

Документ подписан простой электронной подписью

Информация о владельце:

ФИО: Локтионова Оксана Геннадьевна

Должность: проректор по учебной работе

Дата подписания: 11.03.2026 11:16:35

Уникальный программный ключ:

0b817ca911e6668abb13a5d426d39e5f1c11eabf73e943df4a4851fda56d089

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«Юго-Западный государственный университет»
(ЮЗГУ)

Кафедра промышленного и гражданского строительства

УТВЕРЖДАЮ
Проректор по учебной работе
О.Г. Локтионова
« 6 » 03 2026 г.

Проектирование фундаментов мелкого заложения

Методические указания по подготовке к практическим занятиям для
студентов направления подготовки 08.03.01 «Строительство»

Курск 2026

УДК 624.011.1

Составитель: Д.В. Ходеев

Рецензент

Кандидат технических наук, доцент *А.В. Масалов*

Проектирование фундаментов мелкого заложения: методические указания по подготовке к практическим занятиям для студентов направления подготовки 08.03.01 «Строительство» / Юго-Зап. гос. ун-т; сост. Д.В. Ходеев, Курск, 2026.- 132 с. - Библиогр.: с. 129-132.

Методические указания соответствуют Федеральному государственному образовательному стандарту по направлениям подготовки (специальности) 08.03.01.

Содержат сведения по вопросам проектирования фундаментов мелкого заложения.

Предназначены для студентов направления подготовки 08.03.01 «Строительство».

Текст печатается в авторской редакции.

Подписано в печать *6.03.26*. Формат 60x84 1/16.

Усл. печ. л. 7,73. Уч.-изд. л. 7,00.

Тираж 100 экз. Заказ *265*. Бесплатно.

Юго-Западный государственный университет.

305040, г. Курск, ул. 50 лет Октября, 94.

Содержание

1.1 АНАЛИЗ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ	6
1.2. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ	11
2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЙ РАЗРЕЗ.....	17
2. 1 Построение инженерно-геологического разреза	17
2.2 Оформление инженерно-геологических разрезов	20
2.3 Условные графические обозначения инженерно-геологических разрезов	22
3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ФУНДАМЕНТА.....	44
3.1 Определение размеров центрально-нагруженного ленточного фундамента	50
3.2 Определение размеров центрально-нагруженного столбчатого фундамента	52
3.3 Определение размеров внецентренно-нагруженного ленточного фундамента	53
3.4 Определение размеров внецентренно-нагруженного столбчатого фундамента	55
3.5 Определение размеров центрально-нагруженного ленточного фундамента графически	57
3.6 Определение размеров центрально-нагруженного столбчатого фундамента графически	61
3.7 Определение размеров внецентренно-нагруженного ленточного фундамента графически	65

3.8 Определение размеров внецентренно-нагруженного столбчатого фундамента графически	69
4. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ (дополнительно)	75
5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДОК ОСНОВАНИЯ	82
6. ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ ФУНДАМЕНТА	101
6.2.КОНСТРУКЦИИ И УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ ГИДРОИЗОЛЯЦИИ	111
7. АРМИРОВАНИЕ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА.....	123
8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРАНИЦЫ СЖИМАЕМОЙ ТОЛЩИ ПРИ ПРОВЕДЕНИИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ	126
Список литературы	131

1.1 АНАЛИЗ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

Число пластичности I_p - разность влажностей, соответствующая двум состояниям грунта: на границе текучести W_L и на границе раскатывания W_p .

Для глинистых грунтов определяется число пластичности грунта по формуле (1.1):

$$J_p = W_L - W_p, \quad (1.1)$$

где J_p - число пластичности грунта, W_L и W_p - влажность грунта на границе текучести и на границе раскатывания, %.

Показатель текучести I_L - отношение разности влажностей, соответствующих двум состояниям грунта: естественному W и на границе раскатывания W_p , к числу пластичности I_p . Для глинистых грунтов определяется показатель текучести (консистенции) (1.2):

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}. \quad (1.2)$$

где J_L - показатель консистенции, W - природная влажность грунта, % ; W_L - влажность на границе текучести, %; W_p - влажность на границе раскатывания, %.

В соответствии с табл. Б.11 ГОСТ 25100-2020 «Грунты. Классификация» по числу пластичности грунты подразделяются (см. табл. 1.1).

Таблица 1.1 – Классификация грунтов в зависимости от значения показателя пластичности

Разновидность глинистых грунтов	Число пластичности
Супесь	1-7
Суглинок	7-17
Глина	> 17

В соответствии с табл. Б.14 ГОСТ 25100-2020 «Грунты. Классификация» по показателю текучести глинистые грунты подразделяются (см. табл. 1.2).

Таблица 1.2 – Классификация грунтов в зависимости от значения показателя текучести

Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести I_L
Супесь:	
- твердая	< 0
- пластичная	0-1
-текучая	> 1
Суглинки и глины:	
- твердые	< 0
- полутвердые	0-0,25
- тугопластичные	0,25-0,50
- мягкопластичные	0,50-0,75
- текучепластичные	0,75-1,00

Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести I_L
- текучие	$> 1,00$

Для всех грунтов определяется удельный вес сухого грунта γ_d , кН/м^3 по формуле (1.3):

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+W}, \quad (1.3)$$

где γ – удельный вес грунта, кН/м^3 ;

W - влажность грунта, д. е.

Коэффициент пористости e определяется по формуле (1.4):

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}, \quad (1.4)$$

где γ_s – удельный вес частиц грунта, кН/м^3 ;

γ_d – удельный вес сухого грунта, кН/м^3 .

В соответствии с табл. Б.18 ГОСТ 25100-2020 «Грунты. Классификация» по показателю коэффициенту пористости e песчаные грунты подразделяются.

Таблица 1.3 - Классификация грунтов в зависимости от значения коэффициента водонасыщения

Разновидность песков	Коэффициент пористости e		
	Пески гравели- стые, крупные и средней крупно- сти	Пески мелкие	Пески пылева- тые
Плотный	< 0,55	< 0,60	< 0,60
Средней плот- ности	0,55-0,70	0,60-0,75	0,60-0,80
Рыхлый	> 0,70	> 0,75	> 0,80

Коэффициент водонасыщения S_r , д.е. - степень заполнения объема пор водой. Определяется по формуле (1.5):

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w}, \quad (1.5)$$

где W - природная влажность грунта, д.е.;

e - коэффициент пористости;

γ_s – удельный вес частиц грунта, кН/м³;

γ_w - удельный вес воды, принимаемая равной 10 кН/м³.

В соответствии с табл. Б.17 ГОСТ 25100-2020 «Грунты. Классификация» по показателю коэффициенту водонасыщения S_r грунты подразделяются (см. табл. 1.4).

Таблица 1.4 - Классификация грунтов в зависимости от значения коэффициента водонасыщения

Разновидность грунтов	Коэффициент водонасыщения Sr, д.е.
Малой степени водонасыщения	0-0,50
Средней степени водонасыщения	0,50-0,80
Насыщенные водой	0,80-1,00

В соответствии с табл. Б.22 ГОСТ 25100-2020 «Грунты. Классификация» по относительному содержанию органических веществ глинистые грунты и пески подразделяются (см. табл. 1.5).

Таблица 1.5 - Классификация грунтов по относительному содержанию органических веществ

Разновидность грунтов	Относительное содержание органического вещества Ir, д.е.	
	глинистые грунты	пески
Сильнозоторфованный	0,50-0,40	-
Среднезоторфованный	0,40-0,25	-
Слабозоторфованный	0,25-0,10	-
С примесью органических веществ	0,10-0,05	0,10-0,03

В соответствии с табл. Б.6 ГОСТ 25100-2020 «Грунты. Классификация» по степени водопроницаемости грунты подразделяются:

Таблица 1.6 - Классификация грунтов по степени водопроницаемости

Разновидность грунтов	Коэффициент фильтрации K_f , м/сут
Неводопроницаемый	$<0,005$
Слабоводопроницаемый	$0,005—0,30$
Водопроницаемый	$0,30—3$
Сильноводопроницаемый	$3—30$
Очень сильноводопроницаемый	>30

1.2. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ

Механические характеристики грунтов определяются по результатам как лабораторных испытаний (на компрессионных приборах одноосного сжатия, стабилOMETрах, сдвиговых компрессионных приборах), так и штамповых и прессиометрических испытаний в полевых условиях.

Часть задач по определению модуля деформации, прочностных характеристик грунтов c и φ представлена в виде данных лабораторных испытаний. Для решения их в этом случае необходимо построение графиков.

При штамповых испытаниях в полевых условиях используют формулу (1.6).

$$E = (1 - \mu_0^2) \cdot P \cdot \omega_0 \cdot \frac{b}{S}, \quad (1.6)$$

где P – давление на грунт в конце линейного участка зависимости;

S – осадка штампа;

b – ширина прямоугольного или диаметр круглого штампа.

В ГОСТе 20276-99 «Грунты. Методы полевого определения характеристик просадочности и деформируемости» приведена следующая формула (1.7).

$$E = (1 - \mu^2) \cdot k_p \cdot k_1 \cdot D \cdot \frac{\Delta P}{\Delta S}, \quad (1.7)$$

Где μ - коэффициент Пуассона, при отсутствии данных принять

$\mu = 0,27$ - для крупнообломочных грунтов;

$\mu = 0,30$ - для песков и супесей;

$\mu = 0,35$ - для суглинков;

$\mu = 0,42$ - для глин.

k_p – коэффициент, зависящий от заглубления штампа $\frac{h}{D}$, принимается по табл. 5.5 ГОСТ 20276-99, $k_p = 1$ – для испытания грунта в котлованах и шурфах;

k_1 - коэффициент формы, $k_1 = 0,79$ - для жесткого круглого штампа;

D – диаметр штампа, см;

$\Delta P = P_n - P_0$ – изменение давления;

$\Delta S = S_n - S_0$ – осадка штампа, соответствующая ΔP , см;

Для определения P_n, P_0, S_n, S_0 по данным испытаний строится график $S=f(P)$. За начальное значение P_0, S_0 принимается давление

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальное нормальное напряжение от собственного веса грунта и соответствующую этому давлению осадку. За конечные значения P_n, S_n принимаются значения давления и осадки, соответствующие 4-ой точке графика. (Если эти точки оказываются за пределами линейного участка графика, испытания переделываются заново).

Существуют и другие формулы:

формула Шлейхера:

$$E = (1 - \mu^2) \cdot \frac{\omega_0 \cdot P \cdot \sqrt{F}}{S}, \quad (1.8)$$

где $\omega_0 = 0,96$ - для круглого штампа;

$\omega_0 = 0,95$ - для квадратного штампа.

Формула НИИ Оснований:

$$E = \alpha \cdot k \cdot \frac{P}{S},$$

где $\alpha = 1$ - для шурфов;

$\alpha = 0,7$ - для скважин.

$$k = \frac{1 - \varphi^2}{\sqrt{F}} \cdot \frac{\sqrt{2\pi}}{2}.$$

Широко применяются и лабораторные методы исследования физико-механических характеристик грунта.

1. Способ компрессии в одометре.

Компрессия – одноосное сжатие образца вертикальной нагрузкой при условии отсутствия его бокового расширения.

Модуль деформации определяется:

$$E = \frac{P_{i+n} - P_i}{e_{i+n} - e_i} \cdot \beta, \quad (1.9)$$

где $\beta = 1 - \frac{2 \cdot \mu^2}{1 - \varphi}$.

2. Испытания образцов грунта на одноосное сжатие цилиндрического образца, диаметром D и высотой h , вертикальной нагрузкой, которую прикладывают ступенями, модуль деформации определяется по формуле:

$$E = \frac{P_{\text{разр}}}{3 \cdot \lambda_{z1}}, \quad (1.10)$$

Где P – нагрузка, при которой происходит разрушение образца;

$\lambda_{z1} = \frac{\Delta h}{h}$ - относительная деформация образца, соответствующая

нагрузке $P = \frac{1}{3} \cdot P_{\text{разр}}$;

$$\mu_0 = \frac{\lambda_x}{\lambda_z};$$

$\lambda_x = \frac{\Delta D}{D}$ - поперечное относительное расширение образца;

$\lambda_z = \frac{\Delta h}{h}$ - относительное сжатие образца.

λ_x и λ_z измеряются в стадии линейного деформирования образца при одной ступени нагружения.

3. При испытании в стабилометре цилиндрический образец диаметром D и высотой h разрушается вертикальным давлением σ_z при постоянном значении $\sigma_x = \sigma_y$. Для определения модуля деформации используют формулы теории упругости:

$$\lambda_x = \frac{[\sigma_x - \mu_0 \cdot (\sigma_y + \sigma_z)]}{E}; \quad (1.11)$$

$$\lambda_y = \frac{[\sigma_y - \mu_0 \cdot (\sigma_{xy} + \sigma_z)]}{E}; \quad (1.12)$$

$$\lambda_z = \frac{[\sigma_z - \mu_0 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)]}{E}. \quad (1.13)$$

$\lambda_x; \lambda_y; \lambda_z$ – относительные величины деформаций образцов грунта в продольном и поперечном назначении;

μ_0 - коэффициент Пуассона или коэффициент бокового расширения грунта:

$$\mu_0 = \frac{\theta \cdot \sigma_z - \lambda_z \cdot (2 \cdot \sigma_x + \sigma_z)}{2 \cdot \theta \cdot \sigma_x - \lambda_x \cdot (4 \cdot \sigma_x + \sigma_z)}, \quad (1.14)$$

где θ - относительная объемная деформация грунта, определяемая по объему вытесненной за счет деформации образца во время испытания:

$$\theta = \lambda_x + \lambda_y + \lambda_z, \quad (1.15)$$

или

$$\theta = \frac{\Delta V}{V}. \quad (1.16)$$

В пределах линейной зависимости между общими деформациями (продольными и объёмными) и приращением осевого давления σ_i модуль общей (линейной) деформации:

$$E = \frac{\Delta \sigma_i}{\lambda_z}. \quad (1.17)$$

Прочностные характеристики грунта определяются по двум основным уравнениям прочности:

уравнению Кулона:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + C, \quad (1.18)$$

уравнению Ренкина:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2 \cdot C \cdot \operatorname{ctg} \varphi}, \quad (1.19)$$

где τ - предельное сопротивление грунта сдвигу по некоторой

площадке;

σ - нормальное напряжение по той же площадке;

$\sigma_1; \sigma_2$ - главные напряжения.

2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЙ РАЗРЕЗ

2. 1 Построение инженерно-геологического разреза

Инженерно-геологические разрезы должны содержать информацию, необходимую и достаточную для разрешения поставленной проектной задачи и достоверно отражающую инженерно-геологические условия района (участка) строительства. На разрезах при помощи условных обозначений должны быть показаны:

горные выработки (буровые скважины, шурфы, дудки и др), их номера, консистенция грунтов в горной выработке по каждому ИГЭ, отметки устья;

места отбора проб грунта и воды;

места проведения полевых испытаний грунтов;

литологический (петрографический) состав и состояние грунтов;

геологические границы инженерно-геологических элементов, номера элементов;

уровни подземных вод;

графики статического и динамического зондирования;

данные геоэлектрических и геосейсмических разрезов, откачек и химизма вод.

Глубина освещения инженерно-геологических условий на разрезах, как правило, должна соответствовать глубинам пройденных горных выработок.

Выбор направлений разрезов должен обеспечивать наиболее

полное освещение инженерно-геологических условий строительства объекта:

- при отсутствии генерального плана проектируемого объекта и при необходимости изучения природных факторов, влияющих на проектируемые здания и сооружения, за пределами площадки разрезы должны ориентироваться вкрест простирания геологических структур нормально к гидрографическим сетям или элементам рельефа;

- при наличии генерального плана проектируемого объекта разрезы должны ориентироваться по контуру и осям фундаментов проектируемых зданий и сооружений (построение разреза через центральную часть здания, сооружения не допускается).

Разрезы строятся слева направо в направлениях от юго-запада, запада, северо-запада на северо-восток, восток, юго-восток. Разрезы меридионального направления строятся с юга на север. Угол поворота линии разреза на топографическом плане не должен превышать 90° .

Разрезам присваиваются номера, обозначаемые арабскими цифрами, например 1-1, 2-2 и т. д. Номера разрезов пишутся ниже верхней рамки чертежа, отступив от нее 1-2 см.

Разрезы с левой стороны должны ограничиваться линейным вертикальным масштабом. За величину основания линейного масштаба принимается 1 см.

Снизу разрезы следует ограничивать горизонтально расположенной колонкой с высотой каждой строки 0,5 см. На колонке слева от разреза даются наименования строк «номер скважины, отметка поверхности земли, м», «уровень подземных вод и дата замера», «расстояние, м»,

номера горных выработок пишутся над их устьями или в отдельной (обычно верхней) строке подвала.

Вертикальный масштаб разрезов должен отличаться от горизонтального не более чем в 10 раз при горизонтальном залегании и не более чем в 5 раз при наклонном залегании слоев. Соотношение вертикального и горизонтального масштабов для разрезов оползневых склонов, или склонов для которых производится расчет их устойчивости, должно быть 1:1.

Разделение толщи грунтов на инженерно-геологические элементы следует проводить в соответствии с ГОСТ. Выделенные инженерно-геологические элементы должны нумероваться арабскими цифрами, начиная с более молодых отложений.

Литологический (петрографический) состав грунтов показывается штриховыми знаками (штриховка) в соответствии с ГОСТ 21.302-96. На фоне обозначения литологического состава редкими наложенными знаками (крап) дополнительно наносятся наиболее характерные особенности грунтов (гумусированность, засоленность и др).

На разрезах на каждой выработке, вскрывшей воду, должны быть показаны глубина установления уровня, прогнозируемый наивысший уровень подземных вод.

Отметки уровней поверхностных вод на разрезах, пересекающих водотоки и водоемы, следует указывать с датой их замера. Если это требуется техническим заданием, на разрезы наносят уровни высоких вод.

Для каждого инженерно-геологического элемента в таблице, располагаемой рядом с разрезом, приводят нормативные значения

характеристик физико-механических свойств грунтов или расчетные значения этих характеристик при доверительной вероятности.

На разрезах, строящихся по осям фундаментов зданий и сооружений или пересекающих места их размещения, при необходимости показывают контуры зданий и сооружений с указанием их наименования и номеров по генплану, а также планировочные отметки.

2.2 Оформление инженерно-геологических разрезов

Разрезы следует размещать на листах, размеры которых должны приниматься по ГОСТ Р 21. Принимаемые размеры листов должны обеспечивать удобство пользования разрезами и брошюровками листов в техническом отчете, т. е. быть кратными машинописному листу формата А4, и не превышать размеры форматов А0, А4х6 (А2х3), т. е. не более 1261 мм. Обозначения и размеры сторон основных форматов должны соответствовать ГОСТ 2.301-68.

Условные обозначения к разрезам должны находиться на первом листе разрезов или на отдельном листе. На остальных листах делается ссылка на лист с условными обозначениями.

На первом листе разрезов в правом нижнем углу следует вычерчивать штамп, размеры которого и форма заполнения должны соответствовать ГОСТ Р 21.

Горные выработки показываются двумя параллельными линиями, проводимыми друг от друга на расстоянии 2 мм (скважин) и 4 мм (шурфы и дудки), а по трассам инженерных коммуникаций

соответственно 4 и 8 мм. Графики динамического и статического зондирования, геоэлектрические и геосейсмические разрезы показываются на разрезах одной линией.

Горные выработки вычерчиваются сплошными линиями, если они находятся на линии разреза, и штриховыми, если они снесены на разрез. У нижних концов линий слева показывается отметка забоя выработки, справа – глубина.

Для снесения на разрез могут быть использованы выработки, расположенные в том же геоморфологическом элементе, находящиеся в прилегающей зоне контура здания или трассы. Ширину прилегающей зоны следует принимать равной среднему расстоянию между выработками (с учетом категории сложности инженерно-геологических условий), предусмотренные таблицей 7.2 СП часть I для линейных объектов и в таблице 8.1 для объектов производственного и непроизводственного назначения (п. 7.20 и 8.3, 8.4 СП , часть I).

Места отбора образцов грунта и проб воды из горных выработок изображаются на соответствующих глубинах справа (в случае необходимости слева) от обозначения горной выработки.

Границы инженерно-геологических элементов и литологические границы наносятся линиями толщиной 0,5 мм (сплошными или штриховыми в зависимости от их обоснованности).

Положение уровня подземных вод показывается штрихпунктирной линией прогнозируемого уровня – штриховой линией толщиной 0,5 мм. На пересечениях границ с каждой выработкой слева от выработки проставляется отметка подошвы слоя, справа – глубина от устья

выработки.

Номера инженерно-геологических элементов на разрезе показываются в кружочках, а стратиграфические индексы – в рамках.

Рекомендуемый пример макета инженерно-геологического разреза приведен на рисунке 2.1.

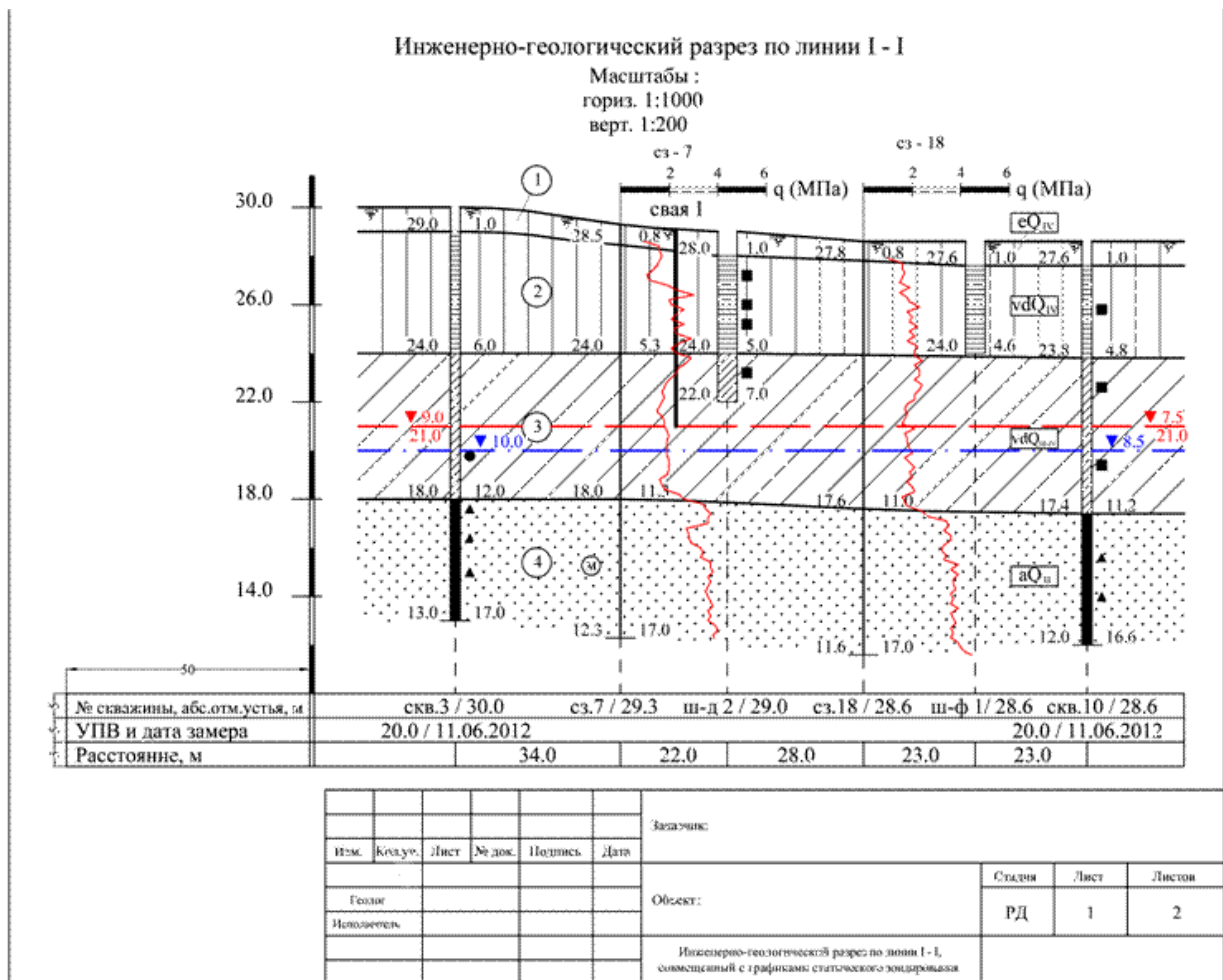
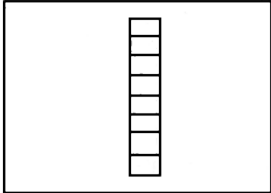
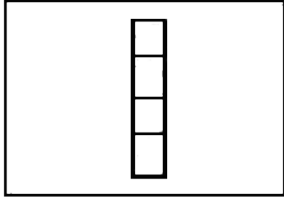


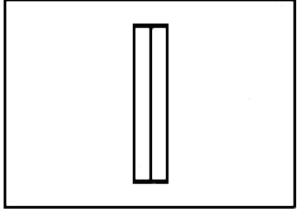
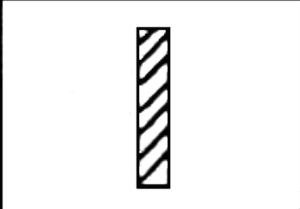
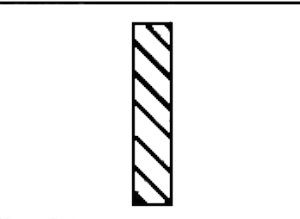
Рисунок 2.1 - Рекомендуемый пример макета инженерно-геологического разреза

2.3 Условные графические обозначения инженерно-геологических разрезов

Условные графические обозначения консистенции и степени влажности грунтов, применяемые на инженерно-геологических разрезах и колонках, приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 - Условные графические обозначения консистенции и степени влажности грунтов

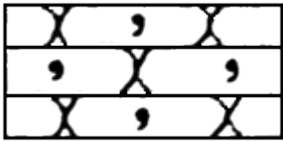
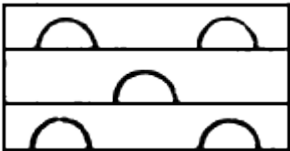
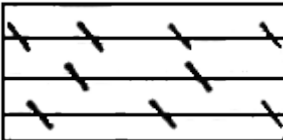

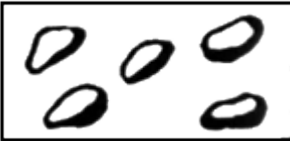
Наименование грунта	Консистенция	Степень влажности	Обозначение
Супесь, суглинок, глина	Твердая	-	
Песок	-	Маловлаж- ный	
Суглинок, глина	Полутвердая	-	

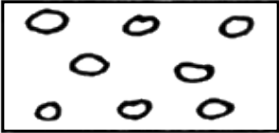
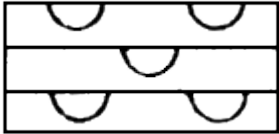
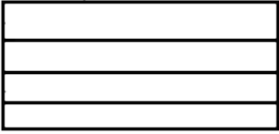

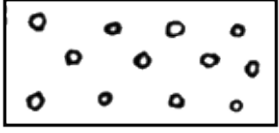

Наименование грунта	Консистенция	Степень влажности	Обозначение
То же	Тугопластичная	-	
Супесь	Пластичная	-	
Песок	-	Влажный	
Суглинок, глина	Мягкопластичная	-	
То же	Текучепластичная	-	

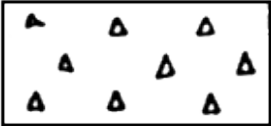
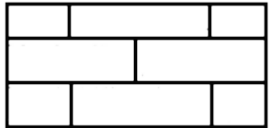




Наименование грунта	Консистенция	Степень влажности	Обозначение
"		-	
Песок	Текучая	Насыщен- ный водой	

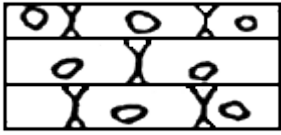
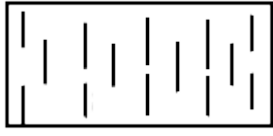
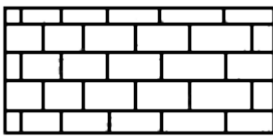
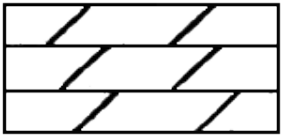
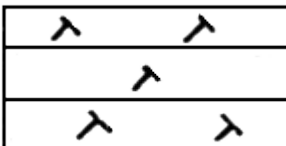
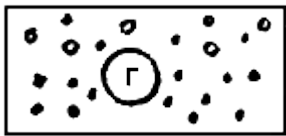
Условные графические обозначения основных видов грунтов приведены в таблице 2.2.

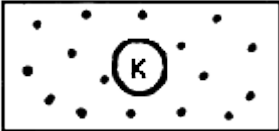
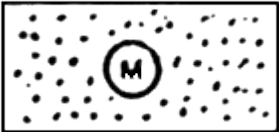
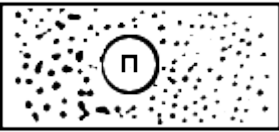
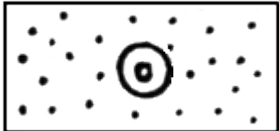
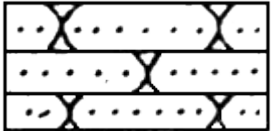

Таблица 2.2 - Условные графические обозначения основных видов грунтов





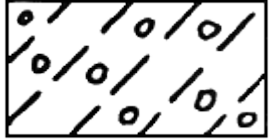
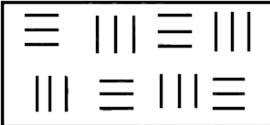
Наименование	Обозначение
1	2
Осадочные грунты	
1 Алевролит	
2 Ангидрит	
3 Аргиллит	
4 Брекчия	
5 Валуны	

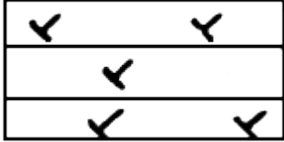
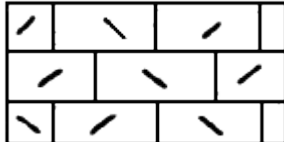
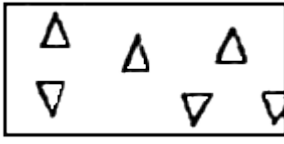

Наименование	Обозначение
1	2
6 Галька	
7 Гипс	
8 Глина	
9 Гравелит	
10 Гравий	
11 Долomit	

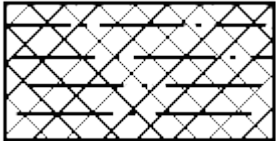
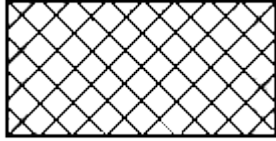
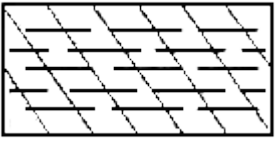
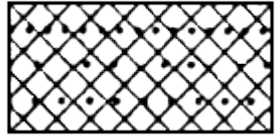
Наименование	Обозначение
1	2
12 Дресва (дресвяный грунт)	
13 Известняк	
14 Ил	
15 Каменная соль	
16 Каменный уголь	
17 Камни, глыбы	


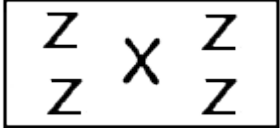
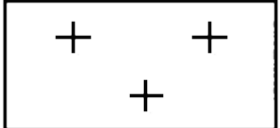
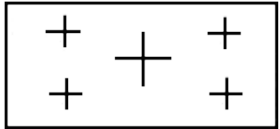

Наименование	Обозначение
1	2
18 Конгломерат	
19 Лесс (лессовидные суглинок, глина)	
20 Мел	
21 Мергель	
22 Опока	
23 Песок гравелистый	


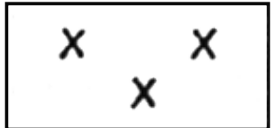
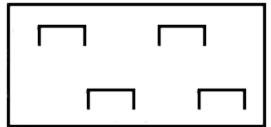
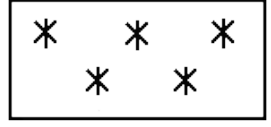
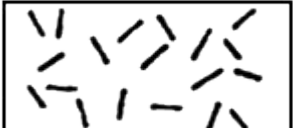
Наименование	Обозначение
1	2
24 Песок крупный	
25 Песок мелкий	
26 Песок пылеватый	
27 Песок средний	
28 Песчаник	
29 Слой почвенно-растительный	

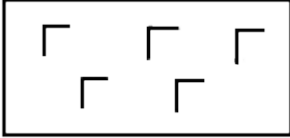
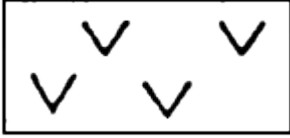
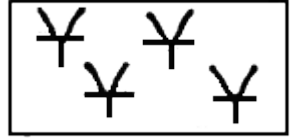

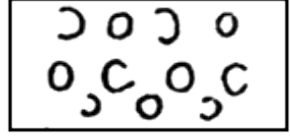
Наименование	Обозначение
1	2
30 Сапрпель	
31 Суглинок	
32 Суглинок моренный	
33 Супесь	
34 Супесь моренная	
35 Торф	

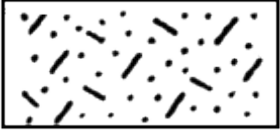
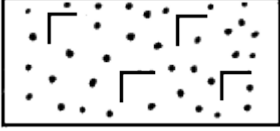


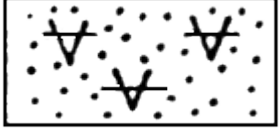

Наименование	Обозначение
1	2
36 Трепел (диатомит)	
37 Туфит известковый	
38 Щебень (щебенистый грунт)	
Искусственные грунты	
<p>1 Насыпные крупнообломочные, песчаные пылеватые и глинистые грунты, заторфованные грунты, торф; отходы производства (шлаки, золы и др.); строительные и твердые бытовые отходы</p>	

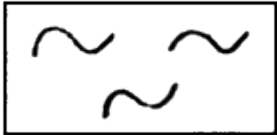
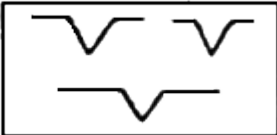
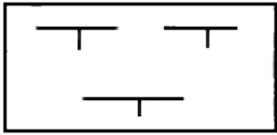
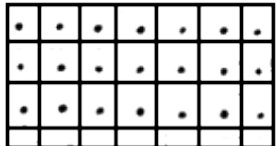

Наименование	Обозначение
1	2
<p>2 Намывные песчаные, пылеватые и глинистые грунты; отходы производства (хвосты обогатительных фабрик, шлаки, золы и пр.)</p>	
<p>3 Магматические, метаморфические и осадочные скальные грунты, закрепленные разными способами</p>	
<p>4 Пылеватые глинистые нецементированные грунты, закрепленные разными способами</p>	
<p>5 Песчаные нецементированные грунты, закрепленные разными способами</p>	


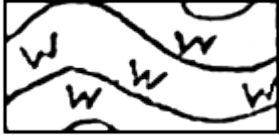

Наименование	Обозначение
1	2
6 Уплотненные в природном состоянии	
Интрузивные (глубинные) гранты	
1 Габродиорит	
2 Гранит	
3 Гранит-порфир	
4 Гранодиорит	

Наименование	Обозначение
1	2
5 Граносиенит	
6 Диорит	
7 Перидотит	
8 Сиенит	
Эффузивные (излившиеся) грунты	
1 Лава:	
а) кислого состава	

Наименование	Обозначение
1	2
б) основного состава	
в) среднего состава	
г) щелочного состава	
д) разного состава (нерасчлененная)	
2 Пемза	
3 Туф:	


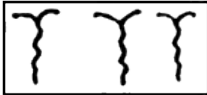

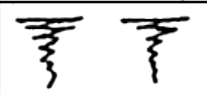
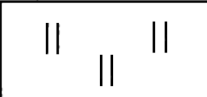
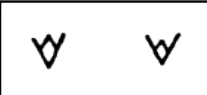
Наименование	Обозначение
1	2
а) кислого состава (липаритовый)	
б) основного состава (базальтовый)	
в) разного состава (нерасчлененный)	
г) среднего состава (андезитовый)	
д) щелочного состава	
4 Шлак	


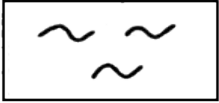


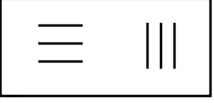

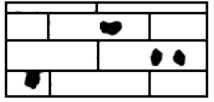
Наименование	Обозначение
1	2
Метаморфические грунты	
1 Амфиболит	
2 Гнейс	
<p>Примечание - Гнейс и гнейсовые породы обозначают в зависимости от петрографического состава материнского материала.</p>	
3 Кварцит	
4 Милонит	

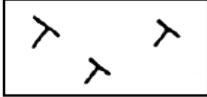

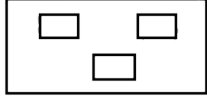
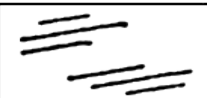
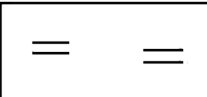
Наименование	Обозначение
1	2
5 Мрамор	
6 Роговик, яшма	
7 Сланец глинистый, филлит	

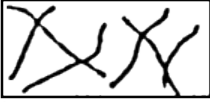

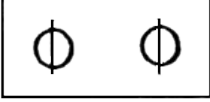
Условные графические обозначения характерных литологических особенностей грунтов, приведенные в таблице 2.3, изображают редкими знаками на фоне условных обозначений видов грунтов.

Таблица 2.3 - Условные графические обозначения характерных литологических особенностей грунтов

Наименование	Обозначение
1	2
1 Битуминозность	
2 Выветрелость	
3 Глинистость	
4 Гумусированность	
5 Доломитизация	
6 Железистость	

Наименование	Обозначение
1	2
7 Загипсованность	
8 Заиленность	
9 Закарстованность	
10 Засоленность	
11 Заторфованность	
12 Известковистость	
13 Кавернозность	

Наименование	Обозначение
1	2
14 Кремнистость	
15 Песчанистость	
16 Пиритизированность	
17 Гравелистость (примесь гравия, гальки, щебня, валунов)	
18 Рассланцованность	
19 Слюдистость	

Наименование	Обозначение
1	2
20 Трещиноватость	
21 Углистость	
22 Фосфористость	

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ФУНДАМЕНТА

В соответствии с СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» центрально нагруженные фундаменты должны удовлетворять основному условию:

среднее давление под подошвой фундамента p не должно превышать расчетное сопротивление грунта основания R :

$$p_{\text{ср.}} \leq R, \quad (3.1)$$

В соответствии с СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» внецентренно нагруженные фундаменты должны удовлетворять следующим условиям:

среднее давление под подошвой фундамента p не должно превышать расчетное сопротивление грунта основания R (3.1);

краевое давление при действии изгибающего момента вдоль каждой оси фундамента не должно превышать $1,2R$ (3.2):

$$p_{\text{max}} \leq 1,2 \cdot R, \quad (3.2)$$

эпюры давлений могут быть трапециевидные и треугольные, в том числе укороченной длины, обозначающие краевой отрыв подошвы фундамента от грунта при относительном эксцентриситете равнодействующей более $1/6$. При выполнении курсовой работы определяем ширину фундамента из условия:

$$p_{\text{min}} \geq 0, \quad (3.3)$$

Т.е. проектируем фундамент без допущения возможности отрыва.

Расчетное сопротивление грунта основания R , кПа (тс/м²)

определяется по формуле (5.7) СП 22.13330.2016:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b \gamma_{11} + M_q d_1 \gamma'_{11} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{11} + M_c c_{11}], \quad (3.4)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты, условий работы, определяемые согласно табл. 5.4 СП 22.13330.2016 (см. табл. 3.1);;

k - коэффициент, принимаемый равным: $k_1 = 1$, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и $k_1 = 1,1$,

M_γ , M_q , M_c - коэффициенты, принимаемые по табл. 5.5 СП 22.13330.2016 (см. табл. 3.2);

k_z - коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м - $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м - $k_z = z_0/b + 0,2$ (здесь $z_0 = 8$ м);

b - ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3 (тс/м^3);

γ'_{II} - то же, залегающих выше подошвы;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа (тс/м^2);

d_1 - глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{11}, \quad (3.5)$$

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

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

γ_{cf} - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³ (тс/м³);

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, при ширине подвала $B > 20$ м - $d_b = 0$).

Формулу (3.2) допускается применять при любой форме фундамента в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A , принимается $b = \sqrt{A}$.

Расчетные значения удельного веса грунтов и материала пола подвала, входящие в формулу (3.2), допускается принимать равными их нормативным значениям.

Расчетное сопротивление грунта при соответствующем обосновании может быть увеличено, если конструкция фундамента улучшает условия его совместной работы с основанием.

Для фундаментных плит с угловыми вырезами расчетное сопротивление грунта основания допускается увеличивать на 15 %.

Если $d_1 > d$ (d - глубина заложения фундамента от уровня планировки) в формуле (3.2) принимается $d_1 = d$ и $d_b = 0$.

Т а б л и ц а 3.1 - Коэффициенты работы грунта

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к 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 крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные	1,2	1,0	1,1

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H, равном	
		4 и более	1,5 и менее
с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $0,25 < I_L \leq 0,5$ Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице. При промежуточных значений L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции.

Таблица 3.2 - Коэффициенты M_γ , M_q , M_c

Угол внут- реннего трения, φ , град.	Коэффициенты			Угол внут- реннего трения, φ , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79

Угол внут- реннего трения, $\varphi_{п}$, град.	Коэффициенты			Угол внут- реннего трения, $\varphi_{п}$, град.	Коэффициенты		
	M_{γ}	M_{q}	M_{c}		M_{γ}	M_{q}	M_{c}
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Расчетное сопротивление грунта основания R , вычисленное по [формуле \(3.4\)](#), может быть повышено в 1,2 раза, если расчетные деформации основания (при давлении, равном R) не превосходят 40 % предельных значений. При этом повышенное давление не должно вызывать деформации основания свыше 50 % предельных и превышать значения давления из условия расчета оснований по несущей способности в соответствии с требованиями.

3.1 Определение размеров центрально-нагруженного ленточного фундамента

При проектировании ленточных фундаментов условно рассматривается участок длиной 1 м.п., следовательно, условие (3.1) примет вид:

$$\frac{N_{II}}{b \cdot 1 \text{ м.п.}} \leq R, \quad (3.6)$$

где N_{II} – нагрузка по второй группе предельных состояний на уровне подошвы фундамента;

$b \cdot 1$ м. п. – площадь рассматриваемого участка ленточного фундамента.

Из уравнения (3.6) выразим ширину фундамента:

$$b \geq \frac{N_{II}}{R}, \quad (3.7)$$

Сложность решения неравенства (3.5) состоит в том, что расчетное сопротивление грунта R и нагрузка N_{II} зависят от искомой ширины фундамента b . При определении ширины ленточного фундамента b используем метод последовательных приближений (метод итераций). На первом этапе определяем приближенное значение ширины фундамента b_1 из условия:

$$b_1 \geq \frac{N'_{II}}{R_0}, \quad (3.8)$$

N'_{II} - нагрузка по второй группе предельных состояний на уровне обреза фундамента;

R_0 – расчетное сопротивление грунта основания, определяемая при $b = 0$:

$$R_0 = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_q d_1 \gamma'_{11} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{11} + M_c c_{11}]. \quad (3.6)$$

Далее выполняется конструирование фундамента, определяем его вес G_ϕ как произведение объема на удельный вес железобетона:

$$G_\phi = V_\phi \cdot \gamma_{жб}, \quad (3.9)$$

Определяя вес грунта на уступах фундамента $G_{гр}$, собираем нагрузку на уровне подошвы фундамента:

$$N_{II} = N'_{II} + G_\phi + G_{гр}. \quad (3.10)$$

Вычисляем значение расчетного сопротивления грунта основания при ширине фундамента b' :

$$R = R_0 + \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b' \gamma_{11}]. \quad (3.11)$$

Выполняем проверку основного условия (3.1) в виде (3.6).

3.2 Определение размеров центрально-нагруженного столбчатого фундамента

При проектировании столбчатых фундаментов условие (3.1) примет вид:

$$\frac{N_{II}}{A} \leq R, \quad (3.12)$$

где N_{II} – нагрузка по второй группе предельных состояний на уровне подошвы фундамента;

A – площадь рассматриваемого столбчатого фундамента.

Задаемся параметром η , численно равным отношению большего размера фундамента l к меньшему b :

$$\eta = \frac{l}{b}, \quad (3.13)$$

следовательно, площадь фундамента равна $A = b^2 \cdot \eta$.

Из уравнения (3.6) выразим площадь фундамента:

$$b^2 \cdot \eta \geq \frac{N_{II}}{R}, \quad (3.14)$$

следовательно выражение для определения ширины фундамента примет вид:

$$b \geq \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta \cdot R}}. \quad (3.15)$$

Сложность решения неравенства (3.15) состоит в том, что расчетное сопротивление грунта R и нагрузка N_{II} зависят от искомой ширины фундамента b . При определении ширины столбчатого

фундамента b используем метод последовательных приближений (метод итераций). На первом этапе определяем приближенное значение ширины фундамента b_1 из условия:

$$b_1 \geq \sqrt{\frac{N_{II}'}{\eta \cdot R_0}}, \quad (3.16)$$

N'_{II} - нагрузка по второй группе предельных состояний на уровне обреза фундамента;

R_0 – расчетное сопротивление грунта основания, определяемая при $b=0$ по формуле (3.6).

Далее выполняется конструирование фундамента, определяем его вес G_ϕ , как произведение объема на удельный вес железобетона (см. 3.9).

Определяя вес грунта на уступах фундамента $G_{гр}$, собираем нагрузку на уровне подошвы фундамента (см. 3.10). Вычисляем значение расчетного сопротивления грунта основания при ширине фундамента b' (см. 3.11). Выполняем проверку основного условия (3.1).

3.3 Определение размеров внецентренно-нагруженного ленточного фундамента

При проектировании ленточных фундаментов условно рассматривается участок длиной 1 м.п., следовательно, условия (3.1), (3.2) и (3.3) примут вид (3.17), (3.18). (3.19) соответственно:

$$\frac{N_{II}}{b \cdot 1 \text{ м.п.}} \leq R, \quad (3.17)$$

$$\frac{N_{II}}{b \cdot 1 \text{ м.п.}} + \left| \frac{6 \cdot M}{b^2 \cdot 1 \text{ м.п.}} \right| \leq 1,2 \cdot R, \quad (3.18)$$

$$\frac{N_{II}}{b \cdot 1 \text{ м.п.}} - \left| \frac{6 \cdot M}{b^2} \right| \geq 0, \quad (3.19)$$

где N_{II} – нагрузка по второй группе предельных состояний на уровне подошвы фундамента;

M – момент на уровне подошвы фундамента;

$\frac{b^2 \cdot 1 \text{ м.п.}}{6}$ – момент сопротивления рассматриваемого участка ленточного фундамента;

$b \cdot 1 \text{ м.п.}$ – площадь рассматриваемого участка ленточного фундамента.

Из уравнения (3.17) выразим ширину фундамента:

$$b \geq \frac{N_{II}}{R}, \quad (3.20)$$

Сложность решения неравенства (3.5) состоит в том, что расчетное сопротивление грунта R и нагрузка N_{II} зависят от искомой ширины фундамента b . При определении ширины ленточного фундамента b используем метод последовательных приближений (метод итераций). На первом этапе определяем приближенное значение ширины фундамента b_1 из условия:

$$b_1 \geq \frac{1,2 \cdot N'_{II}}{R_0}, \quad (3.21)$$

N'_{II} – нагрузка по второй группе предельных состояний на уровне обреза фундамента;

R_0 – расчетное сопротивление грунта основания, определяемая при $b = 0$ (3.6.)

Далее выполняется конструирование фундамента, определяем

его вес G_{ϕ} как произведение объема на удельный вес железобетона (3.9).

Определяя вес грунта на уступах фундамента $G_{гр}$, собираем нагрузку на уровне подошвы фундамента N_{II} (3.10).

Вычисляем значение расчетного сопротивления грунта основания при ширине фундамента b' (3.11).

Выполняем проверку основных условий (3.1), (3.2) и (3.3) в виде (3.17), (3.18), (3.19).

3.4 Определение размеров внецентренно-нагруженного столбчатого фундамента

При проектировании столбчатых внецентренно-нагруженных фундаментов, условия (3.1), (3.2) и (3.3) примут вид (3.22), (3.23).

(3.24) соответственно:

$$\frac{N_{II}}{b \cdot h} \leq R, \quad (3.22)$$

$$\frac{N_{II}}{b \cdot h} + \left| \frac{6 \cdot M}{h^2 \cdot b} \right| \leq 1,2 \cdot R, \quad (3.23)$$

$$\frac{N_{II}}{b \cdot h} - \left| \frac{6 \cdot M}{h^2 \cdot b} \right| \geq 0, \quad (3.24)$$

где N_{II} – нагрузка по второй группе предельных состояний на уровне подошвы фундамента;

M – момент на уровне подошвы фундамента;

$\frac{h^2 \cdot b}{6}$ – момент сопротивления подошвы фундамента;

$b \cdot h$ – площадь подошвы фундамента.

Из уравнения (3.22) выразим ширину фундамента:

$$h \cdot b \geq \frac{N_{II}}{R}, \quad (3.25)$$

Сложность решения неравенства (3.25) состоит в том, что расчетное сопротивление грунта R и нагрузка N_{II} зависят от искомой ширины фундамента b . При определении ширины столбчатого фундамента b используем метод последовательных приближений (метод итераций). На первом этапе определяем приближенное значение ширины фундамента b_1 , приняв значение параметра $\eta = h/b$, из условия:

$$b_1 \geq \sqrt{\frac{1,2 \cdot N'_{II}}{\eta \cdot R_0}}, \quad (3.26)$$

N'_{II} - нагрузка по второй группе предельных состояний на уровне обреза фундамента;

R_0 – расчетное сопротивление грунта основания, определяемая при $b = 0$ (3.6.)

Далее выполняется конструирование фундамента, определяем его вес G_ϕ как произведение объема на удельный вес железобетона (3.9).

Определяя вес грунта на уступах фундамента $G_{гр}$, собираем нагрузку на уровне подошвы фундамента N_{II} (3.10).

Вычисляем значение расчетного сопротивления грунта основания при ширине фундамента b' (3.11).

Выполняем проверку основных условий (3.1), (3.2) и (3.3) в виде (3.22), (3.23), (3.24).

3.5 Определение размеров центрально-нагруженного ленточного фундамента графически

При проектировании ленточных фундаментов условно рассматривается участок длиной 1 м.п. Рассмотрим условие (3.1):

$$p_{\text{ср.}} \leq R, \quad (3.1)$$

Рассмотрим левую и правую части неравенства как функции с аргументом b .

$$p_{\text{ср.}} = \frac{N}{b}, \quad (3.27)$$

$$R = R_0 + \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b \gamma_{11}], \quad (3.28)$$

Определение ширины фундамента графическим способом заключается в построении графиков зависимости расчетного сопротивления и среднего давления от ширины подошвы (рис. 3.1).

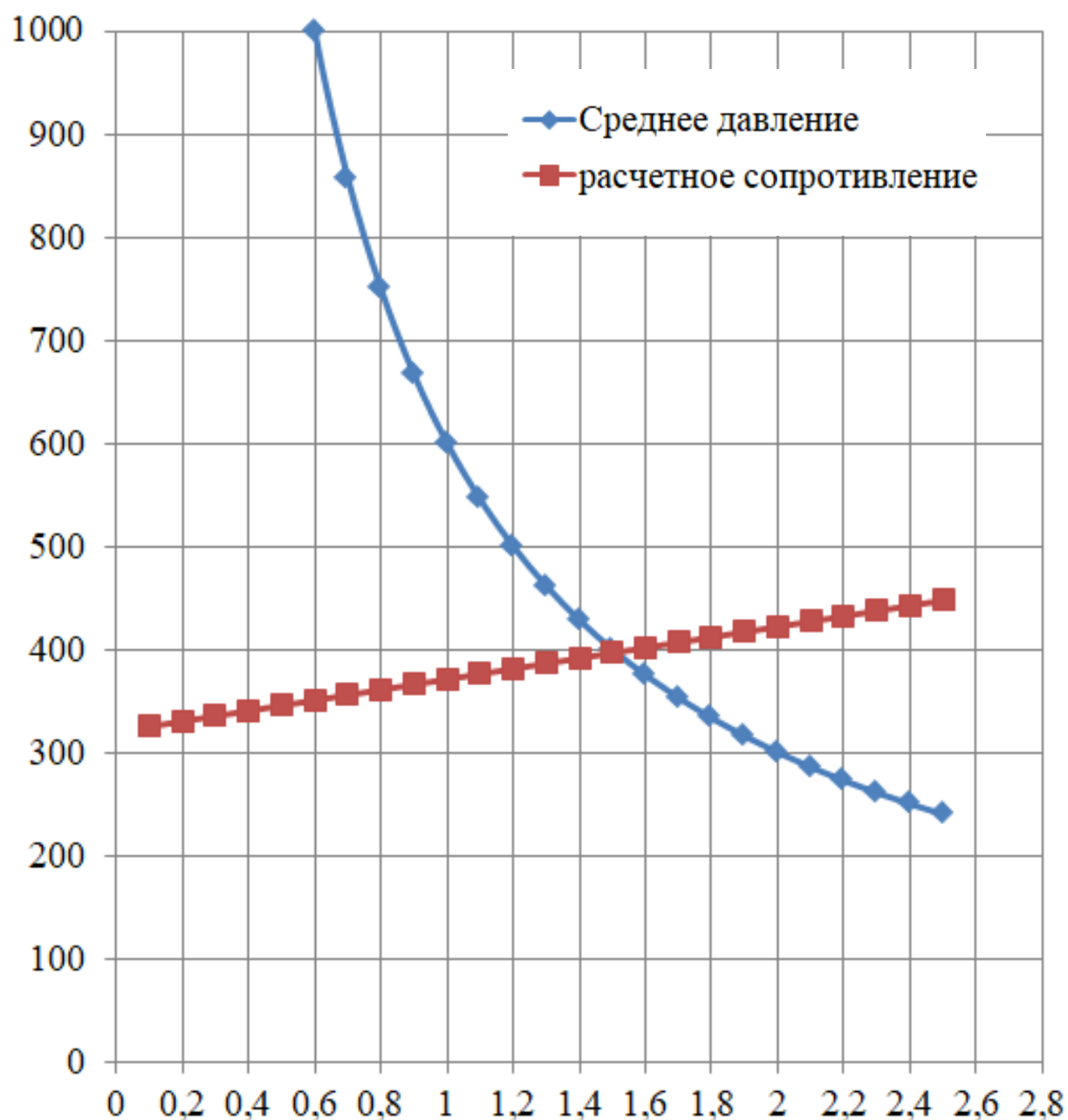


Рисунок 3.1 – Определение ширины подошвы центрально-нагруженного ленточного фундамента графическим методом

Функция зависимости среднего давления от ширины подошвы фундамента – гипербола, расчетное сопротивление линейно возрастает при увеличении b .

Значение ширины подошвы b , при котором пересеклись графики функций $p_{\text{ср.}} = f(b)$ и $R = f(b)$ является оптимальной.

Сложность определения ширины подошвы фундамента

графическим методом состоит в том, что нагрузка N_{II} зависит от искомой ширины фундамента b . При определении среднего давления под подошвой ленточного фундамента рассматриваем нагрузку на уровне обреза фундамента, т.е. выражение (3.27) принимает вид:

$$p_{\text{ср.}} = \frac{N'}{b}, \quad (3.29)$$

N'_{II} - нагрузка по второй группе предельных состояний на уровне обреза фундамента.

Далее выполняется конструирование фундамента, определяем его вес G_{ϕ} как произведение объема на удельный вес железобетона (3.9).

Определяя вес грунта на уступах фундамента $G_{\text{гр}}$, собираем нагрузку на уровне подошвы фундамента (3.10).

Выполнять проверку основного условия (3.1) можно графически. Значение среднего давления $p_{\text{ср.}}$, определенное по (3.27), на графике $p_{\text{ср.}} = f(b)$ должно находиться ниже графика $R = f(b)$ (рис. 3.2).

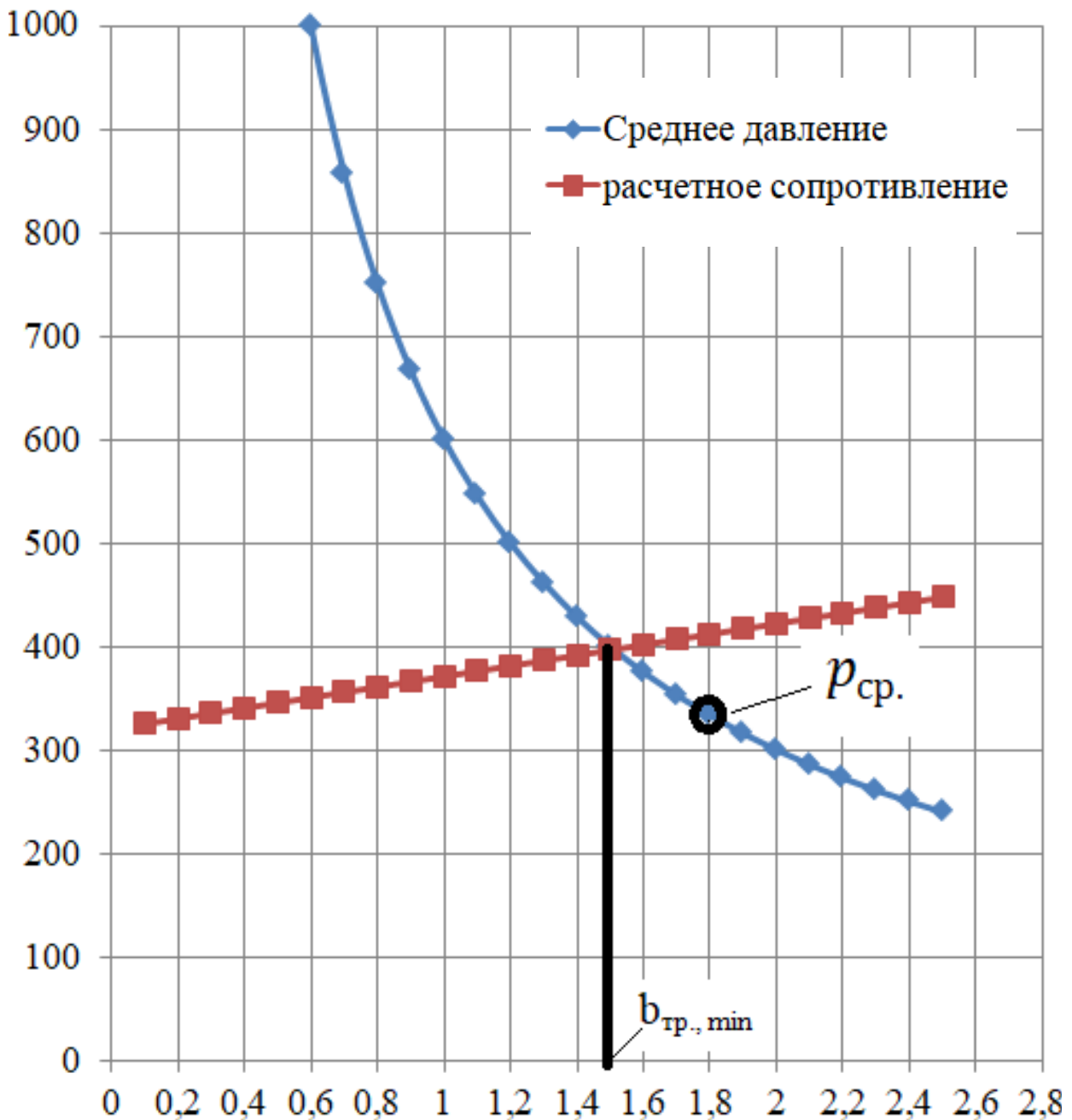


Рисунок 3.2 – Проверка основного условия центрально-нагруженного ленточного фундамента графическим методом

Определение ширины подошвы фундамента удобно выполнять в приложении Excel или аналогичных по функциональным возможностям программных комплексах. При решении задачи проектирования фундамента без применения указанных приложений

графический способ более трудоемок по сравнению с аналитическим (см. п. 3.1).

3.6 Определение размеров центрально-нагруженного столбчатого фундамента графически

Рассмотрим условие, которому должны удовлетворять центрально-нагруженные столбчатые фундаменты (3.1):

$$p_{\text{ср.}} \leq R, \quad (3.1)$$

Рассмотрим левую и правую части неравенства как функции с аргументом b .

$$p_{\text{ср.}} = \frac{N}{b \cdot h}, \quad (3.30)$$

$$R = R_0 + \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b \gamma_{11}], \quad (3.31)$$

Определение ширины фундамента графическим способом заключается в построении графиков зависимости расчетного сопротивления и среднего давления от ширины подошвы (рис. 3.3). Но перед построением графика необходимо задаться соотношением $\eta = \frac{h}{b}$, тогда выражение (3.30) примет вид:

$$p_{\text{ср.}} = \frac{N}{\eta \cdot b^2}, \quad (3.32)$$

—♦— Среднее давление

—■— расчетное сопротивление

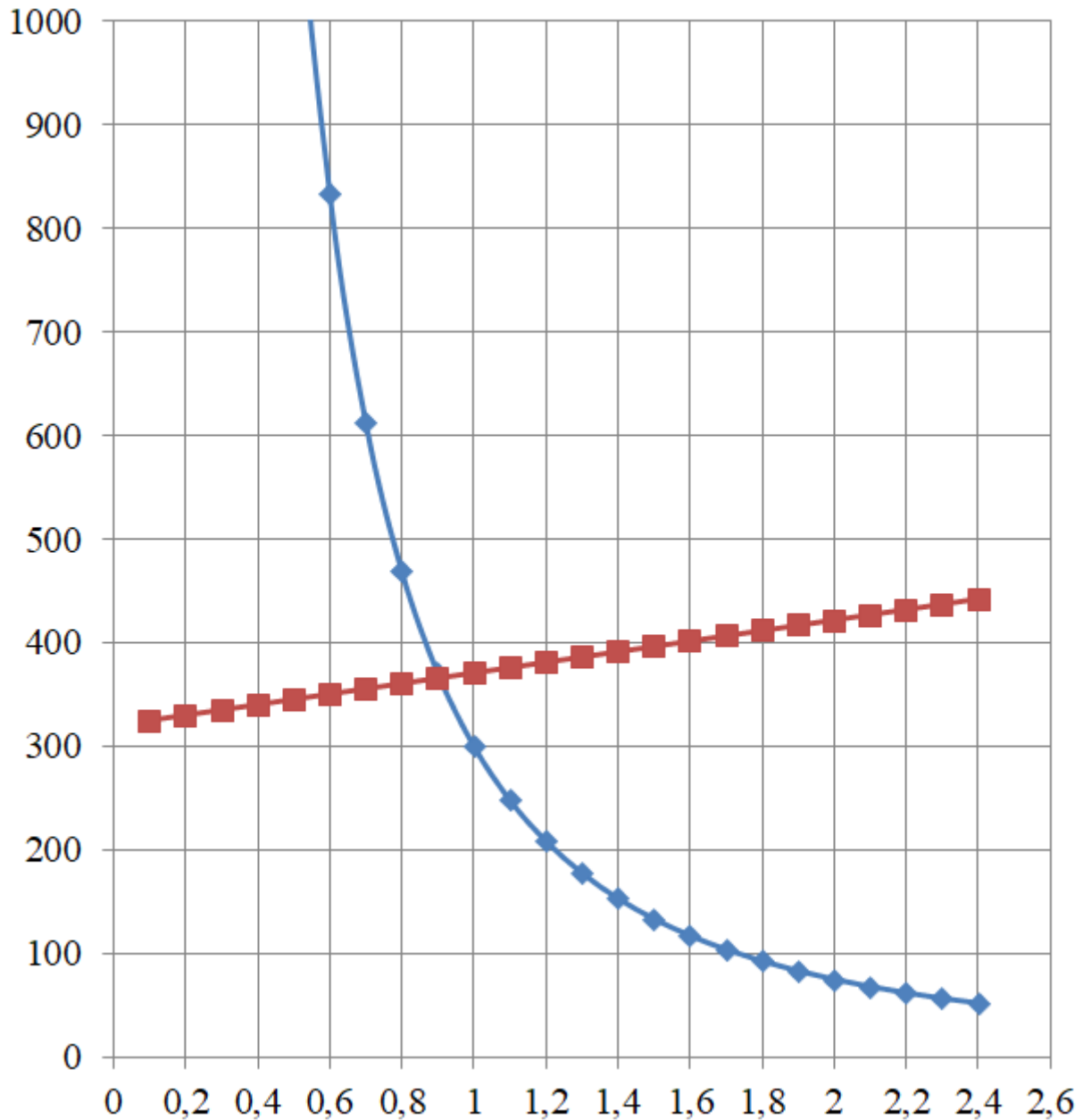


Рисунок 3.3 – Определение ширины подошвы центрально-нагруженного столбчатого фундамента графическим методом

Функция зависимости среднего давления от ширины подошвы фундамента – гипербола, при этом расчетное сопротивление линейно возрастает при увеличении b .

Значение ширины подошвы b , при котором пересеклись графики функций $p_{ср.} = f(b)$ и $R = f(b)$ является оптимальной.

Сложность определения ширины подошвы фундамента графическим методом состоит в том, что нагрузка N_{II} зависит от искомой ширины фундамента b . При определении среднего давления под подошвой столбчатого фундамента рассматриваем нагрузку на уровне его обреза, т.е. выражение (3.32) принимает вид:

$$p_{\text{ср.}} = \frac{N'}{\eta \cdot b^2}, \quad (3.33)$$

N'_{II} - нагрузка по второй группе предельных состояний на уровне обреза фундамента.

Далее выполняется конструирование фундамента, определяем его вес $G_{\text{ф}}$ как произведение объема на удельный вес железобетона (3.9).

Определяя вес грунта на уступах фундамента $G_{\text{гр}}$, собираем нагрузку на уровне подошвы фундамента (3.10).

Выполнять проверку основного условия (3.1) можно графически. Значение среднего давления $p_{\text{ср.}}$, определенное по (3.32), на графике $p_{\text{ср.}} = f(b)$ должно находиться ниже графика $R = f(b)$ (рис. 3.4).

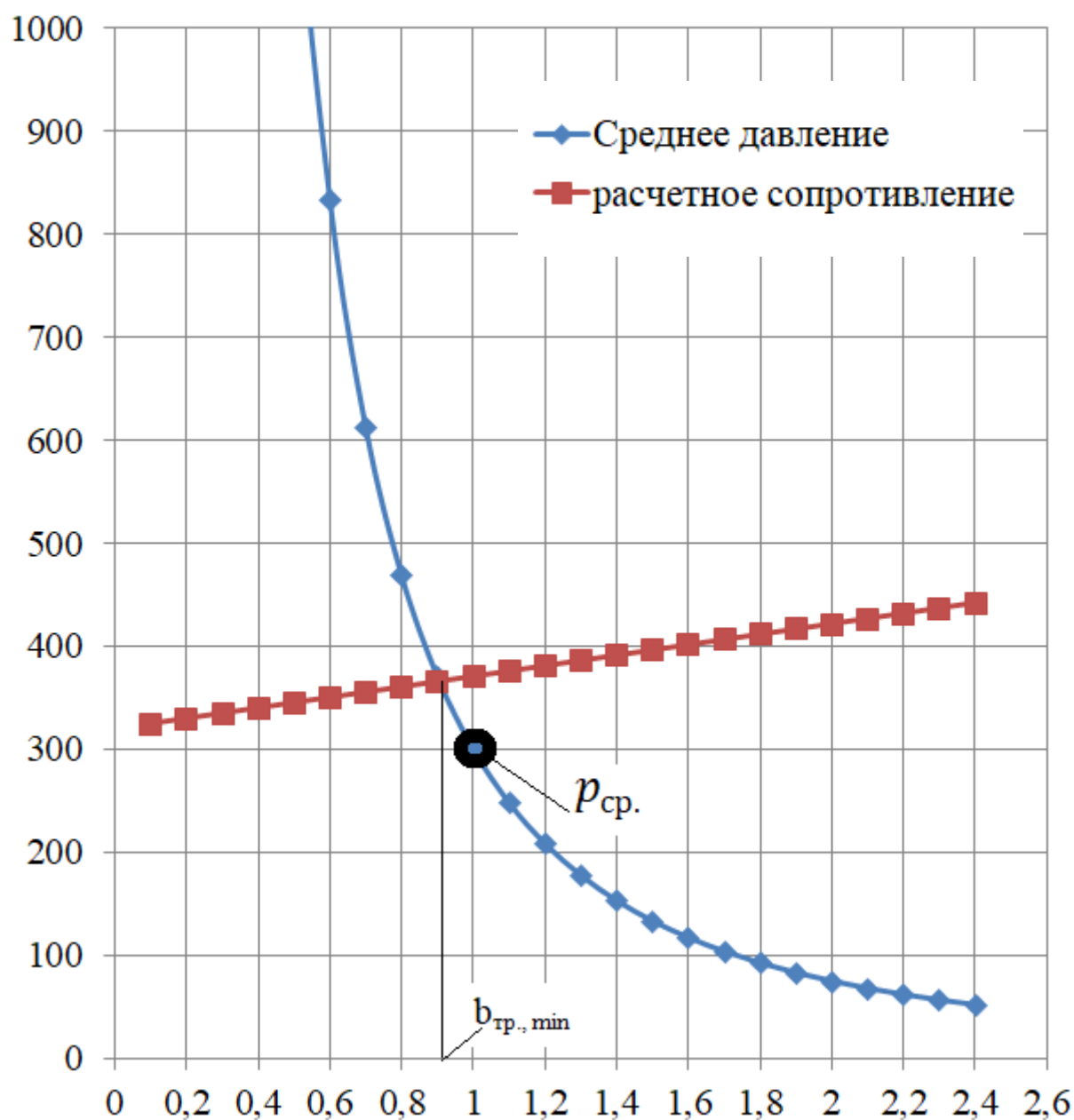


Рисунок 3.4 – Проверка основного условия центрально-нагруженного столбчатого фундамента графическим методом

Определение ширины подошвы фундамента удобно выполнять в приложении Excel или аналогичных по функциональным возможностям программных комплексах. При решении задачи проектирования фундамента без применения указанных приложений графический способ более трудоемок по сравнению с аналитическим (см. п.

3.2).

3.7 Определение размеров внецентренно-нагруженного ленточного фундамента графически

При проектировании ленточных фундаментов условно рассматривается участок длиной 1 м.п. Рассмотрим условие (3.1):

$$p_{\text{ср.}} \leq R, \quad (3.1)$$

$$p_{\text{max}} \leq 1,2 \cdot R, \quad (3.2)$$

$$p_{\text{min}} \geq 0, \quad (3.3)$$

Рассмотрим левую и правую части неравенств (3.1), (3.2) и (3.3) как функции с аргументом b .

$$p_{\text{ср.}} = \frac{N}{b}, \quad (3.34)$$

$$R = R_0 + \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b \gamma_{11}], \quad (3.35)$$

$$p_{\text{max}} = \frac{N}{b} + \left| \frac{6 \cdot M}{b^2} \right|, \quad (3.36)$$

$$p_{\text{min}} = \frac{N}{b} - \left| \frac{6 \cdot M}{b^2} \right|. \quad (3.37)$$

Определение ширины фундамента графическим способом заключается в построении графиков зависимости расчетного сопротивления, среднего, максимального и минимального давления от ширины подошвы (рис. 3.5).

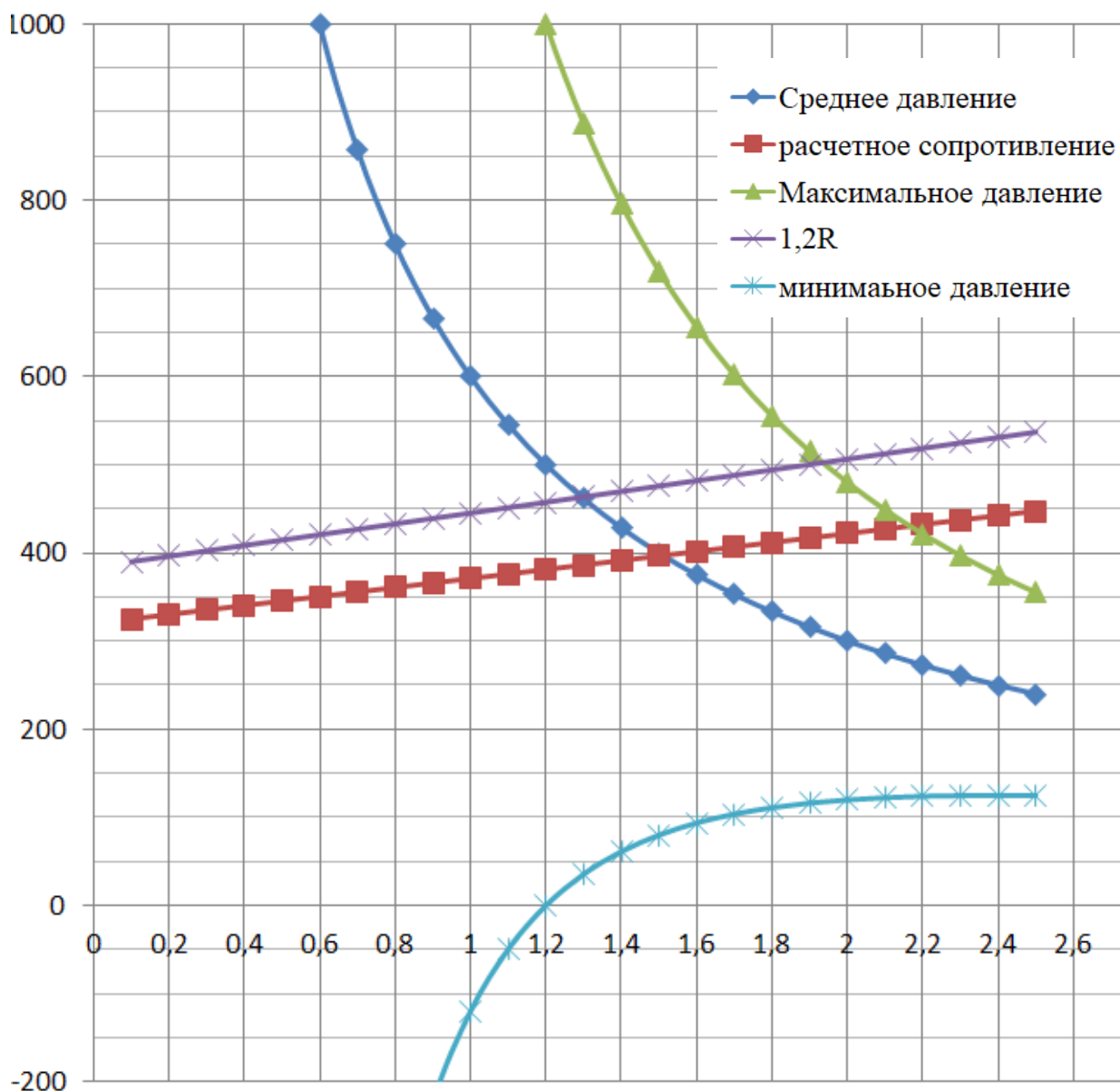


Рисунок 3.5 – Определение ширины подошвы внецентренно-нагруженного ленточного фундамента графическим методом

Функция зависимости среднего, максимального и минимального давлений от ширины подошвы фундамента – гипербола, расчетное сопротивление линейно возрастает при увеличении b . Определяем три значения ширины подошвы внецентренно-нагруженного ленточного фундамента: b , при котором пересеклись графики функций $p_{ср.} = f(b)$ и $R = f(b)$, ширину, при которой пересеклись

графики функций $p_{max} = f(b)$ и $1,2 \cdot R = f(b)$ и b , при котором функция $p_{min} = f(b)$ пересекла ось абсцисс. Большее из трех полученных значений является требуемым для обеспечения прочности фундамента по второй группе предельных состояний.

Сложность определения ширины подошвы фундамента графическим методом состоит в том, что нагрузка N_{II} зависит от искомой ширины фундамента b . При определении среднего давления под подошвой ленточного фундамента рассматриваем нагрузку на уровне обреза фундамента, т.е. выражения (3.34), (3.36), (3.37) примут вид (3.38), (3.39) и (3.40) соответственно:

$$p_{ср.} = \frac{N'}{b}, \quad (3.38)$$

$$p_{max} = \frac{N'}{b} + \left| \frac{6 \cdot M}{b^2} \right|, \quad (3.39)$$

$$p_{min} = \frac{N'}{b} - \left| \frac{6 \cdot M}{b^2} \right|. \quad (3.40)$$

N'_{II} - нагрузка по второй группе предельных состояний на уровне обреза фундамента.

Далее выполняется конструирование фундамента, определяем его вес G_{ϕ} как произведение объема на удельный вес железобетона (3.9).

Определяя вес грунта на уступах фундамента $G_{гр}$, собираем нагрузку на уровне подошвы фундамента (3.10).

Выполнять проверку условий прочности фундамента по второй группе предельных состояний (3.1), (3.2), (3.3) можно графически. Значение среднего давления $p_{ср.}$, определенное по (3.34), на графике $p_{ср.} = f(b)$ должно находиться ниже графика $R = f(b)$ (рис. 3.6). При

этом p_{max} , определенное по (3.36), на графике $p_{max} = f(b)$ должно находиться ниже графика $1,2 \cdot R = f(b)$ (рис. 3.6).

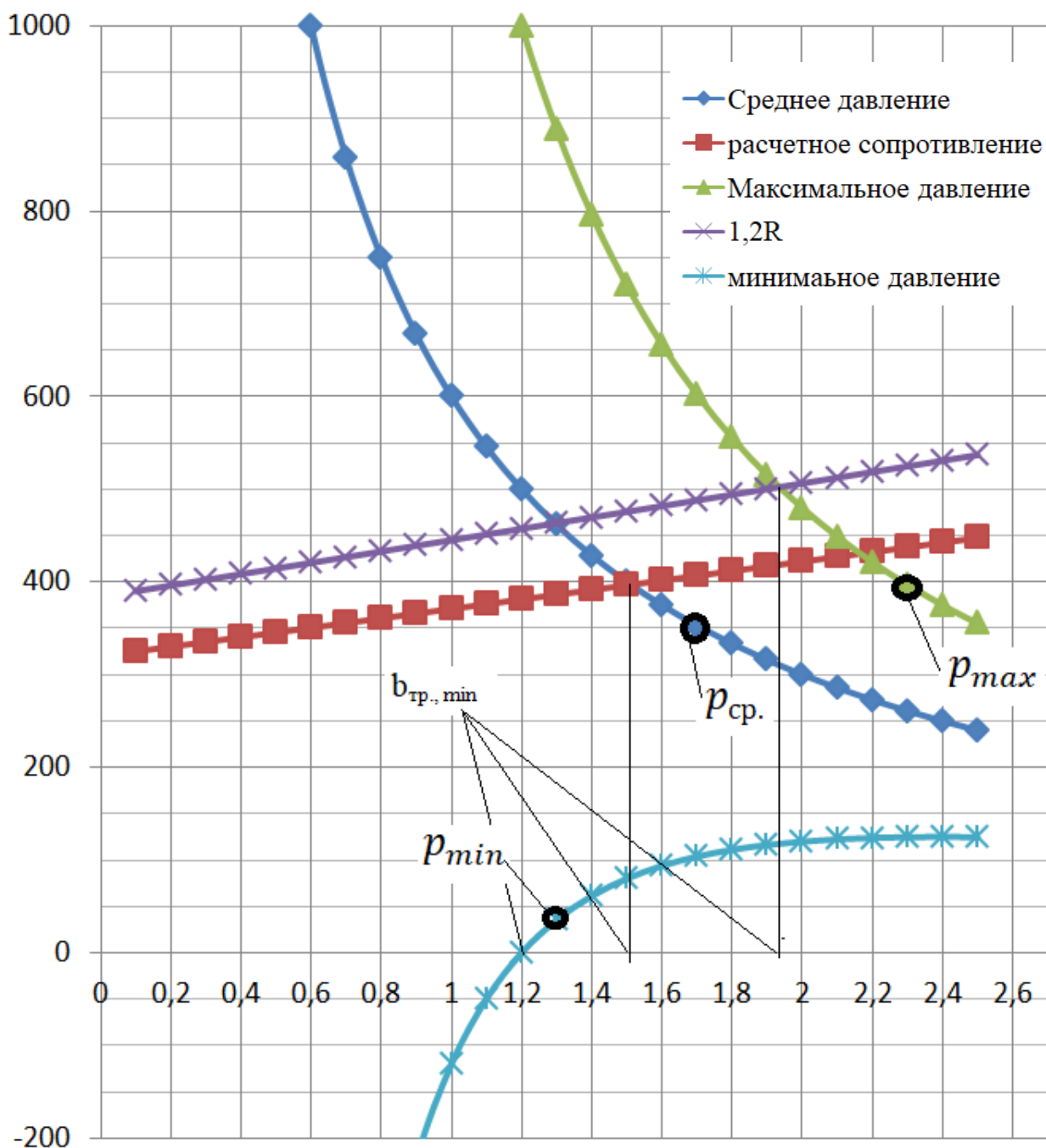


Рисунок 3.6 – Проверка основного условия внецентренно-нагруженного ленточного фундамента графическим методом

Определение ширины подошвы фундамента удобно выполнять в приложении Excel или аналогичных по функциональным возможностям программных комплексах. При решении задачи проектирования фундамента без применения указанных приложений графический способ более трудоемок по сравнению с аналитическим (см. п. 3.3).

3.8 Определение размеров внецентренно-нагруженного столбчатого фундамента графически

При проектировании столбчатых фундамента условно рассматривается участок длиной 1 м.п. Рассмотрим условие (3.1):

$$p_{\text{ср.}} \leq R, \quad (3.1)$$

$$p_{\text{max}} \leq 1,2 \cdot R, \quad (3.2)$$

$$p_{\text{min}} \geq 0, \quad (3.3)$$

Рассмотрим левую и правую части неравенств (3.1), (3.2) и (3.3) как функции с аргументом b .

$$p_{\text{ср.}} = \frac{N}{h \cdot b}, \quad (3.41)$$

$$R = R_0 + \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b \gamma_{11}], \quad (3.42)$$

$$p_{\text{max}} = \frac{N}{h \cdot b} + \left| \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} \right|, \quad (3.43)$$

$$p_{\text{min}} = \frac{N}{h \cdot b} - \left| \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} \right|. \quad (3.44)$$

Определение ширины фундамента графическим способом заключается в построении графиков зависимости расчетного сопротивления, среднего, максимального и минимального давления от ширины подошвы (рис. 3.7). Но перед построением графиков

необходимо задаться соотношением $\eta = \frac{h}{b}$, тогда выражения (3.41), (3.43), (3.44) примут вид:

$$p_{\text{ср.}} = \frac{N}{\eta \cdot b^2}, \quad (3.45)$$

$$p_{\text{max}} = \frac{N}{\eta \cdot b^2} + \left| \frac{6 \cdot M}{\eta^2 \cdot b^3} \right|, \quad (3.46)$$

$$p_{\text{min}} = \frac{N}{\eta \cdot b^2} - \left| \frac{6 \cdot M}{\eta^2 \cdot b^3} \right|. \quad (3.47)$$

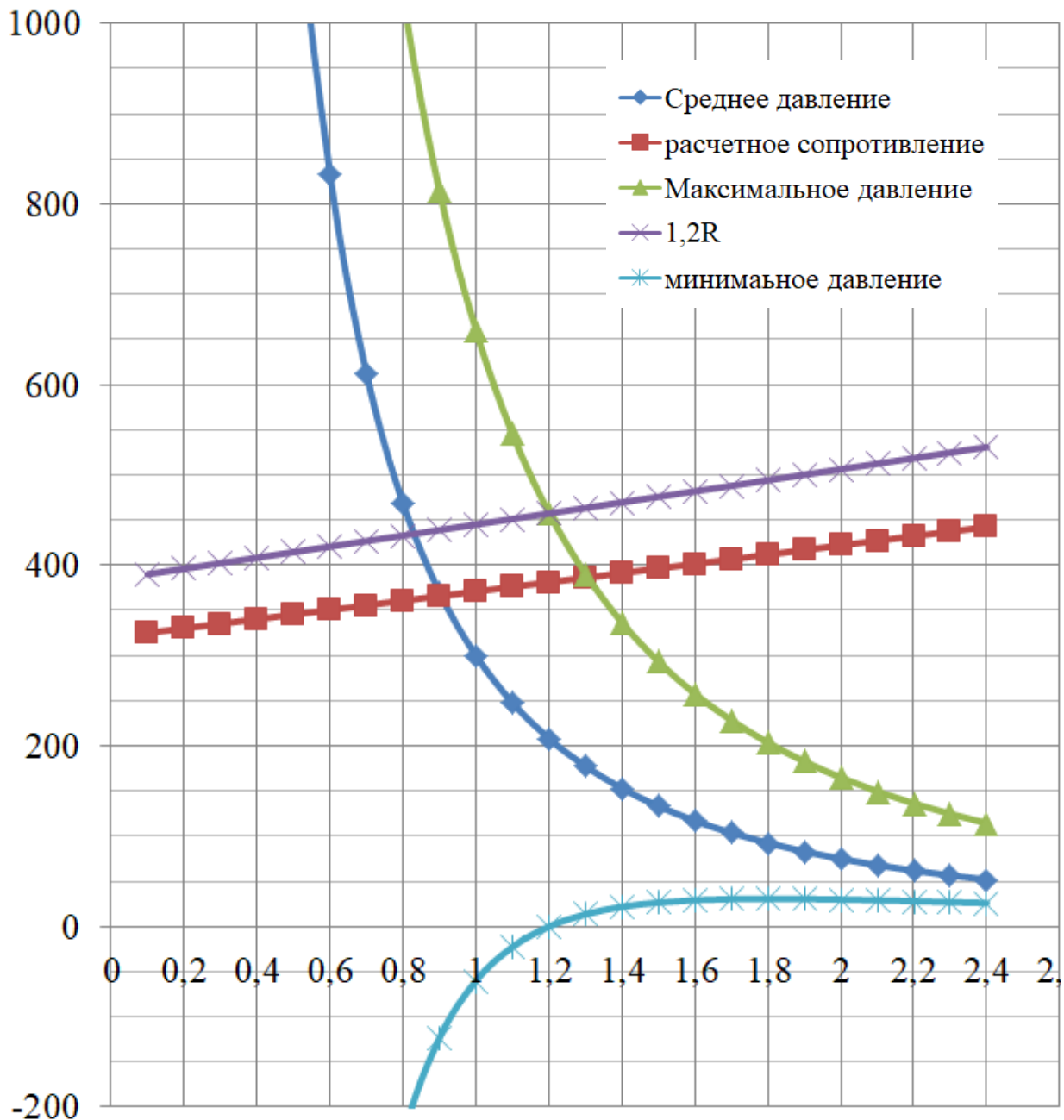


Рисунок 3.7 – Определение ширины подошвы внецентренно-нагруженного столбчатого фундамента графическим методом

Функция зависимости среднего, максимального и минимального давлений от ширины подошвы фундамента – гипербола, расчетное сопротивление линейно возрастает при увеличении b . Определяем три значения ширины подошвы внецентренно-нагруженного

столбчатого фундамента: b , при котором пересеклись графики функций $p_{cp.} = f(b)$ и $R = f(b)$, ширину, при которой пересеклись графики функций $p_{max} = f(b)$ и $1,2 \cdot R = f(b)$ и b , при котором график функции $p_{min} = f(b)$ пересек ось абсцисс. Большее из трех полученных значений является требуемым для обеспечения прочности фундамента по второй группе предельных состояний.

Сложность определения ширины подошвы фундамента графическим методом состоит в том, что нагрузка N_{II} зависит от искомой ширины фундамента b . При определении среднего давления под подошвой ленточного фундамента рассматриваем нагрузку на уровне обреза фундамента, т.е. выражения (3.45), (3.46), (3.47) примут вид (3.48), (3.49) и (3.50) соответственно:

$$p_{cp.} = \frac{N'}{\eta \cdot b^2}, \quad (3.45)$$

$$p_{max} = \frac{N'}{\eta \cdot b^2} + \left| \frac{6 \cdot M}{\eta^2 \cdot b^3} \right|, \quad (3.46)$$

$$p_{min} = \frac{N'}{\eta \cdot b^2} - \left| \frac{6 \cdot M}{\eta^2 \cdot b^3} \right|. \quad (3.47)$$

$b_{тр.,min}$

N'_{II} - нагрузка по второй группе предельных состояний на уровне обреза фундамента.

Далее выполняется конструирование фундамента, определяем его вес $G_{ф}$ как произведение объема на удельный вес железобетона (3.9).

Определяя вес грунта на уступах фундамента $G_{гр}$, собираем нагрузку на уровне подошвы фундамента (3.10).

Выполнять проверку условий прочности фундамента по второй

группе предельных состояний (3.1), (3.2), (3.3) можно графически. Значение среднего давления $p_{ср.}$, определенное по (3.41), на графике $p_{ср.} = f(b)$ должно находиться ниже графика $R = f(b)$ (рис. 3.6). При этом $p_{max.}$, определенное по (3.43), на графике $p_{max} = f(b)$ должно находиться ниже графика $1,2 \cdot R = f(b)$ (рис. 3.6).

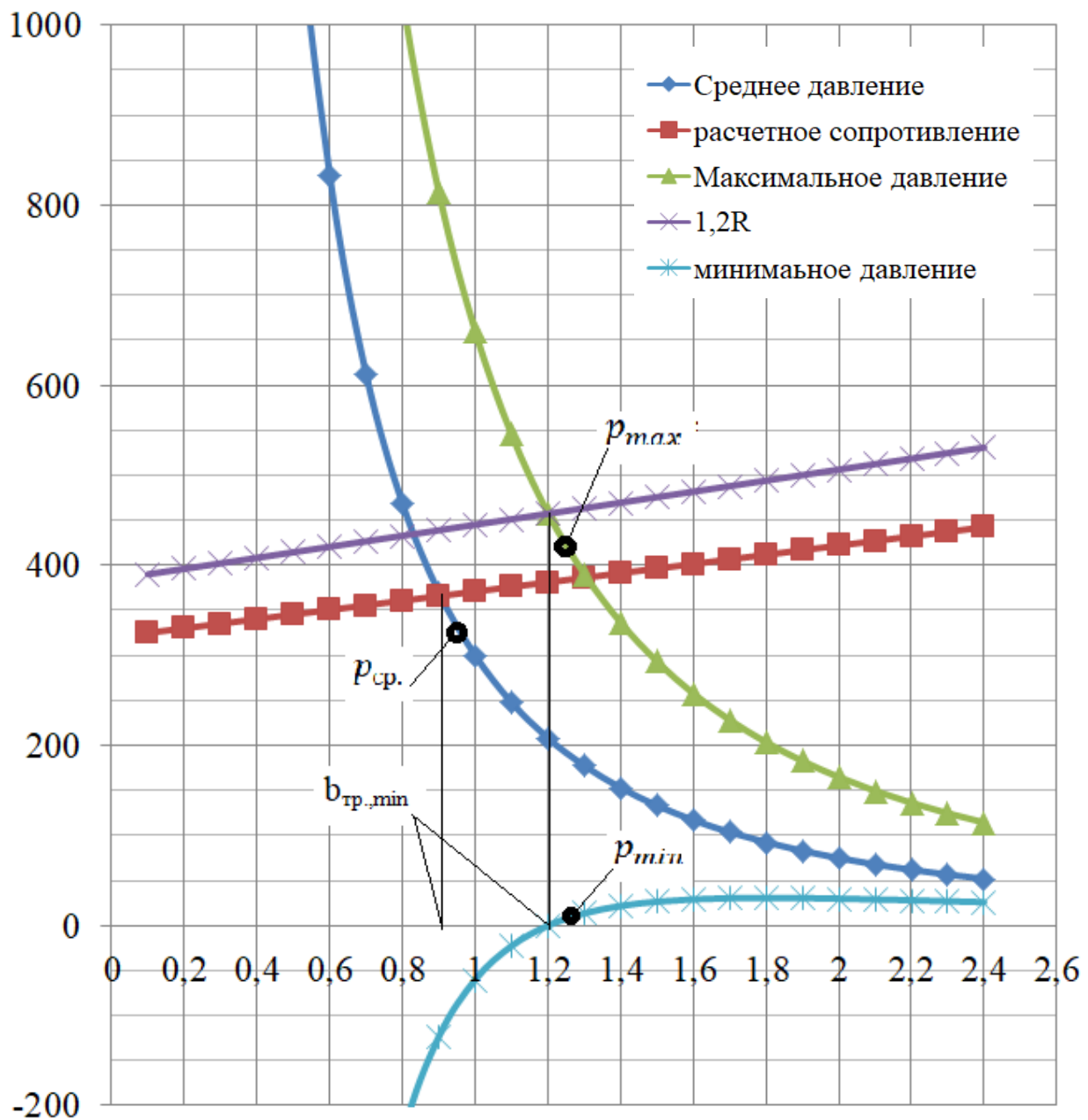


Рисунок 3.8 – Проверка основного условия внецентренно-

нагруженного столбчатого фундамента графическим методом

Определение ширины подошвы фундамента удобно выполнять в приложении Excel или аналогичных по функциональным возможностям программных комплексах. При решении задачи проектирования фундамента без применения указанных приложений графический способ более трудоемок по сравнению с аналитическим (см. п. 3.4).

4. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ (дополнительно)

Проверку оснований по несущей способности следует проводить в случаях, если:

а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций, углубление подвалов реконструируемых сооружений и т.п.), в том числе сейсмические;

б) сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;

в) сооружение расположено вблизи котлована или подземной выработки;

г) основание сложено дисперсными грунтами;

д) основание сложено скальными грунтами;

е) сооружение относится к геотехнической категории 3;

ж) увеличивается нагрузка на основание при реконструкции сооружений.

Расчет оснований по несущей способности производится исходя из условия

$$F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (4.1)$$

где F - расчетная нагрузка на основание, определяемая по указаниям;

F_u - сила предельного сопротивления основания;

γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый:

для песков, кроме пылеватых $\gamma_c = 1,0$

для песков пылеватых, а также пылевато-глинистых грунтов

в стабилизированном состоянии $\gamma_c = 0,9$

для пылевато-глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии $\gamma_c = 0,85$

для скальных грунтов:

невыветрелых и слабыветрелых $\gamma_c = 1,0$

выветрелых $\gamma_c = 0,9$

сильновыветрелых $\gamma_c = 0,8$

γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для зданий и сооружений I, II и III классов.

$$b' = b - 2e_b; l' = l - 2e_l, \quad (4.2)$$

здесь e_b и e_l - соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок в направлении поперечной и продольной осей фундамента, м.

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления N_u основания, сложенного нескальными грунтами в стабилизированном состоянии, допускается определять по [формуле \(4.1\)](#), если фундамент имеет плоскую подошву и грунты основания ниже подошвы однородны до глубины не менее ее ширины, а в случае различной вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента интенсивность большей из них не превышает $0,5R$ (R - расчетное сопротивление грунта основания, определяемое в соответствии с п.3:

$$N_u = b'l'(N_q\xi_\gamma b'\gamma_1 + N_q\xi_q\gamma_1'd + N_c\xi_c c_1), \quad (4.3)$$

где b' и l' - обозначения те же, что в формуле (5.2), причем символом b обозначена сторона фундамента, в направлении которой предполагается потеря устойчивости основания;

N_γ, N_q, N_c - безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по табл.5.1 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта φ_1 и угла наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки на основание F в уровне подошвы фундамента;

γ_1 и γ'_1 - расчетные значения удельного веса грунтов, кН/м^3 (тс/м^3), находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяются с учетом взвешивающего действия воды);

c_1 - расчетное значение удельного сцепления грунта, кПа (тс/м^2);

d - глубина заложения фундамента, м (в случае неодинаковой вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента принимается значение d , соответствующее наименьшей пригрузке, например, со стороны подвала);

ξ_γ, ξ_q, ξ_c - коэффициенты формы фундамента, определяемые по формулам:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta; \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \xi_c = 1 + 0,3/\eta, \quad (4.4)$$

здесь $\eta = l/b$;

l и b - соответственно длина и ширина подошвы фундамента, принимаемые в случае внецентренного приложения равнодействующей нагрузки равными приведенным

значениям , определяемым по формулам (4.2).

Если $\eta = l/b < 1$, в формулах (4.3) следует принимать $\eta = 1$.

Угол наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки на основание определяется из условия

$$\operatorname{tg} \delta = F_h/F_v, \quad (4.5)$$

где F_h и F_v - соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие внешней нагрузки на основание F в уровне подошвы фундамента.

Расчет по формуле (4.3) допускается выполнять, если соблюдается условие

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_1. \quad (4.6)$$

При использовании формулы (5.6) в случае неодинаковой пригрузки с разных сторон фундамента в составе горизонтальных нагрузок следует учитывать активное давление грунта.

Если условие (4.6) не выполняется, следует производить расчет фундамента на сдвиг по подошве (табл. 4.1).

Т а б л и ц а 4.1 - Коэффициенты N_γ , N_q , N_c

Угол внутрен- него грунта φ , град	Обо- значе- ние коэф- фици- ентов	Коэффициенты несущей способности N_γ , N_q , N_c при углах наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ , град, равных										
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	
0	N_γ	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	N_q	1,00										
	N_c	5,14										
5	N_γ	0,20	$\left\{ \begin{matrix} 0,05 \\ 1,26 \\ 2,93 \end{matrix} \right\}$	$\delta' =$ 4,9	-	-	-	-	-	-	-	
	N_q	1,57										
	N_c	6,49										
10	N_γ	0,60	0,42	$\left\{ \begin{matrix} 0,1 \\ 1,6 \\ 3,3 \end{matrix} \right\}$	$\delta' =$ 9,8	-	-	-	-	-	-	
	N_q	2,47	2,16									
	N_c	8,34	6,57									
15	N_γ	1,35	1,02	0,61	$\left\{ \begin{matrix} 0,2 \\ 2,0 \\ 3,9 \end{matrix} \right\}$	$\delta' =$ 14,5	-	-	-	-	-	
	N_q	3,94	3,45	2,84								
	N_c	10,98	9,13	6,88								
20	N_γ	2,88	2,18	1,47	0,82	$\left\{ \begin{matrix} 0,3 \\ 2,6 \\ 4,6 \end{matrix} \right\}$	$\delta' =$ 18,9	-	-	-	-	
	N_q	6,40	5,56	4,64	3,64							
	N_c	14,84	12,53	10,0	7,26							
25	N_γ	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	$\delta' =$ 22,9	-	-	-		
	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58						

Угол внутрен- него грунта φ , град	Обо- значе- ние коэф- фици- ентов	Коэффициенты несущей способности N_γ , N_q , N_c при углах наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ , град, равных										
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	
	N_c	20,72	17,53	14,2 6	10,9 9	7,68	{0,5 3,6 5,5}					
30	N_γ	12,39	9,43	6,72	4,44	2,63	1,29	{0,9 4,9 6,8}	$\delta' =$	-	-	
	N_q	18,40	15,63	12,9 4	10,3 7	7,96	5,67		26, 5			
	N_c	30,14	25,34	20,6 8	16,2 3	12,0 5	8,09					
35	N_γ	27,50	20,58	14,6 3	9,79	6,08	3,38	{1,6 7,0 8,6}	$\delta' =$	-	-	
	N_q	33,30	27,86	22,7 7	18,1 2	13,9 4	10,2 4		29, 8			
	N_c	46,12	38,36	31,0 9	24,4 5	18,4 8	13,1 9					
40	N_γ	66,01	48,30	33,8 4	22,5 6	14,1 8	8,26	4,30	{2,7 10, 11,}	$\delta' =$	-	
	N_q	64,19	52,71	42,3 7	33,2 6	25,3 9	18,7 0	13,1 1		32, 7		
	N_c	75,31	61,63	49,3 1	38,4 5	29,0 7	21,1 0	14,4 3				

Угол внутрен- него грунта φ , град	Обо- значе- ние коэф- фици- ентов	Коэффициенты несущей способности N_γ, N_q, N_c при углах наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ , град, равных									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
45	N_γ	177,61	126,09	86,2	56,5	32,2	20,7	11,2	5,4	$\left. \begin{matrix} 5, \\ 16 \\ 15 \end{matrix} \right\} \delta' =$	$\left. \begin{matrix} 35, \\ 2 \end{matrix} \right\}$
	N_q	134,87	108,24	85,1	65,5	49,2	35,9	25,2	16,		
	N_c	133,87	107,23	84,1	64,5	48,2	34,9	24,2	15,		
				0	0	6	3	6	5		
				6	8	6	3	4	42		
				6	8	6	3	4	82		

Примечания: 1. При промежуточных значениях φ и δ коэффициенты N_γ, N_q, N_c допускается определять по интерполяции.

2. В фигурных скобках приведены значения коэффициентов несущей способности, соответствующие предельному значению угла наклона нагрузки δ' , исходя из условия (5.6).

5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДОК ОСНОВАНИЯ

Расчет оснований по деформациям проводят исходя из условия

$$S \leq S_u, \quad (5.1)$$

где S - осадка основания фундамента (совместная деформация основания и сооружения);

S_u - предельное значение осадки основания фундамента (совместной деформации основания и сооружения). Предельные значения деформаций оснований допускается принимать по таблице 5.1, если конструкции сооружения не рассчитаны на усилия, возникающие в них при взаимодействии с основанием и в задании на проектирование не установлены значения S_u .

Таблица 5.1 - Предельные деформации основания фундаментов объектов нового строительства

Сооружения	Предельные деформации основания фундаментов		
	Относительная разность осадок $(\Delta s / L)_u$	Крен i_u	Максимальная s_u^{\max} или средняя \bar{s}_u осадка, см
1 Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			

Сооружения	Предельные деформации основания фундаментов		
	Относительная разность осадок $(\Delta s / L)_u$	Крен i_u	Максимальная s_u^{\max} или средняя \bar{s}_u осадка, см
железобетонным	0,002	-	10
то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,003	-	15
стальным	0,004	-	15
то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,005	-	18
2 Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	-	20
3 Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	-	12
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020	-	12

Сооружения	Предельные деформации основания фундаментов		
	Относительная разность осадок $(\Delta s / L)_u$	Крен i_u	Максимальная s_u^{\max} или средняя \bar{s}_u осадка, см
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,0024	-	18
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
отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	-	0,004	40
то же, сборной конструкции	-	0,004	30
5 Дымовые трубы высотой H , м:			
$H \leq 100$	-	0,005	40
$100 < H \leq 200$	-	$1/(2H)$	30

Сооружения	Предельные деформации основания фундаментов		
	Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_n$	Крен i_n	Максимальная s_n^{\max} или средняя \bar{s}_n осадка, см
$200 < H \leq 300$	-	$1/(2H)$	20
$H > 300$	-	$1/(2H)$	10
6 Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в пунктах таблицы 4 и 5	-	0,004	20
7 Антенные сооружения связи:			
стволы мачт заземленные	-	0,002	20
то же, электрически изолированные	-	0,001	10
башни радио	0,002	-	-
башни коротковолновых радиостанций	0,0025	-	-
башни (отдельные блоки)	0,001	-	-
8 Опоры воздушных линий электропередачи:			
промежуточные прямые	0,003	-	-
анкерные и анкерно-угловые,	0,0025	-	-
промежуточные угловые, концевые,	0,002	-	-

Сооружения	Предельные деформации основания фундаментов		
	Относительная разность осадок $(\Delta s / L)_n$	Крен i_n	Максимальная s_n^{\max} или средняя \bar{s}_n осадка, см
порталы открытых распределительных устройств			
специальные переходные			

Осадку основания фундамента S , см, с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства вычисляют методом послойного суммирования. Основные допущения указанного метода следующие:

1. Осадка происходит только при давлениях, превышающих природное давление на отметке заложения подошвы фундамента.
2. Связь между давлением и относительной деформацией линейная и может быть описана зависимостью закона Гука.
3. Напряжения в грунтовом массиве распределяются в соответствии с решениями теории упругости.
4. Рассчитывается эпюра давлений s z по глубине только по оси симметрии нагрузки ($x = 0$), и эти напряжения считаются одинаковыми вдоль горизонтальной оси x . Таким образом, имеет место некоторое завышение напряжений, действующих вдоль оси x , против средних значений в пределах ширины подошвы фундамента.

5. Считается, что грунт не претерпевает бокового расширения и сжимается только в вертикальном направлении (за счет этого осадка несколько преуменьшается). Схема показана на рис.5.1.

В методе послойного суммирования осадки суммируются до той отметки, когда осевые напряжения не снизятся до 50 % от природных (бытовых) на этой же отметке. Эта отметка считается нижней границей сжимаемой толщи (В.С.), а осадками за счет сжатия нижерасположенной толщи пренебрегают. Однако, если ниже расположены слабые грунты с модулем деформации $E < 5$ МПа, то нижнюю границу сжимаемой толщи следует опустить до той отметки, где дополнительные по отношению к природным давления составят 25 % от природных, а не 50 % как обычно.

Осадку основания фундамента S , см, с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства вычисляют методом послойного суммирования по формуле:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \quad (5.2)$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - среднее значение вертикального нормального напряжения (далее - вертикальное напряжение) от внешней нагрузки в i -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кПа. Средние значения напряжений $\sigma_{zp,i}$ и $\sigma_{zy,i}$, в i -м слое грунта допускается вычислять как полусумму соответствующих напряжений на верхней Z_{i-1} и нижней Z_i границах слоя;

h_i - толщина i -го слоя грунта, см, принимаемая не более 0,4

ширины фундамента;

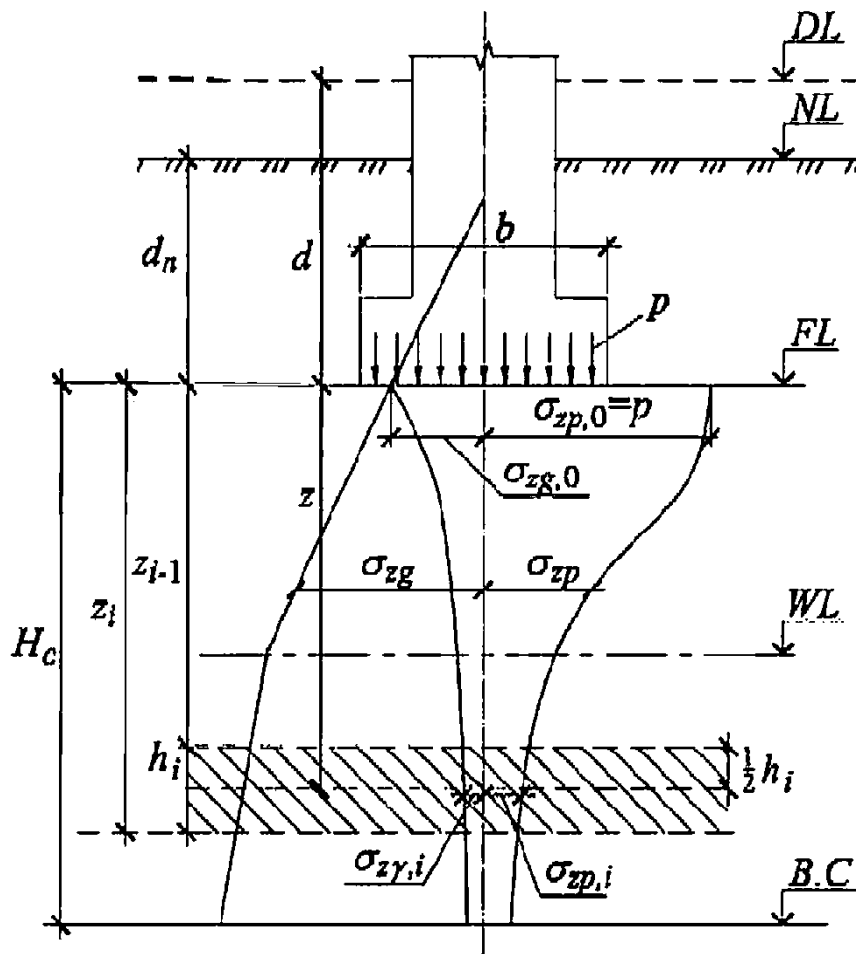
E_i - модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;

$\sigma_{z\gamma,i}$ - среднее значение вертикального напряжения в i -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта, кПа;

$E_{e,i}$ - модуль деформации i -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения, кПа. При отсутствии опытных определений модуля деформации $E_{e,i}$ для сооружений геотехнических категорий 1 и 2 допускается принимать $E_{e,i} = 5 \cdot E_i$

n - число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

При этом распределение вертикальных напряжений по глубине основания принимают в соответствии со схемой, приведенной на рисунке 5.1.



DL – отметка планировки; NL – отметка поверхности природного рельефа; FL – отметка подошвы фундамента; WL – уровень подземных вод; $B.C$ – нижняя граница сжимаемой толщи; d и d_n – глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа; b – ширина фундамента; p – среднее давление под подошвой фундамента; σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; $\sigma_{z\gamma,i}$ – вертикальное напряжение от собственного веса вынутаго в котловане грунта в середине i -го слоя на глубине z от подошвы фундамента; H_c – глубина сжимаемой толщи

Вертикальные напряжения от внешней нагрузки σ_{zp} зависят от размеров, формы и глубины заложения фундамента, распределения давления на грунт по его подошве и свойств грунтов основания. Для прямоугольных, круглых и ленточных фундамента значения σ_{zp} , кПа, на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы, вычисляют по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p, \quad (5.3)$$

где α - коэффициент, принимаемый по **таблице 5.2** в зависимости от относительной глубины ξ , равной $\frac{2 \cdot Z}{b}$;

p - среднее давление под подошвой фундамента, кПа.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента $\sigma_{z\gamma,i}$, кПа, на глубине z от подошвы прямоугольных, круглых и ленточных фундаментам вычисляют по формуле:

$$\sigma_{z\gamma,i} = \alpha \cdot \sigma_{zg,0}, \quad (5.4)$$

где α - коэффициент, принимаемый по **таблице 5.2** в зависимости от относительной глубины ξ , равной $\frac{2 \cdot Z}{b}$;

$\sigma_{zg,0}$ - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента, кПа (при планировке срезкой $\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d$, при отсутствии планировки и планировке подсыпкой $\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d_n$, где γ' - удельный вес грунта, расположенного выше подошвы; d и d_n , м - см. **рисунок 5.1**).

При этом в расчете $\sigma_{z\gamma}$ используются размеры в плане не фундамента, а котлована.

При расчете осадки фундаментам, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, допускается в **формуле (5.2)** не учитывать второе слагаемое.

Если среднее давление под подошвой фундамента $p \leq \sigma_{zg,0}$, осадку основания фундамента s вычисляют по формуле:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \quad (5.5)$$

где β , $\sigma_{zp,i}$, h_i , $E_{e,i}$ и n - то же, что и в формуле (5.2).

Таблица 5.2

ξ	Коэффициент α для фундаментов							
	круг- лых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta=l/b$, равным						ленточ- ных ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
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	0,069	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	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 обозначено: b - ширина или диаметр фундамента, l - длина фундамента.

2 Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимают как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$

3 Для промежуточных значений ξ и η коэффициенты α определяют интерполяцией.

Алгоритм определение осадки основания:

1. Выписываем из таблице 5.2 выписываем в таблицу 5.3 значения коэффициента ξ . (ст. 1) (Чем больше давление и меньше размеры фундамента, тем больше сжимаемая толща).
2. Определяем $\eta = \frac{1}{b}$.
3. Из табл. 5.2 выписываем в таблицу 5.3 соответствующие значения коэффициента α (ст. 2).
4. Вычисляем глубину z по формуле $z = \frac{\xi \cdot b}{2}$, соответствующую каждому коэффициенту α (ст. 3).
5. Определяем h_i , как разницу между z_i и z_{i-1} . В общем случае h_i постоянно по всей глубине.
6. Вычисляем напряжение от собственного веса грунта на глубине z и умножаем его на 0,5 для определения в дальнейшем границы сжимаемой толщи (сжимаемая толща считается до глубины, на которой дополнительное напряжение становится в 2 раз меньше природных)(ст. 4)
7. Вычисляем $p = \frac{N_{II}}{A}$. (ст. 5).
8. Вычисляем дополнительное напряжение на глубине z . (ст. 6)
9. Вычисляем осадку S_i каждого слоя толщиной h . (ст. 8)
10. Вычисляем общую осадку основания S , как сумму осадок каждого отдельного слоя.

Табл. 6.2 Определение осадки методом послойного суммирования

1	2	3	4	5	6	7	8	7	8	9
ξ	α	z $= \frac{\xi \cdot b}{2}$	σ_{zg} $= 0,5 \cdot (z$ $+ d) \cdot \gamma$	p	$\sigma_{zp,i}$ $= \alpha \cdot p$	$\sigma_{zp,i}$	$\sigma_{z\gamma,i}$	E_i	$E_{e,i}$	S_i (ф. 5.2)
			$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} \cdot h}{E_{e,i}}$							

Метод эквивалентного слоя. Метод эквивалентного слоя, предложенный Н.А. Цытовичем, позволяет определить осадку с учетом ограниченного бокового расширения. Эквивалентным слоем называется такая толща грунта $h_{\text{э}}$, которая в условиях невозможности бокового расширения (при загрузении всей поверхности сплошной нагрузкой) дает осадку, равную по величине осадке фундамента, имеющего ограниченные размеры в плане при нагрузке той же интенсивности. Другими словами, в данном методе пространственная задача расчета осадок может заменяться одномерной. Мощность эквивалентного слоя зависит от коэффициента Пуассона ν , коэффициента формы площади и жесткости фундамента ω и его ширины b .

Мощность эквивалентного слоя определяется по формуле

$$h_{\text{э}} = A\omega b, \quad (5.6)$$

где $A = (1-\nu)^2 / 1-2\nu$ - коэффициент, зависящий от вида грунта; ω — коэффициент, зависящий от формы фундамента и жесткости; b — ширина фундамента.

Сочетание $A\omega$ в формуле называют коэффициентом эквивалентного слоя. Значения коэффициента эквивалентного слоя в зависимости от коэффициента Пуассона для различных грунтов и соотношения сторон загруженной площади приведены в табл. 1.

Осадку однородного основания определяют по формуле

$$S = P_0 h_{\text{э}} m_{\nu}, \quad (5.7)$$

где P_0 — дополнительное давление по подошве фундамента

(рис.); m_v — коэффициент относительной сжимаемости грунта.

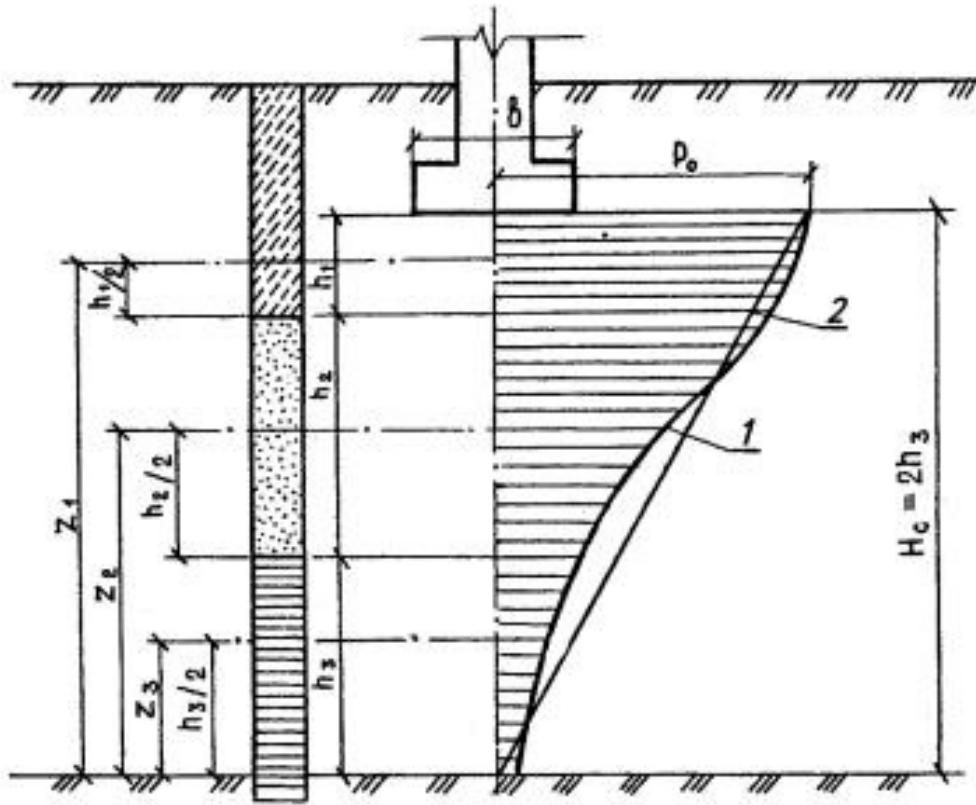


Рис. 5.1. Расчетная схема к определению осадки методом эквивалентного слоя для неоднородного основания

В этом методе криволинейная эпюра 1 (см. рис. 5.1) распределения давления в основании с достаточной для практики точностью заменяется эквивалентной по площади треугольной эпюрой 2 с высотой $H_c = 2h_3$, где H_c — мощность сжимаемой толщи.

Осадку неоднородного (слоистого) основания также определяют по формуле (6.2), с той лишь разницей, что в ней используют средневзвешенное значение коэффициента относительной сжимаемости, определяемой из условия, что в пределах сжимаемой толщи полная осадка равна сумме осадок, входящих в нее слоев. Значение

средневзвешенного относительного коэффициента сжимаемости слоистого напластования грунтов находят из выражения

$$\bar{m}_v = \frac{1}{2h_s^2} \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i, \quad (5.8)$$

где h_i — толщина i -го слоя грунта в пределах сжимаемой толщи; m_{vi} — коэффициент относительной сжимаемости i -го слоя; z_i — расстояние от нижней точки треугольной эпюры до середины i -го слоя (см. рис. 6.1).

Тогда осадка многослойного основания вычисляется по формуле

$$S = P_0 h_s \bar{m}_v \quad (5.9)$$

Достоинством метода Н.А. Цытовича является то, что он учитывает коэффициент поперечного линейного расширения (коэффициент Пуассона), содержащийся в произведении $A\omega$, тогда как метод послойного суммирования не учитывает его, поскольку принятие $\beta = 0,8$ для всех грунтов нивелирует свойства всех грунтов.

Таблица 5.1 – Значение коэффициента эквивалентного слоя.

Со- отно- ше- ние $n=l/b$	Гравий и галька			Пески						Суглинки пластичные						Глины и суглинки мягкопла- стичные			
	Глины и суглинки твёрдые и полутвёрдые						Супеси твёрдые и пластичные						Глины пластичные						
	$v = 0,10$			$v = 0,20$			$v = 0,25$			$v = 0,30$			$v = 0,35$			$v = 0,40$			
1	1,1 3	0,9 6	0,89	1,2 5	1,0 1	0,94	1,2 6	1,0 7	0,99	1,3 7	1,1 7	1,08	1,5 8	1,3 4	1,24	2,0 2	1,7 1	1,58	
1,5	1,3 7	1,1 6	1,09	1,4 5	1,2 3	1,15	1,5 3	1,3	1,21	1,6 6	1,4	1,32	1,9 1	1,6 2	1,52	2,4 4	2,0 7	1,94	
2	1,5 5	1,3 1	1,23	1,6 3	1,3 9	1,3	1,7 2	1,4 7	1,37	1,8 8	1,6	1,49	2,1 6	1,8 3	1,72	2,7 6	2,3 4	2,34	
4	1,9 9	1,7 2	1,63	2,0 9	1,8 1	1,72	2,2 1	1,9 2	1,81	2,4 1	2,0 9	1,97	2,7 7	2,3 9	2,26	3,5 3	3,0 6	2,9	

5	2,1 3	1,8 5	1,74	2,2 4	1,9 5	1,84	2,3 7	2,0 7	1,94	2,5 8	2,2 5	2,11	2,9 6	2,5 7	2,42	3,7 9	3,2 9	3,1
6	2,2 5	1,9 8	-	2,3 7	2,0 9	-	2,5	2,2 1	-	2,7 2	2,4 1	-	3,1 4	2,7 6	-	4	3,5 3	-
7	2,3 5	2,0 6	-	2,4 7	2,1 8	-	2,6 1	2,3 1	-	2,8 4	2,5 1	-	3,2 6	2,8 7	-	4,1 8	2,6 7	-
8	2,4 3	2,1 4	-	2,5 6	2,2 6	-	2,7	2,4	-	2,9 4	2,6 1	-	3,3 8	2,9 8	-	4,3 2	3,8 2	-
9	2,5 1	2,2 1	-	2,6 4	2,3 4	-	2,7 9	2,4 7	-	2,0 3	2,6 9	-	3,4 9	3,0 8	-	4,4 6	3,9 2	-
10 и бо- лее	2,5 8	2,2 7	2,15	2,7 1	2,4	2,26	2,8 6	2,5 4	2,38	3,1 2	2,7 7	2,6	3,5 8	3,1 7	2,98	4,5 8	4,0 5	3,82
Ко- эфф и-	A_{ω} о	A_{ω} м	$A_{\omega\omega\omega}$ nst	A_{ω} о	A_{ω} м	$A_{\omega\omega\omega}$ nst	A_{ω} о	A_{ω} м	$A_{\omega\omega\omega}$ nst	A оо	A_{ω} м	$A_{\omega\omega\omega}$ nst	A_{ω} о	A_{ω} м	$A_{\omega\omega\omega}$ nst	A_{ω} о	A_{ω} м	$A_{\omega\omega\omega}$ nst

6. ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ ФУНДАМЕНТА

Если при прогнозируемом уровне подземных вод возможно ухудшение физико-механических свойств грунтов основания, развитие неблагоприятных геологических и инженерно-геологических процессов, нарушение условий нормальной эксплуатации подземных частей сооружений и т.п., то в проекте следует предусматривать соответствующие защитные мероприятия, в частности: - гидроизоляция подземных конструкций; - мероприятия, ограничивающие подъем уровня подземных вод, снижающие или исключают утечки из водонесущих коммуникаций и т.п. (дренаж, противодиффузионные завесы, устройство специальных защитных каналов для коммуникаций и т.д.); - мероприятия, препятствующие механической или химической суффозии грунтов (устройство водонепроницаемого ограждения котлована, закрепление грунтов); - устройство стационарной сети наблюдательных скважин для контроля над развитием процесса подтопления, своевременное устранение утечек из водонесущих коммуникаций и т.д. Выбор одного из указанных мероприятий или их комплекса следует проводить на основе технико-экономического анализа с учетом прогнозируемого уровня подземных вод, конструктивных и технологических особенностей проектируемого сооружения, его геотехнической категории и расчетного срока эксплуатации, стоимости и надежности водозащитных мероприятий и т.п. В необходимых случаях на стадии строительства и эксплуатации сооружения следует осуществлять мониторинг изменения гидрогеологических условий для контроля над возможным

процессом подтопления или осушения, своевременным предотвращением утечек из водонесущих коммуникаций, прекращением или уменьшением объема откачек и т.д.

			си- мая тор- кре- тиро- ва- нием		хо- лод- ная					
1	Стой- кость против гидро- статиче- ского напора в м	Не ограни- чивается ⁷	20	30	30	30	2	30	5	30
2	Стой- кость при ме- ханиче- ских воздей- ствиях:									
	а) давле- нии	+	+	+5	+5	+6	+5	+5	+	+5

соору- жения (его веса и полез- ных нагру- зок)									
б) дав- лении грунта (насыпи , обрат- ной за- сыпки)	+	+	+	+	+	+	+ ²	+	+ ²
в) по- тока воды и вол-	+	+	+	+ ³	+	+ ³	+ ²	+ ³	+ ²
г) при- мерз- шего льда, снега	+	+	+	+ ³	+ ²	+ ³	+ ²	+ ³	+ ²
д) сдвиге	+	+	+	+ ²	+ ²	-	+ ²	+	+ ²

	грунта при опуска- нии ко- лодцев, при ополза- нии грунта									
3	Стой- кость при дей- ствии агрес- сивных сред:									
	а) мяг- ких и сла- боще- лочных вод (по СН 249- 63)	+	+	+	+	+	+ ³	+	+	+
	б) суль- фатной	+	+ ¹	+ ¹	+ ¹	+ ¹	+ ³	+ ¹	+	+

и магнетизальной агрессии (по СН 249-63)									
в) общей кислотной и углекислой агрессии (по СН 249-63)	-	-	+1	-	+1	+3	+1	+	+
г) нефтепродуктов	+	+	-	-	-	-	-	+1	+1
д) блуждающих токов (при отсутствии)	-	-	+	-	+	-	+	+1	+

	актив- ной за- щиты метал- личе- ских элемен- тов со- оруже- ний)									
4	Стой- кость при тем- пера- турных воздей- ствиях (макси- мально допу- стимая темпе- ратура в °С)	700	80	60 ¹	80	60 ¹	40 ¹	40 ²	60	60

5	Воз- мож- ность механи- зации произ- водства работ	+	+	+	+	+	+	-	+	+
6	Воз- мож- ность нанесе- ния на влаж- ные ос- нования	+	+	-	+	-	-4	-	-4	+
7	Воз- мож- ность произ- водства работ на откры- том, воздухе в зимнее	+	-	+	+1	+	+4	-	+4	+

время									
-------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

¹Со специальным подбором состава.

²Только при наличии защитного ограждения.

³Если возможны периодический ремонт или возобновление.

⁴Кроме эмульсий и паст.

⁵Не более 5 кГ/см², из полиизобутиленовых листов не более 3 кГ/см².

⁶Со специальным подбором состава и сжимающих нагрузках, не превышающих 5 кГ/см².

⁷Металлическую гидроизоляцию допускается применять в специальных случаях.

6.2. КОНСТРУКЦИИ И УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ ГИДРОИЗОЛЯЦИИ

ОКРАСОЧНАЯ БИТУМНАЯ ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ

Окрасочную битумную гидроизоляцию надлежит проектировать из нефтяных битумов марок БН-III и БН-IV (в том числе разжиженных и эмульгированных) или мастик, предусмотренных главой СНиП I-V.25-66. Кровельные, гидроизоляционные и пароизоляционные материалы на органических вяжущих, с нанесением на изолируемую поверхность с увлажняемой стороны в 2-4 слоя общей толщиной 3-6 мм.

Окрасочную гидроизоляцию следует применять в основном для защиты от капиллярной влажности; при гидростатическом напоре ее можно применять, если нет деформационных швов и если будет создана возможность периодического осмотра и ремонта гидроизоляции, а напор не будет превышать 2 м.

Нанесение окрасочных слоев надлежит, как правило, производить механизированным способом независимо от применения горячих или холодных составов.

Основание для окрасочной гидроизоляции должно быть жестким, сплошным и прочным с закругленными (радиусами 3-5 см) или срезанными на фаску углами и гранями. Перед нанесением окрасочного состава основание должно быть очищено от грязи и пыли, высушено и огрунтовано разжиженным окрасочным составом, а углы и грани оклеены полосками стеклосетки

или гидроизола шириной не менее 20 см. При применении битумных эмульсий, эмульсионных паст, а также мастик на их основе высушивание изолируемых оснований не требуется. Нанесение окрасочных слоев надлежит производить после полного высыхания грунтовочного слоя или отвердевания нижележащего слоя.

В сооружениях, конструкции которых подвержены действию постоянного электрического тока, окрасочную гидроизоляцию из разжиженных составов применять не следует.

Не допускается применение окрасочной битумной гидроизоляции по нежесткому основанию или при наличии неустранимой влажности изолируемых поверхностей, а также при действии на сооружение растворителей битума.

Засыпку стен с окрасочной гидроизоляцией следует производить только мягким грунтом; защитное ограждение гидроизоляции в этом случае не требуется.

ШТУКАТУРНАЯ ЦЕМЕНТНАЯ ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ

Штукатурную цементную гидроизоляцию надлежит проектировать в виде покрытия из цементно-песчаного раствора (состава от 1:1 до 1:2), наносимого механизированным (торкретированием) или ручным способом на изолируемую поверхность конструкции.

Торкретный слой наносят цемент-пушкой или установкой на увлажненную шероховатую изолируемую поверхность в два или три слоя (намета); общую толщину торкрета следует принимать соответственно 25 или 30 мм.

Ручным способом цементную гидроизоляцию допускается

наносить при небольших объемах работ (до 100 м²) только конструкций III категории и, как правило, при безнапорных водах.

Торкретирование следует применять, как правило, для защиты, ограждающих конструкций из монолитного железобетона при воздействии гидростатического напора. Если конструкции не рассчитаны на трещинообразование, их толщина должна быть не менее 25 см.

При применении цементной гидроизоляции для защиты от безнапорных вод толщина конструкций не ограничивается. На сборных конструкциях цементную гидроизоляцию можно применять лишь в случае омоноличивания конструкций с помощью напряженной арматуры (например, на резервуарах).

При напоре воды до 10 м торкретирование следует производить в два намета общей толщиной 25 мм; при гидростатическом напоре от 10 до 20 м - в три намета общей толщиной до 30 мм.

По требованиям трещиностойкости торкретирование следует применять:

а) для трещиностойких конструкций, центрально либо внецентренно растянутых (при одноименной эпюре напряжений в сечении конструкции), в которых по расчету не допускается раскрытия трещин;

б) для конструкций II категории, изгибаемых и внецентренно сжатых, в которых по расчету раскрытие трещин допускается не более 0,05 мм; при этом торкретный слой следует наносить, как правило, со стороны напора воды;

в) для ограждающих конструкций II и III категории,

размеры и армирование сечений которых назначены по расчету на прочность (без расчета на раскрытие трещин); при этом торкретный слой для конструкций III категории следует наносить только со стороны напора, а II категории - с обеих сторон изолируемой конструкции.

Поверх торкретного слоя, наносимого по наружной поверхности стен и перекрытий, следует, как правило, предусматривать окрасочную битумную изоляцию; по торкретному слою на днище необходимо предусматривать защитную стяжку. Торкретный слой, работающий на отрыв, рекомендуется армировать стальной сеткой.

ШТУКАТУРНАЯ АСФАЛЬТОВАЯ ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ ИЗ ХОЛОДНЫХ(ЭМУЛЬСИОННЫХ) МАСТИК

Штукатурную асфальтовую гидроизоляцию (холодную) надлежит проектировать из холодной (эмульсионной) асфальтовой мастики.

Асфальтовую гидроизоляцию из эмульсионных мастик можно применять для защиты железобетонных, бетонных и каменных конструкций, нанося мастику, как правило, механизированным путем. Вручную мастику допускается наносить только на горизонтальные поверхности и с уклоном не более 45° . Высушивать основание не требуется, но последующие слои надлежит наносить на затвердевший нижележащий слой мастики.

Холодную асфальтовую гидроизоляцию следует располагать, как правило, со стороны действующего на сооружение гидростатического напора. При защите от капиллярной и

просачивающейся (безнапорной) воды гидроизоляцию допускается располагать на противоположной от увлажнения стороне.

Толщину отдельных наметов (слоев) эмульсионной мастики при механизированном нанесении допускается принимать от 2 до 4 мм, а при нанесении вручную - до 20 мм. Количество слоев и общую толщину гидроизоляции следует выбирать в зависимости от действующего гидростатического напора:

При капиллярном подсосе влаги - два слоя общей толщиной 5-7 мм;

При напоре до 10 м - три-четыре слоя общей толщиной 10-15 мм;

При напоре 10 м и более, а также при защите помещений I категории при любом напоре (до 30 м) -четыре-пять слоев общей толщиной 15-20 мм.

Защитное ограждение холодной асфальтовой гидроизоляции на горизонтальных поверхностях следует выполнять в виде стяжки из цементного раствора или бетона. На вертикальных поверхностях защитным ограждением может служить стенка из кирпича, бетонных плит или досок либо слой цементной штукатурки толщиной 1-2 см, который при высоте более 2 м надлежит армировать. Защитное ограждение холодной асфальтовой гидроизоляции не требуется, если она засыпается песком или доступна для периодического осмотра и ремонта, а также на омываемых поверхностях бассейнов и других водонаполненных сооружений.

Не допускается применение холодной асфальтовой гидроизоляции при общей кислотной агрессии, а также для защиты

стальных конструкций от коррозии блуждающими токами.

ШТУКАТУРНАЯ АСФАЛЬТОВАЯ ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ ИЗ ГОРЯЧИХ РАСТВОРОВ ИЛИ МАСТИК

Штукатурную асфальтовую гидроизоляцию (горячую) надлежит проектировать из горячих растворов или мастик, наносимых на изолируемую поверхность в расплавленном виде механизированным путем.

Выбирая состав асфальтового материала при наличии механических воздействий, следует отдавать предпочтение асфальтовому раствору, а при повышенных температурах и для гидроизоляции потолков - асфальтовой мастике.

Горячую асфальтовую гидроизоляцию можно применять на вертикальных, наклонных и потолочных поверхностях бетонных и каменных конструкций с нанесением ее всегда со стороны напора или увлажнения.

Таблица 3

Штукатурная асфальтовая гидроизоляция

Назначение гидроизоляции	Гидроизоляция			
	из асфальтового, раствора		из асфальтовой мастики	
	количество наметов	общая толщина в мм	количество наметов	общая толщина в мм

Против капиллярной влаги	1	4-6	1	3-5
Против гидростатического напора до 5 м	2	8-12	2	6-10
Против гидростатического напора 5 ж и более, а также при защите помещений I категории при любом напоре (до 30 м)	3	12-18	3	9-15

Основанием для горячей асфальтовой гидроизоляции должна, как правило, служить поверхность защищаемого сооружения и подготовка под днище. Если ожидаемые осадки сооружения будут не более 5 мм, гидроизоляцию в раскрепленных траншеях и при проходке тоннелей закрытым способом допускается наносить на защитное ограждение или скальную выработку, которые будут служить опалубкой при бетонировании несущей конструкции сооружения. Основание должно быть жестким (не гибким), ровным, чистым и сухим. Перед нанесением гидроизоляции должна быть выполнена сплошная насечка и огрунтовка основания разжиженным битумом.

Горячую асфальтовую гидроизоляцию следует, как правило, применять без защитного ограждения.

ЛИТАЯ АСФАЛЬТОВАЯ ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ

Литую асфальтовую гидроизоляцию надлежит проектировать из асфальтовых материалов (раствора, мастики), наносимых

в расплавленном (горячем) состоянии путем розлива и разравнивания либо залива в швы или полости между отдельными элементами сооружения.

На горизонтальных поверхностях литую гидроизоляцию следует устраивать по бетонной или щебеночной подготовке из одного или двух слоев асфальтовых мастик или раствора, разливаемых, разравниваемых и уплотняемых по изолируемой поверхности.

Количество и толщину горизонтальных слоев литой гидроизоляции следует назначать по табл. 4.

Таблица 4

Литая асфальтовая гидроизоляция

Назначение гидроизоляции	Ва- ри- анты	Толщина отдельных слоев в мм			
		первого слоя		второго слоя	
		из ас- фальто- вой ма- стики	из ас- фальто- вого рас- твора	из ас- фальто- вой ма- стики	из ас- фальто- вого рас- твора
Против капиллярной влаги	1	5-7	-	-	-
	2	-	12-15	-	-
Против гидростатиче- ского напора до 10 м	1	5-7	-	5-7	-
	2	5-7	-	-	15-20
	3	-	15-20	-	15-20
Против	1	7-10	-	7-10	-

гидростатического	2	7-10	-	-	20-25
напора свыше 10 м, а также при защите конструкций I категории при любом напоре (до 30 м)	3	-	20-25	-	20-25

В случае устройства двухслойной гидроизоляции из раствора и мастики слой мастики следует располагать со стороны действующего на гидроизоляцию напора.

На горизонтальных поверхностях по литой гидроизоляции необходимо предусматривать защитную стяжку.

На вертикальных и наклонных поверхностях литую гидроизоляцию следует устраивать путем поярусной заливки асфальтового раствора или мастики в щель между изолируемой поверхностью сооружения и опалубкой или ограждением из дерева, кирпича или бетонных камней и плит. Опалубку, как правило, следует оставлять на месте в качестве защитного ограждения литой гидроизоляции.

Толщину вертикальной гидроизоляции (ширину щели) назначают в зависимости от вида гидроизоляционного материала, вида ограждения и условий производства работ (температура окружающего воздуха, высота одновременной заливки).

ОКЛЕЕННАЯ БИТУМНАЯ ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ

Оклеенную битумную гидроизоляцию надлежит проектировать в виде гидроизоляционного ковра из рулонных или гибких

листовых гидроизоляционных материалов, наклеиваемых послойно битумом или мастикой, на ровную оштукатуренную разжиженным битумом и высушенную поверхность изолируемой конструкции или защитного ограждения.

Оклеечную гидроизоляцию следует проектировать только из гнилостойких рулонных материалов; гидроизола (ГИ), изола, стеклоткани, стекловолока, располагая гидроизоляционный ковер, как правило, со стороны гидростатического напора и обеспечивая зажим его между изолируемой конструкцией и защитным ограждением с усилием около $0,1 \text{ кГ/см}^2$.

При невозможности зажима оклеечную гидроизоляцию применять не рекомендуется. Применение для гидроизоляции негнилостойких материалов (рубероида, пергамина, толя и др.) запрещается.

Количество слоев оклеечной гидроизоляции следует назначать в зависимости от влажностного режима ограждаемых помещений, категории конструкций и действующего на гидроизоляцию гидростатического напора по табл.

Таблица 6

Количество слоев оклеечной гидроизоляции

Назначение гидроизоляции	Количество слоев рулонного материала при категориях конструкций		
	I	II	III
Против капиллярной влаги и	3	2	-

просачивающейся воды			
Против гидростатического напора в м:			
до 5	4	3	2
более 5 до 30	5	4	3

Для крепления гидроизоляционного ковра к вертикальным и наклонным (свыше 45°) поверхностям временно до устройства защитных ограждений необходимо предусматривать установку деревянных антисептированных реек или других приспособлений через каждые 1,5-2 м, т.е. по высоте рабочих захваток по наклейке ковра. Такие рейки или устройства следует крепить либо к изолируемой конструкции, либо к защитной стенке в зависимости от того, на что наклеивается гидроизоляционный ковер. Сопряжение отдельных слоев ковра в этих местах надлежит предусматривать внахлестку - ступенчатым швом.

В местах сопряжения смежных изолируемых поверхностей (по закруглению или фаске) и в местах заземления гидроизоляции (у деформационных компенсаторов и на фланцах закладных частей) необходимо предусматривать усиление гидроизоляционного ковра листами кровельной стали, стальной сеткой с ячейками 5×5 мм, стеклосеткой. В местах перехода наружной гидроизоляции с днища на стену усиление при больших осадках сооружения следует производить только металлическими листами. Слои усиления должны иметь ширину около 50 см.

Для предохранения гидроизоляционного ковра от

повреждений в процессе строительства необходимо предусматривать защитные стяжки и штукатурки.

Защитные ограждения для зажима и обеспечения сохранности наружной гидроизоляции в процессе ее эксплуатации надлежит предусматривать по наружным контурам сооружения в виде стенок толщиной 10-15 см из кирпича или бетонных плит и блоков; на перекрытиях зажим и защиту гидроизоляции следует предусматривать слоем толщиной 3-5 см из бетона марки не ниже 50, кирпича или бетонных плит, укладываемых на цементных или асфальтовых растворах.

Защитные стенки для обеспечения эффективного зажима гидроизоляции от бокового давления грунта надо ставить на прокладку из двух слоев толя и с помощью таких же прокладок разрезать эти стенки по вертикали на перегибах, в углах и через каждые 4,5-5 м.

Наклейку и окраску гидроизоляционного ковра в агрессивных средах надлежит выполнять чистым битумом или мастикой со стойким в данной среде наполнителем; защитные стенки, кроме того, рекомендуется закрывать оградительным замком толщиной 25-30 см из плотно утрамбованной глины или выполнять их из кирпича; пропитанного битумом.

7. АРМИРОВАНИЕ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА

При проектировании фундамента используется бетон класса не ниже В12,5. Прочностные характеристики бетона и арматуры определяются в соответствии с СП 63.13330. Определение требуемого количества арматуры в растянутой зоне выполняется по формуле:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\gamma_b \cdot (h-a) \cdot R_s}, \quad (7.1)$$

где $M_i = \frac{p \cdot l^2}{2}$.

Диаметр рабочих стержней арматуры (сварной или вязаной) подошвы, укладываемых в нерабочем направлении, должен быть не менее 10, а стержней, укладываемых в рабочем, - не менее 12 мм.

Определение требуемого количества арматуры относится к ПЕРВОЙ группе предельных состояний.

Определяем граничную относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}; \quad (7.2)$$

$\varepsilon_{b2}=0,0035$ - относительные предельные деформации бетона.

$\varepsilon_{s, el}$ - относительные предельные деформации арматуры:

(7.3)

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}$$

R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению;

E_s – модуль деформации арматурной стали.

Проверяем прочность сечения из первого условия равновесия. Рассчитываем высоту сжатой зоны:

$$x = \frac{R_s \cdot A_{s,ef}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b}, \quad (7.4)$$

где $A_{s,ef}$ – площадь арматуры в сечении;

R_b – расчетная прочность бетона на сжатие.

Определяем относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi = \frac{x}{h - a} \quad (7.5)$$

Проверяем выполнение условия:

$$\xi \leq \xi_R. \quad (7.6)$$

Если условие (6) не выполняется, увеличиваем высоту сечения h .

Проверяем прочность сечения из второго условия равновесия. Рассчитываем предельный момент:

$$M_{ult} = \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (7.7)$$

Проверяем выполнение условия:

$$M_i \leq M_{ult}. \quad (7.8)$$

Если условия (6), (8) не выполняются, увеличиваем высоту сечения h .

8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРАНИЦЫ СЖИМАЕМОЙ ТОЛЩИ ПРИ ПРОВЕДЕНИИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ

Отчетная документация по результатам инженерных изысканий является неотъемлемой и важной частью проектно-сметной документации. Ошибки и неточности на указанном этапе могут привести к необратимым последствиям и значительно сократить срок эксплуатации зданий и сооружений. В соответствии с действующими нормативными документами глубина выработки при проведении инженерно-геологических изысканий должна быть на 1-2 метра ниже границы сжимаемой толщи. С учетом требований СП 22.13330.2016 определить указанную глубину можно как глубину, на которой вертикальное давление в два раза меньше природного:

$$\alpha \cdot p = 0,5 \cdot (\sigma_{zg,0} + z \cdot \gamma_{II}), \quad (8.1)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента; $\sigma_{zg,0}$ – природное напряжение на уровне дна котлована; γ_{II} – осредненное значение удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы фундамента.

Основная сложность при определении границы сжимаемой толщи состоит в том, что в большинстве случаев данные о физико-механических характеристиках грунтов строительной площадки известны приблизительно или не известны совсем. При этом расчет глубины выработки сводится к определению

осредненных данных, представленных в таблицах действующих нормативных документов.

Следовательно, разработка методики, позволяющей определять глубину сжимаемой толщи на этапе проведения инженерных изысканий с достаточной точностью представляет практически важную задачу.

Определив природное напряжение $\sigma_{zg,0}$ как произведение глубины заложения фундамента d на удельный вес грунта, залегающего выше подошвы фундамента γ'_{II} , считая на этапе предварительного расчета $\gamma'_{II} = \gamma_{II}$, представим выражение (8.1) в виде:

$$\frac{\alpha \cdot p}{\gamma_{II}} = 0,5 \cdot (d + z). \quad (8.2)$$

Учитывая, что для фундамента, запроектированного с минимальным требуемым запасом несущей способности по второй группе предельных состояний, среднее давление под подошвой стремится к значению расчетного сопротивления грунта основания, выражение (8.2) можно представить в следующем виде:

$$\frac{\alpha \cdot R}{\gamma_{II}} = 0,5 \cdot (d + z). \quad (8.3)$$

При определении глубины выработки на этапе проведения инженерно-геологических изысканий глубина фундамента d определяется из конструктивных особенностей зданий и сооружений и сезонного промерзания грунта. Отношение расчетного сопротивления грунта к удельному весу – специфический показатель для каждого строительного участка.

В связи с тем, что коэффициент α имеет сложную

математическую зависимость от глубины z , отсчитываемой от уровня подошвы фундамента, уравнение (3) удобно решать графически (см. рис. 8.1).

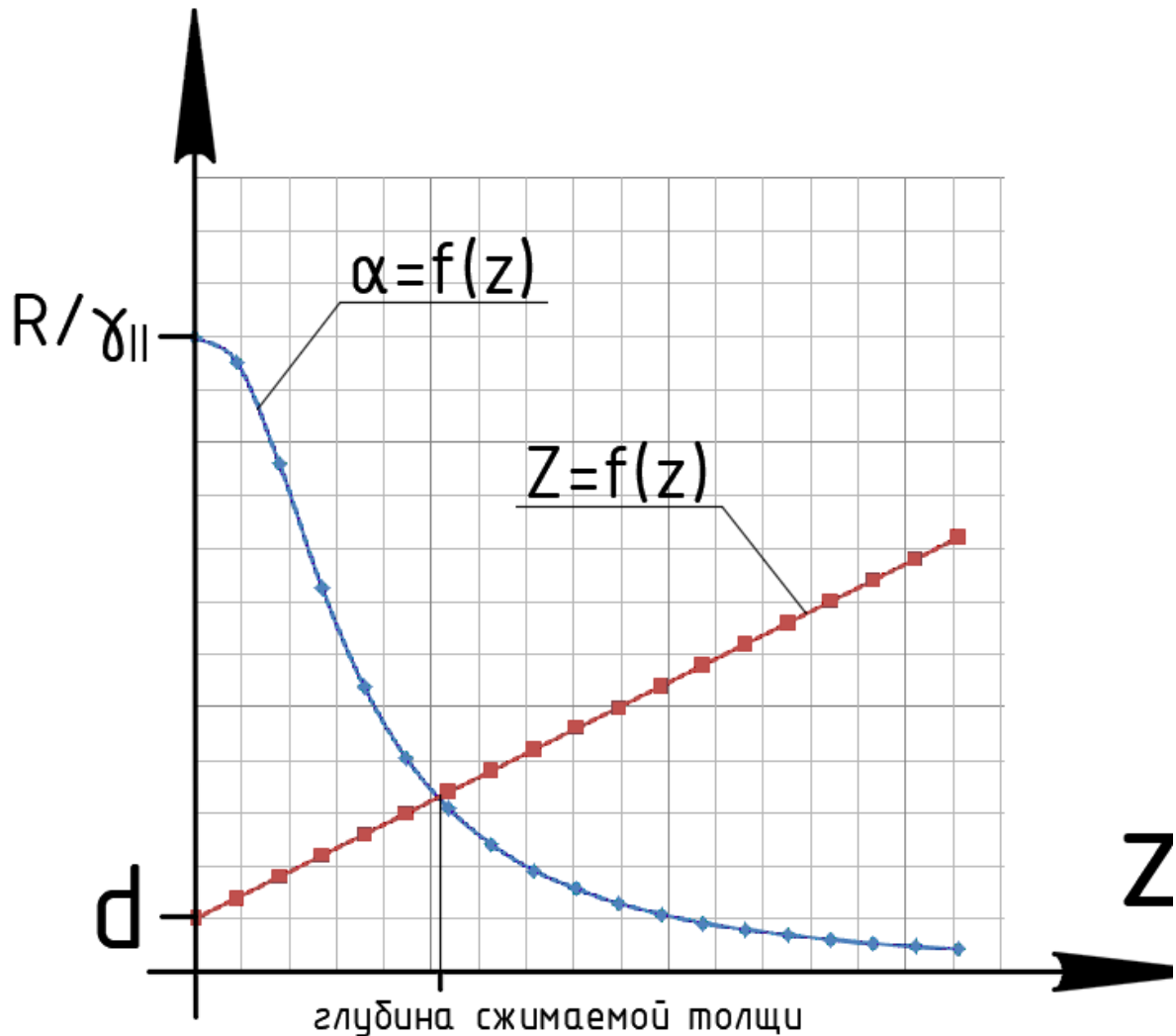


Рисунок 8.1 – К определению глубины сжимаемой толщи

Из равенства (8.3) видно, что максимальное значение глубины выработки, необходимой при выполнении инженерно-геологических изысканий прямо пропорционально отношению расчетного сопротивления грунта к удельному весу. При этом указанная глубина не зависит от передаваемой на основание нагрузки.

$$\frac{R}{\gamma_{II}} = \frac{0,5 \cdot (d + z)}{\alpha} \quad (8.4)$$

Для решения уравнения (4) построим график зависимости отношения расчетного сопротивления грунта к удельному весу от глубины z : $\frac{R}{\gamma_{II}} = f(z)$ (рис. 8.2)

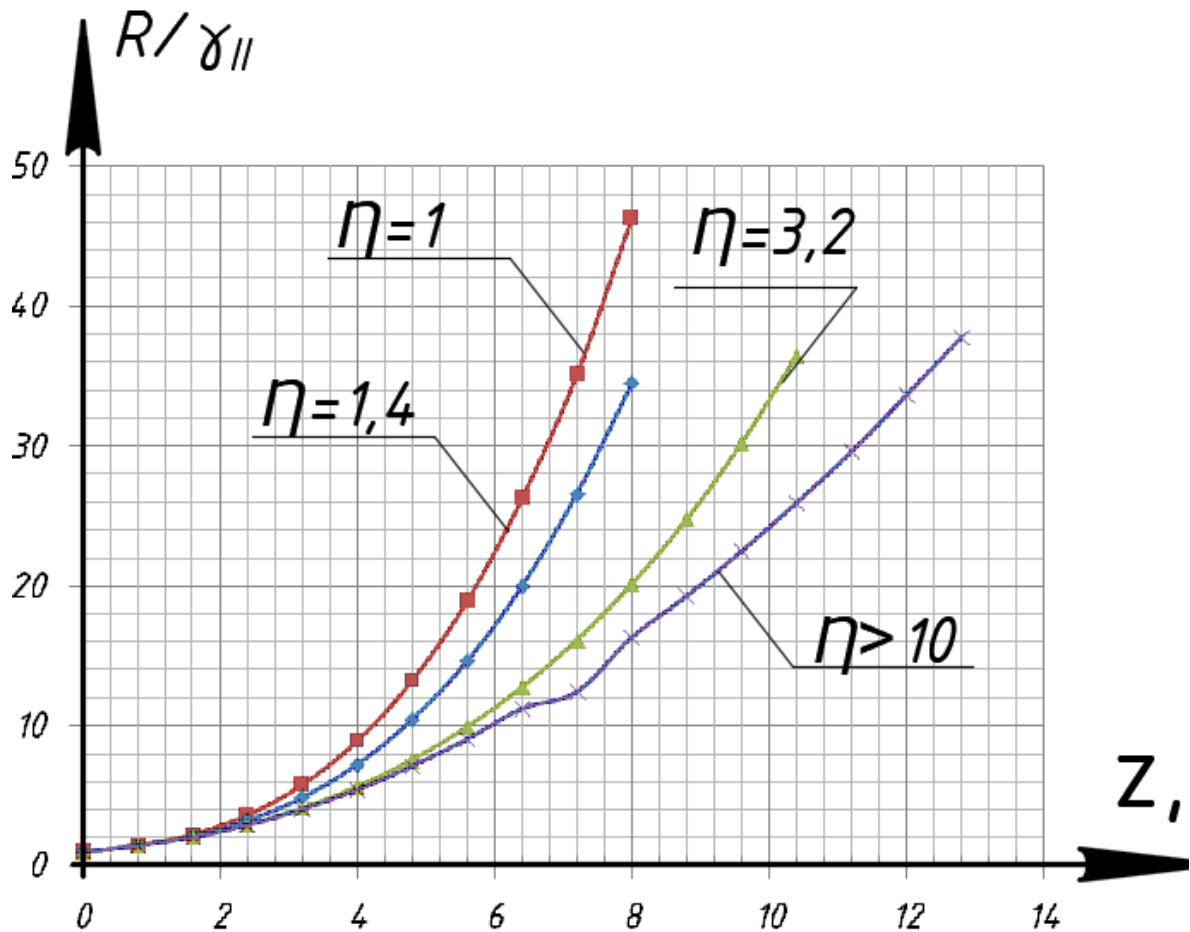


Рисунок 8.2

С учетом действующих нормативных документов отношение $\frac{R}{\gamma_{II}}$ для песка плотного крупного составляет 37, для песка средней плотности и крупности – 25; для мелкого – 17,65; для супеси – 8,82.

Следовательно, максимальное значение глубины выработки при производстве инженерно-геологических изысканий

составляет: для песка плотного крупного (14,5 м+d), для песка средней плотности и крупности –(14,1 м+d); для мелкого – (10,2 м+d); для супеси – (7,65 м+d).

Список литературы

1. Behavior of nonwoven-geotextile-reinforced sand and mobilization of reinforcement strain under triaxial compression / M.D. Nguyen [et al.] // *Geosynthetics*. – 2013. – № 20 (3). – P. 207–225.
2. Phoon K.-K., Retief J.V. Reliability of geotechnical structures in ISO2394. – Matieland, South Africa, 2016. – P. 249.
3. Ахлюстин О.Е. Закономерности изменчивости физико-механических свойств просадочных грунтов Анапского р-на Краснодарского края: автореф. дис. к.геол.-мин.н. – Екатеринбург, 2013.
4. Барановский А.Г. Изменение физико-механических свойств элювиальных глинистых грунтов под влиянием техногенных факторов / Сборник : Анализ, прогноз и управление природными рисками в современном мире. 2015г. С.92-97.
5. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса монография / Г.Г. Болдырев. – Пенза: ПГУАС, 2014. – 696с.
6. Деминцева Е.А., Вайнштейн В.М. Анализ изменения физико-механических свойств грунтов при стабилизации их модификатором «Пенетрон»/ Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе. 2013г.-с.157-162.
7. Дмитриева К.О. Изменение расчётного сопротивления грунта основания эксплуатируемого здания / К.О. Дмитриева, А.Ю. Мыльченко // Проектирование и строительство. Курск, 2016.с.19-22.
8. Дмитриева К.О. Механика грунтов / Дмитриева К.О., Дубраков С.В. // Учебное пособие. Курск, 2017.

9. Калугин П.И., Пятигор Д.А. Особенности работы грунтов оснований фундаментов после реконструкции зданий / Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета 2017г. №1. С.60-64.
10. Колчунов В.И. Расчётный анализ длительного деформирования системы «здание-основание здания» хранилища ядерных отходов АЭС/Колчунов В.И., Потапов В.В., Дмитриева К.О., Ильин В.А.// Строительство и реконструкция. 2017.№4(72).С.27-33.
11. Краснов А.А., Четвериков А.Л., Шейна С.Г., Шумеев В.Г., Оценка влияния возводимого многоэтажного здания на техническое состояние близлежащих строений.// Проблемы строительства , инженерного обеспечения и экологии города. Сборник материалов III Всероссийской научной конференции. Пенза. Приволжский дом знаний, 2001 г. – с.3-5.
12. М.А. Акбуляков, А.Б. Пономарев, Е.Н. Сычкина, А.Ю. Черепанов «Сопоставление результатов экспериментальных исследований механических свойств аргиллитов при выборе параметров, используемых в проектировании зданий и сооружений» / Вестник ПНИПУ.Урбанистика.-Пермь,2013.-№1.
13. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Исследования механических свойств глинистых грунтов в условиях пространственного напряжённого состояния//Известия КГАСУ.2010. №1(13).с.170-175.
14. Никифоров В.В., Селиверстов М.М.,Березнев В.А. Инженерные решения реконструкции фундамента в условиях аномалий

физико-механических свойств грунта/ Молодёжная наука 2014г.- С.282-286.

15. Подход к оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий / Полищук А.И.// Вестник №1 ТГАСУ. –Томск, 2000.-С.313-326.

16. Пономарёв А.Б. К вопросу об изменении физико-механических характеристик грунтов в процессе строительства и эксплуатации зданий/Пономарёв А.Б.//Строительство и транспорт.2013.№2(14).С.104-109.

17. Простов С.М., Смирнов Н.А., Бахаева С.П.Прогноз физико-механических свойств намывного массива по данным электрических зондирований/ Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. 2015.-№1.-С.69-78.

18. Сморчков А.А. Изменение расчётного сопротивления грунтов основания, работающего как нелинейная неупругая система / А.А.Сморчков, С.А.Кереб, Д.А.Орлов, К.О.Барановская //Промышленное и гражданское строительство.2014.№2.с.54-56.

19. Сморчков А.А. Расчёт деформаций основания с использованием нелинейной неупругой системы / А.А.Сморчков, С.А.Кереб, Д.А.Орлов, К.О.Барановская //Изв. Юго-Запад. гос. ун-та.2012.№2.Ч.3.С.182-185.

20. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений - Москва: Институт ОАО «НИЦ «Строительство», 2016.

21. Торov В.В., Цимбельман Н.Я. Изменение физико-механических свойств грунтов при сейсмическом воздействии / Вологдинские чтения, 2014. №70. С. 7-8.
22. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Васенин В.А. Оценка взаимного влияния зданий и подземных сооружений // Геореконструкция. 2012. №231.
23. Смorchков А.А. Расчет деформаций основания с использованием нелинейной-неупругой системы / А.А. Смorchков, С.А. Керев, Д.А. Орлов, К.О. Барановская // Известия Юго-Западного государственного университета. Серия: техника и технологии. . - 2012. - № 2-3. - С. 182-185.
24. Смorchков А.А. Изменение расчетного сопротивления грунтов основания, работающего как нелинейная неупругая система / А.А. Смorchков, С.А. Керев, Д.А. Орлов, К.О. Барановская // Промышленное и гражданское строительство. . - 2014. - № 2. - С. 54-56.
25. В.И. Колчунов. Расчетный анализ длительного деформирования системы "здание-основание" хранилища ядерных отходов АЭС / Колчунов В.И., Потапов В.В., Дмитриева К.О., Ильин В.А // Строительство и реконструкция. . - 2017. - № 4. - С. 27-33.
26. К.О. Дубракова. Изменение физико-механических характеристик грунта эксплуатируемого основания / Дубракова К.О., Куценко О.И., Карцев И.Н. // Известия Юго-Западного государственного университета. – 2019. - №3. – С.54-64.