

	глубины промерзания грунта, с монолитной плитой основания пола во внутреннем контуре фундамента (защита фундаментов от заморозания при аварийных протечках).		
10	Принятая в проекте марка бетона фундаментов котельной и дымовой трубы по морозостойкости не соответствует нормативным требованиям. Привести в соответствие в текстовой и графической части раздела. При назначении марки бетона фундаментов учесть расположение верхней части в условиях попеременного замораживания и оттаивания, в условиях эпизодического увлажнения при температуре от -20 до -40С <sup>0</sup> .	Графическая часть раздела 97-21-1-КР, л.2-3	табл. Ж.1 СП 28.13330.2017
11	Предоставить расчет фундамента котельной по первому и второму предельным состояниям, в соответствии требованиями СП 22.13330.2016, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016,	раздел 97-21-1-КР	Ч.1 и ч.4 ст. 16 №384-ФЗ; п.3.6 ГОСТ 27751-2014; п.4.1.7 ГОСТ Р 21.101-2020.
12	Содержание л.1 графической части не соответствует нормативным требованиям, а именно: расчеты не включаются в состав проектной документации.	раздел 97-21-1-КР, л.1	п.4.1.7 ГОСТ Р 21.101-2020; п.п. 3, 14 Постановления Правительства РФ от 16.02.2008г. № 87.
13	В графической части раздела, положение и габариты фундамента дымовой трубы, включая расположение анкерных групп для крепления опорных частей мачты труб, и промежуточных опор труб (ФМ1, ФМ3) не соответствует положению, указанному в паспорте котельной (ТД 2073-21-6000. Thermarus-6000).  Опалубка фундамента дымовых труб предусмотрена принципиально неверно – с тремя столбами габаритами 0,8х0,8м, расположенными на плитной части, вместо одного, габаритами 3,3х3,3.	Графическая часть раздела 97-21-1-КР, л.2-3	ч.2 ст.15 №384-ФЗ;

### Расчет опоры под котельную

1. Расчет опоры под котельную по первому предельному состоянию с учетом рекомендаций СП 63.13330.2018 по пособию к СП 63.13330

Стальной ростверк опирающийся на фундамент и нагруженный усилием действующим центрально на опору, с коэффициентом запаса 1,15  $N_{max}=52\text{кН}$ .

Фундамент из тяжелого бетона, класс бетона В25 ( $R_b = 14,5 = 1,45 \text{ кН/см}^2$ )

Проверяем прочность бетона на местное сжатие. Расчет производим в соответствии пунктам 3.2.69 и 3.2.70 пособия к СП 63.13330

Площадь смятия равна площади малой закладной детали  $A_{b,loc} = 200 \times 250 = 500\text{см}^2$

Коэффициент  $\phi_b = 0,8(A_{b,max}/A_{b,loc})^{1/2} = 0,8(2500/500)^{1/2} = 1,79$ , тогда  $\phi R_{b,loc} = \phi_b R_b = 1,79 \times 1,45 = 2,59$

Проверяем условие (3,170) принимая  $\psi = 1$ , как при равномерном распределении местной нагрузки  $\psi \cdot R_{b,loc} \cdot A_{b,loc} = 1 \times 2,59 \times 500 = 1296 \geq N = 52\text{кН}$ , то есть, прочность бетона на местное сжатие обеспечена и поэтому необходимость в применении косвенного армирования отсутствует.

Принимаем для армирования ядра сечения сетки из арматуры класса А500 диаметром 8мм с шагом ячейки 100х100.

Сетки устанавливаем по периметру и в глубину, см. Лист 2 97-21-1-КР

2. Расчет опоры под котельную по второму предельному состоянию с учетом рекомендаций СП 63.13330.2018 по пособию к СП 63.13330

Так как, расчетный фундамент по своей схеме, аналогичен расчетной схеме рядовой колонны опертой базой на шарнир и заземленной в оголовке, то расчет выполняется на примере колонны с такой же схемой.

Усилие от кратковременной ветровой нагрузки  $M_{sh}=10,5 \text{ кН*м}$

Определяем момент образования трещин  $M_{crс}$  согласно 4,5-4,8.

Поскольку  $\mu = A_s/a^2 = 0.00158 \leq 0.005$  допускается определять  $W$  и  $e_y$  без учета арматуры, но в этом расчете такое допущение упускаем.

Коэффициент приведения  $\alpha = E_s/E_b = 2 \times 10^5 / 3 \times 10^4 = 6,666$  Для квадратного сечения с симметричной арматурой  $y_f = a/2 = 25\text{см}$ ,

а момент инерции  $I_{red} = a^4/12 + 2A_s\alpha(0.5a - a)^2 = 50^4/12 + 2 \times 3,95 \times 6,666(25 - 2)^2 = 520833 + 27858 = 548691 \text{ см}^4$

Тогда  $W = I_{red}/y_f = 548691/25 = 21948 \text{ см}^3$ .

Площадь приведенного сечения равна  $A_{red} = a^2 + 2A_s\alpha = 2553 \text{ см}^2$ . Тогда  $e_y = W/A_{red} = 21948/2553 = 8,6 \text{ см}$

Учитываем неупругие деформации растянутого бетона путем умножения

$W$  на коэффициент 1,3 (таблица 4,1), т.е.  $W \times 1,3 = 28532 \text{ см}^3$ .

Определяем момент  $M_{crс}$  по формуле (4,6), принимая  $N = N_l = N_{max} = 52\text{кН}$ .

$M_{crс} = R_{bt,ser} W + N e_y = 0,155 \times 28532 + 52 \times 8,6 = 4869 \text{ кН*см} = 48,69 \text{ кН*м} \geq M_{sh} = 10,5 \text{ кН*м}$ ,

т.е. трещины при действии всех нагрузок не образуются, расчет на раскрытие трещин не требуется.

3. Расчет опоры под котельную по деформациям (второму предельному состоянию) с учетом рекомендаций СП 63.13330.2018 по пособию к СП 63.13330.

Определим угол деформации сдвига  $\gamma_x = 1,2Q_x \phi_b \phi_{crс} / G a^2 =$

$1,2 \times 0,003 \times 1,79 \times 1/0,4 \times 30 \times 10^{-3} \times 0,5 \times 0,5 = 2,133 \times 10^{-6} = 2,13^0$

Определим силу давления на перпендикулярную плоскость вертикальной нагрузки,

$N_x = N_z t g \gamma_x = 52 \times 0,037 = 1,93\text{кН}$ , поперечная сила от ветрового давления  $Q_x = 3 \text{ кН}$ ,

изгибающий момент у оголовка опоры  $M_x = 10,5 \text{ кН*м}$ . Находим, совокупную

равнодействующую вертикальную силу  $N_x + Q_x + M_x = 1,93 + 3 + 10,5 = 15,43 \text{ кН*м} = 1543 \text{ кН*см}$

Кривизну определим по формуле 4,48. коэффициент армирования равен  $\mu = A_s/a^2 = 0.00158 \leq 0.005$ . При продолжительном действии нагрузки коэффициент арматуры равен

$a_{s1} = 560/R_{b,ser} = 560/18,5 = 30,27$ . Из таблицы 4,5 при  $\mu \cdot a_{s1} = 0.00158 \times 30,27 = 0,048$  и

$\mu_f = 0$  находим  $\phi_1 = 0,6$ , а из таблице 4,6 при  $\mu a_{s1} = 0.00158 \times 300/18,5 = 0,026$  и  $\mu_f = \mu_f = 0$

находим соответствующий продолжительному действию нагрузки коэффициент  $\phi_2 = 0,15$ .

Тогда  $(1/r)_{max} = M - \phi_2 a^3 R_{bt,ser} / \phi_1 E_s A_s a_0^2 = 1543 - 0,15 \times 125000 \times 0,155 / 0,6 \times 2 \times 10^4 \times 1,975 \times 45^2 =$

$1363,25 / 47992500 = 2,84 \times 10^{-5} \text{ 1/см} = 2,84 \times 10^{-6} \text{ 1/мм}$ .

прогиб определим по формуле (4,36), принимая согласно таблице 4.3  $S = 1/3$

$f = S l^2 (1/r)_{max} = 1/3 \times 1500^2 \times 2,84 \times 10^{-6} = 2,13\text{мм}$

Определим предельно допустимый прогиб по эстетическим требованиям, согласно

СП 20.13330.2016 таблице Д крен фундаментов допускается не учитывать и примем его по пункту 3 для  $h \leq 6\text{м} = h_s/150 = 1500/150 = 10\text{мм} \geq 2,13\text{мм}$  т.е. условие выполняется.