

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ  
ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ

МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра механики грунтов, оснований и фундаментов

**Проектирование оснований  
и фундаментов мелкого заложения  
гражданских зданий**

Кафедра  
Методические указания  
с примерами расчетов  
к выполнению курсового проекта  
для студентов, обучающихся  
по направлению  
Строительство 653500

Методические указания подготовлены под общей редакцией зав. каф. МГрОиФ МГСУ проф., д.т.н. З. Г.Тер-Мартirosяна

Составители:

доценты А. М. Корнилов,  
проф., к.т.н. Л. И. Черкасова



## Оглавление

<b>I. Задание на проектирование. Изучение, обработка и анализ исходной информации, содержащейся в задании</b> .....	4
<b>I.1. Конструкция сооружения, фундаменты, нагрузки</b> .....	4
<i>Пример 1. Определение расчетных нагрузок на фундаменты</i> .....	7
<b>I.2. Инженерно-геологические и гидрогеологические условия площадки застройки и их оценка</b> .....	8
<i>Пример 2. Определение классификационных признаков грунтов площадки строительства и их расчетных сопротивлений <math>R_0</math></i> .....	13
<b>II. Привязка сооружения к инженерно-геологическому разрезу</b> .....	15
<b>III. Проектирование сборных фундаментов мелкого заложения, возводимых в открытых котлованах</b> .....	17
<b>III.1. Определение глубины заложения фундамента</b> .....	17
<b>III.2. Определение размеров подошвы фундамента</b> .....	22
<i>Пример 3. Ленточный фундамент наружной стены здания с подвалом</i> .....	24
<i>Пример 4. Ленточный фундамент внутренней стены здания с подвалом</i> .....	32
<i>Пример 5. Отдельный фундамент наружной стены здания с подвалом</i> .....	37
<i>Пример 6. Отдельный фундамент для внутренней стены здания с подвалом</i> .....	41
<i>Пример 7. Отдельный центрально нагруженный фундамент под две близко расположенные колонны для здания с подвалом</i> .....	45
<i>Пример 8. Отдельный фундамент мелкого заложения при наличии в основании слабого подстилающего слоя</i> .....	50
<i>Пример 9. Отдельный фундамент мелкого заложения на песчаной подушке</i> .....	55
<b>IV. Расчет оснований по второму предельному состоянию - по деформациям</b> .....	61
<i>Пример 10. Определение конечной (стабилизированной) осадки фундамента мелкого заложения методом послойного суммирования</i> .....	61
Компрессионные испытания.....	65
Штамповые испытания.....	66
<b>Приложение</b> .....	68
Таблица 1. Разновидности крупнообломочных и песчаных грунтов по гранулометрическому составу.....	68
Таблица 2. Разновидности песчаных грунтов по плотности сложения.....	68
Таблица 3. Разновидности песчаных грунтов по степени водонасыщения $S_r$ .....	68
Таблица 4. Расчетные сопротивления $R_0$ песчаных грунтов.....	68
Таблица 5. Разновидности глинистых грунтов по числу пластичности $I_p$ .....	69
Таблица 6. Разновидности глинистых грунтов по показателю текучести $I_L$ .....	69
Таблица 7. Расчетные сопротивления $R_0$ глинистых грунтов.....	69
Таблица 8. Значения коэффициентов $M_\gamma$ , $M_q$ , $M_c$ .....	70
Таблица 9. Глубина заложения фундамента $d$ в зависимости от расчетной глубины промерзания $d_f$ .....	70
Таблица 10. Значения коэффициентов $\gamma_{c1}$ и $\gamma_{c2}$ в формуле расчетного сопротивления $R$ .....	71
Таблица 11. Значения коэффициента $\alpha$ .....	72
Таблица 12. Предельные деформации основания.....	73
<b>Список литературы</b> .....	74

В методических указаниях даются рекомендации по анализу конструкции сооружения и его фундаментов (ленточные, отдельные), инженерно-геологических условий площадки строительства и привязке сооружения к инженерно-геологическому разрезу. Приводятся многочисленные примеры проектирования сборных фундаментов мелкого заложения для гражданских зданий, а также примеры расчета стабилизированных осадок методами послойного суммирования. По каждому конкретному вопросу проектирования приводятся постраничные ссылки на литературу. В приложении к указаниям, ссылки на которые напечатаны *курсивом*, даются необходимые для проектирования табличные данные.

Указания предназначены для использования студентами дневной, вечерней и заочной форм обучения при работе над курсовым проектом. Они могут быть полезны и в работе над дипломным проектом.

## **I. Задание на проектирование. Изучение, обработка и анализ исходной информации, содержащейся в задании**

Для выполнения курсового проекта по основаниям и фундаментам используется необходимая исходная информация о сооружении и основании. Такая информация предоставляется в задании на курсовой проект. Она должна быть изучена, обработана и проанализирована.

Задание состоит из двух частей. В одной, конструктивной его части, представлены сведения о сооружении, в другой – об инженерно-геологических условиях площадки строительства.

### **I.1. Конструкция сооружения, фундаменты, нагрузки**

Конструктивная часть (рис 1.1) содержит: план на отметке пола первого этажа, который принимается как типовой, сведения о количестве этажей, нормативных нагрузках на несущие конструкции (стены и колонны), относительных отметках пола 1ого этажа, подвала, поверхности планировки, толщине и материале стен, расположении ригелей, если они имеются.

При ознакомлении с конструктивной частью задания необходимо установить:

- функциональное назначение здания (жилое, административное, промышленное), размеры в плане, высоту, наличие и глубину расположения подземных помещений, конструктивный тип (кирпичное, блочное, панельное, бескаркасное, полукаркасное, каркасное);

- объемно-планировочное решение (секции, квартиры, несущие и самонесущие стены);

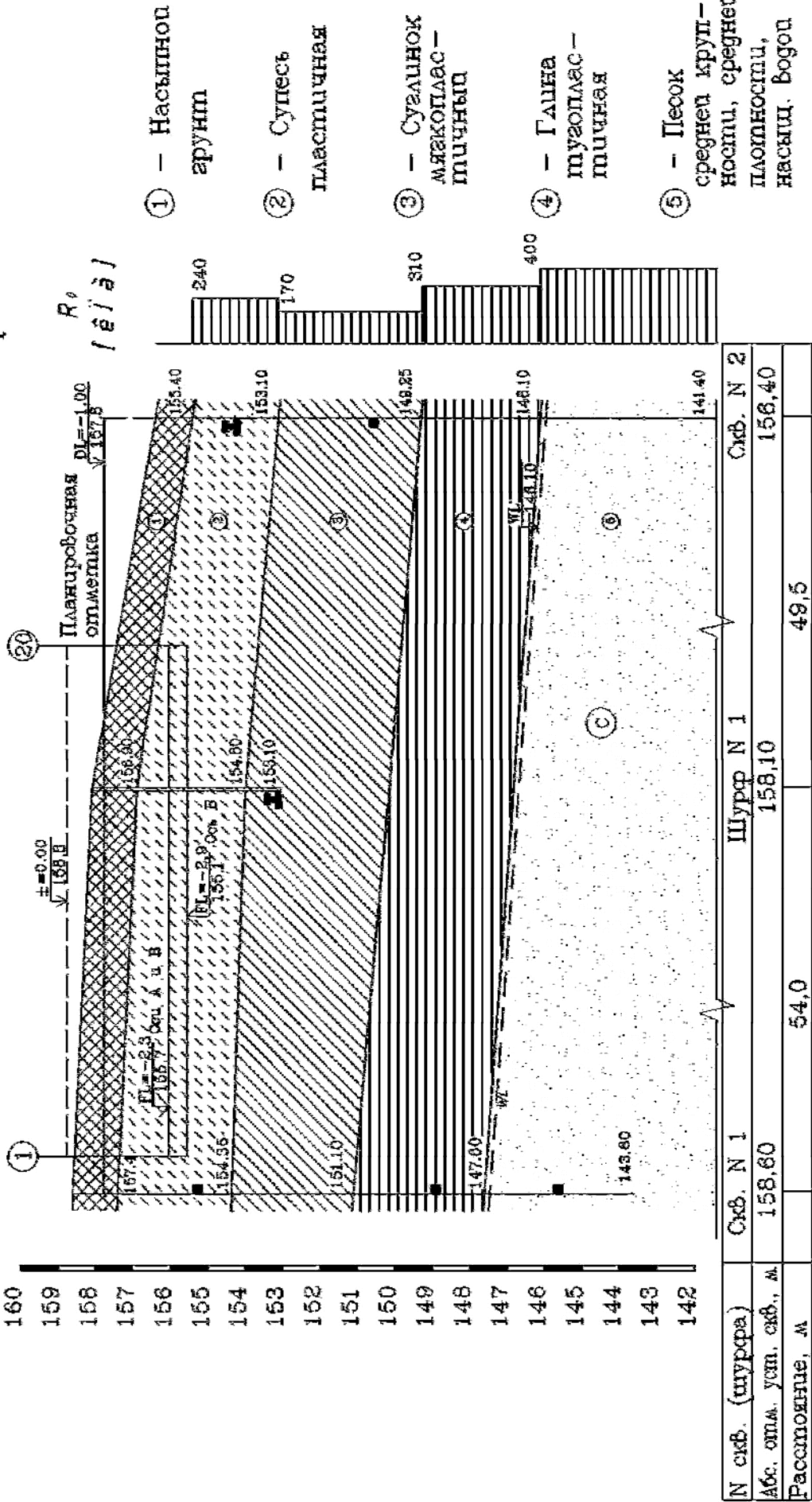
- схему передачи нагрузок от несущих конструкций на фундаменты и нормативные величины этих нагрузок (последние даются в задании);

- типы фундаментов (ленточные – под стены, отдельные – под колонны), характер передаваемой на них нагрузки (центральная, внецентренная);

- ориентировочную глубину заложения фундаментов по заглублению пола подвала от планировочной отметки.

Абс. отм. [м.]

Масштаб: горизонтальный 1:500  
Вертикальный 1:100



■ — места отбора образцов грунта    ▣ — места проведения штамповых испытаний

Рис.1.1. Инженерно-геологический разрез 1-1 с привязкой сооружения

Сведения, полученные и усвоенные в результате ознакомления с данными о сооружении, должны создать ясные представления о нем, о его конструктивной схеме и дать возможность составить предварительное суждение об особенностях его взаимодействия с основанием.

Нагрузки и воздействия классифицируются и определяются в соответствии со СНиП 2.01.07-85 [11]. Согласно им они подразделяются на *постоянные* (собственный вес конструкций, давление грунта и т.п.) и *временные*. Последние в свою очередь могут быть *длительными* (вес оборудования, складированных материалов и т.п.), *кратковременными* (крановые, от транспортных средств, людей, снега и т.п.) и *особыми* (сейсмические, аварийные и т.п.).

Нагрузки рассчитываются при разных сочетаниях: *основном*, когда учитываются постоянные, а также временные длительные и кратковременные; *особом*, состоящем из постоянных, временных длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок и воздействий.

В задании на курсовой проект нормативные нагрузки даются для *основного* сочетания.

Проектирование фундаментов и расчет оснований производится по расчетным нагрузкам. Согласно п. 1.3. СНиП 2.01.07.-85 “Нагрузки и воздействия” [11] расчетное значение нагрузки следует определять как произведение ее нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , соответствующий рассматриваемому предельному состоянию. Даются подробные указания о том, какие значения  $\gamma_f$  следует принимать при расчете по прочности и устойчивости в зависимости от расчетных случаев (основной, особый), вида нагрузки (постоянная, временная), происхождения нагрузки (от веса строительных конструкций, от пригрузки грунтом – постоянные, от оборудования, людей, животных, складированных материалов, снега – временные). Учитывается целый ряд и других факторов. С учетом сказанного значения  $\gamma_f$  могут изменяться от 1,0 до 1,4.

В курсовом проекте при вычислении расчетной нагрузки  $N_I$  для расчетов основания по первому предельному состоянию (по прочности и устойчивости) принимается обобщенное значение  $\gamma_f = 1,2$ , при вычислении  $N_{II}$  для расчетов основания по второму предельному состоянию (по деформациям) –  $\gamma_f = 1$ , то есть:

$$\begin{aligned} N_I &= 1,2(N_{II} + N_B), \\ N_{II} &= 1,0(N_{II} + N_B), \end{aligned} \quad (I.1)$$

где  $N_{II}$  и  $N_B$  – нормативные нагрузки постоянные и временные соответственно. Они даются в задании на курсовой проект.

В выдаваемых заданиях на проектирование все здания имеют подвал. Поэтому приводимые в них нормативные нагрузки включают постоянную и временную нагрузки и от пола подвала.



Но в некоторых заданиях нормативные нагрузки от сооружения и от пола подвала даются отдельно. В таком случае расчетные нагрузки вычисляются по формулам.

$$\begin{aligned} N_I &= 1,2 \cdot [(N_{II} + N_{III}) + (N_B + N_{BII})], \\ N_{II} &= 1 \cdot [(N_{II} + N_{III}) + (N_B + N_{BII})], \end{aligned} \quad (I.1)$$

где  $N_{II}$  и  $N_{III}$  – соответственно постоянная нагрузка от сооружения и дополнительная постоянная нагрузка, указанная в задании от пола подвала.

$N_B$  и  $N_{BII}$  – соответственно нормативные временная нагрузка от сооружения и дополнительная временная нагрузка, указанная в задании от надподвального перекрытия и пола подвала.

Нагрузка на основание включает нагрузки не только от сооружения и полезной нагрузки в нем  $N$ , но и от собственного веса фундамента  $Q$  и грунтовой пригрузки на его поверхности  $G$ , то есть  $N_{полн} = N + Q + G$ . В зависимости от рассматриваемого в расчете предельного состояния нагрузки  $N$ ,  $Q$ , и  $G$  умножаются на соответствующий коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$  или  $\gamma_f = 1,2$ .

В некоторых примерах пособия встречаются случаи, когда известна расчетная нагрузка  $N_{II}$ , но неизвестна  $N_I$ . Тогда  $N_I = 1,2 N_{II}$  (пример 11). Если известна  $N_I$ , то  $N_{II} = N_I / 1,2$  (пример 10, п.7).

Нормативные нагрузки от самонесущих стен в заданиях не приводятся. Они определяются по геометрическим размерам этих стен и удельному весу материала, из которого они сделаны с добавлением примерно 30% от расчетной нагрузки на наиболее нагруженную соседнюю стену.

### **Пример 1. Определение расчетных нагрузок на фундаменты**

#### ***Расчетная нагрузка на ленточный фундамент (наружная стена, ось...)***

На наружную стену здания с подвалом (ось ...) действуют нормативные нагрузки в основном сочетании, приложенные на отметке верхнего обреза фундамента:

- постоянная  $N_{II} = 341$  кН/пог.м;

- временная  $N_B = 21$  кН/пог.м.

К ним прибавляются отдельно указанные в задании нагрузки: постоянная  $N_{III}$  и временная  $N_{BII}$  от надподвального перекрытия и пола подвала.

- постоянная  $N_{III} = 14$  кН/пог.м;

- временная  $N_{BII} = 2$  кН/пог.м.

Вычисляем расчетные нагрузки.

Для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$N_I = 1,2[(341 + 14) + (21 + 2)] = 453,6 \text{ кН/пог.м.}$$

Для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$N_{II} = 1(341 + 14) + (21 + 2) = 378 \text{ кН/пог.м.}$$

***Расчетная нагрузка на отдельный фундамент под колонну (внутренняя стена, ось ...)***

Внутренние стены здания с подвалом опираются через ригели на ряд колонн.

Нормативные нагрузки на колонну, приложенные на отметке низа пола первого этажа следующие:

- постоянная  $N_{\text{п}}=921$  кН;

- временная  $N_{\text{в}}=145$  кН.

К этим нагрузкам добавляются отдельно указанные в задании нагрузки: постоянная  $N_{\text{пп}}$  и временная  $N_{\text{вп}}$ :

- постоянная  $N_{\text{пп}}=65$  кН;

- временная  $N_{\text{вп}}=6$  кН.

Расчетные нагрузки:

для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$N_I = 1,2[(921 + 65) + (145 + 6)] = 1364 \text{ кН.}$$

для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$N_{II} = 1[(921 + 65) + (145 + 6)] = 1137 \text{ кН.}$$

## 1.2. Инженерно-геологические и гидрогеологические условия площадки застройки и их оценка

Инженерно-геологическая часть задания содержит:

- 1) Информацию о разведочных скважинах и шурфах. Указаны их номера, расположение на продольной центральной оси здания. Приведены расстояния между ними. В таблицах даются по каждой скважине отметки устья, отметки подошвы слоев грунта и уровня подземных вод, полученные при изучении отбираемых при бурении образцов.
- 2) Таблицу результатов лабораторных определений физико-механических свойств отобранных образцов (табл.4). В ней приведен гранулометрический состав грунтов, указаны значения плотности грунта  $\rho$ , плотности частиц  $\rho_s$ , природной весовой влажности  $w$ , влажностей на границе текучести  $w_L$  и раскатывания  $w_P$ , угла внутреннего трения  $\varphi$ , удельного сцепления  $c$ , коэффициента фильтрации  $K_{\text{ф}}$ .
- 3) Информацию об исследовании деформационных свойств грунтов в виде результатов лабораторных компрессионных (табл.  $p-e$ ) и полевых штамповых испытаний (табл.  $p-s$ ).

По данным о скважинах и результатах их бурения строится геометрия инженерно-геологического разреза, а затем по итогам лабораторных анализов грунтов определяются в соответствии с ГОСТ 25100-95 [12] классификационные признаки каждого грунтового слоя и расчетные сопротивления  $R_0$  (рис. 1.1). Так как в таблицах задания, где приведены результаты лабораторных определений, указано из какой скважины или шурфа и с какой глубины отобраны исследованные образцы, это позволяет определить к какому слою грунта они относятся. Разнообразные особенности грунтов отмечаются на разрезе в соответствии с условными обозначениями, принятыми в инженерно-



геологической документации (*Приложение табл. 17*). По результатам компрессионных и штамповых испытаний определяются при расчете осадки модули деформации грунтов  $E_0$ , о чем подробно будет рассмотрено в разделе V, *примеры 13 и 14*.

ГОСТ 25100-95 включает шесть таксономических единиц, выделяемых по группам признаков: класс, группа, подгруппа, тип, вид, разновидность. Все грунты, данные о которых приводятся в заданиях на курсовой проект, имеют одни и те же класс (природные дисперсные грунты), группу (связные или несвязные), подгруппу (осадочные), тип (минеральные). Они различаются только по *виду* – песчаные или глинистые и по *разновидностям*.

*В и д* определяется по числу пластичности  $I_p = w_L - w_p$  ( $I_p$ ,  $w_L$  и  $w_p$  могут выражаться либо в долях единицы, либо в %) Если  $I_p$  оказывается меньше 0,01 в долях единицы (или 1%) – грунт следует считать *песчаным*, если больше – *глинистым*. Когда в задании отсутствуют значения характеристик пластичности-влажности на границе текучести  $w_L$  и влажности на границе раскатывания  $w_p$  (они не могут быть определены для песчаного грунта, так как он не является пластичным), то  $I_p$  следует принимать равным нулю и считать грунт песчаным.

*Р а з н о в и д н о с т и* для песчаных грунтов выделяются по гранулометрическому составу\*) – *гравелистый, крупный, средней крупности, мелкий, пылеватый* (*Приложение, табл.1*); по плотности сложения, определяемой через коэффициент пористости  $e$  – *плотный, средней плотности, рыхлый* (*Приложение, табл. 2*); по коэффициенту (или степени) водонасыщения  $s_r$  – *маловлажный, влажный, насыщенный водой* (*Приложение, табл. 3*).

*Р а з н о в и д н о с т и* для глинистых грунтов, определяющие их названия, выделяются по численному значению числа пластичности  $I_p$  – *супесь, суглинок, глина* (*Приложение, табл.5*); определяющие консистенцию – по

показателю текучести  $I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}$ : *супесь – твердая, пластичная, текучая; суглинок и глина – твердые, полутвердые, тугопластичные, мягкопластичные, текучепластичные, текучие* (*Приложение, табл.6*).

По классификационным признакам грунтов находят их *расчетные сопротивления  $R_0$*  (кПа) по СНиП 2.02.01-83\* таблицы 2 и 3 приложения 3, а в таблицах 1, 2, 3 приложения 1 – нормативные значения *модуля общей деформации  $E$*  (кПа) и *прочностных характеристик  $\varphi$*  – угла внутреннего трения и  $c$  – удельного сцепления (кПа).

В курсовом проекте классификация используется для *относительной качественной оценки грунтов основания, (крупный лучше мелкого; глина твердая лучше мягко-пластичной или текучей)* и в какой последовательности они залегают, и для определения *расчетного сопротивления  $R_0$* . Численные значения  $R_0$  вносят в качественную оценку также количественный фактор (насколько лучше или хуже), что повышает ее значимость (см. рис.1.1). Прочностные характеристики  $\varphi$  и  $c$  приводятся в задании на проектирование. Там же дается

\*) Гранулометрический состав – процентное содержание по массе частиц различной крупности в навеске грунта, использованной для его определения.

информация, достаточная для определения модуля деформации  $E$ . Поэтому определять  $\varphi$ ,  $c$  и  $E$  через классификационные признаки по таблицам СНиП 2.02.01-83\* в данном случае нет необходимости.

Результаты обработки всей инженерно-геологической информации и ее анализ позволяют дать общую предварительную оценку основания.

**Для варианта фундаментов мелко заложения** необходимо показать будет ли основание естественным и какой слой возможно использовать в качестве рабочего слоя, пригодного для опирания на него подошвы фундамента данного сооружения.

Если на предполагаемой глубине заложения фундаментов залегает слой грунта с расчетным сопротивлением  $R_0$  не менее 150...200 кПа мощностью 1,0...1,5 м и более его можно рассматривать потенциально пригодным для опирания фундаментов здания. Ориентировочное суждение о его пригодности в качестве рабочего слоя получают прикидочным расчетом необходимой площади подошвы фундамента  $A$ , при которой среднее давление под ним  $p_{II}$  от нагрузок  $N_{II}$ , вычисленное для расчетов по второму предельному состоянию, не будет превышать расчетное сопротивление  $R_0$  грунта этого слоя, то есть будет выполняться условие:

$$p_{II} \leq R_0^* \quad (I.2)$$

Среднее давление по подошве фундамента  $p_{II}$ , определяется по формуле:

$$p_{II} = \frac{N_{II} + Q_{II} + G_{II}}{A} \quad (I.3)$$

где  $N_{II}$  – расчетная вертикальная нагрузка для расчетов по второму предельному состоянию от сооружения, собранная до уровня верхнего обреза фундамента (низа пола I-ого этажа);

$Q_{II}$  и  $G_{II}$  – расчетные значения веса фундамента и грунтовой пригрузки на нем соответственно, принимаемые равными их нормативным значениям ( $\gamma_f=1$ );

$A$  – площадь подошвы фундамента.

Так как фундамент еще не запроектирован, то сумма его собственного веса  $Q_{II}$  и веса грунтовой пригрузки на нем  $G_{II}$  может учитываться приближенно:  $Q_{II} + G_{II} = A \cdot d \cdot \gamma_{cp}$  ( $d$  – предполагаемая глубина заложения фундамента,  $\gamma_{cp}$  – осредненное значение удельного веса материалов фундамента и грунтовой пригрузки, принимаемое  $\gamma_{cp}=20$  кН/м<sup>3</sup>).

С учетом принятого приближения формула (I.3) запишется в виде:

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{cp} d \quad (I.4)$$

---

\* По условию  $p_{II} \leq R_0$  могут назначаться окончательные размеры фундаментов зданий и сооружений III уровня ответственности (СП 50-101-2004, п 5.5.13). Для сооружения I и II уровней ответственности, фундаменты которых разрабатываются в курсовом проекте, размеры подошвы определяются по условию  $p_{II} \leq R$ , где  $R$  в отличие от  $R_0$  вычисляется по формуле (7) [6] с использованием характеристик прочности грунта  $\varphi$  и  $c$ . Соответствующие расчеты даны в примерах 3...7.

Из формулы (I.4) при известном  $R_0$  рабочего слоя можно определить требуемое значение площади подошвы фундамента  $A$ , при которой будет иметь место равенство:  $p_{II}=R_0$ . В этом случае предлагаемое ориентировочное значение требуемой площади подошвы будет минимальным и, следовательно, конструкция фундамента окажется наиболее экономичной.

Площадь подошвы *ленточного* фундамента  $A=b \cdot l_{\text{пог.м}}$ , так как нагрузка на него собирается с 1 погонного метра длины стены. Поэтому ширина *ленточного* фундамента  $b$  численно равна площади  $A$ . У *отдельного* квадратного фундамента  $A=b^2$ , откуда  $b=\sqrt{A}$ . С учетом этого, для предварительного определения необходимой (требуемой) ширины  $b$  ленточного фундамента, используется формула (I.5), отдельного – формула (I.5'):

$$b = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d} \quad (I.5) \qquad b = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d}} \quad (I.5)'$$

Требуемая ширина  $b$  подошвы фундамента не должна превышать стандартной ширины по [17] («Каталог конструктивных элементов фундаментов гражданских и административных зданий»): для ленточных фундаментов максимальная ширина  $b=3,2$  м, для отдельных квадратных  $b=2,1$  м.

Следует отметить, что требуемую опорную площадь для отдельных фундаментов можно увеличить против максимальной стандартной  $2,1 \times 2,1$  м на 30...60%. Для этого вместо одноблочных фундаментов используются составные – из опорной плиты и монтируемого на её поверхности подколонника (см. рис. III.1. А.в. *Примеры 6, 7, рис. 6.2 и 7.2*).

Если требуемые размеры фундамента окажутся больше максимальных стандартных или несколько увеличенных вышеуказанным способом для отдельных фундаментов, то слой грунта с расчетным сопротивлением  $R_0$ , которое использовалось при вычислении ширины  $b$  в формулах (I.5) или (I.5') следует признать непригодным в естественном состоянии для опирания на него данного здания через типовые сборные фундаменты мелкого заложения. Также непригодными будут слабые грунты с ненормируемым  $R_0$  – рыхлые пески, глинистые грунты текучей консистенции, торфы, заторфованные, несслежавшиеся насыпные грунты. В этом случае при оценке инженерно-геологических условий основания для возведения на нем фундамента мелкого заложения следует указать на необходимость искусственного улучшения основания различными пригодными для данных условий методами ([1], глава 12) или замены верхней части, либо всей толщи слабого грунта, например, путем устройства песчаной подушки (Пример 9).

Необходимо еще раз отметить, что расчет требуемых размеров площади подошвы по формулам I.5 и I.5' является приближенным. Он является приближенным еще и потому, что требуемая площадь подошвы для сооружений I и II уровней ответственности должны подбираться по условию  $p_{II}=R$  (см. сноску на предыдущей стр.), но формулы I.5 и I.5' получены исходя из условия  $p_{II}=R_0$ , хотя разница между табличным значением  $R_0$  и значением  $R$ , вычисленным по формуле (7) [6] может быть существенной. Поэтому достаточно

уверенно можно считать рассматриваемый слой рабочим слоем в том случае, когда требуемая площадь окажется меньше стандартной. Окончательное суждение о пригодности грунтового слоя для опирания на него данного здания через типовые сборные фундаменты каталога [17] делается в дальнейшем методом последовательных приближений с использованием расчетного сопротивления  $R$  (см. примеры 3...7).

Когда слой, расположенный на предполагаемой глубине заложения фундамента можно использовать в качестве рабочего, необходимо обратить внимание на величину расчетного сопротивления грунта подстилающего слоя. Если табличное расчетное сопротивление  $R_0$  слоя, залегающего непосредственно под рабочим слоем, будет меньше, чем у грунта рабочего слоя (рис. I.1), то такой слой называют *слабым подстилающим слоем*. В этом случае потребуется проверка допустимости передающегося на него суммарного давления от вышележащего грунта и от сооружения. Чем больше будет расстояние от подошвы фундамента до кровли слабого подстилающего слоя, тем больше вероятность того, что условие проверки удовлетворится (*Пример 8*).

**Для варианта свайного фундамента** необходимо констатировать наличие в разрезе, на приемлемой для устройства свайного фундамента глубине, слоев грунта, пригодных для обеспечения достаточной несущей способности свай за счет сопротивления грунта по ее боковой поверхности и под нижним концом.

Изложенное выше дает представление о том, на что необходимо обратить внимание при оценке инженерно-геологических условий основания фундаментов одного и другого вариантов<sup>\*</sup>). Оценка должна быть краткой и конкретной. В ней нужно указать:

- есть ли на предлагаемой глубине заложения фундаментов слой грунта, который можно в естественном состоянии использовать в качестве рабочего слоя, пригодного для опирания фундаментов мелкого заложения данного сооружения или такого слоя нет, но есть слабый грунт с ненормируемым расчетным сопротивлением  $R_0$ , который подлежит искусственному улучшению или замене песчаной подушкой;
- залегают ли под рабочим слоем слабые подстилающие грунты и возможно ли заложить подошву фундамента мелкого заложения на такой отметке, чтобы расстояние от нее до кровли слабого подстилающего слоя (минимум 0,7...1,0 м) могло удовлетворить проверку допустимости давления на слабый слой;
- имеются ли на площадке застройки на необходимой глубине грунты, пригодные для обеспечения высокой несущей способности свай.

**Для обоих вариантов важно знать гидрогеологию площадки:**

на какой отметке залегают грунтовые воды, возможно ли подтопление подвального помещения, какой тип гидроизоляции (безнапорная, напорная) потребуется для защиты от них подземной части здания, какой тип водоотлива (глубинный или поверхностный) следует использовать для осушения

<sup>\*</sup>) Здесь рассматривается только вариант ленточных или отдельных фундаментов мелкого заложения. Поэтому не упоминается о возможности использования сплошной плиты. Свайный фундамент проектируется в курсовом проекте как альтернативный вариант фундамента мелкого заложения



котлована на время выполнения работ нулевого цикла.

NN слов- ев гру- нта	N сква- жин ы (шур- фа)	Глу- бина от повер- - хно- сти, м	Гранулометрический состав, % (диаметр частиц в мм)								Плот- ность час- тиц $\rho_s$ кН/м <sup>3</sup>	Плот- ность гру- нта $\rho$ кН/м <sup>3</sup>	Природ- ная влаж- ность W, %	Влажность на границе	
			>2,0	2,0- 0,5	0,5- 0,25	0,25- 0,10	0,10- 0,05	0,05- 0,01	0,01- 0,005	<0,00 5				теку- чест и W <sub>L</sub> , %	раск ат W <sub>p</sub> , %
2	1	3,5	0,0	0,6	0,5	2,0	10,0	25,0	19,0	42,9	2,73	1,92	33,7	48	30,5
3	1	8,0	-	22	40	33,7	Частиц d<0,1мм (прошедших через сито с отверстиями 0,1мм - 4.3%)			2,7	2,06	22,2	-	-	

### **Пример 2. Определение классификационных признаков грунтов площадки строительства и их расчетных сопротивлений $R_0$**

Исходные данные

На основе исходных данных анализа получаем (пример записи в пояснительной записке к проекту)

2<sup>й</sup> слой (проба отобрана из скв. №1 с глубины 3,5 м)

Вид – *глинистый грунт*, так как из таблицы видно, что  $I_p = w_L - w_p > 1\%$

Разновидности:

– по числу пластичности  $I_p = w_L - w_p = 48 - 30,5 = 17,5$  - глина (Приложение, табл. 5);

– по показателю текучести  $I_L = \frac{w - w_p}{I_p} = \frac{33,7 - 30,5}{17,5} = 0,183$  - полутвердая (Приложение, табл. 6).

Для определения  $R_0$  необходимо знать также коэффициент пористости  $e$ :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{27,3}{19,2} (1 + 0,337) - 1 = 0,90$$

Расчетное сопротивление  $R_0$  находим для значения  $e = 0,9$  путем интерполяции сначала по коэффициенту пористости  $e$  между  $e=0,8$  и  $e=1,1$  при  $I_L = 0$  и при  $I_L = 1$ , затем интерполяция производится по показателю текучести  $I_L$  между  $I_L=0$  и  $I_L=1$  для значения  $I_L = 0,183$  при  $e = 0,9$ . Исходные данные для интерполяции целесообразно выписать из таблицы значений расчетных сопротивлений  $R_0$  при  $I_L=0$  и  $I_L=1$  и  $e=0,8$  - 300 и 200 соответственно и при  $e=1,1$  - 250 и 100 (Приложение, табл. 7) и расположить как показано на рис. 2.1.



*Интерполяция по  $e$  при  $I_L = 0$*

изменение  $\Delta e = 1,1 - 0,8 = 0,3$  соответствует  
изменению  $\Delta R_0 = 300 - 250 = 50$ ;  
изменение  $\Delta e = 0,9 - 0,8 = 0,1$  соответствует  
изменению  $\Delta R_0 = x$ :

$$x = \frac{0,1 \cdot 50}{0,3} = 16,7; \quad R_0 = 300 - 16,7 = 283,3 \text{ кПа}$$

$e \backslash I_L$	$I_L = 0$	0,183	$I_L = 1$
$e_1 = 0,8$	$R_0(1,0)$ 300		$R_0(1,1)$ 200
$e = 0,9$	283,3	<b>262</b>	166,7
$e_2 = 1,1$	$R_0(2,0)$ 250		$R_0(2,1)$ 100

*Интерполяция по  $e$  при  $I_L = 1$*

$$\Delta e = 0,3 \text{ — } \Delta R_0 = 100$$

$$\Delta e = 0,1 \text{ — } \Delta R_0 = x$$

$$x = \frac{0,1 \cdot 100}{0,3} = 33,3; \quad R_0 = 200 - 33,3 = 166,7 \text{ кПа}$$

*Интерполяция по  $I_L$  при  $e = 0,9$*

$$\Delta I_L = 1 - 0 = 1 \text{ — } \Delta R_0 = 283,3 - 166,7 = 116,6$$

$$\Delta I_L = 0,183 \text{ — } \Delta R_0 = x$$

$$x = \frac{0,183 \cdot 116,6}{1} = 21,34; \quad R_0 = 283,3 - 21,34 \approx 262 \text{ кПа}$$

Рис. 2.1. Исходные данные и результаты интерполяции  $R_0$ .

Для получения того же результата можно воспользоваться интерполяционной формулой:

$$R_{0(e, I_L)} = \frac{e_2 - e}{e_2 - e_1} [(1 - I_L)R_{0(1,0)} + I_L R_{0(1,1)}] + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1} [(1 - I_L)R_{0(2,0)} + I_L R_{0(2,1)}]$$

$$R_{0(e, I_L)} = \frac{1,1 - 0,9}{1,1 - 0,8} [(1 - 0,183)300 + 0,183 \cdot 200] + \frac{0,9 - 0,8}{1,1 - 0,8} [(1 - 0,183)250 + 0,183 \cdot 100] = 262 \text{ кПа}$$

Итак, *расчетное сопротивление глины полутвердой с коэффициентом пористости  $e = 0,9$  и  $I_L = 0,183$  равно  $R_0 = 262$  кПа.*

3<sup>й</sup> слой (проба отобрана из скв. №1 с глубины 8 м)

Вид – *песчаный грунт*, не пластичный, так как характеристики пластичности  $w_l$  и  $w_p$  отсутствуют.

Разновидности:

– по гранулометрическому составу – *песок средней крупности*, так как частиц крупнее 0,25 > 50%: 22,0 + 40,0 = 62% (Приложение, табл. 1);

– по плотности сложения, определяемой через коэффициент пористости  $e = \frac{\rho_s}{\rho}(1 + W) - 1 = \frac{2,7}{2,06}(1 + 0,222) - 1 = 0,6$ : (0,55 < 0,6 < 0,7) – *песок средней плотности* (Приложение, табл. 2);

– по степени водонасыщения  $S_r = \frac{\rho_s \cdot w}{e \rho_w} = \frac{2,7 \cdot 0,222}{0,6 \cdot 1,0} = 0,999$   
0,8 < 0,999 < 1,0 – *насыщенный водой* (Приложение, табл. 3).

*Расчетное сопротивление песка средней крупности и средней плотности, независимо от степени водонасыщения  $R_0 = 400$  кПа (Приложение, табл.4).*

## **II. Привязка сооружения к инженерно-геологическому разрезу**

Цель привязки – обеспечить опирание фундаментов мелкого заложения на слой грунта, расположенный неглубоко от поверхности ( $\approx 1,5 \dots 3,5$  м), имеющий достаточно высокое расчетное сопротивление ( $R_0$  не менее 150 кПа), не являющийся сильно сжимаемым ( $E_0 > 10000$  кПа), который может использоваться в качестве рабочего слоя для опирания данного здания.

В курсовом проекте предоставляется свобода действий в отношении привязки сооружения к инженерно-геологическому разрезу, как по высоте, так и в плане. Очевидно, что свободная привязка требует также свободы в назначении планировочной отметки, изменение которой можно осуществить за счет подсыпки грунтом, вынутым при вскрытии котлована, или за счет срезки. Поэтому оба эти вопроса должны решаться в увязке друг с другом. Свободная привязка может позволить в некоторых случаях получить более экономичную конструкцию фундамента и более рационально решить весь объем работ по нулевому циклу.

В реальных условиях стесненной городской застройки привязка намечаемого к строительству сооружения производится главным образом исходя из наиболее рационального в градостроительном и архитектурном отношении размещения его на генеральном плане застройки. Поэтому оно может оказаться на площадке с недостаточно благоприятными инженерно-геологическими условиями. В этом случае надежное опирание достигается либо за счет изменения глубины заложения фундаментов всего здания или его части с целью опирания на более прочный грунт, либо путем перехода на сплошной (плитный) фундамент, либо отказом от фундаментов мелкого заложения и использования свайных.

Высотная привязка требует знания глубины заложения фундамента  $d$ . На данном этапе работы можно использовать ее предварительную величину, которая, определится по имеющимся в задании относительным отметкам планировки и пола подвала. При этом нужно также учесть заглубление подошвы ленточных фундаментов от отметки поверхности пола подвала минимум на  $0,7 \dots 0,9$  м, отдельных – примерно на  $0,5 \dots 1$  м (в зависимости от разрабатываемой конструкции), глубже ленточных. На следующем этапе проектирования глубина заложения и высотная привязка уточняются и относительные отметки дублируются абсолютными.

Особенности залегания пластов грунта диктуют разные варианты привязки здания с фундаментами мелкого заложения.

*Вариант первый.* Фундаменты по всей площади здания опираются на один слой. Это наиболее желательная ситуация (рис. I.1). Если под рабочим слоем залегают слабые подстилающие слои, нужно для подошвы фундамента назначить такую отметку, чтобы расстояние от нее до кровли слабого подстилающего слоя составляло не менее  $0,7 \dots 1,0$  м. Она уточняется в

дальнейшем по результатам выполнения условия проверки допустимости давления, передающегося на слабый подстилающий слой (*Пример 8*).

*Вариант второй.* Залегание слоев наклонное. Рабочий и подстилающий слои имеют близкие характеристики строительных свойств (расчетные сопротивления  $R_0$ , модули деформации  $E$ , коэффициенты фильтрации  $k_f$ ). Опираие фундамента в этом случае возможно на части площади здания на рабочий слой, на остальной части – на подстилающий слой (рис. II.1).

*Вариант третий.* Залегание слоев наклонное. Под рабочим имеется слабый подстилающий слой. Длина здания не позволяет разместить фундаменты на рабочем слое так, чтобы между подошвой фундамента и кровлей слабого подстилающего слоя обеспечивалось расстояние необходимое для удовлетворения проверки давления на слабый слой. Опереть фундамент одной части здания на рабочий слой, другой на слабый подстилающий слой нельзя. Это приведет к недопустимой неравномерности осадок. Но, так как залегание рабочего слоя наклонное, то закладывать фундамент на нем можно уступами на разную глубину от горизонтальной планировочной отметки  $DL^*$ , увеличивающуюся по направлению падения пласта, то есть делать ступенчатое опирание фундаментов (рис. II.2). При этом необходимо соблюдать примерно одинаковое расстояние от подошвы фундаментов до более слабого подстилающего слоя с тем, чтобы в последующих расчетах могла удовлетвориться проверка допустимости давления, передающегося на слабый слой. Высота уступов между ступенями фундамента обычно принимается равной высоте стенового блока – 0,6 м.

При относительно небольшом наклоне слоев грунта расстояние между уступами ленточных и краями отдельных фундаментов будет достаточно большим, что не представляет опасности. Но если по инженерно-геологическим условиям или конструктивным особенностям здания это расстояние окажется небольшим, то необходимо проверить устойчивость грунта под вышележащими ступенями ленточного фундамента или отдельными фундаментами, заложенными на разной глубине по формуле:

$$\Delta h \leq a \left( \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{p} \right), \quad (\text{II.1})$$

где  $\Delta h$  – высота уступа;  $a$  – длина ступени (расстояние между соседними уступами ленточных или краями отдельных фундаментов);  $p$  – среднее давление под верхним фундаментом;  $\varphi$  – расчетное значение угла внутреннего трения грунта, град.;  $c$  – удельное сцепление, кПа. Поэтому, производя привязку, следует учитывать влияние  $\Delta h$  и  $a$  на выполнение условия II.1. Такую проверку необходимо делать также в случае, когда наружные стены здания опираются на ленточные фундаменты, а внутренние – на ряд колонн, фундаменты которых обычно заглублены ниже ленточных.

В случае необходимости искусственного улучшения основания для опирания фундамента мелкого заложения, привязка должна быть произведена

\*) Планировочная отметка может быть и наклонной ( $DL'$  на рис. II.2), если разницу в глубине заложения фундаментов нужно снизить.

так, чтобы при минимальной толщине “висячей” закрепляемой зоны или песчаной подушки обеспечивалась проверка допустимости давления на слабый подстилающий слой (*пример 9*).

Для варианта свайного фундамента привязка позволяет определить расстояние от подошвы ростверка до прочного слоя грунта, пригодного для погружения в него нижних концов свай и назначить ориентировочную длину свай.

Без привязки нельзя определить расстояние от фундаментной конструкции до уровня подземных вод и решить вопрос о том, какая конкретно защита от них необходима в процессе строительства и эксплуатации здания.

### **III. Проектирование сборных фундаментов мелкого заложения, возводимых в открытых котлованах**

После изучения и обработки исходных данных об инженерно-геологических условиях площадки строительства, о конструкции сооружения, нагрузках и после привязки его на стройгенплане и предварительной привязке на инженерно-геологическом разрезе<sup>\*)</sup>, выполняется непосредственное проектирование фундаментов.

Особенности инженерно-геологических условий основания, подробно описанные в п.1.2 (естественное основание без слабого слоя в пределах сжимаемой толщи, то же при наличии одного или нескольких слабых слоев, искусственно улучшенное основание), вносят соответствующие коррективы в состав и последовательность выполнения проекта. Это показано в *примерах 3...7, 8 и 9*. Но во всех трех упомянутых случаях проектирование фундамента мелкого заложения начинается с определения его основных размеров – глубины заложения  $d$  и площади подошвы  $A$ .

#### **III.1. Определение глубины заложения фундамента**

По экономическим соображениям глубина заложения фундамента  $d$  должна быть минимально возможной. Она определяется с учетом ряда факторов ([6], п. 2.25), из которых в курсовом проекте рассматриваются:

- конструктивные особенности сооружения (наличие подвала или иных подземных помещений);
- инженерно-геологические условия основания;
- гидрогеологические условия (положение уровня подземных вод);
- климатические условия (глубина промерзания).

В зависимости от этих факторов глубина заложения  $d$  может получаться разной. Принимается наибольшая из полученных минимально возможных ее значений.

Во-первых, глубина заложения определяется из конструктивных особенностей здания, а также самого фундамента и глубины промерзания грунтов.

а). Глубина заложения фундамента  $d$ , исходя из конструктивных особенностей, определяется по имеющимся в задании на проектирование

<sup>\*)</sup> Привязка по высоте должна уточняться в ходе проектирования.



данным об относительных отметках пола первого этажа ( $\pm 0,00$ ), пола подвала, поверхности планировки. К этому добавляются данные о толщине пола подвала  $h_{cf}$  (обычно 0,2...0,15 м) и заглублении подошвы фундамента от низа пола подвала  $h_s$ , которое для ленточного и отдельного фундамента будет разным.

Фундаментная плита ленточного сборного фундамента ФЛ ([17], п. 3, табл. 3.1) имеет высоту  $h$ , которая при ширине плиты  $b < 2$  м равна 0,3 м, а при  $b \geq 2$  м – 0,5 м. Поэтому минимальное заглубление подошвы ленточного фундамента от низа пола подвала  $h_s = h$  составляет 0,3 или 0,5 м (рис. III.1.Б(г)).

Под колонну сечением 0,4×0,4 м в проекте следует использовать отдельные одноблочные сборные фундамента стаканного типа 2Ф ([17], п. 2, табл. 2.1), представляющие собой единый блок, включающий фундаментную плиту и подколонтник со стаканом внутри него (рис. III. 1. А (а,б)). Он имеет высоту 0,9 м. При необходимости увеличения площади отдельного фундамента сверх ее максимального стандартного размера 2,1×2,1 м, возможно использование составного фундамента. Он делается из монолитной железобетонной плиты требуемой площади и подколонтника, который для колонны сечением 0,4×0,4 м имеет размеры в плане 1,2×1,2 м и высоту 0,9 м (рис. III.1. А(в)). В качестве подколонтника можно использовать одноблочный фундамент стаканного типа минимального размера марки 2Ф12.9 или больших размеров, что позволит уменьшить толщину плиты за счет уменьшения изгибающих моментов в ее консольных частях. Высота  $h$  такого составного фундамента в зависимости от толщины плиты может достигать от 1,2 до приблизительно 1,5 м, т.е. значительно больше чем у ленточного. Возможно также изготовление на заводе ЖБИ фундамента стаканного типа необходимых размеров по индивидуальному заказу.

Значения  $h_s$  окончательно принимаются в зависимости от глубины расположения кровли прочного грунта или глубины промерзания и после определения ширины  $b$  и соответствующей ей высоты плиты  $h$  ленточного фундамента и площади подошвы  $A$  и толщины плиты отдельного составного.



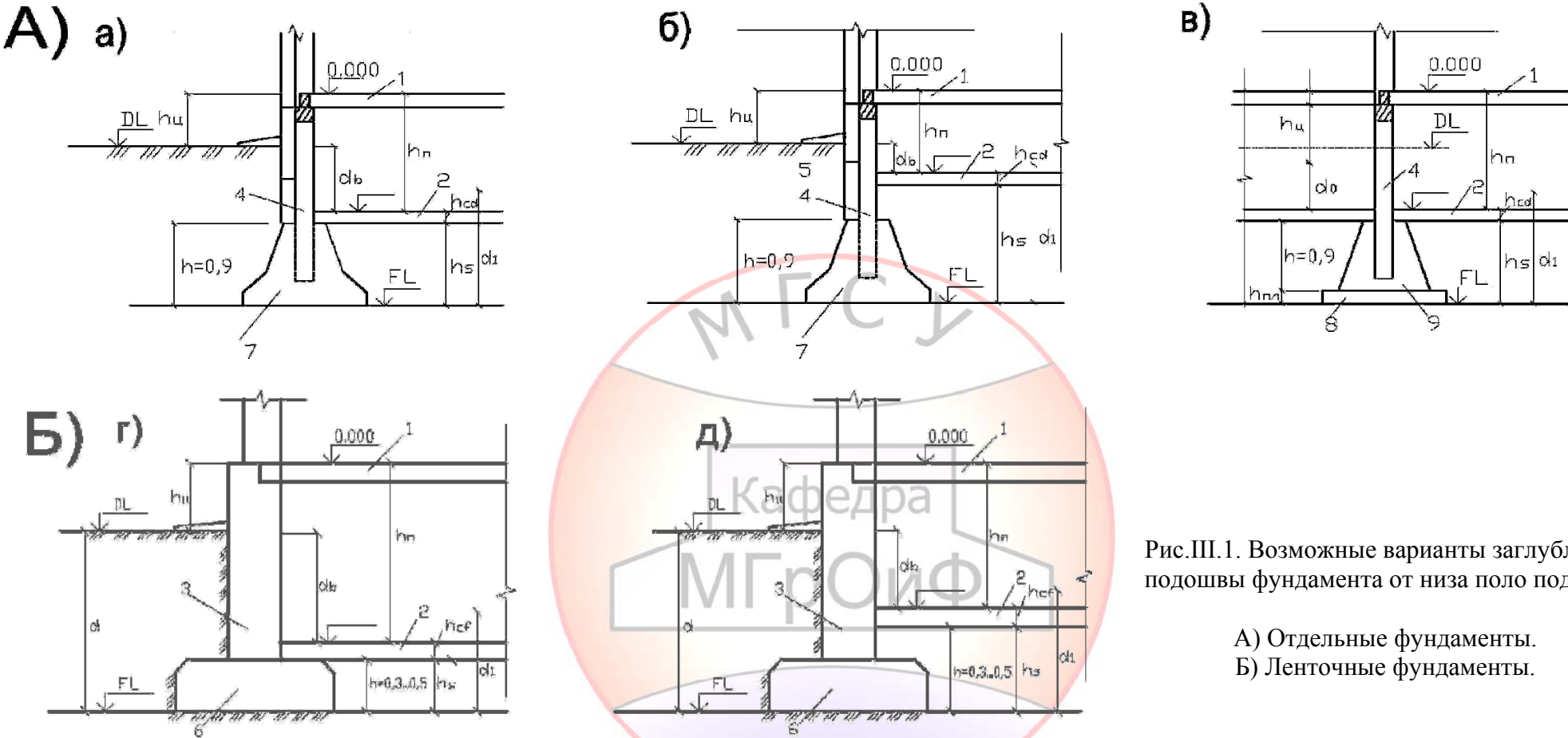


Рис. III.1. Возможные варианты заглубления подошвы фундамента от низа поло подвала.

- А) Отдельные фундаменты.  
 Б) Ленточные фундаменты.

DL – планировочная отметка; FL – отметка подошвы фундамента;  $h_y$  – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента (до низа пола подвала);  $h_s$  – толщина пола подвала;  $d_1$  – приведенная глубина заложения фундамента со стороны подвала;  $d_b$  – расстояние от планировочной отметки DL до пола подвала;  $h_n$  – разность отметок пола 1-ого этажа (+0.000) и пола подвала;  $h$  – высота; плиты ленточного фундамента (Б); 7 – отдельного одноблочного стаканного типа; отдельного составного (опорная плита 8 с подколонником 9) (А);  $h_{пл}$  – высота (толщина) опорной плиты отдельного составного фундамента.

1 – надподвальное перекрытие (пол первого этажа); 2 – пол подвала; 3 – стена подвала (стенная часть ленточного фундамента); 4 – колонна; 5 – ограждающая панель, образующая стену повала в каркасном здании; 6 – опорная лита ленточного фундамента; 7 – отдельный одноблочный фундамент; 8 – опорная плита в отдельном составном фундаменте; 9 – подколонник в отдельном составном фундаменте.

Приведенные рассуждения по определению глубины заложения фундамента  $d$  исходя из конструктивных особенностей здания и конструкции опорных элементов фундаментов можно выразить в виде:

$$d = h_n - h_y + h_{cf} + h_s,$$

где, кроме обозначенных выше  $h_{cf}$  и  $h_s$ ,

$h_n$  - разность отметок пола первого этажа ( $\pm 0.00$ ) и пола подвала (высота подвала);

$h_y$  - высота цоколя – разность отметок  $\pm 0.00$  и поверхности планировки DL.

Рекомендуется в пояснительной записке сделать схематический рисунок фундамента с обозначением всех отметок (см. рис. 3.1). Он необходим и в дальнейшем для возможной корректировки глубины заложения и при разработке конструкции фундамента.

б). Глубина заложения фундамента *в зависимости от глубины промерзания* назначается в соответствии с п.п. 2.26...2.33 [6]. В глинистых грунтах, мелких и пылеватых песках подошва фундамента должна закладываться ниже расчетной глубины сезонного промерзания в данном климатическом районе. Это позволяет исключить возможные неравномерные деформации сооружений, которые могут возникнуть в результате замерзания и морозного пучения этих грунтов под подошвой фундамента и после их оттаивания, так как оба этих процесса идут неравномерно по периметру здания. Величина пучения зависит не только от температуры, вида и разновидности этих грунтов, но и расстояния от уровня подземных вод до глубины промерзания ([6], табл. 2; [1, 2], табл. 10.1; [3], табл. 5.2; [4], табл. 3.1. Приложение, табл. 10).

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта  $d_f$ , м определяется по формуле:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (\text{III.1})$$

где  $d_{fn}$  - нормативная глубина промерзания;

$k_h$  - коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания. Для домов с подвалом или техническим подпольем  $k_h = 0,6$ .

Нормативная глубина промерзания  $d_{fn}$  для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, определяется по формуле:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (\text{III.2.})$$

где  $M_t$  - безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном климатическом районе, принимаемый по СНиП по строительной климатологии и геофизике;

$d_0$  - величина, м, принимаемая для суглинков и глин – 0,23; супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28; песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30; крупнообломочных грунтов – 0,34.

При неоднородном сложении грунтов в пределах глубины промерзания  $d_0$  определяется как средневзвешенная величина.

Приближенное значение  $d_{fn}$  можно принять по схематической карте нормативных глубин промерзания ([3], стр. 104; [4], стр. 34; [5], стр. 70; [15], стр. 158).

Полученная с учетом двух рассмотренных факторов наибольшая глубина заложения  $d$  далее уточняется, исходя из инженерно-геологических и гидрогеологических условий, если основание естественное.

в). Уточнение *по инженерно-геологическим условиям* имеет целью обеспечить опирание подошвы фундаментов на грунтовый слой (рабочий несущий слой) с достаточно высоким расчетным сопротивлением  $R_0$ . Чем больше  $R_0$ , тем меньшая площадь подошвы фундамента требуется для его надежного опирания на грунт, так как она подбирается по условию  $p_{II} \leq R$ , где  $p_{II}$  – среднее давление под подошвой фундамента. Подошва фундамента должна быть заглублена как минимум на 10...15 см ниже кровли рабочего слоя. Для этого иногда может потребоваться изменение ранее полученной глубины заложения. Возможно также для этой цели изменение планировочной отметки. В случае залегания под рабочим слоем слабого подстилающего слоя, подошва фундамента должна закладываться, как об этом уже говорилось при рассмотрении вопроса о привязке сооружения к инженерно-геологическому разрезу, выше кровли слабого слоя на расстоянии, обеспечивающем выполнение условия проверки допустимости давления передаваемого на подстилающий слой, но не менее чем на 0,7...1,0 м.

В случае искусственно улучшенного основания с использованием песчаной подушки, глубина заложения, полученная из конструктивных особенностей здания и увязанная с планировочной отметкой, не должна корректироваться по инженерно-геологическим условиям, так как слабый грунт улучшен или заменен песчаной подушкой, верх которой должен находиться на отметке подошвы фундамента, определенной из конструктивных соображений. Поскольку материал подушки (песок крупный или средней крупности) не обладает пучинистыми свойствами, то не следует изменять глубину заложения также и по условиям промерзания.

г). *Учет гидрогеологических условий* сводится к тому, чтобы подошва фундамента по возможности находилась выше уровня подземных вод. Это облегчит решение вопроса о гидроизоляции фундаментов и подвального помещения и позволит обойтись без водоотлива из котлована при проведении работ нулевого цикла. Для достижения этой цели возможен подъем планировочной отметки DL за счет подсыпки и соответствующий подъем отметки подошвы фундаменты FL, но при условии, что и после подъема фундаменты будут опираться на надежный грунт.

Полученная с учетом рассмотренных четырех факторов глубина заложения фундамента  $d$  позволяет предварительно определить высоту стеновой части фундамента (высоту стены подвала).

Наружная стена, опирающаяся на ленточный фундамент монтируется из стеновых бетонных блоков ФБС ([17], п. 3.3, табл. 3.3) с перевязкой швов блоков и фундаментных плит ([3], стр. 146, рис. 6.11...6.14). Стеновые блоки имеют разную высоту и ширину. Высота основного стенового блока 58 см, с учетом толщины растворного шва – 60 см. Доборные блоки имеют высоту 28 см, с учетом шва – 30 см. Они используются тогда, когда целым числом основных блоков нельзя образовать необходимую высоту стены подвала. С этой же целью можно использовать несколько рядов кирпичной кладки. Ширина стеновых блоков разная: 30, 40, 50 и 60 см. В проекте она принимается в зависимости от нагрузки, ширины стены, условий, в которых находится стена подвала в период эксплуатации. Блок должен выдерживать нагрузку от сооружения. Он должен иметь ширину близкую к ширине стены. Не допускается, если он будет меньше ширины стены более, чем на 15 см. В условиях сильно увлажненных или водонасыщенных грунтов особо учитывается вопрос долговечности конструкции, а поэтому предпочтительнее блоки шириной 60 или 50 см.

Стены подземных помещений крупнопанельных каркасных зданий монтируются из ограждающих подвальных панелей. Нагрузка от собственного веса панелей передается на фундаменты наружных колонн, на которые панели опираются. Горизонтальное активное давление грунта обратной засыпки, воспринимаемое панелями, передается на колонны каркаса через короткие торцевые края панелей, приваренных к колоннам с помощью закладных деталей (рис. 5.2).

### III.2. Определение размеров подошвы фундамента

Площадь подошвы фундамента подбирается из условия

$$p_{II} \leq R, \quad (\text{III.3.})$$

где  $p_{II}$  – среднее давление на грунт под подошвой фундамента от расчетной нагрузки второго предельного состояния;

$R$  – расчетное сопротивление слоя грунта, на который опирается подошва фундамента, вычисляемое по формуле (7) СНиП 2.02.01-83\*. Она приведена также в [1], стр. 154, 155; 258...262; [2], стр. 141...142; 236...239, формула (9.5); [3], стр. 109, формула (5.3); [4], стр. 43, формула (4.8); [5], стр. 75, формула (5.29), а также в *примерах 3...7 Пособия*.

Это условие должно выполняться потому, что зависимость осадки  $s$  от давления  $p_{II}$  носит линейный характер до значения  $p_{II} = R$ , после чего она становится нелинейной ([1], стр. 149, рис. 6.1 а; [2], стр. 137, рис. 6.1 а). Поэтому при  $p_{II} > R$ , утрачивается возможность расчета напряжений и деформаций в основании по модели линейного деформирования грунта (теории упругости). Применение этой теории возможно только при соблюдении условия  $p_{II} \leq R$ , что и предписывается ныне действующими СНиП 2.02.01-83\* [6].

Задача по подбору величины площади подошвы фундамента решается методом последовательных приближений (итераций). Целесообразно использовать графическую форму ее решения, когда требуемое (искомое) значение ширины фундамента  $b_T$  находят на пересечении прямой  $R=f(b)$  и



кривой  $p=\psi(b)$  ([1], стр. 290, рис.10.17 в примере 10.1 [2], стр. 266, рис. 10.17 в примере 10.1, *примеры 3...7 Пособия*, рис.3.1....7.1).

Напомним, что у ленточного фундамента площадь подошвы  $A=b \cdot l$  пог.м, т.к. нагрузки ( $N_{II}$  – от собственного веса сооружения,  $Q_{II}$  – фундамента и  $G_{II}$  – грунтовой пригрузки на нем) собираются с 1 погонного метра длины здания. Площадь подошвы отдельного квадратного фундамента  $A=b^2$ , прямоугольного  $A=b \cdot l$ , где

длина  $l$  выражается через ширину  $b$ ; например  $l=1,2b$  или  $l=1,5b$ . Соответственно  $A=1,2b^2$  или  $A=1,5b^2$  и тогда  $b = \sqrt{A/1,2}$ ,  $b = \sqrt{A/1,5}$  или  $b = \sqrt{A/1,5}$ .

По найденной на пересечении графиков ширине  $b_T$ , требуемой для выполнения условия (III.3), принимается марка стандартной железобетонной плиты сборного ленточного фундамента ([17], п. 3, табл. 3.1) или марка отдельного железобетонного фундамента под колонну ([17], п. 2, табл. 2.1) со стандартной шириной  $b$ , ближайшей к найденной ширине  $b_T$ . Марки сборных фундаментных конструкций наряду с данными о размерах в плане включают их высоту  $h$ , что позволяет утонить  $h_s$  и окончательно откорректировать глубину заложения  $d$ , привязку к инженерно-геологическому разрезу, а также полностью доработать конструкцию фундамента (*примеры 3....7*).

Последние цифры –1, 2, 3, 4 в маркировке железобетонных плит ленточных сборных фундаментов ([17], табл. 3.1) обозначают их несущую способность как конструкции, т.е. численное значение величин максимального реактивного давления на них со стороны грунта, при котором они, в соответствии с их армированием, могут использоваться: 1 - при давлении до 150 кПа; 2 - до 250 кПа; 3 - до 350 кПа и 4 - до 450 кПа. То же обозначают последние цифры в маркировке фундаментов под колонны ([17], табл. 2.1).

После окончательной разработки конструкции с учетом всех элементов фундамента (опорной плиты, наружных стен подвала, колонн, гидроизоляции) определяется собственный вес фундамента  $Q_{II}$ , вес грунтовой и другой пригрузки на нем в контурах плана фундамента  $G_{II}$ , рассчитывается давление  $p_{II}$  под подошвой фундамента по формуле:

$$p_{II} = \frac{N_{II} + Q_{II} + G_{II}}{A} \quad (\text{III.4.})$$

и проверяется выполнение условия  $p_{II} \leq R$ . При этом уточняется величина  $R$  по формуле (7) [6] в связи с заменой требуемой ширины  $b_T$  на принятую стандартную ширину  $b$ , а также возможным изменением первоначальной глубины заложения  $d$  и соответственно  $d_1$ , в зависимости от  $h_s$  и высоты  $h$  принятой подушки или отдельного фундамента.

Конструкция фундамента должна быть изображена на чертеже в пояснительной записке со всеми размерами и высотными относительными и абсолютными отметками (*рис. 3.2...7.2 в примерах 3...7*).

Условие  $p_{II} \leq R$  должно выполняться с максимальным приближением давления  $p_{II}$  к расчетному сопротивлению  $R$  из соображения получения минимально допустимого, то есть экономичного, размера площади подошвы.



Поэтому, если разница между  $p_{II}$  и  $R$  окажется достаточно большой (15...20%), нужно поменять принимавшиеся в расчете типовую подушку или отдельный фундамент на другие, меньшей ширины (площади), и заново проверить выполнение условия  $p_{II} \leq R$ . Так как шаг размеров ширины подушек и отдельных фундаментов достаточно большой – 0,2 и 0,4 м, то возможно, что при переходе на меньший их размер давление  $p_{II}$  окажется больше  $R$ . В таком случае следует вернуться к предыдущему размеру независимо от того, насколько  $p_{II}$  будет меньше  $R$ , либо, если фундамент ленточный, сделать его прерывистым. Проектирование прерывистого фундамента возможно в случае, когда уровень подземных вод находится ниже подошвы фундамента и грунт имеет модуль деформации  $E \geq 25000$  кПа (Пример 3).

### Пример 3. Ленточный фундамент наружной стены здания с подвалом

Необходимо запроектировать фундамент под наружную стену 8-этажного здания с подвалом в городе Москве. Ширина наружных стен 0,4 м. Расчетная нагрузка по второму предельному состоянию, собранная до верхнего обреза фундамента (низа пола первого этажа) равна  $N_{II} = \gamma_f \times (N_n + N_b) = 1,0 \times (565 + 14) = 579$  кН/пог.м.

Отметка пола подвала - 2,50 м. Отметка пола 1-го этажа  $\pm 0.00$  на 0,9 м выше планировочной. Грунты основания: I слой – насыпь несслежавшаяся мощностью 1,0 м, расчетная величина удельного веса грунта  $\gamma_{II} = 16$  кН/м<sup>3</sup>. II слой мощностью 4,3 м,  $I_L = 0,3$  - тугопластичный суглинок,  $R_0 = 254$  кПа,  $\gamma_{II} = 20$  кН/м<sup>3</sup>, удельный вес твердых частиц  $\gamma_s = 26,8$  кН/м<sup>3</sup>, естественная влажность -  $w = 0,2$ , расчетное значение угла внутреннего трения -  $\varphi_{II} = 21^\circ$ , расчетное значение удельного сцепления -  $c_{II} = 22,0$  кПа. Прочностные характеристики  $\varphi_{II}$  и  $c_{II}$  определены по результатам непосредственных испытаний грунта. III слой – песок средней крупности, средней плотности, насыщенный водой,  $R_0 = 400$  кПа. Вскрыт бурением до глубины 15 м.

#### 1. Определяется глубина заложения фундамента с учетом:

а) конструктивных особенностей подземной части здания (рис. 3.1);

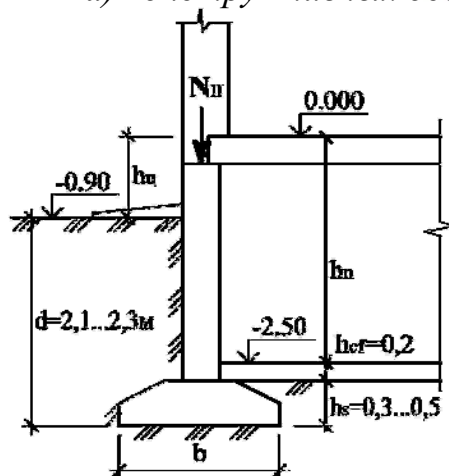


Рис 3.1 Конструктивная схема подземной части здания

$$d = h_n + h_{cf} + h_s - h_y$$

$$d = 2,5 + 0,2 + (0,3 \dots 0,5) - 0,9 = 2,1 \dots 2,3 \text{ м}$$

Толщина (высота) опорной плиты, в зависимости от ее ширины  $b$ , по результатам дальнейших расчетов может измениться от 0,3 до 0,5 м.

б) климатические условия района строительства (глубины промерзания)

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта  $d_f$  определяется по формуле:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn},$$

где  $k_h$  - коэффициент, учитывающий влияние

теплового режима здания. При  $t = +10^0 \text{ C}$  в подвале  $k_h = 0,6$  ([6], п. 2.28);

$d_{fn}$  – нормативная глубина промерзания

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t},$$

$d_0 = 0,23$  - суглинок ([6], п. 2.27).

$M_t = 30$  – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в Москве (СНиП по строительной климатологии и геофизике).

$$d_{fn} = 0,23 \sqrt{30} = 1,25 \text{ м},$$

$$d_f = 0,6 \cdot 1,25 = 0,76 \text{ м}.$$

*в) инженерно-геологических условий площадки застройки.*

Под верхним метровым слоем насыпи неслежавшейся залегает слой тугопластичного суглинка мощностью 5,0 м, имеющий расчетное сопротивление  $R_0 = 254$  кПа.

Проверяем возможность использования его в качестве рабочего слоя при максимальной ширине стандартной фундаментной плиты  $b = 3,2$  м и нагрузке  $N_{II} = 579$  кН/пог.м, используя формулы (I.4) и (I.2):

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{b \times 1} + \gamma_{cp} \times d = \frac{579}{3,2} + 20 \times 2,1 = 222,9$$

Опираение фундамента на этот слой по проведенному предварительному расчету возможно с подушкой меньше максимального стандартного размера, так как

$$p_{II} < R_0 (222,9 \text{ кПа} < 254 \text{ кПа})$$

*г) гидрогеологических условий.* Грунтовые воды бурением до 15 метров вскрыты на отметке кровли III слоя, то есть на глубине 2,1 м ниже подошвы фундамента. Это исключает их влияние на глубину заложения фундамента.

Учет рассмотренных факторов, влияющих на глубину заложения фундамента, показывает, что определяющей является глубина заложения, полученная из конструктивных особенностей подземной части здания –  $d = 2,1 \dots 2,3$  м.

## **2. Подбор графическим методом площади подошвы фундамента А,**

так как давление под подошвой фундамента  $p_{II}$  зависит от размеров площади подошвы, то этот размер подбирается методом последовательных приближений по условию

$$p_{II} \leq R.$$

Для этого задаемся как минимум тремя размерами ширины  $b$  фундамента, так как площадь подошвы ленточного фундамента равновелика его ширине  $b$  ( $A = b \times 1 \text{ пог.м.} = b$ )

*а) определяется среднее давление  $p_{II,i}$  под подошвой фундамента для каждой ширины по формуле:*

$$p_{II,i} = \frac{N_{II} + N_{фII,i}}{b_i \times 1 \text{ пог.м}}, \quad (i = 1, 2, 3 \dots).$$

Неизвестная расчетная нагрузка  $N_{фл,i}$  от веса еще не запроектированного фундамента, включающая вес опорной железобетонной плиты, стены подвала из бетонных блоков, часть бетонного пола подвала и грунта обратной засыпки, пригружающих внутренний и внешний консольные выступы опорной плиты, определяется для принятых 3-х значений ширины  $b$  по приближенной формуле:

$$N_{фл,1} = b_1 \times l \times d \times \gamma_{cp} = 1 \times 1 \times 2,1 \times 20 = 42 \text{ кН};$$

$$N_{фл,2} = b_2 \times l \times d \times \gamma_{cp} = 2 \times 1 \times 2,1 \times 20 = 84 \text{ кН};$$

$$N_{фл,3} = b_3 \times l \times d \times \gamma_{cp} = 3 \times 1 \times 2,1 \times 20 = 126 \text{ кН};$$

где  $b$  – ширина подошвы фундамента, численно равная площади подошвы;  
 $d$  – глубина заложения фундамента,  $d=2,1$  м.

$\gamma_{cp}$  – осредненный удельный вес материалов фундамента, пола и грунта на консольных выступах плиты, принимаемый равным  $20 \text{ кН/м}^3$ .

По полученным значениям  $p_{II, i}$  в зависимости от  $b_i$  строится график  $p_{II} = f(b)$  (рис. 3.2) в выбранном масштабе.

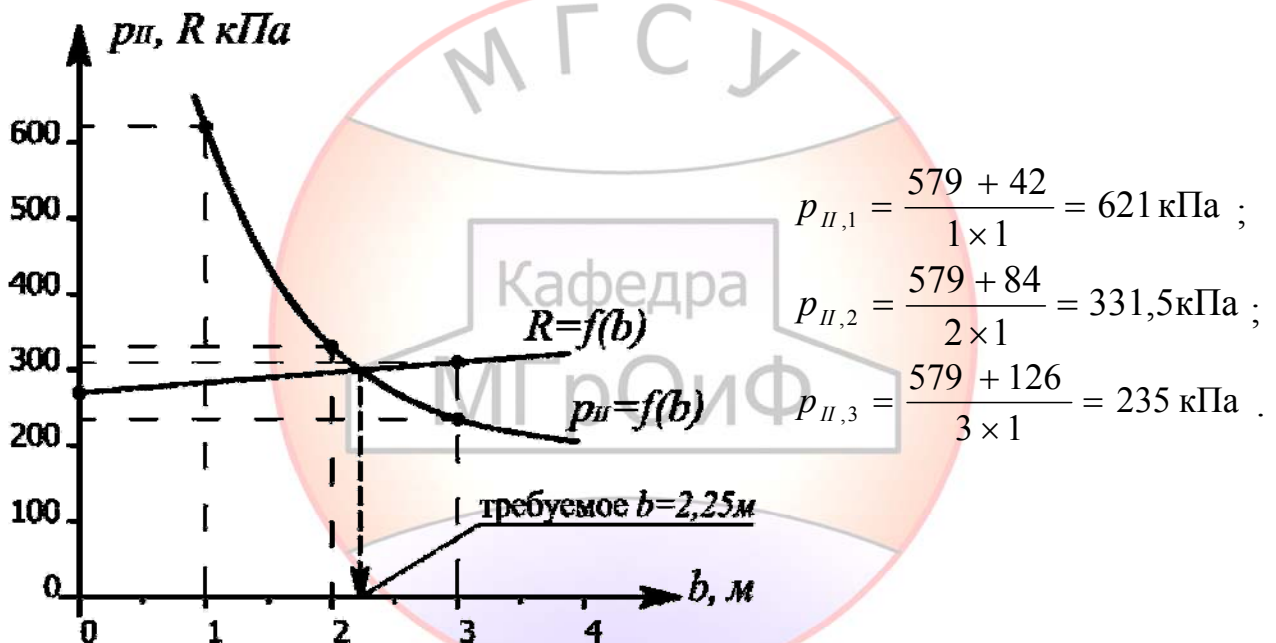


Рис. 3.2 Графическое определение ширины  $b$  подошвы фундамента

б) вычисляется расчетное сопротивление грунта основания по формуле (7) СНиП [6]:

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

где  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы грунтового основания и здания во взаимодействии с основанием, определяемые по табл. 3 СНиП [6] (Приложение, табл. 10);

$\gamma_{c1}$  – зависит от вида и разновидности грунта, лежащего под подошвой фундамента. В нашем примере – суглинка тугопластичного, имеющего  $I_L = 0,3$  и, следовательно,  $\gamma_{c1} = 1,2$ ;

$\gamma_{c2} = 1,0$  – для гибкой конструктивной схемы здания;

$k$  – коэффициент, принимаемый равным 1, так как прочностные характеристики грунта  $\varphi_{II}$  и  $c_{II}$  определены по результатам непосредственных испытаний грунтов;

$M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  – коэффициенты, принимаемые по табл. 4 СНиП [6] (Приложение, табл. 8) в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта  $\varphi_{II}$ , находящегося непосредственно под подошвой фундамента, т.е. "рабочего слоя". При  $\varphi_{II} = 21^\circ$   $M_\gamma = 0,56$ ,  $M_q = 3,24$ ,  $M_c = 5,84$ ;

$k_z$  – коэффициент, принимается равным единице при ширине фундамента  $b < 10$  м и  $k_z = z_0/b + 0,2$ , при  $b \geq 10$  м, здесь  $z_0 = 8$  м, (в данном примере расчета  $k_z = 1$ );

$b$  – меньшая сторона (ширина) подошвы фундамента, м;

$\gamma'_{II}$  – осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше отметки подошвы фундамента, то есть в пределах глубины заложения фундамента  $d = 2,1$  м (от подошвы фундамента до уровня планировки срезкой или подсыпкой; предварительная высота фундаментной подушки ФЛ принята 0,3 м);

$\gamma'_{II}$  – определяется по формуле:

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II1} h_1 + \gamma_{II2} h_2}{h_1 + h_2},$$

где  $h_1$  и  $h_2$  – мощности слоёв грунтов в пределах глубины заложения фундамента (соответственно 1,0 и 1,1 м рис. 3.3);

$$\gamma'_{II} = \frac{16 \times 1,0 + 20 \times 1,1}{2,1} = 18,1 \text{ кН/м}^3;$$

$\gamma_{II}$  – удельный вес грунта, залегающего ниже подошвы фундамента, в примере – суглинка тугопластичного, имеющего  $\gamma_{II} = 20$  кН/м<sup>3</sup> (при наличии подземных вод удельный вес  $\gamma_{IIsb}$  определяется с учётом взвешивающего действия воды по формуле:  $\gamma_{IIsb} = \gamma_s - \gamma_w / (1 + e_0)$ ,

где  $\gamma_s$  – удельный вес твёрдых частиц грунта;

$\gamma_w = 10$  кН/м<sup>3</sup> – удельный вес воды;

$e_0$  – начальный коэффициент пористости;

$c_{II}$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента (в примере  $c_{II} = 22,0$  кПа);

$d_1$  – приведенная глубина заложения фундамента со стороны подвала, м (при отсутствии подвала принимается  $d_1 = 0$ ):

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

где  $h_s$  – толщина слоя грунта от отметки подошвы фундамента до отметки низа пола подвала, м;

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

$\gamma_{cf}$  – расчетное значение удельного веса материала конструкций пола подвала, принимается равным 22 кН/м<sup>3</sup>.

$$d_1 = 0,3 + 0,2 \times \frac{22}{18,1} = 0,54 \text{ м};$$

$d_b$  – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной  $b \leq 20$  м и глубиной свыше 2 м, принимается  $d_b = 2$  м. В условиях данного примера  $d_b = 1,6$  м (рис. 3.3).

Вычисление  $R$  по формуле (7) СНиП [6] проводится при значении  $b=0$  и любом другом значении, например  $b=3$  м, так как его величина изменяется по линейному закону.

Определяем значение  $R_1$  при  $b=0$  м:

$$R_1 = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 0,0 \times 20 + 3,24 \times 0,54 \times 18,1 + (3,24 - 1) \times 1,6 \times 18,1 + 5,84 \times 22,0] = 270,0 \text{ кПа}$$

Определяем значение  $R_2$  при  $b=3$  м:

$$R_2 = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 3,0 \times 20 + 3,24 \times 0,54 \times 18,1 + (3,24 - 1) \times 1,6 \times 18,1 + 5,84 \times 22,0] = 310,3 \text{ кПа}$$

По полученным двум значениям  $R_1$  и  $R_2$  в зависимости от  $b$  строится график  $R=f(b)$  (рис. 3.2).

Точка пересечения прямой  $R=f(b)$  и кривой  $p_{II}=\psi(b)$  определяет предварительное значение требуемой ширины подошвы ленточного фундамента  $b_T=2,25$  м (рис. 3.2).

в) по каталогу [17] выбираем фундаментную плиту с шириной ближайшей к требуемой  $b_T=2,25$  м. Выбрали ФЛ24.30-3 шириной  $b=2,4$  м, длиной  $l=3,0$  м, высотой  $h=0,5$  м, 3-й несущей способности (допустимое среднее давление под подошвой до 350 кПа) и определяем новое значение  $R$  при такой ширине фундамента.

При этом корректируем значения глубины заложения фундамента  $d$ , среднего удельного веса грунта  $\gamma'_{II}$ , приведённой глубины заложения фундамента  $d_1$ , т.к. высота фундаментной плиты ФЛ24.30-3 равна 0,5 м вместо 0,3 м предварительно принимавшейся ранее при вычислении  $d_1$  и  $R$ , соответственно

$$d=2,3 \text{ м}, h_s=h=0,5 \text{ м}.$$

$$\gamma'_{II} = \frac{16 \times 1,0 + 20 \times 1,3}{2,3} = 18,3 \text{ кН/м}^3;$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 0,5 + 0,2 \cdot \frac{22}{18,3} = 0,74 \text{ м}.$$

$$R = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 2,4 \times 20 + 3,24 \times 0,74 \times 18,3 + (3,24 - 1) \times 1,6 \times 18,3 + 5,84 \times 22,0] = 317,8 \text{ кПа}.$$



### 3. Конструкция стеновой части фундамента (стены подвала).

Для ее возведения используются 4 сплошных стеновых блока ФБС24.4.6-т длиной 2,4 м<sup>\*)</sup>, шириной 0,4 м и высотой 0,6 м из тяжелого бетона. Такие размеры блоков согласуются с величиной нагрузки  $N_{II}$  и шириной стены. Высота стены подвала равна расстоянию от верха опорной плиты до низа надподвального перекрытия. При толщинах пола подвала  $h_{cf} = 0,2$  м. и надподвального перекрытия – 0,3 м оно составит 2,4 м, что соответствует суммарной высоте 4 стеновых блоков.

### 4. Проверяем фактическое среднее давление $p_{II}$ под подошвой фундамента.

$$p_{II} = \frac{N_{II} + Q_{II} + G_{II}}{A} \leq R.$$

Собственный вес 1 пог. м фундамента  $Q_{II}$  складывается из веса железобетонной п. ФЛ24.30-3, четырех бетонных стеновых фундаментных блоков сплошных ФБС и пригрузки от пола подвала на внутренней консольной части  $a_k$  опорной плиты (см. рис. 3.3):

$$\begin{aligned} Q_{II} &= (b \times h \times \gamma_{жб} + b_{\bar{o}} \times h_{\bar{o}} \times \gamma_{\bar{o}} \times n + a_k \times h_{cf} \times \gamma_{cf}) \times 1,0 = \\ &= (2,4 \times 0,5 \times 24 + 0,4 \times 0,6 \times 22 \times 4 + 1 \times 0,2 \times 22) \times 1,0 = 54,3 \text{ кН/м.} \end{aligned}$$

Удельный вес бетона блоков ФБС и пола подвала принят равным  $\gamma_{\bar{o}} = \gamma_{cf} = 22$  кН/м<sup>3</sup>. Удельный вес железобетона фундаментной плиты ФЛ24.30-3 принят равным  $\gamma_{жб} = 24$  кН/м<sup>3</sup>.

Вес грунта на консольной части фундаментной плиты с наружной стороны:

$$G_{II} = a_k \times h \times 1 \times \gamma_{II} = 1,0 \times 1,8 \times 1 \times 18 = 32,4 \text{ кН/м,}$$

$a_k = 1,0$  м – вылет консольной части плиты в сторону обратной засыпки (и в сторону подвала при вычислении веса пола подвала, входящего в  $Q_{II}$ );

$$\gamma_{II} = 18 \text{ кН/м}^3 \text{ – удельный вес обратной засыпки.}$$

Итак, полная расчетная нагрузка, действующая на грунт на отметке подошвы фундамента при ширине опорной плиты  $b = 2,4$  м составляет:

$$N_{II} + Q_{II} + G_{II} = 579 + 54,3 + 32,4 = 665,7 \text{ кН/м.}$$

При этом среднее напряжение  $p_{II}$  под подошвой фундамента на 1 пог.м его длины составит:

$$p_{II} = \frac{665,7}{2,4 \times 1,0} = 277,4 \text{ кПа.}$$

Сравниваем полученное значение  $p_{II}$  при принятых размерах фундаментной плиты ФЛ24.30-3 с расчетным сопротивлением  $R$  грунта основания:

$$p_{II} = 277,4 \text{ кПа} < R = 317,8 \text{ кПа.}$$

<sup>\*)</sup> для обеспечения перевязки швов в стенах подвала используются типовые блоки разной длины: 2,4; 1,2 и 0,9 м (ФБС24.4.6-т; ФБС12.4.6-т; ФБС9.4.6-т).

Согласно п. 2.41 [6] среднее давление под подошвой фундамента  $p_{II}$  не должно превышать расчетного сопротивления  $R$  несущего слоя основания, так как расчет ведется по модели линейного деформирования грунта.

Определяем разницу между  $R$  и  $p_{II}$ :

$$\Delta = \frac{317,8 - 277,4}{277,4} 100\% \approx 14,6\%$$

Превышение расчётного сопротивления  $R$  над средним давлением, действующим под подошвой ленточного фундамента  $p_{II}$  не должно составлять более 10%. Так как оно составляет 14,6%, то ширина подошвы фундамента подобрана неэкономично и необходимо ее уменьшить.

Принимаем ближайшую по размеру в сторону уменьшения типовую фундаментную плиту ФЛ20.30-3 с шириной  $b=2,0$  м, высотой  $h_s=0,5$  м и определяем новое значение  $R$  при такой ширине плиты:

$$R = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 2,0 \times 20 + 3,24 \times 0,74 \times 18,3 + (3,24 - 1) \times 1,6 \times 18,3 + 5,84 \times 22,0] = 312,4 \text{ кПа.}$$

Проверяем среднее давление  $p_{II}$ , действующее под подошвой фундамента, при использовании плиты ФЛ20.30-3 и, соответственно, изменившихся значениях  $Q_{II}$  и  $G_{II}$ :

$$p_{II} = \frac{N_{II} + Q_{II} + G_{II}}{A} \leq R.$$

Определяем новые значения  $Q_{II}$  и  $G_{II}$  с учетом новой фундаментной плиты. Собственный вес 1 пог. м фундамента из плиты ФЛ20.30-3, 4-х стеновых бетонных блоков ФБС-4 и пола подвала:

$$Q_{II} = (2,0 \times 0,5 \times 24 + 0,4 \times 0,6 \times 22 \times 4 + 0,8 \times 0,2 \times 22) \times 1,0 = 48,6 \text{ кН/м.}$$

Вес грунтовой пригрузки с внешней стороны фундамента:

$$G_{II} = 0,8 \times 1,8 \times 1 \times 18 = 25,9 \text{ кН/м.}$$

Суммарная нагрузка:

$$N_{II} + Q_{II} + G_{II} = 579 + 48,6 + 25,9 = 653,5 \text{ кН/м.}$$

Вычисляем среднее напряжение  $p_{II}$  под подошвой фундамента:

$$p_{II} = \frac{653,5}{2,0 \times 1,0} = 326,75 \text{ кПа.}$$

Сравниваем полученную величину  $p_{II}$  с расчетным сопротивлением грунта основания  $R$ , вычисленным при размерах фундаментной плиты ФЛ20.30-3:

$$p_{II} = 326,75 \text{ кПа} > R = 312,4 \text{ кПа};$$

$$\Delta = \frac{312,4 - 326,75}{326,75} 100\% \approx -4,4\%.$$

Так как полученное значение  $p_{II}$ , превышает расчетное сопротивление грунта основания  $R$  при использовании плиты ФЛ20.30-3, оставляем

первоначально подобранную фундаментную плиту ФЛ24.30-3 и проектируем прерывистый фундамент, чтобы сэкономить на объеме бетона в подушке.

### 5. Проектирование прерывистого фундамента.

В данных инженерно-геологических условиях, когда грунтовые воды находятся на большой глубине от подошвы фундамента и модуль деформации тугопластичного суглинка с  $I_L = 0,3$  и коэффициентом пористости  $e = 0,608$  составляет  $E_0 = 25000$  кПа (СНиП 2.02.01-83\*, приложение 1, табл. 3), можно перейти на прерывистый фундамент. При залегании грунтовых вод на расстоянии менее 0,5 м от подошвы фундамента и при  $E_0$  менее 25000 кПа прерывистые фундаменты делать не рекомендуется.

Согласно п. 2.45 [6] сборные ленточные фундаменты под стены могут применяться прерывистыми, т.к. получается более экономичное решение за счет учета

влияния распределительной способности грунтов основания, арочного эффекта, возникающего между подушками прерывистого фундамента и уменьшения количества подушек.

Расчетное сопротивление  $R$  основания прерывистых фундаментов определяется так же, как для сплошных ленточных, по указаниям п.п. 2.41...2.44 [6], но с увеличением полученного значения  $R$ , за счет введения коэффициента  $k_d \geq 1$ . При одинаковой ширине сплошного и прерывистого фундаментов интервал между плитами  $c$  в случае применения прерывистого фундамента определяется по формуле:

$$c = \left( \frac{k_d R}{p} - 1 \right) \times l,$$

где  $k_d$  – коэффициент условий работы, зависящий от состояния грунтов и определяемый по табл. 5 [6]. В рассматриваемом примере при  $e = 0,608$  и  $I_L = 0,3$ , по интерполяции принимается  $k_d = 1,11$ .

Длина фундаментной плиты принимается равной  $l = 1,18$  м (марка плиты ФЛ 24.12-3) вместо  $l = 2,980$  м (марка ФЛ 24.30-3), с тем, чтобы получить большее число интервалов меньших размеров между плитами и, тем самым, облегчить работу стеновой части фундамента:

$$c = \left( \frac{1,11 \times 317,8}{277,4} - 1 \right) \times 1,18 = 0,32 \text{ м}.$$

Следовательно, при раскладке фундаментных подушек максимальное расстояние между ними может достигать 32 см.

Проверяем давление под одной фундаментной подушкой с учетом распределительной способности грунта и арочного эффекта в промежутках по условию:

$$p_{II} = \frac{(N_{II} + Q_{II} + G_{II}) \times (l + c)}{A} \leq k_d \cdot R;$$

$$p_{II} = \frac{665,7 \times (1,18 + 0,32)}{2,4 \times 1,18} = 352,6 \text{ кПа} \leq 1,11 \cdot 317,8 = 352,8 \text{ кПа}$$

Условие выполняется.

Окончательно принимается прерывистый фундамент с подушкой ФЛ24.12. При вычерчивании плана прерывистого фундамента, возможно, потребуется небольшое изменение расчетного интервала  $c$ , поскольку длина фундамента формируется из целого числа подушек. Очевидно, что изменение  $c$  может проводиться только в меньшую сторону.

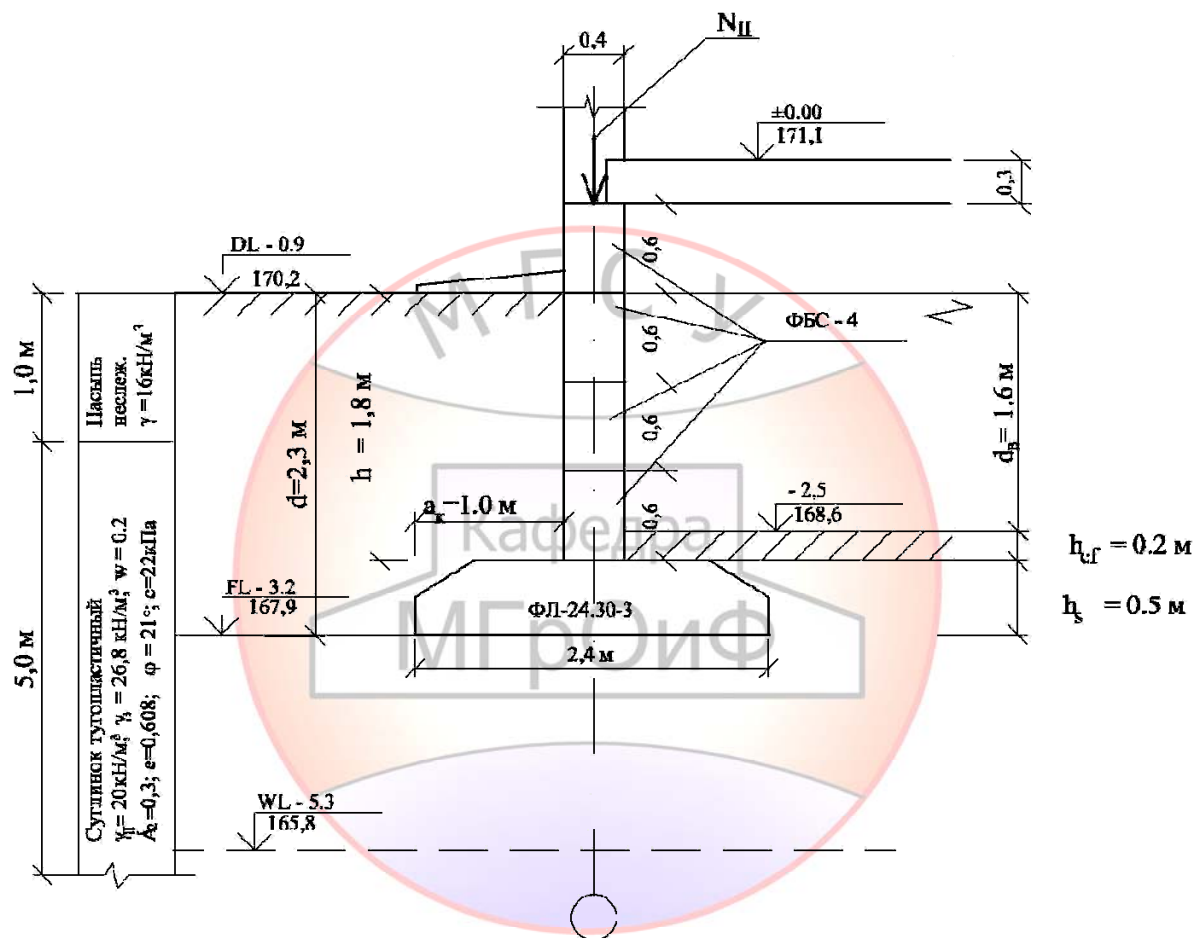


Рис. 3.3. Схематический разрез фундамента под наружную стену.

#### Пример 4. Ленточный фундамент внутренней стены здания с подвалом

Необходимо запроектировать фундамент под внутреннюю стену 8-этажного здания с подвалом в городе Москве. Ширина внутренней стены 0,4 м. Постоянная и временная нормативные нагрузки, соответственно равны  $N_n = 860$  кН/пог.м и  $N_e = 30$  кН/пог.м. Расчетная нагрузка, приложенная на отметке низа перекрытия 1-го этажа  $N_{II} = \gamma_f \times (N_n + N_e) = 1,0 \times (860 + 30) = 890$  кН/пог.м. Отметка пола подвала - 2,50 м. Глубина заложения подошвы фундамента предварительно принимается  $d = 2,1$  м. Отметка пола 1-го этажа на 90 см выше планировочной (рис. 4.2). Инженерно-геологические условия те же, что и в примере 3.

**1. Определяется глубина заложения фундамента.** При этом учитываются:

- а) конструктивные особенности подземной части здания;
- б) климатические условия района строительства;
- в) инженерно-геологические условия;
- г) гидрогеологические условия.

Исходные данные этого примера аналогичны данным предыдущего примера 3: такая же конструкция подвальной части здания, одинаковый район строительства, геологические и гидрогеологические условия. Есть разница в нагрузке  $N_{II}$ . Здесь она больше на 311 кН. Поэтому, используя данные решения примера 3, можно принять высоту опорной плиты  $h=h_s=0,5$  м. Так как отметка подошвы фундаментов наружных и внутренних стен будет единой, равной 167,9 (рис. 3.3 и 4.2), то глубина заложения фундамента внутренней стены составит 0,5 м от низа пола подвала.

**2. Подбирается площадь подошвы фундамента графическим методом.**

Размер площади должен быть таким, чтобы интенсивность давления  $p_{II}$ , передаваемого через нее на грунт основания удовлетворяла условию  $p_{II} \leq R$ . Для этого задаемся тремя размерами ширины ленточного фундамента: например,  $b_1=1$  м,  $b_2=2$  м,  $b_3=3$  м.

а) Определяем среднее давление  $p_{II}$  под подошвой фундамента для каждой ширины  $b_i$  по формуле:

$$p_{II} = \frac{N_{II} + N_{фIIi}}{b_i \times 1}, (i = 1, 2, 3 \dots)$$

где  $N_{фII,i}$  – расчетная нагрузка от веса еще не запроектированного фундамента и пригрузки на нем от пола подвала на ширине консольных участков фундаментной плиты, определяемая по приближенной формуле:

$$\begin{aligned} N_{фII,1} &= b_1 \times l \times d_1 \times \gamma_{cp} = 1 \times 1 \times 0,74 \times 20 = 14,8 \text{ кН}; \\ N_{фII,2} &= b_2 \times l \times d_1 \times \gamma_{cp} = 2 \times 1 \times 0,74 \times 20 = 29,6 \text{ кН}; \\ N_{фII,3} &= b_3 \times l \times d_1 \times \gamma_{cp} = 3 \times 1 \times 0,74 \times 20 = 44,4 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где  $\gamma_{cp}$  – средний удельный вес материала фундамента и грунта на его обрезах, принимаемый равным  $20 \text{ кН/м}^3$ ;

$d_1$  – приведенная глубина заложения подошвы фундамента в подвале,

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 0,5 + 0,2 + \frac{22}{18} = 0,74 \text{ где } h_s - \text{толщина слоя грунта от отметки}$$

подошвы фундамента до отметки низа пола подвала, м ( $h_s=0,5$  м);

$h_{cf}$  - толщина конструкции пола подвала, м ( $h_{cf}=0,2$  м);

$\gamma_{cf}$  - расчетное значение удельного веса материала конструкции пола подвала,  $\text{кН/м}^3$  ( $\gamma_{cf} = 22,0 \text{ кН/м}^3$ );

$\gamma'_{II}$  – удельный вес грунта выше подошвы фундамента, в данном случае – обратная высыпка под пол подвала ( $\gamma'_{II}=18 \text{ кН/м}^3$ )



Для ленточного фундамента площадь подошвы  $A_i = b_i \times 1$ , т.к. расчет ведется на 1 п. м длины фундамента.

По полученным значениям  $p_{II,i}$  в зависимости от  $b_i$ , строится график  $p_{II,i}=f(b_i)$  (рис. 4.1.) в выбранном масштабе.

$$p_{II,1} = \frac{890 + 14,8}{1 \times 1} = 904,8 \text{ кПа};$$

$$p_{II,2} = \frac{890 + 29,6}{2 \times 1} = 459,8 \text{ кПа};$$

$$p_{II,3} = \frac{890 + 44,4}{3 \times 1} = 311,5 \text{ кПа},$$

б) Определяется расчетное сопротивление грунта основания в зависимости от ширины подошвы фундамента  $b_i$  по формуле (7) СНиП [6]:

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

Коэффициенты  $M_\gamma, M_q, M_c, k, k_z, \gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  – те же, что в примере 3, так как сооружение и основание аналогичны.

$\gamma'_{II}$  – осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше отметки заложения подошвы фундамента. Так как глубина заложения фундамента  $d=0,5$  м от низа пола подвала, то выше подошвы фундамента до низа пола подвала залегает грунт обратной засыпки с удельным весом  $\gamma'_{II}=18 \text{ кН/м}^3$ .

$\gamma_{II}$  – удельный вес грунта, залегающего ниже подошвы фундамента, в примере – суглинка тугопластичного,  $\gamma_{II} = 20 \text{ кН/м}^3$ ;

$c_{II}$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа (в примере  $c_{II} = 22,0$  кПа);

$d_1$  – приведенная глубина заложения фундамента внутренней стены, находящейся в подвале  $d_1=0,74$  м (определение в предыдущем примере);

$d_b$  – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м ( $d_b=1,6$  м).

Определяем значение  $R_1$  при  $b=0$  м:

$$R_1 = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 0 \times 20 + 3,24 \times 0,74 \times 18 + (3,24 - 1) \times 1,6 \times 18 + 5,84 \times 22,0] = 296,8 \text{ кПа}.$$

Определяем значение  $R_2$  при  $b=3$  м:

$$R_2 = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 3,0 \times 20 + 3,24 \times 0,74 \times 18 + (3,24 - 1) \times 1,6 \times 18 + 5,84 \times 22,0] = 323,7 \text{ кПа}.$$

в) Строятся графики  $R=f(b)$  и  $p_{II}=\psi(b)$  (рис. 4.1). Точка их пересечения определяет искомое (требуемое) значение ширины подошвы ленточного фундамента  $b_T=2,7$  м.

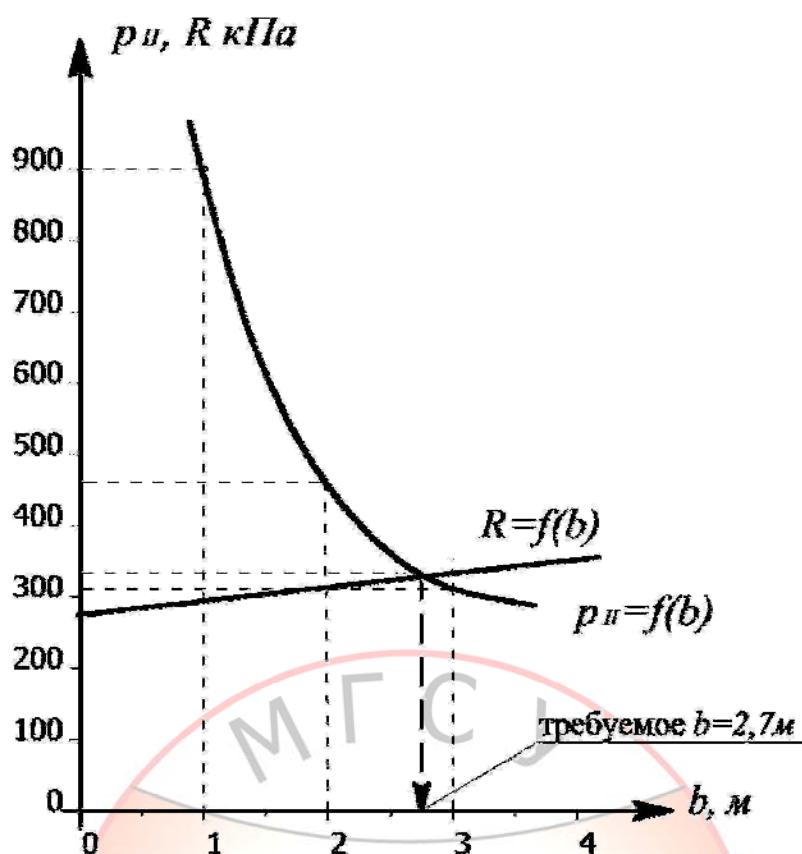


Рис.4.1 Графическое определение ширины подошвы ленточного фундамента под внутреннюю стену.

**3. Подбираем типовую фундаментную плиты.** Пробуем плиты ФЛ28.12-3 ( $b=2,8$  м) и определяем новое значение  $R$  при такой ширине фундамента.

При этом высота плиты  $h$  и приведенная глубина заложения  $d_1$  остаются прежними -  $h=0,5$  м;  $d_1=0,74$  м,  $d_b=1,6$  м.

$$R = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 2,8 \times 20 + 3,24 \times 0,74 \times 18 + (3,24 - 1) \times 1,6 \times 18 + 5,84 \times 22,0] = 321 \text{ кПа.}$$

Определяем давление  $p_{II}$  под подошвой фундамента с учетом выбранных размеров фундаментной плиты и стеновых блоков и сравниваем его с расчетным сопротивлением  $R$ .

Собственный вес 1 пог. м фундамента из подушек ФЛ 28.12-3, пола подвала и четырех стеновых бетонных блоков ФБС-4 (толщиной 0,4 м, высотой 0,6 м):

$$Q_{II} = [2,8 \times 0,5 \times 24 + (2,8 - 0,4) \times 0,2 \times 22 + 0,4 \times 0,6 \times 4 \times 22] \times 1,0 = 65,28 \text{ кН/м.}$$

Удельный вес бетона блоков ФБС-4 и пола подвала принят равным  $\gamma_6 = \gamma_{cf} = 22 \text{ кН/м}^3$ . Удельный вес железобетона фундаментной подушки (ФЛ 28) принят равным  $\gamma_{жб} = 24 \text{ кН/м}^3$ .

Итак, полная расчетная нагрузка, действующая под подошвой фундамента с учетом принятых размеров:

$$N_{II} + Q_{II} = 890 + 65,28 = 955,3 \text{ кН/м.}$$

**4. Вычисляем среднее давление  $p_{II}$ , под подошвой фундамента** при принятом размере  $b$  и полученной при этом полной расчетной нагрузке и сравниваем его с расчетным сопротивлением  $R=321$  кПа, рассчитанным для плиты марки ФЛ 28.12-3 шириной 2,8 м.

$$p_{II} = \frac{N_{II} + Q_{II}}{A} \leq R.$$

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$p_{II} = \frac{955,3}{2,8 \times 1,0} = 341,17 \text{ кПа} > 321 \text{ кПа}.$$

Так как оказалось, что  $p_{II} > R$  следует увеличить площадь подошвы фундамента. Поэтому вместо плиты ФЛ 28.12-3 принимаем ФЛ 32.12-3 и повторяем вычисление давления под подошвой фундамента  $p_{II}$  и расчетного сопротивления  $R$  с шириной подошвы  $b=3,2$  м.

Собственный вес 1 пог. м фундамента включая вес плиты ФЛ 32.12-3, пола подвала и 4-х стеновых бетонных блоков ФБС-4 (толщиной 0,4 м, высотой 0,6 м):

$$Q_{II} = [3,2 \times 0,5 \times 24 + (3,2 - 0,4) \times 0,2 \times 22 + 0,4 \times 0,6 \times 4 \times 22] \times 1,0 = 71,8 \text{ кН/м}.$$

Полная расчетная нагрузка, действующая под подошвой фундамента с учетом принятых размеров:

$$N_{II} + Q_{II} = 890 + 71,8 = 961,8 \text{ кН/м}.$$

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$p_{II} = \frac{961,8}{3,2 \times 1,0} = 300,6 \text{ кПа}.$$

Расчетное сопротивление  $R$  при ширине подошвы  $b=3,2$  м

$$R = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 3,2 \times 20 + 3,24 \times 0,74 \times 18 + (3,24 - 1) \times 1,6 \times 18 + 5,84 \times 22,0] = 326,4 \text{ кПа}.$$

$$p_{II} = 300,6 < R = 326,4$$

Определяем разницу между  $p_{II}$  и  $R$

$$\Delta = \frac{326,4 - 300,6}{300,6} \cdot 100\% = 8,6\% < 10\%$$

Так как разница меньше 10%, то можно считать, что фундамент с плитой марки ФЛ 32.12-3 достаточно экономичен и подобран правильно.

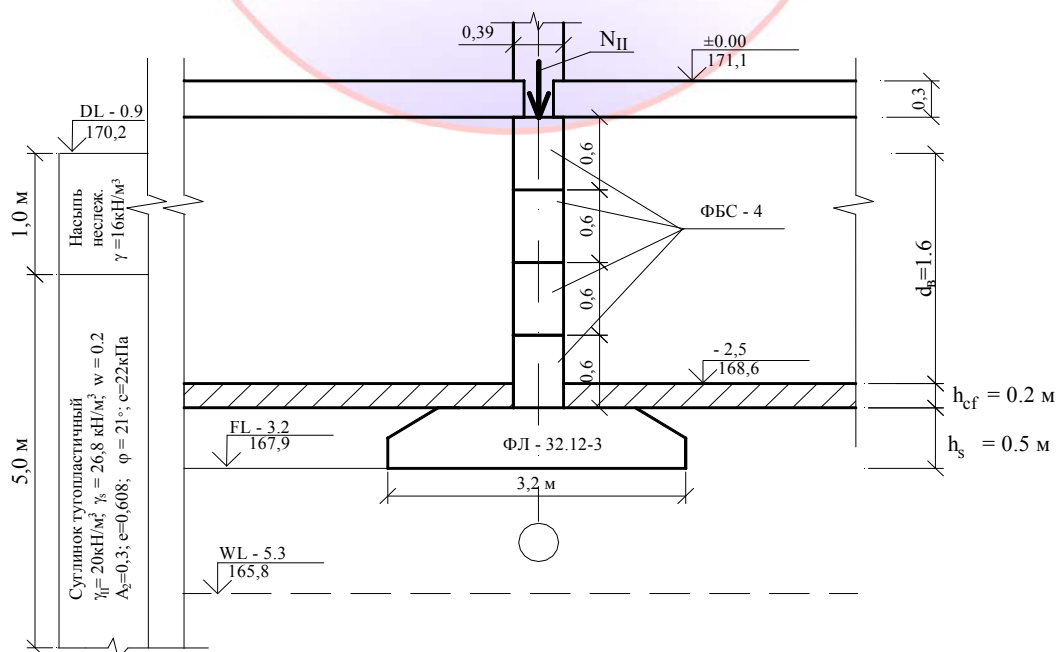


Рис.4.2. Разрез фундамента под внутреннюю стену

### Пример 5. Отдельный фундамент наружной стены здания с подвалом

Необходимо запроектировать центрально нагруженный отдельный фундамент на естественном основании под наружную колонну жилого здания с подвалом в г. Москве. Сечение колонн  $40 \times 40$  см, шаг 6 м. Подвальные керамзитобетонные панели имеют толщину 340 мм,  $\gamma = 13 \text{ кН/м}^3$ . Постоянная и временная нормативные нагрузки, соответственно равны  $N_n = 1100 \text{ кН}$  и  $N_g = 47 \text{ кН}$ . Расчетная нагрузка на колонну  $N_{II} = \gamma_f \times (N_n + N_g) = 1,0 \times (1100 + 47) = 1147 \text{ кН}$ . Отметка пола подвала - 3,10 м. Отметка пола 1-го этажа на 1,05 м выше планировочной отметки. Используются сборные железобетонные одноблочные фундаменты стаканного типа марки 2Ф, высотой 0,9 м ([17] п.2 стр.4). Инженерно-геологические условия те же, что в примере 3.

**1. Определяем глубину заложения фундамента.** В данном конкретном случае учитываются ряд условий [6], п.2.25.

- а) конструктивные особенности подземной части здания и самого фундамента;
- б) климатические условия района строительства (глубина промерзания);
- в) инженерно-геологические условия площадки, предназначенной для застройки;
- г) гидрогеологические условия площадки.

Из перечисленных решающим будет первое - а), так как инженерно-геологические, гидрогеологические и климатические условия те же, что в примерах 3 и 4 (та же площадка в г. Москве). Используя исходные данные примера вычисляем глубину заложения  $d$  (рис.5.2):

$$d = 3,10 + 0,2 + 0,9 - 1,05 = 3,15 \text{ м.}$$

### 2. Определяем размеры площади подошвы фундамента.

Предварительные размеры находим графическим методом.

Для этого задаемся тремя значениями площади подошвы фундамента  $A$ :  $A_1 = 2 \text{ м}^2$ ;  $A_2 = 4 \text{ м}^2$ ;  $A_3 = 9 \text{ м}^2$  и определяем среднее давление  $p_{II}$  под подошвой фундамента при принятых размерах площадей по формуле:

$$p_{II} = \frac{N_{II} + N_{фл,i}}{A_i} \quad (i = 1, 2, 3 \dots)$$

где  $N_{II}$  – расчетная нагрузка на колонну в уровне низа перекрытия над подвалом;

$N_{фл,i}$  – расчетная нагрузка от веса фундамента и грунта на его обрезах, приближенно определяемая по формуле:

$$N_{фл,i} = A_i \times d \times \gamma_{cp},$$

$\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3$  – средний удельный вес материала фундамента и грунта на его обрезах.

$$p_{II} = \frac{1147 + (2,0 \times 3,15 \times 20)}{2} = \frac{1273}{2} = 636,5 \text{ кПа};$$

$$p_{II2} = \frac{1147 + (4,0 \times 3,15 \times 20)}{4} = \frac{1399}{4} = 349,75 \text{ кПа};$$

$$p_{II3} = \frac{1147 + (9,0 \times 3,15 \times 20)}{9} = \frac{1714}{9} = 190,44 \text{ кПа}.$$

По полученным значениям  $P_{II}$  строим график  $p=\psi(A)$  (рис. 5.1). Определяем расчетное сопротивление грунта рабочего слоя основания по формуле (7) СНиП [6]:

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

где  $\gamma_{c1} = 1,2$  (суглинок тугопластичный  $I_L = 0,3$ );

$\gamma_{c2} = 1,0$  - гибкая конструктивная схема здания;

$k = 1,0$  - коэффициент, принятый равным 1, так как прочностные характеристики грунта  $\varphi_{II}$  и  $c_{II}$  определены по результатам непосредственных испытаний;

$M_{\gamma} = 0,56$ ,  $M_q = 3,24$ ,  $M_c = 5,84$  при  $\varphi_{II} = 21^{\circ}$  (Приложение, табл. 8);

$k_z = 1$ , (см. пример 3);

$c_{II} = 22$  кПа;

$b$  - сторона (ширина) подошвы фундамента, м;

$\gamma'_{II}$  - осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше отметки заложения подошвы фундамента :

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II1} h_1 + \gamma_{II2} h_2}{h_1 + h_2},$$

где  $h_1$  и  $h_2$  - мощности вышележащих слоев грунтов в пределах глубины заложения фундамента (соответственно 1,0 и 2,15 м).

Так как глубина заложения составляет  $d = 3,15$  м, то:

$$\gamma'_{II} = \frac{16 \times 1,0 + 20 \times 2,15}{3,15} = 18,7 \text{ кН/м}^3,$$

$\gamma_{II}$  - удельный вес грунта, залегающего ниже подошвы фундамента, в примере – суглинка тугопластичного, имеющего  $\gamma_{II} = 20 \text{ кН/м}^3$ ;

$d_1$  - приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундамента со стороны подвала, м (при отсутствии подвала принимается  $d_1 = 0$ ):

$$d_1 = 0,9 + 0,2 \times 22 / 18,7 = 1,13 \text{ м},$$

где  $h_s = 0,9$  - толщина слоя грунта от отметки подошвы фундамента с отметки низа пола подвала, м;

$h_{cf} = 0,2$  - толщина конструкций пола подвала, м;

$\gamma_{cf} = 22$  - расчетное значение удельного веса материала конструкции пола подвала,  $\text{кН/м}^3$ ;



$d_b$  - глубина подвала - расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной  $b \leq 20$  м и глубиной более 2 м принимается  $d_b = 2$  м).

Определение  $R$  производим при значениях  $b=0$  ( $A=0$  м<sup>2</sup>) и  $b=3$  м ( $A=9$  м<sup>2</sup>):

$$R_{b=0} = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 0,0 \times 20 + 3,24 \times 1,13 \times 18,7 + (3,24 - 1) \times 2,0 \times 18,7 + 5,84 \times 22,0] = 336,9 \text{ кПа.}$$

$$R_{b=3} = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 3,0 \times 20 + 3,24 \times 1,13 \times 18,7 + (3,24 - 1) \times 2,0 \times 18,7 + 5,84 \times 22,0] = 377,2 \text{ кПа.}$$

Откладываем значения  $R_{b=0}$  и  $R_{b=3}$  на чертеже (рис. 5.1), соединяем их прямой и получаем график  $R=f(A)$  (рис. 5.1).

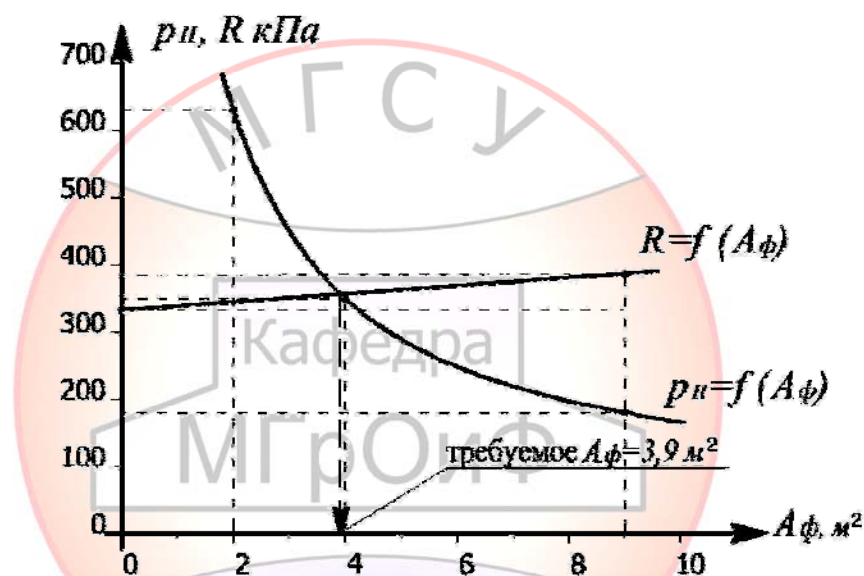


Рис.5.1. Графическое определение площади подошвы отдельного фундамента под колонну наружной стены.

Точка пересечения двух графиков  $R=f(A)$  и  $p_{II}=f(A)$  (рис. 5.1) определяет требуемое значение площади подошвы отдельного фундамента:

$$A_T = 3,9 \text{ м}^2 \text{ и } b = \sqrt{3,9} = 1,97 \text{ м.}$$

По каталогу [17], табл. 2.1 принимаем отдельный фундамент 2Ф21.9-3 с площадью  $A = 2,1 \times 2,1 = 4,41$  м<sup>2</sup>.

Определяем новое значение  $R$  при ширине фундамента  $b = 2,1$  м:

$$R = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 2,1 \times 20 + 3,24 \times 1,13 \times 18,7 + (3,24 - 1) \times 2,0 \times 18,7 + 5,84 \times 22,0] = 365,1 \text{ кПа.}$$

### 3. Проверяем фактическое среднее давление $p_{II}$ под подошвой фундамента 2Ф21.9-3 и конструируем фундамент:

$$p_{II} = \frac{N_{II} + Q_f + Q_k + Q_p + Q_n + G_1 + G_2 + G_3}{A} \leq R,$$

$Q_f = 53$  кН - вес фундамента 2Ф21.9-3;

$Q_k$  - вес колонны с учётом её заделки в фундамент на 0,6 м,

$$Q_k = 0,4^2 \times 3,6 \times 24 = 13,8 \text{ кН};$$

$$Q_p - \text{вес ригеля, } Q_p = 0,4 \times 0,4 \times 5,6 \times 24 = 21,5 \text{ кН};$$

$Q_n$  – вес ограждающей панели подвала при шаге колонн 6,0м,

$$Q_n = 0,34 \times 3 \times 6 \times 13 = 79,6 \text{ кН};$$

$G_1$  – пригрузка фундамента грунтом ниже пола подвала,

$$G_1 = (V_0 - V_\phi) \times \gamma = (2,1^2 \times 0,9 - 53/24) \times 18 = 31,7 \text{ кН};$$

$G_2$  – пригрузка фундамента грунтом с внешней стороны панели подвала,

$$G_2 = 2,1 \times 0,51 \times 2,25 \times 18 = 43,4 \text{ кН};$$

$$G_3 - \text{пригрузка от пола подвала, } G_3 = (2,1 \times 1,25 - 0,4^2) \times 0,2 \times 22 = 10,8 \text{ кН}.$$

$$p_{II} = \frac{1147 + 53 + 13,8 + 21,5 + 79,6 + 31,7 + 43,4 + 10,8}{2,1 \times 2,1} = 317,6 \text{ кПа}.$$

Разница значений  $R$  и  $p_{II}$  для отдельно стоящих фундаментов не должна превышать 20%, причем  $p_{II}$  всегда должно быть меньше или равно  $R$ :

$$\Delta = \frac{365,1 - 317,6}{317,6} \cdot 100\% = 15\%.$$

Разница между расчетным сопротивлением грунта основания  $R$  и средним давлением, под подошвой отдельно стоящего фундамента  $p_{II}$  составляет 15%. Такая разница в случае отдельного фундамента допустима. Попытка снизить ее путем перехода на фундамент марки 2Ф18.9-3 с размерами подошвы 1,8х1,8 м приведет к увеличению  $p_{II}$  до 430 кПа, т.е. тогда  $p_{II} > R$ . Окончательно принимаем отдельный одноблочный фундамент 2Ф21.9-3 (рис. 5.2).

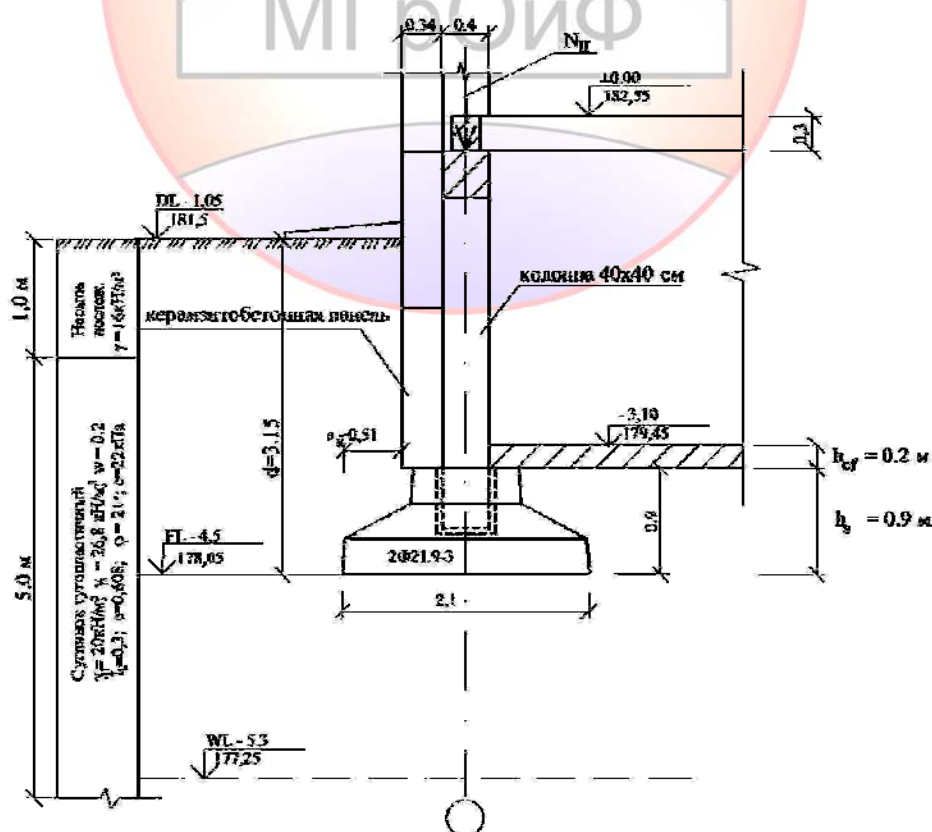


Рис.5.2 Схематический разрез фундамента под наружную колонну здания каркасного типа.

**Пример 6. Отдельный фундамент для внутренней стены здания с подвалом**

Инженерно-геологические условия те же, что и в *примерах 3...5*.

Требуется запроектировать центрально нагруженный отдельный фундамент на естественном основании под внутреннюю колонну жилого здания с подвалом в г. Москве. Сечение колонн 40×40 см. Расчетная нагрузка на колонну

$$N_{II} = \gamma_f \times (N_n + N_g) = 1 \times (1760 + 94) = 1854 \text{ кН.}$$

Отметка пола подвала - 3,10 м. Отметка пола 1-го этажа на 1,05 м выше планировочной (рис. 6.2).

**1. Определяем глубину заложения фундамента.**

Инженерно-геологические условия и габариты подземной части здания в *примерах 5 и 6* одинаковые, поэтому глубина заложения фундамента для внутренней колонны могла бы быть такой же, как и наружной, равной  $d=3,15$  м. Но нагрузка на внутреннюю колонну значительно больше, чем на наружную – 1854 и 1147 соответственно. Поэтому при максимальной стандартной площади 2,1×2,1 м одноблочного фундамента марки 2Ф21.9-3 давление под подошвой фундамента внутренней колонны составит  $p_{II} = \frac{1854}{2,1^2} = 420$  кПа. Это значительно

больше расчетного сопротивления грунта основания  $R=365,1$  кПа (*пример 5*). Поэтому стандартную максимальную площадь одноблочного фундамента 2,1×2,1 м следует увеличить за счет устройства дополнительной монолитной плиты необходимого по условию  $p_{II} \leq R$  размера. Принимаем толщину плиты 0,3 м. При этом глубина заложения фундамента внутренней колонны определится из конструктивных соображений и составит 1,2 м. (рис 6.2). Относительная отметка подошвы фундамента внутренней колонны FL=-4.5, абсолютная - 178.05.

**2. Определяем размеры площади подошвы фундамента.**

а). Для этого задаемся как минимум тремя размерами площади подошвы  $A_i$  отдельного фундамента под колонну, например:  $A_1=2$  м<sup>2</sup>,  $A_2=4$  м<sup>2</sup>,  $A_3=9$  м<sup>2</sup> и определяем среднее давление под подошвой фундамента для каждого размера площади по формуле:

$$p_{II} = \frac{N_{II} + N_{\phi II i}}{A_i} \quad (i = 1, 2, 3 \dots)$$

где  $N_{II}$  – расчетная нагрузка на колонну;

$N_{\phi II i}$  – расчетная нагрузка от веса фундамента, грунта на его обрезах, определяемая по приближенной формуле:

$$N_{\phi II i} = A_i \times d_1 \times \gamma_{cp}$$

где  $\gamma_{cp}$  – средний удельный вес грунта и материала фундамента, принимаемый равным 20 кН/м<sup>3</sup>;

$d_1$  - приведенная глубина заложения внутренних фундаментов в подвале

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_i} = 1,2 + 0,2 \frac{22}{18} = 1,44 \text{ м.}$$

По полученным значениям  $p_{II}$  в зависимости от  $A_i$  строим график  $p_{II}=\psi(v)$  (рис. 6.1) в выбранном масштабе.

$$p_{II1} = \frac{1854 + (2,0 \times 1,44 \times 20)}{2} = 955,8 \text{ кПа};$$

$$p_{II2} = \frac{1854 + (4,0 \times 1,44 \times 20)}{4} = 492,3 \text{ кПа};$$

$$p_{II3} = \frac{1854 + (9,0 \times 1,44 \times 20)}{9} = 234,8 \text{ кПа}.$$

б). Определяем расчетное сопротивление грунта основания.

Расчетное сопротивление  $R$  определяем по формуле [7] [6] при ширине фундамента  $v=0$  и  $b=3\text{м}$ .

$$R = \frac{\gamma_{c1} \times \gamma_{c2}}{k} \left[ M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_2 \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right]$$

Коэффициент  $\gamma_{c1}$  зависит от вида грунтов, лежащих в основании здания,  $\gamma_{c1} = 1,2$  (суглинок тугопластичный,  $I_L = 0,3$ ). При гибкой конструктивной схеме здания  $\gamma_{c2} = 1,0$  (Приложение, табл. 10);

$k$  – коэффициент, принимаемый равным 1, когда прочностные характеристики грунта ( $\varphi$  и  $c$ ) определены по результатам непосредственных испытаний грунтов;

$M_{\gamma}, M_q, M_c$  – коэффициенты, принимаемые по табл. 4 СНиП [6] (Приложение, табл. 8) в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта  $\varphi_{II}$ , находящегося непосредственно под подошвой фундамента. При  $\varphi_{II} = 21^\circ$ ,  $M_{\gamma} = 0,56$ ,  $M_q = 3,24$ ,  $M_c = 5,84$ ;

$k_z = 1$  (см. пример 3);

$b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$\gamma'_{II}$  – осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше отметки заложения подошвы фундамента. В данном случае грунтом, залегающим выше подошвы фундамента, будет грунт обратной засыпки. Его удельный вес можно принять  $\gamma'_{II} = 18 \text{ кН/м}^3$ ;

$\gamma_{II}$  – осредненное расчетное значение удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы фундамента (можно принять залегающего непосредственно под подошвой фундамента  $\gamma_{II} = 20 \text{ кН/м}^3$ );

$c_{II}$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа (в примере  $c_{II} = 22,0 \text{ кПа}$ );

$d_1$  – приведенная глубина заложения фундаментов, находящихся внутри подвала, м;

$$d_1 = h_s + h_{cf} \times (\gamma_{cf} / \gamma'_{II}) = 0,9 \text{ м} + 0,3 \text{ м} + 0,2 \times (22/18) = 1,44 \text{ м},$$

где  $h_s = 0,9 + 0,3$  – толщина слоя грунта от отметки подошвы фундамента до отметки низа пола подвала, м;

$h_{cf} = 0,2$  – толщина конструкций пола подвала, м;

$\gamma_{cf} = 22$  – расчетное значение удельного веса материала конструкций пола подвала,  $\text{кН/м}^3$ .

$d_b$  - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной  $b \leq 20$  м и глубиной более 2 м принимается  $d_b = 2$  м).

Определяем значение  $R_1$  при  $b=0$ , ( $A = 0 \text{ м}^2$ ).

$$R_1 = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 0,0 \times 20 + 3,24 \times 1,44 \times 18 + (3,24 - 1) \times 2,0 \times 18 + 5,84 \times 22,0] = 365,16 \text{ кПа.}$$

Определяем значение  $R_2$  при  $b=3$  м, ( $A_{\phi} = 9 \text{ м}^2$ )

$$R_2 = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 3,0 \times 20 + 3,24 \times 1,44 \times 18 + (3,24 - 1) \times 2,0 \times 18 + 5,84 \times 22,0] = 392,04 \text{ кПа.}$$

в). Полученные значения  $R$  наносим на график и точки соединяем прямой линией. Пересечение прямой  $R=f(A)$  и кривой  $p_{II}=f(A)$  (рис. 6.1) определяет требуемое значение площади подошвы отдельного столбчатого фундамента  $A_T = 5,4 \text{ м}^2$ .

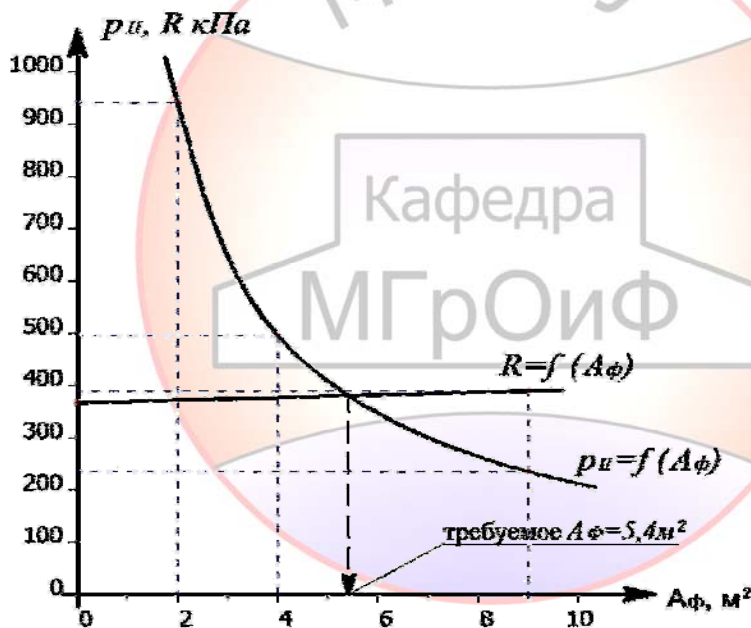


Рис. 6.1. Графическое определение площади подошвы отдельного фундамента под колонну внутренней стены.

Фундамент под центрально нагруженную квадратную колонну принимается также квадратным со стороной  $b_T = \sqrt{A} = \sqrt{5,4} = 2,32$  м.

Так как требуемая ширина фундамента  $b_T = 2,32$  м больше максимального размера ширины одноблочного отдельного фундамента  $2\Phi$ , равного 2,1 м ([17], стр. 5, табл. 2.1), конструируем составной фундамент из опорной плиты  $2,4 \times 2,4$  м, высотой 30 см или подколонника размером  $(1,2 \times 1,2 \times 0,9)$  м и фундамента  $2\Phi 12.9-2$ , используемого в качестве подколонника (рис. 6.2).



Определяем новое значение  $R$  при ширине фундамента  $b=2,4$  м:  

$$R = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 2,4 \times 20 + 3,24 \times 1,44 \times 18 + (3,24 - 1) \times 2,0 \times 18 + 5,84 \times 22,0] =$$

$$= 383,98 \text{ кПа.}$$

**3. Проверяем фактическое среднее давление под подошвой фундамента.** Для этого определяем вес самого фундамента  $Q_\phi$ , вес колонны  $Q_k$ , ригеля  $Q_p$ , грунта на обрезах фундамента  $G_{zp}$ , вес пола подвала  $G_n$ .

В соответствии с рис. 6.2 общий объем фундамента и грунта на его обрезах

$$V_o = 2,4 \times 2,4 \times 1,2 = 6,91 \text{ м}^3;$$

объем опорной плиты и подколонника

$$V_\phi = 2,4 \times 2,4 \times 0,3 + 1,2 \times 1,2 \times 0,9 = 3,02 \text{ м}^3;$$

объем грунта на опорной плите вокруг подколонника

$$V_{zp} = V_o - V_\phi = 6,91 - 3,024 = 3,89 \text{ м}^3.$$

Удельный вес конструктивных элементов фундамента принимаем равным  $24 \text{ кН/м}^3$ .

Таким образом, вес самого фундамента

$$Q_\phi = 3,02 \times 24 = 72,48 \text{ кН.}$$

Собственный вес колонны размером  $0,4 \times 0,4$  м

$$Q_k = 0,4 \times 0,4 \times 3 \times 24 = 11,52 \text{ кН.}$$

Собственный вес ригеля размером  $0,4 \times 0,4$  м длиной  $5,6$  м

$$Q_p = 0,4 \times 0,4 \times 5,6 \times 24 = 21,50 \text{ кН.}$$

Удельный вес грунта обратной засыпки принимаем равным  $18 \text{ кН/м}^3$ .

Тогда вес грунта на обрезах фундамента

$$G_{zp} = 3,89 \times 18 = 70,02 \text{ кН.}$$

Вес пригрузки от бетонного пола подвала в пределах плана фундамента

$$G_n = (2,4^2 - 0,4^2) \times 0,2 \times 22 = (5,76 - 0,16) \times 0,2 \times 22 = 24,64 \text{ кН.}$$

$$Q_{II} = Q_\phi + Q_k + Q_p = 72,48 + 11,50 + 21,50 = 105,48 \text{ кН.}$$

$$G_{II} = G_{zp} + G_n = 70,02 + 24,64 = 94,66 \text{ кН}$$

$$p_{II} = \frac{N_{II} + Q_{II} + G_{II}}{A_\phi} = \frac{1854 + 105,48 + 94,66}{2,4 \times 2,4} = 356,62 \text{ кПа;}$$

$$p_{II} = 356,62 \text{ кПа} < R = 383,98 \text{ кПа.}$$

Разница значений  $p_{II}$  и  $R$  в проекте для отдельно стоящих фундаментов не должна превышать  $20\%$ , причем  $p_{II}$  всегда должно быть меньше или равно  $R$ .

$$\Delta = \frac{383,98 - 356,62}{356,62} \cdot 100\% = 7,8\%.$$

Т.к. разница значений  $p_{II}$  и  $R$  составляет  $7,8\%$ , то площадь подошвы отдельного фундамента запроектирована экономично. Окончательно принимаем фундаментную плиту  $2,4 \times 2,4$  м.

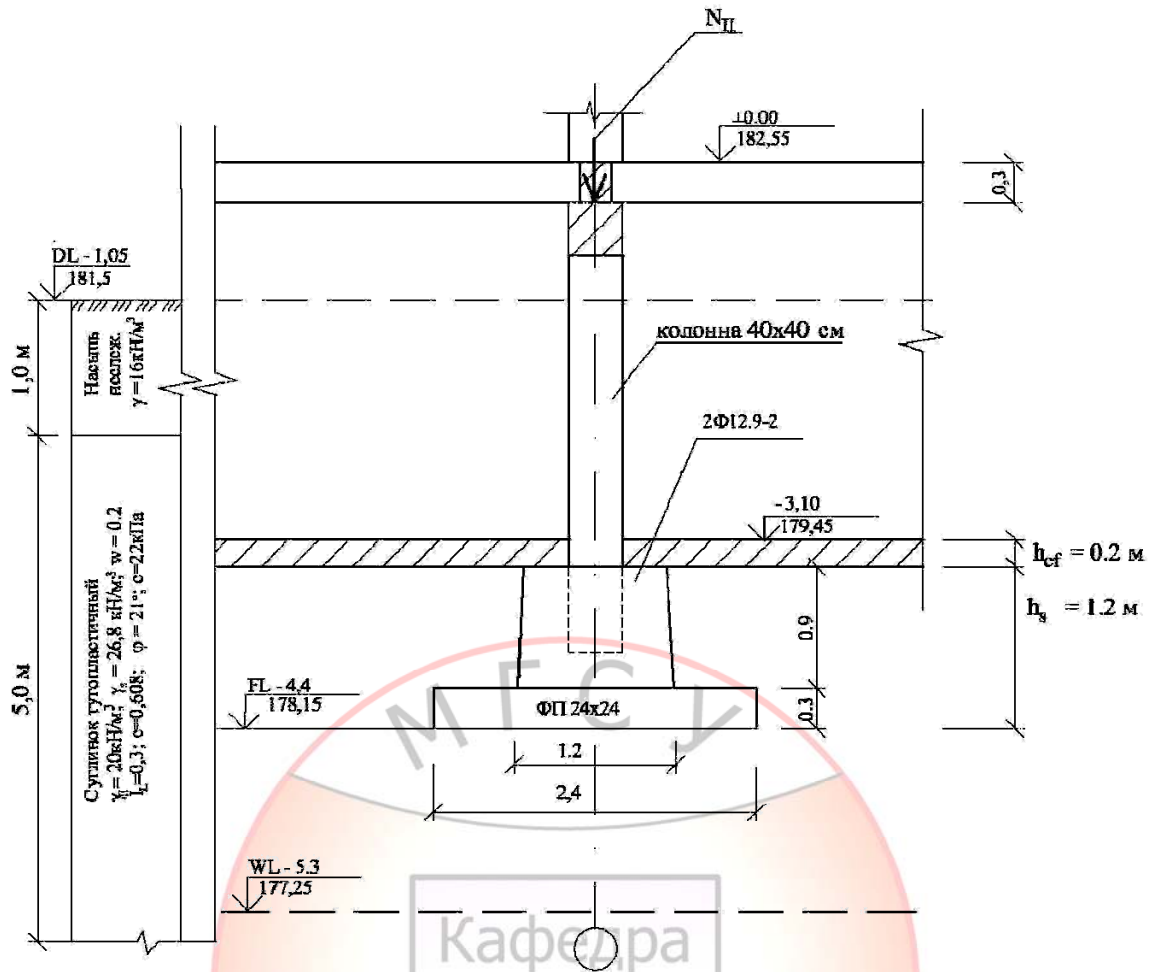


Рис.6.2. Схематичный разрез фундамента под внутреннюю колонну здания каркасного типа.

**Пример 7. Отдельный центрально нагруженный фундамент под две близко расположенные колонны для здания с подвалом**

Необходимо запроектировать фундаменты под внутренние колонны 12-этажного здания, с расстоянием между осями колонн  $l = 2,4$  м. Постоянная и временная нормативные нагрузки, соответственно равны  $N_n = 2550$  кН и  $N_g = 160$  кН. Расчетная нагрузка на одну колонну  $N_{II} = \gamma_f \times (N_n + N_g) = 1,0 \times (2550 + 160) = 2710$  кН. Сечение колонн  $40 \times 40$  см. Отметка пола подвала  $-3,10$  м. Отметка пола 1-го этажа на  $0,6$  м выше планировочной. Инженерно-геологические условия те же, что и в *примере 3*.

1) **Находим ориентировочно размеры квадратного фундамента под одну колонну** исходя из табличного значения расчетного сопротивления несущего слоя грунтового основания  $R_0 = 254$  кПа (суглинок тугопластичный, на который будет опираться фундамент, имеет  $I_L = 0,3$  и  $e = 0,608$ ).

Сторона квадратного фундамента определяется по формуле:

$$b = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - d \times \gamma_{cp}}},$$

где  $\gamma_{cp}$  – средний удельный вес грунта и материала фундамента, принимаемый равным  $20 \text{ кН/м}^3$ ;

$d$  – глубина заложения фундамента. Для фундамента, находящегося внутри подвала  $d = d_1$  – приведенной глубине и определяется по формуле:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'} = 0,9 + 0,2 \frac{22}{18} = 1,14 \text{ м};$$

$h_s = 0,9 \text{ м}$  – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента или высота фундамента;

$h_{cf} = 0,2 \text{ м}$  – толщина пола подвала;

$$b = \sqrt{\frac{2710}{254 - 1,14 \times 20}} = 3,42 \text{ м}.$$

При расстоянии между осями колонн  $2,4 \text{ м}$ , фундаментам размером  $3,42 \times 3,42 \text{ м}$  будут в плане частично накладываться друг на друга. Поэтому, в данном случае, необходимо делать общий для обеих колонн монолитный фундамент. Фундамент проектируется в виде железобетонной плиты толщиной  $0,5 \text{ м}$ . На плиту устанавливаются два фундамента 2Ф12.9-3, используемые в качестве подколонников.

**2) Предварительные размеры подошвы общего фундамента** определяем графическим методом.

а) Для этого задаемся как минимум тремя размерами площади подошвы  $A_i$  общего фундамента под две колонны, например:

$A_1 = 10 \text{ м}^2$ ,  $A_2 = 15 \text{ м}^2$ ,  $A_3 = 25 \text{ м}^2$  и определяем среднее давление под подошвой фундамента для каждого значения  $A_i$  по формуле:

$$p_{II,i} = \frac{2N_{II} + N_{фII,i}}{A_i}, \quad (i = 1, 2, 3 \dots)$$

где  $N_{II}$  – расчетная нагрузка на колонну;

$N_{фII,i}$  – расчетная нагрузка от веса фундамента с площадью  $A_i$  и грунта на его обрезках.

Величина  $N_{фII,i}$  – определяется по приближенной формуле:

$$N_{фII,i} = A_i \times d \times \gamma_{cp}.$$

Так как колонны внутренние, то  $d = d_1 = h_s + h_{cl} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = (0,5 + 0,9) + 0,2 \frac{22}{18} = 1,64 \text{ м}$

(см. рис 7.2)

Определенные расчетом значения  $p_{II,i}$  в зависимости от  $A_i$ , наносятся на график  $p_{II} = f(A_i)$  (рис. 7.1.) в выбранном масштабе:

$$p_{II1} = \frac{2710 \times 2 + (10,0 \times 1,64 \times 20)}{10} = 574,8 \text{ кПа};$$

$$p_{II2} = \frac{2710 \times 2 + (15,0 \times 1,64 \times 20)}{15} = 394,13 \text{ кПа};$$

$$p_{II3} = \frac{2710 \times 2 + (25 \times 1,64 \times 20)}{25} = 249,6 \text{ кПа}.$$

б) Определяем расчетное сопротивление грунта основания в зависимости от ширины подошвы фундамента  $b$  по формуле (7) СНиП [6]:

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

где  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  - коэффициенты условий работы грунтового основания и здания во взаимодействии с основанием, определяемые по табл. 3 СНиП [6] (Приложение, табл. 10);

$\gamma_{c1}$  - зависит от вида и разновидности грунта, лежащего под подошвой фундамента. В нашем примере - суглинка тугопластичного, имеющего  $I_L = 0,3$ , и следовательно  $\gamma_{c1} = 1,2$ ;

$\gamma_{c2} = 1,0$  - гибкая конструктивная схема здания;

$k$  - коэффициент, принимаемый равным 1, когда прочностные характеристики грунта ( $\varphi_{II}$  и  $c_{II}$ ) определены по результатам непосредственных испытаний грунтов;

$M_{\gamma}$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  - коэффициенты, принимаемые по табл. 4 СНиП [6] (Приложение, табл. 8) в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта «несущего слоя»  $\varphi_{II} = 21^{\circ}$  -  $M_{\gamma} = 0,56$ ,  $M_q = 3,24$ ,  $M_c = 5,84$ ;

$k_z = 1$ , (см. пример 3);

$b$  - меньшая сторона (ширина) подошвы фундамента, м;

$\gamma'_{II}$  - осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше отметки заложения подошвы фундамента,  $\text{кН/м}^3$  (в данном случае этот удельный вес грунта обратной засыпки  $\gamma' = 18 \text{ кН/м}^3$ );

$\gamma_{II}$  - удельный вес грунта, залегающего ниже подошвы фундамента, в примере - суглинка тугопластичного, имеющего  $\gamma_{II} = 20 \text{ кН/м}^3$ ;

$c_{II}$  - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента,  $\text{кПа}$  (в примере  $c_{II} = 22,0 \text{ кПа}$ );

$d_1$  - приведенная глубина заложения внутренних фундаментам находящихся внутри подвала, м (определена раньше в п.1  $\alpha_1 = 1,64 \text{ м}$ );

$d_b$  - глубина подвала - расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной  $b \leq 20$  м и глубиной более 2 м принимается  $d_b = 2$  м).

Т.к.  $R=f(b)$  является уравнением прямой, то определяем  $R$  при значениях:  $b=0$ , ( $A=0$ ) и  $b=5$  м, ( $A=25 \text{ м}^2$ ).

Определяем значение  $R_I$  при  $b=0$  м:

$$R_I = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 0,0 \times 20 + 3,24 \times 1,63 \times 19 + (3,24 - 1) \times 2,0 \times 19 + 5,84 \times 22,0] =$$

$$= 390,17 \text{ кПа}.$$

Определяем значение  $R_2$  при  $b = 5$  м:

$$R_2 = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 5,0 \times 20 + 3,24 \times 1,63 \times 19 + (3,24 - 1) \times 2,0 \times 19 + 5,84 \times 22,0] = 443,9 \text{ кПа.}$$

Откладываем значения  $R_1$  и  $R_2$  на чертеже (рис. 7.1), соединяем точки прямой и получаем график  $R=f(A)$ .

Точка пересечения двух графиков  $R=f(A)$  и  $p_{II}=f(A)$ , снесенная на ось  $A$  (рис. 7.1) определяет требуемое значение площади общего монолитного фундамента под две колонны.

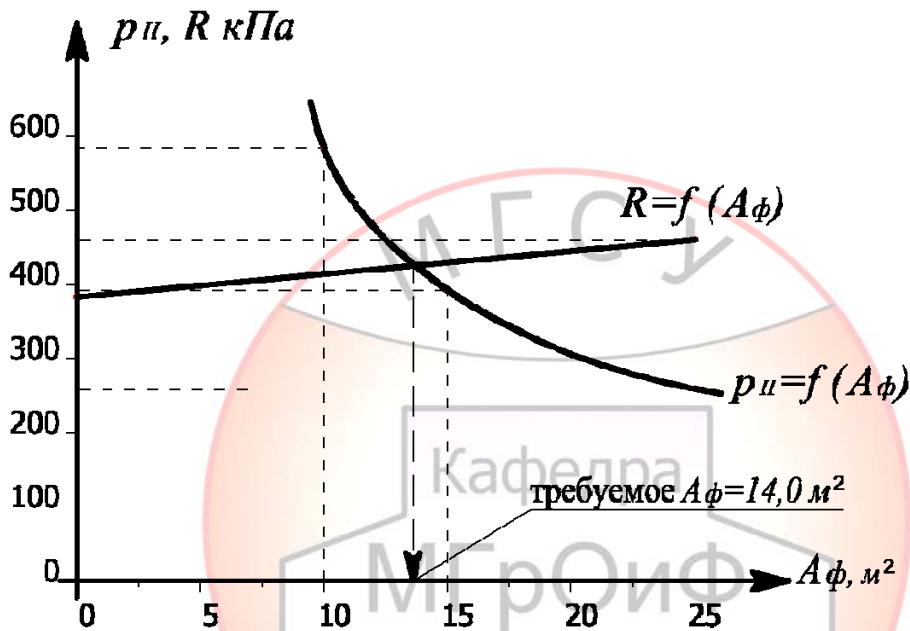


Рис. 7.1. Графическое определение площади подошвы общего отдельного фундамента под две внутренние колонны.

Требуемое значение площади подошвы общего фундамента  $A=14,0 \text{ м}^2$ .

**3) Определяем размеры в плане общего фундамента и давление под его подошвой.**

Размеры общего фундамента в плане (рис. 7.3) рассчитываются с условием, чтобы расстояние  $x$  от оси колонны до длинной стороны плиты  $L_{nl}$  и до короткой стороны плиты  $B_{nl}$  были одинаковыми. Вычисление  $x$  производится по формуле:

$$x = -0,25l + \sqrt{(0,25l)^2 + 0,25A} = -0,25 \times 2,4 + \sqrt{(0,25 \times 2,4)^2 + 0,25 \times 14,0} = 1,36 \approx 1,4 \text{ м};$$

$$B_{nl} = 2 \times x = 2 \times 1,4 = 2,8 \text{ м};$$

$$L_{nl} = l + 2 \times x = 2,4 + 2 \times 1,4 = 5,2 \text{ м}; \quad A = 2,8 \times 5,2 = 14,56 \text{ м}^2.$$

Определяем новое значение  $R$  при ширине общего фундамента под две колонны, равной 2,8 м:

$$R = \frac{1,2 \times 1,0}{1,0} [0,56 \times 1,0 \times 2,8 \times 20 + 3,24 \times 1,63 \times 19 + (3,24 - 1) \times 2,0 \times 19 + 5,84 \times 22,0] = 414,36 \text{ кПа.}$$



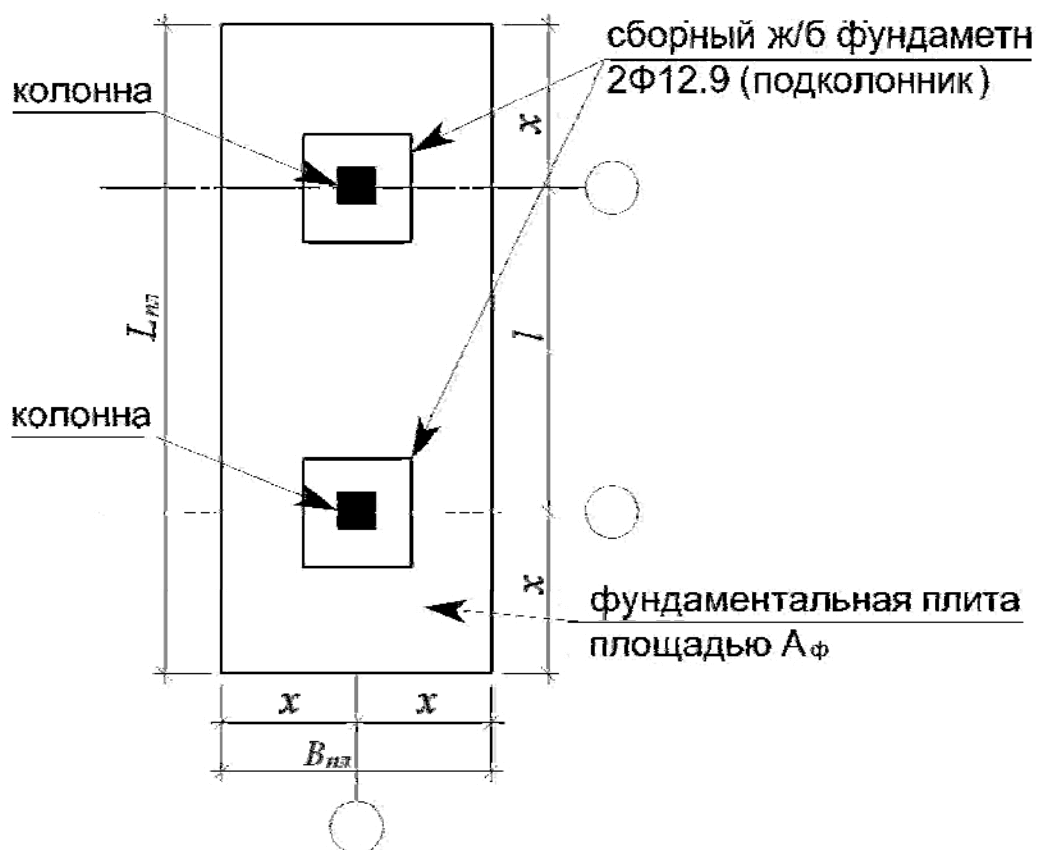


Рис. 7.2. Схема к определению ширины и длины фундаментной плиты под две колонны.

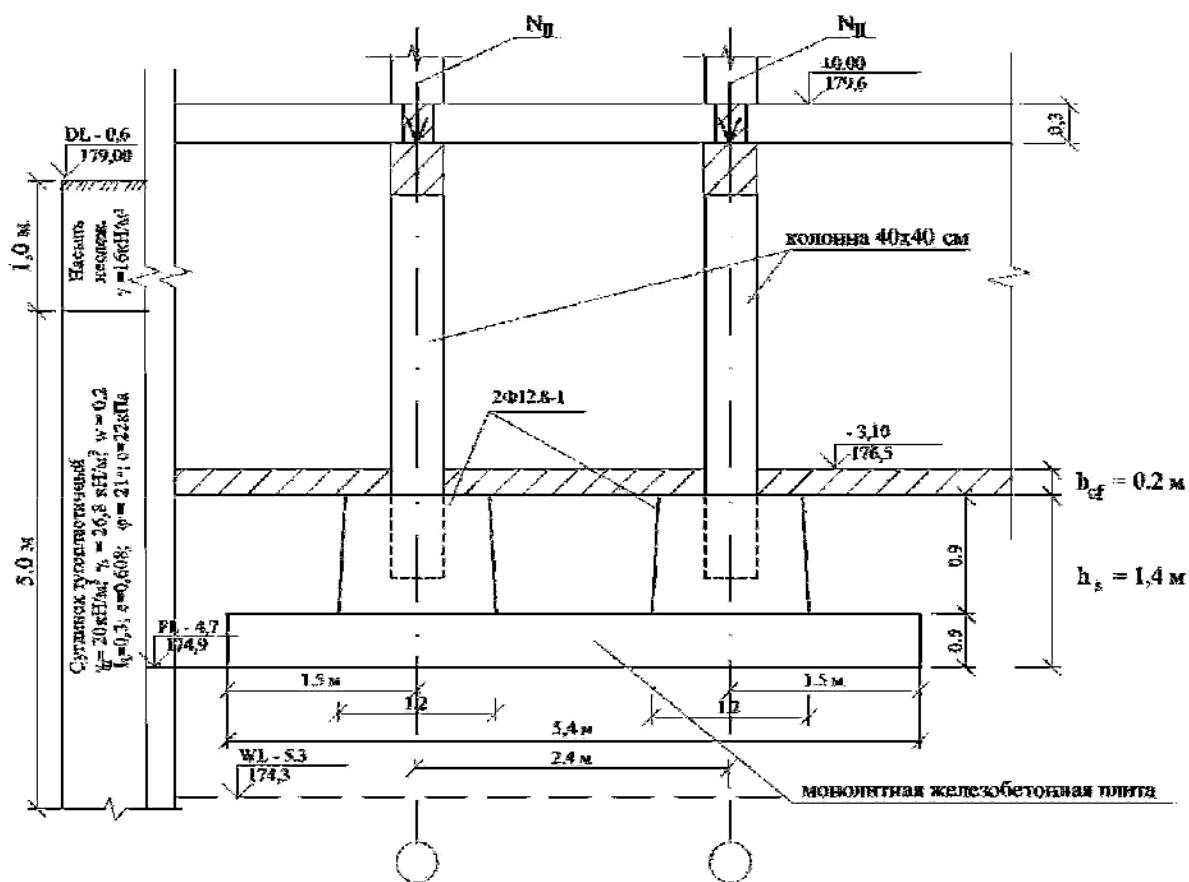


Рис. 7.3. Схематичный разрез фундамента под две внутренние колонны каркасного здания.

В соответствии с рис. 7.3 объем фундамента

$$V_{\phi} = 2,8 \times 5,2 \times 0,5 + 2 \times (1,2 \times 1,2 \times 0,9) = 9,87 \text{ м}^3,$$

Удельный вес конструктивных элементов фундамента принимаем равным  $24 \text{ кН/м}^3$ .

Таким образом, вес самого фундамента:

$$Q_{\phi} = 9,87 \times 24 = 236,9 \text{ кН.}$$

Объем грунта на фундаментной плите  $V_{\text{гр}} = (5,2 \times 2,8 - 2 \times 1,2^2) \times 0,9 = 10,5 \text{ м}^3$

Средний удельный вес грунта обратной засыпки на фундаментной плите принимаем равным  $18 \text{ кН/м}^3$ .

Тогда пригрузка от веса грунта на фундаментной плите

$$G_{\text{гр}} = 10,5 \times 18 = 189 \text{ кН.}$$

Вес пола подвала:  $(5,2 \times 2,8 - 2 \times 0,4^2) \times 0,2 \times 22 = 62,66 \text{ кН}$

Собственный вес 2 колонн размером  $0,4 \times 0,4 \text{ м}$

$$Q_k = 2 \times 0,4 \times 0,4 \times 3 \times 24 = 23 \text{ кН.}$$

Среднее давление  $p_{\text{II}}$  под общим фундаментом:

$$p_{\text{II}} = \frac{2 \times 2710 + 236,9 + 189 + 62,66 + 23}{2,8 \times 5,2} = 407,4 \text{ кПа}$$

$$p_{\text{II}} = 407 \text{ кПа} < R = 414 \text{ кПа.}$$

Окончательно принимаем монолитный железобетонный фундамент с размерами  $5,2 \times 2,8 \times 0,5 \text{ м}$  с двумя подколонниками  $2\Phi 12.9-3$ . Условие  $p_{\text{II}} \leq R$  выполнено.

### **Пример 8. Отдельный фундамент мелко заложения при наличии в основании слабого подстилающего слоя**

Инженерно-геологические условия строительной площадки, конструкция и размеры подземной части здания показаны на рис. 8.1. Проектируемый отдельный фундамент под внутреннюю колонну жилого дома с подвалом (отметка пола подвала  $-2.4$ ) имеет глубину заложения  $d = 2,85 \text{ м}$  и площадь подошвы  $A = 1,8 \times 1,8 \text{ м}$  (одноблочный сборный фундамент марки  $2\Phi 18.9-3$ ). Он опирается на суглинок тугопластичный. На расстоянии  $z = 0,85 \text{ м}$  ниже подошвы залегает подстилающий слой суглинка мягкопластичного. Сравнение инженерно-геологической информации об этих двух слоях суглинков показывает, что суглинок мягкопластичный является слабым подстилающим слоем по сравнению с рабочим слоем, представленным суглинком тугопластичным. Поэтому необходима проверка допустимости для слабого слоя величины того давления, которое передается на него на отметке его кровли. Характеристики грунта  $\varphi_{\text{II}}$  и  $c_{\text{II}}$  приняты по табл. СНиП. Общая (суммарная) расчетная нагрузка  $N_{\text{II},c}$  от сооружения, фундамента и пригрузок на нем от грунта и пола подвала составляет  $1200 \text{ кН}$ .

#### **1. Определяем давление под подошвой проектируемого фундамента.**

Вычисляем давление  $p_{\text{II}}$  под подошвой фундамента  $2\Phi 18.9-3$ , расчетное

сопротивление  $R$  рабочего слоя - суглинка тугопластичного, и убеждаемся в том, что  $p_{II}$  не превышает расчетного сопротивления  $R$ , т.е. условие  $p_{II} \leq R$  выполняется.

$$p_{II} = \frac{N_{II,c}}{A} = \frac{1200}{1,8^2} = 370,4 \text{ кПа.}$$

Предварительно находим необходимые для вычисления  $R$  величины (подробную расшифровку формулы для  $R$  см. в примере 3):

$$\gamma'_{II} = \frac{17,6 \cdot 1 + 20 \cdot 1,85}{1 + 1,85} = 19,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}; d_l = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 0,9 + 0,2 \frac{22}{19,15} = 1,13 \text{ м;}$$

$d_g = 1,75 \text{ м; } \gamma_{c1} = 1,2; \gamma_{c2} = 1; k = 1,1; k_z = 1; M_\gamma = 0,61; M_q = 3,44; M_c = 6,04$   
и вычисляем  $R$ :

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} [0,61 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 20 + 3,44 \cdot 1,13 \cdot 19,15 + (3,44 - 1) \cdot 1,75 \cdot 19,15 + 6,04 \cdot 28] =$$

$$= 378,86 \text{ кПа} \approx 379 \text{ кПа}^*.$$

Условие  $p_{II} \leq R$ , по которому подбирается площадь подошвы фундамента, выполнено ( $370,4 < 379$ ). Фундамент 2Ф18.9-3 опирающийся на рабочий слой подобран правильно. Далее необходимо проверить будет ли при этом допустимо давление, передающееся на слабый подстилающий слой.

**2. Проверяем допустимость давления передающегося на подстилающий слой.** Проверка производится по условию

$$\sigma_{zg} + \sigma_{zp} \leq R_z. \quad (8.1)$$

Прежде чем вычислить входящие в условие проверки  $\sigma_{zg}$  – природное давление от вышележащих слоев грунта и  $\sigma_{zp}$  – дополнительное (к природному) давление от сооружения на отметке кровли слабого слоя, (рис.8.1 отм-4.35) сначала вычисляют их на отметке подошвы проектируемого фундамента (отм. – 3.5). При этом им дают обозначения  $\sigma_{zg,o}$  и  $\sigma_{zp,o}$ .

$$\sigma_{zg,o} = 17,6 \cdot 1 + 20 \cdot 1,85 = 54,6 \text{ кПа;}$$

$$\sigma_{zp,o} = p - \sigma_{zg,o} = 370,4 - 54,6 = 315,8 \text{ кПа.}$$

Далее вычисляют  $\sigma_{zp}$  и  $\sigma_{zg}$  на кровле подстилающего слоя (отметка –4.35), то есть на глубине  $z = 0,85$  м от подошвы проектируемого фундамента.

Дополнительное давление  $\sigma_{zp}$  вычисляют по формуле:

$$\sigma_{zp} = \sigma_{zp,o} \cdot \alpha \quad (8.2)$$

\*) Расшифровка формулы расчетного сопротивления  $R$ , определяемого по формуле (7) СНиП 2.02.01-83\* [6] и источники, по которым получены значения входящих в нее коэффициентов  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}, k, k_z, M_\gamma, M_q, M_c$  подробно рассмотрены в примерах 3...7.

Коэффициент  $\alpha$  (Приложение, табл. 11 или [1], стр. 140; [2], стр.128; [6], прил.2, табл. 1) зависит от  $\xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 0,85}{1,8} = 0,94$  и от  $\eta = \frac{l}{b} = \frac{1,8}{1,8} = 1$ .

Интерполируя между величинами  $\alpha=0,8$  при табличном значении  $\xi=0,8$  и  $\alpha=0,606$  при  $\xi=1,2$  получаем в колонке  $\eta=1$  искомую величину  $\alpha=0,732$  при нашем значении  $\xi=0,94$ . Тогда при  $\alpha=0,732$  на отметке кровли слабого подстилающего слоя получим:

$$\sigma_{zp} = 315,8 \cdot 0,732 = 231,17 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg,0} + \gamma_{II}^{2\text{сл.}} \cdot z = 54,6 + 20 \cdot 0,85 = 54,6 + 17 = 71,6 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 231,17 + 71,6 = 302,77 \text{ - левая часть условия проверки.}$$

Далее вычисляем правую часть условия проверки – расчетное сопротивление  $R_z$  грунта слабого подстилающего слоя под условным фундаментом глубиной заложения  $d+z$  и шириной  $b_z$ .

Для отдельного квадратного фундамента  $b_z = \sqrt{A_z}$

$$A_z = \frac{N_{IIc}}{\sigma_{zp}} = \frac{1200}{231,17} = 5,19 \text{ м}^2;$$

$$b_z = \sqrt{A_z} = \sqrt{5,19} = 2,28 \text{ м.}$$

Подготавливаем необходимые данные и вычисляем  $R_z$  (III слой):

$$\gamma_{II} = \gamma_{sb} = \frac{27,3 - 10}{1 + 0,7} = 10,2 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma'_{II} = \frac{17,6 \cdot 1 + 20 \cdot 2,7}{1 + 2,7} = 19,35 \text{ кН/м}^3;$$

$$d_1 = (0,9 + 0,85) + 0,2 \frac{22}{19,35} = 1,98 \text{ м;}$$

$$d_b = 1,75 \text{ м; } \quad \gamma_{c1} = 1; \quad \gamma_{c2} = 1; \quad k = 1,1; \quad k_z = 1;$$

Коэффициенты при  $\varphi_{II} = 18^\circ$ :  $M_\gamma = 0,43$ ;  $M_q = 2,73$ ;  $M_c = 5,31$ .

$$R_z = \frac{1 \cdot 1}{1,1} [0,43 \cdot 1 \cdot 2,28 \cdot 10,2 + 2,73 \cdot 1,98 \cdot 19,35 + (2,73 - 1) \cdot 1,75 \cdot 19,35 + 5,31 \cdot 20] = 253,98 \text{ кПа} \approx 254 \text{ кПа.}$$

Левая часть условия  $\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 231,17 + 71,6 = 302,77$  кПа. Правая часть  $R_z = 253,98$  кПа – условие не выполняется. Можно было бы добиться выполнения условия проверки за счет подъема отметки заложения подошвы фундамента. Это привело бы к увеличению  $z$  и  $b_z$ , но по условиям привязки здания к разрезу сделать это невозможно. Поэтому необходимо снизить давление  $p_{II}$  под подошвой проектируемого фундамента за счет увеличения площади его подошвы.

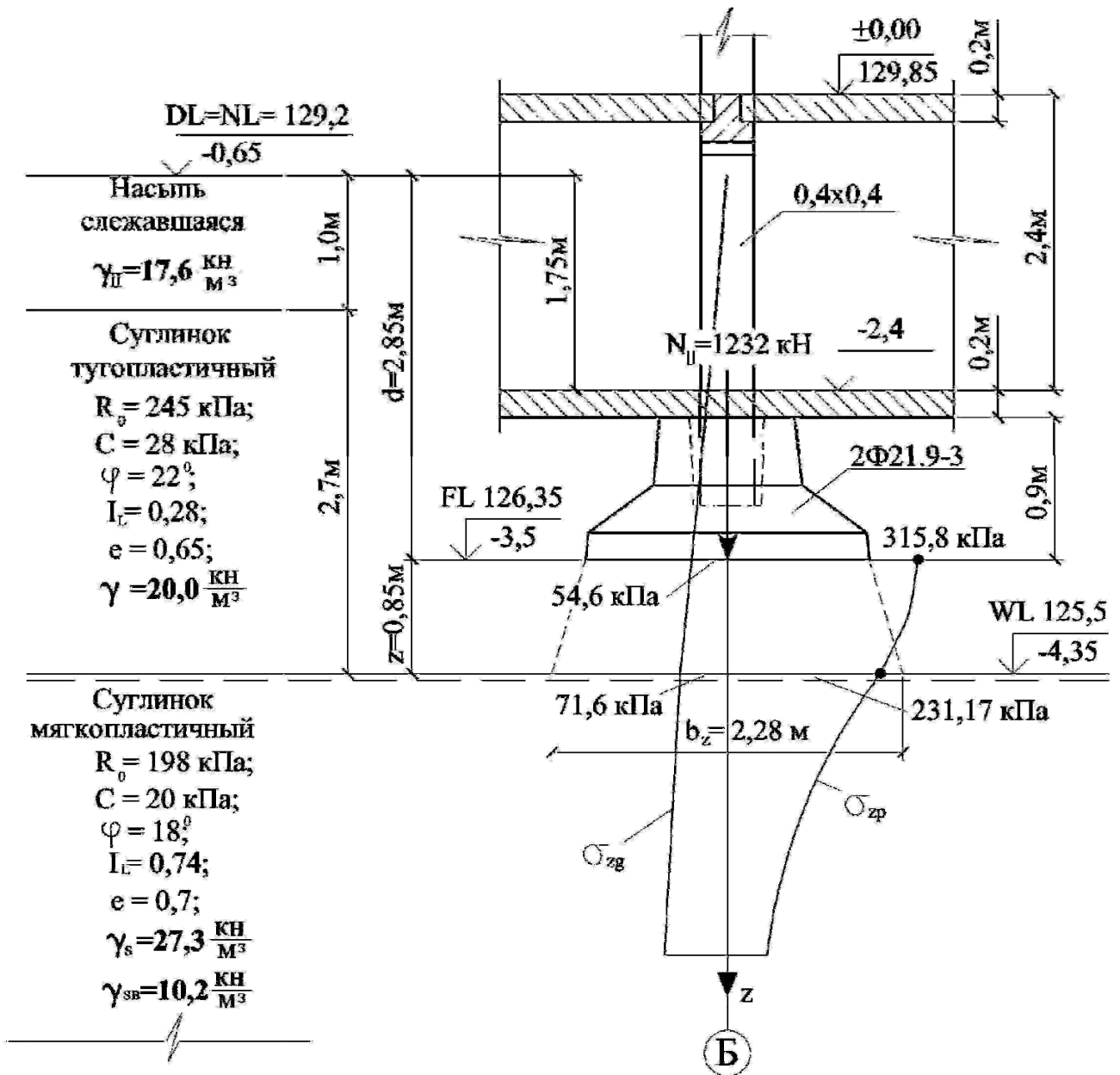


Рис.8.1. Расчетная схема к проверке давления на слабый подстилающий слой

### 3. Снижаем давление $p_{II}$ за счет увеличения площади подошвы фундамента.

Заменяем фундамент 2Ф18.9-3 с размерами подошвы 1,8x1,8 м на фундамент 2Ф21.9-3 с размерами подошвы 2,1x2,1 м.

Переход на другой, больший размер фундамента увеличивает суммарную нагрузку  $N_{II,\Sigma}$  на основание до величины

$$N_{II,\Sigma}' = N_{II} + (Q_{II\Sigma 21} - Q_{II\Sigma 18})$$

где  $Q_{II\Sigma 21}$  - суммарная нагрузка от собственного веса фундамента 2Ф21.9-3 и пригрузок на нем от грунта  $G_{zp}$  и пола подвала  $G_{mn}$ .

$Q_{II\Sigma 18}$  – то же от фундамента 2Ф18.9-3 и прирузок на нем.

а) Определяем  $Q_{II\Sigma 21}$ .

Общий объем фундамента 2Ф21.9-3 с пригрузкой грунтом



$$V_o = 2,1^2 \cdot 0,9 = 3,97 \text{ м}^3.$$

Вес фундамента 2Ф21.9-3 составляет  $Q_\phi = 53 \text{ кН}$  [17], табл. 2.1.

$$\text{Объем фундамента } V_\phi = \frac{Q_\phi}{\gamma_{ж.б.}} = \frac{53}{24} = 2,2 \text{ м}^3.$$

$$\text{Объем грунта } V_{zp} = V_o - V_\phi = 3,97 - 2,2 = 1,77 \text{ м}^3.$$

Вес грунта  $G_{zp} = V_{zp} \cdot \gamma_3 = 1,77 \cdot 18 = 31,86 \text{ кН}$  (удельный вес грунта обратной засыпки принят  $\gamma_3 = 18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ ).

$$\text{Вес пригрузки от пола подвала } G_{mn} = (2,1^2 - 0,4^2) 0,2 \cdot 22 = 18,7 \text{ кН}.$$

Сес фундамента с пригрузкой грунтом и полом.

$$Q_{II\Sigma 21} = Q_\phi + G_{zp} + G_{mn} = 53 + 31,86 + 18,7 = 103,6 \text{ кН}.$$

б) Определяем  $Q_{II\Sigma 18}$

$$V_o = 1,8^2 \cdot 0,9 = 2,9 \text{ м}^3.$$

Вес фундамента 2Ф18.9-3  $Q_\phi = 40 \text{ кН}$ . [17], табл. 2.1.

$$\text{Объем фундамента } V_\phi = \frac{Q_\phi}{\gamma_{ж.б.}} = \frac{40}{24} = 1,7 \text{ м}^3.$$

$$\text{Объем грунта } V_{zp} = V_o - V_\phi = 2,9 - 1,7 = 1,2 \text{ м}^3.$$

$$\text{Вес грунта } G_{zp} = V_{zp} \cdot \gamma_3 = 1,2 \cdot 18 = 21,6 \text{ кН}.$$

$$\text{Вес пригрузки от пола подвала } G_{mn} = (1,8^2 - 0,4^2) 0,2 \cdot 22 = 13,6 \text{ кН}.$$

$$Q_{II\Sigma 18} = Q_\phi + G_{zp} + G_{mn} = 40 + 21,6 + 13,6 = 75,2 \text{ кН}.$$

$$N'_{II\Sigma} = N_{II} + (Q_{\Sigma 21} - Q_{\Sigma 18}) = 1200 + (103,6 - 75,2) = 1228,4 \text{ кН} \approx 1228 \text{ кН}.$$

Среднее давление  $p'_{II}$  под подошвой фундамента 2Ф21.9-3:

$$p'_{II} = \frac{N'_{II}}{A} = \frac{1228}{2,1^2} = 278,5 \text{ кПа}.$$

Как и следовало ожидать,  $p'_{II}$  оказалось значительно меньше  $R = 379 \text{ кПа}$  при  $b = 1,8 \text{ м}$ . При  $b = 2,1 \text{ м}$   $R$  будет еще больше, то есть в обоих случаях  $p_{II}$  значительно меньше  $R$ .

Вычисляем  $\sigma'_{zg,o}$  и  $\sigma'_{zp,o}$  на отметке подошвы фундамента 2Ф21.9-3

Так как отметка заложения фундаментов 2Ф18.9-3 и 2Ф21.9-3 не изменилась (отм. -3.5), то

$$\sigma'_{zg,o} = \sigma_{zg,o} = 54,6 \text{ кПа};$$

$$\sigma'_{zp,o} = p'_{II} - \sigma_{zg,o} = 278,5 - 54,6 = 223,9 \text{ кПа}.$$

Далее вычисляем напряжения  $\sigma'_{zp}$  на отметке -4.35, т.е. на кровле подстилающего слоя, находящейся на глубине  $z = 0,85 \text{ м}$  ниже подошвы проектируемого фундамента.

$$\sigma'_{zp} = \sigma'_{zp,o} \cdot \alpha.$$

Как и в предыдущем случае значение коэффициента  $\alpha$  находим по интерполяции при  $\xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 0,85}{2,1} = 0,81$  и  $\eta = \frac{l}{b} = \frac{2,1}{2,1} = 1$ .

Получаем  $\alpha = 0,795$ . Тогда  $\sigma'_{zp} = 223,9 \cdot 0,795 = 178,0 \text{ кПа}$ .

Природное давление на отметке  $-4,35$   $\sigma'_{zg} = \sigma_{zg} = 71,6$  кПа

Левая часть условия проверки:

$$\sigma'_{zp} + \sigma'_{zg} = 178,0 + 71,6 = 249,6 \text{ кПа.}$$

Вычисляется правая часть условия  $- R'_z$  слабого слоя под условным фундаментом глубиной заложения  $d+z$  и шириной  $b'_z = \sqrt{A'_z}$ .

$$A'_z = \frac{N'_{II,c}}{\sigma'_{zp}} = \frac{1232}{178,7} = 6,89. \quad b'_z = \sqrt{6,89} = 2,63 \text{ м.}$$

Информация, необходимая для вычисления  $R'_z$  – прежняя:

$$\gamma_{II} = \gamma_{se} = 10,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}; \quad \gamma'_{II} = 19,35; \quad d_1 = 1,98 \text{ м}; \quad d_6 = 1,75 \text{ м}; \quad \gamma_{c1} = 1; \quad \gamma_{c2} = 1;$$

$$k = 1,1; \quad k_z = 1; \quad M_y = 0,43; \quad M_q = 2,73; \quad M_c = 5,31.$$

Вычисляем  $R'_z$ :

$$R'_z = \frac{1 \cdot 1}{1,1} [0,43 \cdot 1 \cdot 2,63 \cdot 10,2 + 2,73 \cdot 1,98 \cdot 19,35 + 1,73 \cdot 1,75 \cdot 19,35 + 5,31 \cdot 20] = 255,4 \text{ кПа.}$$

Условие  $\sigma'_{zp} + \sigma'_{zg} \leq R'_z$  выполнено ( $249,6 < 255,4$ ). В проекте принимается отдельный одноблочный фундамент 2Ф21.9-3.

### **Пример 9. Отдельный фундамент мелко заложения на песчаной подушке**

Проектируется многоэтажный жилой дом каркасного типа из сборных железобетонных элементов и гибкой конструктивной схемой с колоннами сечением  $0,4 \times 0,4$  м и шагом между ними 6 м, подвалом, пол которого заглублен на 2,4 м от поверхности пола 1-го этажа (отм.  $\pm 0,00$ ). Нагрузка, передаваемая внутренней колонной на фундамент на отметке пола подвала  $N_{II} = 1200$  кН. Площадка будущего строительства сложена до глубины 10 м мягкопластичным суглинком со следующими характеристиками физико-механических свойств, которые были определены непосредственными испытаниями:  $\gamma_{II} = 19,22 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ ;

$$\varphi_{II} = 13^\circ; \quad c_{II} = 16 \text{ кПа}; \quad I_L = 0,74; \quad e = 0,805; \quad \rho_s = 2,74 \frac{\text{Г}}{\text{см}^3}; \quad \rho = 1,96 \frac{\text{Г}}{\text{см}^3}; \quad w = 29,1\%;$$

табличное значение расчетного сопротивления  $R_o = 173$  кПа. Ниже толщи мягкопластичного суглинка, бурением до глубины 15 м вскрыта глина тугопластичная с  $I_L = 0,48$ . Планировочная отметка DL совпадает с отметкой природного рельефа NL и находится ниже пола 1-го этажа на 1,0 м (рис. 9.1).

Строительная организация на момент начала строительства не располагает возможностью получать в больших количествах товарный бетон для устройства монолитных фундаментов больших размеров в плане. Решено использовать

сборные одноблочные фундаменты стаканного типа марки 2Ф21.9-3, которые в случае необходимости (если их размеры в плане недостаточны) будут опираться на песчаную подушку из крупного песка. Карьер такого песка расположен недалеко от строительной площадки.

**1. Определяем давление  $p_{II}$  под подошвой сборного фундамента колонны.** Учитываем нагрузки от сооружения  $N_{II}$ , собственного веса фундамента 2Ф21.9-3  $Q_{ф,II} = 54,0$  кН ([17], стр. 5, табл. 2.1), пригрузки на нем от собственного веса грунта обратной засыпки  $Q_{гр,II}$  с удельным весом  $\gamma_{з,II} = 18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ , а также от бетонного пола подвала толщиной 0,2 м с удельным весом  $\gamma_{н,II} = 22 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ .

Затем проверяем возможность опирания его на мягкопластичную глину по условию  $p_{II} \leq R$ .

Определяем общий объем фундамента вместе с грунтовой пригрузкой

$$V_o = A \cdot h = 2,1^2 \cdot 0,9 = 3,97 \text{ м}^3$$

Объем фундамента 2Ф21.9-3:  $V_{ф} = \frac{Q_{ф}}{\gamma_{жб}} = \frac{54}{24} = 2,25 \text{ м}^3$  (24 кН/м<sup>3</sup> – удельный

вес железобетона)

Объем грунтовой пригрузки  $V_{гр} = V_o - V_{ф} = 3,97 - 2,25 = 1,72 \text{ м}^3$ .

Вес грунтовой пригрузки  $Q_{гр, II} = 1,72 \cdot 18 = 30,96$  кН (18  $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$  – удельный вес грунта обратной засыпки).

Вес пригрузки от пола подвала  $Q_{пп, II} = (2,1^2 - 0,4^2) \cdot 0,2 \cdot 22 = 18,7$  кН.

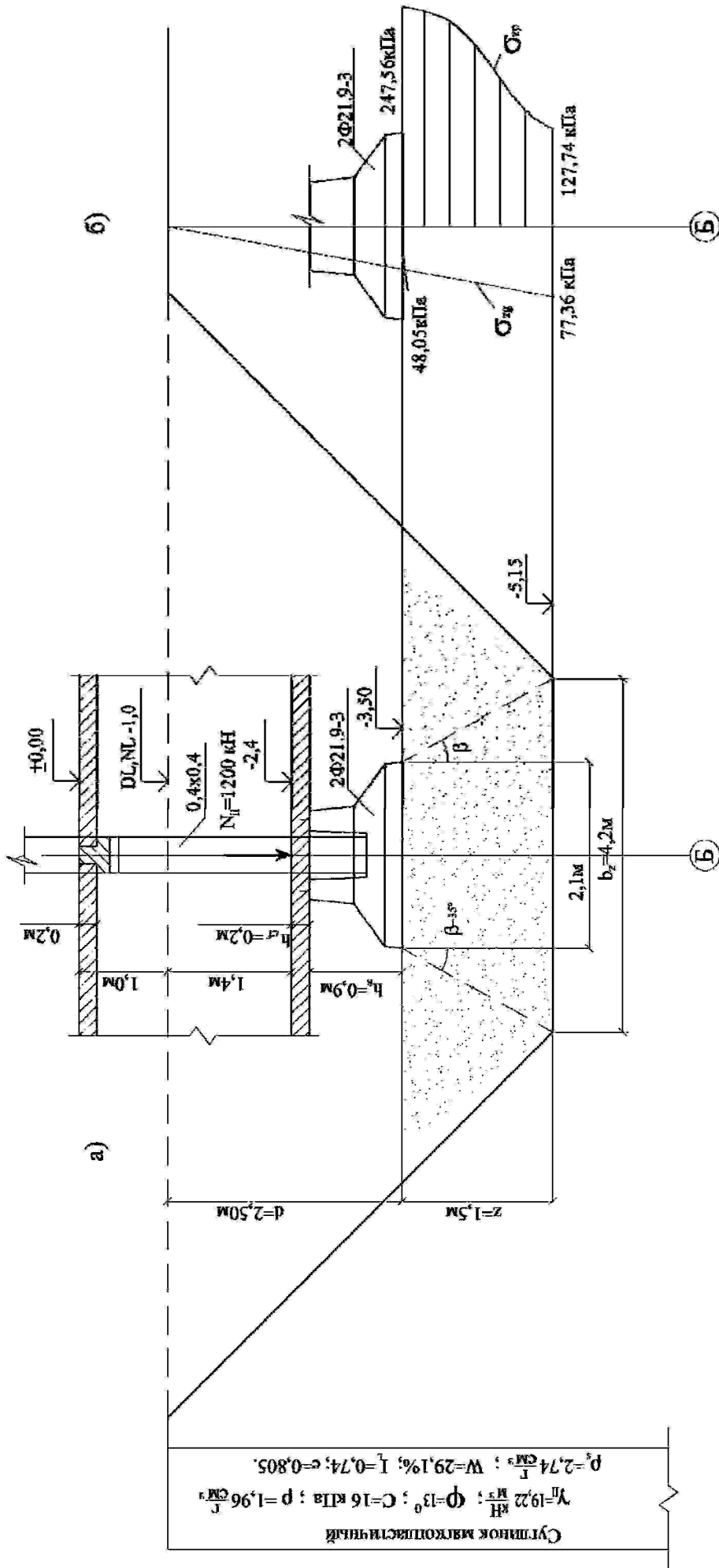
Общий вес фундамента с пригрузкой грунтом обратной засыпки и полом подвала в пределах плана фундамента

$$Q_{II} = Q_{ф,II} + Q_{гр,II} + Q_{пп, II} = 54 + 30,96 + 18,7 = 103,66 \text{ кН.}$$

Давление под подошвой фундамента:

$$p_{II} = \frac{N_{II} + Q_{II}}{A} = \frac{1200 + 103,66}{2,1^2} = 295,61 \text{ кПа.}$$

Фундамент марки 2Ф21.9-3 – имеет третью несущую способность плиты (допустимое давление под подошвой плиты  $p$  – до 350 кПа, у нас  $p_{II} = 295,61$  кПа), то есть марка фундамента выбрана правильно.



а) Схема к определению размеров песчаной подушки  
 б) Эпюры  $\sigma_{ср}$  и  $\sigma_{ср}$  по центральной оси фундамента 2Ф21.9-3

Рис. 9.1. Песчаная подушка.

**2. Проверяем возможность опирания фундамента 2Ф21.9-3 на мягкопластичный суглинок.** Определяем расчетное сопротивление  $R$  этого суглинка по формуле (7) [6]. Предварительно вычисляем приведенную глубину заложения  $d_1$  со стороны подвала, находим расстояние от планировочной отметки до пола подвала  $d_b=1,4$  м, коэффициенты  $\gamma_{c1}=1,1$ ;  $\gamma_{c2}=1$  [6], табл. 3;  $k=1$ ;  $k_z=1$  [6], п. 2.41.

По значению  $\varphi=13^\circ$  для мягкопластичного суглинка принимаем по табл. 4 [6] (Приложение, табл. 8) коэффициенты  $M_\gamma=0,26$ ;  $M_q=2,05$ ;  $M_c=4,55$ .

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 0,9 + 0,2 \frac{22}{18} = 1,14 \text{ м;}$$

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

$$= \frac{1,1 \cdot 1}{1,0} [0,26 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 19,22 + 2,05 \cdot 1,14 \cdot 18 + (2,05 - 1) \cdot 1,4 \cdot 18 + 4,55 \cdot 16] = 1,1(10,49 + 42,07 +$$

$$+ 26,46 + 72,78) = 166,98 \text{ кПа.}$$

Так как условие  $p_{II} \leq R$  не выполняется ( $295,61 > 166,98$ ), то опирание фундамента 2Ф21.9-3 на мягкопластичный суглинок невозможно. Необходимо проектировать песчаную подушку. Хотя было бы проще и экономичнее (если бы строительная организация имела товарный бетон), увеличить площадь подошвы фундамента до необходимых размеров за счет монолитной железобетонной плиты, которая бетонируется заранее, и на которую затем, после набора достаточной прочности, монтируется сборный фундамент или подколонник. Было бы еще проще, если бы строительная организация вместо одноблочных фундаментов 2Ф21.9-3 имела бы фундаменты 2Ф28.9-3, изготовленные на заводе ЖБИ по ее спецзаказу.

**3. Выбираем тип песчаной подушки, проверяем возможность опирания на нее фундамента 2Ф21.9-3 и назначаем толщину подушки  $z$ .**

В данных инженерно-геологических условиях песчаная подушка по экономическим соображениям не может опираться на более прочный слой тугопластичной глины, который залегает на глубине более 7 м от подошвы фундамента.

Поэтому подушку нужно проектировать “висячей” (рис. 9.1(а)). Высота (толщина) такой подушки  $z$  подбирается методом итераций до удовлетворения условия  $\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z$  (см. пример 8), а также последующего расчета по второму предельному состоянию (по деформациям) по условию  $s \leq s_u$ .

Песчаная подушка из крупного песка, имеющего плотность частиц  $\rho = 2,65$  г/см<sup>3</sup>, укладывается слоями и уплотняется до состояния средней плотности ( $e=0,55...0,7$ ) и до достижения плотности скелета (сухого грунта) значения  $\rho_d = 1,6...1,65 \frac{\text{кН}}{\text{см}^3}$ . Для подушек из крупного песка принимается расчетное



сопротивление  $R = 300$  кПа и модуль деформации  $E_o = 30000$  кПа, из песка средней крупности: 250 и 20000 кПа соответственно ([5] стр. 264, табл. 11.18).

Сначала проверяем выполнение условия  $p_{II} \leq R$  на контакте подошвы фундамента 2Ф21.9-3 с песчаной подушкой. Оно выполняется, так как  $p_{II}=295,61$  кПа, а  $R=300$  кПа, т.е.  $295,61 < 300$ .

Затем назначаем толщину (высоту) песчаной подушки  $z=1,5$  м и проверяем выполнение условия  $\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z$  на контакте подошвы подушки с мягкопластичным суглинком.

#### 4. Проверяем достаточность назначенной высоты $z$ песчаной подушки.

Давление от собственного веса грунта (суглинка мягкопластичного) на отметке подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg,o} = \gamma_{II} \cdot d = 19,22 \cdot 2,5 = 48,05 \text{ кПа.}$$

Для того, чтобы вычислить давление от собственного веса грунта на отметке подошвы песчаной подушки, необходимо вычислить удельный вес грунта песчаной подушки. Сначала найдем степень водонасыщения мягкопластичного суглинка.

$$s_R = \frac{\rho_s \cdot w}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,74 \cdot 0,291}{0,805 \cdot 1} = 0,99.$$

Так как суглинок находится в водонасыщенном состоянии ( $S_R=0,99$ ), то и песок песчаной подушки тоже постепенно станет водонасыщенным. При этом влажность песка вычислится по формуле:

$$w_{sat} = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s} = \frac{0,65 \cdot 1,0}{2,65} = 0,245$$

Подушку уплотняют до плотности скелета  $\rho_d = 1,6 \dots 1,65 \frac{\text{г}}{\text{см}^3}$ .

Примем  $\rho_d = 1,6 \text{ г/см}^2$  и вычислим плотность песка по формуле  $\rho = \rho_d(1+w) = 1,6(1+0,245) = 1,992 \text{ г/см}^2$ ; тогда удельный вес песка подушки будет  $\gamma_n = \rho \cdot g = 1,992 \cdot 9,81 = 19,54 \text{ г/см}^2$ .

Давление от собственного веса суглинка и песка подушки на отметке подошвы подушки (на глубине  $z=1,5$  м от подошвы фундамента) составит:

$$\sigma_{zg,z} = \gamma_{II} \cdot d + \gamma_n \cdot z = 48,05 + 19,54 \cdot 1,5 = 77,36 \text{ кПа. (рис. 9.1(б))}$$

Дополнительное (осадочное) давление на отметке подошвы фундамента:

$$\sigma_{zp,o} = p_{II} - \sigma_{zg,o} = 295,61 - 48,05 = 247,56 \text{ кПа.}$$

На отметке подошвы песчаной подушки ( $d+z$ ):  $\sigma_{zp} = \sigma_{zp,o} \cdot \alpha$

Вычисляем коэффициент  $\alpha$  интерполяцией его значений в таблице 1 [6]

(Приложение, табл. 11) при  $\xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1,5}{2,1} = 1,43$  и  $\eta = \frac{l}{b} = \frac{2,1}{2,1} = 1$ ,

получаем  $\alpha = 0,516$ .

$$\sigma_{zp} = \sigma_{zp,o} \cdot \alpha = 247,56 \cdot 0,516 = 127,74 \text{ кПа.}$$

Сумма давлений от собственного веса мягкопластичного суглинка и песка подушки  $\sigma_{zg}$ , а также от сооружения  $\sigma_{zp}$  на мягкопластичный суглинок под подошвой песчаной подушки:  $\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 127,74 + 77,36 = 205 \text{ кПа}$ .

Вычисляем расчетное сопротивление  $R_z$  мягкопластичного суглинка для условного фундамента шириной  $b_z$  и глубиной заложения  $d+z = 2,5 + 1,5 = 4,0 \text{ м}$ .

Предварительно находим ширину условного фундамента равную ширине песчаной подушки  $b_z$ , осредненную величину удельного веса грунта, залегающего выше подошвы условного фундамента  $\gamma'_{II}$ , а также приведенную глубину заложения условного фундамента со стороны подвала  $d_1$ .

$$b_z = b + 2 \cdot z \cdot \operatorname{tg} \beta = 2,1 + 2 \cdot 1,5 \cdot \operatorname{tg} 35^\circ = 4,2 \text{ м}^*).$$

Удельный вес грунта  $\gamma'_{II}$  вычисляем как среднее значение удельного веса грунта обратной засыпки  $\gamma_{зас} = 18 \text{ кН/м}^3$  и песчаной подушки  $\gamma_{п} = 19,54 \text{ кН/м}^3$ .

$$\gamma'_{II} = \frac{18 \cdot 2,5 + 19,54 \cdot 1,5}{2,5 + 1,5} = 18,58 \text{ кН/м}^3.$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = (0,9 + 1,5) + 0,2 \frac{22}{18,53} = 2,64 \text{ м}, \quad d_b = 1,4 \text{ м}.$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1,0} \left[ 0,26 \cdot 1 \cdot 4,2 \cdot 19,22 + 2,05 \cdot 2,64 \cdot 18,53 + (2,05 - 1) \cdot 1,4 \cdot 18,53 + 4,55 \cdot 16 \right] =$$

$$1,1(20,99 + 99,9 + 27,24 + 72,8) = 243,02 \text{ кПа}$$

Условие  $\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z$  выполняется:  $205,1 < 243,02$  с разницей 15,6%. Так как разница небольшая, можно толщину подушки оставить прежней  $z = 1,5 \text{ м}$ . Высота подушки  $z = 1,5 \text{ м}$  принимается в проекте, если расчет осадки с модулем деформации подушки  $E = 30000 \text{ кПа}$  будет удовлетворять условию второй группы предельных состояний:  $s \leq s_u$  и  $\Delta s \leq \Delta s_u$ . Тогда можно будет считать, что первая и единственная попытка в назначении  $z = 1,5 \text{ м}$  оказалась удачной.

\*). Вычисление  $b_z$  по приведенной формуле возможно при известном значении угла распределения напряжений  $\beta$  (рис. 9.1 (а)). Для подушки из песка принимается угол  $\beta$  равным  $30 \dots 35^\circ$  [1], стр. 356; [2] стр. 319; [14] стр.297.

#### IV. Расчет оснований по второму предельному состоянию - по деформациям

##### Пример 10. Определение конечной (стабилизированной) осадки фундамента мелкого заложения методом послойного суммирования

Методика расчета вероятной конечной (стабилизированной) осадки фундамента мелкого заложения и последовательность его выполнения для ленточного или отдельного (столбчатого), сборного или монолитного фундамента наружной или внутренней стен, для здания с подвалом или без него принципиально не отличается и она приводится в данном примере.

**Исходные данные.** Фундамент мелкого заложения наружной стены многоэтажного кирпичного жилого дома имеет ширину  $b=1,4$  м, длину  $l=20$  м, глубину заложения  $d=2,1$  м, среднее давление под подошвой  $p=279,5$  кПа  $< R$ . Инженерно-геологические условия по расчетной вертикали разреза приведены в таблице на графической схеме (рис. 13.1). Дополнительные данные по III слою:  $\gamma_s=26,7$  кН/м<sup>3</sup>,  $e=0,66$ ; по IV слою:  $\gamma_s=26,6$  кН/м<sup>3</sup>,  $e=0,61$ .

Деформационные свойства грунтов определены лабораторными компрессионными испытаниями (II и V слои) и полевыми штамповыми (III и IV слои), результаты которых приводятся ниже.

##### Результаты компрессионных испытаний

Глубина 2,8 м  
(II слой)

$\sigma_z$ , кПа	$e$
0	0,662
50	0,655
100	0,649
150	0,644
200	0,641
300	0,636
400	0,634

Глубина 7,0 м  
(V слой)

$\sigma_z$ , кПа	$e$
0	0,723
50	0,718
100	0,714
150	0,711
200	0,708
300	0,705
400	0,705

##### Результаты штамповых испытаний Диаметр штампа 27,7 см

Глубина 3,6 м  
(III слой)

$\sigma_z$ , кПа	$S$ , мм
0	0,00
50	0,35
100	0,75
150	1,20
200	1,65
250	2,10
300	2,70
350	3,30
400	4,10

Глубина 4,7 м  
(IV слой)

$\sigma_z$ , кПа	$S$ , мм
0	0,00
50	0,30
100	0,60
150	0,95
200	1,25
250	1,60
300	2,00
350	2,50
400	3,00

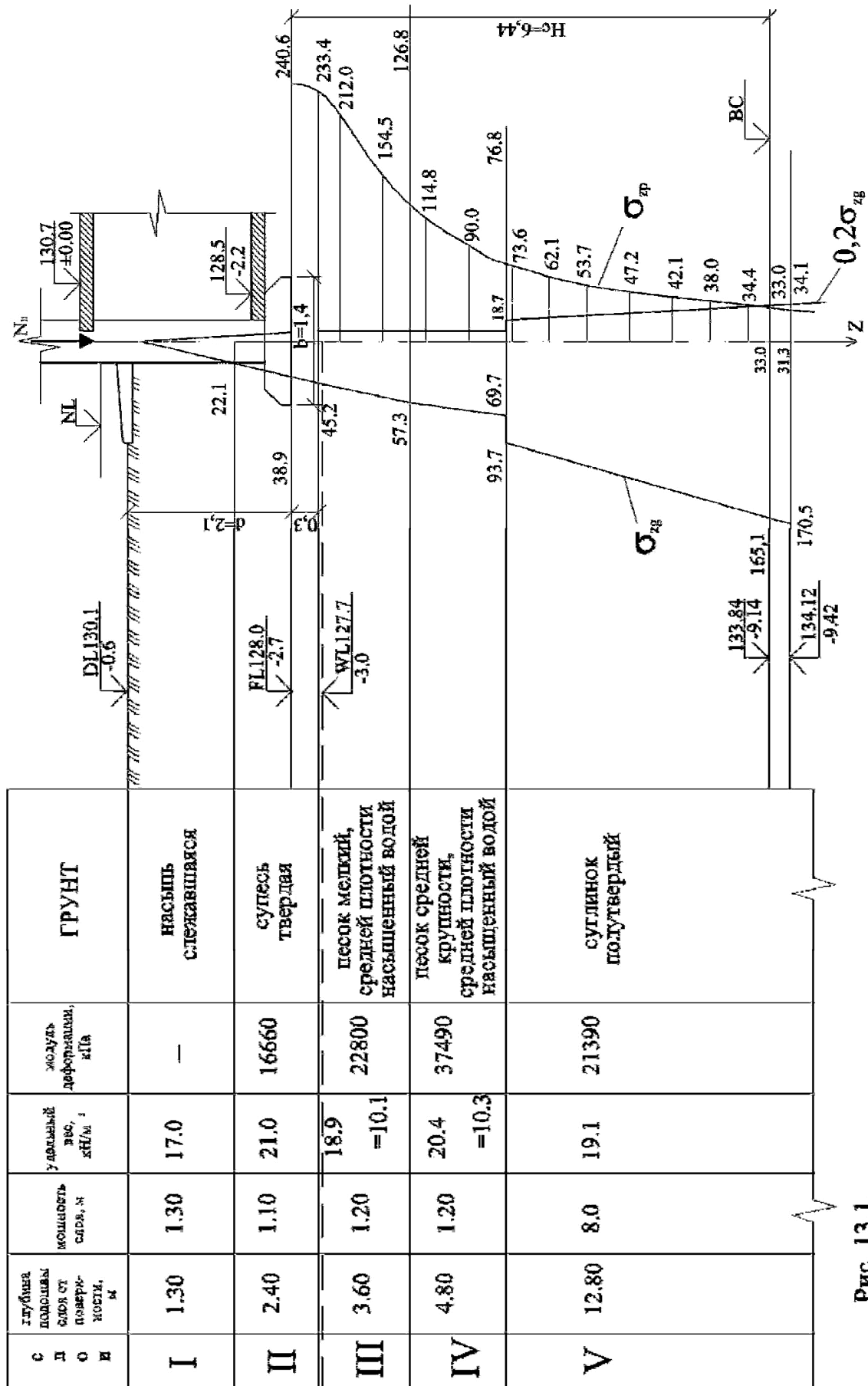


Рис. 13.1.

Схема к расчету осадки методом элементарного суммирования (наружная стена, ось А);

$\sigma_{zg}$  - эпюра природного давления;  $\sigma_{zp}$  - эпюра дополнительного давления;

$0,2\sigma_{zg}$  - вспомогательная эпюра для нахождения нижней границы ВС сжимаемой толщи  $H_c$ .

Требуется определить конечную (стабилизированную) осадку методом послойного элементарного суммирования.

Фундаменты под стенами жилого дома, в особенности наружными, не являются центрально нагруженным. Но так как расчет осадки ведется для центральной оси фундамента, то за интенсивность нагрузки на грунт под подошвой фундамента принимается средняя ордината трапецеидальной эпюры внецентренно нагруженного фундамента, что в расчетном отношении позволяет считать его центрально нагруженным.

Подготавливаем графическую схему, необходимую для расчета осадки (рис. 13.1). Вычисляем для ее построения необходимые данные.

**а) вычисление ординат эпюры природного давления  $\sigma_{zg,i}$**

При планировке срезкой (см. 13.1) эпюра природного давления на планировочной отметке DL принимается равной нулю.

- на границе I и II слоев  $\sigma_{zg, I} = \gamma_1 h_1 = 17 \cdot 1,3 = 22,1$  кПа.
- на отметке подошвы фундамента  $\sigma_{zg, 0} = \sigma_{zg, I} + 21 \cdot 0,8 = 22,1 + 16,8 = 38,9$  кПа
- на границе II и III слоев  $\sigma_{zg, II} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 = 22,1 + 21 \cdot 1,1 = 45,2$  кПа.
- на границе III и IV слоев  $\sigma_{zg, III} = \sigma_{zg, II} + \gamma_{3sb} h_3 = 45,2 + \frac{26,7 - 10}{1 + 0,66} \cdot 1,2 = 57,3$  кПа.
- на границе IV и V слоев  $\sigma_{zg, IV} = \sigma_{zg, III} + \gamma_{4sb} h_4 = 57,3 + \frac{26,6 - 10}{1 + 0,61} \cdot 1,2 = 69,7$  кПа.

а с учетом давления толщи воды высотой  $h_w = 2,4$  м над суглинком полутвердым, являющимся водоупором  $\sigma_{zg, IVw} = \sigma_{zg, IV} + \gamma_w \cdot h_w = 69,7 + 10 \cdot 2,4 = 93,7$  кПа,

· в V слое на глубине  $h_5' = 3,74$  м:  $\sigma_{zg, V'} = \sigma_{zg, IVw} + \gamma_5 \cdot h_5' = 93,7 + 19,1 \cdot 3,74 = 165,1$  кПа

на глубине  $h_5'' = 4,02$  м:  $\sigma_{zg, V''} = \sigma_{zg, IVw} + \gamma_5 h_5'' = 93,7 + 19,1 \cdot 4,02 = 170,5$  кПа\*).

**б) вычитание ординат вспомогательной эпюры  $0,2 \sigma_{zg,i}$**

$\sigma_{zg}$	22,1	38,9	45,2	57,3	69,7	93,7	165,1	170,5
$0,2 \sigma_{zg,i}$			9,0	11,5	13,9	18,7	33,0	34,1

**в) вычисление ординат эпюры дополнительного давления  $\sigma_{zp,i}$**

Сначала вычисляется верхняя ордината эпюры  $\sigma_{zp,0}$  непосредственно под подошвой фундамента при  $z = 0$ :

$$\sigma_{zp,0} = p - \sigma_{zg,0} = 279,5 - 38,9 = 240,6 \text{ кПа}$$

\*В V слое глубины  $h_5'$ ,  $h_5''$ , приняты такими для того, чтобы при вычислении ординат  $\sigma_{zg,i}$  и  $0,2 \sigma_{zg,i}$  они совпадали с глубинами, на которых определяются ординаты эпюры  $\sigma_{zp,i}$ .



Затем вычисляются другие ординаты по формуле  $\sigma_{zp,i} = \sigma_{zp,0} \cdot \alpha_i$  для различных глубин  $z_i$  откладываемых от подошвы фундамента. Коэффициенты  $\alpha_i$  для условий данного примера берутся в зависимости от отношения длины фундамента стены  $l$  к ширине фундамента  $b$ , то есть  $\eta = \frac{l}{b} = \frac{20}{1,4} = 14,3 > 10$  (принимается по последней колонке таблицы (1 Приложения, где  $\frac{l}{b}=10$ ) – фундамент ленточный и отношения  $\xi=2z/b$  (первая колонка). Вычисления удобно вести в табличной форме. Для отыскания нижней границы В.С. сжимаемой толщи  $H_c$  в этой же таблице приводятся значения  $0,2 \sigma_{zg,i}$  \*)

$\xi = \frac{2z_i}{b}$	$z = \frac{\xi \cdot b}{2}$	$\alpha_i$	$\sigma_{zp,i}$ , кПа	$h_i$ , м	$0,2 \sigma_{zg}$ , кПа	Слои основания	
0,0	0,00	1,000	240,6			II-супесь твердая	
0,43	0,30	0,970	233,4	0,30	9,0		
0,8	0,56	0,881	212,0	0,26	11,5	III-песок мелкий	
1,6	1,12	0,642	154,5	0,56			
2,15	1,50	0,530	126,8	0,38			
				0,18	13,9...18,7	IV-суглинок полутвердый	
2,4	1,68	0,477	114,8	0,56			
3,2	2,24	0,374	90,0	0,46			
3,85	2,70	0,319	76,8	0,10			
4,0	2,80	0,306	73,6	0,56	31,9	V-суглинок полутвердый	
4,8	3,36	0,258	62,1	0,56			
5,6	3,92	0,223	53,7	0,56			
6,4	4,48	0,196	47,2	0,56			
7,2	5,04	0,175	42,1	0,56			
8,0	5,60	0,158	38,0	0,56			
8,8	6,16	0,143	34,4	0,28			33,0
				0,28			34,1
9,2	6,44	0,137	33,0			✓ В.С.	
9,6	6,72	0,132	31,3			V-суглинок полутвердый	

### г) вычисление деформационных характеристик слоев грунта основания.

После вычисления ординат и построения эпюр природного  $\sigma_{zp}$ ,  $0,2\sigma_{zg}$  и дополнительного  $\sigma_{zp}$  давлений появилась возможность увидеть, каким было в середине каждого ( $i$ -го) грунтового слоя давление  $\sigma_{zg,i}$  от собственного веса вышележащей толщи грунтов в природном состоянии и каким стало полное давление  $\sigma_z^{\text{полное}} = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$ , когда к природному давлению добавилось давление  $\sigma_{zp}$  от построенного сооружения. Это позволяет получить интервал изменения

\*) Нижняя граница сжимаемой толщи (обозначается В.С) проходит через точку, где  $\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zg}$ , т.е. пересекаются эпюры  $\sigma_{zp}$  и  $0,2\sigma_{zg}$  (рис. 13.1)

напряжения  $\Delta \sigma_{zp, i} = \sigma_z^{\text{полное}} - \sigma_{zg, i}$  и соответствующий ему интервал изменения коэффициентов пористости  $e$  по компрессионной кривой или осадки  $s$  по графику испытаний штампом, которые необходимы для расчета деформационных характеристик грунта  $m_0, m_v, E$  (см. рис. на стр.87 и 88).

По результатам компрессионных и штамповых испытаний (таблицы, приведенные в исходных данных примера) строятся соответствующие графики, которые используются при определении деформационных характеристик.

### Компрессионные испытания

II слой – супесь твердая (глубина отбора 2,8 м)

Коэффициент сжимаемости

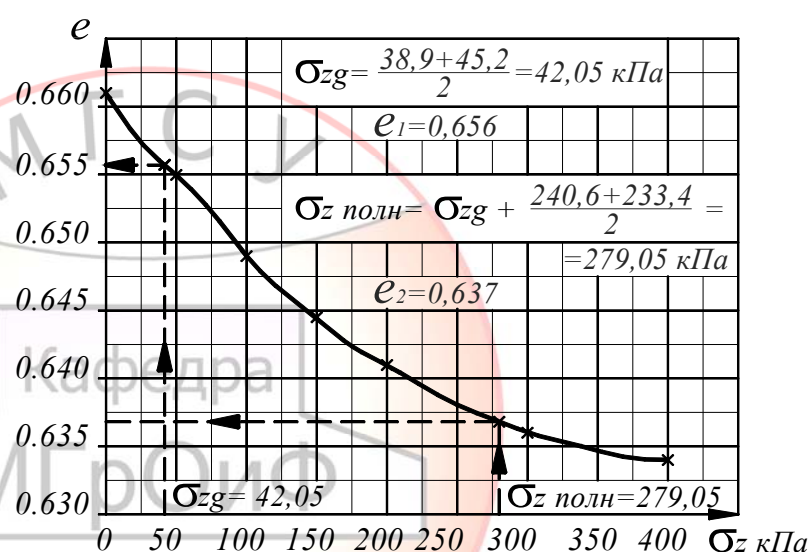
$$m_{0, II} = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_z^{\text{полн.}} - \sigma_{zg}} = \frac{0,656 - 0,637}{279,05 - 42,05} = 0,00008 \text{ кПа}^{-1}$$

Относительный коэффициент сжимаемости

$$m_{v, II} = \frac{m_0}{1 + e_1} = \frac{0,00008}{1 + 0,656} = 0,000048 \text{ кПа}^{-1}$$

Модуль деформации

$$E_{II} = \frac{\beta}{m_{v, II}} = \frac{0,8}{0,000048} = 16660 \text{ кПа}$$

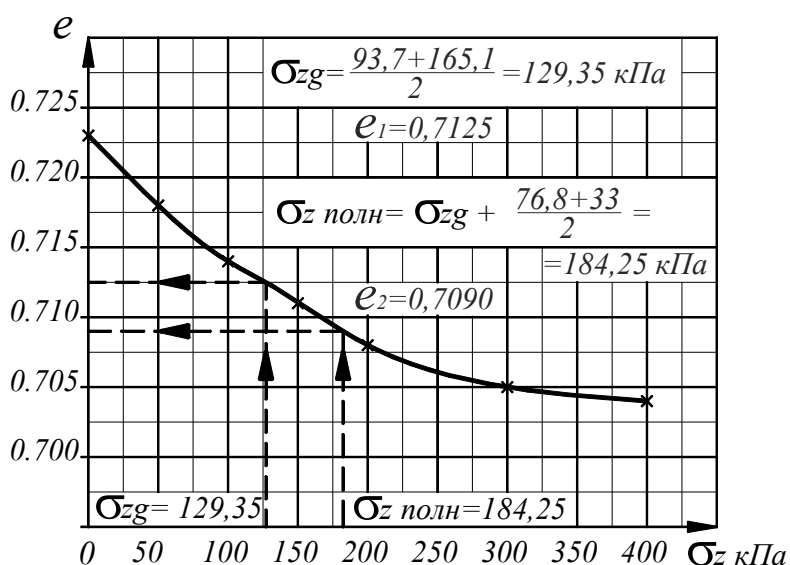


V слой – суглинок полутвердый (глубина отбора 7 м)

$$m_{0, V} = \frac{0,7125 - 0,7090}{184,25 - 129,35} = 0,000064 \text{ кПа}^{-1}$$

$$m_{v, V} = \frac{0,000064}{1 + 0,7125} = 0,0000374 \text{ кПа}^{-1}$$

$$E_V = \frac{\beta}{m_{v, V}} = \frac{0,8}{0,0000374} = 21390 \text{ кПа}$$



Штамповые испытания  
(диаметр штампа 27,7см)

III слой – песок мелкий, средней плотности, насыщенный водой (глубина 3,6 м)

$$\sigma_{zg} = \frac{45,2 + 57,3}{2} = 51,25 \text{ кПа}$$

$$s_1 = 0,36 \text{ мм}$$

$$\sigma_{z \text{ полн.}} = \sigma_{zg} + \frac{233,4 + 126,8}{2} =$$

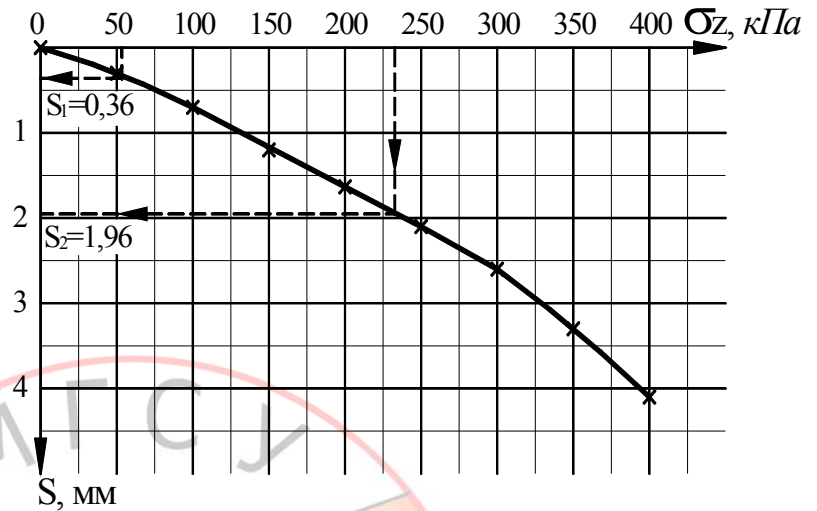
$$= 231,35 \text{ кПа}$$

$$s_2 = 1,96 \text{ мм}$$

$$\Delta\sigma_z = 231,35 - 51,25 = 180,1 \text{ кПа}$$

$$\Delta s = 1,96 - 0,36 = 1,60 \text{ мм} =$$

$$= 0,16 \text{ см}$$



$$E_{III} = \omega(1 - \nu^2)d \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta s} = 0,78(1 - 0,25^2)27,7 \cdot \frac{181,1}{0,16} = 22800 \text{ кПа}$$

IV слой – песок средней крупности, средней плотности, насыщенный водой.

$$\sigma_{zg} = \frac{57,3 + 93,7}{2} = 75,5 \text{ кПа}$$

$$s_1 = 0,5 \text{ мм}$$

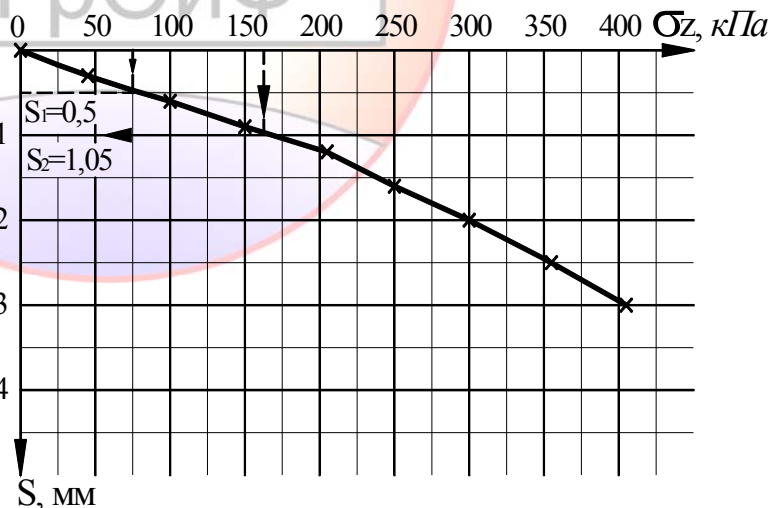
$$\sigma_{z \text{ полн.}} = \sigma_{zg} + \frac{126,8 + 76,8}{2} =$$

$$= 177,3 \text{ кПа}$$

$$s_2 = 1,05 \text{ мм}$$

$$\Delta\sigma_z = 177,3 - 75,5 = 101,8 \text{ кПа}$$

$$\Delta s = 1,05 - 0,50 = 0,55 \text{ мм}$$



$$E_{IV} = \omega(1 - \nu^2)d \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta s} = 0,78(1 - 0,25^2)27,7 \cdot \frac{101,8}{0,055} = 37490 \text{ кПа}$$

После подготовки всей информации, необходимой для расчета осадки, переходим к ее вычислению в каждом грунтовом слое и суммируем в пределах сжимаемой толщи  $H_c$ .

**д) вычисление осадки.**

Осадку в каждом грунтовом слое складывается из осадок входящих в него элементарных слоев полных и неполных<sup>\*)</sup>.

II слой (один элементарный слой):

$$S_{II} = \frac{240,6 + 233,4}{2} \cdot 0,30 \cdot \frac{0,8}{16660} = 0,00341 \text{ м} = 0,341 \text{ см},$$

III слой (три элементарных слоя):

$$S_{III} = \left( \frac{233,4 + 212,0}{2} \cdot 0,26 + \frac{212,0 + 154,5}{2} \cdot 0,56 + \frac{154,5 + 126,8}{2} \cdot 0,38 \right) \cdot \frac{0,8}{22800} = 0,00751 \text{ м} = 0,751 \text{ см},$$

IV слой (три элементарных слоя):

$$S_{IV} = \left( \frac{126,8 + 114,8}{2} \cdot 0,18 + \frac{114,8 + 90}{2} \cdot 0,56 + \frac{90 + 76,8}{2} \cdot 0,46 \right) \cdot \frac{0,8}{37490} = 0,00251 \text{ м} = 0,251 \text{ см},$$

V слой (восемь элементарных слоев):

$$S_V = \left( \frac{76,8 + 73,6}{2} \cdot 0,1 + \frac{73,6 + 62,1}{2} \cdot 0,56 + \frac{62,1 + 53,7}{2} \cdot 0,56 + \frac{53,7 + 47,2}{2} \cdot 0,56 + \frac{47,2 + 42,1}{2} \cdot 0,56 + \frac{42,1 + 38,0}{2} \cdot 0,56 + \frac{38,0 + 34,4}{2} \cdot 0,56 + \frac{34,4 + 33,0}{2} \cdot 0,28 \right) \cdot \frac{0,8}{21390} = 0,00686 \text{ м} = 0,686 \text{ см},$$

Суммарная осадка  $s = 0,341 + 0,751 + 0,251 + 0,686 = 2,03 < s_{пред} = 10 \text{ см}$ .

Полученная осадка оказалась значительно меньше  $S_u = 10 \text{ см}$  – предельной величины осадки, приведенной в СНиП [6], приложение 4 (приложение, табл. 16) для многоэтажных бескаркасных зданий с несущими стенами из крупных блоков или кирпичной кладки без армирования. Следовательно, условие расчета по второму предельному состоянию  $s \leq s_u$  выполнено и использованные в расчете осадки размеры фундамента – глубину заложения  $d = 2,1 \text{ м}$  и ширину фундамента  $b = 1,4 \text{ м}$  можно считать достаточными и окончательными, но такое заключение можно делать только в том случае, если осадка внутренней стены этого дома тоже окажется меньше 10 см, а также будет удовлетворено и другое условие:  $\Delta s \leq \Delta s_{пред}$ .

<sup>\*)</sup> Толщина полного элементарного слоя  $h$  определяется шагом  $\xi = \frac{27}{b}$  и соответствующим ему шагом  $z$ , неполного – расстоянием от границы грунтового слоя (его кровли или подошвы) до границы ближайшего полного элементарного слоя.

## Приложение

Таблица 1. Разновидности крупнообломочных и песчаных грунтов по гранулометрическому составу

Разновидности грунта	Характерный размер частиц, мм	Содержание частиц крупнее характерного размера, % по массе
<i>Крупнообломочные</i>		
Глыбовый (валунный)	>200	>50
щебенистый (галечниковый)	>10	>50
дресвяный (гравийный)	>2	>50
<i>Песчаные</i>		
Гравелистый	>0,2	>25
Крупный	>0,5	>50
средней крупности	>0,25	>50
Мелкий	>0,1	75 и более
Пылеватый	>0,1	<75

Таблица 2. Разновидности песчаных грунтов по плотности сложения

Пески	Разновидности по плотности сложения		
	Плотные	Средней плотности	Рыхлые
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Пески мелкие	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пески пылеватые	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Таблица 3. Разновидности песчаных грунтов по степени водонасыщения  $S_r$

Разновидности	Значения степени водонасыщения $S_r$
Маловажные	$0 < S_r \leq 0,5$
Влажные	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_r \leq 1,0$

Таблица 4. Расчетные сопротивления  $R_0$  песчаных грунтов

Разновидности песка	Значения $R_0$ , кПа, в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	Средней Плотности
Крупные	600	500
Средней крупности	500	400
Мелкие:		
Маловлажные	400	300
влажные и насыщенные водой	300	200
Пылеватые:		
Маловлажные	300	250
Влажные	200	150



насыщенные водой	150	100
------------------	-----	-----

Таблица 5. Разновидности глинистых грунтов по числу пластичности  $I_p$ 

Разновидности		
$0,01 \leq I_p \leq 0,07$	$0,07 < I_p \leq 0,17$	$I_p > 0,17$
супесь	Суглинок	глина

Таблица 6. Разновидности глинистых грунтов по показателю текучести  $I_L$ 

Супеси		Суглинки и глины	
твердые	$I_L < 0$	Твердые	$I_L < 0$
пластичные	$0 \leq I_L \leq 1$	полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
текучие	$I_L > 1$	тугопластичные.	$0,25 < I_L \leq 0,5$
		мягкопластичные	$0,5 < I_L \leq 0,75$
		текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
		Текучие	$I_L > 1$

Таблица 7. Расчетные сопротивления  $R_0$  глинистых грунтов

Глинистые грунты	Коэффициент пористости $e$	Значения $R_0$ при показателе текучести	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глины	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Таблица 8. Значения коэффициентов  $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$ 

Угол внутреннего трения $\varphi_{II}$ , град	Коэффициенты			Угол внутреннего трения $\varphi_{II}$ , град	Коэффициенты		
	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$		$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$
0	0,00	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	44	3,88	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04				

Таблица 9. Глубина заложения фундамента  $d$  в зависимости от расчетной глубины промерзания  $d_f$ 

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундамента при глубине поверхности подземных вод $d_w$ , м	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности.	Не зависит от $d_f$	Не зависит от $d_f$
Пески мелкие и пылеватые	Не менее $d_f$	То же
Супеси с показателем текучести $I_L < 0$	То же	»
То же, при $I_L \geq 0$	»	Не менее $d_f$
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $I_L \geq 0,25$	»	»
То же, при $I_L < 0,25$	»	Не менее $0,5 d_f$

**Примечания:** 1. В случаях, когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания  $d_f$ , соответствующие грунты, указанные в таблице, должны залегать до глубины не менее нормативной глубины промерзания  $d_{fn}$ .

2. Положение уровня подземных вод должно приниматься с учетом указаний п.п. 2.17...2.21 [6]. В них указывается на необходимость учета возможного изменения уровня подземных вод (верховодка, сезонные колебания, техногенные факторы и др.).

Таблица 10. Значения коэффициентов  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  в формуле расчетного сопротивления  $R$

Грунты	$\gamma_{c1}$	$\gamma_{c2}$ для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения (отсека) к его высоте $L/H$ , равном		
		4 и более	1,5 и менее	
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4	
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3	
Пески пылеватые: маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2	
	насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломачные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя:	$I_L \leq 0,5$	1,25	1,0	1,1
	$0,25 \leq I_L < 0,5$	1,2	1,0	1,1
	$I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

**Примечания:**

1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, в том числе за счет усиления конструкций фундаментов подвальной части, устройства железобетонных или армокаменных поясов, разрезки сооружения на отсеки (СНиП 2.02.01-83\*, п. 2.70 б).

2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой  $\gamma_{c2} = 1$ .

3. При промежуточных значениях  $L/H$  коэффициент  $\gamma_{c2}$  определяется по интерполяции.

Таблица 11. Значения коэффициента  $\alpha$ 

$\xi = 2z/b$	Круг	Прямоугольник с соотношением сторон $n = l/b$ , равном						10
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,1	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

**Примечания:**

1. В таблице 11 обозначено:  $b$  – ширина фундамента,  $l$  – длина фундамента.
2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью  $A$ , значения  $\alpha$  принимается как для круглых фундаментов радиусом  $r = \sqrt{A/\pi}$ .
3. Для промежуточных значений  $\xi$  и  $\eta$  коэффициент  $\alpha$  определяется по интерполяции.

Таблица 12. Предельные деформации основания

Сооружения	Предельные информации основания		
	Относительная разность осадок $(\Delta_s / L)_u$	крен $i_u$	средняя $\bar{S}_u$ (в скобках – максимальная $S_{\max u}$ ) осадка, см
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
Железобетонным	0,002	-	(8)
Стальным	0,004	-	(12)
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	-	(15)
3. многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	0,005	10
крупных блоков, кирпичной кладки без армирования	0,0020	0,005	10
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0024	0,005	15
4. Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	-	0,003	40
то же, сборной конструкции	-	0,003	30

**Примечания:**

1. Предельные значения относительного прогиба (выгиба) зданий, указанных в п.3, принимаются равными  $0,5 (\Delta S/L)_u$ .
2. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, значения  $\bar{S}$  и  $\bar{S}_{\max, u}$ , допускается увеличивать на 20%.
3. Для сооружений с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.



## Список литературы

1. Ухов С.Б., Семёнов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартirosян З.Г., Чернышев С.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. М., Издательство «Высшая школа» 2002 г.
2. Ухов С.Б., Семёнов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартirosян З.Г., Чернышев С.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. М., Издательство АВС, 1994 г.
3. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. Основы теории и примеры расчёта. М., Стройиздат, 1990 г.
4. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений. Учебное пособие под редакцией Далматова Б.И. Издательство АВС. Москва – Санкт-Петербург. 1999 г.
5. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. М., Стройиздат, 1985 г.
6. СНиП 2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений. М., Госстрой России, 1995 г.
7. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. М., ГУП ЦПП, 2004 г.
8. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1986 г.
9. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. М., Стройиздат, 1985 г.
10. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. М., ГУП ЦПП, 2004 г.
11. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. М., ГУП ЦПП, 2003 г.
12. ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация. М., ИПК Издательство стандартов, 1995 г.
13. Цытович Н.А. Механика грунтов. Краткий курс. М., Высшая школа, 1983.
14. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Ленинград. Стройиздат, 1988 г.
15. Малышев М.В., Болдырев Г.Г. Механика грунтов, основания и фундаменты (в вопросах и ответах). М., Издательство АВС, 2004 г.
16. Штоль Т.М., Теличенко В.И., Феклин В.Н. Технология возведения подземной части зданий и сооружений. М., 1990 г.
17. Каталог конструктивных элементов фундаментов гражданских и административных зданий. Методические указания к выполнению курсового проекта МГСУ. М., 2003 г.