НИИОСП

ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ОСНОВАНИЙ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ
имени Н.М. ГЕРСЕВАНОВА
ГОССТРОЯ СССР

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ВЕРОЯТНОСТНОМУ РАСЧЕТУ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

(Методика и алгоритм)

gost.e-ecolog.ru

МОСКВА 1985

ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ОСНОВАНИЙ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ
имени Н.М. ГЕРСЕВАНОВА
ГОССТРОЯ СССР

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ВЕРОЯТНОСТНОМУ РАСЧЕТУ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

(Методика и алгоритм)

МОСКВА 1985

УДК 624.131.4

Настоящие Рекомендации подготовлены в качестве вспомогательного материала для проектирования промышленных каркасных зданий с отдельно стоящими фундаментами на естественном основании.

Целью создания настоящих Рекомендаций является выявление в результате вероятностных расчетов с применением теории надежности неиспользованных резервов получения оптимальных проектных решений фундаментов и их реализация.

В Рекомендациях содержатся методика и алгоритм оценки проектного уровня надежности оснований и фундаментов каркасных зданий на основе учета случайной изменчивости характеристик грунтов и нагрузок на здание. Предусмотрен совместный расчет здания и податливого статистически неоднородного основания.

Предназначены для использования в проектных организациях, обслуживающих строительство промышленных зданий.

Рекомендации подготовлены в лаборатории методов исследования грунтов кандидатами технических наук И.В.Маевской и О.И.Игнатовой, одобрены секцией Ученого совета института и рекомендованы к изданию.

Замечания и предложения по содержанию Рекомендаций просим направлять по адресу: 109389, Москва, 2-я Институтская ул., д.6,НИИОСП.

© Ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательский институт оснований и подземных сооружений им.Н.М.Герсеванова, 1985

В В Е Д Е Н И Е

Совершенствование применяемого в настоящее время метода расчета строительных конструкций и оснований по предельным состояниям возможно путем использования методов теории вероятностей и положений теории надежности. Вероятностный подход является более общим по сравнению с детерминированным и позволяет учесть в расчетах случайную природу целого ряда факторов без существенного усложнения расчетных моделей.

Модель статистически неоднородного основания более точно отражает свойства грунтового массива, а расчет с использованием такой модели более соответствует действительной работе системы основание-сооружение.

Для каркасных промышленных зданий с отдельностоящими фундаментами на естественном основании разработана методика оценки проектного уровня надежности оснований и фундаментов на основе учета случайной изменчивости характеристик грунтов и нагрузок на здание. Для оснований зданий рассмотрен их расчет по второму предельному состоянию.

Исследования, проведенные в НИИОСП, показали, что расчетный уровень надежности оснований и фундаментов при проектировании по действующим нормам может быть существенно различным в зависимости от исходных параметров проектирования.

При переходе к вероятностным методам расчета в качестве основной нормированной величины принимается некоторая заданная вероятность отказа конструкции или основания (нормативный уровень надежности). Выбор нормируемого уровня вероятности появления предельных состояний дифференцируется в зависимости от назначения элемента системы основание-здание и от выбранного критерия возникновения предельного состояния, т.е. каждому предельному состоянию предписывается своя допустимая вероятность его наступления.

Величины нормативных уровней надежности, рекомендуемые для проектирования, получены на основе анализа результатов многочисленных расчетов по разработанной методике для зданий, запроектированных в соответствии с действующими нормативными документами. Переход к расчету на заданный уровень надежности позволяет получать в случаях, когда проектный уровень надежности выше нормативного, более экономичные решения.

I. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА

I.I. Настоящие Рекомендации распространяются на проектирование оснований и отдельностоящих железобетонных фундаментов промышленных каркасных зданий.

I.2. Под уровнем надежности при проектировании основания или фундамента понимается вероятность выполнения соответствующего предельного неравенства метода предельных состояний.

I.3. Любое предельное неравенство может быть сведено к виду

$$У_I \geqslant У_2 \qquad (I.I)$$

или

$$У = У_I - У_2 \geqslant 0 , \qquad (I.2)$$

где $У_I$ – внутренний фактор системы здание–основание, характеризующий ее несущую способность или предельно допустимую деформацию;

$У_2$ – внешний фактор, характеризующий нагрузки и воздействия на систему;

У – совокупный фактор, являющийся функцией случайных аргументов, определяющих числовые характеристики как внутреннего фактора $У_I$, так и внешнего фактора $У_2$.

I.4. Соотношение для получения количественного показателя надежности рассматриваемого элемента (основания или фундамента) имеет вид

$$H = \underline{P}\ [У \geqslant 0] = \underline{P}\left[(У_I - У_2) \geqslant 0\right], \qquad (I.3)$$

где H – уровень надежности элемента системы (начальная безотказность);

$\underline{P}$ – вероятность события, заключающегося в ненаступлении предельного состояния элемента системы.

I.5. Совокупный фактор У рассматривается как случайная величина, имеющая нормальный закон распределения. В этом случае вероятность безотказной работы элемента системы определяется по формуле

$$H = \frac{1}{2}\left[1 - \Phi\left(\frac{-\bar{У}}{\sqrt{\mathcal{D}_У}}\right)\right] \qquad (I.4)$$

где $\bar{У}$ – математическое ожидание, а $\mathcal{D}_У$ – дисперсия совокупного фактора У;

Φ – интеграл вероятности Гаусса, определяемый по статистическим таблицам [1].

При определении интеграла вероятности Гаусса по таблицам [2] необходимо вместо (I.4) использовать

$$H = \Phi\left(\frac{\bar{y}}{\sqrt{D_y}}\right). \qquad \text{(I.4а)}$$

I.6. Статистические характеристики совокупного фактора (математическое ожидание $\bar{y}$ и дисперсию D_y) определяют методом линеаризации функций случайных величин по статистическим характеристикам параметров, функцией которых является y [3].

I.7. Для основания сооружения методика предусматривает расчет его по второму предельному состоянию (по деформациям) в соответствии с [4].

В качестве предельных неравенств рассматриваются

$$p \leq R; \qquad \text{(I.5)}$$

$$\left.\begin{aligned} p_{cp} &\leq 1{,}2R; \\ p_{max} &\leq 1{,}5R; \end{aligned}\right\} \qquad \text{(I.6)}$$

$$S \leq S_u, \qquad \text{(I.7)}$$

где p, p_{cp} и p_{max} – соответственно среднее, краевое и угловое давление под подошвой фундамента;

R – расчетное сопротивление грунта;

S и S_u – соответственно деформация основания и ее предельно допустимая величина.

I.8. При определении вероятности безотказной работы (уровня надежности) основания в качестве критерия отказа рассматривается каждое из предельных неравенств (I.5) – (I.7). За уровень надежности принимается меньший из полученных по разным критериям.

Примечание. Неравенства (I.5) и (I.6) как критерий отказа являются условными, так как и в случае их невыполнения отказ может не наступить. Принятие условий (I.5) и (I.6) в качестве критерия отказа обеспечивает дополнительный запас надежности, а сам отказ будет параметрическим, т.е. характеризующим лишь выход параметра за допустимый предел R.

I.9. Расчет фундаментов по прочности с целью определения его минимальных размеров и необходимого количества арматуры производят в соответствии с указаниями [5].

I.10. При расчетах фундамента на продавливание плитной части в качестве критерия отказа рассматривается предельное неравенство

$$P \leq \kappa R_p b_{cp} H_0 , \qquad (I.8)$$

где P – продавливающая сила, принимаемая равной величине продольной силы N, действующей на пирамиду продавливания, за вычетом нагрузок, приложенных к большему основанию пирамиды продавливания (считая до плоскости расположения растянутой арматуры) и сопротивляющихся продавливанию;

κ – коэффициент, принимаемый равным I для тяжелых и ячеистых бетонов и 0,8 для бетонов на пористых заполнителях;

b_{cp} – среднее арифметическое величин периметров верхнего и нижнего основания пирамиды продавливания в пределах рабочей высоты сечения H_0;

R_p – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению.

При расчетах фундаментов на изгиб консольного выступа в качестве критерия отказа рассматривается предельное неравенство

$$M_{i-i} \leq 0{,}9 H_0 R_a F_a , \qquad (I.9)$$

где M_{i-i} – изгибающий момент в одном из сечений фундамента;

R_a – расчетное сопротивление продольной растянутой арматуры;

F_a – площадь сечения арматуры на I м ширины фундамента.

I.II. В качестве случайных величин при расчете уровней надежности рассматриваются характеристики грунтов основания и нагрузки на здания. Делается допущение о нормальном законе распределения всех рассматриваемых случайных величин.

I.I2. Для описания статистической неоднородности грунтового массива применяется следующая модель. Грунтовый массив разделяется на инженерно-геологические элементы, в пределах которых статистические характеристики того или иного параметра грунта можно считать постоянными. При переходе от одного инженерно-геологического элемента к другому статистические характеристики параметра скачкообразно изменяются. Для учета неоднородности напластований грунтов вводится величина изменчивости толщин слоев грунта.

I.I3. Расчет оснований и фундаментов, как правило, должен производиться из условия совместной работы здания и основания с учетом перераспределения нагрузок надфундаментной конструкцией.

Для рассматриваемой системы (каркасные здания с отдельностоящими фундаментами на естественном основании) совместный расчет зда-

ния и основания представляет собой расчет рамы с опорами на податливом основании.

I.I4. Податливость основания задается с помощью коэффициентов жесткости при осадке K_z, повороте K_φ и сдвиге K_x фундамента, определяемыми по формулам, предложенным в [6]:

$$K_z = \frac{N}{AS}; \qquad K_\varphi = \frac{\omega_\varphi}{\omega_z} K_z; \qquad K_x = \frac{1-\nu}{1-\nu\omega_x} K_z, \tag{I.I0}$$

где: N – центральная сила;

A – площадь подошвы фундамента;

S – осадка фундамента;

$\omega_z, \omega_\varphi, \omega_x$ – безразмерные коэффициенты, зависящие от соотношения сторон подошвы фундамента;

ν – коэффициент Пуассона грунта.

Осадка фундамента определяется по методу послойного суммирования [4].

Коэффициенты жесткости (I.I0) определяются для каждого из фундаментов рамы в соответствии с инженерно-геологическим разрезом по этому фундаменту. Если несколько фундаментов находятся в аналогичных инженерно-геологических условиях, то для расчета осадок и коэффициентов жесткости основания выбирается наиболее характерный инженерно-геологический разрез.

I.I5. Для учета податливости основания применяется итерационный подход, заключающийся в следующем:

1 этап. Ведется расчет рамы при предпосылке, что основание несжимаемо. По результатам расчета собираются нагрузки на фундаментные опоры. Далее, в строгом соответствии со СНиП проектируются и рассчитываются фундаменты и устанавливаются коэффициенты жесткости основания для каждой из опор рамы:

$$K_{z_1} = \frac{N_1}{A_1 S_1}; \qquad K_{\varphi_1} = \frac{\omega_{\varphi 1}}{\omega_{z1}} K_{z1}; \qquad K_{x1} = \frac{1-\nu}{1-\nu\omega_{x1}} K_{z1} \tag{I.II}$$

2 этап. Ведется расчет рамы в предположении, что они имеют податливые опоры, при коэффициентах жесткости основания K_{z1}, $K_{\varphi 1}$, K_{x1}. По результатам расчета собираются нагрузки на фундаменты (по величине они отличаются от прежних нагрузок, вычисленных на первом этапе). Снова (согласно СНиП) проектируют и рассчитывают фундаменты и определяют новые значения коэффициентов жесткости:

$$K_{zz}=\frac{N_z}{A_z\delta_z};\quad K_{\varphi z}=\frac{\omega_{\varphi z}}{\omega_{zz}}K_{zz};\quad K_{xz}=\frac{1-\gamma}{1-\gamma\omega_{xz}}K_{zz}. \qquad (I.12)$$

Эти величины сравниваются с соответствующими результатами по первому этапу. Если $|K_{z_1}-K_{z_2}|<\varepsilon$; $|K_{\varphi}-K_{\varphi 2}|<\varepsilon$; $|K_{x}-K_{x2}|<\varepsilon$ (ε – заданная точность), то последовательный расчет можно завершить, в противном случае нужен третий вариант счета (по результатам второго этапа) и т.д. Процесс достаточно быстро сходится (2–3 итерации).

I.I6. После расчета основания и фундаментов по нагрузкам последнего этапа производится оценка их уровня надежности.

2. МЕТОДИКА ОЦЕНКИ УРОВНЯ НАДЕЖНОСТИ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

2.I. Оценка уровня надежности производится для всех различных фундаментов данной рамы. Если имеется несколько фундаментов одинакового размера и с одинаковой глубиной заложения, то уровни надежности оцениваются для наиболее характерного из них.

2.2. Расчет уровня надежности для данного фундамента производится на сочетание нагрузок, наиболее опасное для этого фундамента. Рассматриваются нормативные значения нагрузок с учетом коэффициентов сочетаний и их дисперсии в отличие от детерминированного расчета, когда учитываются их расчетные значения.

2.3. Уровень надежности основания под данным фундаментом оценивается по критериям (I.5), (I.6) и (I.7). Для центрально нагруженных фундаментов рассматриваются предельные неравенства (I.5) и (I.7) Для внецентренно нагруженных фундаментов уровень надежности определяется по обоим предельным неравенствам (I.5) и (I.6), а также по неравенству (I.7). Окончательно принимается меньшая из полученных величин.

Для отдельностоящих фундаментов условие (I.5) будет иметь вид

$$\frac{N+G}{A}\leqslant R. \qquad (2.I)$$

а условие (I.6)

$$\frac{N+G}{A}+\frac{M}{W}\leqslant 1{,}2R, \qquad (2.2)$$

где: N и M – соответственно центральная сила и изгибающий момент на уровне обреза фундамента;

G – вес фундамента и грунта на его уступах;

A, W – соответственно площадь и момент сопротивления подошвы фундамента.

Для приведения неравенств (2.I) и (2.2) к виду (I.2) обозначим:

$Y_1 = R$ для неравенства (2.I);

$Y_1 = 1{,}2R$ для неравенства (2.2);

$Y_2 = \frac{N+G}{A}$ для неравенства (2.I);

$Y_2 \quad \frac{N+G}{A} + \frac{M}{W}$ для неравенства (2.2).

Тогда для (2.I) и (2.2) соответственно имеем:

$$Y = Y_1 - Y_2 = R - \frac{N}{A} - \frac{G}{A} \geqslant 0 \; ; \qquad (2.3)$$

$$Y = Y_1 - Y_2 = 1{,}2R - \frac{N}{A} - \frac{M}{W} - \frac{G}{A} \geqslant 0 . \qquad (2.4)$$

Математическое ожидание и дисперсия совокупного фактора определяются по формулам:

для (2.3) $$\bar{Y} = \bar{R} - \frac{\bar{N}}{A} - \frac{\bar{G}}{A} \; ; \qquad (2.5)$$

$$\mathcal{D}_Y = \mathcal{D}_R + \left(\frac{1}{A}\right)^2 \left(\mathcal{D}_N + \mathcal{D}_G\right) ; \qquad (2.6)$$

для (2.4) $$\bar{Y} = 1{,}2\bar{R} - \frac{\bar{N}}{A} - \frac{\bar{M}}{W} - \frac{\bar{G}}{A} \; ; \qquad (2.7)$$

$$\mathcal{D}_Y = 1{,}2^2 \mathcal{D}_R + \left(\frac{1}{A}\right)^2 \left(\mathcal{D}_N + \mathcal{D}_G\right) + \left(\frac{1}{W}\right)^2 \mathcal{D}_M + \frac{2}{AW} \mathcal{M}_{M,N} \; , \qquad (2.8)$$

где $\bar{R}$, $\bar{N}$, $\bar{G}$, $\bar{M}$ – математические ожидания соответствующих параметров, численно равные их нормативным значениям;

$\mathcal{D}_R$, $\mathcal{D}_N$, $\mathcal{D}_G$. $\mathcal{D}_M$ – дисперсии соответствующих параметров;

$\mathcal{M}_{M,N}$ – корреляционный момент величин изгибающего момента и центральной силы, действующих на фундамент.

Порядок определения дисперсий и корреляционных моментов нагрузок на фундамент изложен в разделах 3 и 5 настоящих Рекомендаций.

Математическое ожидание и дисперсию расчетного сопротивления грунта получают по формулам:

$$\bar{R} = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K}\left[M_\gamma K_z b \bar{\gamma} + \bar{M}_q (d_1 + d_b)\bar{\gamma}' + \bar{M}_c \bar{C} - d_b \bar{\gamma}'\right] \; ; \qquad (2.9)$$

$$\mathcal{D}_R = T^2 \mathcal{D}_{tg\varphi} + (\gamma_{c1}\bar{M}_c)^2 \mathcal{D}_c + \gamma_{c1}^2 [\bar{M}_\gamma K_z b + \bar{M}_q (d_1 + d_b) - d_b] \mathcal{D}_\gamma + \quad (2.10)$$
$$+ 2T\gamma_{c1}\bar{M}_c \mathcal{K}_{c,tg\varphi} \; ;$$

где $$T = \frac{\cos^2\bar{\varphi} M_c \; dg\,\bar{\varphi}}{\pi} \left[\bar{R} - \gamma_{c1}(d_1 + d_b)\bar{\gamma}'\right] - \frac{4\bar{M}_\gamma \bar{C}\gamma_{c1}}{tg^2\bar{\varphi}} \; ;$$

γ_{c1} – коэффициент условий работы грунтового основания, определяемый по [4]; $\gamma_{c2} = K = 1$;

$\bar{M}_\gamma, \bar{M}_q, \bar{M}_c$ – безразмерные коэффициенты, принимаемые по [4];

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

d_1 – глубина заложения фундамента бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала, определяемая по [4], м;

$\bar{\gamma}' = \gamma_n'$ – осредненное (по слоям) нормативное значение удельного веса грунта, залегающего выше отметки заложения фундамента, кН/м^3;

$\bar{\gamma} = \gamma_n$ – то же кН/м^3, но залегающего ниже подошвы фундамента;

$\bar{C} = C_n$ – нормативное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d_b – глубина до пола подвала, м;

$\mathcal{D}_{tg\varphi}, \mathcal{D}_c, \mathcal{D}_\gamma$ – дисперсии соответствующих параметров;

$\mathcal{K}_{c,tg\varphi}$ – корреляционный момент удельного сцепления и тангенса угла внутреннего трения.

Порядок определения дисперсий и корреляционных моментов характеристик грунтов изложен в разд.3 настоящих Рекомендаций.

Уровень надежности, используя $\bar{\gamma}$ и $\mathcal{D}_\gamma$, определяют по формуле (I.4).

2.4. Под величинами S и S_u в условии (I.7) при расчете каркасных зданий с отдельностоящими фундаментами в соответствии с [4] понимается максимальная абсолютная осадка S_i и S_{iu} или относительная разность осадок $\frac{\Delta S}{L}$ и $\left[\frac{\Delta S}{L}\right]_u$, где ΔS – разность вертикальных перемещений фундаментов, L – расстояние между ними. Оценивать уровень надежности следует для обоих случаев.

В случае, когда под S и S_u понимается максимальная абсолют-

ная осадка, условие (I.7) преобразуется к виду (I.2) следующим образом

$$Y = S_{iu} - S_i \geq 0 \qquad (2.11)$$

Математическое ожидание и дисперсию Y определяют по формулам:

$$\bar{Y} = S_{iu} - \bar{S}_i \ ; \qquad (2.12)$$

$$\mathcal{D}_Y = \mathcal{D}_{S_i} , \qquad (2.13)$$

где: $\bar{S}_i$ – математическое ожидание (или нормативное значение) максимальной абсолютной осадки;

$\mathcal{D}_{S_i}$ – ее дисперсия.

Дисперсия абсолютной осадки фундамента $\mathcal{D}_{S_i}$ определяется по формуле

$$\mathcal{D}_{S_i} = \sum_{j=1}^{\kappa} \left(\frac{\bar{S}_j}{E_j}\right)^2 \mathcal{D}_{\varepsilon_j} + \left(\frac{\bar{S}}{P_o}\right)^2 \mathcal{D}_{P_o} + \sum_{j=1}^{\kappa} \left(\frac{\bar{S}_j}{h_j}\right)^2 \mathcal{D}_{h_j} +$$

$$+ 2 \sum_{j<t} \left(\frac{\bar{S}_j}{h_j}\right)\left(\frac{\bar{S}_t}{h_t}\right) \mathcal{M}_{h_j h_t} \ ; \qquad t = 2,3,\dots \kappa, \qquad (2.14)$$

где κ – число различных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи;

$\bar{S}_j, \bar{E}_j, \bar{h}_j$ – осадка, модуль деформации и толщина j-го слоя грунта соответственно;

$\bar{S}$ – полная осадка;

P_o – дополнительное давление на грунт по подошве фундамента, определяемое по указаниям [4];

$\mathcal{D}_{\varepsilon_j}, \mathcal{D}_{h_j}$ – дисперсии модуля деформации (п.3.5) и толщины j-го слоя (п.3.6);

$\mathcal{D}_{P_o} = \frac{\mathcal{D}_N}{A^2}$ – дисперсия дополнительного давления на грунт, здесь $\mathcal{D}_N$ – дисперсия центральной силы, действующей на фундамент (пп.3.10–3.12), A – площадь подошвы фундамента;

$\mathcal{M}_{h_j h_t}$ – корреляционный момент толщин слоев в пределах сжимаемой толщи (п.3.6).

Уровень надежности осадки определяют по формуле (I.4), используя $\bar{Y}$ (2.12) и $\mathcal{D}_Y$ (2.13).

2.5. Для относительной разности осадок условие (I.7) принимает вид

$$\frac{\Delta S}{L} \leq \left[\frac{\Delta S}{L}\right]_u , \qquad (2.15)$$

где ΔS – разность осадок двух соседних фундаментов;

L – расстояние между этими фундаментами;

$\left[\frac{\Delta S}{L}\right]_u$ – предельная величина относительной разности осадок, определяемая по указаниям [4].

Условие (2.15), преобразованное к виду (I.2), имеет вид

$$Y = \left[\frac{\Delta S}{L}\right]_u - \frac{\Delta S}{L} > 0. \qquad (2.16)$$

Математическое ожидание и дисперсию y определяют по формулам

$$y = \left[\frac{\Delta S}{L}\right]_u - \frac{\bar{S}_1 - \bar{S}_2}{L} ; \qquad (2.17)$$

$$\mathcal{D}_y = \frac{1}{L^2}\left(\mathcal{D}_{S1} + \mathcal{D}_{S2} - 2\sigma_{S1}\sigma_{S2}r\right), \qquad (2.18)$$

где $\bar{S}_1$ и $\bar{S}_2$ – математические ожидания осадок двух фундаментов;

$\mathcal{D}_{S1}$ и $\mathcal{D}_{S2}$ – их дисперсии, определяемые по формуле (2.14);

σ_{S1} и σ_{S2} – среднеквадратичные отклонения осадок двух фундаментов ($\sigma_{S1} = \sqrt{\mathcal{D}_{S1}}$; $\sigma_{S2} = \sqrt{\mathcal{D}_{S2}}$);

r – коэффициент корреляции осадок двух фундаментов, назначаемый по табл.2.I.

Таблица 2.I.

Расстояние между фундаментами L, м	6	I2	I8	24	30
Коэффициент корреляции r	0,85	0,8	0,7	0,65	0,6

Вероятность выполнения неравенства (2.I6) определяют по формуле (I.4).

2.I0. Уровень надежности данного фундамента при расчетах на продавливание плитной части оценивается по критерию (I.8).

Условие (I.8), преобразованное к виду (I.2), для центрально

нагруженных квадратных железобетонных фундаментов имеет вид

$$Y = \kappa R_p b_{cp} H_o - N \geq 0, \qquad (2.19)$$

а для центрально нагруженных прямоугольных и внецентренно нагруженных квадратных и прямоугольных железобетонных фундаментов:

$$Y = \kappa R_p b_{cp} H_o - F_o \left(\frac{N}{A} + \frac{M}{W}\right) \geq 0, \qquad (2.20)$$

где F_o определяется по геометрическим параметрам фундамента /5/.

Математическое ожидание и дисперсию Y определяют для центрально нагруженных квадратных фундаментов:

$$\bar{Y} = \kappa R_p b_{cp} H_o - \bar{N} \; ; \qquad (2.21)$$

$$D_Y = D_N \, , \qquad (2.22)$$

а для центрально нагруженных прямоугольных и внецентренно нагруженных квадратных и прямоугольных фундаментов:

$$\bar{Y} = \kappa R_p b_{cp} H_o - F_o \left(\frac{\bar{N}}{A} + \frac{\bar{M}}{W}\right); \qquad (2.23)$$

$$D_Y = \left(\frac{F_o}{A}\right)^2 D_N + \left(\frac{F_o}{W}\right)^2 D_M + \frac{2F_o^2}{AW} \mu_{M,N} \, . \qquad (2.24)$$

Уровень надежности определяют по формуле (I.4).

2.II. Уровень надежности данного фундамента при расчетах на изгиб консольного выступа оценивается по критерию (I.9).

Изгибающий момент M_{i-i} в произвольном сечении фундамента определяется в соответствии с /5/ по формуле:

$$M_{i-i} = \frac{(l - l_i)^2}{24} (P_3 + 2P_2), \qquad (2.25)$$

где l, l_i – соответственно длина подошвы и ступени фундамента, по грани которой проводится расчетное сечение;

давления P_2 и P_3 получаются по формулам:

$$P_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \; ; \quad P_3 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \frac{l_i}{l} \, . \qquad (2.26)$$

Условие (I.9), преобразованное к виду (I.2), имеет вид

$$Y = 0{,}9 H_o F_a R_a - \frac{(l - l_i)^2}{24} \left[\frac{3N}{A} + \left(2 + \frac{l_i}{l}\right) \frac{M}{W} \right] \geq 0. \qquad (2.27)$$

Математическое ожидание и дисперсию определяют по формулам

$$\bar{Y} = 0{,}9 H_0 F_a R_a - \frac{(\ell - \ell_i)^2}{24}\left[\frac{3\bar{N}}{A} + \left(2 + \frac{\ell_i}{\ell}\right)\frac{\bar{M}}{W}\right]; \qquad (2.28)$$

$$D_Y = \left[\frac{(\ell - \ell_i)^2}{8A}\right]^2 D_N + \left[\frac{(\ell - \ell_i)^2\left(2 + \frac{\ell_i}{\ell}\right)}{24W}\right]^2 D_M + \qquad (2.29)$$

$$+ \frac{(\ell - \ell_i)^4\left(2 + \frac{\ell_i}{\ell}\right)}{96AW} K_{M,N} .$$

Уровень надежности определяют по формуле (I.4).

3. ПОЛУЧЕНИЕ НЕОБХОДИМЫХ ДЛЯ РАСЧЕТА ИСХОДНЫХ ПАРАМЕТРОВ

3.I. Необходимыми для расчета уровня надежности параметрами, кроме всех параметров, необходимых для детерминированного расчета, являются статистические характеристики свойств грунтов основания и нагрузок на здание (нормативные значения, дисперсии и корреляционные моменты).

3.2. Нормативные значения характеристик грунта и их средние квадратические отклонения σ вычисляют по результатам непосредственных определений, выполняемых в лабораторных или полевых условиях, по указаниям [7].

Дисперсии тангенса угла внутреннего трения, удельного сцепления и удельного веса грунта определяют по формулам

$$D_{tg\varphi} = \sigma^2_{tg\varphi}; \quad D_c = \sigma_c^2; \quad D_\gamma = g^2 D_\rho; \quad D_\rho = \sigma_\rho^2 . \qquad (3.I)$$

3.3. В случае многослойного основания дисперсия удельного веса грунта определяется по формуле

$$D_\gamma = g^2 \sum_{j=1}^{\kappa} \left(\frac{\bar{h}_j}{H}\right)^2 D_{\rho j} \quad ; \qquad (3.2)$$

где κ – количество различных слоев грунта выше границы сжимаемой толщи;

g – ускорение свободного падения;

$\bar{h}_j$ – толщина j-го слоя грунта;

H – общая толщина грунта до границы сжимаемой толщи;

$D_{\rho j}$ – дисперсия плотности грунта j-го слоя.

3.4. Корреляционный момент удельного сцепления и тангенса угла внутреннего трения $\mu_{c,tg\varphi}$ определяется по формуле

$$\mu_{c,tg\varphi} = \frac{-\sigma_\tau^2 \sum_{i=1}^{n} \rho_i}{\Delta}, \qquad (3.3)$$

где σ_τ, Δ, $\sum_{i=1}^{n} \rho_i$ определяют по указаниям [7].

3.5. Дисперсию модуля деформации вычисляют по формуле

$$\mathcal{D}_E = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (E_n - E_i)^2, \qquad (3.4)$$

где n – число определений модуля деформации;

E_n и E_i – соответственно нормативное и частное значение модуля деформации;

Если число определений модуля деформации $n < 6$, то дисперсию $\mathcal{D}_E$ определяют по формуле

$$\mathcal{D}_E = (\nu_E \cdot E_n)^2, \qquad (3.5)$$

где ν_E – коэффициент вариации E, принимаемый равным 0,3.

3.6. Статистические характеристики слоев грунта, залегающих в пределах сжимаемой толщи основания, определяют на основе анализа инженерно-геологических разрезов площадки строительства.

Если напластования грунтов являются практически горизонтальными и толщины слоев обладают только случайной изменчивостью, то под толщиной j-го слоя понимается его средняя толщина, а дисперсия определяется по формуле

$$\mathcal{D}_{h_i} = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^{N} (h_{ji} - \bar{h}_j)^2, \qquad (3.6)$$

где N – количество скважин, прорезающих данный слой грунта;

h_{ji} – толщина слоя по отдельной скважине;

$\bar{h}_j$ – средняя толщина слоя.

Корреляционный момент толщин слоев в пределах сжимаемой толщи $\mu_{h_j h_t}$ определяется для всех сочетаний из двух слоев по формуле (3.7). Так, например, для трехслойного основания определяются три корреляционных момента: $\mu_{h_1 h_2}$, $\mu_{h_2 h_3}$ и $\mu_{h_3 h_3}$

$$\mu_{h_1 h_2} = \sum_{i=1}^{N} \frac{(\bar{h}_j - h_{ji})(\bar{h}_t - h_{ti})}{N}, \qquad (3.7)$$

где $\bar{h}_j$ и $\bar{h}_t$ – средняя толщина слоев j и t соответственно;
h_{ji} и h_{ti} – толщина слоев j и t по отдельной скважине;
N – количество скважин, прорезающих слои j и t.

Если напластования грунтов являются сложными (наличие линз, выклиниваний), то для определения уровня надежности основания и фундаментов выбирают рамы с наиболее неблагоприятными инженерно-геологическими разрезами. В этом случае под толщиной j-го слоя понимается его толщина непосредственно под данным фундаментом, а дисперсия толщины слоя и корреляционные моменты принимаются равными нулю.

3.7. Дисперсию коэффициента жесткости основания $\mathcal{D}_{K_{2i}}$ под каждым из фундаментов рамы определяют по формуле

$$\mathcal{D}_{K_{2i}} = \left(\frac{\bar{K}_2}{\bar{S}}\right)^2 \mathcal{D}_S = \left(\frac{\bar{K}_2}{\bar{S}}\right)^2 \left[\sum_{j=1}^{\kappa} \left(\frac{\bar{S}_j}{\bar{E}_j}\right)^2 \mathcal{D}_{E_j} + \right. \tag{3.8}$$

$$\left. + \sum_{j=1}^{\kappa} \left(\frac{\bar{S}_j}{\bar{h}_j}\right)^2 \mathcal{D}_{h_j} + 2 \sum_{j<t} \left(\frac{\bar{S}_j}{\bar{h}_j}\right)\left(\frac{\bar{S}_t}{\bar{h}_t}\right) \mu_{h_j h_t} \right],$$

где $\bar{K}_2$ и $\bar{S}$ – нормативные значения коэффициента жесткости основания и полной осадки;
κ – число различных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи;
$\bar{S}_j, \bar{E}_j, \bar{h}_j$ – осадка, модуль деформации и толщина j-го слоя грунта соответственно;
$\mathcal{D}_{E_j}$ и $\mathcal{D}_{h_j}$ – дисперсия модуля деформации (п.3.5) и толщины j-го слоя (п.3.6);
$\mu_{h_j h_t}$ – то же, что и в формуле (3.7).

3.8. Математическое ожидание каждой из нагрузок на здание принимается равным ее нормативному значению, определенному в соответствии с главой СНиП по нагрузкам и воздействиям.

3.9. Поперечник здания может быть загружен несколькими вариантами загружения. Под вариантом загружения понимается несколько одновременно действующих на конструкцию силовых факторов (сосредоточенных сил или моментов, равномерно распределенных нагрузок), от которых при статическом расчете рамы здания строится одна эпюра. Вариантом загружения может быть постоянная нагрузка, снеговая, крановая, ветровая, полезная временная и т.д.

3.10. Дисперсии нагрузок определяются по одной на каждый вариант загружения. Для этого для каждого варианта загружения выбирается

одна приведенная нагрузка. За приведенную нагрузку может быть принят любой из силовых факторов заданного варианта загружения $\bar{N}_i$ (его нормативное значение). Например, для крановой нагрузки за приведенную нагрузку может быть принято максимальное давление от колеса крана в одном из пролетов. Дисперсия для каждого конкретного варианта загружения $\mathcal{D}_{N_i}$ определяется из следующих соотношений

при $\gamma_{fi} > 1$ $\mathcal{D}_{N_i} = \left(\frac{\gamma_{fi}-1}{3}\bar{N}_i\right)^2$; при $\gamma_{fi} < 1$ $\mathcal{D}_{N_i} = \left(\frac{1-\gamma_{fi}}{3}\bar{N}_i\right)^2$, (3.9)

где γ_{fi} – коэффициент надежности по нагрузке заданного варианта загружения.

3.II. Нагрузки на фундаменты при совместной работе системы здание–основание представляют собой внутренние усилия в опорных сечениях надфундаментной конструкции. Определение дисперсий и корреляционных моментов внутренних усилий в раме, включая опорные сечения, производится по алгоритму, описанному в разделе 5.3. Рекомендаций.

Примечание. Знак корреляционного момента μ_{MN}, полученный при расчете (разд.5.3), сохраняется, если изгибающий момент M и центральная сила N имели одинаковые знаки, и меняется на противоположный, если M и N имели разные знаки. Знак μ_{MN} учитывается в формулах (2.8), (2.24) и (2.29).

3.I2. В случае, когда нагрузки на фундаменты определяют без учета перераспределения надфундаментной конструкцией в соответствии со статической схемой здания, дисперсию нагрузки на фундамент $\mathcal{D}_N$ определяют по следующей формуле

$$\mathcal{D}_N = \sum_{j=1}^{K} \left(\frac{N_{tot\,j}}{\bar{N}_j}\right)^2 \mathcal{D}_{N_j} \quad , \qquad (3.10)$$

где $N_{tot\,j}$ – суммарная нагрузка на фундамент от всех силовых факторов j-го варианта загружения;

$\bar{N}_j$ – приведенная нагрузка j-го варианта загружения;

$\mathcal{D}_{N_j}$ – дисперсия приведенной нагрузки (п.3.I0);

K – количество вариантов загружения, входящих в рассматриваемое сочетание нагрузок.

4. ПОРЯДОК РАСЧЕТА

4.I. В первом варианте система основание–здание проектируется в соответствии с указаниями норм [4,5,8,9,I0] и использованием рас-

четных значений величин нагрузок на здание и характеристик грунтов. Определение внутренних усилий в системе ведется с учетом совместной работы здания и основания методом итераций (см.пп.I.I3–I.I5).

4.2. Оцениваются статистические характеристики свойств грунтов и напластований под фундаментами и нагрузок на здание по указаниям разд.3.

4.3. Для оценки надежности основания и фундаментов по критериям (I.5)–(I.9) для каждого из фундаментов здания выбирается наиболее опасное сочетание нагрузок (вариантов загружения). В статистическом расчете используются нормативные значения этих нагрузок с учетом коэффициентов сочетаний.

4.4. Производится статистический расчет каркаса здания совместно с деформирующимся основанием по алгоритму, изложенному в разд.5, с целью получения корреляционных матриц и математических ожиданий (нормативных значений) внутренних усилий в системе. В результате расчета имеем математические ожидания, дисперсии и корреляционные моменты нагрузок на фундаменты.

4.5. В случае, когда нагрузки на фундаменты определяют без учета их перераспределения надфундаментной конструкцией в соответствии со статической схемой здания, дисперсию нагрузок на фундаменты определяют по формуле (3.I0).

4.6. Используя полученные результаты, оценивают уровень надежности основания и фундаментов по формуле (I.4) с использованием формул (2.5)–(2.I8) для оснований и (2.2I)–(2.24), (2.28), (2.29) для фундаментов.

4.7. Проверяют выполнение условия

$$H \geqslant H_n \ , \qquad (4.I)$$

где H – расчетный уровень надежности основания или фундамента, оцененный по формуле (I.4);

H_n – нормативный уровень надежности, принимаемый по указаниям п.4.8.

4.8. За нормативный уровень надежности при расчете оснований по условию непревышения расчетного давления на основание и по условию непревышения предельно допустимых деформаций основания принимается величина $H_n = 0{,}85$. За нормативный уровень надежности при расчете прочности тела фундамента при продавливании и прочности рабочей арматуры при изгибе консольного выступа фундамента принимается величина $H_n = 0{,}98$.

4.9. Если расчетное значение H значительно превосходит нормативное, то производят снижение размеров фундамента или количества рабочей арматуры, вычисляют новое значение H и снова производят проверку условия (4.I).

4.I0. В случае, если при проектировании фундаментов не выполняется расчет каркаса здания (привязка типовых проектов, расчет оснований зданий и сооружений III класса) или нет возможности произвести полный расчет уровней надежности, то обеспечение уровня надежности основания $H = 0{,}85$ может производится по указаниям п.4.II.

4.II. При коэффициенте вариации модуля деформации подстилающих грунтов, не превышающем 0,3, рекомендуется определять коэффициент безопасности K_R по расчетному сопротивлению грунта.

$$K_R = \frac{R_n}{R}, \qquad (4.2)$$

где $R_n = \bar{R}$ – определяется по формуле (2.9);

R – расчетное сопротивление грунта, определяемое по [4].

Если K_R превышает значения, приведенные в табл.4.2, то в расчет принимаются значения, указанные в этой таблице. В этом случае расчетное сопротивление R, используемое для назначения размеров подошвы фундамента, определяется по формуле

$$R = \frac{R_n}{K_R} \qquad (4.3)$$

K_R принимается по табл.4.2 в зависимости от относительного эксцентриситета приложенной на уровне подошвы фундамента нагрузки $\frac{e}{\ell}$ и коэффициента вариации удельного сцепления ν_c грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента.

Таблица 4.2

Относительный эксцентриситет нагрузки на основание $\frac{e}{\ell}$	Коэффициент безопасности K_R		
	Пылевато-глинистые грунты		Песчаные грунты
	$\nu_c \leq 0{,}25$	$\nu_c > 0{,}25$	
$\frac{e}{\ell} \leq \frac{1}{10}$	I,I5	I,20	I,30
$\frac{1}{10} < \frac{e}{\ell} \leq \frac{1}{6}$	I,20	I,25	I,35

Значение относительного эксцентриситета нагрузки на основание определяется по формуле

$$\frac{e}{\ell} = \frac{M}{\ell N}, \qquad (4.4)$$

где N – продольная сила, кН;

M – бо́льший из изгибающих моментов, действующих вдоль каждой из осей фундамента, кН·м;

ℓ – длина стороны подошвы фундамента, вдоль которой действует бо́льший изгибающий момент, м.

Коэффициент вариации удельного сцепления γ_c определяется по указаниям [7].

5. ОЦЕНКА СТАТИСТИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ В СИСТЕМЕ ОСНОВАНИЕ–КАРКАСНОЕ ЗДАНИЕ

5.I. Общие указания.

5.I.I. Определение внутренних усилий в системе основание–каркасное здание и их статистических характеристик является одним из этапов вероятностного расчета оснований и фундаментов, необходимым для оценки нагрузок на фундаменты, их дисперсий и корреляционных моментов с учетом перераспределения усилий каркасом здания. Совместный расчет здания и деформируемого основания требует большого объема вычислений и в большинстве случаев предполагает применение ЭВМ. В настоящем разделе изложен алгоритм такого расчета, имеющий целью получение не только эпюр внутренних усилий и деформаций в системе, но и их статистических характеристик (дисперсий и корреляционных моментов).

5.I.2. Рассматривается плоская расчетная схема здания (рама). Податливость основания учитывается путем введения коэффициентов жесткости (см.п.I.I4) для каждого из фундаментов. Рама здания может быть загружена несколькими вариантами загружения (см.раздел 3).

5.I.3. Для расчета каркаса (рамы) здания принят метод перемещений строительной механики как наиболее удобный для реализации в программах для ЭВМ. Метод предусматривает учет влияния всех трех интегралов усилий на перемещения.

5.I.4. Внутренние усилия и деформации каркаса здания находятся путем решения системы линейных алгебраических уравнений метода перемещений.

$$R_r Z + R_p = 0 \,, \qquad (5.1)$$

где R_r – матрица реакций в узлах каркаса от единичных перемещений узлов;

R_p – матрица реакций в узлах нагрузок на раму;

Z – матрица перемещений узлов.

Введены следующие допущения:

а) задача рассматривается в геометрически и физически линейной постановке;

б) связь между податливым основанием и фундаментной конструкцией, находящейся с ним в контакте, считается двусторонней;

5.I.5. Стержни надфундаментного каркаса могут быть произвольным образом ориентированы в пространстве. Поверхность основания всегда предполагается расположенной в горизонтальной плоскости.

Предполагается, что все сооружение целиком располагается в I квадрате правосторонней декартовой системы координат. В дальнейшем она называется общей системой координат; в ней вычисляются координаты всех узлов конструкции. Кроме того, с каждым элементом связывается местная система координат, такая, чтобы матрица жесткости этого элемента имела в ней наиболее простой и удобный вид. Местная система координат также является правосторонней декартовой. Для прямолинейного стержня она имеет свое начало в начальном узле стержня, одна ее ось совпадает с продольной осью стержня и направлена в сторону конечного узла. Две другие оси совпадают с главными осями инерции поперечного сечения стержня. Для столбчатого фундамента начало местной системы координат совпадает с центром его подошвы, одна ось направлена вертикально, а две другие совпадают с главными осями инерции подошвы фундамента. Перемещения узлов вычисляются в общей системе координат, а эпюры усилий в местной.

5.I.6. Перемещения считаются положительными, если они направлены вдоль положительного направления осей координат. При этом перемещения всех видов рассматриваются как векторы. Реакция каждой связи, вызываемая ее положительным перемещением, считается положительной.

5.I.7. В каждый узел конструкции вводится три связи: на вертикальное перемещение, горизонтальное и поворот. Виды эпюр усилий соответствуют количеству степеней свободы узлов конструкции, т.е. вычисляются значения изгибающих моментов, продольных и поперечных

сил.

Для удобства построения расчетных зависимостей принимается стандартный порядок следования перемещений в узлах конструкции: Δ_x, Δ_z, φ_y, где Δ – линейное смещение; φ – поворот.

В общем векторе перемещений $\bar{Z}$ группы перемещений каждого узла из трех чисел идут подряд друг за другом в порядке нумерации узлов. Предполагается, что нумерация узлов начинается с единицы и не имеет пропущенных и повторяющихся номеров.

5.I.8. Матрица перемещений узлов находится из соотношения

$$\bar{Z} = -R_y^{-1} R_p \qquad (5.2)$$

путем обращения матрицы реакций в узлах каркаса от единичных перемещений узлов.

Переводя матрицу перемещений узлов из общей системы координат в местную и используя лишь те перемещения, которые относятся к одному элементу, можно вычислить матрицу реакций в узлах каждого элемента от фактических перемещений $R^{*}_{эм}$

$$R^{*}_{эм} = R^{*}_{эм} Z_{эм} + R^{*}_{рэм} . \qquad (5.3)$$

Здесь и в дальнейшем индексом "$м$" обозначены матрицы в местной системе координат, индексом "0" – соответствующие матрицы в общей системе координат, индексом "$э$" – матрицы, относящиеся к одному элементу.

Матрицы, относящиеся ко всей раме в целом, привязаны к общей системе координат.

Знак * обозначает операцию жордановых исключений (см.разд. 5.3).

5.I.9. Основным результатом расчета по программе являются усилия (с их статистическими характеристиками) в узлах, находящихся на поверхности основания (фундаментных узлах), поэтому алгоритм не предусматривает определения усилий в промежуточных сечениях стержней надфундаментной конструкции, а ограничивается определением узловых реакций с учетом того, что они численно равны усилиям в узлах. Статистические характеристики узловых реакций также будут численно равны статистическим характеристикам внутренних усилий в узлах.

В случае необходимости усилия в промежуточных сечениях стержней надфундаментной конструкции можно определить по известным соотношениям метода начальных параметров, используя в качестве началь-

ных параметров узловые реакции. Статистические характеристики внутренних усилий в промежуточных сечениях стержней надфундаментной конструкции находят методом линеаризации соотношений метода начальных параметров по статистическим характеристикам узловых реакций.

5.I.I0. Корреляционные матрицы узловых реакций находятся для каждого элемента (стержня) в местной системе координат по формуле

$$K_{R_{эм}}^{**} = \bar{R}_{эм}^{**} K_{z_{эм}} \bar{R}_{эм}^{*\prime} + K_{R_{рэм}} + \bar{R}_{эм}^{**} K_{z_{эм}, R_{рэм}} + K_{R_{рэм}, z_{эм}} \bar{R}_{эм}^{*\prime} , \qquad (5.4)$$

где $K_{R_{эм}}^{**}$, $K_{z_{эм}}$, $K_{R_{рэм}}$ – корреляционные матрицы реакций от фактических перемещений в узлах элемента, перемещений узлов и реакций в узлах от нагрузок на элемент.

На главных диагоналях корреляционных матриц располагаются дисперсии соответствующих усилий или перемещений, все остальные элементы представляют собой корреляционные моменты соответствующих усилий или перемещений;

$K_{z_{эм}, R_{рэм}}$, $K_{R_{рэм}, z_{эм}}$ – смешанные корреляционные матрицы перемещений узлов и реакций от нагрузок на элемент;

Символ " — " над обозначением матрицы соответствует математическому ожиданию или нормативному значению элементов матрицы.

Знак " / " обозначает операцию транспонирования матрицы.

5.I.II. Корреляционная матрица перемещений узлов элемента $K_{z_{эм}}$ получается из общей корреляционной матрицы перемещений узлов K_z :

$$K_z = V K_{K_z} V' + \sum_{j=1}^{\kappa} D_j K_{N_j} D_j' , \qquad (5.5)$$

где K_{K_z} – корреляционная матрица коэффициентов жесткости основания размером $m \times m$, где m – количество перемещений во всей раме.

Коэффициенты жесткости под каждым из фундаментов рассматриваются как статистически независимые случайные величины, поэтому корреляционные моменты между коэффициентами жесткости соседних опор принимаются равными нулю, а изменчивость коэффициентов жесткости определяется только их дисперсиями, задаваемыми по формуле (3.8).

Матрица K_{K_z} имеет следующую структуру:

$$K_{K_2} = \begin{bmatrix} B_1 & & & \\ & 0 & & \\ & & B_i & \\ & & & 0 \end{bmatrix}$$

Здесь $B_i = \mathcal{D}_{K_{2i}} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$

($\mathcal{D}_{K_{2i}}$ – дисперсия коэффициента жесткости основания i-го фундамента)

Блоки B_i располагаются в матрице K_{K_2} в местах, соответствующих номерам связей (перемещений) i-го фундамента:

K_{N_j} – корреляционная матрица j-го варианта загружения размерностью $m \times m$, все элементы которой равны дисперсии j-го варианта загружения $\mathcal{D}_{N_j}$;

V – матрица, определяемая по указаниям п.5.I.I2;

$\mathcal{D}_j$ – матрица, определяемая по указаниям п.5.I.I3;

κ – количество вариантов загружения.

5.I.I2. Матрица V, имеющая размерность $m \times m$ вычисляется по формуле

$$V = -\bar{R}_1^{-1} I L_{\bar{z}_0}, \qquad (5.6)$$

где I – квадратная матрица размером $m \times m$, имеющая вид

$$I = \begin{bmatrix} \mathcal{Y}_i & & & \\ & 0 & \mathcal{Y}_i & \\ & & & 0 \end{bmatrix} \qquad (5.7)$$

Здесь $\mathcal{Y}_i = \frac{1}{K_{\bar{z}i}} \bar{R}_{фундi}$

(R фунд$_i$ – матрица реакций столбчатого фундамента от единичных перемещений)

$L_{\bar{z}_0}$ – диагональная матрица размером $m \times m$, элементами главной диагонали которой являются элементы вектора перемещений от всех

вариантов загружения ($\bar{Z}_o$).

5.I.I3. Матрица $\mathcal{D}_j$ размером $m \times m$ вычисляется по формуле

$$\mathcal{D}_j = -\bar{R}_i^{-1} L_{\frac{\bar{R}_p N_j}{\bar{N}_j}} \quad , \tag{5.8}$$

где $L_{\frac{\bar{R}_p N_j}{\bar{N}_j}}$ – диагональная матрица размером $m \times m$, элементами главной диагонали, которой являются элементы столбца матрицы реакций в узлах от нагрузок на раму R_p , соответствующего j-му варианту загружения, деленные на приведенную нагрузку этого варианта загружения $\bar{N}_j$.

5.I.I4. Корреляционная матрица реакций в узлах элемента стержня от нагрузок на элемент $K_{R_{p\ni M}}$ находится по формуле

$$K_{R_{p\ni M}} = \sum_{j=1}^{K} L_{\frac{\bar{R}_{p\ni M} N_j}{\bar{N}_j}} K_{\bar{N}_j} L'_{\frac{\bar{R}_{p\ni M} N_j}{\bar{N}_j}} \quad , \tag{5.9}$$

где K – количество вариантов загружения;

$L_{\frac{\bar{R}_{p\ni M} N_j}{\bar{N}_j}}$ – диагональная матрица размером 6 х 6, элементами главной диагонали которой являются элементы столбца матрицы реакций в узлах стержня от нагрузок на него $R_{p\ni M}$, соответствующего j-му варианту нагружения, деленные на приведенную нагрузку $\bar{N}_j$; $K_{\bar{N}_j}$ – корреляционная матрица j-го варианта загружения, представляющая собой квадратную матрицу размером 6 х 6, все элементы которой равны дисперсии j-го варианта загружения $\mathcal{D}_{N_j}$;

5.I.I5. Смешанные корреляционные матрицы перемещений узлов и нагрузок на элемент $K_{Z_{\ni M}, R_{p\ni M}}$ и $K_{R_{p\ni M}, Z_{\ni M}}$ находят по формуле

$$K_{Z_{\ni M}, R_{p\ni M}} = \sum_{j=1}^{K} \mathcal{D}_{\ni j} K_{\bar{N}_j} L_{\frac{\bar{R}_{p\ni M} N_j}{\bar{N}_j}} \quad , \tag{5.10}$$

где K – количество вариантов загружения;

$\mathcal{D}_{\ni j}$ – матрица размером 6 х m , составленная из строк матрицы соответствующих данному элементу (стержню);

$K_{\bar{N}_j}$ – корреляционная матрица j-го варианта загружения размером m х 6, все элементы которой равны дисперсии j-го варианта загружения $\mathcal{D}_{N_j}$;

$L_{\frac{\bar{R}_{p\ni M} N_j}{\bar{N}_j}}$ – определяется по указаниям п.5.I.I4.

$$K_{R_{рам},Z_{эм}} = K'_{Z_{эм},R_{рам}} \cdot \qquad (5.11)$$

5.2. Подготовка исходной информации для ввода в ЭВМ.

5.2.1. Исходная информация для ввода в ЭВМ представляет собой ряд исходных чисел и исходных массивов. Исходными числами для рассматриваемого расчета являются:

а) количество участков рамы n ; разделение рамы на участки производится в соответствии с правилами метода перемещений;

б) количество перемещений в раме m ; так как в каждый узел рамы вводится три связи, то количество перемещений равно утроенному количеству узлов;

в) количество фундаментов f ;

г) количество нулевых перемещений в узлах рамы m_0; равно количеству отсутствующих связей по направлению обобщенных перемещений (наличие шарниров, ползунов, свободных концов);

д) количество вариантов загружения в рассматриваемом сочетании K .

5.2.2. Исходные массивы чисел, относящиеся к геометрическим и жесткостным параметрам стержней рамы. Эти массивы являются одномерными и имеют размерность n ;

а) жесткости стержней при расчете на изгиб EJ_i ($i = 1, \dots n$);

б) жесткости стержней при расчете на растяжение - сжатие EF_i ($i = 1, \dots n$);

в) длины стержней L_i ($i = 1, \dots n$);

г) коэффициенты, учитывающие форму сечения стержней рамы η_i ($i = 1, \dots n$)

д) косинусы угла наклона оси стержней к оси абсцисс общей системы координат $\cos\alpha_i$ ($i = 1, \dots n$);

е) синусы угла наклона оси стержней к оси абсцисс общей системы координат $\sin\alpha_i$ ($i = 1, \dots n$).

Кроме того для каждого стержня вводится специальный массив из шести чисел, включающий в себя номера перемещений, соответствующих данному стержню: три числа для начала стержня и три числа для конца стержня в порядке, предусмотренном п.5.1.7.

5.2.3. Одномерный массив NO размером m_0 включает в себя номера нулевых перемещений узлов.

5.2.4. Исходные массивы чисел, относящиеся к фундаментам. Массивы одномерные размером f :

а) длина фундаментов l_i $(i=1,\dots f)$;

б) ширина фундаментов b_i $(i=1,\dots f)$;

в) коэффициенты жесткости основания под каждым из фундаментов K_{zi} $(i=1,\dots f)$;

г) корректирующие множители для получения коэффициентов жесткости при повороте фундаментов $\psi_{\varphi i}$ $(i=1,\dots f)$. $\psi_{\varphi i}=\frac{\omega_{\varphi i}}{\omega_{zi}}$ по формуле (I.I0);

д) корректирующие множители для получения коэффициентов жесткости при сдвиге фундаментов ψ_{x_i} $(i=1,\dots f)$. $\psi_{x_i}=\frac{1-\gamma}{1-\gamma\omega_{x_i}}$ по формуле (I.I0);

е) дисперсии коэффициентов жесткости под каждым из фундаментов $\mathcal{D}_{k_{zi}}$ ($i=1,\dots f$), получаемые по формуле (4.6).

Кроме того, для каждого фундамента вводится специальный массив из трех чисел $T\Phi_i$, включающий в себя номера перемещений, соответствующих данному фундаменту, в порядке, предусмотренном п.5.I.7.

5.2.5. Массив RV , включающий в себя реакции в узлах элементов от действия пролетных нагрузок в местной системе координат. Массив трехмерный, имеет размерность 6 x n x κ . Реакции вычисляются для каждого варианта загружения.

5.2.6. Массив RO , включающий реакции в узлах рамы от действия узловых нагрузок в общей системе координат. Массив двумерный имеет размерность $m\times\kappa$. Реакции вычисляются для каждого варианта загружения.

5.2.7. Одномерные массивы, размерностью κ , включающие в себя:

а) приведенные нагрузки вариантов загружения $\bar{N}_i$ $(i=1,\dots\kappa)$;

б) дисперсии вариантов загружения $\mathcal{D}_{N_i}$ $(i=1,\dots\kappa)$.

5.3. Алгоритм расчета.

5.3.I. Построение матриц реакций элементов надфундаментной конструкции (стержневой) от единичных перемещений узлов в местной системе координат $R_{эмi}$. Матрицы строятся для каждого стержня в цикле по i = I,2 .....n . Матрицы $R_{эмi}$ имеют размерность 6x6 и вычисляются по табл.5.I. В таблице 5.I введены обозначения $i=\frac{EJ}{L}$, $\kappa=\frac{EJ\gamma}{L^2GF}$. Индексы „u", „v", „w" указывают на ось местной системы координат, относительно которой подсчитывается жесткость.

5.3.2. Построение матриц реакций фундаментов (местная система

координат для фундаментов совпадает с общей) от единичных перемещений $R_{фупгi}$. Матрицы строятся для каждого фундамента в цикле по $i = 1,2 \ldots\ldots 4$. Для прямоугольного фундамента матрица реакций имеет вид:

$$R_{фупгi} = \begin{bmatrix} K_{zi}\,\psi_{xi}\,l_i b_i & 0 & 0 \\ 0 & K_{zi} l_i b_i & 0 \\ 0 & 0 & \dfrac{K_{zi}\psi_{xi} l_i^3 b_i}{12} \end{bmatrix} \qquad (5.12)$$

Для круглого фундамента радиуса r :

$$R_{фупгi} = \begin{bmatrix} K_{zi}\,\psi_{xi}\,\pi r_i^2 & 0 & 0 \\ 0 & K_{zi}\pi r_i^2 & 0 \\ 0 & 0 & \dfrac{K_{zi}\psi_{xi}\pi r_i^4}{4} \end{bmatrix} \qquad (5.13)$$

5.3.3. Построение матрицы реакций элементов надфундаментной конструкции от пролетных нагрузок в местной системе координат $R_{рэлi}$. Матрицы строятся для каждого стержня в цикле по $i = 1,2\ldots$ $\ldots n$. Матрицы $R_{рэлi}$ имеют размерность 6 х $к$ и получаются путем выбора соответствующих данному стержню элементов из исходного массива RV .

5.3.4. Производят операцию жордановых исключений для тех элементов, в узлах которых имеются нулевые перемещения в следующем порядке:

а) если $m_0 = 0$, то операция жордановых исключений не требуется и переходят к дальнейшему расчету;

б) для каждого элемента организуют сравнение его номеров перемещений из массива T_i с номерами имеющихся в ряде нулевых перемещений из массива NO.

Если $T_{ij} = NO_{ii}$ ($j = 1,\ldots.6$; $ii = 1,\ldots. m_0$), то для номера j производят операцию жордановых исключений в матрицах $R_{элi}$ и $R_{рэлi}$.

Если произвольный элемент матрицы $R_{элi}$ обозначить r_{mn} ($m = 1,\ldots.. 6$; $n = 1,\ldots. 6$), а произвольный элемент матрицы $R_{рэлi}$ - ρ_{mc} ($m = 1,\ldots..6$; $c = 1,\ldots.. к$), то в соответствии с [10] один шаг

Таблица 5.I

Матрица реакций защемленного по концам стержня от единичных перемещений его концов

$R_{эм} =$

$\Delta^н_w$	$\Delta^н_v$	$\varphi^н_u$	$\Delta^к_w$	$\Delta^к_v$	$\varphi^к_u$
$\frac{EF}{L}$			$-\frac{EF}{L}$		
	$\frac{12i}{L^2}\cdot\frac{I}{I+12K}$	$\frac{6i}{L}\cdot\frac{I}{I+12K}$		$-\frac{12i}{L^2}\cdot\frac{I}{I+12K}$	$-\frac{6i}{L}\cdot\frac{I}{I+12K}$
	$-\frac{6i}{L}\cdot\frac{I}{I+12K}$	$4i\,\frac{I+3K}{I+12K}$		$\frac{6i}{L}\cdot\frac{I}{I+12K}$	$2i\,\frac{I-6K}{I+12K}$
$-\frac{EF}{L}$			$\frac{EF}{L}$		
	$-\frac{12i}{L^2}\cdot\frac{I}{I+12K}$	$\frac{6i}{L}\cdot\frac{I}{I+12K}$		$\frac{12i}{L^2}\cdot\frac{I}{I+12K}$	$\frac{6i}{L}\cdot\frac{I}{I+12K}$
	$-\frac{6i}{L}\cdot\frac{I}{I+12K}$	$2i\,\frac{I-6K}{I+12K}$		$\frac{6i}{L}\cdot\frac{I}{I+12K}$	$4i\,\frac{I+3K}{I+12K}$

жордановых исключений с разрешающим элементом z_{ij} (номеру j соответствует нулевое перемещение) выполняется для каждого элемента матриц $R_{эмi}$ и $R_{рэмi}$ по формулам:

$$z^{*}_{mn} = z_{mn} - \frac{z_{mj}\, z_{jn}}{z_{ij}}; \qquad P^{*}_{mc} = P_{mc} - \frac{z_{mj}\, P_{jc}}{z_{ij}}. \qquad (5.14)$$

В операции жордановых исключений выполняется столько шагов, сколько нулевых перемещений окажется в узлах стержня.

В результате выполнения операции жордановых исключений вместо матриц $R_{эмi}$ и $R_{рэмi}$ имеем матрицы $R^{*}_{эмi}$ и $R^{*}_{рэмi}$.

5.3.5. Перевод матриц реакций элементов (стержней) в общую систему координат. Производится по формулам

$$R_{эоi} = C' R^{*}_{эмi} C; \qquad R_{рэоi} = C' R^{*}_{рэмi}, \qquad (5.15)$$

где C – матрица направляющих косинусов, имеющая вид

$$C = \begin{bmatrix} C_1 & 0 \\ 0 & C_1 \end{bmatrix},$$

где

$$C_1 = \begin{bmatrix} \cos\alpha_i & \sin\alpha_i & 0 \\ -\sin\alpha_i & \cos\alpha_i & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \qquad (5.16)$$

5.3.6. Формирование общей матрицы реакций от единичных перемещений узлов R_1.

Элементы матриц $R_{эоi}$ накапливаются на поле общей матрицы реакций путем присвоения строкам и столбцам матриц $R_{эоi}$ номеров, соответствующих номерам перемещений i-го стержня из исходного массива Ti.

Таким же образом накапливаются на поле матрицы R_1 элементы матриц $R_{эмчфi}$, но с использованием исходных массивов $ТСФ_i$. Матрица R_1 является симметричной.

5.3.7. Формирование общей матрицы реакций в узлах рамы от нагрузок R_p.

Элементы матриц $R_{рэоi}$ накапливаются на поле общей матрицы реакций R_p по тому же принципу, что и для матрицы R_1 с той лишь разницей, что номера перемещений i-го стержня из исходного массива Ti

присваиваются только строкам матриц $R_{pso\,i}$. Номера столбцов соответствуют рассматриваемым вариантам загружения.

После этого необходимо добавить в матрицу R_p реакции от узловых нагрузок из массива RO . Это легко делается путем сложения матриц R_p и RO . Результаты сложения записываются на месте матрицы R_p .

5.3.8. Производится обращение матрицы R_1 . Получаем матрицу R_1^{-1} .

5.3.9. Вычисляются матрицы перемещений узлов Z по формуле (5.2).

5.3.I0. Из общей матрицы перемещений Z составляются матрицы перемещений элементов (стержней) путем отбора строк, относящихся к данному элементу с использованием массивов Ti . В результате имеем n матриц $Z_{so\,i}$.

5.3.II. Перевод матриц $Z_{so\,i}$ в местную систему координат производят по формуле

$$Z_{sm\,i} = C Z_{so\,i} \qquad (5.I7)$$

5.3.I2. Вычисляются матрицы реакций в узлах элементов от фактических перемещений R^{φ}_{sm} по формуле (5.3). Эти матрицы являются результирующими для статической части расчета рамы (см.п.5.I.9) и выводятся на печать.

5.3.I3. Формируется матрица I по формуле (5.7). Элементы матриц R_{pynzi} делятся на соответствующие коэффициенты жесткости основания K_{zi} и накапливаются на поле матрицы I путем присвоения строкам и столбцам соответствующих номеров перемещений из массивов $TФ_i$.

Матрица I является диагональной.

5.3.I4. Формируется диагональная матрица L_{z_0} размером $m \times m$. Для этого получают вектор перемещений от всех вариантов загружения Z_0 путем сложения всех столбцов матрицы Z (каждый столбец соответствует одному варианту загружения). Элементы вектора Z_0 становятся элементами главной диагонали матрицы L_{z_0} .

5.3.I5. Вычисляется матрица V по формуле (5.6).

5.3.I6. Формируется матрица K_{K_z} по формуле (5.5). Матрицы B_i размером 3 х 3, все элементы которых равны дисперсии соответствующего коэффициента жесткости основания $D_{K_{zi}}$, накапливаются на поле матрицы K_{K_z} путем присвоения строкам и столбцам соответствующих номеров перемещений из массивов $TФ_i$.

5.3.I7. В цикле по количеству вариантов загружения для каждого из вариантов загружения формируются матрицы K_{N_j} и D_j . Все элемен-

ты квадратной матрицы K_{N_j} равны дисперсии j-го варианта загружения $\mathcal{D}_{N_j}$. А матрицу $\mathcal{D}_j$ получают по формуле (5.8), предварительно сформировав диагональную матрицу $L_{\frac{\bar{R}_p N_j}{\bar{N}_j}}$.

Элементами главной диагонали матрицы $L_{\frac{\bar{R}_p N_j}{\bar{N}_j}}$ являются элементы j-го столбца матрицы R_p, деленные на приведенную нагрузку j-го варианта загружения $\bar{N}_j$.

5.3.18. Формирование из общих матриц V и $\mathcal{D}_j$ (в цикле по количеству вариантов загружения) матриц для каждого элемента (стержня) надфундаментной конструкции V_{ei} и $\mathcal{D}_{ejl}$.

Матрицы V_{ei} и $\mathcal{D}_{ejl}$ имеют размерность 6 x m и образуются из матриц V и $\mathcal{D}_j$ путем отбора строк, соответствующих номерам перемещений i-го элемента, записанных в массивах T_i.

5.3.19. Вычисление корреляционных матриц перемещений узлов элементов в общей системе координат $K_{z_{eoi}}$ размером 6 x 6 по формуле

$$K_{z_{eoi}} = V_{ei} K_{K_z} V'_{ei} + \sum_{j=1}^{K} \mathcal{D}_{eji} K_{N_j} \mathcal{D}'_{eji} \quad . \qquad (5.18)$$

5.3.20. Перевод матриц $K_{z_{eoi}}$ из общей системы координат в местную производится по формуле

$$K_{z_{emi}} = C K_{z_{eoi}} C' . \qquad (5.19)$$

5.3.21. Организуется цикл по j ($j = 1 \ldots K$) для вычисления корреляционных матриц реакций в узлах элементов (стержней) от нагрузок на них $K_{R_{pemi}}$ (для каждого стержня отдельно) по формуле (5.9).

Для формирования диагональной матрицы $L_{\frac{\bar{R}_{pem} N_j}{\bar{N}_j}}$ из матрицы R_{eM} выписывается j-й столбец, его элементы делятся на приведенную нагрузку $\bar{N}_j$ и устанавливаются по главной диагонали матрицы $L_{\frac{\bar{R}_{pem} N_j}{\bar{N}_j}}$.

5.3.22. Организуется цикл по j ($j = 1 \ldots K$) для вычисления смешанных корреляционных матриц перемещений узлов и нагрузок на элемент $K_{z_{emi}, R_{pemi}}$ (для каждого элемента отдельно) по формуле (5.10).

5.3.23. Для получения матрицы $K_{R_{pemi}, z_{emi}}$ производится транспонирование матрицы $K_{z_{emi} R_{pemi}}$ (см.формулу (5.11).

5.3.24. Вычисляются корреляционные матрицы узловых реакций для каждого элемента (стержня) в местной системе координат по формуле (5.4).

Полученные по формуле (5.4) матрицы $K^{\Phi}_{k\,9\,m}$ для каждого элемента надфундаментной конструкции являются результирующими и выводятся на печать.

По главной диагонали этих матриц в порядке, принятом в п.5.I.7 следуют дисперсии внутренних усилий: продольной силы, поперечной силы и изгибающего момента в начале и в конце стержня.

Все остальные элементы являются корреляционными моментами между соответствующими усилиями.

6. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример I. Определение коэффициентов жесткости основания и их дисперсий.

Дано: одноэтажное восьмипролетное промышленное здание; схематический план здания и план расположения скважин, пробуренных на площадке строительства, приведены на рис.6.I.

Фундаменты столбчатые с глубиной заложения для всего здания на отметке I65,4 м. Для расчета выбрана поперечная рама по оси Е, где наблюдается наибольшая неоднородность напластований (рис.6.2). Результаты статистической обработки материалов по определению модуля деформации грунтов, слагающих площадку, приведены в табл.6.I.

Таблица 6.I.

Наименование грунта, возраст и генезис	Е, МПа	$\mathcal{D}_E$, МПа^2
I. Глина пылеватая, тугопластичная, $\rho z - Q_{II-III}$	I8	5I,8
2. Суглинок с прослоями песка, с редким мелким гравием, тугопластичный, $g - Q_{II}^{m}$	25	64
3. Глина с гравием и щебнем, $g - Q_{II}^{D}$	39	I36,9
4. Глина с прослойками песка, тугопластичная, $\mathcal{J} - Q_{II}^{m}$	2I	67,08
5. Суглинок с прослойками пылеватого песка, тугопластичный, $\mathcal{J} - Q_{II}^{D-m}$	27	I22,55
6. Песок пылеватый, глинистый с линзами суглинка средней плотности, $\mathcal{J} - Q_{II}^{D-m}$	34	I76

Для примера рассмотрим определение коэффициентов жесткости и их дисперсий для некоторых фундаментов рамы по оси Е.

I. Фундамент Е–I.

По последнему этапу итерационного расчета рамы совместно с деформирующимся основанием площадь подошвы фундамента A = 2,I x 2,4 = = 5,04 м^2. Дополнительное давление на уровне подошвы фундамента p_o = 0,I23 МПа.

Определяем осадку фундамента по методу послойного суммирования. Разбиваем сжимаемую толщу основания на горизонтальные слои, однородные по сжимаемости высотой не более $0{,}4b$ = 0,84 м. Результаты расчетов представлены в табл.6.2. Осадка фундамента, равная сумме S_i, составила 0,00846 м.

Коэффициент жесткости основания вычисляем по формуле (I.I0), подставляя вместо N/A давление p_o

$$K_z = \frac{0{,}I23}{0{,}846} = 0{,}I454 \text{ МПа/см} = I4{,}54 \text{ МН/м}^3$$

Дисперсию коэффициента жесткости определяем по указаниям пп. 3.6 и 3.7. Так как напластования грунтов под сооружением являются сложными (наличие выклиниваний, линз), то в соответствии с п.3.6 за толщину j-го слоя грунта принимается его толщина непосредственно под данным фундаментом, а дисперсии толщин слоев и их корреляционные моменты полагаются равными нулю. Тогда по формуле (3.8)

$$D_{K_z} = \left(\frac{0{,}I454}{0{,}846}\right)^2\left[\left(\frac{0{,}696}{I8}\right)^2 5I{,}8+\left(\frac{0{,}I5}{39}\right)^2 I36{,}9\right] =$$

$$= 0{,}002347\left(\frac{МПа}{см}\right)^2 = 23{,}47\left(\frac{МН}{м^3}\right)^2$$

2. Фундаменты Е – 5, Е – 6, Е – 7.

Площадь подошвы фундаментов A = 2,I x 2,I = 4,4I м^2. Дополнительное давление на уровне подошвы фундаментов p_o = 0,I93 МПа. Результаты расчета осадки фундаментов представлены в табл. 6.2.

Осадка фундаментов составила 0,00987 м. Коэффициент жесткости основания

$$K_z = \frac{0{,}I93}{0{,}987} = 0{,}I955 \text{ МПа/см} = I9{,}55 \text{ МН/м}^3.$$

Дисперсия коэффициента жесткости

$$\mathcal{D}_{K_3} = \left(\frac{0,1955}{0,987}\right)^2 \left[\left(\frac{0,467}{25}\right)^2 \cdot 64 + \left(\frac{0,357}{34}\right)^2 \cdot 176 + \left(\frac{0,163}{27}\right)^2 122,55\right] = 0,00181 \left(\frac{\text{МПа}}{\text{см}}\right)^2 = 18,1\left(\frac{\text{МН}}{\text{м}^3}\right)^2$$

Аналогичным образом находятся коэффициенты и их дисперсии других фундаментов.

Пример 2. Определение коэффициентов жесткости основания и их дисперсий.

Дано: одноэтажное однопролетное промышленное здание расположено на площадке, геологические разрезы которой показаны на рис.6.4–6.6. Схематический план здания и план расположения скважин приведены на рис.6.3. Результаты статистической обработки материалов по определению модуля деформации грунтов, слагающих площадку, приведены в табл.6.3.

Фундаменты столбчатые, на естественном основании. Глубина заложения фундаментов для всего здания принята на отметке 200,1.

Так как напластования грунтов являются практически горизонтальными и все фундаменты находятся в аналогичных инженерно-геологических условиях, то для расчета выбираем одну из средних рам здания, например по оси Е.

Рама здания однопролетная, нагрузки на нее не имеют закономерной асимметрии, поэтому фундаменты рамы проектируем одинаковыми.

По последнему этапу итерационного расчета рамы совместно с деформирующимся основанием площадь подошвы фундамента $A = 3,0 \times 3,9 = 11,7$ м^2. Дополнительное давление на уровне подошвы фундамента $P_0 = 0,189$ МПа.

Определяем осадку фундамента по методу послойного суммирования. Напластования грунтов практически горизонтальны, поэтому под толщиной слоя понимаем его среднюю толщину по девяти скважинам.

Статистическая обработка значений толщин слоев сведена в табл.6.4.

Средняя толщина слоя супеси ниже подошвы фундамента составляет

$$\bar{h}_1 = \frac{\Sigma H_{ni}}{N} = \frac{20,14}{9} = 2,24 \text{ м}$$

Средняя толщина слоя суглинка составляет

Таблица 6.2

Наименование грунта	E, МПа	$\bar{\gamma}$ кН/м³	z, м	$\frac{2z}{b}$	α	σ_{zp}, МПа	$\sigma_{zg,0}$, МПа	S_i, м
			Фундамент Ф-I					
Глина $pg\text{-}Q_{g\text{-}m}$	I8	I9,6	0,84	0,80	0,8I6	0,I00	0,033	0,004I7
			I,63	I,55	0,477	0,059	0,049	0,00279
Глина $g\text{-}Q_g^D$	39	20,4	2,I0	2,00	0,362	0,044	0,059	0,00050
			2,94	2,80	0,220	0,027	0,076	0,00062
			3,78	3,60	0,I42	0,0I8	0,093	0,00038
			Фундаменты Ф-5, Ф-6, Ф-7					
Суглинок $g\text{-}Q_g^m$	25	20,8	0,84	0,80	0,800	0,I54	0,07I	0,00467
Песок $f\text{-}Q_g^{D\text{-}m}$	34	I8,0	I,68	I,60	0,449	0,087	0,086	0,00238
			2,40	2,29	0,279	0,054	0,099	0,00II9
Суглинок $f\text{-}Q_g^{D\text{-}m}$	27	20,8	3,24	3,09	0,I70	0,033	0,II7	0,00I08
			3,90	3,7I	0,I24	0,024	0,I3I	0,00055

Таблица 6.3.

Наименование грунта, возраст и генезис	E, МПа	D_E $(МПа)^2$
I. Супесь с маломощными линзами песка, мягкопластичная, $\alpha - Q_4$	I3	I0,563
2. Суглинок мягкопластичный, $\alpha - Q_4$	I5	23,04
3. Глина тугопластичная, $\alpha - Q_3$	23	4I,47

$$\bar{h}_i = \frac{I3,07}{9} = I,45 \text{ м}$$

Результаты расчета осадки приведены в табл.6.5

Таблица 6.5

Наименование грунта	E, МПа	$\bar{\gamma}$, $кН/м^3$	z, м	$\frac{2z}{b}$	α	σ_{zp}, МПа	$\sigma_{zg,0}$, МПа	S_i, м
Супесь $\alpha - Q_4$	I3	I8,I	I,20	0,80	0,836	0,I580	0,0670	0,0I28I
			2,24	I,49	0,553	0,I045	0,0858	0,00840
Суглинок $\alpha - Q_4$	I5	I7,9	3,04	2,03	0,395	0,0747	0,I00I	0,00382
			3,69	2,46	0,308	0,0582	0,III7	0,00230
Глина $\alpha - Q_3$	23	I9,0	4,89	3,26	0,I97	0,0372	0,I345	0,00I99
			6,09	4,06	0,I35	0,0255	0,I573	0,00I3I

Как следует из табл.6.5, нижняя границы сжимаемой толщи находится на глубине 6,09 м от подошвы фундамента или на отметке I94.0I. Исходя из этой отметки вычислены толщины слоев глины h_{3i} в табл.6.4. Средняя толщина слоя глины составляет

$$\bar{h}_3 = \frac{2I,58}{9} = 2,40 \text{ м}$$

Осадка фундамента, как сумма осадок S_i (табл.6.5) составляет 0,03064 м. Коэффициент жесткости основания

$$K_z = \frac{0,I89}{3,064} = 0,06I7 \text{ МПа/см} = 6,I7 \text{ МН/м}^3.$$

Таблица 6.4

Номер скважины	h_{1i}	h_{2i}	h_{3i}	$\bar{h}_1 - h_{1i}$	$(\bar{h}_1 - h_{1i})^2$	$\bar{h}_2 - h_{2i}$	$(\bar{h}_2 - h_{2i})^2$	$\bar{h}_3 - h_{3i}$	$(\bar{h}_3 - h_{3i})^2$	$(\bar{h}_1 - h_{1i}) \times (\bar{h}_2 - h_{2i})$	$(\bar{h}_1 - h_{1i}) \times (\bar{h}_3 - h_{3i})$	$(\bar{h}_2 - h_{2i}) \times (\bar{h}_3 - h_{3i})$
I	I,98	I,87	2,24	02578	0,0665	-0,4I78	0,I746	0,I578	0,0249	-0,I077	0,0407	-0,0659
2	2,I6	I,55	2,38	0,0778	0,006I	-0,0978	0,0096	0,0I78	0,0003	-0,0076	0,00I4	-0,00I7
3	I,93	I,67	2,49	0,3078	0,0947	-0,2I78	0,0474	-0,0922	0,0085	-0,0670	-0,0284	0,020I
4	2,20	I,32	2,55	0,0378	0,00I4	0,I322	0,0I75	-0,I522	0,0232	0,0050	-0,0058	-0,020I
5	2,47	I,50	2,I2	-0,2322	0,0539	-0,0478	0,0023	0,2778	0,0772	0,0III	-0,0645	-0,0I33
6	2,0I	I,94	2,I4	0,2278	0,05I9	-0,4878	0,2380	0,2578	0,0665	-0,IIII	0,0587	-0,I258
7	2,30	I,37	2,42	-0,0622	0,0039	0,0822	0,0068	-0,0222	0,0005	-0,005I	0,00I4	-0,00I8
8	2,6I	0,66	2,82	-0,3722	0,I385	0,7922	0,6276	-0,4222	0,I783	-0,2949	0,I57I	-0,3345
9	2,48	I,I9	2,42	-0,2422	0,0587	0,2622	0,0688	-0,0222	0,0005	-0,0635	0,0054	-0,0058
Σ	20,I4	I3,07	2I,58		0,4756		I,I926		0,3799	-0,6408	0,I66I	-0,5488

Для определения дисперсии коэффициента жесткости вычисляем дисперсии и корреляционные моменты толщин слоев (п.3.6), используя данные табл.6.4.

Дисперсия толщины слоя супеси

$$\mathcal{D}_{h_1} = \frac{1}{N-1}\sum_{i=1}^{N}(\bar{h}_1 - h_{1i}) = \frac{0,476}{8} = 0,0595 \text{ м}^2; \quad \sigma_{h_1} = 0,244 \text{ м}.$$

Дисперсии толщин слоев суглинка и глины

$$\mathcal{D}_{h_2} = \frac{1,193}{8} = 0,149 \text{ м}^2; \qquad \sigma_{h_2} = 0,386 \text{ м};$$

$$\mathcal{D}_{h_3} = \frac{0,3799}{8} = 0,0475 \text{ м}^2; \qquad \sigma_{h_3} = 0,218 \text{ м}.$$

Корреляционные моменты толщин слоев вычисляются по указаниям п.3.6 на основе данных табл.6.4.

$$\mathcal{K}_{h_1 h_2} = \sum_{1}^{9}\frac{(\bar{h}_1 - h_{1i})(\bar{h}_2 - h_{2i})}{9} = \frac{0,6408}{9} = -0,0712 \text{ м}^2;$$

$$\mathcal{K}_{h_1 h_3} = \frac{0,1661}{9} = 0,0184 \text{ м}^2;$$

$$\mathcal{K}_{h_2 h_3} = -\frac{0,5488}{9} = -0,061 \text{ м}^2.$$

Дисперсия коэффициента жесткости по формуле (3.8) составляет:

$$\mathcal{D}_{k_2} = \left(\frac{0,0617}{3,064}\right)^2\left[\left(\frac{2,12}{13}\right)^2 \cdot 10,563 + \left(\frac{0,612}{15}\right)^2 \cdot 23,04 + \left(\frac{0,33}{23}\right)^2 \cdot 41,47 + \left(\frac{2,12}{224}\right)^2 \cdot 595 + \left(\frac{0,612}{145}\right)^2 \cdot 1490 + \left(\frac{0,33}{240}\right)^2 \cdot 475 - 2\left(\frac{2,12}{224}\right)\left(\frac{0,612}{145}\right) \cdot 0,0712 + 2\left(\frac{0,612}{145}\right)\left(\frac{0,33}{240}\right) \cdot 0,0184 - 2\left(\frac{0,612}{145}\right)\left(\frac{0,33}{240}\right) \cdot 0,061\right] = 0,0001656 \text{ (МПа/см)}^2 = 1,656 \text{ (МН/м}^3)^2.$$

Следует отметить, что в данном примере учет корреляции толщин слоев практически не повлиял на дисперсию коэффициента жесткости вследствие малой изменчивости толщин слоев, характеризуемой σ_{h_i}.

Пример 3. Оценка уровня надежности основания и фундаментов каркасного здания.

Дано: однопролетный металлический поперечник со ступенчатыми колоннами и жестким примыканием ригелей к колоннам загружен четырьмя вариантами загружения. Схема конструкции и схемы вариантов загружения показаны на рис.6.7.

Основание на всю глубину сжимаемой толщи представлено суглинками со следующими нормативными и расчетными значениями характеристик грунтов, необходимыми для расчета: $\varphi_n = 22^0$; $\varphi_R = 21^0$; $C_n = 15{,}6$ кПа; $C_R = 12{,}2$ кПа; $E_n = 10$ МПа; $\rho_n = 1{,}79$ т/м^3; $\rho_{\tilde{n}} = \rho'_{\tilde{n}} = 1{,}77$ т/м^3.

Глубина заложения фундамента $d_f = 2{,}5$ м. Среднее значение плотности бетона и грунта на уступах фундамента составляет $\rho_{ср} = 2$ т/м^3. Бетон фундаментов марки М 200. Арматура горячекатанная класса А-II.

Статистические характеристики грунта (разд.3) следующие: $\sigma_{\varphi_R} = 0{,}019$; $\sigma_c = 3{,}2$ кПа; $\sigma_\rho = 0{,}097$ т/м^3; $\mathcal{D}_E = 9$ МПа^2; $f^{\prime}_{c,\varphi_R} = -0{,}052$ кПа.

Кроме этого в примере учтена возможность просадки основания в случае его замачивания. Просадка основания рассматривается как дополнительное внешнее воздействие на систему в виде заданных перемещений опор. В примере задана просадка левой опоры на 5 см.

Равномерно распределенная нагрузка на ригель от собственного веса конструкции (нормативная q_n и расчетная q):

$$q_{n,cб} = 18{,}2 \text{ кН/м};$$
$$q_{cб} = 20{,}0 \text{ кН/м}.$$

Так как элементами покрытия являются конструкции из материалов с различными коэффициентами надежности по нагрузке, то определяем его осредненное значение

$$\frac{20{,}0}{18{,}2} = 1{,}11$$

За приведенную нагрузку для первого варианта загружения примем $\bar{N}_{c.б} = 18{,}2$ кН/м, тогда ее дисперсия определится по формуле (3.9);

$$\mathcal{D}_{Nc.б} = \left(\frac{1{,}11 - 1}{3} \cdot 18{,}2\right)^2 = 0{,}445 \text{ (кН/м)}^2.$$

Второй вариант загружения представляет собой снеговую нагрузку на здание. Для условий г.Москвы, согласно СНиП II-6-74. "Нагрузки и воздействия", снеговая нагрузка на ригель при шаге колонн $\ell = 6$ м равна

$$q_{n,сн} = \rho_0 c \ell = 1{,}0 \times 1{,}0 \times 6{,}0 = 6{,}0 \text{ кН/м};$$

$$q_{сн} = \gamma_f q_{n,сн} = 1{,}4 \times 6{,}0 = 8{,}4 \text{ кН/м}.$$

При коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}4$ и приведенной нагрузке $N_{сн} = 6{,}0$ кН/м дисперсия снеговой нагрузки

$$D_{Nсн} = \left(\frac{1{,}4 - 1}{3} \times 6{,}0\right)^2 = 0{,}64 \text{ (кН/м)}^2.$$

Третий вариант загружения представляет собой крановую нагрузку. Вертикальная нагрузка от давления колес крана (нормативная D_n и расчетная D):

$D_{n,max} = 1530$ кН; $D_{max} = 1840$ кН;

$D_{n,min} = 508$ кН; $D_{min} = 610$ кН.

Крановые моменты (нормативный M_n и расчетный M):

$M_{n,max} = 765$ кН·м; $M_{max} = 918$ кН·м;

$M_{n,min} = 254$ кН·м; $M_{min} = 305$ кН·м;

Горизонтальная нагрузка от поперечного торможения тележки крана $T_n = 53$ кН; $T = 63{,}9$ кН.

За приведенную нагрузку для третьего варианта нагружения примем $N_{кр} = 1530$ кН. При коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}2$ дисперсия крановой нагрузки

$$D_{Nкр} = \left(\frac{1{,}2 - 1}{3} \times 1530\right)^2 = 10404 \text{ кН}^2.$$

Четвертый вариант загружения представляет собой ветровую нагрузку. Для условий г.Москвы, согласно СНиП II-6-74, ветровая нагрузка

$$q_{n,в} = q_0 k c l = 0{,}55 \cdot 1{,}0 \cdot C \cdot 6{,}0 = 3{,}3\,C \text{ (кН/м)},$$

где C – аэродинамический коэффициент, принимаемый равным 0,8 для наветренной стороны зданий и 0,6 для заветренной стороны.

За приведенную нагрузку для четвертого варианта загружения примем $N_в = 3{,}3$ кН/м. При коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}2$ дисперсия ветровой нагрузки

$$D_{Nв} = \left(\frac{1{,}2 - 1}{3} \times 3{,}3\right)^2 = 0{,}0484 \text{ (кН/м)}^2.$$

Статический расчет рамы, подбор сечений стержней, размеров и армирования фундаментов выполняется с использованием расчетных значений нагрузок методом итераций. При этом для расчета основания по деформациям коэффициенты надежности по нагрузке принимаются равными единице.

Приведем здесь лишь результаты статического расчета, относящи-

ется к расчету фундаментов и основания.

Размеры подошвы фундамента, полученные в результате расчета:

$A = 2{,}6 \times 4{,}0 = 10{,}4\ м^2$.

Усилия на уровне обреза фундамента приведены в таблице 6.6.

Таблица 6.6.

Усилия	Постоянная нагрузка	Кратковременные нагрузки			Усилия от просадки
		снеговая	крановая	ветровая	
	Расчетные усилия для расчета оснований по деформациям ($\gamma_f = 1$)				
M, кН·м	61,49	20,27	−363,2	−431,1	−68,3
N, кН	327,6	108,0	1516,7	12,32	3,78
	Расчетные усилия для расчета фундаментов на прочность				
M, кН·м	67,64	28,38	−435,8	−517,3	−68,3
N, кН	360,4	151,2	1820,0	−14,78	3,78

Расчет основания по деформациям и расчет фундаментов по прочности производится на основное сочетание нагрузок, при этом расчетные значения кратковременных нагрузок учитываются с коэффициентом сочетаний $\psi = 0{,}9$.

Основное сочетание расчетных нагрузок для расчета по деформациям (без учета просадки)

$M = -635{,}2$ кН·м;

$N = 1779 + 40 = 1819$ кН (40 кН – собственный вес колонны).

Основное сочетание расчетных нагрузок для расчета фундаментов по прочности (без учета просадки)

$M = -764{,}6$ кН·м;

$N = 2121{,}2 + 40 \cdot 1{,}1 = 2165{,}2$ кН.

Осадка фундаментов, определенная по методу послойного суммирования [4]

$$S = 0{,}0389\ м,$$

при этом коэффициент жесткости основания по формуле (1.10)

$$K_z = \frac{1819}{10{,}4 \times 0{,}0389} = 4496{,}2\ кН/м^3.$$

Усилия в системе, приведенные в табл.6.6, получены при коэффициенте жесткости $K_z = 4510\ кН/м^3 \simeq 4496{,}2\ кН/м^3$, поэтому итерационный статический расчет можно считать законченным.

Покажем, как выполняются при этом предельные неравенства, определяющие размеры и армирование фундамента.

Так как фундамент внецентренно нагруженный, то должны выполняться условия (I.5) – (I.9).

Проверка выполнения условия непревышения расчетного давления на основание

Для вычисления расчетного давления на основание необходимо предварительно вычислить удельные веса грунта $\gamma_{II} = \gamma'_{II}$ и средний удельный вес бетона и грунта на уступах фундамента

$$\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 1{,}77 \text{ т/м}^3 \cdot 10 \text{ м/с}^2 = 17{,}7 \text{ кН/м}^3;$$
$$\gamma_{cp} = 2 \text{ т/м}^3 \cdot 10 \text{ м/с}^2 = 20 \text{ кН/м}^3.$$

Расчетное сопротивление грунта составляет [4]:

$$R = \frac{1{,}1 \cdot 1{,}0}{1{,}0} (0{,}56 \cdot 2{,}6 \cdot 17{,}7 + 3{,}25 \cdot 2{,}5 \cdot 17{,}7 + 5{,}85 \cdot 12{,}2) =$$

$= 265$ кПа.

Среднее давление на грунт под подошвой фундамента составляет:

$$p = \frac{N}{A} + \gamma_{cp} d_1 = \frac{1819}{10{,}4} + 20 \cdot 2{,}5 = 224{,}9 \text{ кН/м}^2 = 224{,}9 \text{ кПа} < 265 \text{ кПа}.$$

Краевое давление под подошвой фундамента составляет

$$p_{кр} = p + \frac{M}{W} = 224{,}9 + \frac{635{,}2 \cdot 6}{2{,}6 \cdot 4^2} = 316{,}5 \text{ кПа} < 1{,}2R = 318 \text{ кПа}.$$

Проверка выполнения условия прочности тела фундамента при продавливании

Высота плитной части фундамента $H_0 = 0{,}53$; размеры сечения подколонника $h_п = 1{,}6$ м; $b_п = 0{,}8$ м.

По указаниям [5]:

$$F_0 = 0{,}5\, b\, (l - h_п - 2H_0) - 0{,}25\, (b - b_п - 2H_0)^2 =$$
$$= 0{,}5 \cdot 2{,}6\, (4 - 1{,}6 - 2 \cdot 0{,}53) - 0{,}25\, (2{,}6 - 0{,}8 - 2 \cdot 0{,}53)^2 = 1{,}605 \text{ м}^2;$$
$$b_{cp} = b_п + H_0 = 0{,}8 + 0{,}53 = 1{,}33 \text{ м}.$$

Тогда в соответствии с (2.19)

$$K R_p b_{cp} H_0 = 1 \cdot 750 \cdot 1{,}33 \cdot 0{,}53 = 528{,}7 \text{ кН};$$

$$F_0 \left(\frac{N}{A} + \frac{M}{W} \right) = 1{,}605 \left(\frac{2165{,}2}{10{,}4} + \frac{764{,}6 \cdot 6}{2{,}6 \cdot 4^2} \right) = 511{,}14 \text{ кН} < 528{,}7 \text{кН}.$$

Проверка выполнения условия прочности рабочей арматуры при изгибе консольного выступа фундамента

В качестве продольной рабочей арматуры принято 7⌀18*A*-II на 1 м ширины фундамента. По формулам (2.26) получаем:

$$p_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{2165,2}{10,4} + \frac{764,6 \cdot 6}{2,6 \cdot 4^2} = 318,5 \text{ кПа};$$

$$p_3 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \cdot \frac{l_i}{l} = \frac{2165,2}{10,4} + \frac{764,6 \cdot 6}{2,6 \cdot 4^2} \cdot \frac{1,6}{4} = 252,3 \text{ кПа}.$$

В соответствии с (1.9) имеем:

$$0,9 H_0 F_a R_a = 0,9 \cdot 0,53 \cdot 17,81 \cdot 10^{-4} \cdot 270000 = 229,4 \text{ кН·м}.$$

По формуле (2.25) имеем:

$$M_{i-i} = \frac{(4-1,6)^2}{24} \times (252,3 + 2 \cdot 318,5) = 213,4 \text{ кН·м} < 229,4 \text{ кН·м}.$$

Теперь покажем, как производится оценка уровня надежности запроектированных оснований фундаментов.

Для такой оценки кроме статистических характеристик грунта нужны еще статистические характеристики нагрузок на фундаменты. Получают их по алгоритму, описанному в разд.5. Исходными параметрами для работы программы, кроме уже определенных дисперсий нагрузок на раму, служат дисперсии коэффициентов жесткости под фундаментами. Обычно они получаются по указаниям п.3.7, как было показано в примере 1. Однако легко показать, что при однослойном основании коэффициент вариации коэффициента жесткости основания равен коэффициенту вариации модуля деформации грунта. Поэтому имеем

$$V_{k_2} = V_E = \frac{\sqrt{D_E}}{\bar{E}} = \frac{\sqrt{90000}}{1000} = 0,3;$$

$$D_{k_2} = (V_{k_2} K_2)^2 = (0,3 \cdot 4496,2)^2 = 1819423,2 \text{ (кН/м}^3)^2 = 1,82 \text{ (МН/м}^3)^2.$$

Корректирующие множители для получения коэффициентов жесткости при повороте и сдвиге фундамента по формуле (1.10) с использованием [6]:

$$W_\varphi = \frac{\omega_\varphi}{\omega_2} = \frac{2,26}{1,07} = 2,112; \quad W_x = \frac{1-\nu}{1-\nu\omega_x} = \frac{1-0,4}{1-0,4 \cdot 0,45} =$$

$$= 0,732.$$

Так как фундаменты находятся в одинаковых условиях, то коэффициенты жесткости и прочие характеристики будут для них одинаковыми.

Статистический расчет каркаса здания выполняем на нормативные нагрузки с учетом коэффициентов сочетаний. В качестве расчетной комбинации усилий для опорных сечений принимаем основное сочетание нагрузок плюс просадка левой опоры.

В результате расчета по алгоритму, описанному в разд.5, получим для каждого из элементов надфундаментной конструкции I–У (см.рис.6.7) матрицу реакций в узлах от фактических перемещений $R^{\Phi}_{\ni M}$ и корреляционную матрицу узловых реакций $K^{\Phi}_{R\ni M}$.

Приведем такие матрицы для элемента У, прилегающего к правому фундаменту, для которого рассматриваемое сочетание нагрузок является наиболее опасным:

$$R^{\Phi}_{\bar{y}M}:\quad \begin{array}{ccccc} \text{а} & \text{б} & \text{в} & \text{г} & \text{д} \\ \left[\begin{array}{ccccc} -327{,}6 & -97{,}2 & -1365 & 11{,}1 & -3{,}4 \\ -13{,}0 & -3{,}8 & 1{,}8 & 20{,}7 & 0 \\ 114{,}9 & 34{,}1 & 302{,}4 & -113{,}8 & 61{,}5 \\ 327{,}6 & 97{,}2 & 1365 & -11{,}1 & 3{,}4 \\ 13{,}0 & 3{,}8 & -1{,}8 & -53{,}1 & 0 \\ 61{,}5 & 18{,}2 & -326{,}9 & -388{,}0 & 61{,}5 \end{array}\right] & \begin{array}{c} N_n \\ Q_n \\ M_n \\ N^{к} \\ Q^{к} \\ M^{к} \end{array} \end{array}$$

(в эту матрицу варианты загружения б, в, г и д входят уже с учетом коэффициента сочетаний $\Psi = 0{,}9$).

Нагрузками на правый фундамент будут в этом случае усилия в конце элемента У. Это строки 4,5,6 матрицы $R^{\Phi}_{\bar{y}M}$. Поперечная нагрузка на фундамент (строка 5) мала, поэтому проверку работы фундамента на сдвиг можно не делать.

Суммарная (по всем вариантам загружения) нормативная вертикальная нагрузка на фундамент N_n = 1782 кН, суммарный нормативный изгибающий момент M_n = –696,7 кН·м.

На пересечении 6 строки и 6 столбца матрицы $K^{\Phi}_{R\bar{y}M}$ имеем соответственно дисперсию изгибающего момента, действующего на фундамент, $\mathcal{D}_M$ = 15700 (кН·м)^2. На пересечении 4 строки и 4 столбца – дисперсию вертикальной силы $\mathcal{D}_N$ = 8801 кН^2. На пересечении 4 строки и 6 столбца (или 6 строки и 4 столбца, т.к. матрица симметричная) имеем корреляционный момент между M и N : $\mathcal{K}_{MN}$ = 2109 кН^2·м (знак $\mathcal{K}_{M,N}$ меняем на противоположный в соответствии с указаниями п.3.11).

Оценка уровня надежности основания по критерию непревышения расчетного сопротивления грунта основания

Так как фундамент внецентренно нагруженный, то оценку уровня надежности производим по обоим условиям (I.5) и (I.6).

I. Оценка уровня надежности по условию (I.5). Математическое

ожидание и дисперсию расчетного сопротивления грунта основания получаем по формулам (2.9) и (2.10):

$$\bar{R} = 1{,}1(0{,}61\cdot 2{,}6\cdot 17{,}9 + 3{,}44\cdot 2{,}5\cdot 17{,}9 + 6{,}04\cdot 15{,}6) = 304{,}2 \text{ кПа};$$

$$T = \frac{\cos^2 22^\circ \cdot 6{,}04 \cdot \operatorname{ctg} 22^\circ}{\pi}(304{,}2 - 1{,}1\cdot 2{,}5\cdot 17{,}9) - \frac{4\cdot 0{,}61\cdot 15{,}6\cdot 1{,}1}{\operatorname{tg}^2 22^\circ} =$$

$$= 786{,}6 \text{ кПа};$$

Корреляционная матрица узловых реакций $K^{\bar{\Phi}}_{R\bar{y}M}$

	N_n	Q_n	M_n	$N^к$	$Q^к$	$M^к$	
	8801	0,8718	-2132	-8801	-2,53	2109	N_n
	0,881	48,96	101,1	-0,881	-52,06	-788	Q_n
$K^{\bar{\Phi}}_{R\bar{y}M}$	-2132	101,1	3333	2132	-84,09	-4592	M_n
	-8801	-0,8718	2132	8801	2,53	-2109	$N^к$
	-2,54	-52,06	-84,1	2,54	59,99	846,1	$Q^к$
	2109	-788	-4592	-2109	846,1	15700	$M^к$

$$\mathcal{D}_R = 786{,}6^2\cdot 0{,}019^2 + (6{,}04\cdot 1{,}1)^2\cdot 3{,}2^2 + 1{,}1^2(0{,}61\cdot 2{,}6 + 3{,}44\cdot 2{,}5)^2 \times$$

$$\times 0{,}97^2 - 2\cdot 786{,}6\cdot 6{,}04\cdot 1{,}1\cdot 0{,}052 = 250 \text{ кПа}^2.$$

Математическое ожидание и дисперсию совокупного фактора определяем по формулам (2.5) и (2.6). При этом для определения дисперсии собственного веса фундамента $\mathcal{D}_G$ полагаем, что его коэффициент вариации $V_G = 0{,}05$, тогда

$$\mathcal{D}_G = (V_G G)^2 = (0{,}05\cdot 20\cdot 2{,}5\cdot 10{,}4)^2 = 676 \text{ кН}^2$$

$$\bar{y} = 304{,}2 - \frac{1783}{10{,}4} - 50 = 82{,}76 \text{ кПа};$$

$$\mathcal{D}_y = 250 + \left(\frac{1}{10{,}4}\right)^2 \times (8801 + 676) = 337{,}62 \text{ кПа}^2.$$

По формуле (1.4) получаем

$$H = \frac{1}{2}\left[1 - \Phi\left(\frac{-82{,}76}{\sqrt{337{,}62}}\right)\right] = \frac{1}{2}\left[1 - \Phi(-4{,}505)\right] = 0{,}99999 \approx 1.$$

2. Оценка уровня надежности по условию (1.6). Математическое ожидание и дисперсию совокупного фактора y определяем по формулам (2.7) и (2.8):

$$\bar{y} = 1{,}2 \cdot 304{,}2 - \frac{1783}{10{,}4} - \frac{697 \cdot 6}{2{,}6 \cdot 4^2} - 50 = 43{,}07 \text{ кПа},$$

$$\mathcal{D}_y = 1{,}2^2 \cdot 250 + \left(\frac{1}{10{,}4}\right)^2 \cdot (8801 + 676) + \left(\frac{6}{2{,}6 \cdot 4^2}\right)^2 \cdot 15700 +$$

$$+ \frac{2 \cdot 6 \cdot 2109}{10{,}4 \cdot 2{,}6 \cdot 4^2} = 832{,}72 \text{ кПа}^2.$$

По формуле (I.4) получаем

$$H = \frac{1}{2}\left[1 - \Phi\left(\frac{-43{,}07}{\sqrt{832{,}72}}\right)\right] = \frac{1}{2}\left[1 - \Phi(-1{,}492)\right] = 0{,}932.$$

За уровень надежности принимаем меньшую величину

$$H = 0{,}932.$$

Оценка уровня надежности фундамента по критерию прочности тела при продавливании

Математическое ожидание и дисперсию совокупного фактора определяем по формулам (2.23) и (2.24):

$$\bar{y} = 1 \cdot 750 \cdot 1{,}33 \cdot 0{,}53 - 1{,}605\left(\frac{1783}{10{,}4} + \frac{697 \cdot 6}{2{,}6 \cdot 4^2}\right) = 92{,}19 \text{ кН};$$

$$\mathcal{D}_y = \left(\frac{1{,}605}{10{,}4}\right)^2 \times 8801 + \left(\frac{1{,}605 \cdot 6}{2{,}6 \cdot 4^2}\right)^2 \times 15700 + \frac{2 \cdot 1{,}605^2 \cdot 6 \cdot 2109}{10{,}4 \cdot 2{,}6 \cdot 4^2} =$$

$$= 1201{,}63 \text{ кН}^2.$$

По формуле (I.4) получаем

$$H = \frac{1}{2}\left[1 - \Phi\left(\frac{-92{,}19}{\sqrt{1201{,}63}}\right)\right] = \frac{1}{2}\left[1 - \Phi(-2{,}66)\right] = 0{,}996.$$

Оценка уровня надежности фундамента по критерию прочности рабочей арматуры

Математическое ожидание и дисперсию совокупного фактора определяем по формулам (2.28) и (2.29):

$$\bar{y} = 0{,}9 \cdot 0{,}53 \cdot 17{,}81 \cdot 10^{-4} \cdot 270000 - \frac{(4 - 1{,}6)^2}{24}\left[\frac{3 \cdot 1783}{10{,}4} +\right.$$

$$\left. + \left(2 + \frac{1{,}6}{4}\right) \times \frac{697 \cdot 6}{2{,}6 \cdot 4^2}\right] = 48{,}03 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\mathcal{D}_y = \left[\frac{(4-1{,}6)^2}{8 \cdot 10{,}4}\right]^2 \cdot 8801 + \left[\frac{(4-1{,}6)^2\,(2+\frac{1{,}6}{4{,}0})\cdot 6}{24 \cdot 2{,}6 \cdot 4^2}\right] \cdot 15700 +$$

$$+ \frac{(4-1{,}6)^4 (2+\frac{1{,}6}{4}) \cdot 6}{96 \cdot 10{,}4 \cdot 2{,}6 \cdot 4^2} \times 2109 = 174{,}80\ (\text{кН}\cdot\text{м})^2$$

По формуле (I.4) получаем:

$$H = \frac{1}{2}\left[1 - \Phi\left(\frac{-48{,}03}{\sqrt{174{,}8}}\right)\right] = \frac{1}{2}\left[1 - \Phi(-3{,}633)\right] = 0{,}9998.$$

Пример 4. Оценка вероятности непревышения предельной максимальной абсолютной осадки.

Дано: грунтовые условия строительной площадки, нагрузки и размеры фундаментов – из примера 3.

Максимальная абсолютная осадка фундаментов в соответствии с наиболее неблагоприятным из возможных сочетаний нагрузок

$$S_{max} = 0{,}0389 \text{ м} \quad \text{(см. пример 3)}$$

Для стальных рам в соответствии с [4] $S_u = 0{,}12$ м, тогда по формуле (2.12)

$$\bar{y} = S_u - \bar{S}_i = 0{,}12 - 0{,}0389 = 0{,}0811 \text{ м}.$$

Дисперсия осадки по формуле (2.14) для однослойного основания

$$\mathcal{D}_S = \left(\frac{\bar{S}}{\bar{E}}\right)^2 \mathcal{D}_E + \left(\frac{\bar{S}}{\bar{p}_0}\right)^2 \mathcal{D}_{p_0} = \left(\frac{0{,}0389}{10{,}0}\right)^2 \cdot 9{,}0 +$$

$$+ \left(\frac{0{,}0389}{\frac{1{,}819}{10{,}4} + 0{,}05 - 0{,}0179 \cdot 2{,}5}\right)^2 \times \frac{0{,}8801 \cdot 10^{-2}}{10{,}42} = 0{,}14 \times$$

$\times\ 10^{-3}\ \text{м}^2$.

По формуле (I.4):

$$H = \frac{1}{2}\left[1 - \Phi\left(\frac{-0{,}0811}{\sqrt{0{,}14 \cdot 10^{-3}}}\right)\right] = \frac{1}{2}\left[1 - \Phi(-6{,}855)\right] \approx 1.$$

Как видно, полученный уровень надежности значительно выше, чем вычисленные по критериям (I.5) и (I.6). Следовательно, критерии (I.5) и (I.6) в данном случае являются определяющими и за уровень надежности основания принимается H = 0,932, полученный в примере 3.

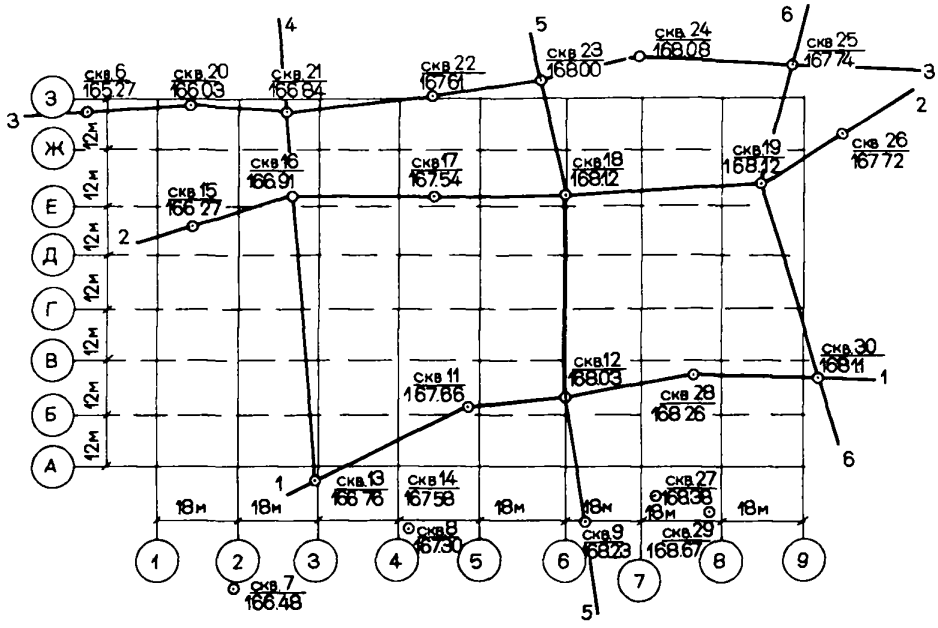

Рис.6.I. Схематический план здания и план расположения скважин

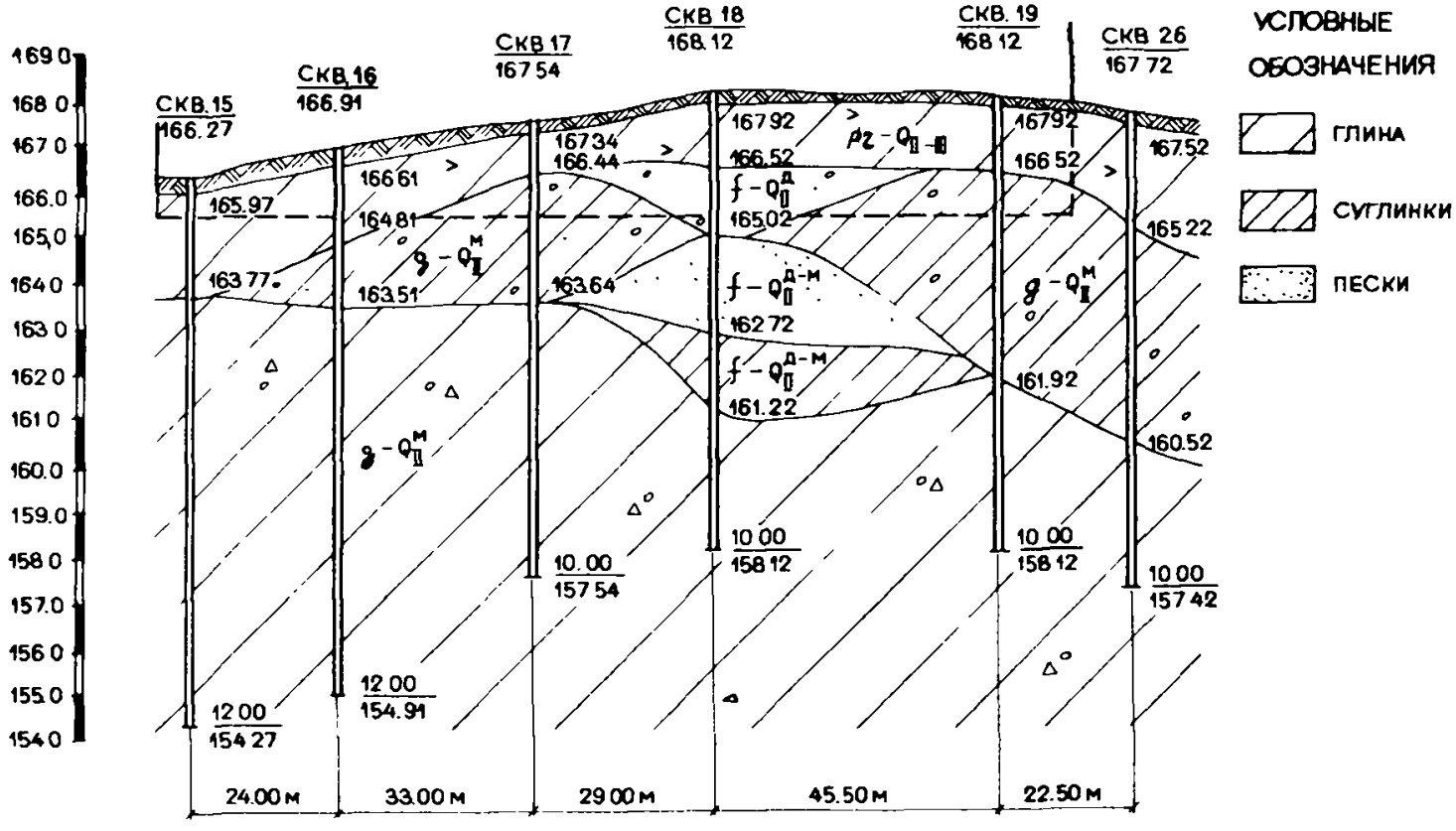

Рис.6.2. Геологический разрез 2 - 2

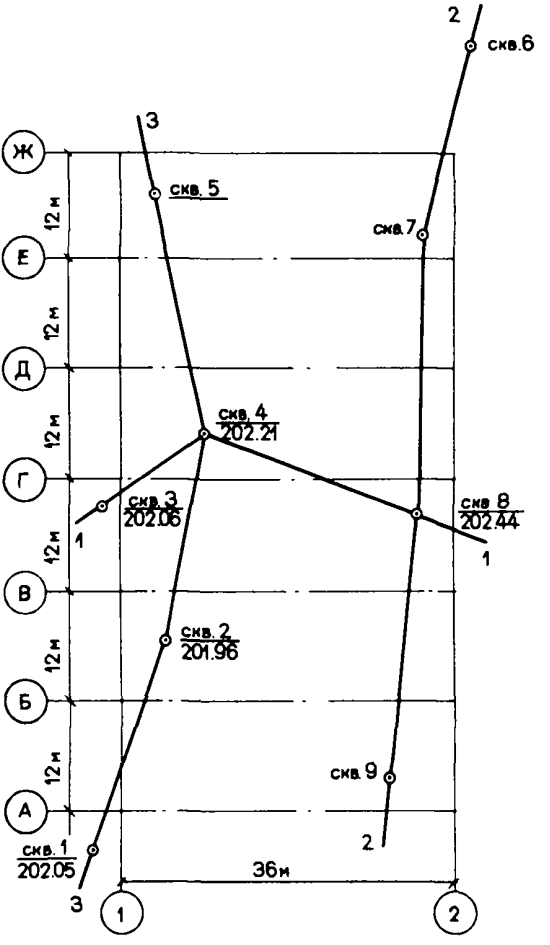

Рис.6.3. Схематический план здания и план расположения скважин

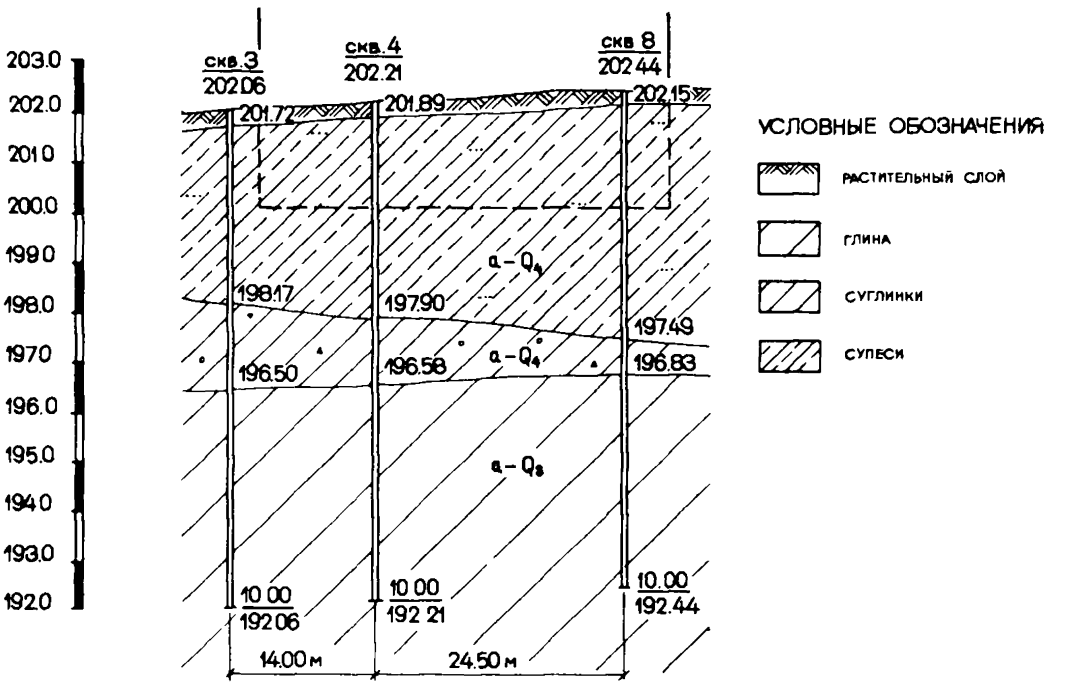

Рис.6.4. Геологический разрез I-I

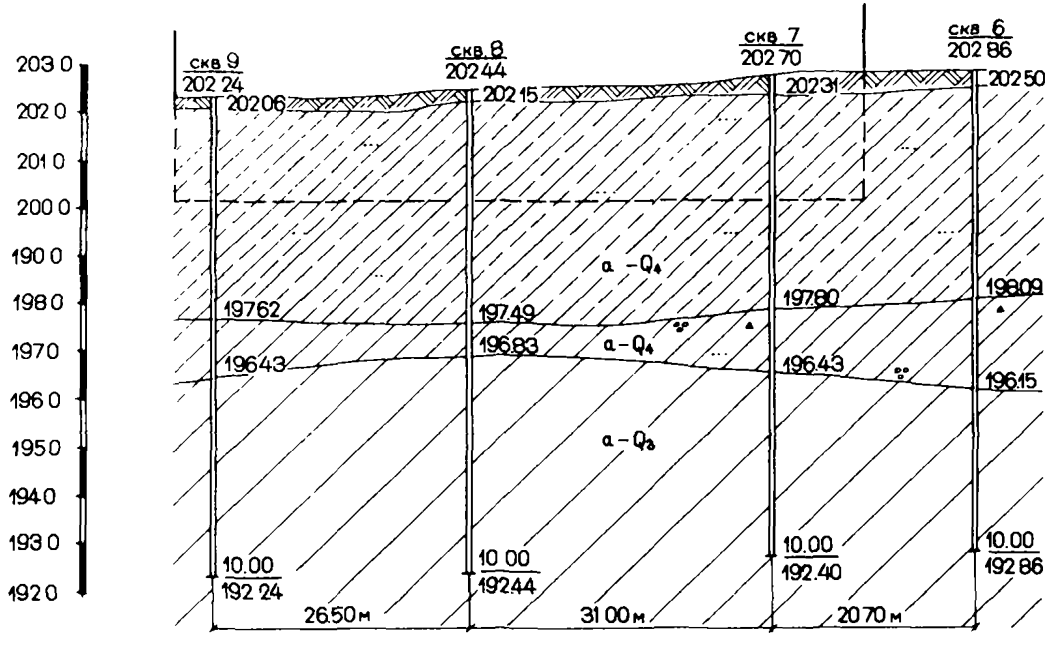

Рис.6.5. Геологический разрез 2-2

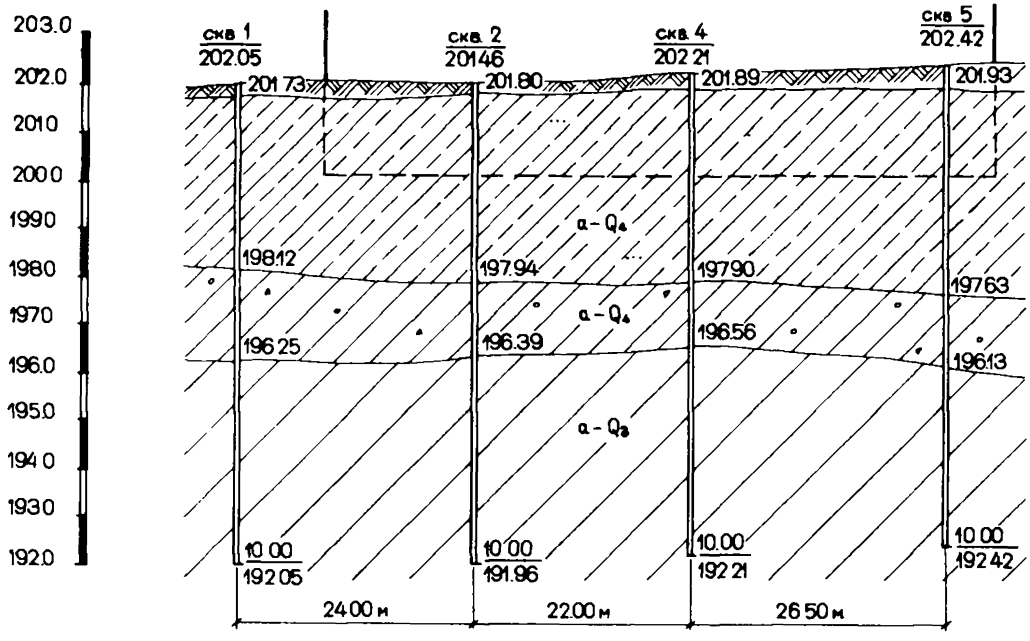

Рис.6.6. Геологический разрез 3-3

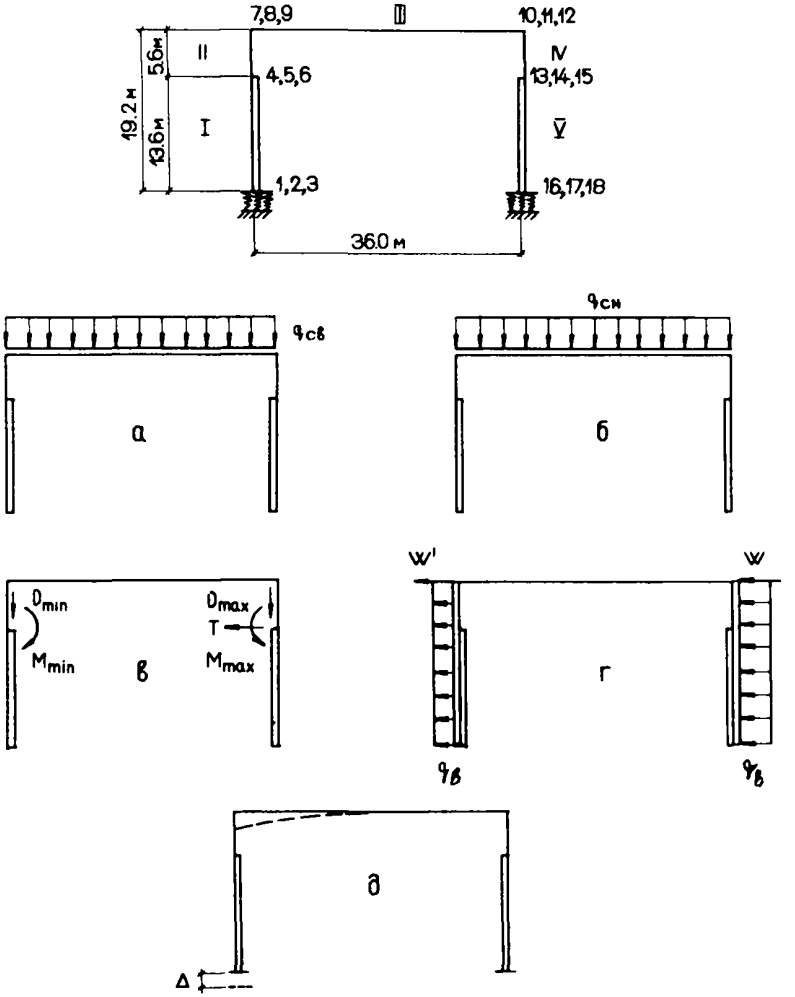

Рис.6.7. Расчетная схема конструкции и схемы вариантов загружения: а)нагрузк от собственного веса; б)снеговая нагрузка; крановая нагрузка; г)ветровая нагрузка; д)просадка опоры

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

I. Ермолаев Н.Н., Михеев В.В. Надежность оснований сооружений. Л., Стройиздат, 1976.

2. Большев Л.Н., Смирнов Н.В. Таблицы математической статистики. М., Вычислительный центр АН СССР, 1968.

3. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. М., "Наука", 1969.

4. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. М., Стройиздат, 1985.

5. Руководство по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий. М., Стройиздат, 1978.

6. Клепиков С.Н. Расчет конструкций на упругом основании. Киев, Будивельник, 1967.

7. ГОСТ 20522-75. "Грунты. Метод статистической обработки результатов определений характеристик". М., Госстандарт, 1975.

8. СНиП II-А. 10-71. Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования. М., Стройиздат, 1972.

9. СНиП II-23-81. Стальные конструкции. М., Стройиздат, 1982.

10. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. М., Стройиздат, 1985.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

Введение 3
1. Основные положения расчета 4
2. Методика оценки уровня надежности оснований и фундаментов 8
3. Получение необходимых для расчета исходных параметров I4
4. Порядок расчета I7
5. Оценка статистических характеристик внутренних усилий в системе основание-каркасное здание 20
5.I. Общие указания 20
5.2. Подготовка исходной информации для ввода в ЭВМ.... 26
5.3. Алгоритм расчета 27
6. Примеры расчета 33
Литература 56

НИИ оснований и подземных сооружений имени Н.М.Герсеванова

Рекомендации по вероятностному расчету оснований и фундаментов каркасных зданий
(Методика и алгоритм)

Отдел патентных исследований и научно-технической информации
Зав.отделом Б.И.Кулачкин
Редактор Т.А.Печенова

И - II4597. Подп.в печать 29.XI.85 Заказ 1535
Формат 60 х 90 I/I6. Бумага офсетная
Набор машинописный. Уч.- изд. л. 3,68 Усл.кр.-отт.3,75.
Тираж 800 экз. Цена 35 коп.

Производственные экспериментальные мастерские ВНИИСа Госстроя СССР
I2I47I, Москва, Можайское шоссе, 25

gost.e-ecolog.ru