

Производим проверку среднего статического давления на грунты основания в соответствии с формулой [47(2)]

$$R_{cp} = \frac{1832,6}{143,5} = 12,77 \text{ тс/м}^2 < m_0 m_1 R = 0,8 \cdot 1,71 = 57 \text{ тс/м}^2,$$

где расчетное давление на основание согласно СНиП II-15-74 (прил. 4, формула 2)

$$R = 30 \left[1 + 0,125 \left(\frac{11,5 - 1}{1} \right) \right] + 0,25 \cdot 1,6 (6 - 2) = 71 \text{ тс/м}^2.$$

На основании выполненного расчета можно заключить, что размеры фундамента подобраны удовлетворительно.

ПРИМЕР РАСЧЕТА МАССИВНОГО ФУНДАМЕНТА ПОД МЕЛЬНИЦУ ТИПА МСЦ 3600Х5500

Исходные данные:

а) Данные о мельнице: масса загрузки барабана мельницы (масса руды и мелких тел) $m = 14,3 \text{ тс} \cdot \text{с}^2/\text{м}$; диаметр барабана мельницы $d = 3,6 \text{ м}$; длина барабана мельницы $l_a = 5,5 \text{ м}$; крутящая частота вращения барабана $\omega = 1,44 \text{ с}^{-1}$;

б) Данные о приводе:

синхронный двигатель типа ДА 302-17-44-8VI с редуктором. Грунтовые условия: основанием фундамента служат пески мелкого деформации $E = 2000 \text{ тс/м}^2$. Ниже залегает моренные глины с модулем деформации $E = 3200 \text{ тс/м}^2$.

Основные размеры фундамента показаны на рис. 17.

Для выполнения расчета колебаний определяем в табличной форме, аналогичной табл. 19 (здесь не приводим), следующие характеристики установки (фундамента, машины и грунта на образцах фундамента): вес установки $Q = 1690 \text{ тс}$, ее масса $m_u = 172,46 \text{ тс} \cdot \text{с}^2/\text{м}$, площадь подошвы фундамента $F = 120,8 \text{ м}^2$; момент инерции массы всей установки относительно оси, проходящей через ее центр тяжести перпендикулярно плоскости колебаний $\Theta = 1961,3 \text{ тс} \cdot \text{м} \cdot \text{с}^2$; момент инерции площади подошвы фундамента относительно горизонтальной оси, проходящей через ее центр тяжести и перпендикулярной плоскости колебаний $I = 803 \text{ м}^4$; расстояние от центра тяжести установки до верхней грани фундамента $h_1 = 2,26 \text{ м}$, до подошвы фундамента $h_2 = 3,74 \text{ м}$ и до оси вращения барабана $h_0 = 3,76 \text{ м}$.

Определяем упругие и демпфирующие характеристики основания. Коэффициенты C_x, C_φ, C_z определяем по формулам [49(4)] — [51(6)]:

$$C_z = 1 \cdot 2000 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{120,8}} \right) = 2575,4 \text{ тс/м}^3;$$

$$C_\varphi = 2 \cdot 2575,4 = 5150,8 \text{ тс/м}^3;$$

$$C_x = 0,7 \cdot 2575,4 = 1802,8 \text{ тс/м}^3.$$

Коэффициенты жесткости основания находим по формулам [54(9)], [55(10)] и [33(30 прил. 1)]:

$$K_x = 1802,8 \cdot 120,8 = 0,218 \cdot 10^6 \text{ тс/м};$$

$$K_\varphi = 5150,8 \cdot 803 = 4,14 \cdot 10^6 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$\bar{K}_\varphi = 4,14 \cdot 10^6 - 1690 \cdot 3,74 = 4,13 \cdot 10^6 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

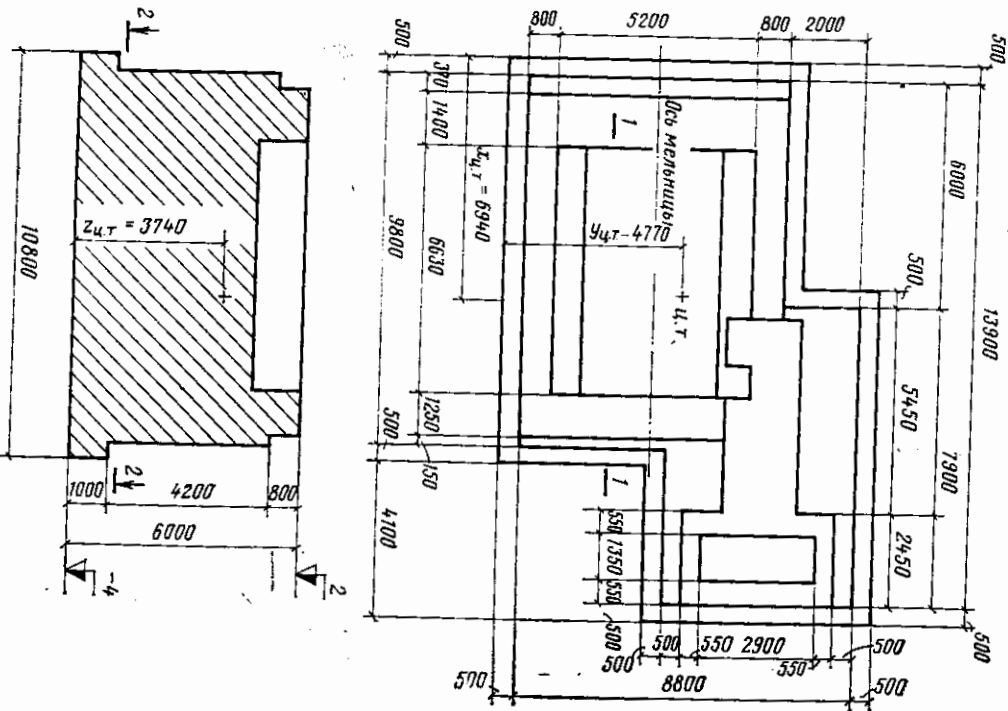


Рис. 17. Массивный фундамент под мельницу (план и разрез)

Коэффициент относительного демпфирования ξ_z определяем по формуле [57(12)]:

$$\xi_z = \frac{0,7}{\sqrt{R_{cp}}} = \frac{0,7}{\sqrt{14}} = 0,187,$$

где R_{cp} — среднее давление на основании под подошвой фундамента, дающее

$$R_{cp} = \frac{Q}{F} = \frac{1690}{120,8} = 14 \text{ тс/м}^2.$$

Коэффициенты относительного демпфирования для горизонтальных и вращательных колебаний относительно горизонтальной оси определяем по формулам [60(14)] и [61(15)]:

$$\xi_x = 0,6 \cdot 0,187 = 0,112;$$

$$\xi_\phi = 0,5 \cdot 0,187 = 0,094.$$

Определяем круговые частоты колебаний фундамента по формулам [31(28) прил. 1)] и [32(29) прил. 1)]:

$$\lambda_x = \sqrt{\frac{0,218 \cdot 10^6}{172,46}} = 35,6 \text{ с}^{-1};$$

$$\lambda_\phi = \sqrt{\frac{4,13 \cdot 10^6}{4373,7}} = 30,7 \text{ с}^{-1},$$

где

$$\phi_0 = 1961,3 + 172,46 \cdot 3,74^2 = 4373,7 \text{ тс} \cdot \text{м} \cdot \text{с}^2$$

— момент инерции массы всей установки относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента перпендикулярно плоскости колебаний.

Коэффициент β вычисляем по формуле [29(26) прил. 1)]:

$$\beta = \frac{3,74^2 \cdot 172,46}{1961,3} = 1,23.$$

Коэффициент Z определяем по формуле [36(33) прил. 1)]:

$$Z = (1 + 1,23) \left[1 + \left(\frac{30,7}{35,6} \right)^2 \right] = 3,89.$$

Главные собственные частоты колебаний установки находим из соотношения [35 (32) прил. 1)]:

$$\left(\frac{\lambda_{1,2}}{\lambda_x} \right)^2 = \frac{3,89}{2} \mp \sqrt{\left(\frac{3,89}{2} \right)^2 - (1 + 1,23) \left(\frac{30,7}{35,6} \right)^2};$$

$$\left(\frac{\lambda_1}{\lambda_x} \right)^2 = 0,487; \quad \left(\frac{\lambda_2}{\lambda_x} \right)^2 = 3,4;$$

$$\frac{\lambda_1}{\lambda_x} = 0,698; \quad \frac{\lambda_2}{\lambda_x} = 1,84.$$

152

3)] и [154 (4) прил. 3)]:

Определяем коэффициенты $\rho_{1,2}$ и $\nu_{1,2}$ по формулам [153 (3) прил. 3)] и [154 (4) прил. 3)]:

$$\rho_1 = 1 - 0,487 = 0,513;$$

$$\rho_2 = 1 - 3,4 = -2,4;$$

$$\nu_1 = \frac{3,76}{1 + \frac{3,76}{3,74} \cdot 0,513}$$

$$= \frac{0,698^{1/2} \left(1 + 0,513 \frac{1}{1,23} \right)}{1 + \frac{3,76}{3,74} \cdot 0,513} = 2,14;$$

$$\nu_2 = \frac{1,84^{1/2} \left(1 + 2,4 \frac{1}{1,23} \right)}{1 + \frac{3,76}{3,74} \cdot (-2,4)} = -0,1.$$

3)] Коэффициенты $\bar{\xi}_1$ и $\bar{\xi}_2$ определяем по формуле [155 (5) прил. 3)]:

$$\bar{\xi}_1 = \frac{0,487^2 + \frac{0,094}{0,112} \left(\frac{30,7}{35,6} \right)^2 \frac{1 + 1,23}{1,23} \cdot 0,513^2}{0,487^2 + \left(\frac{30,7}{35,6} \right)^2 \frac{1 + 1,23}{1,23} \cdot 0,513^2} = 0,905;$$

$$\bar{\xi}_2 = \frac{3,4^2 + \frac{0,094}{0,112} \left(\frac{30,7}{35,6} \right)^2 \frac{1 + 1,23}{1,23} \cdot 2,4^2}{3,4^2 + \left(\frac{30,7}{35,6} \right)^2 \frac{1 + 1,23}{1,23} \cdot 2,4^2} = 0,935.$$

Интенсивность случайной нагрузки определяем по формуле [152 (2) прил. 3)]:

$$B = 0,015 \cdot 14 \cdot 3 \cdot 1,44 \cdot 3,6 \sqrt{1,44 \left[1 - \left(\frac{1,44^2 \cdot 3,6^2}{20} \right)^2 \right]} = 1,23 \text{ тс} \cdot \text{с}^{1/2}.$$

Амплитуду горизонтальных колебаний верхней грани фундамента вычисляем по формуле [151 (1) прил. 3)]:

$$A_r = \frac{1,23}{35,6^2 \cdot 172,46} \times \sqrt{\frac{35,6}{2 \cdot 0,112} \left[\frac{2,14^2}{0,905} \left(1 + \frac{2,26}{3,74} \cdot 0,513 \right)^2 + \frac{0,1^2}{0,935} \left(1 + \frac{2,26}{3,74} \cdot (-2,4) \right)^2 \right]} = 0,209 \cdot 10^{-3} \text{ м} \approx 0,21 \text{ мм}.$$

Полученный результат превосходит допустимое значение амплитуды колебаний фундамента, равное $A_d = 0,1$ мм. Поэтому необходимо либо увеличить размеры подошвы фундамента в направлении действия сил, либо перейти на свайное основание.

153

Расчет свайного основания

Рассмотрим вариант устройства фундамента на свайном основании. В качестве свайного основания принимаем 41 свая длиной 12 м, сечением $0,35 \times 0,35$ м.

План расположения свай изображен на рис. 18. В основании свай залегает моренная глина. Коэффициент упругого равномерного сжатия грунта на уровне нижних концов свай определяем по формуле [49(4)], в которой коэффициент $b_0 = 1,5$ (для глины) указывается в соответствии с указанным п. 1.52

$$C_2^* = 2,1, 5 \cdot 3200 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{0,35 \cdot 0,35}} \right) = 9,6 \cdot 10^4 \text{ тс/м}^2.$$

Коэффициенты жесткости свайного основания определяем по формулам [73(22)], [74(23)], [77(26)]. Имеем $E_6 = 2,9 \cdot 10^8$ тс/м².

$$\bar{b} = \frac{k_1}{\sqrt{E_6 d}} = \frac{100}{\sqrt{2,9 \cdot 10^8 \cdot 0,35}} = 0,1;$$

$$a = \frac{9,6 \cdot 10^4}{2,9 \cdot 10^8} = 0,0331 \text{ м}^{-1};$$

$$\text{th } \bar{b} l = \text{th } 1,2 = 0,834;$$

$$K_{\text{ср}} = 41 \cdot 2,9 \cdot 10^8 \cdot 0,35^2 \cdot 0,1 \frac{0,1 \cdot 0,834 + 0,0331}{0,1 + 0,0331 \cdot 0,834} = 1,15 \cdot 10^8 \text{ тс/м};$$

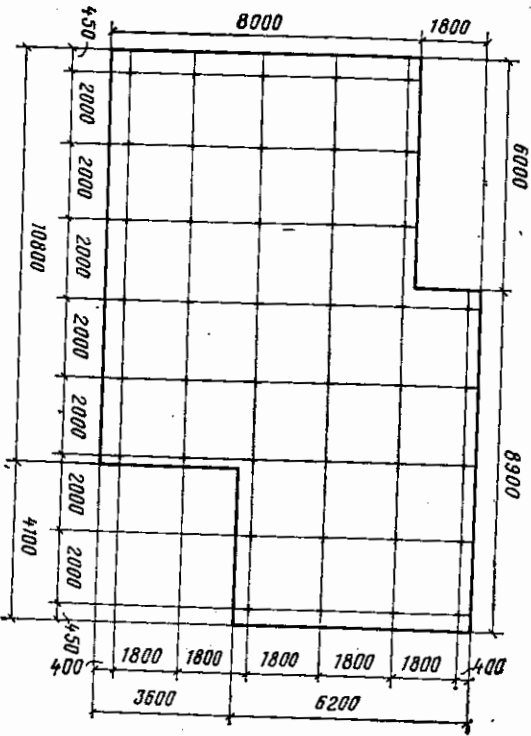


Рис. 18. План свайного фундамента под мезансиль

$$K_{\phi \text{ пр}} = \frac{1,15 \cdot 10^8}{41} = 2,8 \cdot 10^6 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где $\sum_{i=1}^{41} r_i^2 = 339 \text{ м}^2$ — сумма квадратов расстояний от оси i -ой

сваи до оси поворота подошвы фундамента;

$K_x = 0,218 \cdot 10^8$ тс/м (как для естественного основания).

Находим приведенную массу по формуле [72(21)]

$$m_{\text{пр}} = 172,46 + 1,14 \cdot 41 \cdot 0,37 = 190 \text{ тс} \cdot \text{с}^2/\text{м},$$

где

$$m_{\text{р}} = m_{\text{п}} = 172,46 \text{ тс} \cdot \text{с}^2/\text{м};$$

$$b^* = 2 \left(0,2 + 0,8 \text{th } \frac{b}{12} \right) = 1,14;$$

$$m_{\text{гв}} = 0,35^2 \cdot 12 \cdot 2,5 \cdot 0,1 = 0,37 \text{ тс} \cdot \text{с}^2/\text{м}.$$

По формулам [75(24)] и [76(25)] находим моменты инерции массы всей установки относительно осей, проходящей через центр тяжести установки $\Theta_{\text{пр}}$ и подошвы фундамента $\Theta_{\text{опр}}$ перпендикулярно плоскости колебаний:

$$\Theta_{\text{пр}} = 1961,3 + 1,14 \cdot 0,37 \cdot 339 = 2,1 \cdot 10^3 \text{ тс} \cdot \text{м} \cdot \text{с}^2;$$

$$\Theta_{\text{опр}} = 2,1 \cdot 10^3 + 172,46 \cdot 3,74^2 = 4,5 \cdot 10^3 \text{ тс} \cdot \text{м} \cdot \text{с}^2,$$

где $\Theta_{\text{р}} = \theta = 1961,3 \text{ тс} \cdot \text{м} \cdot \text{с}^2$; $h_{\text{р}} = h_{\text{з}} = 3,74 \text{ м}$ — расстояние от

центра тяжести массы $m_{\text{р}}$ до подошвы ростверка.

Крутовые частоты колебаний фундамента определяем по формулам [31(28) прил. 1)] и [32(29) прил. 1)], заменяя значения $m_{\text{п}}$, $\Theta_{\text{р}}$, K_{ϕ} на приведенные значения $m_{\text{пр}}$, $\Theta_{\text{опр}}$, $K_{\phi \text{ пр}}$:

$$\lambda_x = \sqrt{\frac{0,218 \cdot 10^8}{190}} = 33,8 \text{ с}^{-1};$$

$$\lambda_{\phi} = \sqrt{\frac{0,95 \cdot 10^7}{4,5 \cdot 10^3}} = 46 \text{ с}^{-1}.$$

Главные собственные частоты колебаний находим из соотношения [35(32) прил. 1)]

$$\left(\frac{\lambda_{1,2}}{\lambda_x} \right)^2 = \frac{6,47}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{6,47}{2} \right)^2 - (1 + 1,27) \left(\frac{46}{33,8} \right)^2} = 3,24 \pm 2,50;$$

$$\left(\frac{\lambda_1}{\lambda_x} \right)^2 = 0,74; \quad \frac{\lambda_1}{\lambda_x} = 0,859;$$

$$\left(\frac{\lambda_2}{\lambda_x} \right)^2 = 5,74; \quad \frac{\lambda_2}{\lambda_x} = 2,40,$$

где Z вычисляется по формуле [36 (33 прил. 1)]

$$Z = (1 + 1,27) \left[1 + \left(\frac{46}{33,8} \right)^2 \right] = 6,47;$$

β — вычисляется по формуле [29 (26 прил. 1)], в которой вместо m и Θ подставляем назначения $m_{пр}$ и $\Theta_{пр}$

$$\beta = \frac{1/2 m_{пр}}{\Theta_{пр}} = \frac{3,74 \cdot 190}{2,1 \cdot 10^3} = 1,27.$$

Определяем коэффициенты $\rho_{1,2}$ и $\nu_{1,2}$ по формулам [153 (3 прил. 3)] и [154 (4 прил. 3)]:

$$\rho_1 = 1 - 0,74 = 0,26;$$

$$\rho_2 = 1 - 5,74 = -4,74;$$

$$1 + \frac{3,76}{3,74} \cdot 0,26$$

$$\nu_1 = \frac{0,859^{1/2} \left(1 + 0,26 \frac{1}{1,27} \right)}{1 + \frac{3,76}{3,74} \cdot 0,26} = 1,50;$$

$$\nu_2 = \frac{2,40^{1/2} \left(1 + 4,74 \frac{1}{1,27} \right)}{1 + \frac{3,76}{3,74} \cdot (-4,74)} = -0,06.$$

Значения коэффициентов относительного демпфирования для свайного фундамента принимаем в соответствии с указанными пп. 1.53 и 1.45, как для установленных колебаний

$$\xi_z = 0,2, \quad \xi_x = 0,12, \quad \xi_{\theta} = 0,1.$$

Тогда:

$$\bar{\xi}_1 = \frac{0,74^2 + \frac{0,1}{0,12} \left(\frac{46}{33,8} \right)^2 \frac{1 + 1,27}{1,27} \cdot 0,26^2}{0,74^2 + \left(\frac{46}{33,8} \right)^2 \frac{1 + 1,27}{1,27} \cdot 0,26^2} = 0,95;$$

$$\bar{\xi}_2 = \frac{5,74^2 + \frac{0,1}{0,12} \left(\frac{46}{33,8} \right)^2 \frac{1 + 1,27}{1,27} \cdot 4,74^2}{5,74^2 + \left(\frac{46}{33,8} \right)^2 \frac{1 + 1,27}{1,27} \cdot 4,74^2} = 0,88.$$

Амплитуду горизонтальных колебаний свайного фундамента при действии случайной динамической нагрузки определяем по формуле [151 (1 прил. 3)], заменяя в ней m на $m_{пр}$

$$A_r = \frac{1,23}{33,8 \cdot 190} \times$$

$$\times \sqrt{ \frac{33,8}{2 \cdot 0,12} \left\{ \frac{1,50^2}{0,95} \left(1 + \frac{2,26}{3,74} \cdot 0,26 \right)^2 + \frac{0,06^2}{0,88} \left[1 + \frac{2,26}{3,74} \cdot (-4,74) \right]^2 \right\} } =$$

156

$$= 0,12 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 0,12 \text{ мм.}$$

Полученный результат превосходит допускаемую амплитуду колебаний, равную $A_d = 0,1$ мм, на 20%. Следовательно, размеры фундамента необходимо увеличивать. Уменьшение амплитуды колебаний фундамента до допустимого уровня может быть достигнуто увеличением площади ростверка при сохранении прежнего количества свай.

Проверку совпадения частот собственных колебаний конструкции с собственной частотой круглых колебаний валя не проводим, так как желонда имеет привод с редуктором.

10. ФУНДАМЕНТЫ ПРЕССОВ

10.1. Требования настоящего раздела распространяются на проектирование фундаментов винтовых, кривошипных и гидравлических прессов.

10.2. В состав задания на проектирование фундаментов прессов, кроме материалов, перечисленных в п. 1.4 главы СНиП II-19-79, должны входить следующие данные:

а) табличные чертежи пресса с указанием вида выполнения им технологических операций (штамповка, свободная ковка, вырубка);

б) нормативное значение номинального и действительного веса поступательно движущихся основных частей пресса и момент инерции их массы;

в) скорости поступательного и вращательного движения рабочих частей пресса в момент соприкосновения ползуна с поковкой, ползая деформация поковки в процессе штамповки или ковки, коэффициенты вертикальной жесткости станины пресса.

10.3. Фундаменты прессов следует проектировать, как правило, в виде жестких плит или монолитных блоков.

10.4. Верхнюю часть фундамента, прижимающую в станине пресса, следует армировать двумя горизонтальными сетками из стержней диаметром 12 мм с квадратными ячейками размером 100 мм.

Участки фундамента под опорными частями пресса следует рассчитывать на выносливость и, в случае необходимости, предусматривать их дополнительное армирование.

10.5. Фундаменты винтовых прессов, предназначенных для вертикальной или ковки, следует рассчитывать с учетом импульса вертикальной оси следующим образом:

а) амплитуду вертикальных колебаний A_z , м, фундамента следует определять по формуле

$$A_z = \frac{(1 + e) S_g}{(1 + 1,67 \xi_z) \lambda_z Q}, \quad [165 (49)]$$

где Q — расчетное значение общего веса установки (фундамента и пресса), тс, определяемое с учетом указаний п. 1.35 главы СНиП II-19-79;

ξ_z — коэффициент относительного демпфирования при вертикальных колебаниях фундамента, определяемый согласно указаниям п. 1.44 главы СНиП II-19-79;

157

v — коэффициент восстановления скорости удара, значение которого следует принимать: при холодной штамповке и ковке $v = 0,5$, при горячей штамповке и ковке $v = 0,25$;
 A_z — круговая частота свободных вертикальных колебаний установки, c^{-1} , определяемая по формуле

$$A_z = \sqrt{\frac{K_z g}{Q}} ; \quad [166 (50)]$$

K_z — коэффициент жесткости основания при упругом равномерном сжатии, $тс/м$, определяемый согласно указаниям п.1.43 главы СНиП II-19-79;
 S — импульс вертикальной силы, $тс \cdot с$, определяемый по формуле

$$S = \frac{Q_0 V}{g} ; \quad [167 (51)]$$

Q_0 — расчетное значение веса поступательно движущихся рабочих частей пресса, $тс$;
 V — скорость поступательного движения рабочих частей пресса в момент удара, $м/с$;
 g — $9,81 м/с^2$.

Значения количества движения $\frac{Q_0 V}{g}$, развиваемого некоторыми моделями прессов, приведены в табл. 29.

Т а б л и ц а 29

Модель пресса	ФБ 1732	Ф 1734	Ф 1736	Ф 1738	Ф 1740	ФА 2738	ФА 2740
Количество движения, $тс \cdot с$	0,060	0,095	0,220	0,340	0,660	0,880	1,300

б) амплитуды горизонтальных колебаний A_r , $м$, фундамента следует определять по формуле

$$A_r = A_\psi L, \quad [168 (52)]$$

где L — расстояние от центра тяжести установки до наиболее удаленной точки фундамента, $м$;
 A_ψ — амплитуда (угол поворота), рад, вращательных колебаний фундамента относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести установки, определяемая по формуле

$$A_\psi = \frac{(1 + \varepsilon) \theta_z \omega}{(1 + 1,67 E_\psi) \theta_z \lambda_\psi} ; \quad [169 (53)]$$

θ_z — момент инерции вращающихся рабочих масс пресса, $тс \cdot м^2$, относительно оси винта;
 ω — круговая частота вращения винта в момент удара, c^{-1} , принимаямая до заданию на проектирование;
 E_ψ — значения момента количества движения $(\theta_z \omega)$, развиваемого некоторыми моделями прессов, приведены в табл. 30.

Т а б л и ц а 30

Модель пресса	ФБ 1732	Ф 1734	Ф 1736	Ф 1738	Ф 1740	ФА 2738	ФА 2740
Момент количества движения, $тс \cdot м \cdot с$	0,075	0,105	0,370	0,500	1,45	0,650	1,64

θ_z — момент инерции масс установки (фундамента и пресса), $тс \cdot м^2$, относительно вертикальной оси, проходящей через ее центр тяжести;
 λ_ψ — круговая частота свободных вращательных колебаний установки относительно вертикальной оси, c^{-1} , определяемая по формуле

$$\lambda_\psi = \sqrt{\frac{K_\psi}{\theta_z}} ; \quad [170 (54)]$$

K_ψ — коэффициент жесткости основания при упругом неравномерном сжатии, $тс \cdot м$, определяемый согласно указаниям п. 1.43 главы СНиП II-19-79;

E_ψ — коэффициент относительно децифрирования при вращательных колебаниях фундамента относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести установки, определяемый согласно указаниям п.1.45 главы СНиП II-19-79;
 ε — то же, что в формуле [165(49)] главы СНиП II-19-79.
 Фундаменты горизонтальных винтовых прессов на действие динамических нагрузок допускается не рассчитывать.

10.6. Амплитуды вертикальных A_v , $м$, и горизонтальных A_r , $м$, колебаний фундаментов кривошипных прессов при операциях штамповки следует определять по формулам:

$$A_v = A_z + A_\phi L ; \quad [171 (55)]$$

$$A_r = A_\phi h, \quad [172 (56)]$$

где A_z — амплитуда перемещений центра тяжести установки, $м$, определяемая по формуле [165(49)] главы СНиП II-19-79, в которой коэффициент $\varepsilon = 0$, а величина импульса S определяется экспериментальным путем; при отсутствии опытных данных для предварительных расчетов колебаний фундамента допускается импульс вертикальной силы определять по формуле [167(51)] главы СНиП II-19-79, в которой скорость поступательного движения ползуна в момент удара может быть вычислена по формуле

$$V = 1,15 \omega_0 \sqrt{\delta (S_n - \delta)}, \quad [173]$$

S_n — ход ползуна, $м$;
 ω_0 — круговая частота вращения кривошипа, c^{-1} ;
 δ — полная деформация поковок, $м$, в процессе штамповки (назвение толицин поковки);

L — то же, что в формуле [168(52)] главы СНиП II-19-79;

h — расстояние от подошвы до верхней грани фундамента, м;
 A_{ϕ} — амплитуда (угла поворота), рад, вращательных колебаний фундамента относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента перпендикулярно плоскости колебаний, определяется по формуле

$$A_{\phi} = \frac{S_m}{(1 + 1,67 \xi_{\phi}) \theta_y \lambda_{\phi}} ; \quad [174 (57)]$$

θ_y — момент инерции масс установки относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента перпендикулярно плоскости колебаний, т.е. м.с²;

λ_{ϕ} — круговая частота свободных вращательных колебаний установки относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента перпендикулярно плоскости колебаний, с⁻¹, определяется по формуле

$$\lambda_{\phi} = \sqrt{\frac{K_{\phi} - Q h_z}{\theta_y}} ; \quad [175 (58)]$$

K_{ϕ} — коэффициент жесткости основания при упругом неравномерном сжатии, тс.м, определяемый согласно указаниям п.1.43 главы СНиП II-19-79;

h_z — расстояние от подошвы фундамента до центра тяжести ус- тановки, м;

ξ_{ϕ} — коэффициент относительного демпфирования при вращательных колебаниях фундамента относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы перпендикулярно плоскости колебаний, определяемый согласно указаниям п.1.45 главы СНиП II-19-79;

S_m — величина импульса крутящего момента от замедления вращения рабочих частей прессы, тс.м.с, возникающего при выполнении штамповки, определяемая экспериментальным путем; при отсутствии опытных данных для предварительных расчетов коэффициент фундамента величину S_m допускается определять по формуле

$$S_m = \frac{0,1 P_n \delta}{\phi_0} ; \quad [176 (59)]$$

P_n — номинальное усилие прессы при выполнении им соответствующей технологической операции, тс;

δ — полная деформация поковок в процессе штамповки, м;
 ϕ_0 — круговая частота вращения кривошипа, с⁻¹, принимаемая по заданию на проектирование.

При операциях вырубki амплитуду вертикальных колебаний фундамента A_{ϕ} , м, следует определять по формуле [165(49)] главы СНиП II-19-79, в которой коэффициент $\varepsilon = 0$, а величину импульса S следует определять экспериментальным путем; при отсутствии опытных данных для предварительных расчетов ко-

эффициент фундамента допускается величину импульса S вертикальной силы определять по формуле

$$S = \frac{0,3 P_n}{\phi_1} ; \quad [177 (60)]$$

где ϕ_1 — круговая частота свободных колебаний станины, с⁻¹, определяется по формуле

$$\phi_1 = \sqrt{\frac{K_{ст} g}{Q_{в}}} ; \quad [178 (61)]$$

$K_{ст}$ — коэффициент вертикальной жесткости станины, тс/м, принимается по заданию на проектирование;

$Q_{в}$ — расчетное значение веса верхней части прессы, расположенной выше середины высоты станины, тс.

В формуле [178(61)] значения веса $Q_{в}$ допускается принимать разным по высоте веса прессы, а значение коэффициента $K_{ст}$ допускается определять по приближенной формуле:

$$K_{ст} = 17000 \sqrt{P_n} . \quad [179]$$

10.7. Фундаменты гидравлических прессов, предназначенных для штамповки иликовки, следует рассчитывать на действие импульса вертикальной силы. При этом амплитуду вертикальных колебаний фундамента следует определять по формуле [165(49)] главы СНиП II-19-79, принимая в ней коэффициент $\varepsilon = 0$, величину импульса S по формуле [167(51)] этой главы, в которой V — максимальная скорость опускания подвижной траверсы, м/с. Фундаменты горизонтальных гидравлических прессов на действительных динамических нагрузках допускается не рассчитывать.

10.8. Максимальная предельно допускаемая амплитуда колебаний фундаментов прессов $A_d = 0,25$ мм. По согласованию с заводом — изготовителем прессы предельно допускаемая амплитуда колебаний фундаментов прессов может быть увеличена, но не более чем до 0,5 мм.

10.9. При проверке по формуле [147(2)] среднего статического давления $P_{ср}$ на основание следует принимать значение коэффициента условия работы $l_{\phi} = 1$ и коэффициента условия работы грунтов основания $l_n = 1$.

ПРИМЕР РАСЧЕТА НА КОЛЕБАНИЯ ФУНДАМЕНТА ПОД ВИНТОВОЙ ПРЕССОЙ Ф 1738 УСИЛИЕМ 630 ТС

Исходные данные: вес прессы $Q_m = 45$ тс; моменты количества движения, развиваемые прессом при поступательном движении

$$Q_{\phi} V = S = 0,34 \text{ тс}\cdot\text{с} \text{ и при вращательном движении } Q_{\phi} \omega = 0,5 \text{ тс}\cdot\text{м}\cdot\text{с}.$$

Назначение прессы — изготовление поковок из цветных и черных металлов и сплавов методом холодной штамповки.

Грунтовые условия. Основанием фундамента служат пески средней крупности, средней плотности с модулем деформации $E = 3200$ тс/м².

Основные габариты фундамента показаны на рис. 19. Определим следующие характеристики фундамента и всей установки: вес фундамента $Q_{\Phi} = 215$ тс; вес всей установки $Q = 260$ тс; площадь фундамента $F = 36$ м²; момент инерции масс установки относительно вертикальной оси, проходящей через ее центр тяжести $\theta_2 = 132$ тс·м·с².

Определим упругие и демпфирующие характеристики основания. Коэффициент упругого равномерного сжатия C_z и упругого неравномерного сдвига C_{Φ} вычисляем по формулам [49(4)] и [52(7)]:

$$C_z = 1.3200 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{36}} \right) = 4887 \text{ тс/м}^2;$$

$$C_{\Phi} = C_z = 4887 \text{ тс/м}^2.$$

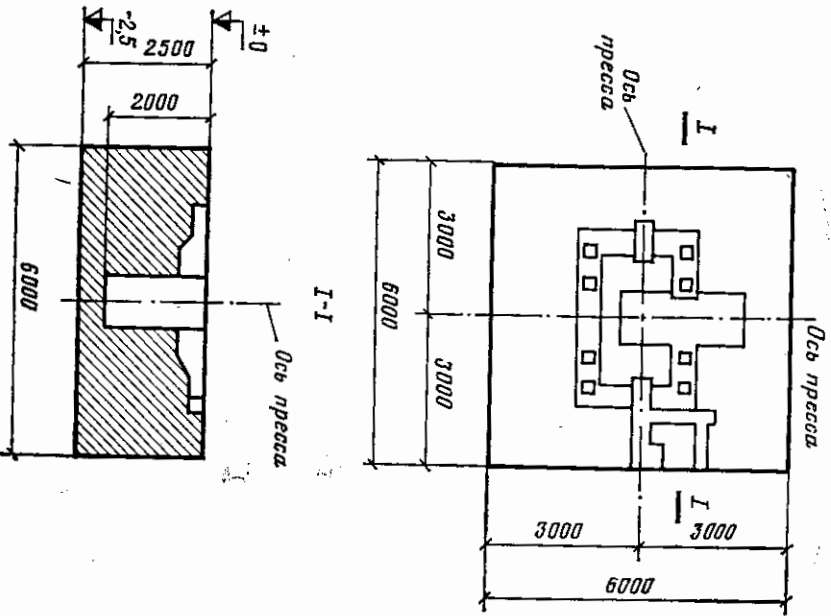


Рис. 19. Фундамент под винтовой пресс (план и разрез)

Коэффициенты жесткости оснований находим по формулам [53(8)] и [56(11)]:

$$K_z = 4887 \cdot 36 = 0,176 \cdot 10^6 \text{ тс/м};$$

$$K_{\Phi} = 4887 \cdot 216 = 1,056 \cdot 10^6 \text{ тс·м},$$

где

$$J_{\Phi} = \frac{2.6 \cdot 63}{12} = 216 \text{ м}^4.$$

Момент инерции подошвы фундамента относительно вертикальной оси, проходящей через ее центр тяжести.

Коэффициент относительного демпфирования ξ_z вычисляем по формуле [58(13)]:

$$\xi_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z R_{cp}}} = 2 \sqrt{\frac{3200}{4887 \cdot 7,2}} = 0,603,$$

где среднее давление под подошвой фундамента

$$R_{cp} = \frac{Q_m + Q_{\Phi}}{F} = \frac{45 + 215}{36} = 7,2 \text{ тс/м}^2.$$

Коэффициент относительного демпфирования ξ_{Φ} вычисляем по формуле [62(16)]:

$$\xi_{\Phi} = 0,3 \xi_z = 0,3 \cdot 0,603 = 0,181.$$

Круговую частоту свободных вертикальных колебаний установки определяем по формуле [166(50)]:

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{0,176 \cdot 10^6 \cdot 9,8}{260}} = 81,5 \text{ с}^{-1},$$

круговую частоту свободных вращательных колебаний установки вычисляем по формуле [170(54)]:

$$\lambda_{\Phi} = \sqrt{\frac{1,056 \cdot 10^6}{132}} = 89,4 \text{ с}^{-1}.$$

Амплитуду вертикальных колебаний фундамента определяем по формуле [165(49)]:

$$A_z = \frac{(1 + 0,5) \cdot 0,34 \cdot 9,8}{(1 + 1,67 \cdot 0,603) \cdot 81,5 \cdot 260} = 0,12 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Амплитуду горизонтальных колебаний фундамента определяем по формуле [168(52)]:

$$A_r = A_{\Phi} L = 0,05 \cdot 10^{-3} \cdot 3 = 0,15 \cdot 10^{-3} \text{ м},$$

где A_{Φ} — амплитуда (угол поворота) колебаний фундамента относительно вертикальной оси, вычисляемая по формуле [169(53)]:

$$A_{\Phi} = \frac{(1 + 0,5) \cdot 0,5}{(1 + 1,67 \cdot 0,181) \cdot 89,4 \cdot 132} = 0,05 \cdot 10^{-3} \text{ рад}.$$

Амплитуды вертикальных колебаний $A_z = 0,12$ мм и горизонтальных колебаний $A_x = 0,15$ мм не превосходят предельно допустимого значения амплитуды $A_x = 0,25$ мм. Следовательно, размеры фундамента подобраны удовлетворительно.

ПРИМЕР РАСЧЕТА НА КОЛЕБАНИЯ ФУНДАМЕНТА ПОД КРИВОШИПНЫМ ПРЕСС К 8548 УСИЛИЕМ 6300 тс

Исходные данные.

Данные пресса: вес пресса $Q_m = 630$ тс; вес поступательно движущихся частей пресса $Q_0 = 51$ тс; круговая частота вращения кривошипа $\omega_0 = 4,2$ с⁻¹; ход ползуна $S_n = 460$ мм; номинальное усилие пресса $R_n = 6300$ тс; полная деформация поковок $\delta = 8$ мм. Назначение пресса — изготовление поковок из цветных и черных металлов методом штампования.

Грунтовые условия. Основанием фундамента служат аллювиальные суглинки с модулем деформации $E = 2500$ тс/м².

Основные габариты фундамента показаны на рис. 20. Для выполнения расчета на колебания фундамента определяем следующие характеристики.

Вес установки (фундамента и пресса) $Q = 1114,5$ тс; площадь подошвы фундамента $F = 64,74$ м²; момент инерции подошвы фундамента относительно горизонтальной оси, проходящей через ее центр тяжести перпендикулярно плоскости колебаний $I = 328,3$ м⁴. Момент инерции масс установки относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента перпендикулярно плоскости колебаний $I_0 = 6960$ тс·м·с². Расстояние от центра тяжести установки до подошвы фундамента $h_2 = 6,53$ м и до наиболее удаленной по горизонтали точки фундамента $L = 4,17$ м. Определены упругие и демпфирующие характеристики основания. Коэффициенты упругого равномерного и неравномерного сжатия C_z и C_ϕ определяем по формулам [49(4)] и [50(5)]:

$$C_z = 1,2 \cdot 2500 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{64,74}} \right) = 4179 \text{ тс/м}^2$$

(Здесь $b_0 = 1,2$ — для суглинков).

$$C_\phi = 2 \cdot 4179 = 8358 \text{ тс/м}^2.$$

По формулам [53(8)] и [54(9)] вычисляем коэффициенты жесткости основания

$$K_z = 4179 \cdot 64,74 = 0,27 \cdot 10^6 \text{ тс/м};$$

$$K_\phi = 8358 \cdot 328,3 = 2,74 \cdot 10^6 \text{ тс·м}.$$

Коэффициент относительного демпфирования ξ_z определяем по формуле [58(13)]

$$\xi_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z R_{cp}}} = 2 \sqrt{\frac{2500}{4179 \cdot 17,2}} = 0,373,$$

где среднее давление под подошвой фундамента

$$R_{cp} = \frac{Q}{F} = \frac{1114,5}{64,74} = 17,2 \text{ тс/м}^2.$$

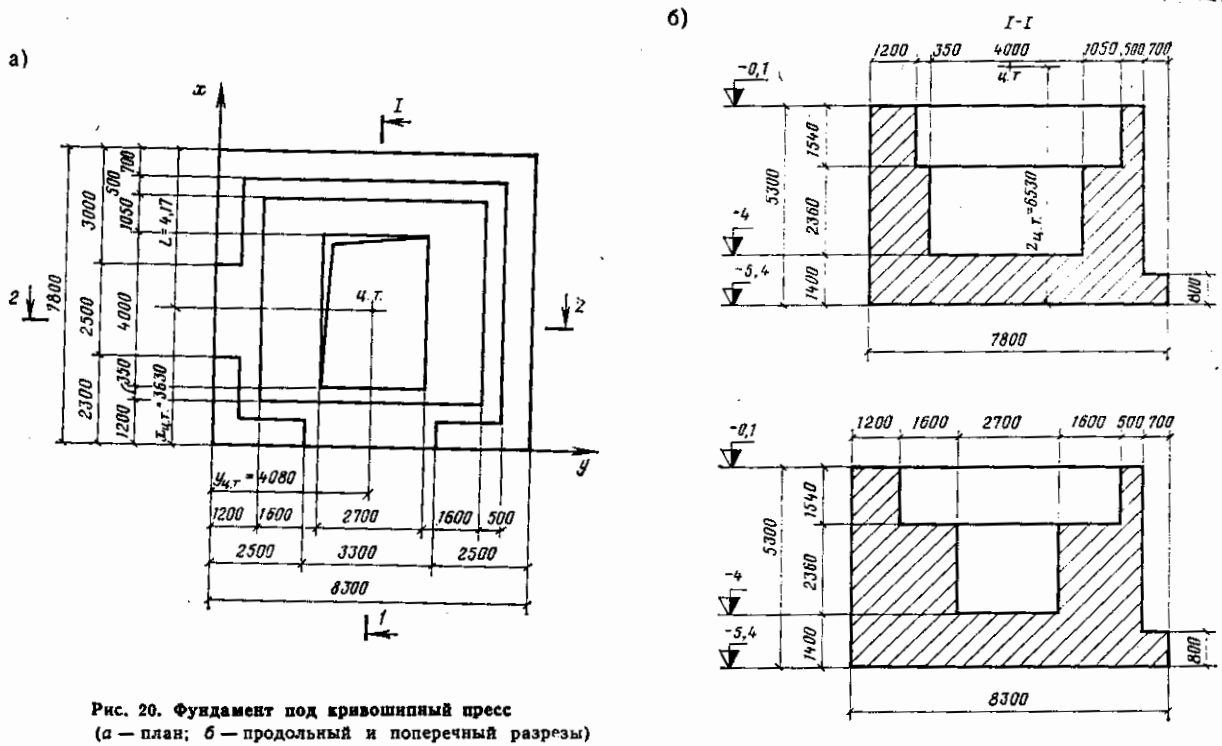


Рис. 20. Фундамент под кривошипный пресс (а — план; б — продольный и поперечный разрезы)

Коэффициент относительного демпфирования при вращательных колебаниях ξ_{φ} определяем по формуле [61(15)]

$$\xi_{\varphi} = 0,5 \xi_z = 0,5 \cdot 0,373 = 0,186.$$

Круговые частоты свободных вертикальных и вращательных колебаний определяем по формулам [166(50)] и [175(58)]:

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{0,27 \cdot 10^6 \cdot 9,8}{1114,5}} = 48,7 \text{ с}^{-1};$$

$$\lambda_{\varphi_1} = \sqrt{\frac{2,74 \cdot 10^6 - 1114,5 \cdot 6,53}{6960}} = 19,8 \text{ с}^{-1}.$$

По формуле [167(51)] вычисляем величину импульса вертикальной силы

$$S = \frac{51 \cdot 0,29}{9,8} = 1,51 \text{ тс} \cdot \text{с},$$

где V — скорость поступательного движения ползуна в момент удара, определяемая по формуле [173]

$$V = 1,15 \cdot 4,2 \sqrt{8 \cdot 10^{-3} (460 \cdot 10^{-3} - 8 \cdot 10^{-3})} = 0,29 \text{ м/с}.$$

По формуле [176(59)] вычисляем величину импульса крутящего момента от замедления вращения рабочих частей пресса

$$S_M = \frac{0,1 P_n \delta}{\omega} = \frac{0,1 \cdot 6300 \cdot 8 \cdot 10^{-3}}{4,2} = 1,2 \text{ тс} \cdot \text{м} \cdot \text{с}.$$

Амплитуду вертикальных колебаний центра тяжести фундамента определяем по формуле [165(49)], в которой $\varepsilon = 0$

$$A_z = \frac{1,51 \cdot 9,8}{(1 + 1,67 \cdot 0,373) 48,7 \cdot 1114,5} = 0,168 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Амплитуду вращательных колебаний фундамента (угол поворота) определяем по формуле [174(57)]

$$A_{\varphi} = \frac{1,2}{(1 + 1,67 \cdot 0,186) 6960 \cdot 19,8} = 0,0066 \cdot 10^{-3} \text{ рад}.$$

Амплитуду вертикальных A_z и горизонтальных A_r колебаний фундамента находим по формулам [171(55)] и [172(56)]

$$A_z = 0,168 \cdot 10^{-3} + 0,0066 \cdot 10^{-3} \cdot 4,17 = 0,2 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 0,2 \text{ мм},$$

$$A_r = 0,0066 \cdot 10^{-3} \cdot 5,3 = 0,035 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 0,035 \text{ мм}.$$

Полученные значения A_z и A_r не превосходят значения предела, допустимого амплитуды колебаний $A_d = 0,25$ мм, следовательно, размеры фундамента подобраны удовлетворительно.

11(12). ФУНДАМЕНТЫ МЕТАЛЛОРЕЖУЩИХ СТАНКОВ*

12.1. Требования настоящего раздела распространяются на проектирование фундаментов металлорежущих станков нормальной, повышенной и высокой точности.

12.2. В состав задания на проектирование фундаментов металлорежущих станков кроме материалов, перечисленных в п.1.4 главы СНиП II-19-79, должны входить:

а) чертеж опорной поверхности станины станка с указанием опорных точек, рекомендуемых способов установки и крепления станка на фундаменте, расположения и размеров фундаментных болтов, закладных деталей, а также выемок, каналов и шахт, необходимость в которых вызывается конструкцией станка и условиями его монтажа и обслуживания (например, требованиями обеспечения удобного отвода стружки, доступа к подшипникам тяжелых карусельных станков и т. п.);

б) данные о нормативных значениях нагрузок на фундамент: для станков весом до 10 тс — общий вес станка, а для станков весом более 10 тс — схема расположения и нормативные значения статических нагрузок, передаваемых на фундамент;

в) для станков, требующих ограничения упругого крена фундамента, — данные о максимальных предельно допустимых значениях поворота центра тяжести станка в результате установки тяжелых деталей и перемещения узлов станка (или нормативные значения максимального веса детали, веса подвижных узлов и координаты их перемещения), а также данные о максимальных предельно допустимых величинах угла поворота фундамента относительно горизонтальной оси;

г) данные о классе станков по точности, а также о жесткости станины станков, о необходимости обеспечения жесткости за счет фундамента и о возможности частой перестановки станков;

д) для высокоточных станков — указания о необходимости и рекомендуемом способе их виброизоляции; кроме того, в особо ответственных случаях для таких станков (например, при установке высокоточных тяжелых станков или при установке высокоточных станков в зоне интенсивных колебаний оснований) в заданных на проектирование должны быть представлены данные о результатах измерений колебаний грунта в местах, предусмотренных для установки станков, и другие данные, необходимые для определения параметров виброизоляции (максимальные предельно допустимые амплитуды колебаний фундамента или максимальные предельно допустимые амплитуды колебаний элементов станка в зоне резания и т. п.).

Наиболее полный объем сведений приводится в задании на проектирование фундаментов станков, требующих установки на массивные фундаменты (одиночные или общие). Для станков, устанавливаемых на бетонном полу цеха или на ленточных фундаментах, можно приводить только укрупненные данные: о рекомендуемом способе установки и крепления станка, его массе, классе точности, возможности частой перестановки, а для высокоточных станков, кроме того, о рекомендуемых параметрах виброизоляции.

* Раздел 11, СНиП II-19-79 рассматривается в специальном руководстве и здесь не приводится.

Динамические нагрузки, возникающие при работе станков, отно- сительно невелики и в задании на проектирование фундаментов, как правило, не указываются.

Определение параметров и выбор способа виброизоляции высо- коточных станков производится в соответствии с указаниями «Ре- комендаций по установке металлорежущих станков» (М. ЭНИМС, ОНТИ, 1969).

Данные, необходимые для проектирования пассивной виброизо- ляции высокоточных тяжелых станков или высокоточных станков, устанавливаемых в зоне интенсивных колебаний основания, наза- чаются в соответствии с требованиями «Руководства по проекти- рованию виброизоляции машин и оборудования» (М. Стройиздат, 1972) и «Рекомендаций по установке металлорежущих станков» (М., ЭНИМС, ОНТИ, 1969).

12.3. Проектная марка бетона фундаментов станков долж- на назначаться исходя из требований, изложенных в п. 1.6 гла- вы СНиП II-19-79, а при установке станков на полу цеха про- ектная марка бетона для подстилающего слоя пола должна на- значаться также с учетом требований главы СНиП по проекти- рованию полов.

12.4. Станки в зависимости от их веса, конструкции и класса точности допускается устанавливать на бетонном полу цеха на устроенные в полу утолщенные бетонные ленты (ленточные фун- даменты) или на массивные фундаменты (одиночные или об- щие).

12.5. На полу цеха следует устанавливать станки весом до 10 тс (а при соответствующем обосновании до 15 тс) нормаль- ной и повышенной точности с жесткими и средней жесткости станинами, для которых отношение $l/h < 8$ (где l — длина, м, h — высота сечения станины станка, м.), а также высокоточные, ви- броизолирующие которых допускается осуществлять при помощи уп- ругих опор, расположенных непосредственно под станиной станка. На устанавливаемые в полу цеха утолщенные бетонные ленты до- пускается устанавливать станки весом до 30 тс.

Возможность установки станков на бетонную плиту пола или на утолщенную бетонную ленту при заданной толщине плиты или лен- ты проверяется расчетом на прочность и для станков с длинными сплошными станинами — на жесткость.

Расчет на прочность под действием нагрузки от веса станков проводится в соответствии с рекомендациями СНиП II-В-8-71.

Расчет на жесткость проводят также, как для случаев установки станков на массивных фундаментах (п.12.9): при этом плиту пола или ленточный фундамент рассматривают как балку, лежащую на упругом основании и имеющую приведенную ширину $B_{пр}$ и длину $L_{пр}$:

$$B_{пр} = B + 13h; \quad L_{пр} = 3,46 \sqrt{\frac{EJ(1-\mu^2)}{E_0}}, \quad [180]$$

где B — ширина станины, см;

h — толщина плиты пола или ленточного фундамента, см;

EJ — жесткость на изгиб в вертикальной плоскости, кгс·см², системы станина-фундамент при рассмотрении фундамента как балки шири- ной $B_{пр}$ (см. п.12.9);

μ_0, E_0 — коэффициент поперечной деформации и модуль упругости, кгс/см², грунта.

При $L_{пр} < L$, где L — длина станины, принимается $L_{пр} = L$.

12.6. На специально проектируемые фундаменты следует ус- танавливать станки следующих видов:

а) с жесткими станинами с отношением $l/h \geq 8$ и с состав- ными станинами, в которых требуемая жесткость обеспечивается за счет фундамента;

б) весом более 10 тс, размещенные в помещениях с толщиной плиты пола, недостаточной для установки станков данного веса; в) высокоточные, для виброизоляции которых необходима установка специальных фундаментов.

Установка специальных фундаментов для виброизоляции высо- коточных станков помимо случаев, указанных в п.12.6 д, б, приме- няется тогда, когда требуемые низкие частоты собственных колеба- ний станка на опорах не могут быть обеспечены с помощью упру- гих опор, размещаемых непосредственно под станиной, или необхо- димо уменьшить массу (и соответственно жесткость опор) изолиру- емой системы для уменьшения амплитуд вынужденных колебаний, вызываемых динамическими нагрузками, действующими в станке, а также для ограничения перекосов станка от статических нагрузок (при установке тяжелых деталей, при перемещении узлов станка и т. п.). Специально проектируемые фундаменты используются для виброизоляции, главным образом, высокоточных тяжелых станков и станков, расположенных в зоне интенсивных колебаний основания.

12.7. Станки (в случаях, перечисленных в п. 12.6 главы СНиП II-19-79) допускается устанавливать как на одиночные фундаменты, так и на общие (если грунтовыми разделение стан- ков в соответствии с технологическими требованиями целесооб- разнее, чем установка их на одиночных фундаментах). Устано- вка точных станков на общие фундаменты допускается только в случаях, если в числе группы станков, устанавливаемых на один фундамент, нет таких, при работе которых будут возникать зна- чительные динамические нагрузки, вызывающие колебания с ам- плитудами, превышающими максимальные предельно допускае- мые величины амплитуд, указанные в задании на проектирование. 12.8. Для высокоточных станков, устанавливаемых на вибро- изолированных фундаментах и требующих периодической подго- товки, целесообразно использовать комбинированные упруго-же- сткие опорные элементы, позволяющие переходить от упругой ус- тановки фундамента, обеспечивающей его виброизоляцию, к же- сткой.

При проектировании виброизолированных фундаментов стан- ков на резиновых прокладках должны быть предусмотрены сред- ства, обеспечивающие возможность смены этих прокладок.

Виброизолированные фундаменты станков должны проекти- роваться на основе результатов соответствующего расчета.

Для возможности перехода от упругой установки фундамента к жесткой, кроме упругих опорных элементов, например пружин, должны быть предусмотрены регулируемые жесткие опоры, напри- мер винты, которые при упругом опирании фундаментного блока выводятся из контакта с основанием, а при жестком — вводятся в контакт и воспринимают значительную часть нагрузки.

Расчеты виброизолированных фундаментов проводятся в соот- ветствии с указаниями «Руководства по проектированию виброизо-

яции машин и оборудования» (М., Стройиздат, 1972) и «Рекомендации по установке металлорежущих станков» (М., ЭНИМС, ОНТИ, 1969).

12.9. Для одиночных фундаментов станков нормальной и повышенной точности весом до 30 тс высоту фундамента следует принимать в соответствии с данными, приведенными в табл. 31(11), а для станков весом более 30 тс — назначать из условия обеспечения необходимой жесткости станины за счет фундамента (в соответствии с заданием на проектирование) на основе соответствующего расчета, а также из конструктивных соображений (в частности в зависимости от глубины приямков).

Таблица 31 (11)

Группа станков	Станина	Высота фундамента, h , м, под металло-режущие станки нормальной и повышенной точности весом до 30 тс
1	Токарные Горизонтально-протяжные Продольно-фрезерные Продольно-строгальные	0,3 \sqrt{L}
2	Шлифовальные	0,4 \sqrt{L}
3	Зуборезные Карусельные, вертикальные полуавтоматы и автоматы Карусельно-фрезерные Консольно- и бесконсольно-фрезерные Горизонтально-расточные	0,6 \sqrt{L}
4	Вертикально- и радиально-сверлильные	0,6—1 м
5	Поперечно-строгальные и долбежные	0,8—1,4 м

Примечания: 1. В позиции 1—3 L — длина фундамента, м. 2. В поз. 4 и 5 большие значения следует принимать для станков больших размеров. 3. Для агрегатных станков повышенной точности, многооперационных станков и станков с программным управлением (отдельных или в автоматических линиях) высоту фундаментов следует увеличивать на 20%.

Высота фундамента определяется условиями жесткости для тяжелых станков с длинными шлюпными станинами. При определении необходимой по условиям жесткости высоты фундамента по заданным предельно допустимым его размерам вычисляются суммарную жесткость системы станина-фундамент, полагая, что закрепление станины на фундаменте обеспечивает их совместное деформирование относительно оси, проходящей через общий центр тяжести сечений; перемещение в стыке станины и фундамента не учитываются. Далее, рассматривая станину совместно с фундаментом как балку, жесткую на другом основании, вычисляют упругие перемещения станины или относительные перемещения инструмента и детали в результате деформации станины под действием силы резания, веса перемещающихся узлов и в результате осадок фундамента, и оценивают их допустимость, исходя из влияния на точность обработки и сохранение под нагрузкой с течением времени точности наплавляющих.

Влияние деформации станины на точность обработки должно оцениваться для расточных станков (кручение под действием веса стола с заготовкой, перемещающегося в поперечном направлении), для горизонтально-протяжных станков (изгиб под действием усилия протигинающей), для тяжелых токарных станков (кручение и изгиб под действием силы резания) и т. п. Влияние деформаций станины на точность направляющих оценивается для продольно-строгальных и продольно-фрезерных станков (изгиб в результате проседания фундамента под действием веса портала, изгиб под действием веса стола с заготовкой), для тяжелых токарных станков (изгиб в результате проседания фундамента под действием веса передней бабки) и т. п.

В том случае, если вычисленные перемещения окажутся существенно больше допустимых, проводится повторный расчет при большей высоте фундамента.

Для определения высоты фундаментов тяжелых станков из условий жесткости используются расчетные зависимости, приведенные в «Рекомендациях по установке металлорежущих станков» (М., ЭНИМС, ОНТИ, 1969).

12.10. Высоту общих фундаментов станков нормальной и повышенной точности следует определять по результатам расчета фундамента по прочности и жесткости с учетом минимально необходимой высоты (по табл. 31(11)), обеспечивающей требуемую жесткость станины отдельных станков, а также из конструктивных соображений, особенностей данного вида станка и условий его обслуживания.

Расчет на жесткость, общих фундаментов проводится так же, как плиты неха (см. п. 12.5; 12.9), по их приведенной ширине и длине.

12.11. При проектировании фундаментов станков, для которых требуется ограничение упругого крена фундамента, выбор типа основания следует проводить с учетом результатов расчета осадки по деформациям. При недопустимости перекосов фундамента в проекте следует предусматривать меры по улучшению основания путем уплотнения грунта, химического укрепления его и т. п. или в особо ответственных случаях предусматривать устройство свайных фундаментов.

12.12. Фундаменты станков следует армировать сетками из стержней диаметром 8—10 мм с квадратными ячейками размерами 300 мм, укладываемыми на расстоянии 20—30 мм от верхней и нижней граней фундамента.

12.13. Установку станков допускается проводить как без крепления, так и с креплением фундаментными болтами.

Станки нормальной и повышенной точности допускаются не крепить фундаментными болтами при установке их на полу дека или ленточных фундаментах, когда по технологическим условиям возможны частые перестановки станков (за исключением случаев, указанных в п.12.17 главы СНиП II-19-79).

Станки, устанавливаемые на одиночных или общих фундаментах, как правило, следует крепить фундаментными болтами, устанавливаемыми на упругих опорах (в частности, прокладках на резиновых ковриках), металлических прокладках или клиньях с подливкой цементным раствором.

При установке станков без крепления болтами должно быть обеспечено длительное сохранение точности установки станка. С этих позиций для станков нормальной точности предпочтительной является наиболее жесткая установка с подливкой опорной поверхности станины цементным раствором. При установке станков без подливки на регулируемые металлические винтовые или клиновые опоры должна быть предусмотрена фиксация регулируемого элемента (например, с помощью контргайки). При установке на упругие резинно-металлические опоры в течение первого года эксплуатации должна проводиться периодическая выверка точности установки станка.

12.15. На упругие опоры или прокладки допускается устанавливать станки для обработки станинами (при $l/h \leq 5$), при которых без ущерба для удобства работы на станке и качества обработки деталей возможны переходы станка от веса перемещаемых узлов, а также станки, работающие с относительно небольшим динамическим нагрузками, вызываемыми амплитуды колебаний станины того же порядка, что и максимальные предельно допускаемые амплитуды гармонических колебаний на рабочих местах в производственных помещениях.

На упругие опоры или прокладки могут устанавливаться требующие частой перестановки следующие станки: относительно небольшие токарные станки (наибольший диаметр $D_{\text{шт}} = 400$ мм, расстояние между центрами $l \leq 1000$ мм), используемые для обработки уравновешенных деталей на нетяжелых режимах; координатно-расточные и алмазно-расточные станки; консольно- и бесконсольно-резервные и зубофрезерные станки, используемые на нетяжелых режимах; станки шлифовальной группы при главном реверсе переключаются узлов; попеременно-стропальные и долбежные станки, расположенные вблизи точных станков.

12.16. На металлические клинья или прокладки с подливкой опорной поверхности станины цементным раствором допускается устанавливать большинство станков нормальной и повышенной точности, предназначенных для обработки деталей средних размеров.

12.17. Закрепление фундаментными болтами станков необходимо в следующих случаях:

а) когда это обусловлено требованиями техники безопасности производства;

б) при необходимости обеспечения совместной работы станины с фундаментом (например, станков высокой точности, устанавливаемых на одиночные фундаменты, или станков с длинными, не жесткими станинами, в которых требуемая жесткость станины обеспечивается за счет фундамента);

в) при динамических нагрузках от возвратно-поступательно перемещаемых масс (например, в продольно-стропальных станках) или от вращающихся неуравновешенных масс, могущих вызвать перемещение фундамента при работе на скоростных режимах (например, в токарных и фрезерных станках).

Нагрузки на фундаментные болты от станков по сравнению с нагрузками от других машин относительно невелики, и размеры болтов, как правило, выбирают из конструктивных соображений. Для обеспечения совместной работы станины с фундаментами целесообразна затяжка болтов со значительными силами, так, чтобы давления на поверхности контакта опорных элементов станка и фундамента от веса станка и затяжки болта были близки, но не превышали 80 кгс/см², а для станков с динамическими нагрузками 40—50 кгс/см².

12.18. При проверке по формуле [47(2)] среднего статического давления $R_{\text{ср}}$ на основание фундаментов станков значения коэффициентов условий работы и условной грунтовости основания следует принимать соответственно $m_0 = 1$ и $m_1 = 1$.

12.19. При установке станков на утолщенные бетонные лентях пола или на отдельных фундаментах ленты и фундаменты следует рассчитывать по прочности на действие расчетных статических нагрузок (по п.137 главы СНиП II-19-79) и в случае необходимости на жесткость (см. п.12.9 этой главы).

12.20. Расчет оснований фундаментов по деформациям следует производить в случаях ограничения углов поворота фундамента. При этом допускается пренебрегать упругостью фундамента. Расчет углов поворота фундамента следует производить на действие расчетных (с коэффициентом перегрузки $n=1$) статических, эксцентрично расположенных нагрузок.

12.21. Расчет колебаний фундаментов станков производить не следует.

Неуравновешенные силы инерции большинства типов металлообрабатывающих станков незначительны, поэтому динамический расчет фундаментов, как правило, не производится.

Для проверки правильности выбора способа и параметров вибрационной производят расчет колебаний, виброизолированных фундаментов в соответствии с указанными «Рекомендацией по установке металлообрабатывающих станков» (М., ЭНИМС, ОНТИ, 1969).

12.22. Для снижения влияния источников вибраций на устойчивость фундаментов и работу станков при разработке проекта планировки цехов необходимо предусматривать размещение высокоточных станков на возможно большем расстоянии от источников сотрясения и вибраций (двигатели, молотки и т. п.); в особо ответственных случаях допустимость установки высокоточных станков в зоне действия указанных источников следует проверять соответствующим расчетом, выполняемым по данным, содержащимся в задании на проектирование (см. п.12.2 главы СНиП II-19-79).

Расстояние от фундаментов высокоточных станков до фундаментов станков, работающих со значительными динамическими

нагрузками (долбежные, строгальные и т. п.) должно быть не менее 15 м.

Расчетная оценка амплитуд колебаний грунта, вызываемых колебаниями фундаментов других машин, может проводиться в соответствии с настоящими указаниями по формулам п. 1.47.

12(13). ФУНДАМЕНТЫ ВРАЩАЮЩИХСЯ ПЕЧЕЙ

13.1. Требования настоящего раздела распространяются на проектирование фундаментов вращающихся обжиговых печей, работающих в нормальном эксплуатационном режиме.

При остановке торцевой печи без прекращивания и последующей ее эксплуатации с образовавшимися при этом искривлениями могут возникнуть нагрузки большей величины, чем определяемые по пункту 13.6 настоящего раздела.

Так как возникновение указанных нагрузок связано с нарушением технических условий по нормальной эксплуатации печи, то требования настоящего раздела на данный случай не распространяются.

13.2. В состав задания на проектирование, кроме материалов, перечисленных в п. 1.4 главы СНиП II-19-79, должны входить:

- а) чертежи корпуса печи с указанием толщины стальной оболочки, размеров бандажей и толщины футеровки;
- б) данные о количестве звукоизоляционной шестерни;
- в) величины нормативных нагрузок на фундаменты от опорных рам и роликов, а также на опору приводного оборудования от механизмов привода.

13.3. Фундамент вращающейся печи должен проектироваться в виде отдельных железобетонных опор, выполняемых монолитными или сборно-монолитными, отделенными от фундаментов и других конструкций здания.

При соответствующем технико-экономическом обосновании, в котором должны быть учтены не только одновременно загрузы, но и эксплуатационные расходы на обслуживание фундаментов допускается проектировать несущие конструкции рядовых опор мetailлическими.

13.4. Приводное оборудование и близлежащую роликоопору необходимо размещать на одной фундаментной опоре, которую следует выполнять, как правило, стоечатой конструкции прямоугольной формы со стенами в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

13.5. Расчетной схемой установки (печи и фундамента) является неразрезная балка (корпус печи), шарнирно опирающаяся на другие опоры. Упругость опор учитывается в вертикальном и горизонтальном направлениях.

Вертикальные и горизонтальные нагрузки, направленные перпендикулярно и вдоль оси печи и действующие на опоры, следует определять с учетом совместной работы корпуса печи и фундамента.

13.6. При проектировании опор коэффициенты их жесткости в горизонтальном направлении, перпендикулярном оси печи, следует принимать не менее коэффициентов жесткости корпуса печи, причем для крайних опор не менее коэффициентов жесткости соседних с ними промежуточных опор.

Примечание. Под коэффициентом жесткости корпуса печи следует понимать реакцию неразрезной балки в месте расположения рассматриваемой опоры при горизонтальном смещении ее на единицу.

Коэффициенты жесткости опор в горизонтальном и вертикальном направлениях определяются с учетом упругости конструкции и осевых опор. Коэффициенты жесткости опор под приводное оборудование допускается определять без учета упругости конструкции.

При определении коэффициентов жесткости корпуса печи расчетной схемой установки является неразрезная балка (корпус печи), которой в месте расположения рассматриваемой опоры задается единичное смещение, причем все остальные опоры следует считать несмещаемыми.

При определении погонной жесткости неразрезной балки (корпуса печи) допускается не учитывать влияние футеровки и местных утолщений стальной оболочки печи.

Для экспериментальной строительства фундаментов под новые типы вращающихся печей допускается проектировать фундаменты с гибкими опорами (имеющими коэффициент жесткости менее коэффициента жесткости корпуса печи), применять в фундаментах виброизоляцию и т. п.

13.7. Расчетные горизонтальные нагрузки на опоры T , действующие вдоль оси печи, следует определять по формуле

$$T = \frac{P \cdot K}{\cos \alpha}, \quad [181 (62)]$$

где P — расчетная вертикальная нагрузка, тс, определяемая по соответствующему сочетанию (п. 13.10 главы СНиП II-19-79); K — коэффициент трения подбандажной обечайки по опорным роликam, принимаемый равным 0,2;

α — угол между вертикалью и прямой, соединяющей ось корпуса печи с осью опорного ролика (рис. 21).

13.8. Горизонтальные нагрузки на опоры, действующие вдоль оси печи, при соответствующем обосновании допускается передавать на опору приводного оборудования стальными распорками, связывающими опоры в уровне их верха. При расчете распорок кроме усилий, указанных в п. 13.7 главы СНиП II-19-79, следует учитывать усилия, возникающие в них от температурных воздействий.

В случае устройства стальных распорок их рекомендуется совмещать с технологическими галереями и пешеходными мостиками. Температурные воздействия на распорки принимаются по данным главы СНиП по строительной климатологии и геофизике

13.9. Максимальные расчетные нагрузки, тс, вертикальную P_{\max} и горизонтальную H_{\max} , действующую на опору перпендикулярно оси печи, от веса печи, теплообменных устройств, футеровки и обжигаемого материала, монтажных и температурных деформаций корпуса печи следует определять в соответствии

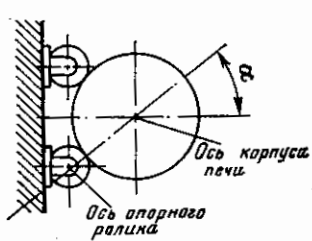


Рис. 21

с расчетной схемой, указанной в п. 13.5 главы СНиП II-19-79, принимая максимальное значение реакции, получаемое на опоре при эксцентриситете оси корпуса печи, равном 20 мм, задаваемом поочередно на каждой опоре в вертикальном и горизонтальном направлениях.

К величине горизонтальной нагрузки H для крайних опор следует вводить коэффициент перергузки $n=2$, а для средних опор $n=1$.

Максимальные расчетные нагрузки печи с количеством опор не более четырех допускается определять при эксцентриситете оси корпуса печи равном 10 мм.

Расчет экспериментальных фундаментов с гибкими стойками рекомендуется производить по специальной методике, разработанной Харьковским Промстройиниципроект и реализованной на ЭВМ.

13.10. Расчет фундаментов и оснований необходимо производить при следующих сочетаниях нагрузок:

$$1) P = P_{\text{Макс}}; H = 0; T_{\text{Макс}} = \frac{P_{\text{Макс}} K}{\cos \alpha}; \quad [182 (63)]$$

$$2) H = H_{\text{Макс}}; P = P_c; T = \frac{P_c K}{\cos \alpha}; \quad [183 (64)]$$

где $P_{\text{Макс}}$ и $H_{\text{Макс}}$ — максимальное значение соответственно вертикальной и горизонтальной нагрузок на раскрасагриваемую опору, определяемое в соответствии с указаниями п. 13.9 главы СНиП II-19-79;

P_c — расчетная вертикальная нагрузка на опору, определяемая в соответствии с указаниями п. 13.5 главы СНиП II-19-79 без учета эксцентриситета печи, т.е.

$$K = \text{то же, что и в формуле [181(62)]}.$$

Примечания: 1. Для опор, оборудованных гидроупорами, в качестве расчетного значения горизонтальной нагрузки, направленной вдоль оси печи, T , т.е. следует принимать наибольшее из двух ее значений, определенных по формуле [181(62)] и по усилению в гидроупоре.

2. Расчет опор на второе сочетание нагрузок следует производить с учетом момента, действующего в горизонтальной плоскости от нагрузки T , приложенной только к одному из роляков опоры печи.

Расчет распорок необходимо производить на следующие нагрузки:

в крайних пролетах

$$T = T_{\text{Макс}} + T_1; \quad [184]$$

в средних пролетах

$$T = T_{\text{Сум}} + T_1; \quad [185]$$

где $T_{\text{Макс}}$ — максимальное значение нагрузки T на крайней опоре, определяемое по формуле [182(63)];

$T_{\text{Сум}}$ — суммарное значение усилий T , определяемых по формуле [183(64)], для опор, расположенных от раскрасагриваемого пролета в сторону, противоположную приводной опоре;

T_1 — значение нагрузки T , возникающее в распорках от среднегодого перепада температур, определяемого по данным главы СНиП по строительной климатологии и геофизике.

13.11. Фундаменты под печи следует проектировать таким образом, чтобы значения частот собственных вертикальных и горизонтальных колебаний установок, определяемые в соответствии с расчетной схемой п. 13.5 главы СНиП II-19-79, отличались не менее чем на 25% от значения частоты записанных зубьев привода n , с 1 , вычисленной по формуле

$$\omega = 0,105 N n_{06}, \quad [186 (65)]$$

где N — число зубьев вендовой шестерни;

n_{06} — число оборотов печи в 1 мин.

При вычислении частот собственных вертикальных и горизонтальных колебаний установки допускается представлять в виде неразрезной балки с сосредоточенными и распределенными массами.

Сосредоточенные массы вводятся в местах расположения опор и включают в себя массу верхней плиты, оборудованная и 30% массы стен (стоек). За равномерно распределенную массу принимается масса стальной оболочки печи, футеровки, теплообменных устройств, обжигаемого материала и т. д. Равномерно распределенную массу допускается заменять эквивалентно сосредоточенными массами.

13.12. Расчет железобетонных элементов опор на выносливость следует производить на нагрузки, определяемые в соответствии с указаниями п. 13.10 главы СНиП II-19-79, принимая коэффициент перергузки $n=0,8$.

Коэффициент перергузки $n=0,8$ вводится только к максимальным значениям нагрузок, т.е. к величинам $P_{\text{Макс}}$ и $H_{\text{Макс}}$.

13.13. Элементы железобетонных опор, в которых возможно образование трещин от неадекватных усилий, рекомендуется выполнять предварительно напряженными.

13.14. Площадь подошвы опоры следует определять из условия допустимости ее отрыва от основания на величину, не превышающую четверти ширины подошвы.

ПРИМЕР РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТА ПОД ВРАЩАЮЩУЮСЯ ПЕЧЬ 3,6X170

Исходные данные.

Наружный диаметр корпуса печи $D=3,6$ м; длина корпуса печи 170 м; число опор — 7; число зубьев вендовой шестерни $N=156$; рабочая скорость вращения печи $n_{06}=1,370$ об/мин; угол между вертикалью и прямой, соединяющей ось корпуса с осью опорного ролика $\alpha=30^\circ$; толщина стальной оболочки корпуса в перерывах четырех пролетах $\delta=20$ мм, в остальных пролетах $\delta=32$ мм; модуль упругости материала оболочки корпуса $E=1,8 \cdot 10^7$ тс/м²; марка бетона опор М300; модуль упругости бетона $2,9 \cdot 10^6$ тс/м². В основании опор залегает плотные слупсы с модулем деформации $E=2200$ тс/м².

На рис. 22 изображен общий вид установки (фундамента и печи). Приводная опора жестко связана с перпендикулярными стенами толщиной 0,4 м и верхней плитой с габаритными размерами 12X12X1 м; остальные опоры жестко по две стены сечением 4,8X0,3 м, расположенных в направлении, перпендикулярном оси печи, и верхнюю плиту с размерами 4X6X1 м. Размеры нижних плит (площадь подошвы опор) уточняются расчетом, приведенным ниже.

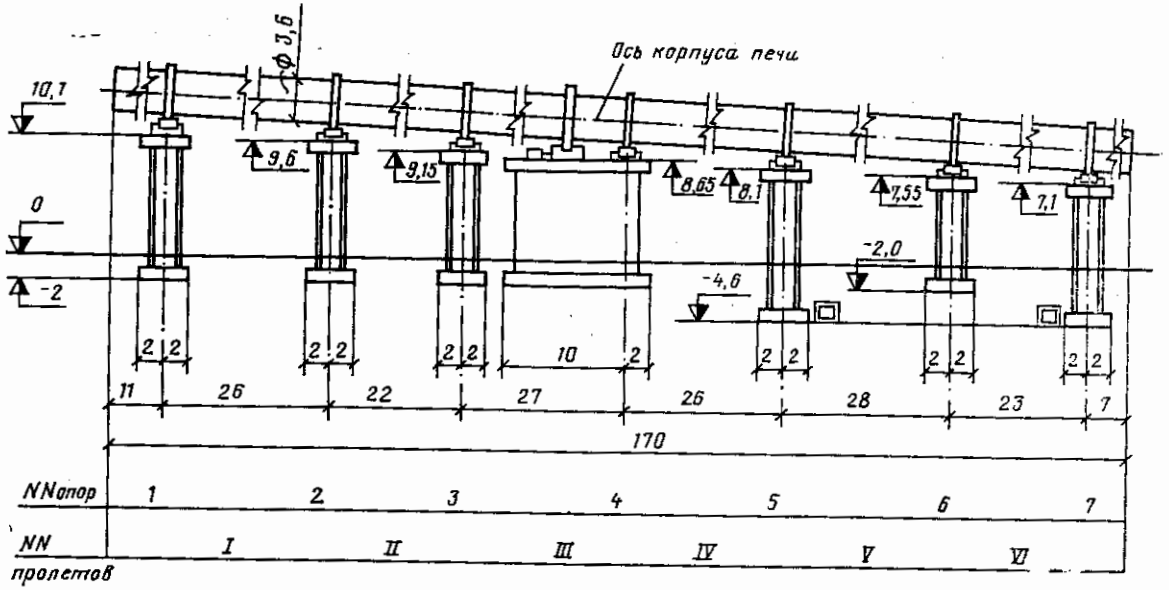


Рис. 22. Общий вид фундамента под вращающуюся печь

Порядок расчета
 Определим погонную жесткость корпуса печи как для стального кольца по формуле

$$c_i = E\epsilon \frac{\pi D^3 \delta_i}{8}, \quad [187]$$

где
 D — наружный диаметр корпуса печи;
 δ_i — толщина стальной оболочки. Получаем:

$$c_i = 0,666 \cdot 10^7 \text{ тс} \cdot \text{м}^2, \quad i = 1, 2, 3, 4$$

и
 $c_i = 1,067 \cdot 10^7 \text{ тс} \cdot \text{м}^2, \quad i = 5, 6.$

Коэффициенты жесткости корпуса печи K_i определяем с учетом указаний п. 13.6 как для неразрезной балки при единичном смещении поочередно каждой опоры. Результаты расчета, выполненные на ЭВМ, приведены в табл. 32.

Таблица 32

№ смещаемой опоры	2	3	4	5	6
$K_i, \text{ тс/м}$	4790	6390	5610	6120	5760

Коэффициенты жесткости опор определяем в соответствии с указаниями п. 13.6. Для этого задаемся размерами нижних плит, принимая их равными размерам верхних плит.

Коэффициенты жесткости опор в вертикальном направлении S_{ni} принимаем равными коэффициентам жесткости основания (под опорой)

$$S_{ni} = K_{zi},$$

где

$$K_{zi} = C_{zi} F_i n$$

$$C_{zi} = 1,2 \cdot 2200 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{F_i}} \right).$$

При $i = 1, 2, 3, 5, 6, 7 \quad F_i = 4,6 = 24 \text{ м}^2, \quad K_{zi} = 104 \cdot 10^3 \text{ тс/м};$

при $i = 4 \quad F_4 = 12 \cdot 12 = 144 \text{ м}^2, \quad K_{z4} = 480 \cdot 10^3 \text{ тс/м}.$

Коэффициенты жесткости опор в горизонтальном направлении S_{ni} , перпендикулярном оси печи, определяем с учетом указаний п. 13.6 по формуле [9 (6 прил. 1)]

$$S_{ni} = \frac{1}{1 + \frac{h_i^2}{K_{zi}} + \frac{1}{S_{xi}^0}}$$

в которой $K_{zi} = 0,7 K_{zi}; \quad K_{\phi i} = 2 C_{zi} f_i; \quad h_i$ — высота опоры.

При $i = 1, 2, 3, 5, 6, 7$ $J_i = \frac{4 \cdot 6^2}{12} = 72 \text{ м}^4$, $K_{\varphi i} = 625 \cdot 10^3 \text{ тс} \cdot \text{м}$

и при $i = 4$ $J_4 = \frac{12 \cdot 12^2}{12} = 1728 \text{ м}^4$, $K_{\varphi 4} = 11500 \cdot 10^3 \text{ тс} \cdot \text{м}$.

S_{xi}^0 — коэффициенты жесткости стен опор в горизонтальном направлении, перпендикулярном оси печи, вычисляем как для консольного стержня

$$S_{xi}^0 = \frac{3 E_b J_c}{h_{ci}^3} = \frac{3 \cdot 2 \cdot 9 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 8^3 \cdot 0,3}{12 h_{ci}^3} = \frac{48 \cdot 10^6}{h_{ci}^3} \text{ тс/м}.$$

Коэффициент жесткости приводной опоры определяем без учета упругости конструкции опоры. В табл. 33 приведены значения высоты стен опор h_{ci} и горизонтальной жесткости опор S_{xi} .

№ опоры	1	2	3	4	5	6	7
h_{ci} , м	10,1	9,6	9,15	—	10,7	7,55	9,7
S_{xi} , тс/м	3710	4060	4310	90 \cdot 10^3	3360	5920	3970

Из табл. 32 и 33 следует, что условия п. 13.6 не выполнены. Для выполнения указанного условия постепенно увеличиваем по-дошвы 1-й—3-й, 5-й и 7-й опор до тех пор, пока не будут выполнены требования соотношения между жесткостями корпуса печи и опор. В табл. 34 приведены окончательные размеры подошв опор и их коэффициенты жесткости.

№ опоры	1	2	3	4	5	6	7
Размеры подошвы, м	4×7	4×6,5	4×7	12×12	4×7,5	4×6	4×7
S_{xi} , тс/м	6,1 \cdot 10^3	5,4 \cdot 10^3	7,1 \cdot 10^3	90 \cdot 10^3	6,7 \cdot 10^3	5,9 \cdot 10^3	6,5 \cdot 10^3
S_{xi} , тс/м	121 \cdot 10^3	113 \cdot 10^3	121 \cdot 10^3	480 \cdot 10^3	130 \cdot 10^3	104 \cdot 10^3	121 \cdot 10^3

Определение нагрузок на опоры производится методами строительной механики в соответствии с требованиями пп. 13.7, 13.9 и 13.10. Расчетная схема установки с указанием действующих нагрузок приведена на рис. 23. Результаты вычислений по определению

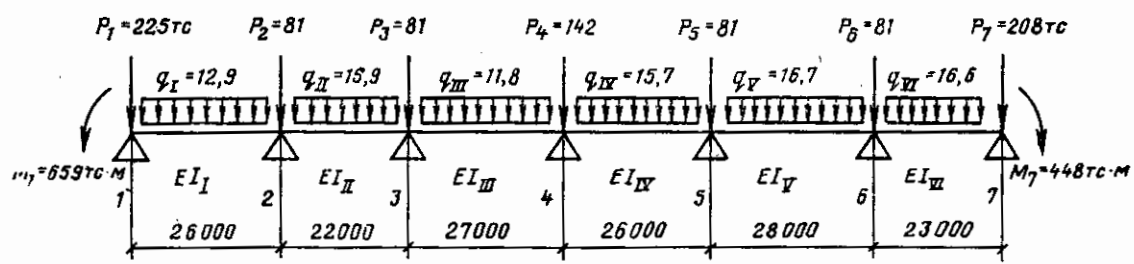


Рис. 23. Расчетная схема вращающейся печи с расположением статических нагрузок

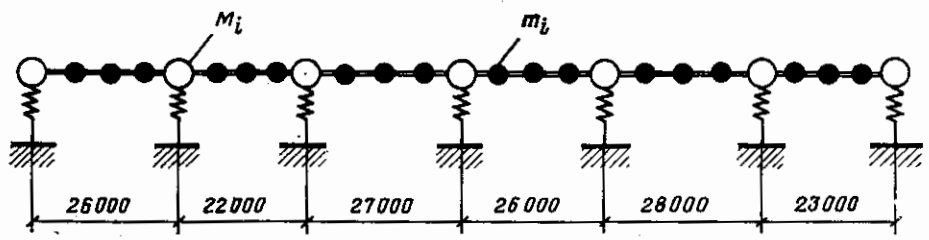


Рис. 24. Расчетная схема вращающейся печи для расчета собственных частот
 m_i — сосредоточенные массы, заменяющие распределенную массу корпуса печи в i -том пролете;
 M_i — сосредоточенная масса, приведенная к верху опоры

нагрузок на опоры с учетом и без учета эксцентриситета, выполненных с использованием ЭВМ, а также вес опор, включающий вес строительных конструкций, грунта на обрезах нижней плиты, вес коммуникаций и т. п., приведен в табл. 35.

Таблица 35

Нагрузки	№ опоры						
	1	2	3	4	5	6	7
$P_{макс}, тс$	421	520	516	618	633	630	423
$H_{макс}, тс$	28	38	50	59	49	45	43
$P_0, тс$	391	430	399	514	522	527	377
$T_{макс}, тс$	97	120	119	143	146	145	98
$T_0, тс$	90	99	92	119	121	122	87
Вес опоры, тс	264	254	258	980	411	225	380

Проведенный технико-экономический анализ показал, что в данном случае рациональнее использовать стальные распорки, с помощью которых продольные усилия T передаются на жесткую опору.

В табл. 36 приведены расчетные сочетания нагрузок для фундамента с распорками, где вертикальные нагрузки определены с учетом веса опор.

Таблица 36

Сочетания нагрузок	№ опоры						
	1	2	3	4	5	6	7
$P_{макс} H$	685	774	774	1598	1044	855	803
P_0	0	0	0	0	0	0	0
$P_0 H_{макс}$	655	684	657	1494	933	752	757
	28	38	50	59	49	45	43

На эти сочетания нагрузок следует выполнить расчет опор по прочности и на выносливость в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, а также проверку отрыва подошвы опор от основания при их внецентренном нагружении в соответствии с требованиями п. 13.14.

Расчет распорок производим в соответствии с указаниями п. 13.8 и 13.10. В табл. 37 приведены усилия, возникающие в распорках с учетом температурных воздействий при работе печи.

Подбор сечений распорок следует производить в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию стальных конструкций на усилия, определяемые табл. 37, к которым должны быть добавлены усилия, возникающие в распорках от среднегодового перепада температур для района строительства.

Таблица 37

№ проекта	Условия в распорках, тс					
	I	II	III	IV	V	VI
	97	189	281	330	209	98

Динамический расчет фундамента

Расчетная схема для определения частот собственных колебаний установлена приведена на рис. 24. В табл. 38 приведены значения трех первых частот, вычисленных с помощью ЭВМ как для балки с сосредоточенными массами и упругими опорами.

Таблица 38

Направление колебаний	Круговая частота собственных колебаний, с ⁻¹		
	1-я	2-я	3-я
Вертикальное	32,7	34,5	36,9
Горизонтальное	10	10,6	11,3

Частоту зацепления зубьев привода вычисляем по формуле [186(65)]

$$\omega = 0,105 \cdot 156 \cdot 1,375 = 22,5 \text{ с}^{-1}$$

Значение ω отличается от значений собственных частот колебаний установки более чем на 25%, т. е. требования п. 13.11 выполнены.

Методика определения упругих и демпфирующих характеристик естественного основания по результатам экспериментов

Экспериментальное определение динамических характеристик грунтов основания рекомендуется производить для ответственных объектов, на промышленных площадках, где будет возводиться большое число фундаментов машин с динамическими нагрузками или оборудовании, чувствительного к вибрациям. Экспериментальные работы должны проводиться по специально разработанной программе с учетом типа и мощности устанавливаемых машин и оборудования, их размещения и местных грунтовых условий.

Для определения динамических характеристик грунтов преимущественно рекомендуется использовать:

- а) свободные колебания специального опытного фундамента (штампа), возбудимые вертикальным ударом;
 - б) вынужденные колебания опытного фундамента, возбудимые вибратором, с обработкой опытных данных по методу ВИНКЛЕРА — Фойгта;
 - в) вынужденные колебания опытного фундамента, возбудимые вибратором, с определением комплексной податливости основания (передаточной функции) в зависимости от частот;
 - г) вынужденные колебания опытного фундамента и окружающего грунта, возбудимые вибратором, с последующим определением расчетным путем динамических характеристик грунта основания большого размера фундамента.
- Методы испытаний, перечисленные в пп. б—г, используются при проектировании фундаментов машин с периодическими нагрузками. Методика испытаний по пп. в, г позволяет определить динамические характеристики основания фундаментов машин в широком диапазоне частот.

Определение динамических характеристик грунта может быть произведено также по данным свободных или вынужденных колебаний фундаментов действующих машин (молотов, кривошипно-шатунных механизмов и пр.).

При отсутствии возможности проведения динамических испытаний для определения характеристик жесткости могут быть использованы результаты статических испытаний опытного фундамента по определению его упругой осадки при многократной нагрузке возрастающими ступенями с последующей разгрузкой. Для предварительной оценки характеристик жесткости могут быть использованы также лабораторные методы определения упругих характеристик (модуля упругости и коэффициента Пуассона) образцов грунта.

Выбор методики испытаний производится, главным образом, в зависимости от ответственности объекта и требуемой степени точности результатов испытаний, характера динамических нагрузок, наличия оборудования и аппаратуры и пр.

Методика испытаний, соответствующая п. г), распространяется на случаи, когда фундаменты машин возводятся на естественном основании, сложном песчаным или глинистым грунтами, за исключением известняк, заторфованных и венчомедрных грунтов, при этом фундаменты устраиваются незаглубленными либо мало заглубленными.

Для полевых испытаний грунтов могут быть использованы различные конструкции опытного фундамента (штампа). Наиболее приемлемыми для динамических испытаний являются инвентарные виброштампы конструкции Ленинградского ЦСД, Донецкого ПСНИИП или НИИОСП, основными элементами которых являются опорная плита, вибратор и плиты пригруза, позволяющие изменять статическое давление по подошве штампа при постоянной собственной частоте колебаний системы или изменить собственную частоту при постоянном статическом давлении. Подошва опирается на плиту $F_{ш} = 0,5 \text{ м}^2$. Конструкция подобного виброштампа показана на рис. 25.

Измерение параметров колебаний при динамических испытаниях осуществляется посредством комплекта вибромерной аппаратуры, включающей осциллограф и вибродатчики, в частности, ИС-001, ВЭГИКи и др.

Особенностью методики проведения экспериментов по методу передаточной функции (пп. в, г) является измерение и использование при вычислениях фазы различных по своей физической природе величин. Поэтому применяемый измерительный тракт следует тарировать не только с целью построения его амплитудно-частотной характеристики, но и фазо-частотной. Отсчет сдвига фаз производится от фазы возмущающей силы вибратора, принимаемой равной нулю. Момент времени, когда возмущающая сила максимальна, регистрируется с помощью специального прибора. Наиболее проста конструкция такого «фазомера» состоит из индукционной катушки, неподвижно закрепленной на корпусе вибратора и соединенной с гальванометром, имеющим высокую собственную частоту, и магнита, установленного на одном из дебалансов либо вращающемся валу.

Методика проведения испытаний и обработки полученных данных для перечисленных выше способов состоит в следующем.

Свободные колебания опытного фундамента

Свободные колебания опытного фундамента возбудаются вертикальным ударом (образовываемым грузом, ударом кувалды и т. п.). В качестве опытного фундамента могут быть использованы массивный блок с площадью подошвы порядка 1 м^2 , а также фундаменты действующих машин с известными нагрузками, например кузнечных молотов, возведенных на аналогичных испытываемых грунтах.

Значения коэффициента упругого равномерного сжатия $C_{оп}$ и коэффициента отнормированного демпфирования $E_{оп}$ определяются при записи вертикальных свободных колебаний по следующим формулам:

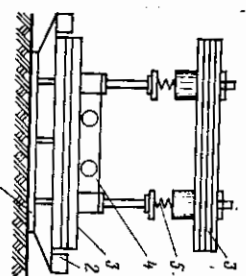


Рис. 25. Виброштамп
1 — опорная плита; 2 — измерительные приспособления; 3 — пружина; 4 — плиты пригруза; 5 — пружина; 6 — вибромасса; 7 — пружина

$$C_{оп}^2 = \frac{(4\pi^2 + D^2) Q_{оп}}{T_{оп}^2 F_{оп} g} ; \quad [188]$$

$$F_{оп} = \frac{D}{\sqrt{4\pi^2 + D^2}} ; \quad [189]$$

где $Q_{оп}$, $F_{оп}$ — соответственно вес, тс, и площадь подошвы, m^2 , опытного фундамента;
 $T_{оп}$ — период свободных колебаний опытного фундамента, определяемый по виброграмме;

$D = 10 \frac{A_n}{A_{n+1}}$ — логарифмический декремент колебаний;

A_n/A_{n+1} — отношение двух последовательных амплитуд, измеренных по виброграмме.

Величины $T_{оп}$ и A_n определяются по первому всплеску на записи колебаний при использовании результатов опытов для проектирования фундаментов машин с импульсными нагрузками, и по средней части записи при использовании результатов опытов для проектирования фундаментов машин с периодическими нагрузками.

Вынужденные колебания опытного фундамента
 а) Определение динамических характеристик основания по резонансным колебаниям опытного фундамента.

Испытания опытного фундамента проводятся при возбуждении эксцентрикным вибратором вертикальных колебаний различной частоты ω . Для испытаний рекомендуется использовать инвентарный штамп, показанный на рис. 25.

В процессе испытаний возбуждаются и регистрируются резонансные колебания опытного фундамента (или виброштампа). Момент резонанса соответствует углу сдвига фаз между поступающей силой и перемещением равному 90° .

Обработка результатов опыта ведется как для системы с одной степенью свободы в рамках модели грунтового основания Винклер-Фойгта, принимая коэффициенты жесткости и демпфирования независимыми от частоты.

Значения коэффициентов упругого равномерного сжатия C_z и относительного демпфирования ξ_z для установившихся колебаний определяют по результатам испытаний из следующих выражений:

$$C_{оп}^2 = \frac{Q_{оп} \lambda^2}{F_{оп} g} ; \quad [190]$$

$$\xi_z = \frac{Q_{оп} e}{2 Q_{оп} A_{оп}} ; \quad [191]$$

где $\lambda_{кр}$, $A_{оп}$ — частота резонансных вертикальных колебаний опытного фундамента (виброштампа), c^{-1} , и соответствующая ей амплитуда, м;
 $Q_{оп} e$ — момент эксцентриков вибратора, тс·м;
 $g = 9,81 \text{ м/с}^2$.

Частоту $\lambda_{кр}$ рекомендуется по возможности подбирать равной частоте вынужденных ω колебаний проектируемого фундамента. В случае использования инвентарного штампа этот подбор производится путем установки на опорную плиту штампа соответствующего количества плит пригруза.

При проведении испытаний среднее статическое давление под подошвой опытного фундамента рекомендуется принимать равным среднему статическому давлению под подошвой проектируемого фундамента.

При использовании инвентарного штампа требуемое давление под подошвой опытного фундамента создается весом опорной части штампа и виброизолированными пригрузом.

Амплитуду A_z оп колебаний опытного фундамента рекомендуется подбирать, изменяя момент эксцентриков вибратора, из условия, чтобы средние динамические давления под штампом и под проектируемым фундаментом были примерно равными. В этом случае

$$A_{оп} = A_z \frac{C_z}{C_{оп}} ; \quad [192]$$

где A_z и C_z — амплитуда колебаний и коэффициент упругого равномерного сжатия грунта для проектируемого фундамента, предварительно определенным расчетным путем в соответствии с требованиями СНиП.

б) Определение динамических характеристик основания по методу передаточной функции.
 Испытания опытного фундамента (виброштампа) проводятся при возбуждении эксцентрикным вибратором вынужденных вертикальных колебаний различной частоты ω .

В процессе опыта при различных значениях частот вынужденных колебаний ω измеряются соответствующие им амплитуды вертикальных колебаний фундамента $A_z(\omega)$, сила реакции пружины под подошвой фундамента $R_z(\omega)$ и сдвиг фазы между реакцией грунта и перемещением фундамента $\alpha(\omega)$.

Коэффициенты упругого равномерного сжатия C_z и относительного демпфирования ξ_z на основании полученных данных вычисляются по формулам:

$$C_{оп}^2(\omega) = \frac{R_z(\omega) \cos \alpha(\omega)}{F A(\omega)} ; \quad [193]$$

$$\xi_z(\omega) = \frac{R_z(\omega) \sin \alpha(\omega)}{2 \omega A(\omega) \sqrt{C_{оп}^2(\omega) F_{оп} m_{оп}}} ; \quad [194]$$

где $F_{оп}$ — площадь подошвы опытного фундамента, m^2 ;
 $m_{оп}$ — масса опытной установки (фундамента с вибратором), тс·ХХС²/м.

При отсутствии опытных значений $R_z(\omega)$ и $\alpha(\omega)$ они могут быть вычислены по формулам:

$$R_z(\omega) = P(\omega) \sqrt{\psi^2(\omega) + 2\psi(\omega) \cos \gamma(\omega) + 1} ; \quad [195]$$

$$\alpha(\omega) = \arctg \frac{\sin \gamma(\omega)}{\psi(\omega) + \cos \gamma(\omega)} ; \quad [196]$$

$$\psi(\omega) = \frac{A_z(\omega) \omega^2 \text{ тон}}{P(\omega)} \quad [197]$$

где $\psi(\omega)$ — сдвиг фазы между возмущающей силой и перемещением, измеряемый в эксперименте;
 $P(\omega)$ — возмущающая сила вибратора, для эксцентрикового вибратора определяемая по формуле

$$P(\omega) = \frac{Q_0 e}{g} \omega^3 \quad [198]$$

При использовании перечисленных выше методов переход от динамических характеристик опытного фундамента к проектируемому производится расчетным путем, используя формулы [49(4)] и [57(12)]. Значения C_z и ξ_z для проектируемого фундамента определяются при этом из соотношений:

$$C_z = C_{zp} \frac{1 + \sqrt{F_0/F}}{1 + \sqrt{F_0/F_{оп}}} \quad [199]$$

$$\xi_z = \xi_{zp} \sqrt{\frac{p_{оп}}{p}} \quad [200]$$

где F — площадь подошвы проектируемого фундамента, м²;
 $F_0 = 10$ м²;

p_{cp} , $p_{оп}$ — среднее статическое давление на грунт под подошвой, соответственно проектируемого и опытного фундаментов, тс/м².

в) Определение динамических характеристик основания и параметров колебаний большего размера фундамента (более 100 м²) прогнозирование характеристик жесткости и демпфирования производится расчетно-экспериментальным путем, используя результаты замера колебаний опытного штампа и окружающего грунта, возбудяемого вибратором.

Обработка колебаний опытного штампа производится на основе использования комплексной передаточной функции $f_0(\omega) = A_z(\omega)/R_z(\omega)$ системы несомкнутой штампа — грунтового основания, выделяя и минимая части функции $f_0(\omega)$ определяют соответственно жесткость и демпфирование основания в зависимости от частоты.

Площадь основания проектируемого большего размера фундамента разбивается на N ячеек, размеры которых соответствуют размерам опытного штампа.

На месте возведения проектируемого фундамента производится испытание опытного фундамента (виброштампа), как и в методических указаниях в п. 6). При этом в процессе опыта в различных значенных частот вынужденных колебаний ω измеряются $A_{jk}(\omega)$ — амплитуды вертикальных колебаний ω измеряются та, установленного на участке k , при различных частотах; $A_{jk}(\omega)$ — амплитуды вертикальных колебаний грунта в центре j -того участка, от фундамента, установленного на участке k ; $R_k(\omega)$ — амплитуды равнодействующей контактных напряжений под подошвой опытного фундамента;

$\alpha_{jk}(\omega)$ — сдвиг фазы между равнодействующей $R_k(\omega)$ и перемещением $A_{jk}(\omega)$.

Выпития $R_k(\omega)$ должна измеряться мессдозам. В случае отсутствия такой возможности необходимо измерить величины $Y_{jk}(\omega)$ — сдвиг фаз между возмущающей силой и перемещением штампа и $\alpha_{jk}(\omega)$ — сдвиг фаз между перемещением фундамента штампа и соответствующей точки поверхности грунта. Тогда $\alpha_{jk}(\omega)$ вычисляется по формуле

$$\alpha_{jk}(\omega) = \alpha_{jk}(\omega) + \alpha_{kk}(\omega), \quad [201]$$

где $\alpha_{kk}(\omega)$ — сдвиг фаз между $R_k(\omega)$ и $A_{kk}(\omega)$.

Значения $R_k(\omega)$ и $\alpha_{kk}(\omega)$ определяются при этом по формулам [195]—[197], приведенным в п. 6) настоящего приложения.

На основании опытных данных для конкретного значения частоты колебаний ω вычисляются экспериментальные функции влияния

$$D_{jk}(\omega) = \frac{A_{jk}(\omega)}{R_k(\omega)} [\cos \alpha_{jk}(\omega) + i \sin \alpha_{jk}(\omega)]. \quad [202]$$

Затем на ЭВМ решается система линейных алгебраических уравнений с комплексными коэффициентами:

$$\left. \begin{aligned} \sum_{k=1}^N X_k(\omega) D_{jk}(\omega) &= f_0(\omega); \\ \sum_{k=1}^N X_k(\omega) &= 1, \end{aligned} \right\} \quad [203]$$

где

$$j = 1, 2, \dots, N;$$

$$f_0(\omega) = f_1(\omega) + i f_2(\omega);$$

$$|f_0(\omega)| = \sqrt{[f_1(\omega)]^2 + [f_2(\omega)]^2}.$$

Решением системы уравнений являются $X_k(\omega)$ — равнодействующие контактных напряжений, приложенных к различным ячейкам, передаточная функция $f_0(\omega)$ основания проектируемого большего размера фундамента (ПФ) и ее компоненты $f_1(\omega)$ и $f_2(\omega)$.

Коэффициент упругой жесткости основания проектируемого фундамента $K_z(\omega)$, тс/м, и коэффициент упругого равномерного сжатия $C_z(\omega)$, тс/м³, определяются по формулам

$$K_z(\omega) = \frac{f_1(\omega)}{|f_0(\omega)|^2}; \quad [205]$$

$$C_z(\omega) = K_z(\omega)/F,$$

где F — площадь подошвы проектируемого фундамента, м². Коэффициент демпфирования $V_z(\omega)$ и относительного демпфирования $\xi_z(\omega)$ определяются соответственно по формулам:

$$V_z(\omega) = \frac{-f_2(\omega)}{\omega |f_0(\omega)|^2}; \quad [206]$$

$$\xi_z(\omega) = \frac{B_z(\omega)}{2 \sqrt{K_z(\omega)} m^*} \quad [207]$$

где m^* — масса проектируемого фундамента с машиной. Амплитуду колебаний проектируемого большого фундаменты и эпюру контактных напряжений, действующих по его подошве, можно определить по полученным значениям $X_k(\omega)$ и $f_0(\omega)$.

Амплитуда колебаний $A_0(\omega)$ и сдвиг фаз $\gamma(\omega)$ между действующей на проектируемый фундамент силой и его перемещением определяются по формулам:

$$A_0(\omega) = P(\omega) \sqrt{\frac{|f_1(\omega)|^2 + |f_2(\omega)|^2}{|1 - m^* \omega^2 f_1(\omega)|^2 + |m^* \omega^2 f_2(\omega)|^2}}; \quad [208]$$

$$\gamma(\omega) = \arctg \frac{f_1(\omega) - m^* \omega^2 \{ |f_1(\omega)|^2 + |f_2(\omega)|^2 \}}{f_2(\omega)}. \quad [209]$$

Равнодействующую контактных напряжений под проектируемым фундаментом определяют по формуле

$$R(\omega) = \frac{A_0(\omega)}{\sqrt{|f_1(\omega)|^2 + |f_2(\omega)|^2}}. \quad [210]$$

Распределение контактных напряжений по ячейкам подошвы проектируемого фундамента определяется формулой

$$\sigma_k(\omega) = \frac{R(\omega) X_k(\omega)}{F_k}. \quad [211]$$

Пример прогнозирования колебаний большого фундаменты

По опытам с малым штампом произведена прогнозирования уровня колебаний массивного железобетонного фундамента под машину и определить контактные напряжения, действующие по его подошве.

Исходная информация (рис. 26) получена из опытов с инвентарным виброштампом, имеющим площадь подошвы 0,5 м². Измерения на различных от его центра расстояниях ($l = 0,75; 1,2; 2,5; 6,5$ м); оштыли проводились в котловане, где впоследствии будет возведен массивный фундамент.

Процедура определения динамических функций вынуждения $B_{jk}(\omega)$ сводится к следующему. Площадь опирания проектируемого фундамента в соответствии с размером подошвы виброштампа разбивается на 49 ячеек (рис. 27).

Считается, что штамп последовательно устанавливается в каждой ячейке. Из графиков рис. 26 в зависимости от расстояния $\alpha_{jk}(\omega)$ между центрами ячеек k и j определяются величины $A_{jk}(\omega)$ и $\alpha_{jk}(\omega)$. Затем по формуле [196] определяются значения $G_{kk}(\omega)$ и суммируются со значениями $G_{jk}(\omega)$. Полученные значения $A_{jk}(\omega)$ и $\alpha_{jk}(\omega)$ по формуле [202] используем для определения. Например для случая, когда штамп установлен в ячейке 1 для частоты колебаний 10 Гц, имеем:

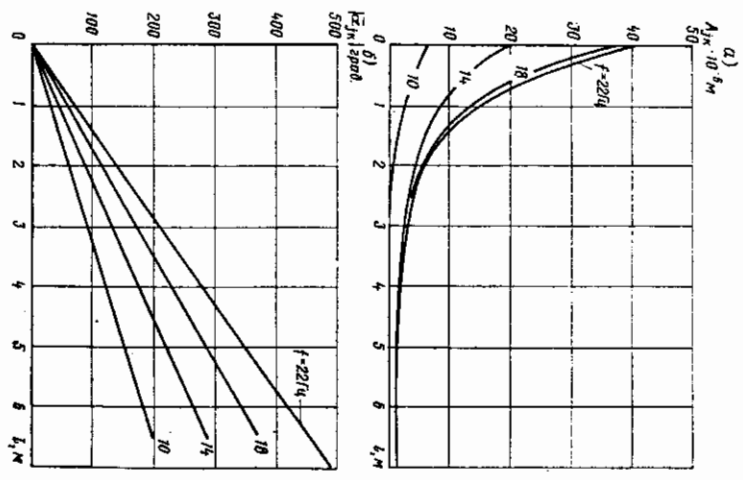
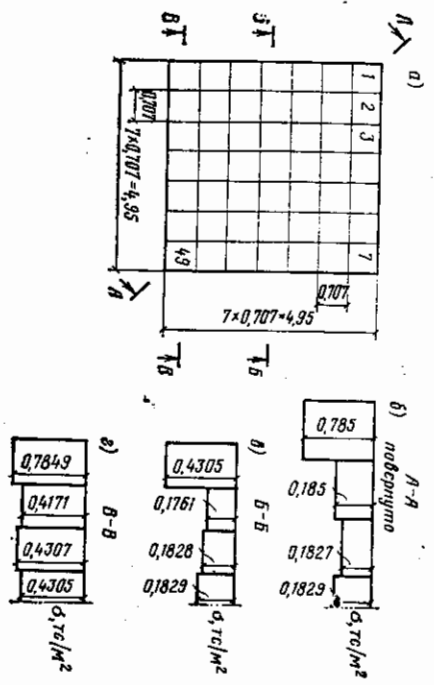


Рис. 26. Графики зависимости амплитуды (а) и фазы (б) колебаний поверхности грунта от расстояния до источника возбуждения

Рис. 27. Эпюры напряжений в основании большого фундаменты. а — план фундамента; б — эпюры напряжений по сечению, указанному на плане фундамента



$$\begin{aligned}
 A_{11} &= 6,0 \cdot 10^{-6} \text{ м}, & \alpha_{11} &= 0, \\
 A_{12} &= 2,74 \cdot 10^{-6} \text{ м}, & \alpha_{12} &= -21^\circ 26', \\
 A_{13} &= 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ м}, & \alpha_{13} &= -44^\circ 24', \\
 & \dots & & \dots \\
 A_{1,49} &= 0,0335 \cdot 10^{-6} \text{ м}, & \alpha_{1,49} &= -188^\circ 23'.
 \end{aligned}$$

Далее составляется система уравнений

$$\begin{cases} \sum_{k=1}^{49} X_k \delta_k = f_0; \\ \sum_{k=1}^{49} X_k = 1 \end{cases}$$

для $f = 1, 2, \dots, 40$.

В результате решения этой системы на ЭВМ определяются значения контактных усилий X_k , отнесенных к единичной реакции и действующих по участкам разбиения, и компонент передаточной функции (ПФ) f_0 . Для частоты колебаний 10 Гц получено:

$$f_1 = 1,772 \cdot 10^{-5} \text{ м/тс}, \quad f_2 = -2,63 \cdot 10^{-5} \text{ м/тс}.$$

Значения X_k для свечей, указанных на рис. 27, следующие

$$\begin{aligned}
 X_1 &= 0,0478 - 0,0209 i, & X_{25} &= 0,0113 + 0,00441 i, \\
 X_6 &= 0,06796 + 0,00932 i, & X_{43} &= 0,0478 - 0,0209 i, \\
 X_{11} &= 0,0113 + 0,0045 i, & X_{44} &= 0,0275 - 0,0316 i, \\
 X_{23} &= 0,0283 - 0,00408 i, & X_{45} &= 0,0283 - 0,00415 i, \\
 X_{23} &= 0,00962 + 0,00668 i, & X_{46} &= 0,0283 - 0,00408 i, \\
 X_{24} &= 0,0113 + 0,00445 i.
 \end{aligned}$$

По формуле [209] определяется амплитуда колебаний фундамента, масса которого равна $3,583 \text{ тс}^2/\text{м}$. Амплитуда возмущающей силы $P = 6,04 \text{ тс}$.

$$\begin{aligned}
 A_0 &= 6,04 \sqrt{\frac{(1,772 \cdot 10^{-5})^2 + \dots}{(1 - 3,583 (6,28 \cdot 10)^2 + 1,772 \cdot 10^{-5})^2 + \dots}} \\
 &+ \frac{(-2,03 \cdot 10^{-5})^2}{(1 - 3,583 (6,28 \cdot 10)^2 + 1,772 \cdot 10^{-5})^2} = 0,2027 \cdot 10^{-3} \text{ м}.
 \end{aligned}$$

Находим модуль ПФ

$$|f_0| = \sqrt{(1,772 \cdot 10^{-5})^2 + (-2,03 \cdot 10^{-5})^2} = 2,695 \cdot 10^{-5} \text{ м/тс}.$$

Равнодействующая контактных напряжений R определяется по формуле [210]

$$R = 0,2027 \cdot 10^{-3} / 2,695 \cdot 10^{-5} = 7,52 \text{ тс}$$

Контактные напряжения σ , действующие по ячейкам разбиения фундамента площадью $24,5 \text{ м}^2$, определяются в соответствии с выражением [211], где

$$X_k = \sqrt{(\text{Re } X_k)^2 + (\text{Im } X_k)^2}.$$

Результаты вычислений показаны на рис. 27.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Методика полевых испытаний свай динамическими нагрузками

На основании полевых испытаний, выполняемых в соответствии с настоящей методикой, определяется несущая способность висячей сваи по грунту на вертикальную нагрузку с учетом динамических воздействий и динамические характеристики системы свая-грунт: коэффициент упругой вертикальной и горизонтальной жесткости $C_{z, \text{св}}$, $C_{x, \text{св}}$, колеблющаяся масса $m_{z, \text{св}}$ и $m_{x, \text{св}}$, участвующая соответственно в вертикальных и горизонтальных колебаниях, а также коэффициенты относительного демпфирования ξ_z и ξ_x соответственно вертикальных и горизонтальных колебаний.

В случае невозможности проведения испытаний свай на конкретной площадке строительства допускается использовать результаты испытаний по изложенной методике таких же свай в аналогичных грунтовых условиях.

Опытные сваи по конструкции и размерам должны соответствовать сваям, используемым в проектируемом фундаменте машины, при этом должна быть обеспечена передача динамических воздействий на сваю в уровне сопряжения их с ростверком или стальной машиной.

Испытания свай следует начинать после их «отдыха», продолжительность которого определяется в соответствии с ГОСТ 5686-78.

1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАИ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ

Количество свай под проектируемыми фундаментом, подлежащее испытанию длительно действующими динамическими нагрузками, устанавливается проектной организацией в зависимости от вида грунтовых условий площадки строительства.

Свай испытание длительно действующими динамическими нагрузками, не должны в дальнейшем использоваться в свайном фундаменте машины.

Комплексе полевых работ, связанных с определением несущей способности свай по грунту на вертикальную нагрузку с учетом динамических воздействий, выполняется в следующей последовательности:

а) монтируется экспериментальная установка, состоящая из упорной системы, гидравлического домкрата, вибраторов и пружин или катков (при наличии только горизонтальных колебаний), изолирующих от колебаний упорную конструкцию (рис. 28). В каче-

стве упорной системы могут также использоваться установки для испытаний свай статическими вдавливающими нагрузками, несомненно, схемы которых приведены в Приложении 8 ГОСТ 5686—78 (схемы а, б, г). Учитывая возможность перегрева или выхода из строя вибратора, рекомендуется в специальной раме, установленной на оголовке свай, монтировать сразу два вибратора — один над другим.

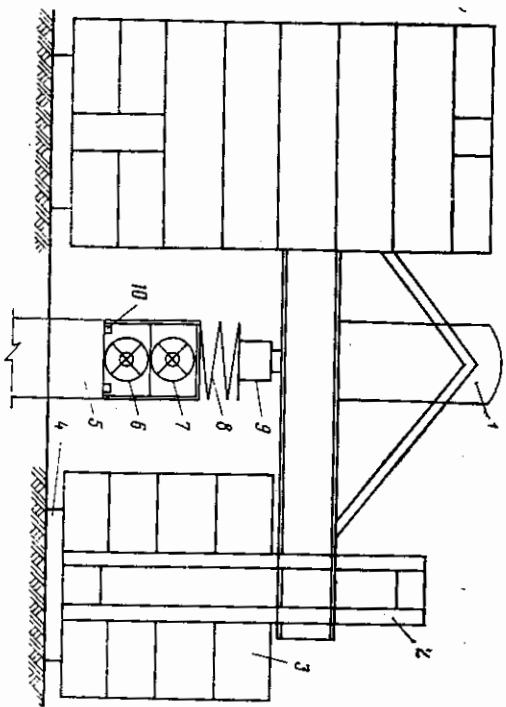


Рис. 28. Схема экспериментальной установки для испытаний свай динамическими нагрузками
1 — упорная ферма; 2 — серваги; 3 — затрубочные блоки; 4 — анкеровый блок; 5 — свая; 6, 7 — вибраторы; 8 — пружины; 9 — гидравлический домкрат; 10 — датчики

Используемые вибраторы заводского или индивидуального изготовления должны отвечать следующим требованиям:
иметь число оборотов, равное числу оборотов машины, под которую проектируется фундамент, или иметь возможность регулировки для настройки сто на требуемое число оборотов;
иметь возможность регулировки моментов эксцентров для обеспечения требуемой амплитуды колебаний.

Пружинный виброизолятор можно подбирать, например, по «Каталогу пружинных виброизоляторов и пружин для виброизоляторов» серии 3.001-1 «Виброизолирующие устройства фундамента и оснований под машины с динамическими нагрузками», вып. 1. При отсутствии стандартного виброизолятора можно использовать комплект обработанных докомпонованных пружин и т. п., подбирая жесткость, длину и количество пружин таким образом, чтобы при максимальной вертикальной нагрузке в опытах между витками пружин остались зазоры;

б) монтируется реперная установка для измерения осадок свай

при испытаниях статической нагрузкой и в процессе длительных динамических испытаний;

в) с помощью гидравлического домкрата свая затрубаживается безынерционной осевой вдавливающей ступенчато-возрастающей нагрузкой с условной стабилизацией затухания осадки в соответствии с требованиями ГОСТ 5686—78 до величины Φ_0 , при которой осадка головки свай достигает значения Δ , принятого равным предельно допустимой осадке фундамента машины и приведенной в задании на проектирование, но не более 15 мм;

г) после выдержки последней ступени нагрузки до условной стабилизации осадки в соответствии с требованиями ГОСТ 5686—78 осуществляются пробные кратковременные загрузки вибратора при требуемом числе оборотов и различных моментах эксцентров с целью подбора значений моментов эксцентров, обеспечивающих амплитуду колебаний свай в уровне ее сопряжения с растворком или стальной машины не менее расчетной амплитуды колебаний свайного фундамента в указанном уровне как в горизонтальном, так и в вертикальном направлении; в процессе пробных запусков вибратора регистрируются колебания головки свай;

д) после подбора необходимой величины моментов эксцентров вибратора свая под нагрузкой Φ_0 выдерживается не менее 48 часов, если вертикальная статическая нагрузка уменьшилась в процессе пробных запусков вибратора, необходимо довести ее до первоначального значения, равного Φ_0 ;

е) с помощью вибратора, настроенного на требуемую частоту при соответствующем моменте эксцентров, осуществляются испытания свай длительно действующими динамическими нагрузками; при этом в процессе испытаний вертикальная нагрузка должна поддерживаться постоянной. В процессе испытаний необходимо осуществлять кратковременные записи колебаний свай для контроля за частотой и амплитудой колебаний, а также деформацию осадок свай и давления в гидравлической системе домкрата в следующие интервалы времени:

через каждый час в течение первых 24 часов работы вибратора;
через каждые 2 часа в течение следующих 24 часов работы вибратора;
через каждые 24 часа до окончания испытаний.

На время, необходимое для регистрации осадок свай в гидравлической системе домкрата, вибратор отключается;

ж) испытания заканчиваются при затухании осадки свай не более 0,01 мм за последующие 24 часа работы вибратора.

Примечания: 1. Для измерения осадок свай при испытаниях статической нагрузкой используются приборы, рекомендованные ГОСТ 5686—78 (индикаторы часового типа, протитомеры и т. п.).

2. Для измерения осадок свай при испытаниях длительными динамическими воздействиями могут использоваться индикаторы часового типа, протитомеры с натяженным струной за счет усилий пружины, штангенциркуль, высокоточное нивелирование. 3. Запись колебаний свай осуществляется вибродатчиками ВЭЛИК-М, ИЮ01 и сейсмоприемниками типа СР, СВ, ОСП-2МВ, ОСП-2МГ в комплекте с осциллографами гальванометрической регистрации. 4. Давление в гидравлической системе домкрата измеряется протарированными манометрами.

Несущая способность Φ_d висячей сваи по грунту на вертикальную нагрузку с учетом динамических воздействий по результатам испытаний (см. рис. 29) длительно действующими динамическими нагрузками определяется по формуле

$$\Phi_d = \Phi_0 \frac{1}{1 + \frac{\Delta_d}{\Delta}}, \quad [212]$$

где Φ_0 — величина вертикальной статической нагрузки на сваю при динамических испытаниях;
 Δ — величина осадки сваи при нагрузке Φ_0 перед началом пробных запусков вибратора;
 Δ_d — величина дополнительной осадки сваи за время испытаний динамическими нагрузками.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК

Комплекс полевых работ, связанных с определением динамических характеристик системы свая-грунт, выполняется в следующей последовательности:

- а) на голове сваи монтируется вибратор заводского или инди-

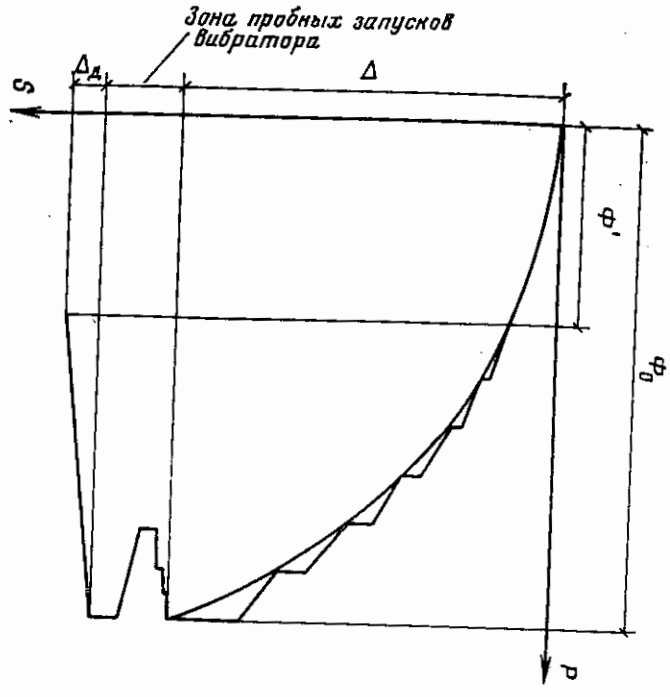


Рис. 29. График испытаний сваи статическими и динамическими нагрузками

видуального изготовления, который должен отвечать следующим требованиям:

иметь возможность регулировки числа оборотов в пределах от нуля до значения, не меньшего, чем число оборотов машины, под которую проектируется фундамент;

иметь возможность регулировки моментов эксцентров для обеспечения требуемой амплитуды колебаний;

б) осуществляются пробные кратковременные запуски вибратора при требуемом числе оборотов и различных моментах эксцентров с целью подбора значения момента эксцентров, обеспечивающих амплитуду колебаний сваи в уровне ее сопряжения с ростверком как в горизонтальном, так и в вертикальном направлении, равную следующим трем значениям: $\Delta_d/2$, Δ_d и $2\Delta_d$, где Δ_d — максимальная предельно допускаемая амплитуда колебаний проектируемого фундамента; в процессе пробных запусков вибратора регистрируются колебания головы сваи;

в) при каждом из выбранных значений моментов эксцентров вибратора возбуждаются вынужденные колебания сваи с плавно изменяемым числом оборотов от нуля до значения, не меньше резонансного и числа оборотов машины, под которую проектируется свайный фундамент; при этом регистрируются колебания сваи в уровне прикладываемой возмущающей нагрузки и в уровне поверхности грунта (в последнем случае регистрируется только «резонансная составляющая колебаний»).

Примечание. Запись колебаний сваи осуществляется с использованием той же аппаратуры, что и при определении несущей способности сваи.

Для каждого из трех значений моментов дебалансов вибратора строится резонансная кривая колебаний сваи в уровне прикладываемой возмущающей нагрузки, с использованием которой динамические характеристики системы свая — грунт определяются следующим образом:

а) вес колеблющейся массы (сваи, вибратора, присоединенной массы грунта) определяется по формуле

$$Q_{z,x} = \frac{Q_0 v}{A_{\infty z,x}}, \quad [213]$$

где $A_{\infty z,x}$ — амплитуда колебаний сваи при частоте $\omega_{z,x}^*$ определенной по формуле

$$\omega_{z,x}^* = \sqrt{\frac{\omega_{res}}{2}}, \quad [214]$$

где $Q_0 v$ — момент дебалансов вибратора;

б) коэффициент относительного затухания $\xi_{z,x}$ определяется по формуле

$$\xi_{z,x} = \frac{Q_0 v}{2 Q_{z,x} A_{z,x}}, \quad [215]$$

в) коэффициент жесткости опытной сваи $K_{z,x}^{оп}$ определяется по формуле

$$K_{z,x}^{оп} = \frac{Q_{z,x} (\omega_{z,x}^{res})^2}{g}. \quad [216]$$

Коэффициент жесткости $K_{z,x}$ в случае шарнирного сопряжения свай с ростверком принимается равным коэффициенту $K_{z,x}^{оп}$ опытной свай, а в случае жесткой заделки свай в ростверк $K_{z,x} = K_{z,x}^{оп}$, а K_x определяется в следующей последовательности:

для каждого из трех значений моментов дебалансов вибратора строятся резонансная кривая колебаний свай в уровне поверхности грунта; определяется коэффициент жесткости системы свай — грунт K_0 в уровне поверхности грунта по формуле

$$K_0 = \frac{Q_0 \varepsilon_{\text{Опрез}}}{\varepsilon A_{0,\infty}} \quad [217]$$

где $A_{0,\infty}$ — амплитуда колебаний свай в уровне поверхности грунта, при частоте ω_0 , определяемой по формуле

$$\omega_0 = \frac{\omega_{\text{Опрез}}}{\sqrt{2}} \quad [218]$$

$\omega_{\text{Опрез}}$ — круговая частота колебаний свай в уровне поверхности грунта, соответствующая максимальной амплитуде $A_{0,\text{Опрез}}$ в указанном уровне; определяется коэффициент упругой деформации системы «свай — грунт» по формуле

$$\alpha_{\text{оп}} = A \rho_0 + B/l; \quad [219]$$

$$\rho_0 = \sqrt[3]{\frac{K_0}{E_0 J}} \quad [220]$$

где l — глубина погружения свай в грунт; $E_0 J$ — жесткость поперечного сечения свай на кат.б. A, B — коэффициенты, значения которых зависят от условий опирания нижнего конца свай и коэффициента ρ_0 . При свободном опирании нижнего конца свай на коэфф. $A=1,14$; $B=0,67$; при заделке нижнего конца свай на глубине l и $1,6 \leq \rho_0 l < 3$ $A=1,43$, $B=0,29$; при любых условиях опирания нижнего конца и $\rho_0 > 3$ $A=1,34$, $B=0$. Коэффициент жесткости K_x определяется по формуле

$$K_x = \frac{K_{оп} a_0}{a_0 - b_0} \quad [221]$$

где a_0 и b_0 определяются формулами [94] и [95], в которых α заменяется на $\alpha_{\text{оп}}$.

При устройстве свайных фундаментов машин из n свай динамические характеристики при использовании данных испытаний определяются следующим образом:

$$K_{\text{гпр}} = n K_x; \quad [222]$$

$$\bar{m}_{\text{гпр}} = m_p + n \bar{m}_z; \quad [223]$$

Для горизонтальных колебаний

$$K_{\text{хпр}} = n K_x; \quad [224]$$

$$m_{\text{хпр}} = m_p + n \bar{m}_x; \quad [225]$$

для горизонтально-вращательных колебаний

$$K_{\phi \text{ пр}} = K_x \sum_{i=1}^n r_i^2; \quad [226]$$

$$\theta_{\phi \text{ пр}} = \theta_{\phi p} + \bar{m}_z \sum_{i=1}^n r_i^2; \quad [227]$$

$$\theta_{\phi \text{ пр}} = \theta_{\phi \text{ пр}} + h_0^2 \sum_{i=1}^n m_p; \quad [228]$$

для вращательных колебаний относительно вертикальной оси

$$K_{\psi \text{ пр}} = K_x \sum_{i=1}^n r_i^2; \quad [229]$$

$$\theta_{\psi \text{ пр}} = \theta_{\psi p} + \bar{m}_x \sum_{i=1}^n r_i^2; \quad [230]$$

$$\bar{m}_{z,x} = m_{z,x} - m_{\text{вибр}}, \quad [231]$$

$$m_{z,x} = \frac{Q_{z,x}}{g};$$

$Q_{z,x}$ — вес колеблющейся массы, определяемой по формуле [213]; $m_{\text{вибр}}$ — масса вибратора с креплением, m_p , θ_p , h_0 , r_i , r_i^2 — обозначения те же, что и в формулах [72(21)], [75(24)], [76(25)], [96]. Значения коэффициентов относительно демпфирования $\xi_{z,x}$ свайного фундамента из n свай принимаются такими же, как для одиночной свай, а коэффициентов $\xi_{\phi, \psi}$ — с использованием формул [61(15)] и [62(16)].

С использованием трех вариантов значений динамических характеристик свайного фундамента, определенных в соответствии с указаниями настоящего приложения для трех значений моментов эксцентров вибратора, определяются значения амплитуд колебаний свайного фундамента проектируемой машины. При этом число свай подбирается таким образом, чтобы наибольшее из полученных значений амплитуд удовлетворяло условию [1(1)].

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Методика прогнозирования колебаний грунта на основе экспериментальных исследований

Предлагаемый способ прогнозирования колебаний позволяет определять ожидаемые вертикальные и горизонтальные колебания грунта и сооружения от вращений проектируемых фундаментов под

машины с вертикальными динамическими нагрузками, изменяющимися во времени по произвольному закону.

Приведенный в данном приложении способ прогнозирования колебаний целесообразно применять при повышенных требованиях к точности определения ожидаемых колебаний грунта и сооружений (участки с прецизионным оборудованием расположены близко к фундаментам машин, установка в существующих зданиях новых машин с большими динамическими нагрузками и т. д.).
Общая схема способа прогнозирования заключается в следующем.

Динамические нагрузки от фундамента машин на основание считаются заданными. Эти нагрузки от проектируемого фундамента могут быть определены расчетом или экспериментально.

В месте предполагаемого размещения фундамента — источника волн наносит удар по грунту с известной величиной амплитуды. Для нанесения удара можно использовать, например, копровую баббу и самоходный кран. При ударе регистрируют колебания грунта в тех местах, где необходимо выолгнить прогнозирование ожидаемых колебаний. Зарегистрированные колебания характеризуют импульсную переходную функцию системы, экспериментально определение которой позволяет учитывать особенности геологического строения площадки.

Далее по полученным данным расчетным путем определяют ожидаемые колебания при помощи интегралов Дюамеля или Фурье. Вычисленные интегралы осуществляются на ЭВМ.

Аналогичным образом можно выолгнить прогнозирование колебаний существующих сооружений при проектировании фундамента под машин.

Прогнозирование колебаний объекта по данному способу рекомендуется выолгнять на расстояниях, превышающих в 5 раз приведенный радиус площадки фундамента-источника.

Примечание. Для меньших расстояний параметры колебаний фундамента машины необходимо определять экспериментально. Вертикальные (горизонтальные) колебания грунта на расстоянии r от оси фундамента-источника $u(r, t)$ определяют по формуле

$$u(r, t) = m \int_0^t [2nz(\tau) + \lambda^2 z(\tau)] h(r, t - \tau) d\tau, \quad [232]$$

- где m — масса фундамента и машины, тс·с²/м;
- $n = \xi \lambda$ — коэффициент затухания, с⁻¹;
- ξ — коэффициент относительного демпфирования;
- $\lambda = \sqrt{\frac{C_z F}{m}}$ — частота собственных вертикальных колебаний фундамента, с⁻¹;
- F — площадь подошвы фундамента, м²;
- C_z — коэффициент упругого равномерного сжатия грунта основания, тс/м²;
- $h(r, t)$ — импульсная переходная функция для вертикальных (горизонтальных) колебаний грунта, мм, определяемая экспериментально для точек на различных расстояниях от фундамента-источника;
- $z(t)$ — вертикальные колебания фундамента — источника волн, мм, изменяющиеся во времени по произвольному закону.

Характеристики источников колебаний

Вертикальные колебания проектируемых фундаментов машин $z(t)$ могут быть заданы аналитической функцией или получены экспериментально на существующих фундаментах в аналогичных грунтовых условиях.

Перемещения проектируемых фундаментов, устанавливаемых на естественном или искусственном основании, при импульсном воздействии на них задаются в виде затухающей синусоиды

$$z(t) = \frac{I_\phi}{m \lambda_1} e^{-nt} \sin \lambda_1 t, \quad [233]$$

где

$$n = \xi \lambda; \quad \lambda^2 = \frac{C_z F}{m}; \quad \lambda_1^2 = \lambda^2 (1 - \xi^2);$$

I_ϕ — импульс, действующий на фундамент при работе машины, определяемый по формуле

$$I_\phi = m_6 V_6;$$

m_6 — масса падающих частей машины или бойной бабы;

V_6 — скорость падения падающих частей или бойной бабы; для молотов значения V_6 определяются в соответствии с рекомендациями СНиП II-19-79, а для копров $V_6 = \sqrt{2gh}$; $g = 9,81$ м/с²;

h — высота подъема бойной бабы;

n — коэффициент затухания;

ξ — коэффициент относительного демпфирования для импульсных колебаний;

λ — частота собственных вертикальных колебаний фундамента без учета затухания;

λ_1 — частота собственных вертикальных колебаний фундамента с учетом затухания;

F — площадь подошвы фундамента;

C_z — коэффициент упругого равномерного сжатия основания;

m — масса фундамента и машины.

Для задания перемещений фундамента в виде затухающей синусоиды исходными величинами являются частота собственных вертикальных колебаний λ и коэффициент относительного демпфирования ξ , определяемые по формулам СНиП II-19-79 или экспериментально по методике приложения I к настоящему Руководству.

Определение импульсных переходных функций

Импульсные переходные функции $h(t, r)$ определяют для различных точек исследуемой площадки при ударе по грунту в месте предполагаемой установки проектируемого фундамента.

Для получения импульсных переходных функций колебания, зафиксированные в исследуемых точках, легат на величину импульса $I_{гр}$, действующего на грунт. Значение $I_{гр}$ определяется по формуле

$$I_{гр} = m_6 V_6. \quad [234]$$

где m_6 — масса бойной бабы; V_6 — скорость падения бойной бабы, определяемая по формуле

$$V_6 = \sqrt{2g h_{гр}}; \quad [235]$$

$h_{гр}$ — высота падения бойной бабы при ударе по грунту.

Для прогнозирования колебаний грунта на расстояниях, превышающих в 5 раз приведенный радиус подковы фундамента-источника, можно ограничиться определением одной импульсной переходной функции, полученной при ударе по любому месту основания в пределах площади подковы фундамента.

Величина импульса, приложенного к грунту, должна быть близка к значению импульса, который возникает при работе машины, установленной на проектируемый фундамент и может отличаться от него не более чем в 2—4 раза.

Удар по грунту рекомендуется выполнять грушевидными или шаровыми бойными бабами, подъем которых можно осуществлять мостовым или самоходным краном. Удар по грунту производить не следует, если в месте удара грунт находится в пластичном состоянии.

Колебания грунта для определения импульсных переходных функций удобно измерять сейсмографом ВЭГИК. Для записи горноталовых колебаний грунтового основания сейсмограф ВЭГИК необходимо устанавливать на пластину, площадь которой в 5—8 раз больше площади сейсмографа. Пластина должна иметь штупры для лучшего сцепления с грунтом.

Расчет ожидаемых записей колебаний грунта

Для определения колебаний грунта по формуле [232] в Харьковском ПСНИИГ разработан программа вычислений на ЭВМ. В общем случае при действии на проектируемый фундамент вертикальной динамической нагрузки, изменяющейся во времени по произвольному закону его перемещения определяются следующим выражением

$$y(t) = \frac{1}{A_1} \int_0^t [A_2 z(\tau) + A_3 z(\tau)] \bar{h}(t-\tau) d\tau, \quad [236]$$

где

$$\bar{A}_1 = I_{гр} \frac{Y_{\Phi}}{Z_{\Phi}} \frac{Y_{гр}}{Z_{гр}};$$

$I_{гр}$ — величина импульса, при действии которого на грунт фиксируются импульсные переходные функции грунта (вертикальные или горизонтальные);

Y_{Φ} и $Y_{гр}$ — нормальное увеличение сейсмографа при записи колебаний соответственно фундамента и грунта;

Z_{Φ} и $Z_{гр}$ — затухание записи колебаний фундамента и грунта;

$$\bar{A}_2 = 2 m_6 n; \quad [237]$$

$$\bar{A}_3 = m_6 \lambda^2; \quad [238]$$

$\bar{h}(t)$ — вертикальная или горизонтальная импульсная реакция основания в исследуемой точке грунта при импульсе $I_{гр}$, определенная по осциллограмме.

В частном случае при задании смещения фундамента аналитической функцией по формуле [233] записи вертикальных и горизонтальных колебаний грунта определяются следующими выражениями:

$$y(t) = A_1 \int_0^t (A_2 e^{-A_4 \tau} \sin A_5 t + A_3 e^{-A_4 \tau} \cos A_5 t) \times \\ \times \bar{h}(t-\tau) d\tau, \quad [239]$$

где

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{I_{\Phi}}{I_{гр}} \frac{Z_{гр}}{Y_{гр}}; & A_2 &= 2n; \\ A_3 &= \frac{\lambda^2 - 2n^2}{A_1}; & A_4 &= n; & A_5 &= \lambda_1. \end{aligned} \right\} \quad [240]$$

Используя полученные значения коэффициентов \bar{A}_1 — \bar{A}_3 и A_1 — A_5 по формулам [236] и [239] соответственно вычисляются на ЭВМ ожидаемые перемещения грунта для различных расстояний от фундамента — источника колебаний.

Пример прогнозирования колебаний грунта от вибраций фундамента бойного копра.

Характеристики источника колебаний

Вес бойной бабы 15 тс; высота падения 30 м.

$$I_{\Phi} = \frac{15}{9,81} \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 30} = 37,1 \text{ тс} \cdot \text{с}.$$

Площадь фундамента $F = 10 \times 15,8 = 158 \text{ м}^2$; общий вес фундамента с шаботом 2750 тс;

$$m = \frac{2750}{9,81} = 270 \text{ тс} \cdot \text{с}^2/\text{м}.$$

Используя значения C_2 и ξ ($C_2 = 4000 \text{ тс}/\text{м}^2$, $\xi = 0,72$), определяем:

$$\lambda = \sqrt{\frac{158 \cdot 4000}{270}} = 48,4 \text{ с}^{-1}, \quad n = 0,72 \cdot 48,4 = 35 \text{ с}^{-1}.$$

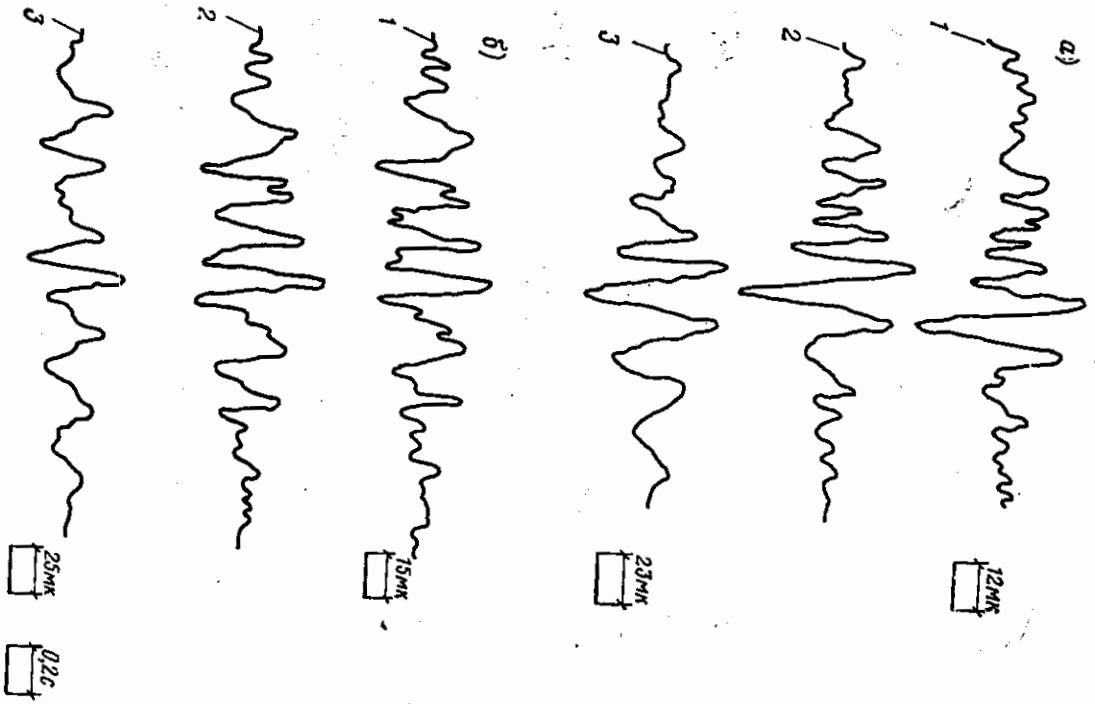


Рис. 30. Записи прогнозируемых вертикальных (а) и горизонтальных (б) колебаний грунта, возбужденных вибрациями фундамента бойного копра на расстоянии 266 м (1 — фактические переходные функции; 2 — прогнозируемые колебания; 3 — действительные колебания)

$A_1 = \sqrt{48,4^2 - 35^2} = 33 \text{ с}^{-1}$.
Импульсные реакции
Бое бойной бабы 14,5 тс; высота падения 8,6 м;

$$T_{гр} = \frac{14,5}{9,81} \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 8,6} = 19,2 \text{ тс.с.}$$

Вертикальные и горизонтальные импульсные реакции в исследуемой точке основания на расстоянии 266 м от фундамента бойного копра показаны на рис. 30.
Коэффициенты A_1, A_2, A_3, A_4, A_5 к формуле [239].

$$A_1 = \frac{37,1}{19,2} \cdot \frac{10}{8500} = 0,00227;$$

$$A_2 = \frac{48,4^2 - 2,35^2}{33} = -3,6;$$

$$A_3 = 2,35 = 70;$$

$$A_4 = 35; A_5 = 33.$$

Результаты прогнозирования виброграмм вертикальных и горизонтальных колебаний грунта от вибрации фундамента бойного копра показаны на рис. 30. Для сравнения на том же рисунке показаны действительные колебания, имеющие хорошее совпадение с расчетными записями колебаний.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие		
1. Общие положения	3	
Область распространения норм	5	
Состав задания на проектирование фундаментов	5	
Материалы фундаментов	6	
Общие требования к проектированию фундаментов	8	
Общие указания по расчету оснований и фундаментов	9	
Расчет колебаний фундаментов машин с периодическими нагрузками	19	
Рамные фундаменты	23	
Массивные и ступенчатые фундаменты	23	
Особенности проектирования свайных фундаментов	26	
Пример расчета по определению динамических характеристик свайного фундамента	38	
Особенности проектирования фундаментов машин на вечноммерзлых грунтах	47	
Пример расчета фундамента под горизонтальный компрессор на вечноммерзлом грунте	50	
2. Фундаменты машин с вращающимися частями	53	
Пример расчета фундамента под машины с вращающимися частями (резервный возбудитель)	57	
3. Фундаменты машин с кривошипно-шатунными механизмами	69	
Пример расчета фундаментов под машины с кривошипно-шатунными механизмами (лесопильных рам) с учетом их групповой работы	78	
4. Фундаменты кузнечных молотов	85	
Расчет колебаний фундаментов машин с импульсными нагрузками	97	
Пример расчета фундамента под штамповочный молот	100	
Пример расчета фундамента под три кузнечных молота	101	
5. Фундаменты формовочных машин литейного производства	103	
Пример расчета фундамента формовочной машины литейного производства с центральным действием динамической нагрузки	107	
Пример расчета фундамента формовочной машины литейного производства с эксцентричным действием динамической нагрузки	113	
6. Фундаменты формовочных машин для производства сборного железобетона	117	
7. Фундаменты оборудования копровых бойных площадок	122	
	136	
8. Фундаменты дробилок	129	
Пример расчета фундамента под дробилки типа КСД и КМД при их групповой установке	133	
9. Фундаменты мельничных установок	140	
Пример расчета рамного фундамента под мельницу типа МГР 4000Х7500	145	
Пример расчета массивного фундамента под мельницу типа МСД 3600Х5500	145	
10. Фундаменты пресов	150	
Пример расчета на колебания фундамента под винтовой пресс Ф 1738 усилием 630 тс	157	
Пример расчета на колебания фундамента под кривошипный пресс К 8548 усилием 6300 тс	161	
11(12). Фундаменты металлорежущих станков	164	
12(13). Фундаменты вращающихся печей	167	
Пример расчета фундамента под вращающуюся печь 3,6Х170	174	
<i>Приложение 1.</i> Методика определения упругих и демпфирующих характеристик естественного основания по результатам экспериментов	177	
<i>Приложение 2.</i> Методика полевых испытаний свай динамическими нагрузками	184	
<i>Приложение 3.</i> Методика прогнозирования колебаний грунта на основе экспериментальных исследований	193	
	199	