

**ПОВЫШЕНИЕ КАЧЕСТВА ПОДГОТОВКИ СТУДЕНТОВ
СПЕЦИАЛЬНОСТИ ПРОМЫШЛЕННОЕ И
ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО**

(г. Минск, БНТУ — 24.05.2011)

УДК 624. 012

**ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО
СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ВОДОНАПОРНОЙ
БАШНИ**

БОСОВЕЦ Ф.П., ЛОВЫГИН А.Н.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

ЛЕЩЕНКО В.С.

ООО «Белжилище», Минск, Беларусь

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

В соответствии с государственной программой возрождения и развития села в республике Беларусь строятся новые и обустриваются существующие агрогородки. Так в пос. Глыбочка Ушацкого района Витебской области обустривается агрогородок, в котором необходимо восстановить работу ранее существовавшего водопровода. Местная водонапорная башня выведена из эксплуатации более 12 лет тому назад. Для оценки технического состояния башни и использования ее в эксплуатации группа сотрудников кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» при участии ООО «Белжилище» провела ее освидетельствование с выдачей технического заключения.

Обследованию подлежала водонапорная железобетонная башня квадратного поперечного сечения высотой 22 м. Башня расположена на холме на окраине деревни Глыбочка и смонтирована из 18-ти

сборных объемных железобетонных элементов СОГов размерами по наружному обводу в плане 3210×3210 мм и высотой элементов - 1170 мм. В практике строительства сборные железобетонные элементы СОГи, как правило, используются для монтажа силосных банок сборных железобетонных элеваторов, служащих для хранения сыпучих материалов (различного зерна, семечек, муки, комбикормов и др.) Толщина стенок СОГов составляет 100мм. Все сборные железобетонные элементы башни смонтированы друг над другом на цементно-песчаном растворе с толщиной горизонтальных швов 20мм. Связь элементов по высоте башни осуществлена по всем четырем углам с помощью стальных полос сечением 50×16мм. Каждый угол СОГа изнутри приварен к стальной полосе в двух точках, в местах расположения стальных закладных деталей. Стальные детали сечением 120×120×6 мм крепятся к стенкам СОГа с помощью болтов Ø22 мм. Для обеспечения жесткости и устойчивости башни и предотвращения ее от углов закручивания, по высоте башни смонтированы жесткие горизонтальные диафрагмы, выполняющие роль перекрытий. Каждое перекрытие состоит из двух сборных железобетонных плит толщиной 180 мм. Высота этажа в башне в свету состоит из СОГов и равна 3,6 м. Плиты перекрытий размером 3200×1600 мм опираются на три стороны по контуру стен башни. В одной из двух плит перекрытий на каждом этаже предусмотрено квадратное отверстие размером 600×600 мм, служащее лазом. Перемещение между этажами осуществляется с помощью стальных лестниц-стремянков. Всего на водонапорной башне предусмотрено семь перекрытий. На верхнем перекрытии толщиной 300мм установлен стальной бак для воды объемом 30 м³ (диаметр бака 2,5 м, высота Н=6,0 м). В нижней части башни предусмотрен подвал высотой в свету Н=2,35 м. Глубина заложения фундамента башни 2,5 м. Стенки подвала башни выполнены из монолитного железобетона. Фундаментом башни служит монолитная железобетонная плита толщиной 500мм, размером в плане 4000×4000мм. Сборные железобетонные элементы башни по проекту изготовлены из бетона класса С16/20. Внутри в стволе башни проходят на всю высоту две стальные трубы. Одна Ø360 мм служит для заполнения системы водопровода водой, другая Ø114 мм соединяет бак со скважиной и служит для наполнения бака. Для обслуживания башни на первом этаже с северной стороны в наружной стене предусмотрен дверной

проем размером $b \times h = 920 \times 1820$ мм. Такой же проем расположен на шестом этаже, служащий для выхода на балкон. Балкон изготовлен из металлоконструкций. Из балкона стальная лестница-стремянка ведет на стальной бак. Железобетонная водонапорная башня (из опроса технических работников эксплуатировавших водопровод деревни) была смонтирована в 1985 году, последние 12 лет не эксплуатируется. План, разрез башни и конструкция сборного объемного элемента башни СОГа приведена на рис. 1-3.

ДЕФЕКТЫ И ПОВРЕЖДЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ.

Обследуя с наружной и внутренней стороны стенки водонапорной башни, следует отметить, что силовых трещин не обнаружено. Но по всем четырем граням башни четко выделяются желтые и белые пятна от коррозии бетона перекрытий. Почти на каждом сборном железобетонном элементе башни как изнутри так и снаружи просвечивается сквозь защитный слой или вовсе обнажена на небольших локальных участках рабочая арматура (рис. 4). Следует отметить, что каждая стенка СОГа помимо обычной арматуры армирована горизонтальной преднапряженной арматурой \varnothing мм К-7 S1400. На рабочем чертеже СОГа приведено его армирование (рис. 5).

Коррозионному воздействию подвержены закладные детали, болты и полосовая сталь, объединяющая сборные железобетонные элементы. Уровень коррозии составляет 5-7%. Участки сборных железобетонных перекрытий, выступающие за наружные грани стен башни от постоянного увлажнения разморожены (рис. 6). Обнаружена закономерность, что чем выше перекрытие над уровнем земли, тем сильнее размораживание, это свидетельствует еще о более сильном влиянии выветривания бетона на верхних участках башни.

Горизонтальные швы между сборными элементами башни выполнялись на цементно-песчаном растворе толщиной 20 мм, но по результатам обследования на 2-4 этажах они выветрены на 60-70%, а на 5-6 этажах – на 90-95% и где. Сборные железобетонные элементы удерживаются в системе башни только за счет стальных вертикальных связей, размещенных по углам башни.

Железобетонные плиты перекрытий внутри башни в большинстве находятся в удовлетворительном состоянии, опасность вызывает лишь плита между 5-6 этажом, бетон которой расслоился и прочность составляет не более 5 МПа. Все перекрытия замусорены толстым слоем голубиного помета, который растворяясь в атмосферных осадках, создает агрессивную среду для бетона и вызывает его разрушения (рис. 7).

Плиты перекрытий заармированы двумя одинаковыми сетками, расположенные в верхней и нижней зоне плиты и состоящие из арматуры Ø18 мм S240 с шагом 180-200 мм.

Подвал на период обследования на глубину 1,65 м был залит водой, из-за чего обследование состояния конструкций подвальной части было затруднено. Вода в подвале башни накапливается от сбора атмосферных осадков в баке, расположенном на верху башни.

Подвальная часть башни выполнена из монолитного железобетона, но из-за постоянного увлажнения стенок подвала, у них значительно снижены прочность, а рабочая арматура прокорродировала до 30%. Поэтому этот участок башни требует усиления. Усиление стенок следует выполнять после откачки воды и предотвращения дальнейшего его затопления.

При обследовании вертикальности ствола башни с помощью теодолита было выявлено искривление его, примерно, на половине высоты, которое составляло в плоскости «X» 100мм, а в плоскости «Y» 50мм. Причиной чему является дефект монтажа СОГов.

Приборами неразрушающего контроля прочности бетона ОМШ-1 и ОНИКС-2,5 определены прочностные характеристики бетона стенок и перекрытий башни, результаты измерений, которых приведены в таблице 1.

Анализ результатов таблицы 1 показал, что бетон сборных элементов СОГов соответствует бетону по прочности на сжатие классу С10/12, что несколько ниже их проектной прочности.

Далее производится теоретический расчет башни по прочности и устойчивости, с учетом фактической прочности бетона и устранения дефектов.

Таблица 1.

№ п/п	Конструктивный элемент	Показания прибора ОМШ-1										Среднее значение	Кубиковая прочность, МПа
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
1.	Плита верхнего перекрытия	20	22	21	20	16	15	19	17	18	20	18,8	13,2
2.	Плита перекрытия над первым этажом	21	27	22	23	26	27	25	25	23	21	24,0	18,5
3.	СОГ на первом этаже нижний	18	19	19	20	18	16	18	17	18	16	17,9	12,6
4.	СОГ под перекрытием над первым этажом	22	20	21	23	26	4	25	26	25	22	23,4	16,1

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ

Расчет конструкций башни на прочность устойчивость от действия расчетных нагрузок:

а) сбор нагрузок на башню

1. Собственная масса одного СОГа:

$$Q_1 = 38821 \times \gamma_f \times \gamma_n = 38821 \times 1,15 \times 0,95 = 42411 \text{ Н} = 42,411 \text{ кН};$$

2. Нагрузка от междуэтажных перекрытий $t=0,18\text{м}$:

$$Q_2 = 55125 \times \gamma_f \times \gamma_n = 55125 \times 1,15 \times 0,95 = 62842 \text{ Н} = 62,85 \text{ кН};$$

3. Нагрузка от верхнего перекрытия (покрытия) башни $t=0,23\text{м}$:

$$Q_3 = 128000 \times \gamma_f \times \gamma_n = 128 \times 1,2 \times 0,95 = 145920 \text{ Н} = 145,92 \text{ кН};$$

4. Нагрузка от собственной массы стального бака емкостью 30м³ ($\varnothing 2,5\text{м}$; $H=6,0\text{м}$; $t=6\text{мм}$):

$$Q_4 = 266000 \times \gamma_f \times \gamma_n = 266 \times 1,15 \times 0,95 = 290600 \text{ Н} = 290,6 \text{ кН};$$

5. Нагрузка от стальной стремянки из 2 [№18 $l=4,0\text{м}$:

$$Q_5 = 2500 \times \gamma_f \times \gamma_n = 2500 \times 1,15 \times 0,95 = 2731 \text{ Н} = 2,731 \text{ кН};$$

6. Нагрузка от стальных труб $\varnothing 360\text{мм}$ и $\varnothing 114\text{мм}$ и заполнения их водой:

$$Q_6 = 20000 \times \gamma_f \times \gamma_n = 20000 \times 1,15 \times 0,95 = 21850\text{Н} = 21,85\text{кН};$$

$$Q_6 = 500 \times \gamma_f \times \gamma_n = 500 \times 1,15 \times 0,95 = 546\text{Н} = 0,546\text{кН};$$

7. Нагрузка от массы воды объемом 30м^3 :

$$Q_7 = 300000 \times \gamma_f \times \gamma_n = 300000 \times 1,15 \times 0,95 = 327750\text{Н} = 327,75\text{кН};$$

8. Снеговая нагрузка на верху башни:

$$Q_8 = 1200 \times \gamma_f \times \gamma_n = 1200 \times 1,15 \times 0,95 \times 16 = 27360\text{Н} = 27,36\text{кН};$$

9. Нагрузка от стенок подвала $H = 2,35\text{м}$:

$$Q_9 = 2,35 \times 77640 \times \gamma_f \times \gamma_n = 2,35 \times 77640 \times 1,15 \times 0,95 \times 2,35 = 84822\text{Н} = 169,643\text{кН};$$

10. Нагрузка от фундаментной плиты размером $4 \times 4\text{м}$ и толщины $t = 0,5\text{м}$:

$$Q_{10} = 4 \times 4 \times 0,5 \times 25000 \times \gamma_f \times \gamma_n = 16 \times 0,5 \times 25000 \times 1,15 \times 0,95 = 218500\text{Н} = 218,5\text{кН};$$

Общая нагрузка от башни на грунты основания

$$Q = 18Q_1 + 6Q_2 + Q_3 + Q_4 + 8Q_5 + 7Q_6 + 7Q_7 + 6Q_8 + Q_9 + Q_{10} = 18 \times 42,411 + 6 \times 62,85 + 145,92 + 290,6 + 8 \times 2,731 + 7(21,85 + 0,546) + 327,75 + 27,36 + 170 + 218,5 = 2339,25\text{кН} \approx 234\text{тс}.$$

Напряжение под подошвой фундамента при центральной передаче нагрузки на основание

$$\sigma = \frac{Q}{A \varphi} = \frac{234000}{400 \cdot 400} = 1,46$$

б) Определение ветровой нагрузки на водонапорную башню при общей высоте башни $H = 28\text{м}$. Так как башня расположена на холме, возвышающемся над окрестностью (поселком и кустарником), то для расчета ветровой нагрузки принимаем местность типа «А» по СНиП 2.01.07-85.

$$x = \frac{(1,5 - 1,25)}{20} \times 8 + 1,25 = 0,1 + 1,25 = 1,35$$

$$\hat{E}_1 = \frac{0,75 + 1,0}{2} = 0,875; \quad \hat{E}_2 = \frac{1,0 + 1,25}{2} = 1,125;$$

$$\hat{E}_3 = \frac{1,35 + 1,25}{2} = 1,3;$$

Определим эквивалентный коэффициент K – изменения ветровой нагрузки в зависимости от высоты.

$$\dot{I} = \hat{E} \times \frac{28}{2} \times 28$$

$$\dot{I}_1 = 0,75 \times 5 \times \frac{5}{2} = 9,375 \quad ; \quad \dot{I}_2 = 0,875 \times 5 \left(5 + \frac{5}{2}\right) = 32,81$$

$$\dot{I}_3 = 1,125 \times 10 \times 15 = 168,75 \quad ; \quad \dot{I}_4 = 1,3 \times 8 \times 24 = 249,6$$

$$M = M1 + M2 + M3 + M4$$

$$M = 9,375 + 32,81 + 168,75 + 249,6 = 460,53$$

$$460,53 = \hat{E} \times \frac{28}{2} \times 28; \quad \hat{E} = \frac{460,53}{362} = 1,175;$$

Определим активную ветровую нагрузку на башню:

$$\omega_{ak} = \omega_0 \times \hat{E} \times \tilde{N}_1 \times \hat{A} \times \gamma_f = 0,23 \times 1,175 \times 0,8 \times 3,2 \times 1,5 = 1,04 \hat{I} / \dot{I};$$

Пассивная ветровая нагрузка на башню:

$$\omega_{i,an} = \omega_0 \times \hat{E} \times \tilde{N}_2 \times \hat{A} \times \gamma_f = 0,23 \times 1,175 \times 0,6 \times 3,2 \times 1,5 = 0,78 \hat{I} / \dot{I};$$

Определение величины изгибающего момента действующего на башню от ветровой нагрузки:

$$\dot{I}_1 = \frac{(\omega_{ae} + \omega_{i,an}) \times \dot{I}^2}{2} = \frac{(1,04 + 0,78) \times 28^2}{2} = 712,6 \hat{I} \dot{I};$$

Определение величины изгибающего момента действующего на башню за счет ее выгиба на 100 мм:

$$\dot{I}_2 = Q \times e_1 = 2340 \times 0,1 = 234 \hat{I} \dot{I};$$

Суммарный изгибающий момент при невыгодном сочетании:

$$\dot{I} = \dot{I}_1 + \dot{I}_2 = 712,6 + 234 = 946,6 \hat{I} \dot{I} \approx 947 \hat{I} \dot{I};$$

Приведенный эксцентриситет с учетом случайного:

$$\dot{a}_a = \frac{320}{30} = 10,7 \tilde{m}; \quad \dot{a}_n = \frac{\dot{I}}{N} = \frac{947}{2340} = 0,4 \dot{I};$$

$$\dot{a}_0 = \dot{a}_n + \dot{a}_a = 0,4 + 0,107 = 0,507 \dot{I};$$

$$\frac{\dot{a}_0}{h} = \frac{0,507}{3,2} = 0,157 \approx 0,16 \dot{I}; \quad l_0 = \beta \times \dot{I} = 2 \times 22 = 44 \dot{I};$$

$$k_{et} = 1 + 0,5 \frac{Nsdlt}{Nsd} \times \varnothing(\infty, t) = 1 + 0,5 \times 0,8 \times 2 = 1,8 < 2,0;$$

$$l_{ef} f = l_0 \times \sqrt{k_{et}} = 44 \times \sqrt{1,8} = 44 \times 1,34 = 59,0 \dot{I};$$

$$\lambda_h = \frac{l_{eff}}{h} = \frac{59}{3,2} = 18,4; \quad \lambda_i = \frac{l_{eff}}{i} = \frac{59}{1,3} = 45,4;$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{209787306}{12420}} = 130\tilde{m};$$

Условную критическую силу определяем по формуле:

$$\dot{I}_{crit} = \frac{6,4\dot{A}_{cm}}{l_0^2} \left[\frac{I_c}{k_{et}} \left(\frac{0,11}{\delta_e} + 0,1^m \right) + \alpha_{\dot{A}} \times I_s \right];$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,507}{3,2} = 0,158;$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01\alpha \times f_{cd} = 0,5 - 0,01 \times \frac{44}{3,2} - 0,01 \times 1 \times$$

$$\times 5,33 = 0,31;$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{8}{1,5} = 5,33 \dot{I} \ddot{a};$$

$$I_s = \rho \times \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 = 0,005 \left(\frac{320}{2} - 5 \right)^2 = 120\tilde{m}^4;$$

$$I_{\tilde{n}} = \frac{bh^3}{12} - \frac{b_1h_1^3}{12} = \frac{320 \times 320^3}{12} - \frac{300 \times 300^3}{12} = 210 \times 10^6 \tilde{m}^4;$$

$$\alpha_{\dot{A}} = \frac{\dot{A}_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{24000} = 8,3;$$

$$N_{crit} = \frac{6,4 \times 24000}{4400^2} \left[\frac{210 \times 10^6}{1,8} \left(\frac{0,11}{0,31 + 0,1} + 0,1 \right) + 8,3 \times 120 \right] =$$

$$= 36351 \dot{I} \ddot{a};$$

$$\eta_{Ms} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{2340}{36351}} = 1,07;$$

Уточним $e_0 = e_c \times \eta + e_a = 0,43 + 0,107 = 0,537 \dot{I} \ddot{a}$;

Коэффициент ϕ определим по формуле 7.18 (СНБ 5.03.01-02);

$$\varphi = 1,14\left(1 - \frac{2l_{0,tot}}{h_w}\right) - 0,02 \frac{l_0}{h_w} \leq 1 - \frac{2l_{0,tot}}{h_w};$$

$$l_{0,tot} = 0,507 \text{ м}; \quad 1 - \frac{2 \times 0,507}{3,2} = 1 - 0,32 = 0,68$$

$$\varphi = 1,14\left(1 - \frac{2 \times 0,507}{3,2}\right) - 0,02 \times \frac{44}{3,2} = 0,775 - 0,275 = 0,5 \leq 0,68;$$

$$M_{rd} = \alpha \times f_{cd} \times A_c \times \varphi = 1 \times 5,33(100) \times 12400 \times 0,5 = \\ = 3304300 \text{ Нм} = 3304 \text{ кНм} = 330,4 \text{ кНм};$$

$$A_c = 320 \times 10 \times 2 + 300 \times 10 \times 2 = 6400 + 6000 = 12400 \text{ см}^2;$$

$$M_{rd} = 330,4 \text{ кНм} < M_{sd} = 234 \text{ кНм}$$

Прочность обеспечена.

Определение максимальных краевых напряжений в стенах СОВ при внецентренной нагрузке на стены башни:

$$N_{\dot{a}} = \frac{N}{2} \pm \frac{M \times \eta_{Ns}}{c} = \frac{2340}{2} \pm \frac{947 \times 1,07}{3,1} = 1170 \pm 327 \text{ кН};$$

$$N_{\dot{a},\max} = 1497 \text{ кН};$$

$$N_{\dot{a},\min} = 843 \text{ кН}$$

$$\sigma = \frac{1497}{A_n} = \frac{1497 \times 1000}{320 \times 10} = 467,8 \text{ Н/см}^2 = 4,7 \text{ МПа} < f_{cd} = 5,33 \text{ МПа};$$

Наибольшее напряжения в стенах башни не превосходят допустимых значений.

Определение величин краевого напряжения под подошвой фундамента водонапорной башни:

$$P_{\min}^{\max} = \gamma H \dot{o} + \frac{N_{ser}}{A_{\dot{o}}} \pm \frac{\dot{I}_{ser}}{W_{\dot{o}}};$$

$$N_{ser} = \frac{N_{sd}}{1,2} = \frac{2340}{1,2} = 1950 \text{ кН};$$

$$\dot{i}_{ser} = \frac{\dot{i}_{sd}}{1,2} = \frac{997}{1,2} = 790 \hat{e} \dot{i} ;$$

$$\dot{A}_o = 4 \times 4 = 16 \dot{i}^2 ;$$

$$W_o = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{4 \times 4^2}{6} = 10,67 \dot{i}^3 ;$$

$$P_{min} = 17 \times 24 + \frac{1950}{16} + \frac{790}{10,67} = 40,8 + 121,8 + 74 = 236,6 \hat{e} \dot{i} / \dot{i}^2 = 2,37 \hat{e} \dot{a} / \dot{m}^2 ;$$

$$P_{max} = 17 \times 24 + \frac{1950}{16} - \frac{790}{10,67} = 40,8 + 121,8 - 74 = 88,6 \hat{e} \dot{i} / \dot{i}^2 = 0,9 \hat{e} \dot{a} / \dot{m}^2 ;$$

Максимальное краевое давление под подошвой фундамента не превосходит величины допустимости, равной $1,2R_{\dot{a}\dot{o}}$.

$$P_{max} = 2,37 \hat{e} \dot{a} / \dot{m}^2 = 0,237 \dot{i} \dot{i} \dot{a} < 1,2R_{\dot{a}\dot{o}} = 1,2 \times 2 = 2,4 \hat{e} \dot{a} / \dot{m}^2 = 0,24 \dot{i} \dot{i} \dot{a}$$

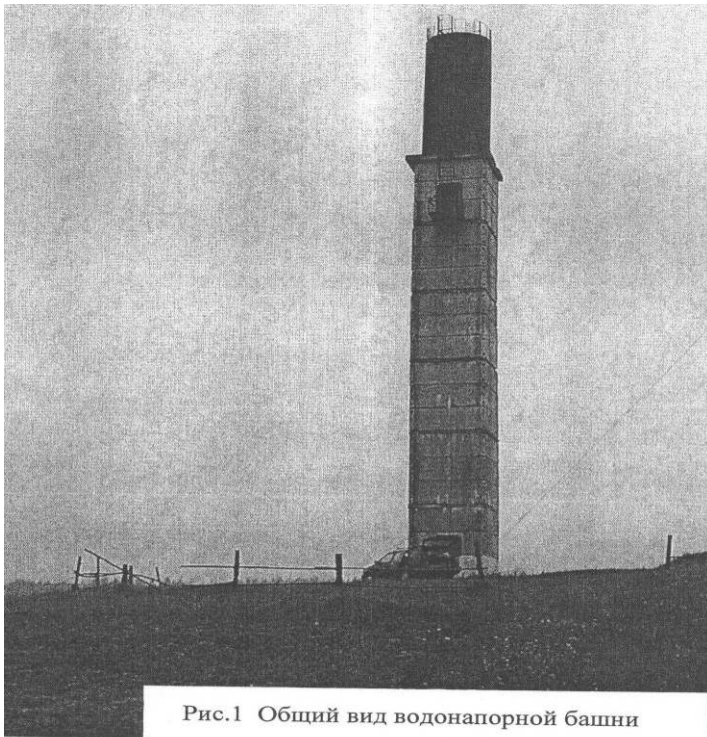


Рис.1 Общий вид водонапорной башни

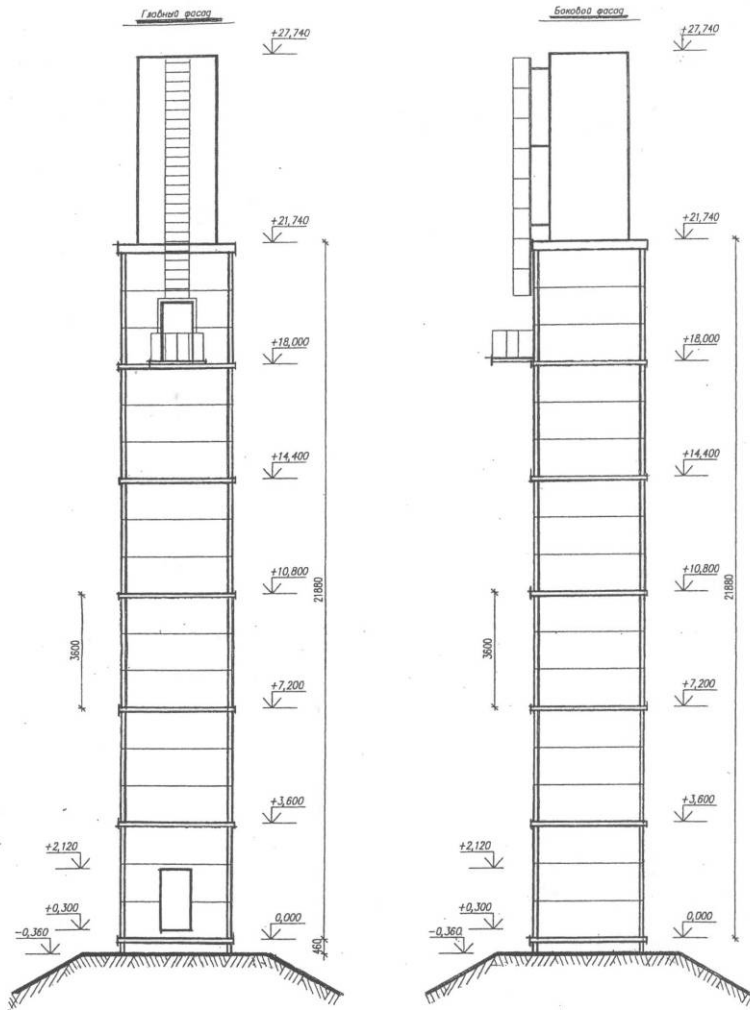


Рис.2 Конструкция водонапорной башни

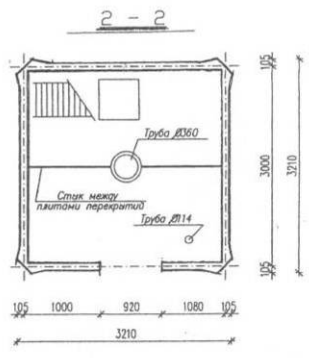
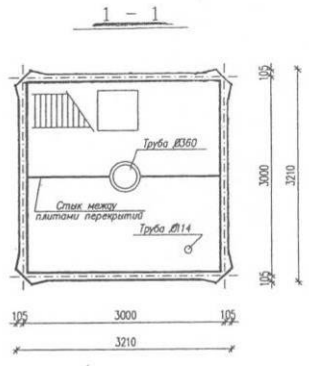
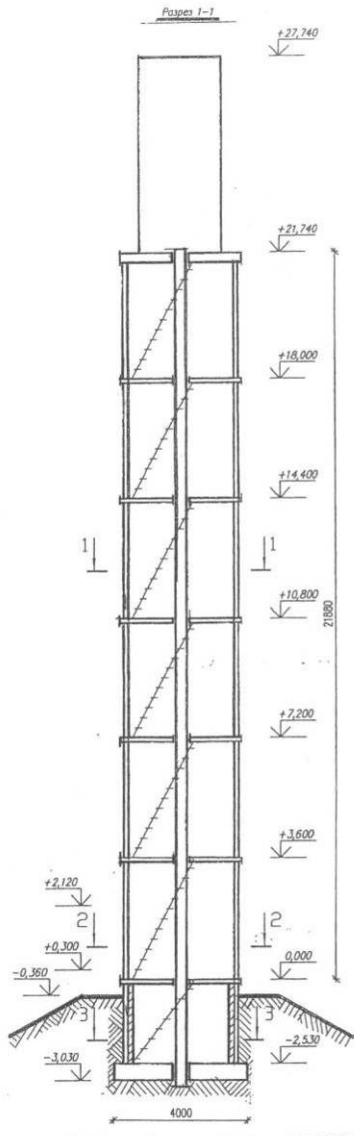


Рис.3 Сечения водонапорной башни

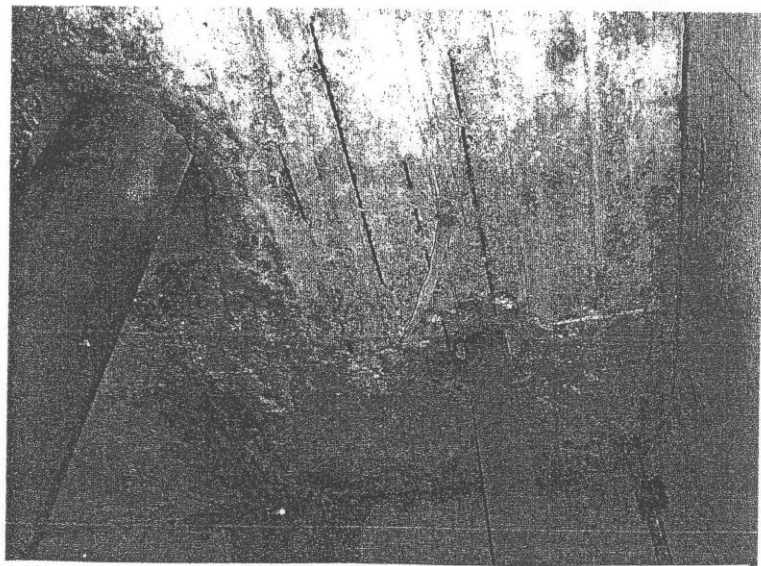
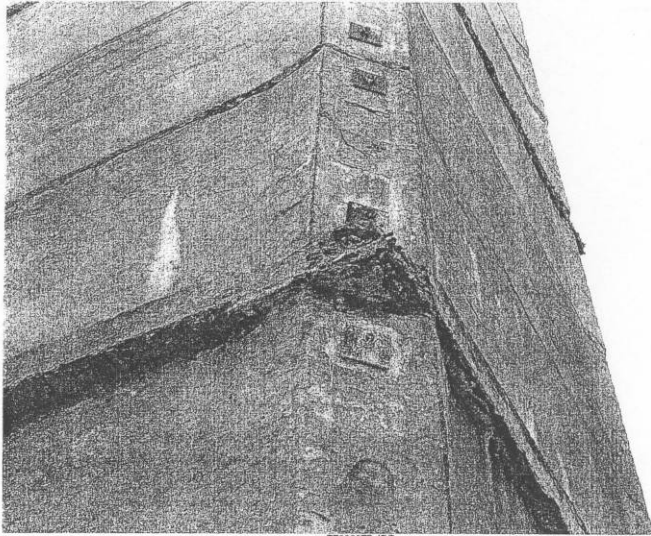


Рис.4 Обнажение рабочей арматуры в плитах перекрытия



F7080077.JPG
08.07.2010

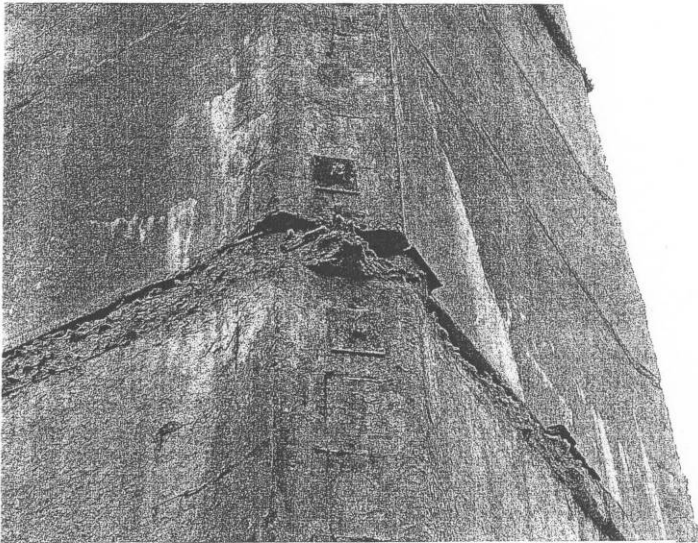


Рис.6 Разрушение выступающих участков перекрытий от разморозения и выветривания

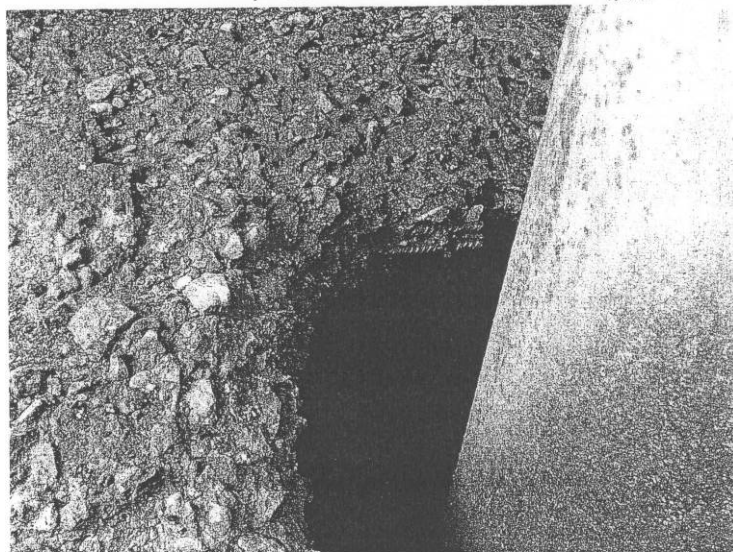
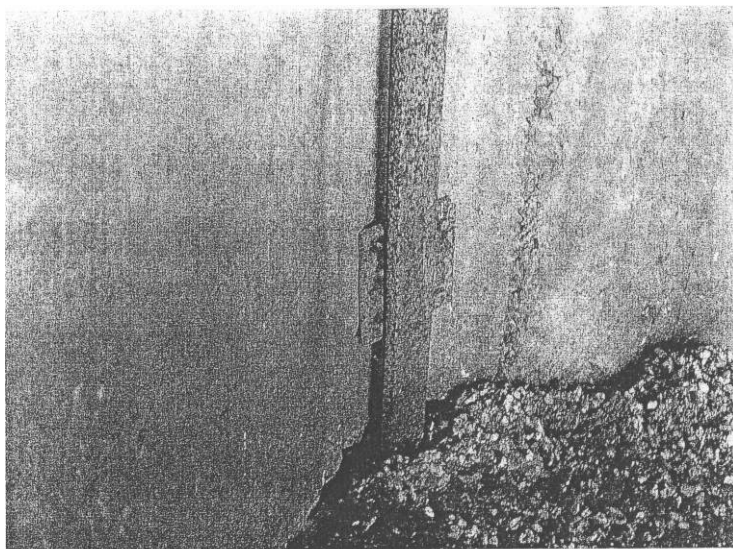


Рис.7 Расслоение бетона плит перекрытия
между 5 и 6 этажами

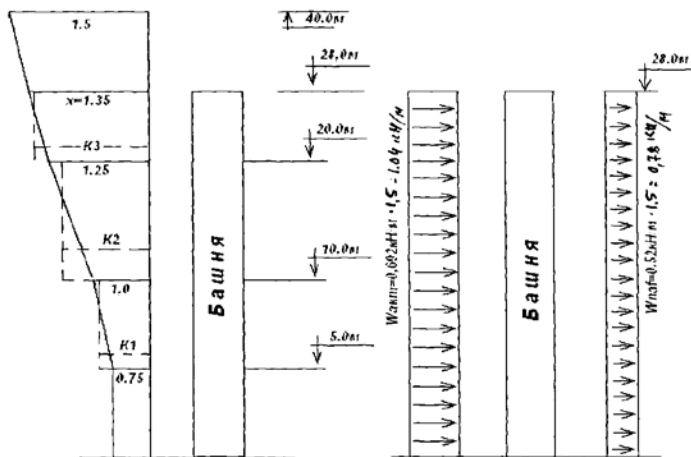


Рис. 8. Схема передачи ветровой нагрузки на водонапорную башню

ВЫВОД

На основании общего обследования всех конструктивных элементов водонапорной башни и детального обследования элементов, имеющих дефекты и повреждения, выполнения поверочных расчетов по прочности и устойчивости башни следует отметить, что состояние башни характеризуется II и III категорией. Это значит, что после проведения ремонтных работ и устранению дефектов и повреждений в башне, ее можно использовать для эксплуатации водопровода в восстанавливаемом агрогородке.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85*
2. Физдель, И.А. Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы их устранения / И.А. Физдель. – М.; Стройиздат, 1987.
3. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02 / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003 – 140 с.
4. Железобетонные конструкции (основы теории расчета и конструирования) / под ред. Т.М. Пецольда и В.В. Тура. – Брест: БГТУ, 2002. – 466 с.