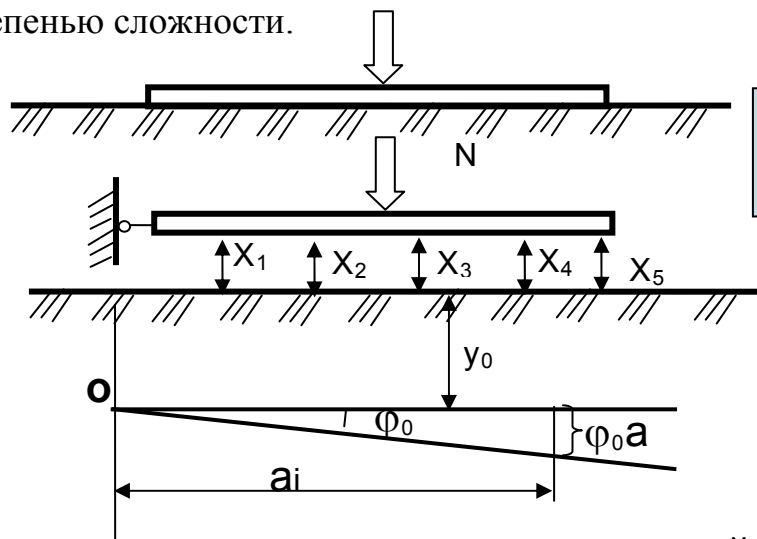
Распределение давлений на ширине балки также принимаются равномерным.

2. **Между балкой** и сжимаемым основанием предполагаются жесткие шарниры опирающиеся стержни, воспринимающие усилия от балки и равномерно распределяющие это усилие на основание.



4. **Условие** совместимости работы балки и основания и удовлетворяются равенством прогиба балки и осадки основания в месте закрепления опорного стержня $y_i = S_i$.

Этот метод является универсальным и позволяет решать любые задачи с любой степенью сложности.



Расчетная схема



Составляется система канонических уравнений (строительная механика):

$$\left\{ \begin{array}{l} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + X_3 \delta_{13} + X_4 \delta_{14} + X_5 \delta_{15} - y_0 - \varphi_0 a_1 + \delta_{1N} = 0 \\ X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + X_3 \delta_{23} + X_4 \delta_{24} + X_5 \delta_{25} - y_0 - \varphi_0 a_2 + \delta_{2N} = 0 \\ X_1 \delta_{31} + X_2 \delta_{32} + X_3 \delta_{33} + X_4 \delta_{34} + X_5 \delta_{35} - y_0 - \varphi_0 a_3 + \delta_{3N} = 0 \\ X_1 \delta_{41} + X_2 \delta_{42} + X_3 \delta_{43} + X_4 \delta_{44} + X_5 \delta_{45} - y_0 - \varphi_0 a_4 + \delta_{4N} = 0 \\ X_1 \delta_{51} + X_2 \delta_{52} + X_3 \delta_{53} + X_4 \delta_{54} + X_5 \delta_{55} - y_0 - \varphi_0 a_5 + \delta_{5N} = 0 \end{array} \right.$$

и дополнительно два уравнения равновесия:

$$\begin{aligned} \sum M_0 = 0; & \quad \sum N_i - X_1 a_1 - X_2 a_2 - X_3 a_3 - X_4 a_4 - X_5 a_5 = 0 \\ \sum Y = 0; & \quad \sum N - X_1 - X_2 - X_3 - X_4 - X_5 = 0 \end{aligned}$$

Задача решается смешанным методом.

δ_{ki} - единичное перемещение по направлению "к" связи от воздействия "i" связи

$$\delta_{ki} = y_{ki} + V_{ki}$$

y_{ki} - единичное перемещение, вызванное осадкой основания

Проектирование гибких фундаментов

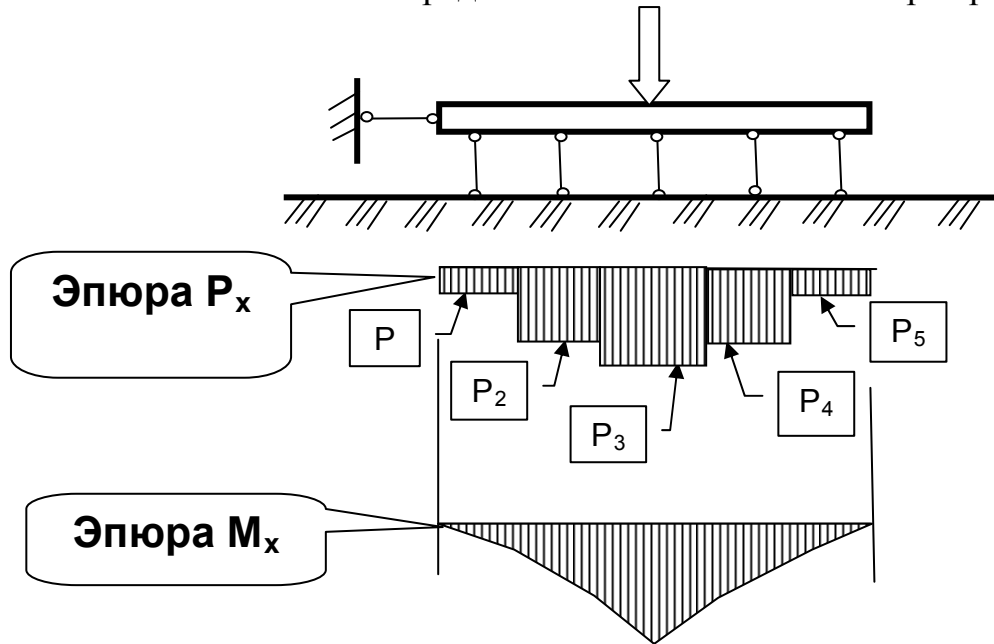
V_{ki} - единичное перемещение, вызванное прогибом балки

y_{ki} ; V_{ki} -находятся обычно по таблицам

Решив систему уравнений и найдя X_i , определяют величины реактивных давлений P_i , соответствующих ширине принятых участков ступенчатой эпюры (см. допущение № 1):

$$P_1 = \frac{X_1}{C}; \quad P_2 = \frac{X_2}{C}; \quad P_3 = \frac{X_3}{C}; \quad P_4 = \frac{X_4}{C}; \quad P_5 = \frac{X_5}{C};$$

Затем с использованием метода сечений строят эпюры изгибающих моментов M , а по ним окончательно определяют сечение балки и ее армирование



Область применения:

1. При хороших (плотных) грунтах.
2. Для расчета плит (днища емкостей).
3. При глубоком залегании скалы.

Лекция 22.

Инженерные методы улучшения свойств грунтов (искусственные основания)

Строительство линейных инженерных сооружений неизбежно связано с освоением новых территорий, расположенных, в том числе, и на слабых грунтах. Часто оказывается, что на естественном основании возводить инженерные сооружения практически невозможно, из-за несоответствия характеристик основания предъявляемым требованиям. В этих случаях прибегают или к специальным конструктивным мероприятиям, или к методам улучшения грунтов основания (искусственным основаниям).

Существуют три основных направления улучшения грунтов основания, представленные на схеме рис. 1.

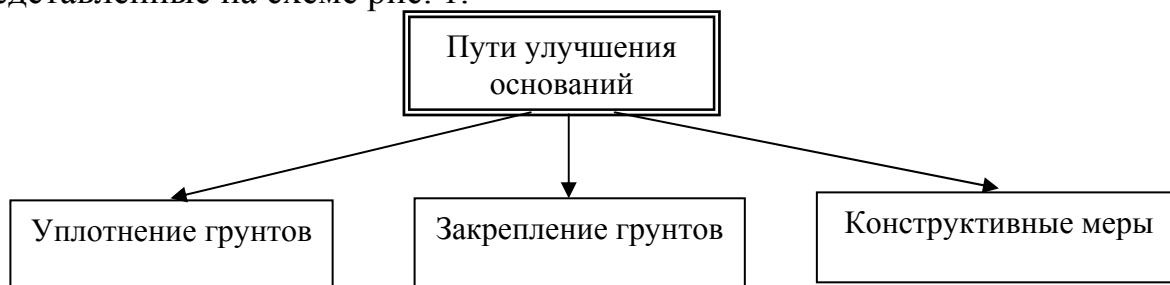


Рис. 1. Схема основных направлений развития путей улучшения оснований

1. Уплотнение грунтов оснований

Для увеличения несущей способности грунтов естественного сложения может быть применено его поверхностное уплотнение.

1.1. Поверхностное уплотнение грунтов

Поверхностное уплотнение обычно производят слоями толщиной $\leq 0,5$ м, используя такие механизмы уплотнения, как поверхностные трамбовки, катки, вибротрамбовки, виброплиты и т.д.

При необходимой толщине уплотнения грунта в 2...3 м, применяют поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками, массой до 2...7 т. В этом случае по уплотняемому грунту (поверхности дна котлована) производится серия ударов по одному месту до получения условного отказа. Трамбовка поднимается краном на высоту до 3...7 м и сбрасывается на уплотняемое основание (рис. 2).

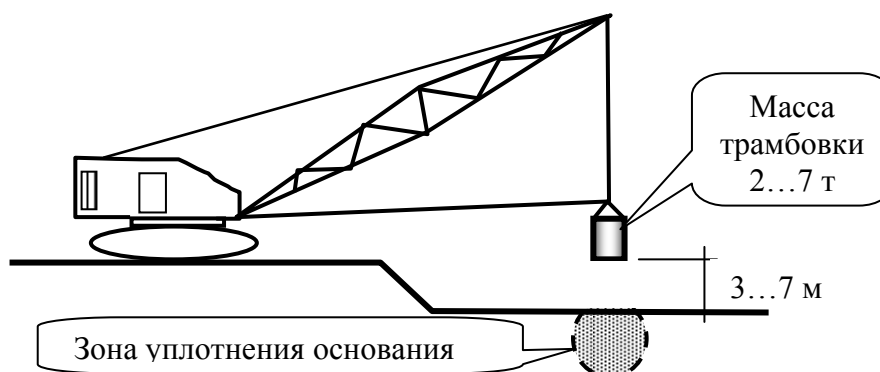


Рис. 2. Схема поверхностного уплотнения грунта тяжелыми трамбовками

Поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками применяется для сыпучих, а также лёссовых грунтов. Наибольший эффект уплотнения грунтов достигается при наличии в основании оптимальной влажности (рис. 3). Оптимальная влажность грунта определяется обычно экспериментально, с использованием прибора стандартного уплотнения.

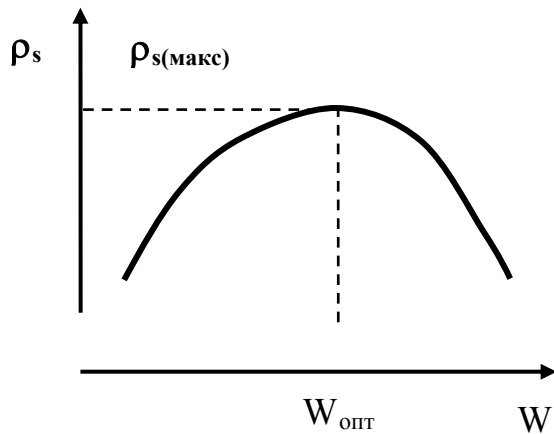


Рис. 3. Примерный график изменения $\rho_s = \rho_s(w)$

где ρ_s – плотность сухого грунта; W – влажность грунта; $W_{\text{опт}}$ – оптимальная влажность грунта.

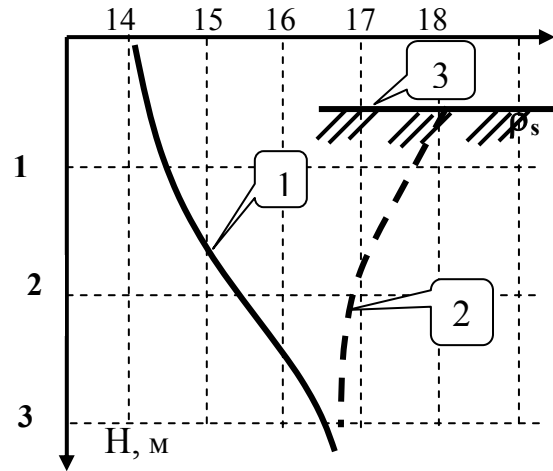


Рис. 4. Изменение плотности грунта ρ_s основания по глубине H

1- изменение ρ_s – до уплотнения; 2- тоже после уплотнения; 3- опускание поверхности грунта до 0,4...0,5 м.

Для связных грунтов оптимальная влажность чаще всего составляет:

$$W_{\text{опт}} = W_p + (1...3\%); \quad (1)$$

где W_p – влажность грунта на границе пластичности (раскатывания).

В отдельных случаях, при решении сложных инженерных задач, при поверхностном уплотнении могут применяться трамбовки массой более 10 т.

При необходимости уплотнения грунта основания на глубину более 3 м используют глубинные способы уплотнения.

1.2. Глубинное уплотнение грунта

Для уплотнения рыхлых с $e_0 > 0,75$ песчаных отложений используется а) метод гидробивроуплотнения (рис 5).

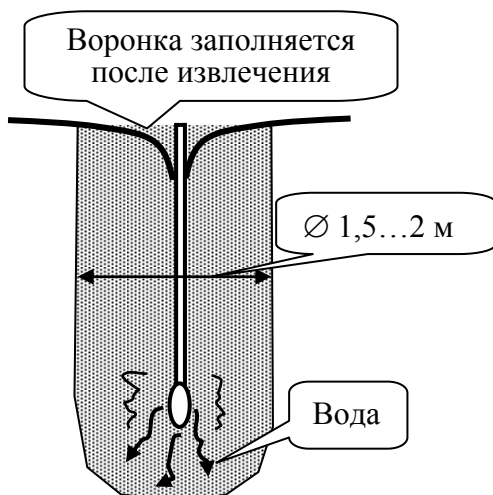


Рис. 5. Схема глубинного гидробивроуплотнения сыпучего грунта.

С поверхности грунта в уплотняемое основание погружается труба, на конце которой размещен гидровибратор. В трубу подается необходимое количество воды, до достижения уплотняемым основанием оптимальной влажности. Труба вместе с гидровибратором подвешивается к стреле крана и под действием собственного веса погружается в уплотняемое основание. В результате процесса погружения и извлечения гидровибратора грунт

уплотняется в объеме цилиндра диаметром 1,5...2 м и высотой до 10 м, и основание переходит в категорию средней плотности.

В случае необходимости для достижения основанием повышенной плотности, данный метод может сочетаться с поверхностным уплотнением.

б) метод уплотнения песчаными и грунтовыми сваями (рис. 6).

Порядок данного метода уплотнения основания заключается в следующем:

1. С поверхности уплотняемого основания погружается металлическая труба с раскрывающимся наконечником (происходит процесс уплотнения основания вокруг погружаемой трубы).
2. После погружения трубы на необходимую отметку, наконечник трубы раскрывается и труба извлекается с одновременным заполнением песком с виброуплотнением. В лессовых грунтах заполнение трубы осуществляется местным грунтом с необходимым увлажнением.
3. После извлечения трубы в уплотняемом основании образуется песчаная (грунтовая) свая, выполненная с заданной степенью плотности вместе с окружающим около свайным пространством.

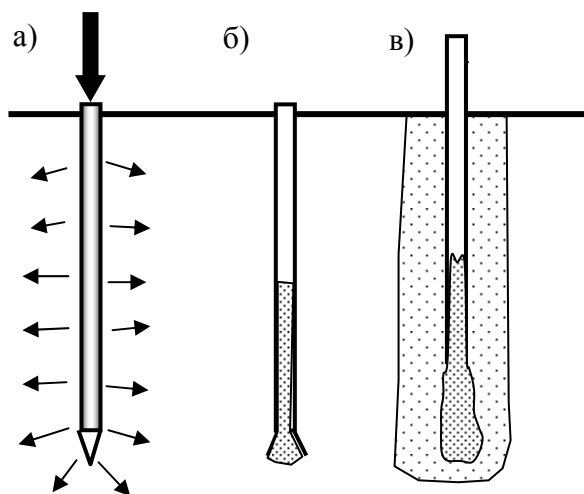


Рис. 6. Метод глубинного уплотнения основания с использованием песчаных (грунтовых) свай

а) – погружение трубы с раскрывающимся наконечником; б) – заполнение трубы песком с раскрытием наконечника; в) – извлечение трубы с формированием в основании песчаной свай с заданной степенью плотности.

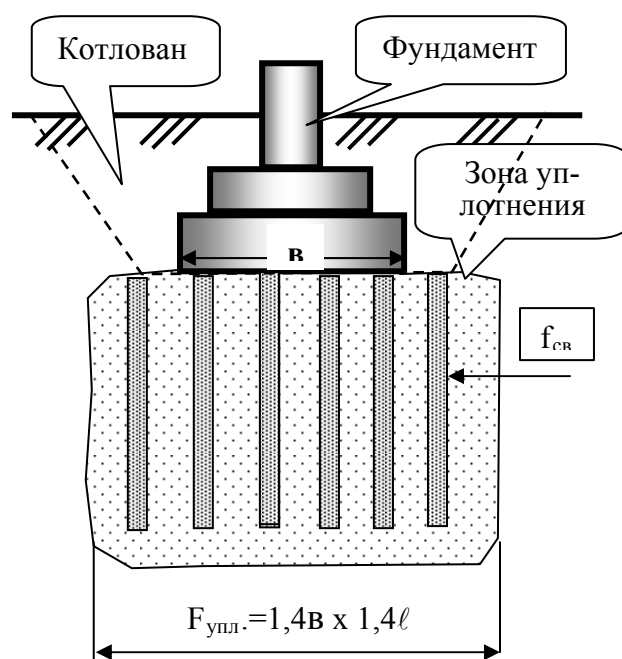


Рис. 7. Схема использования песчаных свай для уплотнения основания

$f_{св}$ – площадь поперечного сечения свай;
 $F_{упл.}$ – площадь уплотненного основания.

Чем чаще сделаны сваи, тем большую степень уплотнения получает грунт основания. Для избежания выпора грунта в котлован при уплотнении головы свай, котлован может разрабатываться после уплотнения основания сваями (рис. 7).

Необходимое количество песчаных свай для уплотнения основания может быть определено исходя из следующего условия:

$$n = \frac{e_0 - e_{\text{упл.}}}{1 + e_0} \frac{F_{\text{упл.}}}{f_{\text{св.}}}; \quad (2)$$

где e_0 , $e_{\text{упл.}}$ – соответственно, коэффициенты пористости грунта основания до и после уплотнения, последний, также как и $f_{\text{св.}}$ – площадь поперечного сечения сваи, задаются в процессе проектирования; $F_{\text{упл.}} = 1,4b \times 1,4l$ – площадь уплотненного основания; b , l – соответственно ширина и длина проектируемого фундамента.

Следует отметить, что для связных водонасыщенных грунтов подобные сваи могут изготавливаться методом виброштампования (пневмопробойником) и заполняться щебеночно-песчаной смесью с добавлением цемента.

в) метод уплотнения приложением нагрузки

Глубинный процесс уплотнения основания происходит и при приложении к нему уплотняющей нагрузки (в виде отсыпанной насыпи) (рис 8).

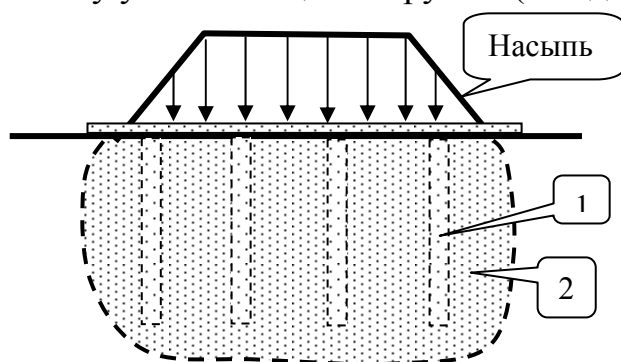


Рис. 8. Глубинное уплотнение грунта основания пригрузкой

1 – фильтрующие искусственные дрены; 2 – зона уплотнения основания.

Для глинистых грунтов подобный процесс уплотнения основания происходит довольно медленно (теория фильтрационной консолидации в механике грунтов), продолжающийся до нескольких десятков лет.

В целях сокращения сроков процесса уплотнения основания, используются искусственные дрены, способствующие ускорению процесса фильтрационной консолидации.

г) метод уплотнения понижением уровня грунтовых вод

Известно, что грунт расположенный ниже уровня грунтовых вод (У.Г.В.) испытывает взвешивающее действие воды, которое проявляется в виде снижения величины удельного веса грунта. При искусственном водопонижении, грунт оказывается выше У.Г.В., что приводит к увеличению удельного веса грунта и, как следствие, к уплотнению основания.

Следует учитывать и негативные последствия данного явления, когда вместе с уплотнением основания получают дополнительные осадки и расположенные на данной территории сооружения.

д) метод уплотнения взрывами

Применение данного метода эффективно при освоении новых (не застроенных) территорий. Взрывами уплотняются большие объемы грунта, с использованием предварительно пробуренных шпуров, в которые помещаются взрывчатые вещества (В.В.). Использование В.В. требует особого подхода к решению поставленных инженерных задач и связано с повышенным риском в период производства взрывных работ.

Метод уплотнения грунтовых оснований взрывами находит применение в гидротехническом строительстве.

е) метод уплотнения замачиванием

Данный метод имеет ограниченное применение и используется лишь для лессовых оснований (см. механику грунтов). Предварительное замачивание лессовых оснований разрушает структуру лесса и вызывает его просадку под действием собственного веса, т.е. происходит процесс уплотнения.

Уплотнение грунтов оснований на используемых или застроенных территориях часто затруднительно, в этом случае прибегают к закреплению грунтов.

2. Закрепление грунтов оснований

Закрепление грунтов оснований основано на проникновении различных реагентов в грунтовое поровое пространство и взаимодействие их с минеральными частицами. Очевидно, что применение того или иного метода закрепления грунтов будет зависеть от пористости основания, или от его коэффициента фильтрации.

В зависимости от значений коэффициента фильтрации (K_f) грунтов оснований, могут быть использованы различные методы закрепления.

Для грунтов с коэффициентом фильтрации $K_f > 100$ м/сут (трещеноватые скальные породы, гравелистые пески и т.п.) используется цементация.

2.1. Цементация оснований

Цементация – это нагнетание цементного раствора в поры грунта обычно с $K_f > 100$ м/сут, с целью его уплотнения и скрепления минеральных частиц (отдельных блоков).

Для грунтов с $K_f = 50 \dots 100$ м/сут (средние и крупные пески) рекомендуется для повышения активности цемента проводить его измельчение до величины удельной поверхности в $6000 \dots 8000$ см²/г.

Для закрепления песков с $K_f = 30 \dots 50$ м/сут рекомендуется для повышения активности цемента проводить его измельчение до величины удельной поверхности в $8000 \dots 10000$ см²/г, с применением добавки жирных глин.

Цементационный раствор посредством перфорированного иньектора подается в грунт под давлением до $0,2 \dots 0,4$ МПа. Используется как правило закрепляющий раствор, имеющий состав:

- цемент + вода (1:5) («цементное молоко»);
- цемент + вода + песок (1:5:1).

Исторически, впервые в 1922...1923 гг., цементация была применена в России при строительстве плотины «Волховстроя». С тех пор, данный метод закрепления оснований получил развитие и в современных условиях широко применяется в основном при усилении оснований реконструированных сооружений (рис.9).

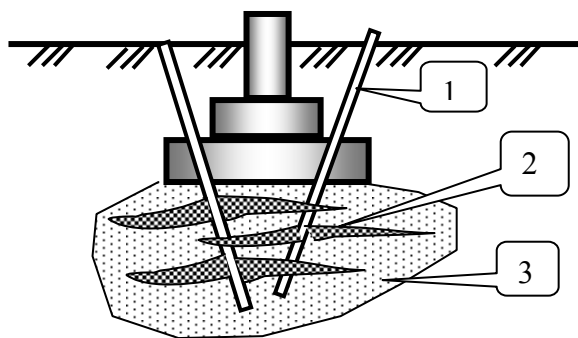


Рис. 9. Принципиальная схема цементации (закрепления) основания под фундаментом, реконструируемого сооружения с использованием «манжетной» технологии.

1 – иньектор; 2 – гидравлический разрыв, заполненный цементным раствором; 3 – закрепленный массив основания.

2.2. Силикатизация оснований

Силикатизация – это химическое закрепление грунтов с $K_{\phi} = 2...80$ м/сут при нагнетании в основание раствора кремневой кислоты (жидкого стекла) $Na_2 O \cdot nSiO_2$. При разложении в грунте кремневая кислота переходит в состояние геля и связывает отдельные минеральные частицы. Для ускорения данного химического процесса в грунт вводят катализатор – хлористый кальций ($Ca Cl_2$). Такой способ закрепления грунтов получил название двухрастворного (рис. 10).

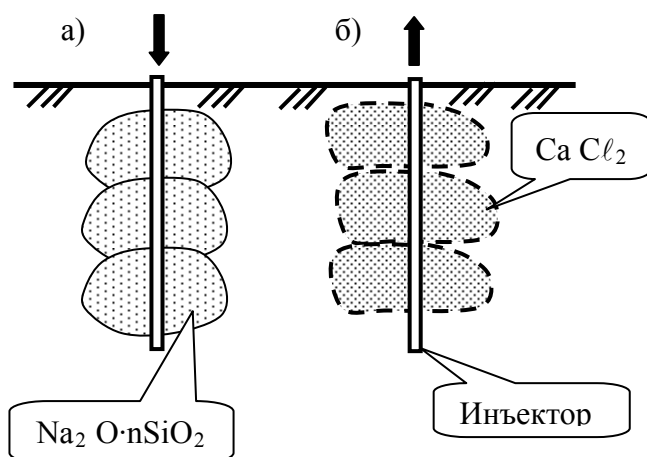


Рис. 10. Принципиальная схема двухрастворной силикатизации оснований

а) - нагнетание жидкого стекла при погружении иньектора; б) – нагнетание хлористого кальция при извлечении иньектора.

В этом случае иньекционный гелеобразующий раствор состоит из смеси жидкого стекла и фосфорной кислоты ($Na_2 O \cdot nSiO_2 + H_3 PO_4$). Однорастворный метод силикатизации придает прочность грунту порядка 0,3...0,5 Мпа. Однако, из-за относительно большой стоимости $H_3 PO_4$, данный метод закрепления получил ограниченное применение.

Необходимо отметить, что для лёссовых (химически активных) грунтов, в составе которых содержатся соли кальция ($CaSO_4$), также используется одно-

Используя «манжетную» технологию при нагнетании цементного раствора в закрепляемое основание и избыточное давление до 0,4...0,5 Мпа, представляется возможным закреплять мелкие и пылеватые пески, с образованием «гидравлических разрывов» в грунте.

Данная методика получает дальнейшее развитие в исследованиях отечественных ученых.

Закрепленный грунт основания приобретает прочность следующего порядка:

- песок – 1,5...3,0 Мпа;
- супесь – 0,5 Мпа;
- лёсс – 0,8 Мпа.

Силикатизация находит широкое применение для закрепления пылеватых грунтов, удовлетворяя требованиям повышения прочности оснований при реконструкции сооружений.

Для грунтов с $K_{\phi} = 0,2...5$ м/сут (пылеватые пески, супеси) используется однорастворный метод силикатизации. В этом

растворный метод силикатизации. В этом случае в закрепляемое основание нагнетается лишь раствор кремневой кислоты (силиката натрия), который, взаимодействуя с солями кальция, образует водонерастворимый гель.

В лёссовых грунтах однорастворный метод силикатизации придает закрепленному грунту прочность до 2 МПа.

2.3. Электрохимическое закрепление

Для грунтов с $K_{\phi} < 0,1$ м/сут (супеси, суглинки) применяют электрохимическое закрепление. Электрохимическое закрепление основано на явлении электроосмоса, которое еще в 1808 г. было открыто профессором Московского университета Ф. Ф. Рейсом. Суть данного явления заключается в том, что при пропускании постоянного тока через глинистый грунт, последний теряет связную воду, которая получает перемещение (миграцию) в сторону отрицательного электрода (катода).

При электрохимическом закреплении к перфорированным трубам-электродам подается постоянный ток со средним напряжением 70...80 В (рис.4.11).

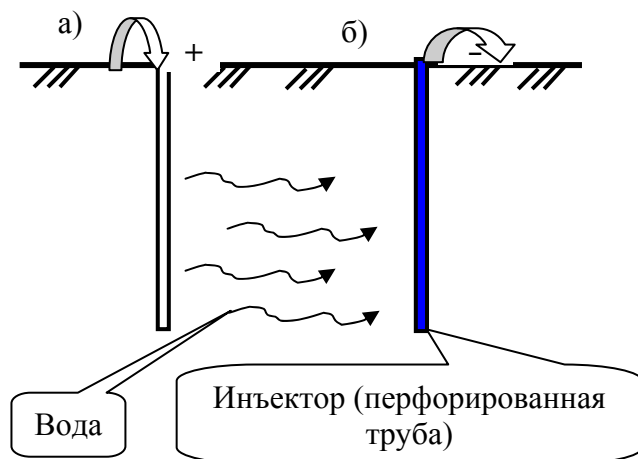


Рис. 4.11. Принципиальная схема электрохимического закрепления связного грунта
а) – Ињектор анод с закачкой $CaCl_2$; б) – Ињектор катод с откачкой свободной воды.

Свободная вода скапливается около катода, а затем через перфорированный ињектор откачивается. Одновременно через ињектор анод подается раствор хлористого кальция ($CaCl_2$), который способствует закреплению основания. Периодически производится смена полярности.

В результате проведения подобных работ в связном грунте уменьшается влажность (грунт переходит в категорию тугопластичного, полутвердого состояния, с коэффициентом фильтрации $K_{\phi} < 0,01$ м/сут) и возрастает прочность (угол внутреннего трения и сцепления увеличиваются до 70%).

2.4. Электроосмос

Электроосмос применяется в водонасыщенных связных грунтах, а также для предварительного (превентивного) оттаивания мерзлых (в том числе и вечномерзлых) грунтов.

Также как и при электрохимическом закреплении в основание погружаются электроды: (+) анод в виде металлического стержня и (-) катод в виде перфорированной трубы. При пропускании постоянного тока через глинистый (мерзлый) грунт, последний теряет связную воду, которая получает перемещение (миграцию) в сторону отрицательного электрода (катода). Скопившаяся свободная вода у катода откачивается через перфорированный электрод-трубу.

Процесс закрепления по данной методике зависит от времени пропуска тока через грунт и сопровождается частичным разрушением металлического стержня-анода.

В результате проведения подобных работ в закрепляемом грунте происходят: 1. Уменьшение влажности. 2. Частичное уплотнение.

2.5. Закрепление основания с использованием термической обработки, битуминизации, глинизации, струйной (напорной) технологии

Термическая обработка грунта предназначена для устранения просадочности лёссовых оснований. Узкая направленность данного способа закрепления основания связана с тем, что лёссовый грунт при температуре около 400°C практически теряет свои просадочные свойства, превращаясь в обычный суглинок. На этом принципе и основывается методика закрепления данного основания, схема выполнения которой приведена на рис. 4.12.

В общем случае, работы по термической обработке лёссового основания выполняются в следующей последовательности:

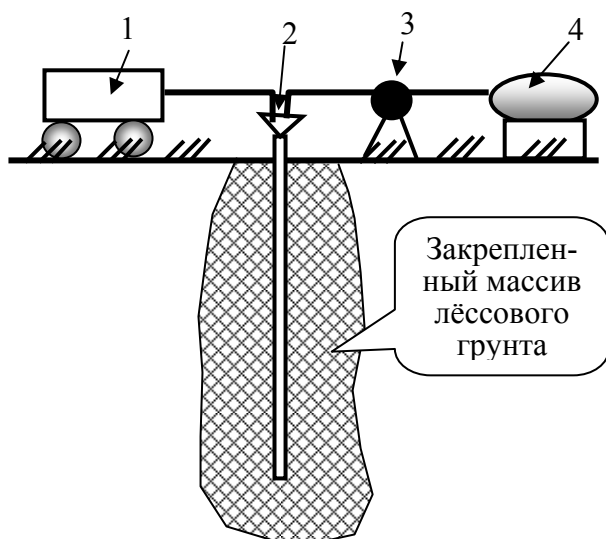


Рис 4.12. Принципиальная схема термического закрепления лёссового основания
1 – Компрессор; 2 – Форсунка; 3 – Насос; 4 – Емкость для горючего.

1. С поверхности грунта пробуривается скважина.
2. В устье скважины устанавливают форсунку (2).
3. В форсунку подается горючие из резервуара (4) с помощью насоса (3) и сжатый воздух компрессором (1).

4. Зажженное пламя в устье скважины (форсунке) достигает температуры $> 1000^{\circ}\text{C}$, которая через стенки скважины нагревает грунт. В массиве лёссового грунта образуется столб обожженного грунта диаметром около 3 м. Граница закрепленного массива лёссового грунта соответствует $t \approx$

400°C .

Прочность обожженного грунта достигает до 1 МПа и зависит от времени термической обработки.

Битуминизация и глинизация грунтовых оснований используются в основном для снижения фильтрационных способностей трещиноватых и гравелистых грунтов.

При битуминизации, в поры грунта через скважину-инъектор нагнетается либо разогретый битум ($t \approx 200...220^{\circ}\text{C}$), либо холодная битумная эмульсия (60% битума + 40% воды с эмульгатором). В первом случае, необходимо поддерживать высокую постоянную температуру в скважине, используя дополни-

тельный электрообогрев, что требует соблюдения повышенных мер безопасности. Во втором случае, в грунт необходимо подавать дополнительный реагент - коагулятор, который способен разрушить эмульсионную пленку и обеспечить связность битума с грунтом.

При глинизации в поры грунта закачивают глинистую суспензию. Глинистые частицы, имея размер $< 0,001$ мм, обладают высокой проникающей способностью, а, попадая в поры грунта и соединяясь с водой, коагулируют, увеличиваясь в объеме, и заполняют поровое пространство. В результате фильтрационные свойства грунтов резко снижаются.

В современных условиях развития геотехники широкое применение находит метод закрепления грунтов основания с использованием струйной технологии (Get grouting). Принципиальная схема закрепления грунтов по струйной технологии приведена на рис. 4.13.

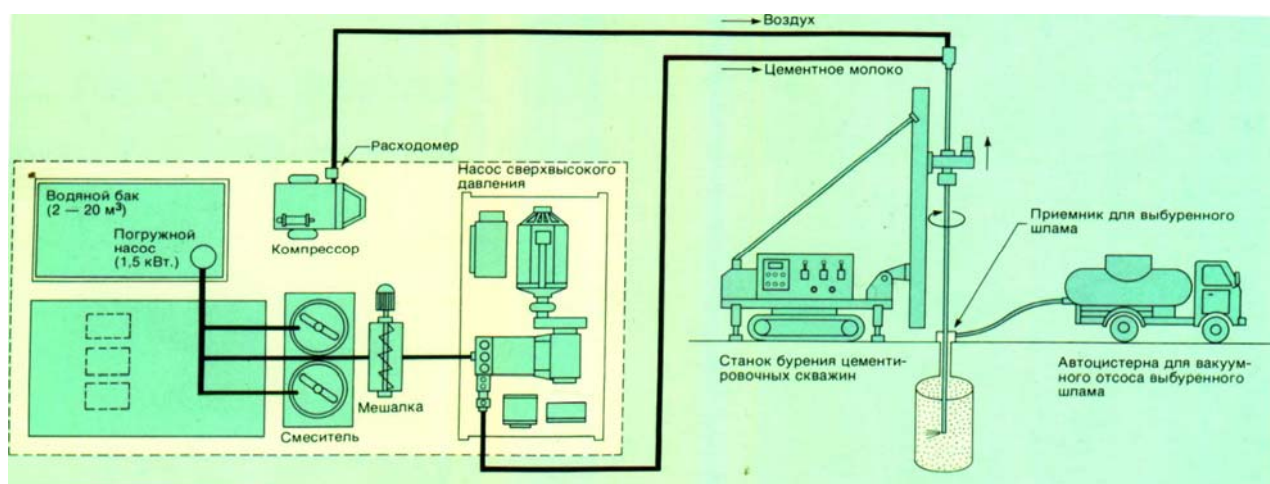


Рис. 4.13. Технологическая схема закрепления грунта по струйной технологии

Закрепление грунта по данной технологии заключается в следующем:

1. В пробуренную скважину опускается специальный струйный монитор, через сопла которого под давлением до 100...150 атм подаются струи воды.
2. Струи воды размывают грунт, превращая его в пульпу. Одновременно в размытую скважину закачивается цементный раствор, который перемешивается с остатками грунта в скважине.
3. Грунтовая пульпа в виде выбуренного шлама поднимается из скважины вверх и подлежит регенерации.
4. Закаченный в размытую скважину цементный раствор, заполняет образующуюся полость, создавая грунтоцементную смесь.

Полученный грунтоцементный столб (массив) закрепленного грунта обладает достаточной прочностью и практически водонепроницаем, что позволяет данную технологию рассматривать также в качестве противофильтрационной завесы.

Объем и качество закрепляемого массива грунта зависят от давления размываемой струи, состава грунта и продолжительности выполнения работ.

Конструктивные меры улучшения оснований

Данные меры улучшения оснований связаны с конструктивным (коренным) изменением свойств грунтов или изменением расчетной схемы работы основания. Существуют различные способы, позволяющие улучшать свойства грунтов оснований. Наиболее распространенным следует считать способ замены слабого грунта на достаточно хорошее, надежное основание или устройство песчаных подушек.

1. Замена слабого слоя грунта основания (устройство песчаных подушек)

Песчаные подушки обычно выполняют из средне или крупнозернистого песка (может использоваться и щебень).

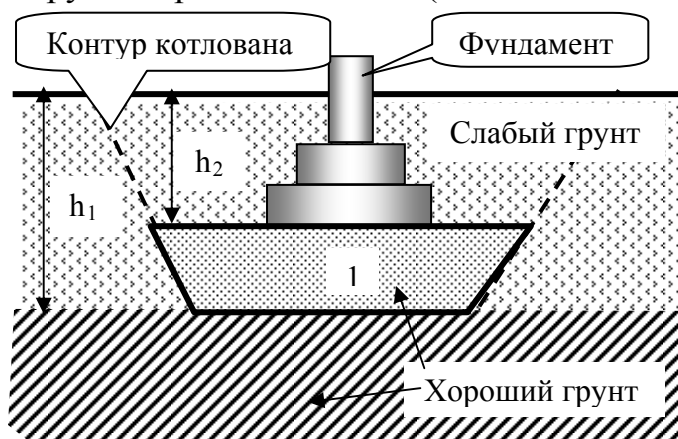


Рис. 1. Песчаная подушка полностью прорезает слабый слой грунта
1 – Песчаная подушка (хороший грунт).

со стенками котлована. Песчаную подушку укладывают с заданной степенью плотности, обеспечивая, таким образом, передачу давления от фундамента на хороший грунт, что позволяет снизить величину возможных осадок.

Другая цель устройства песчаной подушки – это уменьшить интенсивность давления от фундамента на слабый слой грунта (рис. 2; 3).

Одна из основных целей устройства песчаной подушки – это уменьшить глубину заложения фундаментов при прорезке слабого слоя грунта (рис. 1). При большой мощности слабого слоя грунта (h_1) экономически не выгодно заглублять фундамент на такую глубину. С целью уменьшения глубины заложения фундамента (h_2), выполняют песчаную подушку, укладывая ее в распор

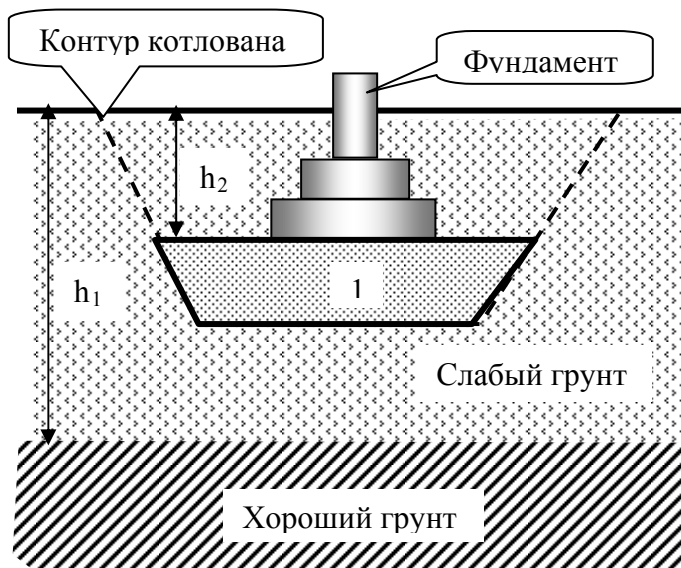


Рис. 2. Песчаная подушка не полностью прорезает слабый слой грунта
1 – Песчаная подушка (хороший грунт).

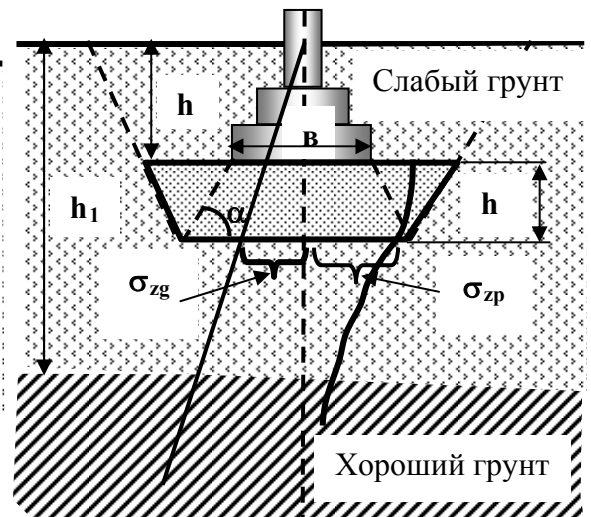


Рис. 3. Расчетная схема к определению размеров песчаной подушки

В этом случае фундамент опирается на песчаную подушку (хороший грунт), а ниже располагается слабый слой грунта. Возникает необходимость проверки слабого подстилающего слоя грунта. Такая проверка производится исходя из следующего условия:

$$\sigma_{zg} + \sigma_{zp} \leq R_{сл}; \quad (1)$$

где σ_{zg} – ордината эпюры природного давления грунта, приходящегося на кровлю слабого подстилающего слоя; σ_{zp} – ордината эпюры дополнительного (уплотняющего) давления грунта, приходящегося на кровлю слабого подстилающего слоя; $R_{сл}$ – расчетное сопротивление слабого слоя грунта в уровне низа подушки от условного фундамента.

Условие (1) позволяет запроектировать песчаную подушку, используя метод последовательных приближений:

1. Первоначально задаются высотой песчаной подушки (h_n), исходя из геологических условий и планируемого производства работ.
2. Строят эпюры природного и дополнительного (уплотняющего) давлений грунта.
3. Вычисляют $R_{сл}$ – расчетное сопротивление слабого слоя грунта в уровне низа подушки от условного фундамента. Ширина подошвы условного фундамента определяется исходя из угла α - рассеивания напряжений, который принимается:
- $\alpha = 45^\circ$ - для торфа; - $\alpha = 50...60^\circ$ - для пылеватых песков.
4. Проверяется условие (1). В случае выполнения данного условия, проектирование песчаной подушки считается выполнено верно. В

противном случае - производится перепроектирование песчаной подушки, которое заключается, прежде всего, в изменении ее высоты.

В случае необходимости устройства песчаной подушки высотой $h_{п} > 1$ м, ее ширина выбирается из условия равновесия в предельном состоянии по специально разработанной методике Б.И. Далматова.

Песчаные подушки могут устраиваться и с целью уменьшения глубины заложения фундаментов, проектируемых в пучинистых грунтах. В таком случае песчаная подушка, выполненная из крупнозернистого (не пучинистого) грунта – основания, выполняет роль замены пучинистого грунта на не пучинистый. Наиболее актуально выполнение таких мероприятий для районов с глубоким сезонным промерзанием, что позволяет существенно снизить глубину заложения фундаментов, получая в итоге экономический эффект.

Следует подчеркнуть, что песчаную подушку не рекомендуется устраивать при следующих условиях:

1. При наличии в пределах высоты подушки переменного уровня грунтовых вод и работы подушки как дренажа. В этом случае возможно проявление явления суффозии, а также заиливание подушки, что может привести к дополнительным осадкам фундаментов и превращения подушки в обычный пучинистый грунт.
2. При наличии в пределах высоты подушки напорных грунтовых вод и заложении подошвы фундамента выше расчетной глубины промерзания. В этом случае промерзание песчаной подушки может привести к пучению грунта подушки за счет действия напорных грунтовых вод.

2. Взятие грунта в обойму

При устройстве фундаментов мелкого заложения на слабых, сильносжимаемых основаниях, может быть использован метод усиления основания в виде взятия сжимаемого основания в обойму (рис.4).

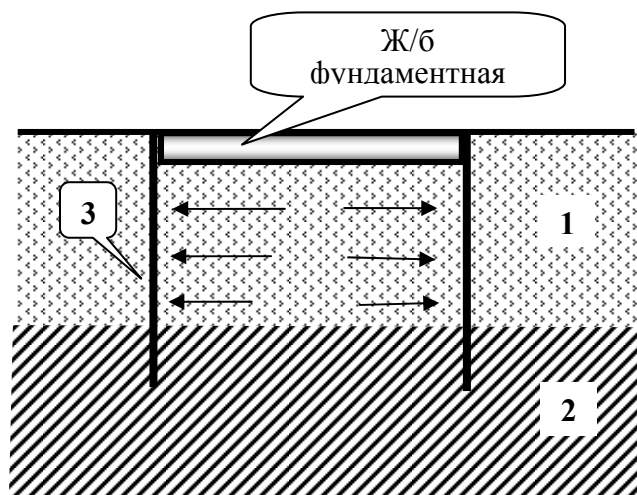


Рис. 4.. Схема конструктивного усиления основания с использованием шпунтовой обоймы
 1 – Слабый грунт; 2 – Хороший грунт; 3 – Шпунт по периметру фундаментной плиты.

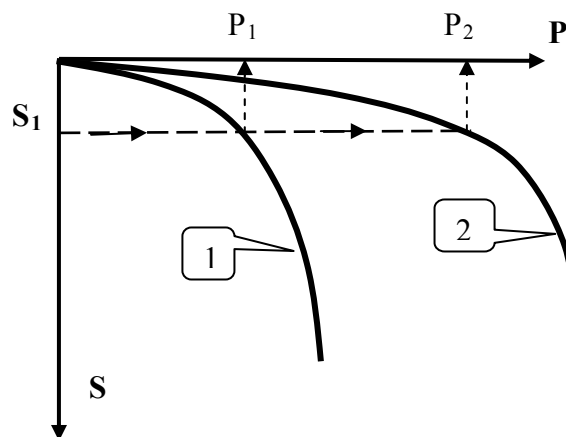


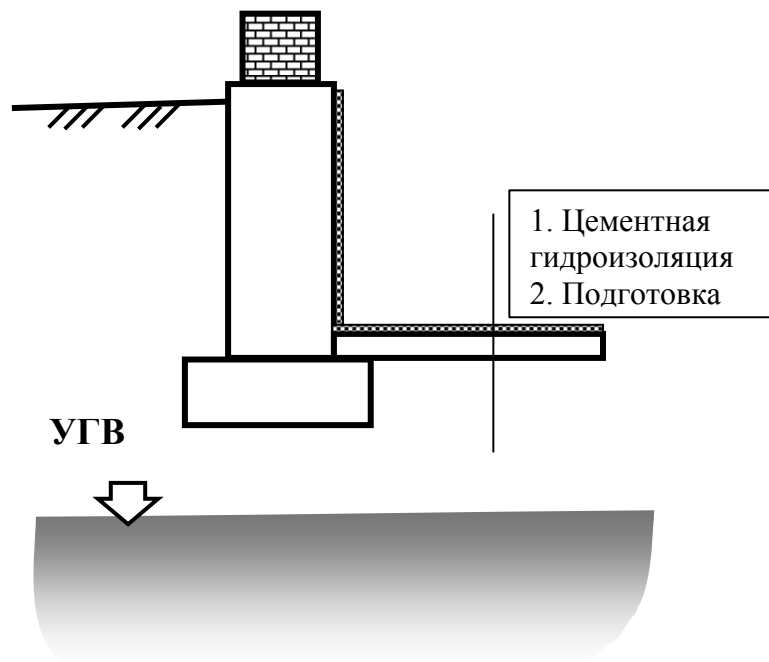
Рис. 5. График изменения несущей способности основания в зависимости от условий его работы
 1 – $S = S(P)$ до усиления; 2 - $S = S(P)$ после устройства шпунтового ограждения.

Данное конструктивное мероприятие предназначено для исключения возможности выпора слабого слоя грунта из-под подошвы фундамента. В этом случае по периметру фундаментной плиты выполняется сплошная шпунтовая стенка, воспринимающая боковое давление грунта. В результате объем слабого сжимаемого грунта под подошвой фундамента становится ограниченным со всех сторон, что аналогично работе грунта в условиях компрессии и позволяет значительно повысить его несущую способность. На рис. 5 дан график сравнительных результатов зависимостей осадки (S) фундамента от величины прикладываемого давления под его подошвой (P). Кривая 1 иллюстрирует зависимость $S = S(P)$ до усиления основания (устройства шпунтового ограждения). Кривая 2 – та же зависимость после выполнения усиления - устройства шпунтового ограждения. Нетрудно заметить, что одна и та же величина осадки (S_1) достигается при разных величинах давлений ($P_1 < P_2$), что подтверждает качественную эффективность данного способа усиления основания.

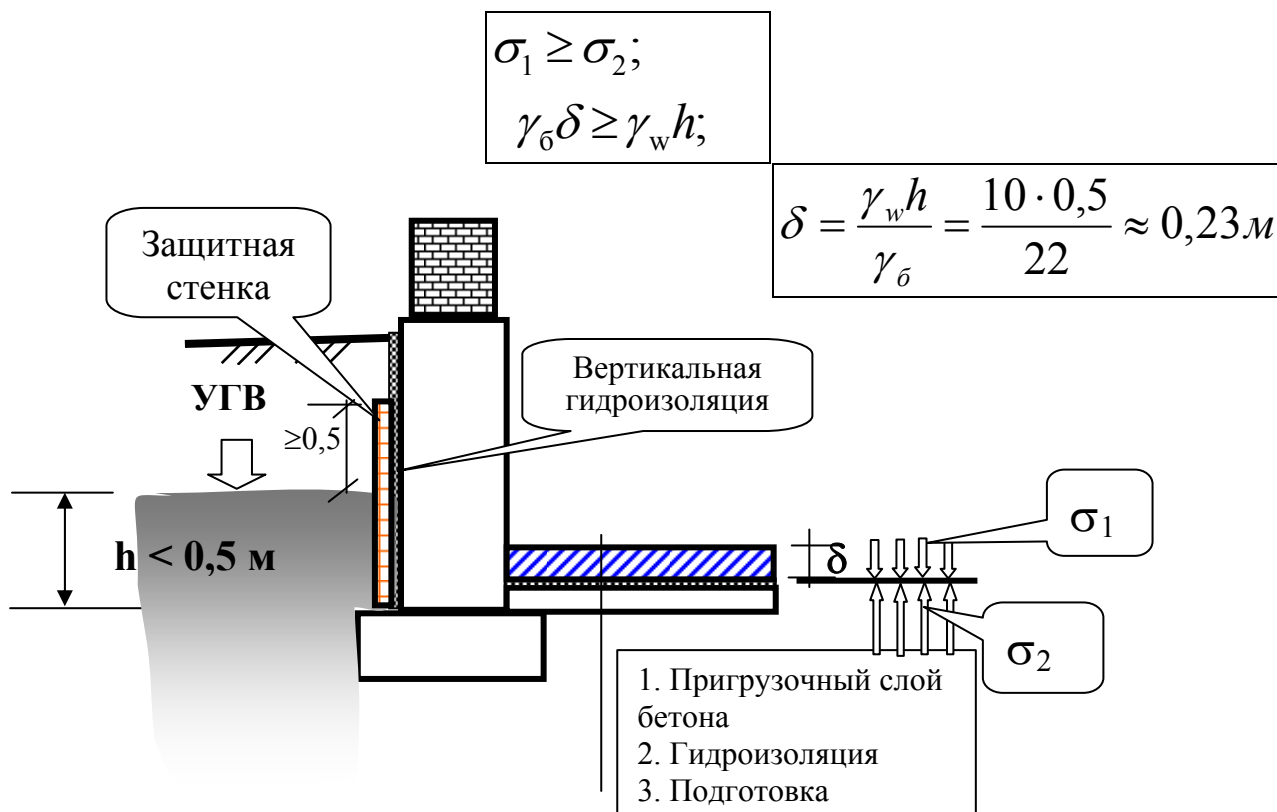
Количественный анализ рассмотренного метода усиления основания, может быть дан на основе численного геотехнического моделирования данной инженерной задачи, с использованием метода конечных элементов.

Гидроизоляция подвальных помещений

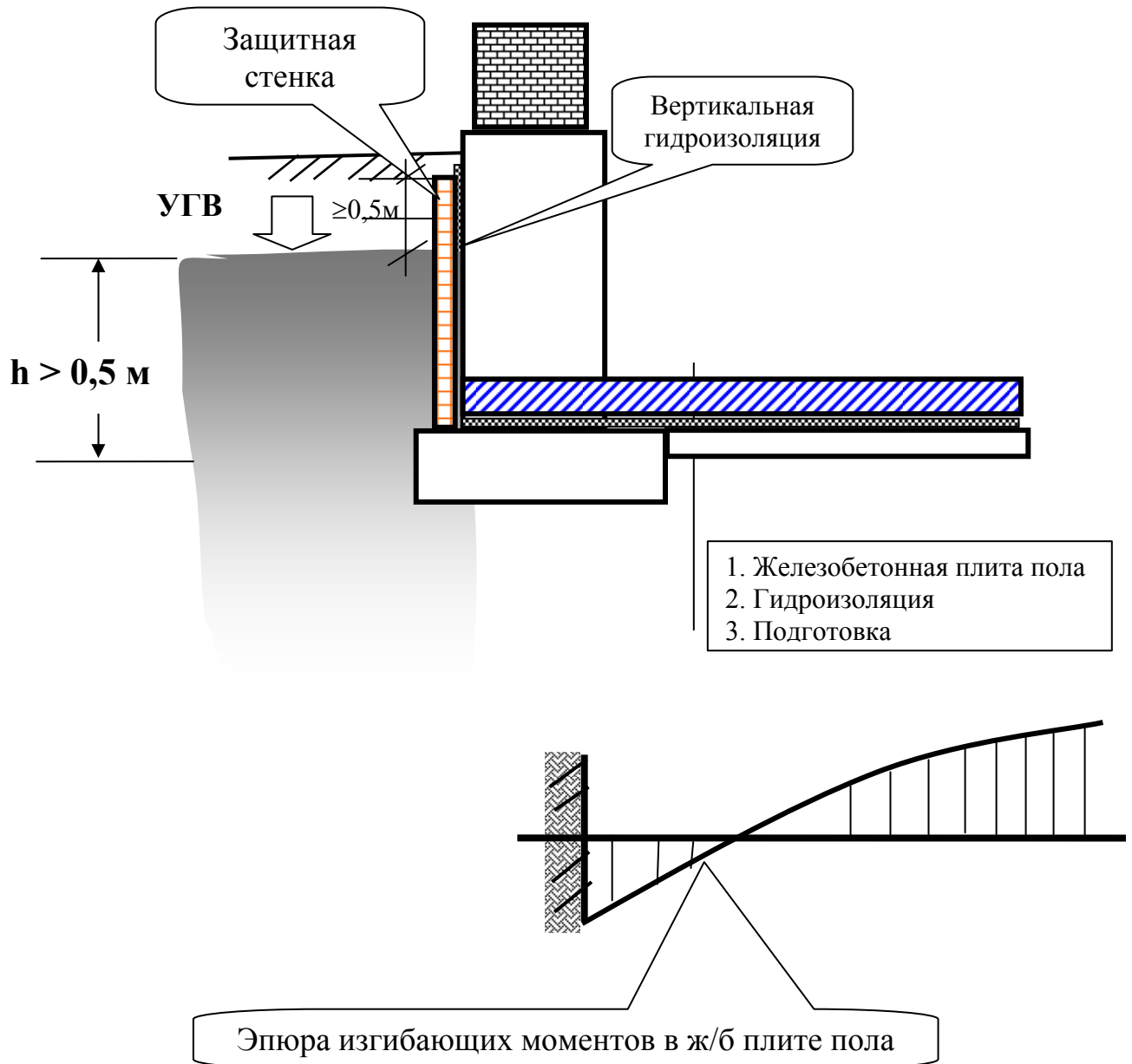
1. При низком положении УГВ.



2. УГВ выше отметки низа конструкции пола подвала **не** более 0,5 м



3. УГВ выше отметки низа конструкции пола подвала более 0,5 м



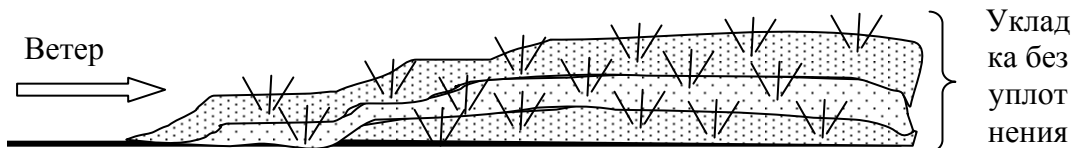
Фундаменты на просадочных грунтах

Просадочные грунты { Лёсс – 17 % территории России
Торфяные грунты – 15% } На торфах строят крайне редко за исключением Санкт-Петербурга, Мурманска и торфяных районов нового севера (Тюмень)

Лессовые грунты занимают почти всю Украину, Среднюю Азию и встречаются в Восточной Сибири. Самая большая территория лёсса находится в Китае (на географических картах Китай всегда окрашивается в желтый цвет – цвет лёсса).

Из инженерной геологии известно, что лёсс

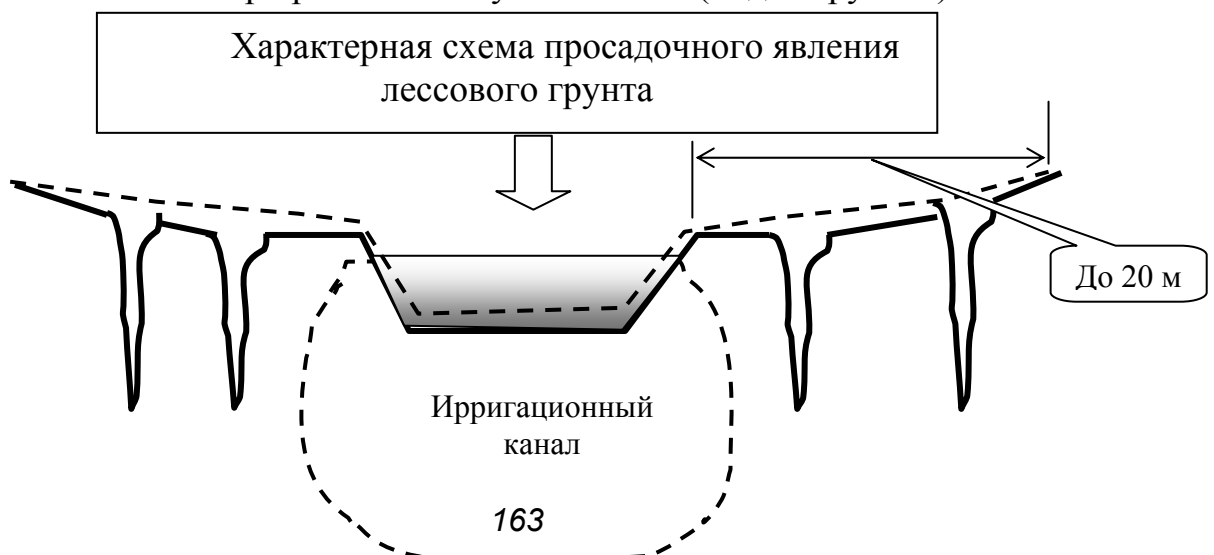
- эолового происхождения
- содержит соли CaCO_3 ; CaSO_4
- мало влажен
- довольно однороден
- характерная особенность наличия макропор.



Постепенно растительность сгнивала, вода испарялась, а соли оставались. Поскольку водо-коллоидные связи, оставшейся пленочной воды, прочны и могут выдержать большую нагрузку, то грунт не уплотнялся $e \sim \text{const}$ (недоуплотненный грунт) – наличие макропор. (Макропоры увеличивают также большое количество землероев).

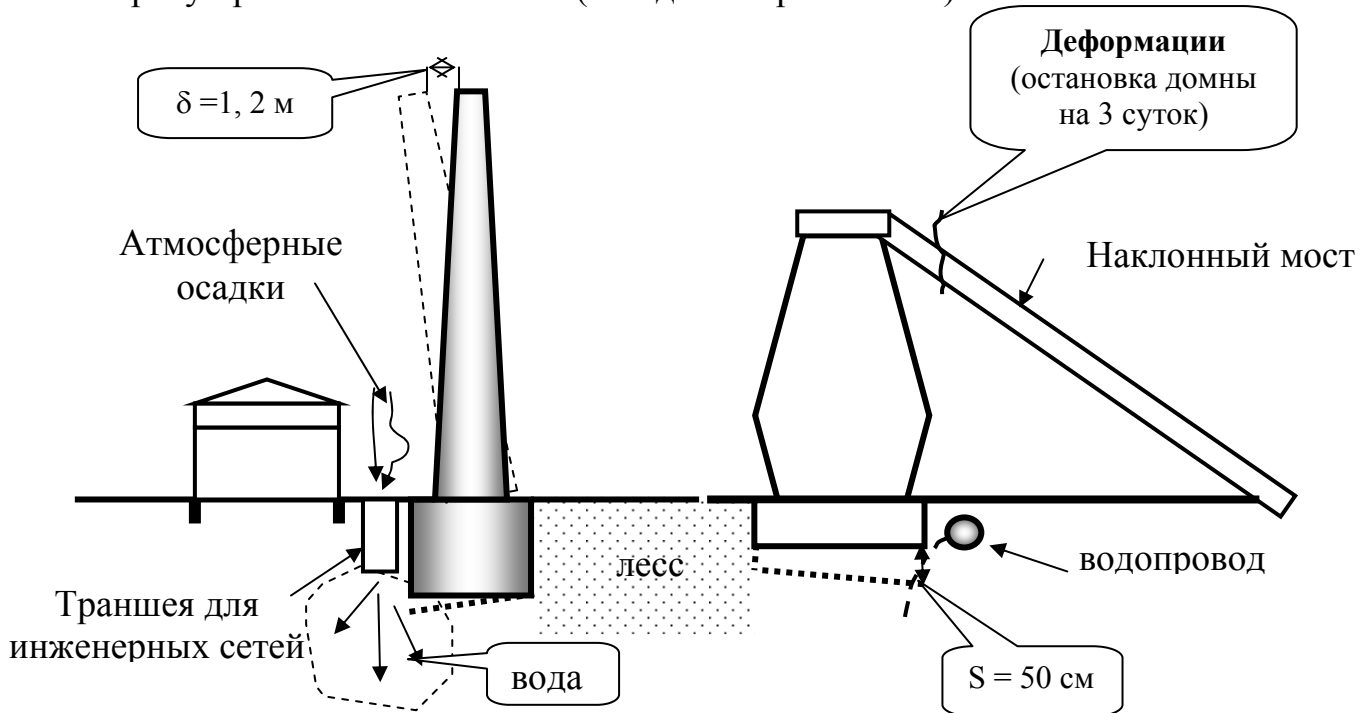
Просадочность и ее характеристики

Просадочностью называется способность лессового макропористого грунта очень быстро размокать и уплотняться (под нагрузкой).



Ширина раскрытия трещин составляла 30 – 40 см, а величина просадки 0,3 – 2 м. Явления просадки наблюдались в г. Грозном – у смотровых колодцев в результате переполнения их водой (в Запорожье и т.д.).

В массовом количестве с подобными явлениями сталкивались впервые уже в конце 20-х годов при строительстве Западно-Сибирского Metallургического комбината. Большие исследования тогда поэтому вопросу провел Абелев Ю.М. (завод «Запорожсталь»)

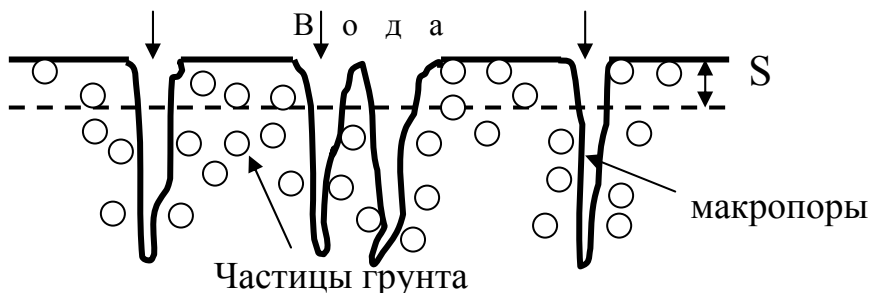


Отчего происходит просадка?

Лесс имеет преимущественно такие характеристики:

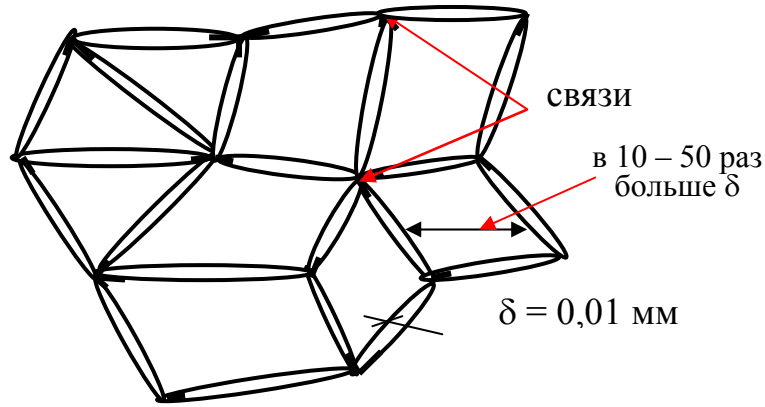
1. $\gamma = 14 \dots 16 \text{ кН/м}^3$;
2. $W = 6 - 15 \%$ (вода в виде пленочной влаги);
3. $n = 45 - 55\%$.

Большое наличие макропор в виде трубчатых канальцев $\varnothing = 0.1 \dots 4 \text{ мм}$ (преимущественно вертикальное положение)



Макроструктура лессового грунта

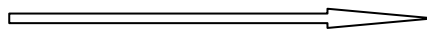
Фундаменты на просадочных грунтах



Микроструктура лессового грунта

Такая система находится в равновесии и превосходно воспринимает статическую нагрузку в $2 - 3 \text{ кг/см}^2$, подобно пространственной конструкции.

Роль узлов заменяют связи:



- CaCO_3 – кальцит – вяжущее вещество
- склеивающие действия пленочной воды глинистых

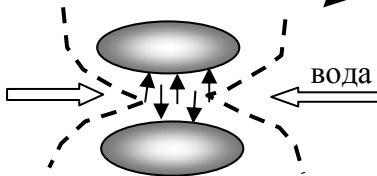
Известь растворяется
Глина увлажняется

При замачивании

Толстые пленки воды –
расклинивающее действие

Разрушение
макроструктуры

Частицы грунта падают в
промежутки, заполняя
макропоры, грунт
превращается в обычный
суглинок

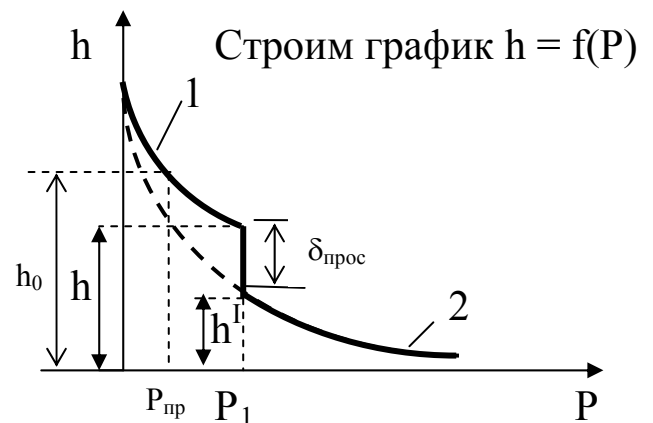
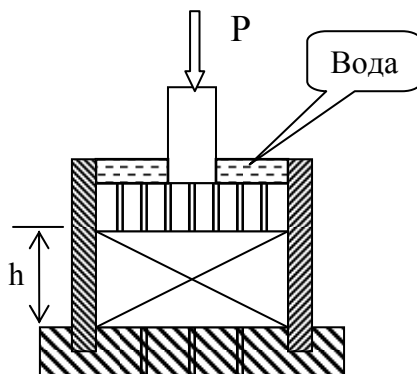


При замачивании происходят резкие местные провальные осадки (с разрушением структуры грунта) – просадки

– в результате неравномерные деформации зданий и сооружений.

Характеристика просадочности лессовых грунтов

На компрессионном приборе, в лаборатории можно промоделировать просадку.



В соответствии со СНиП – коэффициент относительной просадочности определяется следующим образом:

$$\delta_{\text{прос}} = \frac{h - h^I}{h_0}$$

h – высота (см) образца природной влажности обжатого давлением P_1 равным давлению от всего сооружения и собственного веса вышележащего грунта.

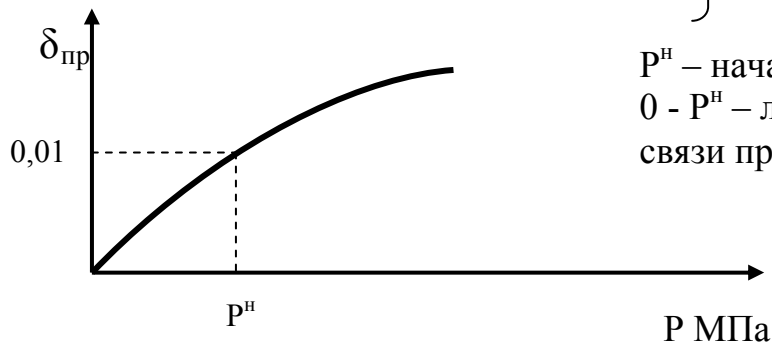
h^I – высота (см) того же образца грунта после пропуска через него воды при сохранении давления P_1

h_0 – высота (см) того же образца грунта природной влажности, обжатого давлением равным природному.

Если $\delta_{\text{пр}} < 0,01$ – лесс не просадочен

Если $\delta_{\text{пр}} > 0,01$ – лесс просадочен

В геологических отчетах обычно дает $\delta_{\text{пр}} = f(p)$, или в виде таблицы или в виде графика

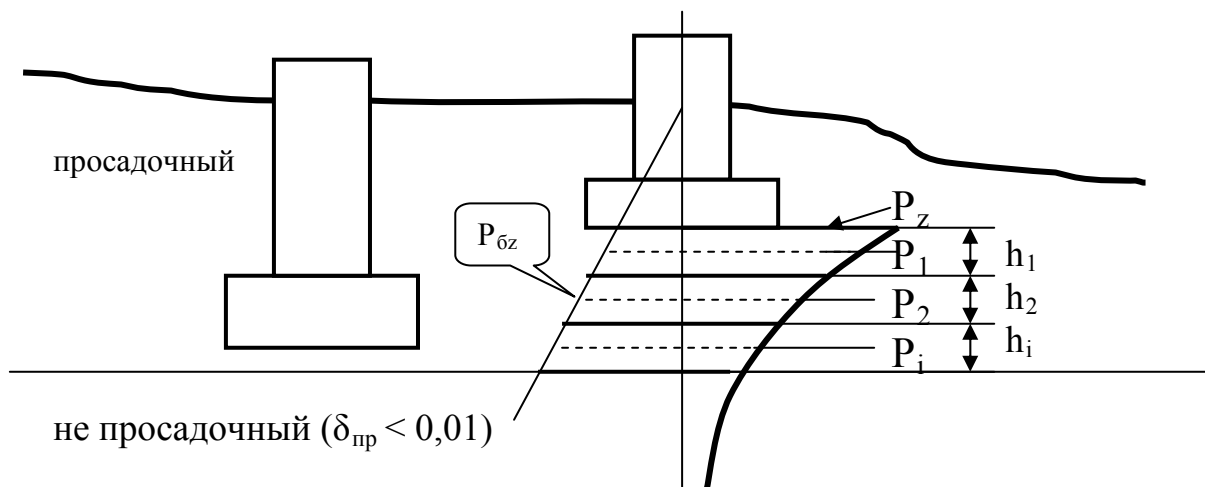


P^H – начальное давление

$0 - P^H$ – лессовый грунт не просадочен – связи прочны

Определение просадки основания

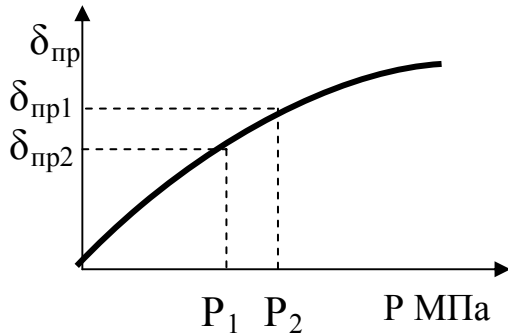
1. Изучают инженерно-геологический разрез



2. На инженерно-геологический разрез наносят различные фундаменты зданий с различной глубиной залегания.

3. Определяют просадку для самого мелко заглубленного фундамента.

4. Строят эпюры для этого фундамента $P_z, P_{\delta z}$
5. По обычным правилам определения осадок, разделяют всю толщу на слои ($h_1, h_2 \dots h_i$), определяют давления в каждом слое ($P_1 P_2 \dots P_i$) – учитывая и собственный вес грунта
6. По таблицам и графикам $\delta_{пр} = f(p)$ – из геологического отчета определяют просадку всей сжимаемой толщи, как сумма просадки отдельных слоев.



$$S_{пр} = h_1 \delta_{пр1} + h_2 \delta_{пр2} + \dots + h_i \delta_{при}$$

$$S_{пр} = \sum_{i=1}^n h_i \delta_{при}$$

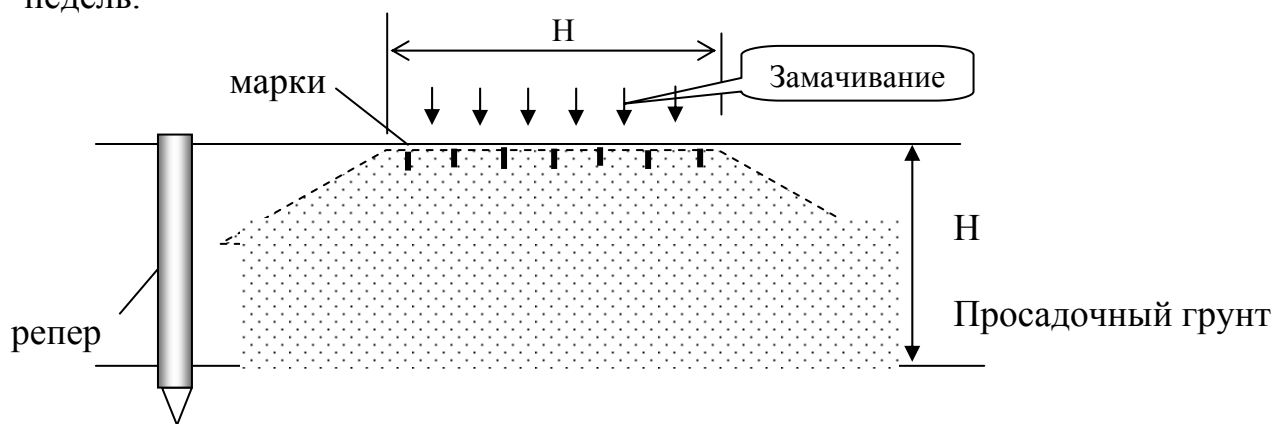
n – число сжимаемости слоев

γ_c – коэффициент условия работы

Затем сравнивают $S_{пр}$ с $[S_u]$ и судят о деформациях сооружения.

На вновь застроенной территории определяют тип просадочности путем проведения опытных работ.

В результате замачивания грунт начинает проседать. Деформации определяют геодезическим способом. Весь процесс может длиться несколько недель.

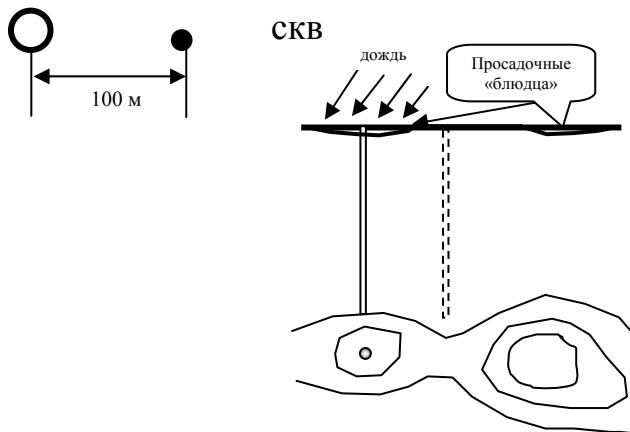


В результате устанавливают два типа просадочности грунтов:

- 1 тип – просадка грунта от собственного веса при замачивании практически отсутствует или не превышает 5 см.
- 2 тип – просадка грунта от собственного веса при замачивании > 5 см.

При проектировании сооружений на лессовом грунтах необходимо внимательно относиться к геологии.

В 1970 в Средней Азии возводилось сооружение башенного типа – труба $h = 120$ м.



В геологическом отчете – эта территория характеризовалась просадочными «блюдцами» и была дана величина $\delta_{пр} = 0,02$

Необходимо знать, где заложены скважины?

Скважина была пробурена на уже несколько просевшем грунте. Пробурили новую скважину и получили $\delta_{пр} = 0,04$. Не учет этого привел бы к недопустимым осадкам.

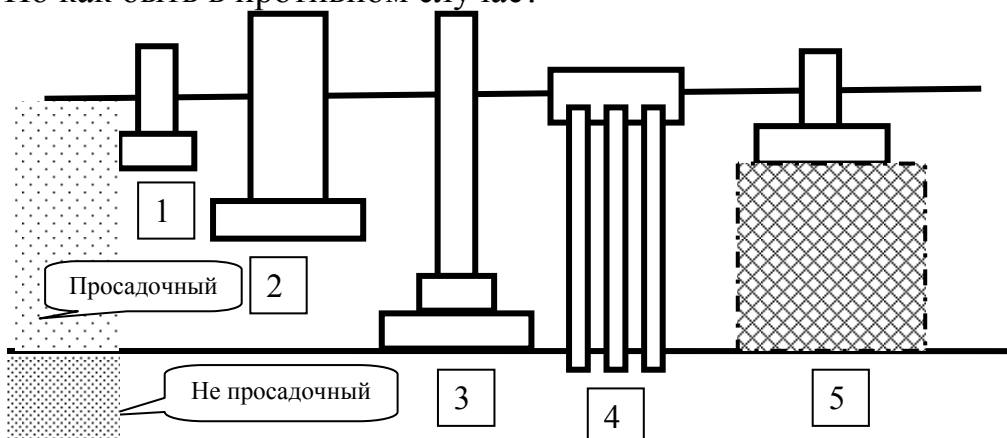
Проектирование фундаментов на просадочных макропористых грунтах

1. Оценка инженерно-геологических условий
2. Определение осадки + просадки

$$S_{пр} + S \leq S_u$$

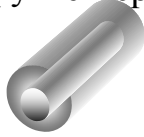
При соблюдении этого условия – расчет обычен.

Но как быть в противном случае?

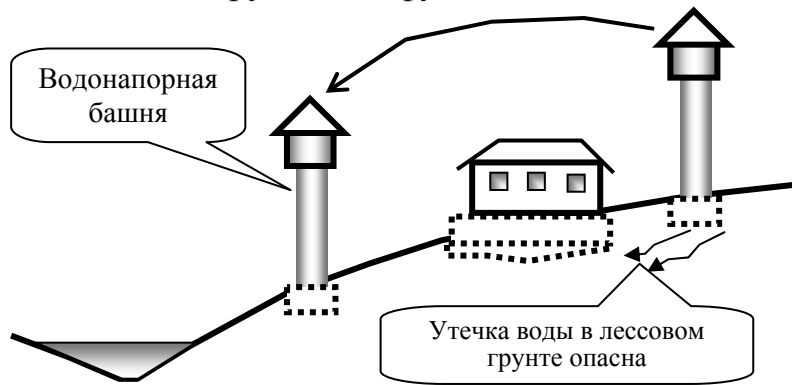


- 1 – фундамент не проходит $S_{пр} > S_u$;
- 2 – увеличиваем глубину заложения фундамента;
- 3 – фундамент глубокого заложения – просадки вообще нет;

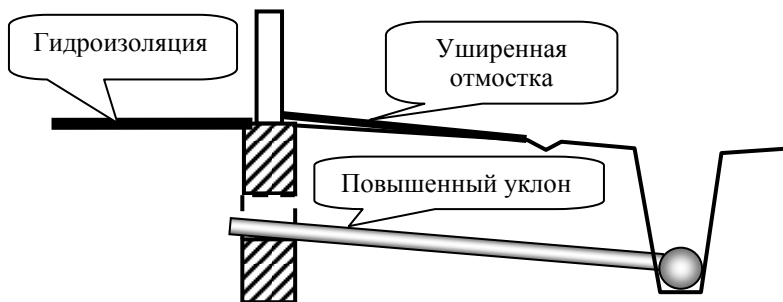
- 4 - прорезка просадочного грунта сваями (необходимо учитывать отрицательное трение);
- 5 – сжимаемую зону под фундаментом делаем не просадочной;
- 6 – другие мероприятия. Сюда относятся (согласно СНиП):



- дренаж;
- прокладка инженерных коммуникаций (труба в трубе);
- правильная планировка застраиваемой территории;
- различные мероприятия, уменьшающие возможность замачивания грунта под фундаментами.

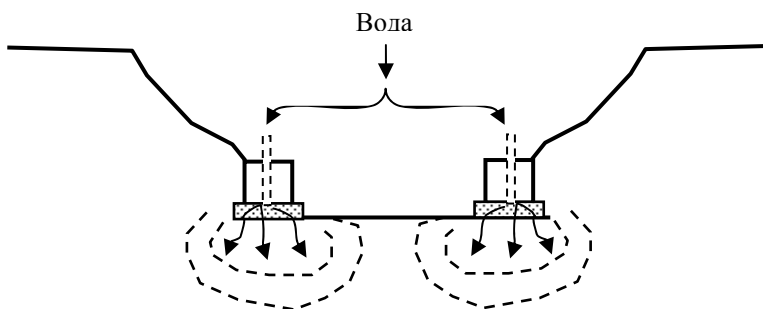


Возможная утечка воды приводит к замачиванию грунта и просадке – деформации зданий. Все эти мероприятия четко оговорены в СНиП.



Устранение просадочности лессовых грунтов

А) Предварительное замачивание лессовых грунтов.



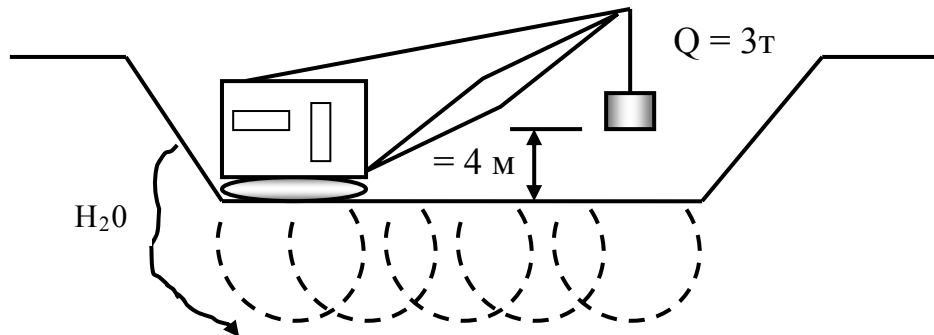
- в основании сооружения укладывают песчаный слой (до 20 см);
- первые ряды блоков возводят в сухом котловане;
- в блоки закладываются

трубы;

- производится боковая засыпка, затем в слой песка по трубам подается вода. Обжатие происходит интенсивно под весом сооружения и боковой засыпки. Осадки сооружения в строительный период не страшны и всегда могут быть легко выровнены.

Б) Поверхностные уплотнения грунтов (возможно, поскольку лес имеет крупные поры)

Лес уплотняется (уменьшается количество пор)

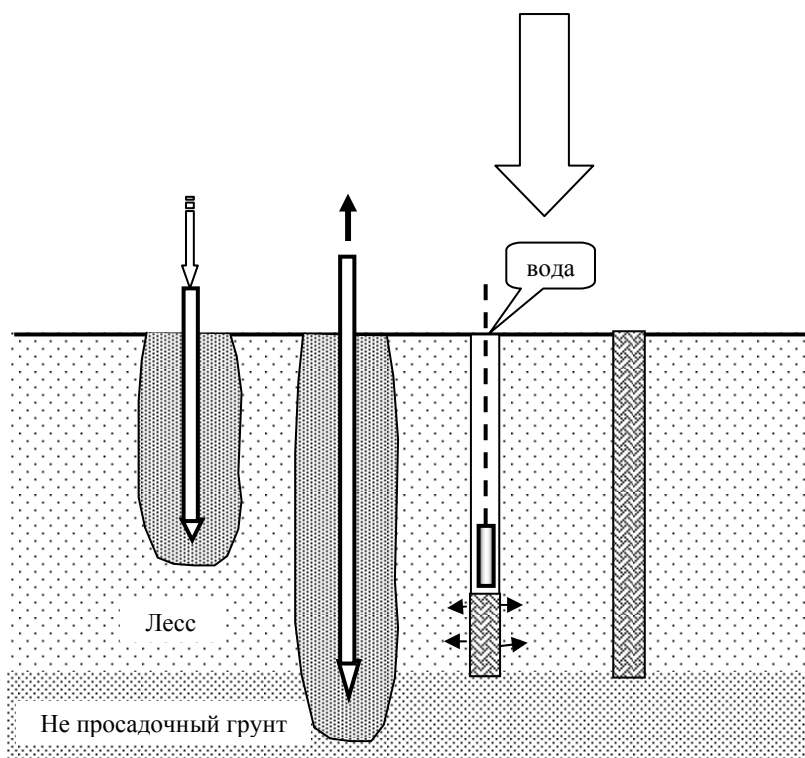


Удлиняется путь воде. В результате мы добиваемся только частичного эффекта, путем прорезки верхней зоны и уплотнением, тем самым уменьшаем $\delta_{пр}$.

Недостатки: - $\delta_{пр}$ — устраняется частично
- в зимних условиях не применяется

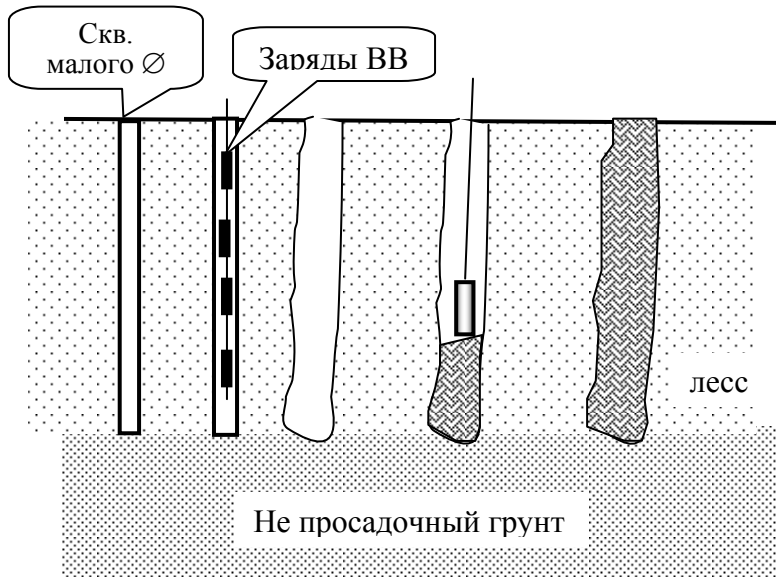
В) Глубинное уплотнение лесса грунтовыми сваями

(песчаные сваи делать нельзя, т. к. они будут дренировать воду)



- 1) забивают Ме сваи – происходит частичное уплотнение грунта
- 2) трубы вынимают
- 3) в скважину трамбуется тот же грунт с небольшим количеством воды

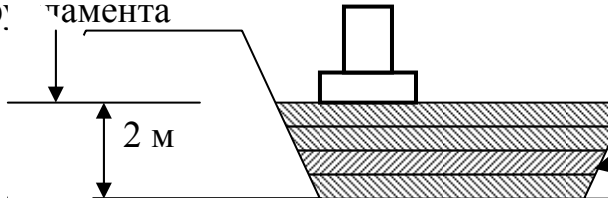
Вариант этого способа – использование ВВ



Этот вариант в два раза дешевле первого, но здесь использовали ВВ (т.е. специальные организации – дополнительный субподрядчик).

Г) Устройство грунтовых подушек

Отметка подошвы фундамента



грунт

Грунт уплотняется слоями по 0,5 м, ($\gamma_d \geq 16,5 \text{ кН/м}^3$), а затем устанавливают фундамент

Способ этот прост и довольно дешевый, иногда его комбинируют с уплотнением.

Д) Силикатизация грунтов (см. искусственные основания)

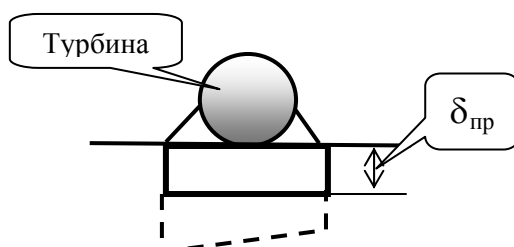
Применяют однорастворный метод.

Этот метод дорогой, 1 м^3 закрепленного грунта – стоит почти также как бетон – поэтому его применяют в основном в аварийных случаях.

Применение в Одессе. Там «Оперный театр» периодически проседал. Провели силикатизацию за 2 года – укрепили грунт, обеспечив его неподвижное существование.

Е) Термическая обработка грунта

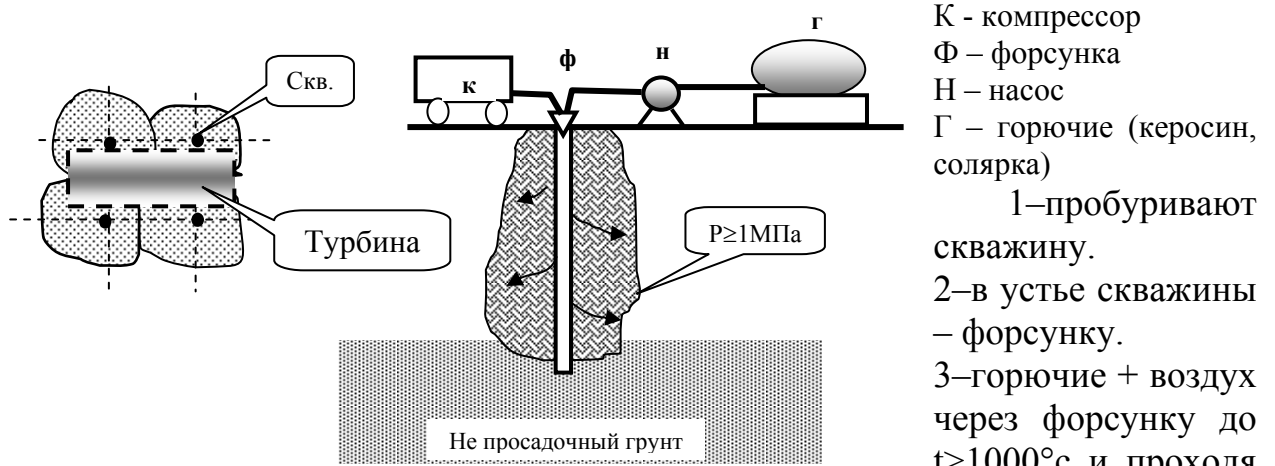
При температуре = 400°C - лесс теряет свои просадочные свойства. (Некоторая аналогия с обжигом кирпича).



Существует несколько методов обжига лесса, наиболее применимый из них - это Харьковский метод

Внедрение этого способа началось с одной аварии «Запорожье. Коксохимический завод».

Турбина на заводе дала течь, замочила основание, в результате - неравномерная осадка. Ремонт и исправления требовали остановку завода на 1,5 месяца. Но был предложен новый способ, – который за 8 дней - полностью прекратил деформации турбины.



через скважину в поры лесса, нагревают его. Приблизительно через неделю образуется обожженный массив \varnothing до 3 м.

Лекция 25.

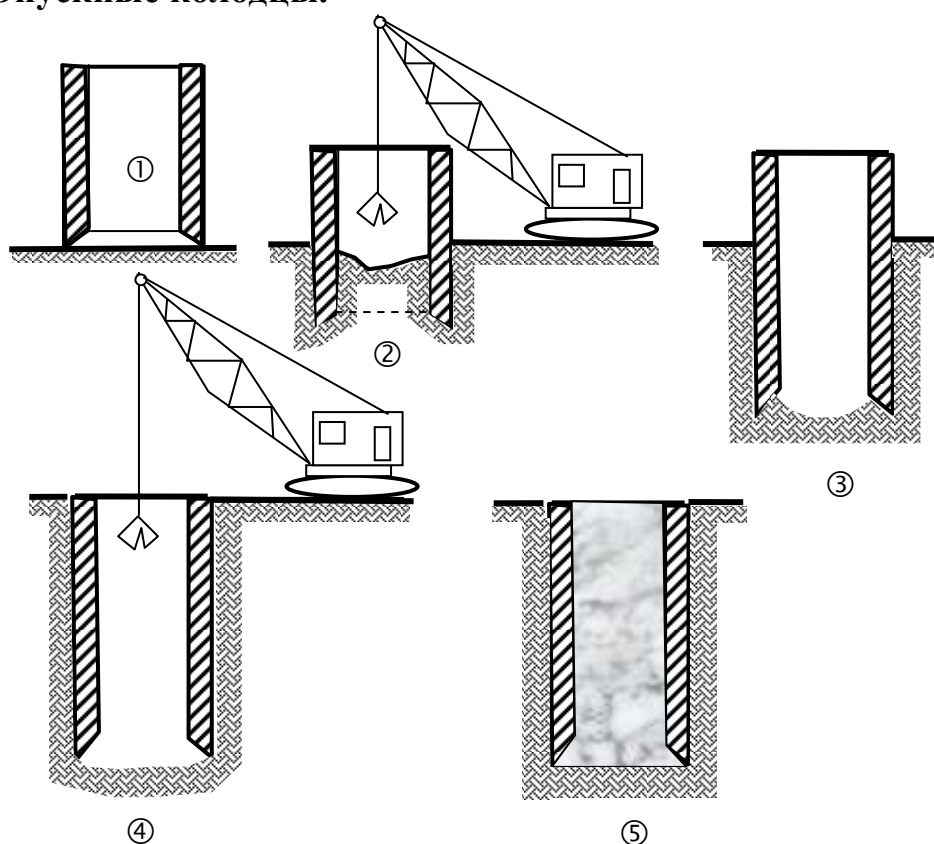
Фундаменты глубокого заложения

В качестве оснований тяжелых и чувствительных к неравномерным осадкам сооружений стремятся выбрать скальные и полускальные породы или мало сжимаемые грунты. К таким сооружениям относятся фундаменты тяжелых кузнечных молотов, крупных прессов, зданий насосных станций и водозаборов, опоры мостов и т.д.

Чтобы возвести подобные сооружения на прочном основании, в ряде случаев приходится прорезать значительную, иногда в несколько десятков метров, толщу слабых, водонасыщенных грунтов.

Применяемые методы устройства глубоких опор можно свести к следующим основным видам.

1. Опускные колодцы.



Последовательность выполнения работ:

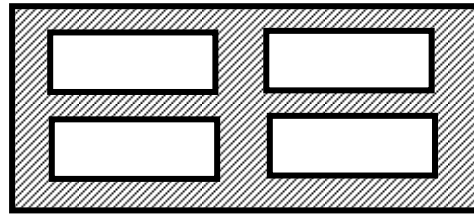
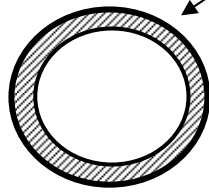
1. Устройство колодца непосредственно на поверхности грунта.
2. Разработка грунта (опускание колодца).
3. Нарращивание колодца (опускание происходит под собственным весом).
4. Погружение колодца на проектную отметку и удаление из него грунта.
5. Заполнение колодца (бетонирование).

Если колодец входит в состав фундамента, то такие колодцы называются **массивными**.

Если колодец используется в качестве помещения (резервуар и т.д.), то такие колодцы называются легкими или **колодцами – оболочками**.

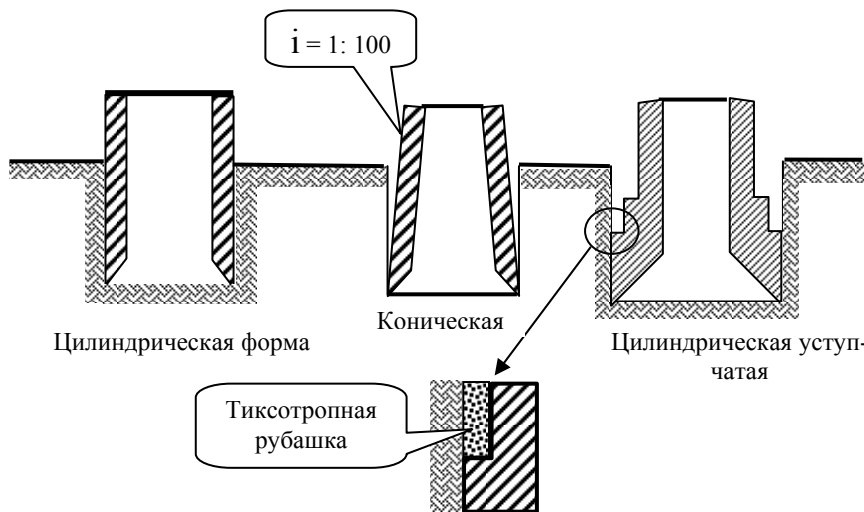
Форма колодца в плане может быть различной и определяется, в конечном счете, применяемым материалом.

Плоские стенки колодца будут работать на изгиб, а стенка круглого колодца - только на сжатие.



уступчатую форму.

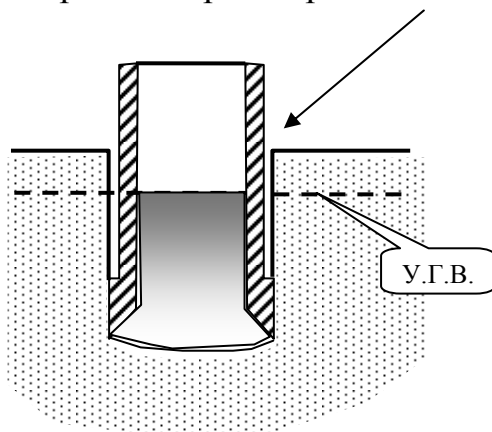
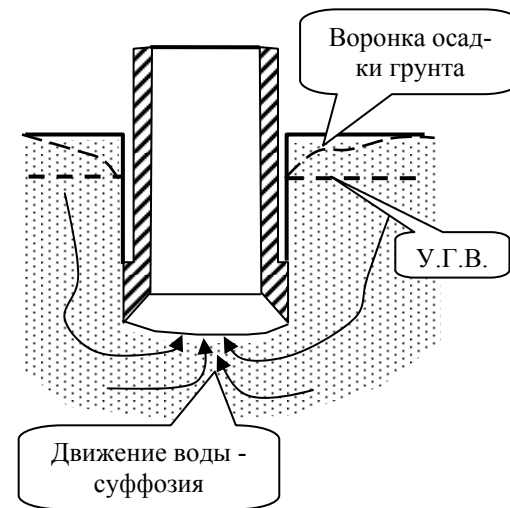
Погружению колодца в основание сопротивляются силы трения стен колодца о грунт. Для уменьшения трения колодцам придают коническую или цилиндрически -



Тиксотропная рубашка – глиняный раствор позволяет уменьшить толщину стен в 2...3 раза.

При высоком У.Г.В. вода проникает внутрь колодца, вызывая перемещения частиц грунта – механическая суффозия. Вокруг колодца образуется грунт с нарушенной структурой. Поверхность грунта начинает опускаться, вызывая деформации соседних зданий, что не допустимо.

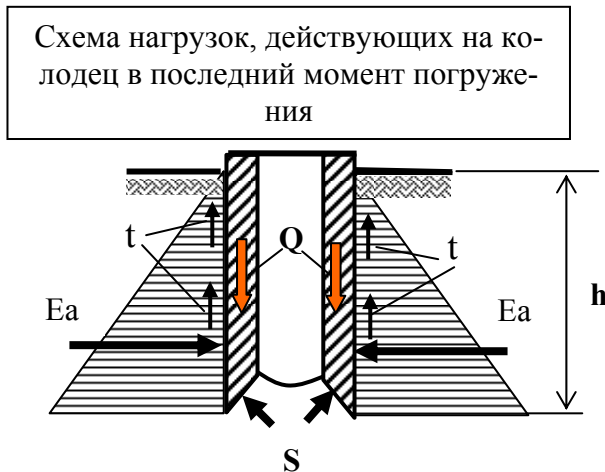
Альтернатива данному явлению – погружение колодца без откачки воды. В этом случае ведут подводные работы при гидростатическом равновесии.



Проектирование колодцев

1 часть – определение наружных размеров колодца, глубины заложения, предварительной величины и формы поперечного сечения.

2 часть – выбор материала, определение необходимой толщины стен и способа погружения.



Глубина погружения колодца определяется характером и напластованием грунтов.

Осадка – должна находиться в допустимых пределах, как для фундаментов на естественном основании.

Определение размеров подошвы колодца производится как для обычных фундаментов.

$$E_a = \gamma h \cdot t q^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

E_a – активное давление грунта на боковую стенку;

t – силы трения;

Q – вес колодца;

S – распорные силы ножа.

Условия погружения: $Q > \sum t$

Область применения

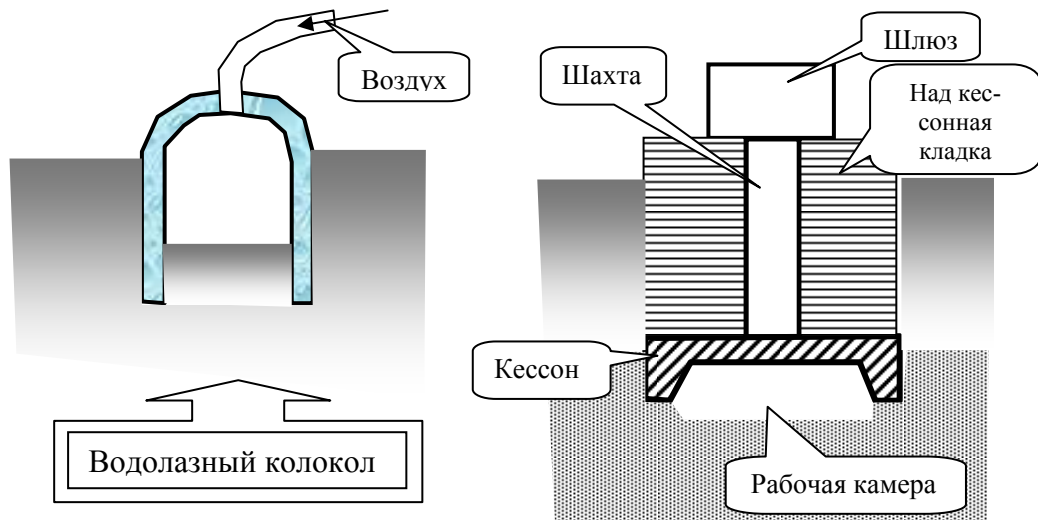
1. При глубоком залегании хорошего грунта.
2. При больших сосредоточенных нагрузках.
3. При однородных грунтах и малом притоке воды.
4. Для устройства подземных сооружений.

При повышенном У.Г.В. в слабых грунтах, наличии валунов и т. п. – возникает необходимость прибегать к **кессонному способу устройства фундаментов**.

2. Кессоны

Этот способ постройки фундаментов заключается в применении сжатого воздуха для осушения рабочего пространства. Такой способ впервые использовался ещё в XVII веке, в Швеции, в водолазном колоколе для работы на дне водоемов.

Кессон – «перевернутый ящик» - используется при постройки на местности покрытой водой.

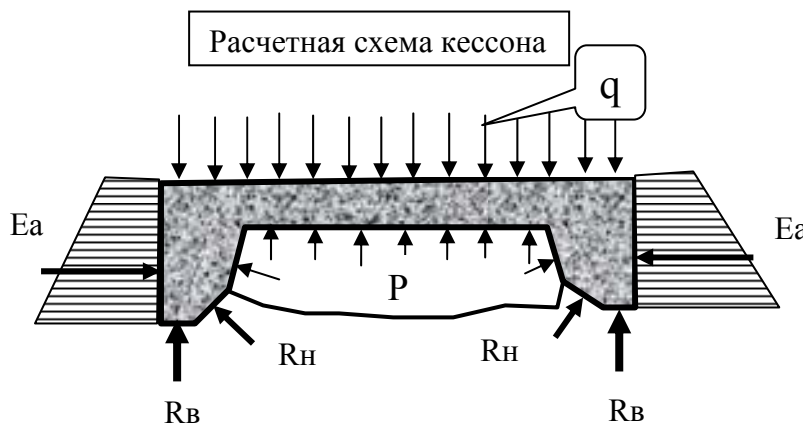


По мере разработки грунта в рабочей камере устраивается над кессонная кладка.

Глубина погружения кессона ниже горизонта воды ограничивается тем давлением воздуха, которое ещё не оказывает вредного влияния на рабочих, это 3,0...3,5 атм., или 35...40 м.

Способ погружения кессона аналогичен опускному колодцу.

Время пребывания рабочих в кессоне ограничено 2...6 часами в зависимости от величины избыточного давления. На каждого рабочего в кессоне должно подаваться не менее 25 м³ сжатого воздуха в час.



q – масса над кессонной кладкой;
 P – давление внутри кессона;
 $Rв$ – вертикальная реакция под ножом;
 $Rн$ – наклонная реакция под ножом;
 $Eа$ – активное давление грунта.

Глубину погружения кессона и его внешние размеры определяют так же, как и для опускных колодцев.

Расчет кессонной камеры производится на отдельных этапах:

1. Кессонная камера с некоторой частью над кессонного строения оперта на подкладки, оставленные в фиксированных точках.

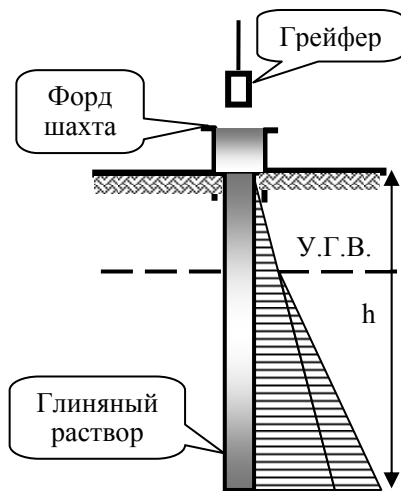
2. Кессонная камера опущена на проектную глубину; давление воздуха в кессоне, вследствие его форсированной посадки, равно 50 % от расчетной величины для данной глубины опускания.
3. То же, но давление воздуха равно расчетному.
4. То же положение, но ножевая часть очищена от грунта.

3. Стена в грунте

Последовательность выполнения работ:

1. В грунте отрывается траншея (жёсткий грейфер или механизированный траншеекопатель) на проектную глубину с врезкой в водопор (в = 60...100 см; Н = 40...50 м).
2. Разработка траншеи ведётся под глинистым раствором монтмориллонитовой глины.
3. Траншея бетонируется методом В.П.Т. – создаётся бетонная (ж/б) стенка.

При выполнении данных работ особая роль отводится глинистому раствору монтмориллонитовой глины. Глинистые частицы раствора (монтмориллонита) не только смачиваются водой, но вода проникает внутрь кристалла и глина разбухает, увеличиваясь в объеме до 200 раз. Монтмориллонитовая глина обладает свойством тиксотропии, т.е. при динамическом воздействии мы имеем раствор, а при отсутствии такового фактора (через 4...6 часов) золь превращается в гель, что позволяет удерживать стенки траншеи.



$$\sigma = \gamma h t g^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) + \gamma_w h_w$$

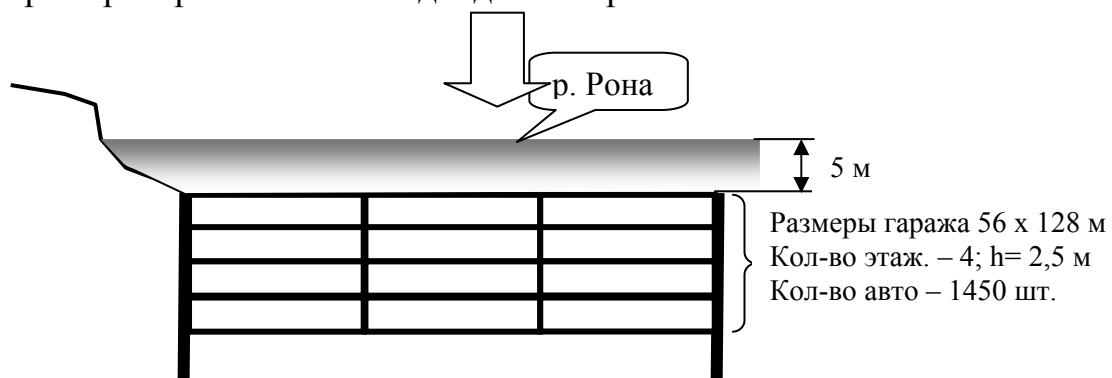
$\sigma_1 > \sigma$ - необходимое условие, од-

нако внизу траншеи данное условие не будет соблюдаться, поэтому рекомендуется траншею откапывать не на всю длину, а по захваткам (не > 3м).

Полученная стена в грунте замыкается в плане и создается единая конструкция. Грунт постепенно выбирается в направлении сверху – вниз, с уст-

ройством дисков перекрытий – элементов жесткости, играющих роль распорок.

Пример: строительство подводного гаража в Женеве.



Лекция 26.

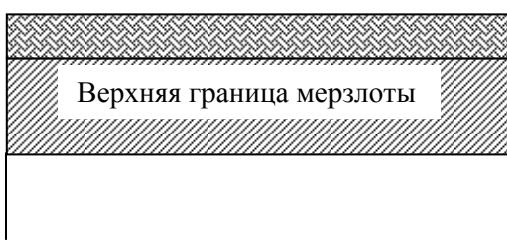
Устройство фундаментов в районах распространения вечномёрзлых грунтов

Примерно 47% территории России имеют вечномёрзлые грунты. Существует несколько видов вечномёрзлых грунтов. Из инженерной геологии (геокриологии) известны следующие виды:

1. Сплошная мерзлота.

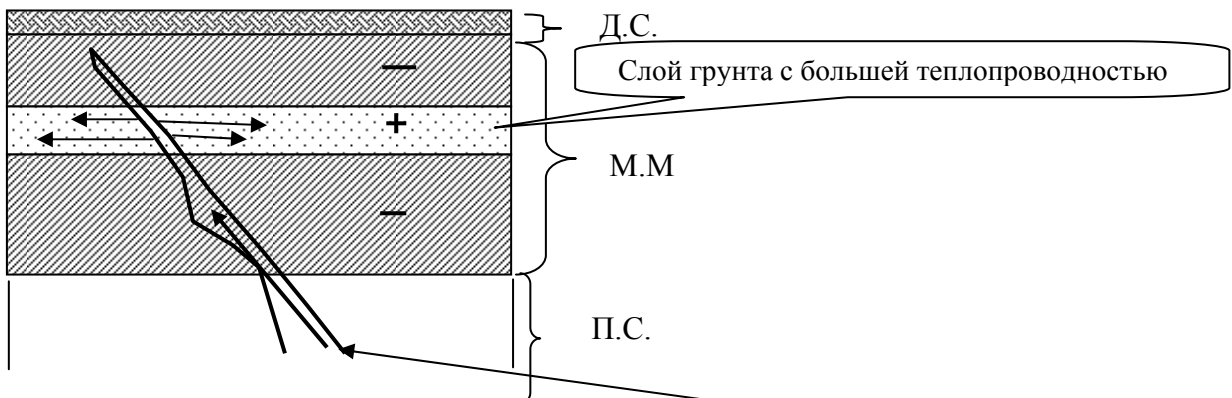


Вечномёрзлые грунты существующие века и тыс. лет.
Многолетнемерзлые (м.м) существование годы ÷ 10 лет
Сезонная мерзлота, существование часы ÷ сутки



Н.М.- надмерзлотный - деятельный слой сезонного оттаивания - промерзания;
М.М.- многолетняя мерзлота
П.М.- подмерзлотный слой.

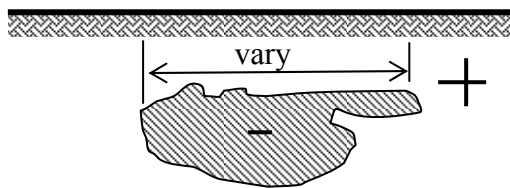
2. Слоистая мерзлота (деградация сплошной мерзлоты).



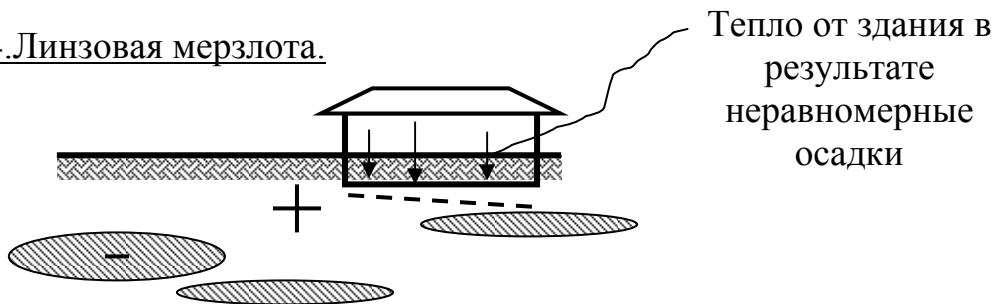
Образование? Возможно тиссотоническая трещина, по которой прошла вода, и оттаял слой грунта с большей теплопроводностью.

В 1827г. в Якутске русский купец Федор Шергин (служащий Русско-Американской компании) решил прокачать мерзлый грунт для колодца. Затем заключил спор. Откапал примерно 100 м - все был мёрзлый грунт – и он почти разорился. Русская Академия наук заинтересовалась этим и выделила деньги для продолжения работ - этих денег хватило ещё примерно на 15м проходки. Т.о. был откачен колодец Н =116.4м - за 16 лет. Этот колодец носит название «Шергинская шахта». В последующем она послужила объектом для научно-исследовательских работ. Теплотехническими расчетами была определена мощность М.М. слоя в данном месте примерно **500м**.

3. Островная мерзлота.



4. Линзовая мерзлота.

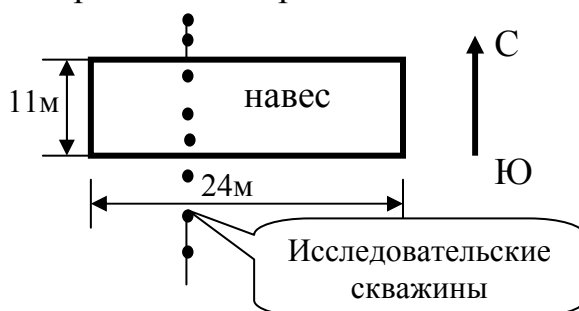


Если проследить за изменением многолетней мерзлоты в Сибири с Севера на Юг, то можно последовательно встретить 1, 3 и 4 виды мерзлоты. Однако линзовая мерзлота может образоваться и «искусственно» на застраиваемых территориях, при условии нарушения теплообмена между поверхностью грунта и атмосферой.

В г. Иркутске ещё в 1925 г. были зарегистрированы случаи образования линз мёрзлого грунта. В 1917г. начало строительства здания и консервация его на 15 лет.

В результате под зданием образовалась линза мёрзлого грунта, которая потом при эксплуатации здания начала таять, что повлекло за собой неравномерные осадки. Подобные явления были обнаружены в гг. Братске и Шелехове.

В Братске был проведён такой эксперимент (Рощин В.В.):

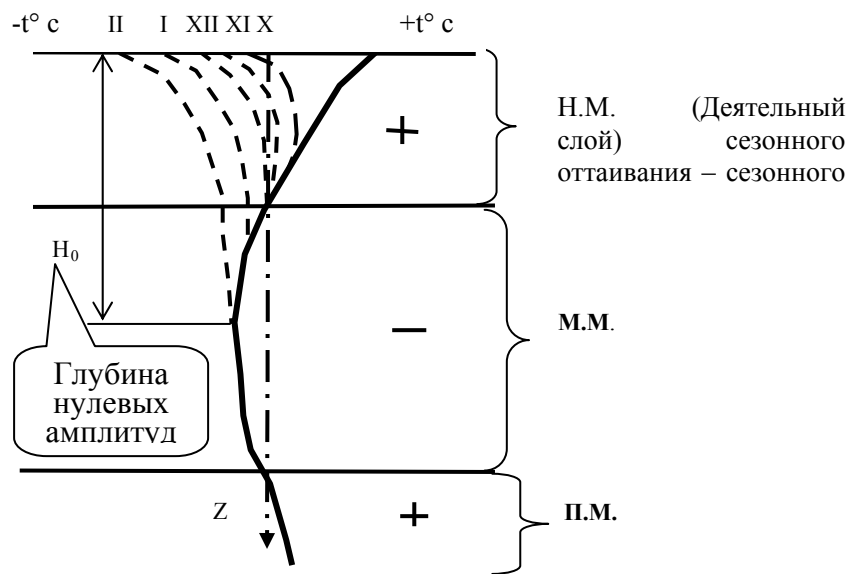


1 год протаивание закончилось к концу сентября.

2 год протаивание закончилось к концу ноября.

3 год протаивание не происходило, так как образовалась линза мёрзлого грунта.

Если пробурить скважину в мёрзлом грунте, то мы увидим следующую картину:



При **действии** отрицательной температуры на грунт, в последнем возможно три стадии:

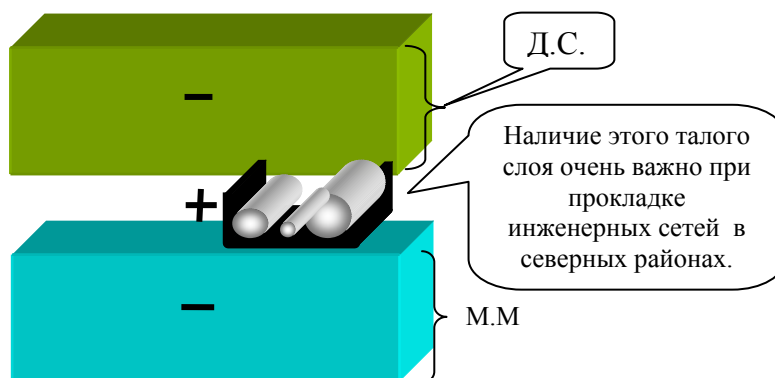
- *замерзание*
- *мёрзлота*
- *оттаивание*

Мёрзлый грунт - это грунт имеющий отрицательную температуру и содержащий в своём составе лёд.

1) Явления происходящие в деятельном слое грунта.

а) ежегодное оттаивание и промерзание.

Промерзание деятельного слоя может происходить не на всю глубину, в этом случае говорят о не сливающейся мерзлоте.



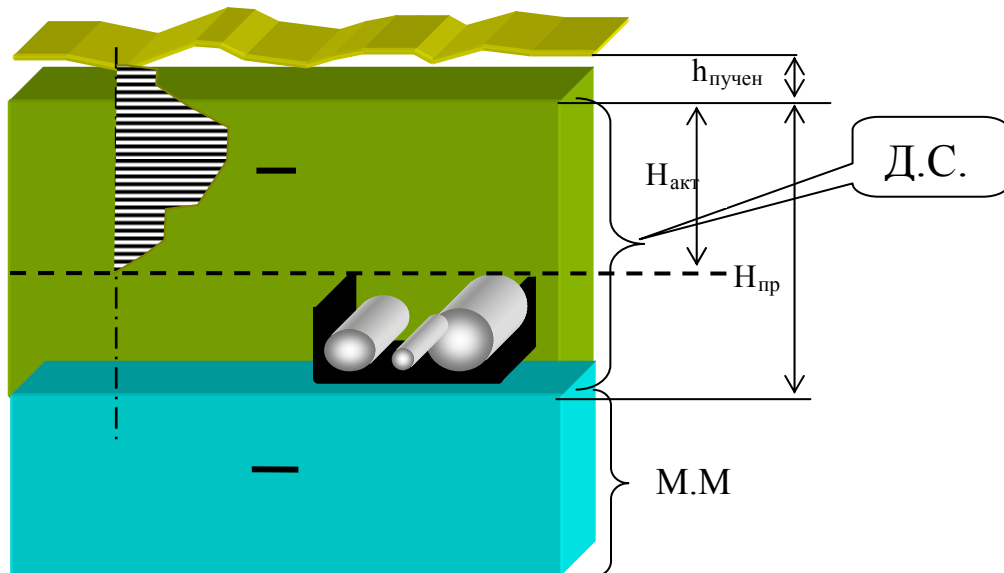
В процессе промерзания и оттаивания происходит деформация грунта, которая достигает 20-30% и более. От чего это происходит? Ведь вода при замерзании увеличивается всего на $\approx 9\%$. Объясняется

миграцией влаги, которая проявляется в глинистых грунтах. Это явление приводит к **пучению** грунтов.

б) Пучение грунтов при промерзании.

Необходимо отметить, что это очень важная проблема с разрешением которой, строители очень часто встречаются не только в районах М.М. грунта, но и в районах глубокого сезонного промерзания. Поэтому об этом нужно говорить отдельно.

Необходимо упомянуть, что впервые с этим вопросом строители встретились при строительстве ж/д на севере России. При сливающемся деятельном слое, пучение глинистых грунтов, вследствие миграции влаги, приводит к обезвоживанию нижележащего слоя: $H_{акт} \approx 2/3 H_{пр}$. Это имеет большое значение, поскольку позволяет размещать инженерные сети в обезвоженном – не пучинистом слое, без опасения их деформаций.

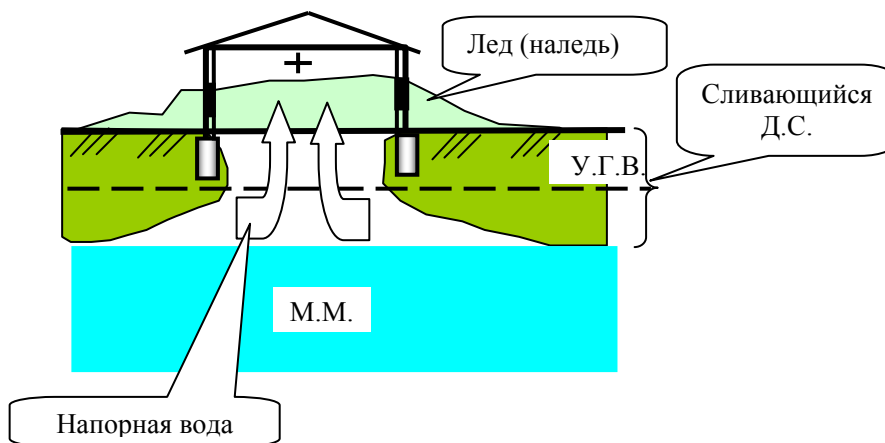


в) Осадка при оттаивании.

При промерзании грунт смерзается с поверхностями фундаментов, а затем при пучении деформирует их. Это часто приводит к перемещению фундаментов. Кроме того, при оттаивании грунт теряет свои прочностные свойства, значительно увеличивается сжимаемость (возникают просадки). Возможен также выпор такого грунта из под подошвы фундамента.

г) Образование наледей.

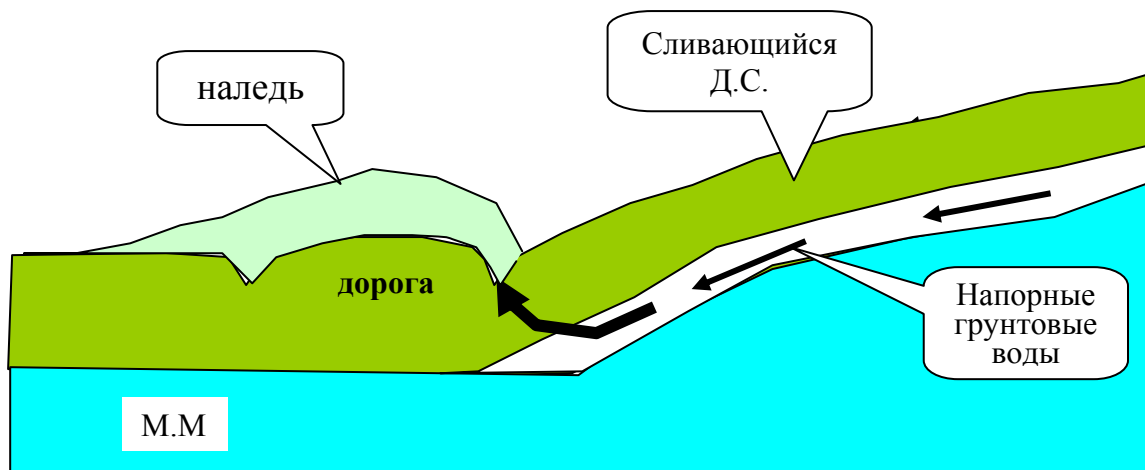
На Севере часто можно было увидеть такую картину:



Под домом глубина промерзания при сливающимся Д.С. значительно меньше (тепловое влияние здания), чем на открытой поверхности. Это приводит к образованию напорных вод (при высоком У.Г.В.), которые могут

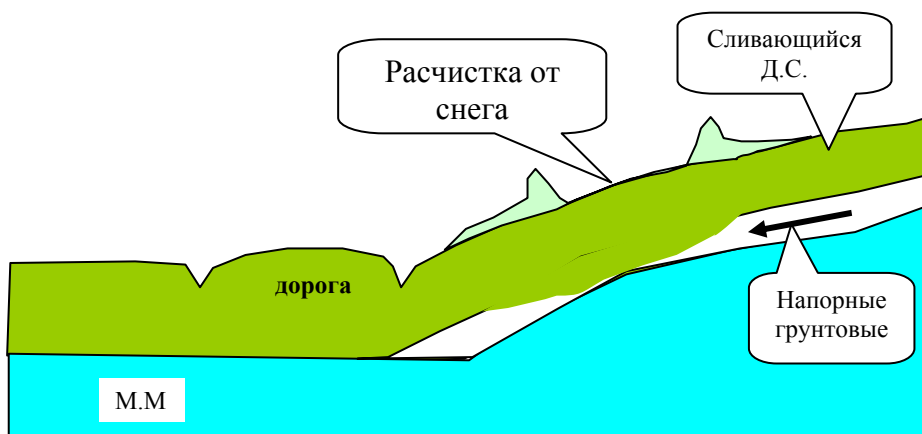
прорываться и, вытекая через окна и двери, замерзая на поверхности, образовать **наледь**.

Особенно большой вред наледи приносят дорогам:



При промерзании деятельного слоя, грунт прежде всего промёрзнет под дорогой (влияние кюветов). (Сливающаяся мерзлота). Остальная часть деятельного слоя будет находится в стадии промерзания. В результате – движение напорных вод по склону - возможен прорыв их на поверхность – образование наледи.

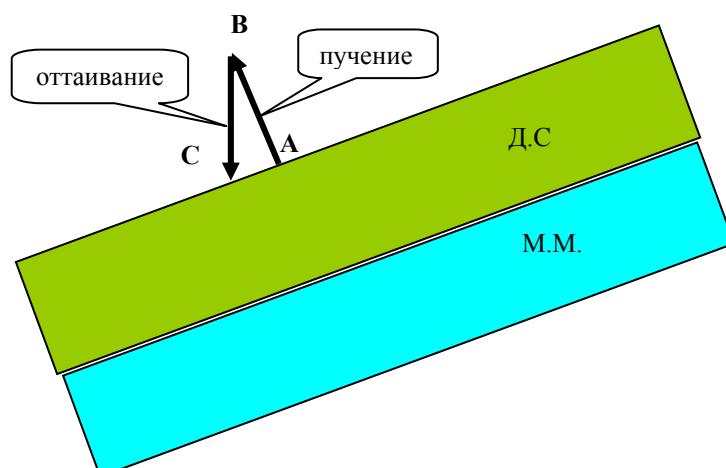
Как бороться с этим явлением?



Наиболее эффективно применение противоналедьего пояса, т.е. искусственное создание условий, способствующих более быстрому промерзанию грунта в необходимом для нас месте.

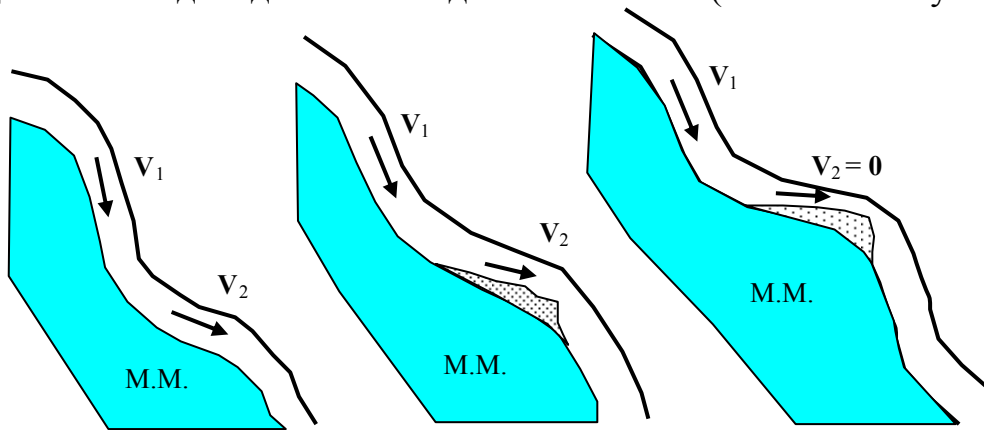
(Расчистка поверхностей от снега, снятие растительного слоя, и так далее).

д) Явления солифлюкции (течение склона)



В результате сезонного изменения температур частица А переместится в точку С, т.е. возможно постепенное сползание склона. То же происходит и на глубине, но в меньшей степени. По данным исследования, скорость

медленного сползания в горах Скандинавии в некоторых случаях составляет до 8 см. в год. И даже может достигать 30 см (на склонах с уклоном 10...30°).



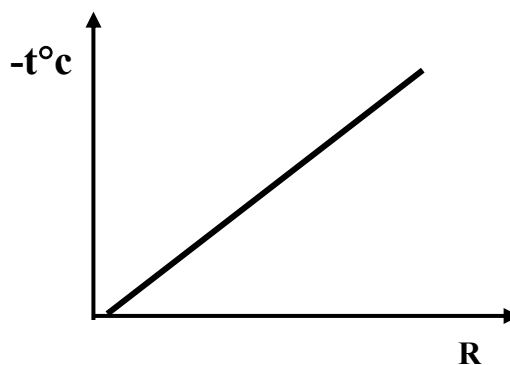
Образуются как бы «волны рельефа склона», идущие вверх, в то время как солифлюкационный слой течёт вниз.

2) Явления, происходящие в слое вечномёрзлого грунта.

а) изменение температуры в верхних слоях вечномёрзлых грунтов.

$t^{\circ}\text{C} - \text{const} \approx 15 \text{ м.}$ (температура нулевых амплитуд).

Мёрзлый грунт – твёрдое тело. Прочность мёрзлого грунта $=f(t^{\circ}\text{C})$. При изменении $t^{\circ}\text{C}$ верхних слоёв изменится и прочность, чем выше $t^{\circ}\text{C}$ – тем меньше прочность.



б) просадка при оттаивании

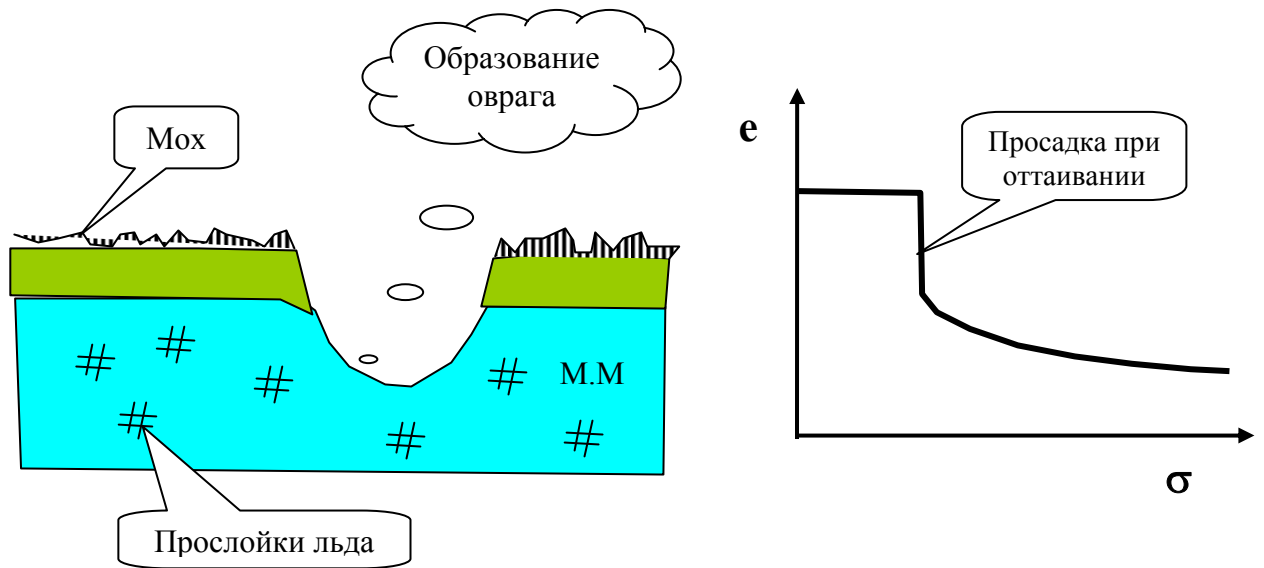
Это явление у строителей является своего рода бичом. При оттаивании М.М. прочностные характеристики грунта резко падают, это явление необходимо учитывать при строительстве зданий в подобных местах.

В одном из посёлков северной экспедиции было замечено следующее явление. Прокладывали дорогу, но как только вездеход несколько раз проходил по одному и тому же пути на этом месте образовывался овраг!

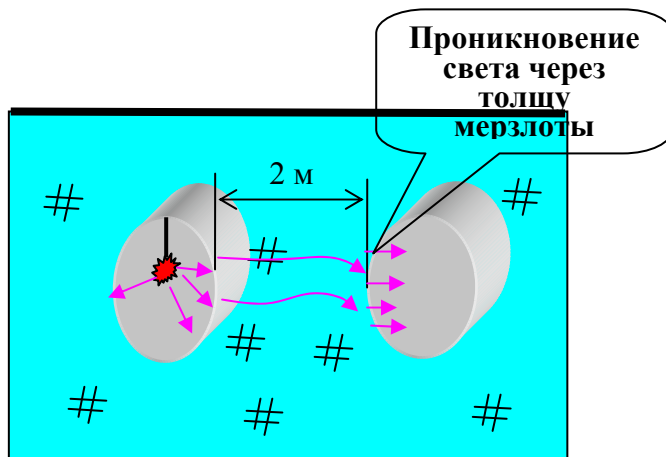
В чем же дело?

Вездеход при своём движении гусеницами срывал слой мха. Грунт оголялся и начинал оттаивать под действием солнечных лучей. Мох играл

роль теплоизоляции, а поскольку в слое мерзлого грунта находился лёд, то при оттаивании это повлекло за собой просадку (образование оврага).



В лаборатории мерзлотоведения Игарской научно – исследовательской станции был поставлен такой своеобразный эксперимент (Далматов Б.Н.):



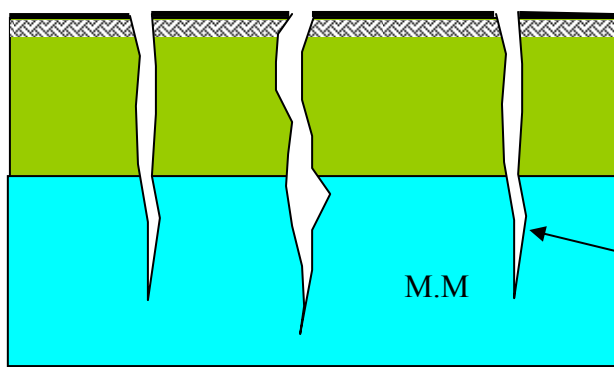
Помещение лаборатории выполнено непосредственно в мёрзлом грунте. Свет из одной лаборатории проникал через двухметровую толщу в другую лабораторию, создавая при этом некоторую освещенность. Свет проникал по прослойкам льда, отдельные включения которого составляли 20см. толщины. Естественно, что при

оттаивании, такой грунт будет обладать просадочными свойствами. При проектировании зданий на подобных грунтах необходимо пользоваться «Указаниями по расчёту осадок оттаивающих и оттаявших грунтов во времени».(1967-1976 г. НИИ оснований и фундаментов)

Более подробно об этом можно почитать: Н.А. Цытович «Механика мёрзлых грунтов» М. 1973г.

3. Образование морозобойных трещин.

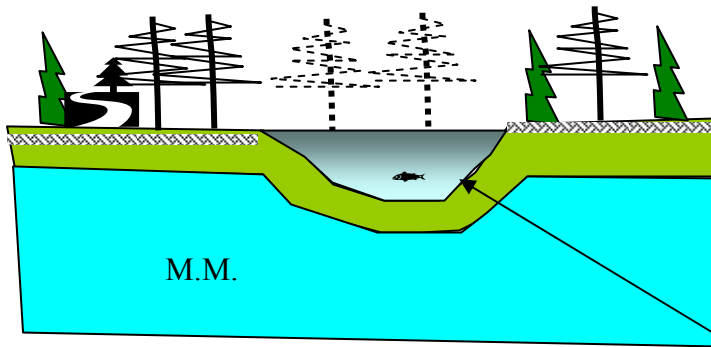
(Явления происходящие, в деятельном и вечномёрзлом слое грунта)



Д.С. При промерзании грунта происходит его объемное уменьшение, сопровождающие часто образование клинообразных щелей. Глубины этих щелей – трещин достигают нескольких м. В трещины

проникает вода, которая затем превращается в лёд. Такие морозобойные трещины приводят к изменению глубины промерзания. Могут нанести ущерб дорожному полотну, зданиям, инженерным сетям.

4) Образование «термокарста».

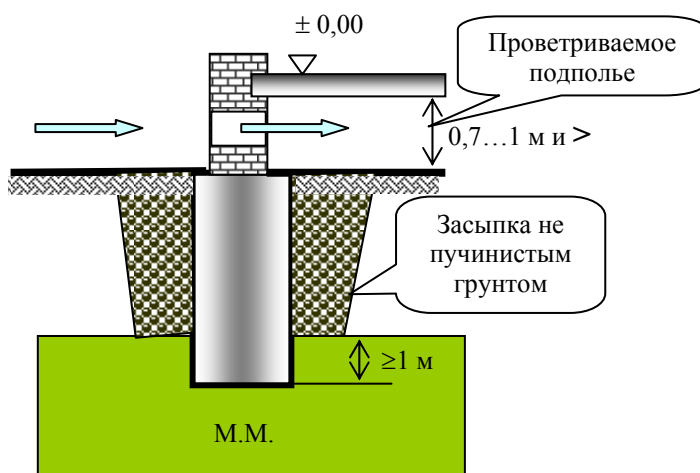


Термокарст образуется в результате оттаивания М.М. и просадки грунта. В большинстве случаев этому способствует местные пожары. Впоследствии такой термокарст часто заполняется водой, образуя «термокарстовые озёра».

Проектирование фундаментов на вечномёрзлых грунтах.

Существуют два принципа проектирования.

1. Сохранение вечномёрзлого состояния грунтов.

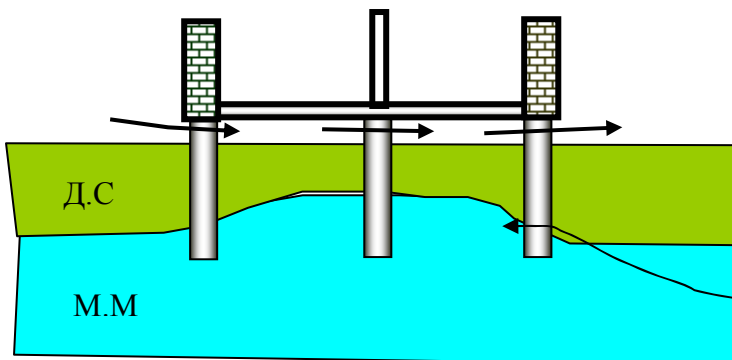


Этот метод целесообразно применять в тех районах, где:
 - М.М. имеет значительную мощность;
 - сооружения выделяют значительные количества тепла и не занимают больших площадей в плане.

Расчётно-теоретическое и конструктивное обоснование этого принципа было произведено в конце 20-х

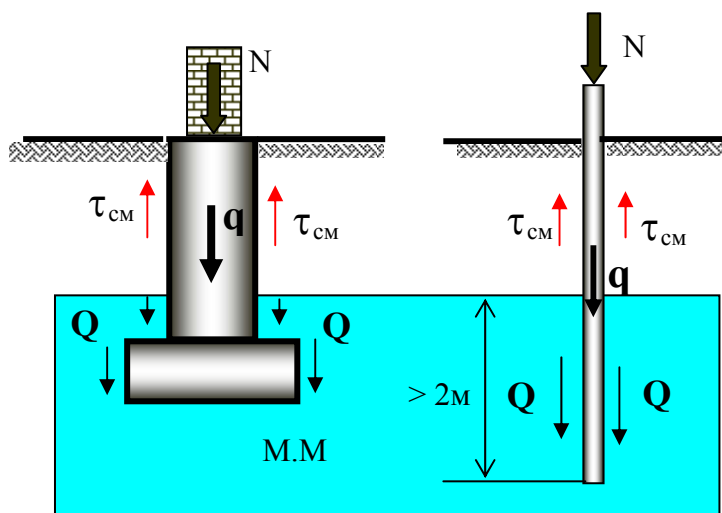
годов. Однако по такому методу строили здания ещё раньше (Чита, Иркутск). В настоящее же время этот метод является общепризнанным и

универсальным, т.к. позволяет наилучшим образом использовать высокие строительные качества любых мёрзлых грунтов. По этому методу построено много промышленных сооружений и целые города (Норильск).



В результате наблюдений за зданиями, фундаменты которых были возведены по 1 принципу, было установлено, что граница М.М. под зданиями со временем поднимается (отсутствие растительности, солнечной радиации). Это способствует

ещё большей устойчивости зданий. Стремясь как можно больше снизить влияния теплового выделения здания на мёрзлые грунты, прибегают к проектированию зданий на столбчатых и свайных фундаментах.



Устойчивость фундаментов определяется из условия:

$$\gamma_c Q + \gamma_1 (N + q) > \gamma_2 \tau_{см} F$$

где Q – нормативная сила, удерживающая фундамент от выпучивания;
N – нормативная нагрузка от веса сооружения;
 $\tau_{см}$ – нормативная величина

сил смерзания грунта к боковой поверхности фундамента, кг /см²;

q – нормативная нагрузка от веса сооружения и грунта на его уступах;

γ_c – коэффициент однородности и условий работы.

γ_1 – коэффициент перегрузки постоянной нагрузки = 0.9;

γ_2 – коэффициент перегрузки сил пучения = 1.1;

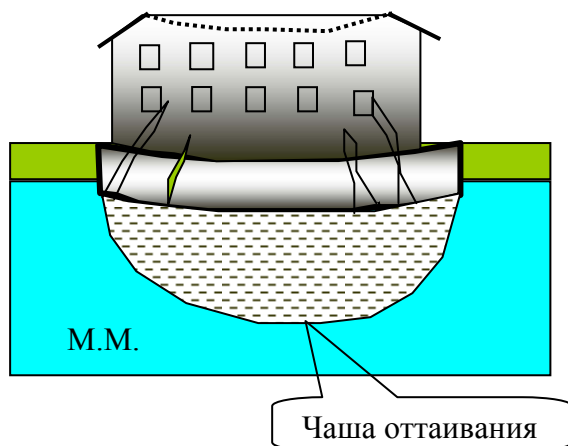
2. Допущение протаивания грунта под зданием (второй принцип строительства).

Осуществляется двумя методами:

а) метод приспособлений конструкций фундаментов и надфундаментных строений к неравномерной осадке оттаивающих грунтовых оснований (конструктивный метод).

Применяется:

- температура вечномёрзлой толщи грунтов близка к «0°С»;
- грунт при оттаивании относительно мало просадочны $S \leq Su$ (как правило, относится к гравелистым, щебёночным или песчаным грунтам).



Если величина осадок окажется > допустимых величин, то переходят к:

б) методу предпостроечного оттаивания - уменьшение осадки оттаявших грунтов осуществляется путём предварительного уплотнения под действием собственного веса.

Применяется:

- основание сооружения имеет неоднородные по сжимаемости в мёрзлом и талом состоянии грунты;
- проектируемое сооружение имеет сосредоточенные избытки тепла (неравномерность оттаивания основания).

Необходимо помнить, что применение того или другого принципа строительства зависит:

- от особенностей возводимых сооружений;
- геокриологических условий места постройки.

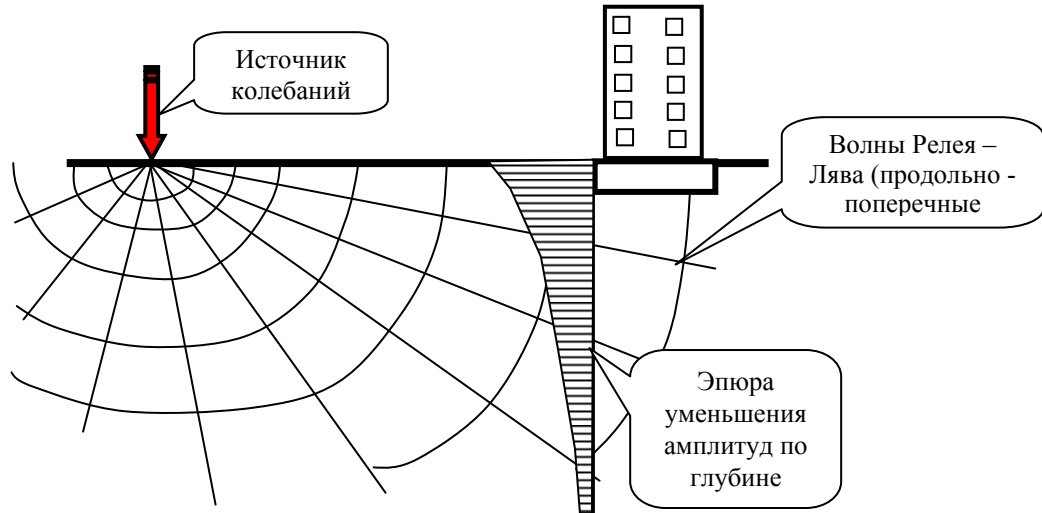
Следует иметь в виду, что строить сооружения надо **одним** из двух принципов.

Не в коем случае не смешивать эти принципы, как для соседних зданий и сооружений, так и для сооружений, расположенных в одном и том же районе. И особенно это относится для отдельного сооружения.

Фундаменты при динамических нагрузках

1. Явления в грунте при динамических воздействиях.

1.1. Распространение колебаний в массиве грунта



Величина распространения колебаний в грунте зависит от источника колебаний и состояния среды.

Любое сооружение, попавшее в зону вибрации, начинает само вибрировать. Опасны резонансные явления, т.е. совпадение собственных частот колебаний с вынужденными колебаниями в грунтовой среде.

1.2. Уплотнение грунта

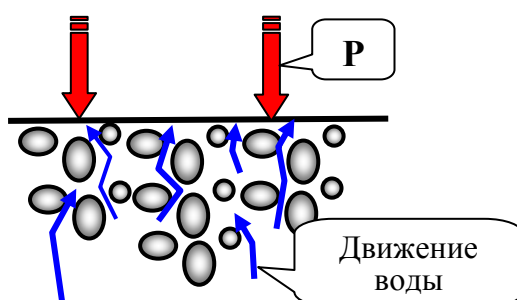
В большей степени характерно для песчаного грунта.

В общем случае $S = S_{\text{стат.}} + S_{\text{динам.}}$

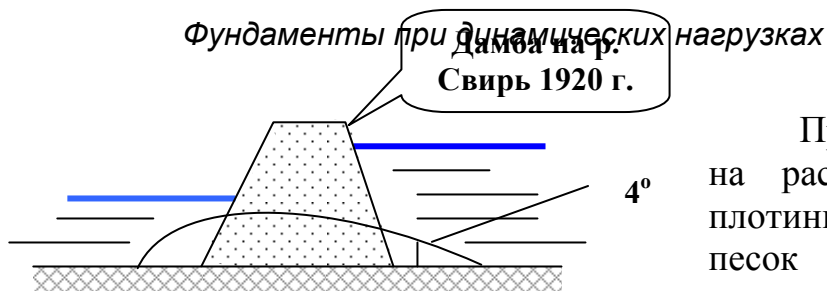
$S_{\text{динам.}}$ - может быть упругой или (упругой + остаточной), в зависимости от вида динамического воздействия.

1.3. Разжижение водонасыщенных песков

При динамических воздействиях грунтовая вода будет то вытесняться из пор, то засасываться, переходя в колебательные движения.



Если скорость движения воды будет создавать гидродинамический напор равный весу частиц песка, то песок будет испытывать взвешивающее действие воды, переходя в плавучее состояние.



При взрывных работах на расстоянии 200 м от плотины, водонасыщенный песок плотины перешел в пльвунное состояние. Сооружение потеряло

устойчивость, т.к. угол откоса грунта составил всего 4° .

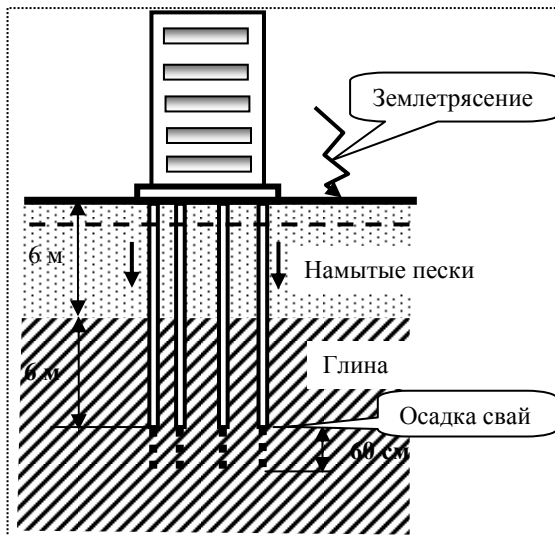
1.4. Тиксотропные явления (характерны для глинистого грунта)

При динамических воздействиях происходит нарушение структуры глинистых грунтов, с уменьшением характеристик C , E_0 .

При снятии динамических нагрузок глинистый грунт может вновь восстанавливать прежнюю структуру, т.е. проявляет тиксотропные свойства (выполнение стены в грунте под глинистым тиксотропным раствором).

2. Виды динамических воздействий

2.1. Сейсмические воздействия.



При землетрясении, в результате осадки, песчаная толща увлекла за собой сваи, вдавив их в подстилаемую глинистую толщу (явление отрицательного трения).

Осадка сооружения превысила все допустимые величины.

2.2. Динамические воздействия от движения транспорта.

При движении тяжелого транспорта (железнодорожные, трамвайные пути) создается вибрационный фон,

который передаваясь по грунтовой среде, оказывает негативное воздействие на здания, сооружения. Вибрационные воздействия от движущегося транспорта могут превышать допустимый уровень вибрации по санитарным нормам проживания людей в здании.

2.3. Забивка свай.

В соответствии со строительными правилами забивка свай в городах на расстоянии ближе 30 м от существующей застройки запрещена.

При динамических воздействиях пески → уплотняются, разжижаются.

Глины проявляют тиксотропные свойства.

2.4. Взрывы.

- 2.5. Работа машин, механизмов. (Строительство промышленных объектов, где возможны динамические воздействия: молоты, прессы, компрессоры, фундаменты пилорам и т.д.).

3. Особенности устройства фундаментов в сейсмических районах.

В России существует 12 бальная сейсмическая шкала. До семи бальная сейсмичность воспринимается обычными зданиями, сооружениями без принятия каких-либо дополнительных мер по усилению несущих конструкций.

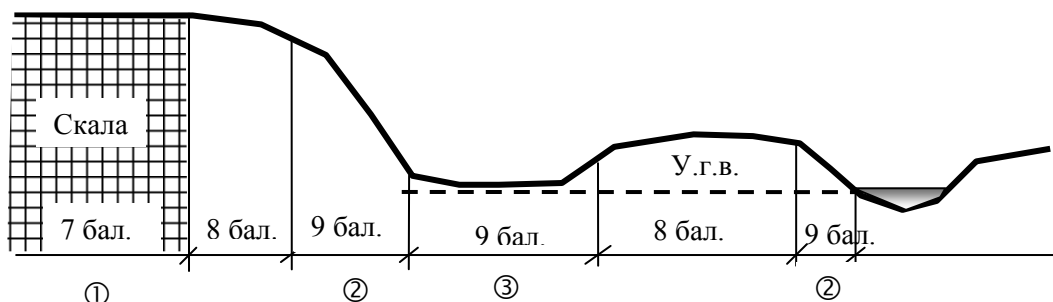
Расчетной является сейсмичность в 7, 8, 9 баллов.

При сейсмичности свыше 9 баллов строительство не рекомендуется и только в исключительных случаях возможно при разработке специальных мероприятий.

Вся территория России поделена на отдельные районы по сейсмичности, но даже в пределах одного района сейсмичность может быть различной в зависимости от грунтовых условий.

Во многих районах выполнено микросейсмирование (повышение или понижение сейсмичности на 1 балл, которое санкционируется Госстроем).

Пример: Район с сейсмичностью 8 баллов.

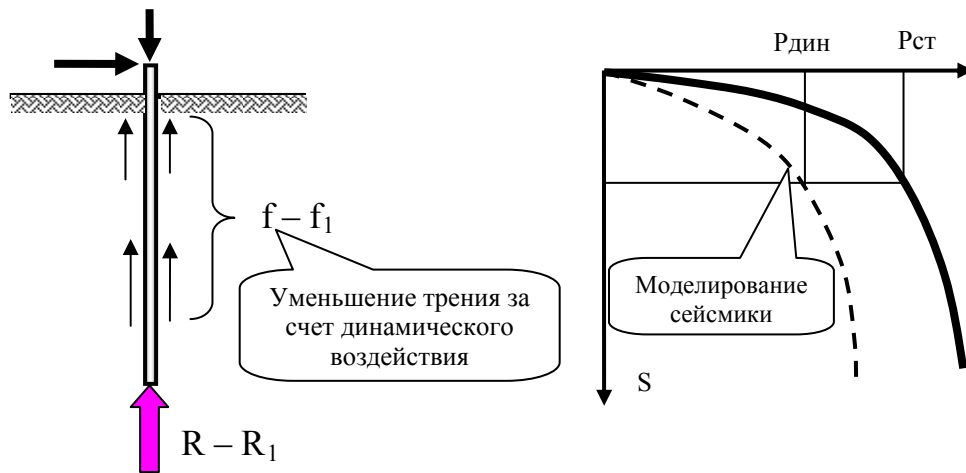


- ① Район расположения скальных пород сейсмичность уменьшается на 1 балл
- ② На склонах возможны оползни, сейсмичность увеличивается на 1 балл
- ③ При высоком положении У.Г.В. сейсмичность увеличивается на 1 балл

При строительстве зданий необходимо:

1. Фундаменты сооружения закладывать на одной отметке (более равномерное распределение сейсмических сил).
2. Здание делить на отсеки.
3. Фундаменты делать монолитными или омоноличивать (перекрестные ленты, сплошные фундаменты).
4. Свайные фундаменты рассчитывать на горизонтальную нагрузку. При этом преимущество имеют сваи – стойки, а головы свай должны быть надежно заделаны в ростверк.

Фундаменты при динамических нагрузках



$$\frac{P_{дин}}{P_{ст}} = \mu$$

- коэффициент снижения несущей способности

4. Фундаменты под машины.

Основные требования к фундаментам:

1. Фундаменты должны обеспечить стабильную работу машины, механизма, расположенного на нем.
2. Динамические воздействия от машин не должны угрожающе влиять на фундаменты зданий, сооружений.

Воздействие машин и механизмов можно разделить на следующие виды:

1. Машины и механизмы с уравновешивающим воздействием. (Обычно вращательного типа: эл. моторы, центробежные насосы и т. п. – динамические воздействия возникают в пусковой период или из-за износа отдельных частей).
2. Машины и механизмы с не уравновешивающим воздействием. (Поступательно-вращательное движение – поршневые насосы, пилорамы, компрессоры, двигатели внутреннего сгорания). Наиболее опасно – совпадение частот колебаний с собственными частотами сооружений (резонансные явления).
3. Ударного действия. (Молоты, быстродействующие прессы, копры и т. д.).
4. Прочие. (Станы, станки и т. д.).

Фундаменты проектируются из условия ограничения амплитуды колебания системы: **машина + фундамент.**

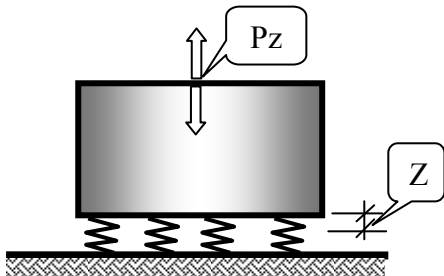
$$A \leq A_{доп}$$

$A_{доп} = 0,1 \dots 0,3$ мм – предельно допустимые амплитуды колебаний, назначаются в зависимости от вида машины, её обслуживания, возможности без опасной работы человека.

В первом приближении, при условии совмещения ц.т. фундамента и машины, данную систему можно принять за 1 материальную точку. Тогда, в плоской постановке данная система будет иметь 3 вида колебаний:

- вертикальное; горизонтальное и вращательное.

а). Если определяющими являются вертикальные колебания, то дифференциальное уравнение колебаний может быть записано следующим образом:



$$mZ'' + P_z = 0$$

При решении данного уравнения получим амплитуду вертикальных колебаний

$$A_z = \frac{P_z}{K_z - m\omega^2}$$

где P_z – вертикальная составляющая возмущающих сил;

K_z – коэффициент жёсткости основания при упругом равномерном сжатии [т/м];

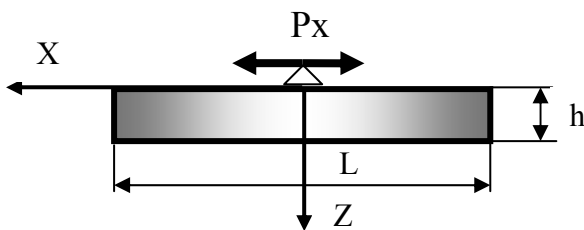
$$K_z = C_z \times F$$

C_z – коэффициент упругого равномерного сжатия [т/м³] (табл. СНиП);

m – масса фундамента и машины;

ω – угловая скорость (частота) [рад./сек].

б). При горизонтальной возмущающей силе (в случае распластанного фундамента, $L/h > 3$), будем иметь:

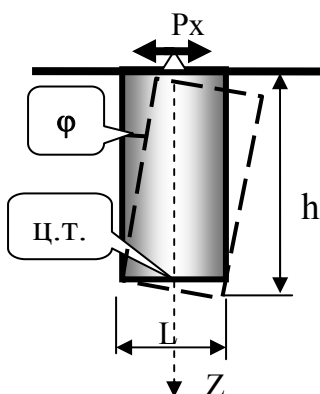


$$A_x = \frac{P_x}{K_x - m\omega^2}$$

$K_x = C_x \times F$ – коэффициент жёсткости основания при сдвиге фундамента по подошве;

$C_x = 0,7 C_z$ – коэффициент упругого равномерного сдвига.

в). При горизонтальной возмущающей силе (в случае высокого фундамента $L/h < 2$), будем иметь:



$$A_\varphi = \frac{M}{K_\varphi - Q\omega^2}; \quad K_\varphi = C_\varphi \cdot I; \quad C_\varphi = 2 \cdot C_z$$

K_φ – коэф. жёсткости основания при упругом повороте; I – момент инерции подошвы фундамента; Q – момент инерции массы фундамента и машины; M – возмущающий момент относительно ц.т.; A_z, A_x, A_φ – амплитуды, соответственно вертикальных, горизонтальных и вращательных колебаний (поворота).