

**Министерство образования и науки РФ**  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего образования  
**«Владимирский государственный университет  
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых»  
(ВлГУ)**

**Кафедра строительных конструкций**

**МИХАИЛ ВИТАЛЬЕВИЧ ГРЯЗНОВ**

**«Оценка технического состояния эксплуатируемых зданий»**

для студентов (магистров) по направлению 08.04.01 «Строительство»  
Методические указания к практическим занятиям на примерах  
поверочных расчетов конструкций

Владимир 2016

## **ОГЛАВЛЕНИЕ**

|                                                                                                                        |           |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>I. Примеры поверочных расчетов несущих конструкций бассейна по результатам технического обследования.....</b>       | <b>4</b>  |
| 1. Поверочный расчёт свайных отдельных и ленточных фундаментов.....                                                    | 4         |
| 2. Поверочный расчёт железобетонной стропильной фермы пролётом 18м.....                                                | 7         |
| 3. Поверочный расчёт железобетонной обвязочной балки покрытия.....                                                     | 11        |
| 4. Поверочный расчёт железобетонной плиты покрытия.....                                                                | 12        |
| 5. Поверочный расчёт колонн каркаса.....                                                                               | 15        |
| <b>II. Примеры поверочных расчетов отдельных конструктивных элементов.....</b>                                         | <b>18</b> |
| 6. Примеры поверочных расчетов недостроенного здания по улице Тихонравова в районе дома №10 г. Владимира.....          | 18        |
| 7. Поверочный расчёт конструкций рекламного щита.....                                                                  | 26        |
| 8. Пример поверочного расчета каркаса подвала корпуса АБК на действие динамической нагрузки от стегальных станков..... | 32        |
| 9. Список литературы.....                                                                                              | 48        |

## I. ПРИМЕРЫ ПОВЕРОЧНЫХ РАСЧЕТОВ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ БАСЕЙНА ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ТЕХНИЧЕСКОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ

### Цель и задачи оценки технического состояния конструкций

Настоящая работа выполнена в соответствии с договором № 3316 / 06 то 01. 03. 06 г. между Владимирским государственным университетом и администрацией Владимирского городского оздоровительного центра и на основании лицензии **Д 442126, регистрационный номер ГС-1-33-02-26-0-3327102091-001496-3** от 16 апреля 2004 г., выдана лицензионной комиссией Госстроя России.

В соответствии с техническим заданием, целью работы являлось обследование фактического технического состояния несущих и ограждающих конструкций бассейна городского оздоровительного центра в г. Владимире. В ходе обследования решались следующие задачи:

- изучение технической и проектной документации;
- детальный осмотр несущих и ограждающих конструкций;
- определение геометрических размеров сечений конструкций и прочности материалов;
- выполнение поверочных несущих конструкций;
- составление заключения по результатам обследования.

При выполнении работы заказчиком была представлена следующая документация:

- технический паспорт на здание, составленный бюро технической инвентаризации г. Владимира;
- типовой проект № 99 –56 / 61 «*Спортивный корпус с двумя залами и бассейном 25х14 м*», разработанный проектным институтом «СОЮЗСПОРТПРОЕКТ» в 1961 г;
- дополнения и изменения в типовой проект, выполненные институтом «ГИПРО-СЕЛЬХОЗСТРОЙ» при привязке проекта к месту строительства.

### Характеристика здания бассейна

Обследуемое помещение бассейна площадью 730 м<sup>2</sup> входит в состав городского оздоровительного центра и сблокировано со спортивным залом при помощи коридора-вставки. Здание спортивного корпуса и бассейна построено в 1968 г. Бассейн находится в эксплуатации 37 лет. Вентиляция помещения бассейна вначале была запроектирована естественной за счет инфильтрации воздуха через оконные проемы и вытяжку через два дефлектора на крыше. Позднее в 1984 году, когда производился ремонт покрытия с заменой плит вентиляция была перепроектирована на принудительную. К 2003 году система вентиляции бассейна пришла в негодность. На момент обследования вентиляция в бассейне заменялась на новую для обеспечения нормального воздухообмена. Окна бассейна выходят на одну сторону, что затрудняет естественную вентиляцию.

Здание бассейна одноэтажное с техническим подпольем под ванной бассейна. Техническое подполье предназначено для обслуживания ванны бассейна. Вход в бассейн осуществляется через спортивный зал и две лестничные клетки коридора-вставки.

Внутреннее пространство бассейна занимает собственно ванна размером 25 х 14 м и трибуны на 50 человек со стороны коридора. Под коридором располагаются вспомогательные помещения (раздевалки, душевые, входные тамбуры и т.п.). Помещение, где располагается ванна бассейна, облицовано керамической глазурованной плиткой на высоту 2,0м. Выше

этой отметки стены облицованы алюминиевыми листами. Вспомогательные помещения разделены перегородками, выполненными из силикатного кирпича и покрытые штукатурным слоем на цементно-песчаном растворе. На высоту 1,8м перегородки душевых и раздевалок облицованы керамической плиткой.

За период эксплуатации бассейна производился ремонт и реконструкция, которые заключались в замене железобетонных плит покрытия и кровли, утеплении и усилении торцевых стен из-за повышенной влажности в помещении, а также в замене систем вентиляции и электроснабжения.

Конструктивная схема здания рамно-связевая с наружными торцевыми несущими кирпичными стенами. Конструктивная схема помещения бассейна решена по каркасному типу. Каркас принят железобетонным. Принятая конструктивная схема вместе с железобетонными фермами, балками и плитами покрытия и перекрытия обеспечивает в целом пространственную жесткость здания. Все конструктивные элементы здания устойчивы.

По действующим нормативным документам здание относится ко 2 классу капитальности со 2 степенью огнестойкости. Нормативный срок службы здания составляет не менее 80 лет. Согласно ВСН-58-88 (р) остаточный срок службы составляет не менее 43 лет.

Фундаменты здания ленточные по рядам свай под стенами и отдельные столбчатые из монолитного железобетона по кустам свай под колоннами каркаса. Стены – кирпичные. Покрытие из сборных железобетонных ребристых плит, уложенных на железобетонные фермы пролетом 18 м над ванной бассейна и на железобетонные балки пролетом 6м над коридором и лестницей. Крыша – бесчердачная – совмещенная, плоская. Кровля рубероидная на битумной мастике.

## **1. ПОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЁТ СВАЙНЫХ ОТДЕЛЬНЫХ И ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ.**

### **1.1. Основание под зданием.**

По инженерно-геологическим изысканиям грунтов основанием под зданием является суглинок мягкопластичный и суглинок пылеватый макропористый консистенции  $I_L = 0,6 \dots 0,82$  с модулями деформации  $E_o = 10$  МПа и  $E_o = 4$  МПа.

Мощность пласта макропористого суглинка составляет 5,5...6,4 м, а затем суглинок-пыль и моренный. Для суглинка моренного  $I_L=0,30$ .

### **1. 2. Фундамент под зданием.**

Сваи в ленточном фундаменте применены сечением 30х30см, длиной 12 м.

Несущая способность сваи по грунту

$$F_d = 0,7(380 \cdot 0,09 + 1,2(0,5 \cdot 2 + 0,8 \cdot 2 + 1 \cdot 2 + 2,5 \cdot 2 + 2,5 \cdot 2 + 2,8 \cdot 2)) = 41,0 \text{ тс}$$

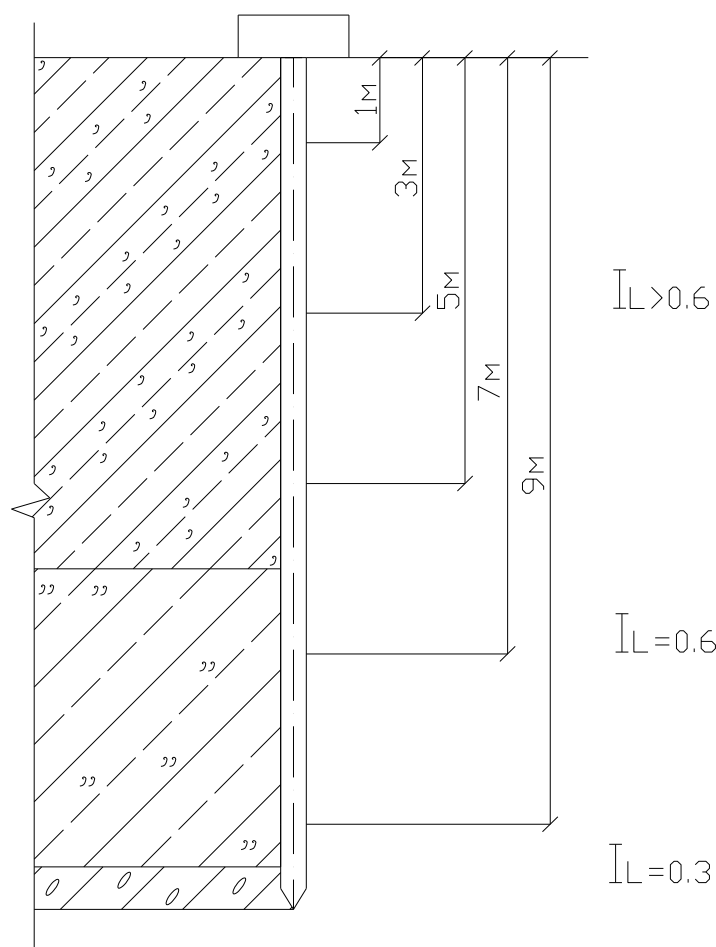
С учётом длительного срока эксплуатации несущая способность сваи увеличилась за уплотнением грунта согласно п. 2.47 СНиП 2.02.01.-83\* в 1,2 раза. Тогда

$$F_d = 41,0 \cdot 1,2 = 49 \text{ тс}$$

Расчётная нагрузка на сваю не должна превышать

$$N_{св} = \frac{49}{1,2} \approx 41 \text{ тс},$$

где 1,2- коэффициент надёжности.



### 1.3. Определение действующих нагрузок.

Нагрузки на покрытие бассейна в расчёте на  $1\text{ м}^2$  перекрываемой площади приведены в табл.1.

Таблица 1

| № п.п                | Вид нагрузки                                                                          | Нормативная<br>кгс/м <sup>2</sup> | Коэффициент<br>надёжности | Расчётная<br>кгс/м <sup>2</sup> |
|----------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------|---------------------------------|
| <b>I. Постоянная</b> |                                                                                       |                                   |                           |                                 |
| 1.                   | Вес кровельного ковра                                                                 | 23,0                              | 1,3                       | 28,0                            |
| 2.                   | Цементная стяжка $\delta=35\text{ мм}$                                                | 62,0                              | 1,3                       | 80,0                            |
| 3.                   | Утеплитель                                                                            | 28,0                              | 1,2                       | 34,0                            |
| 4.                   | Пароизоляция                                                                          | 5,0                               | 1,2                       | 6,0                             |
| 5.                   | Собственный вес ж.б. плит покрытия                                                    | 165,0                             | 1,1                       | 180,0                           |
| 6.                   | Собственный вес стропильных железобетонных ферм                                       | 65,0                              | 1,1                       | 72,0                            |
| 7.                   | Вес подвесных инженерных коммуникаций (вентиляция, электроосвещение и рабочий настил) | 25,0                              | 1,2                       | 30,0                            |
|                      | Итого:                                                                                | 375,0                             | -                         | 430,0                           |

|    |                                                         |       |     |       |
|----|---------------------------------------------------------|-------|-----|-------|
|    | <b>II Временная</b>                                     |       |     |       |
| 8. | Снеговая нагрузка с учётом образования мешков $\mu=1,4$ | 130,0 | 1,4 | 180,0 |
|    | Итого:                                                  | 130,0 | -   | 180,0 |
|    | Всего:                                                  | 505,0 | -   | 610,0 |

Нагрузка от покрытия на 1 п.м. ленты фундамента

$$N_{пок.} = 610 \cdot 6,0 \cdot 1 \cdot \frac{9}{6} = 5500 \text{ кгс} / \text{м}.$$

Собственный вес кирпичной стены с акустическим ограждением и пилястрами

$$N_{ст} = 0,64 \cdot 11 \cdot 0,8 \cdot 1800 + 0,05 \cdot 11 = 9572 \text{ кгс} / \text{м}$$

Нагрузка от веса фундамента и грунта вокруг него

$$N_{\phi} = 0,6 \cdot 2,3 \cdot 2400 + 1,0 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot 2,3 \cdot 1800 = 4700 \text{ кгс} / \text{м}$$

Полная нагрузка на 1 п.м. ленты фундамента

$$\sum N = 5500 + 4700 = 10200 \text{ кгс} / \text{м};$$

$$\sum N = 9572 + 4700 = 14272 \text{ кгс} / \text{м}.$$

Полная нагрузка на отдельные столбчатые фундаменты

$$\sum N = 610 \cdot 6 \cdot 9 + 2,4 \cdot 6 \cdot 1000 + 0,6 \cdot 0,6 \cdot 8 \cdot 2500 = 54600 \text{ кгс}.$$

Фактически действующая нагрузка на сваи под стенами бассейна:

- при шаге свай 1,0м.

$$P_{св} = 14272 \cdot 1 = 14272 = 14,27 \text{ тс};$$

- при шаге свай 1,5м.

$$P_{св} = 10200 \cdot 1,5 = 15300 \approx 15,3 \text{ тс};$$

Запас несущей способности свай под стенами и колоннами бассейна составляет

$$\frac{(41-15)}{41} \cdot 100 = 60\%.$$

**Вывод:** *Свайные ленточные и отдельные фундаменты под стенами и колоннами бассейна загружены практически одинаково. Минимальный резерв прочности свай по грунту составляет 30% и фундаменты могут эксплуатироваться и дальше без ограничений нагрузки.*

## 2. ПОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЁТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ ПРОЛЁТОМ 18М.

### 2.1. Конструкция фермы.

Стропильная железобетонная ферма покрытия бассейна является типовой конструкцией по серии ПК-01-28 выпуск IX. Марка фермы ФАКС 6-18-4. Ферма арочного типа с предварительно напряжённой арматурой. Конструкция фермы приведена в графическом материале (лист 5).

Размеры сечения стержней фермы приняты следующие:

- нижнего 250х200мм;
- верхнего 280х200мм;
- стержней решетки 200х150мм.

### 2.2. Характеристики материалов.

Ферма изготовлена из тяжёлого бетона марки 400 (класса В32,5). Расчётные характеристики бетона:

$$R_b = 148 \text{ кгс/см}^2; R_{bt} = 11,3 \text{ кгс/см}^2; \gamma_{b2} = 0,9.$$

Нижний пояс фермы армирован предварительно напряженной арматурой класса АIII<sub>в</sub>.

В растянутой зоне установлено 4 Ø22.

Расчётное сопротивление арматуры класса АIII<sub>в</sub>

$$R_s = 4700 \text{ кгс/см}^2.$$

В сжатой зоне установлено 4d20 АIII с расчетным сопротивлением

$$R_s = 3400 \text{ кгс/см}^2.$$

Поперечная арматура выполнена из стержней d10 АIII с

$$R_{sw} = 2250 \text{ кгс/см}^2.$$

Площадь сечения арматуры:

- растянутой  $A_{sp} = 15,2 \text{ см}^2$ ;
- сжатой  $A_s' = 12,56 \text{ см}^2$ ;
- поперечной  $A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$ .

Коэффициент условий работы арматуры  $\gamma_s = 0,95$ .

### 2.3. Определение прочности фермы по нормальным сечениям.

Нагрузки, действующие на ферму в расчете на 1 м<sup>2</sup> по данным обследования, составляют:

| № п.п                | Вид нагрузки            | Нормативная кгс/м <sup>2</sup> | Коэффициент надёжности | Расчётная кгс/м <sup>2</sup> |
|----------------------|-------------------------|--------------------------------|------------------------|------------------------------|
| <b>I. Постоянная</b> |                         |                                |                        |                              |
| 1.                   | Вес кровельного ковра   | 23,0                           | 1,3                    | 28,0                         |
| 2.                   | Цементная стяжка δ=35мм | 62,0                           | 1,3                    | 80,0                         |

|                     |                                                                                       |       |     |       |
|---------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|-------|-----|-------|
| 3.                  | Утеплитель                                                                            | 28,0  | 1,2 | 34,0  |
| 4.                  | Пароизоляция                                                                          | 5,0   | 1,2 | 6,0   |
| 5.                  | Собственный вес ж.б. плит покрытия                                                    | 165,0 | 1,1 | 180,0 |
| 6.                  | Собственный вес стропильных железобетонных ферм                                       | 65,0  | 1,1 | 72,0  |
| 7.                  | Вес подвесных инженерных коммуникаций (вентиляция, электроосвещение и рабочий настил) | 25,0  | 1,2 | 30,0  |
|                     | Итого:                                                                                | 375,0 | -   | 430,0 |
| <b>II Временная</b> |                                                                                       |       |     |       |
| 8.                  | Снеговая нагрузка с учётом образования мешков $\mu=1,4$                               | 130,0 | 1,4 | 180,0 |
|                     | Итого:                                                                                | 130,0 | -   | 180,0 |
|                     | Всего:                                                                                | 505,0 | -   | 610,0 |

Нагрузки на ферму от плит покрытия

- нормативная  $P^H = 505 \cdot 3 \cdot 6 = 9090 \text{ кгс}$ ;
- расчётная  $P = 610 \cdot 3 \cdot 6 = 10980 \text{ кгс}$ .

Усилия в стержнях фермы от действующих нагрузок вычислены на программном комплексе «ЛИРА 9.2». Результаты расчета представлены далее по тексту.

### ***Проверка прочности нижнего пояса***

В соответствии с расчетом максимальное усилие, действующее в нижнем поясе составляет

$$N = 61,63 \text{ тс} = 61630 \text{ кгс}.$$

Требуемое количество предварительно напряженной арматуры в нижнем поясе для восприятия, действующего усилия

$$A_{sp} = 61630 / 4700 = 13 \text{ см}^2.$$

Фактически в нижнем поясе установлено 4 Ø22 АIII<sub>в</sub> с

$$A_s = 15,2 \text{ см}^2.$$

Несущая способность нижнего пояса при фактическом армировании с учетом коэффициента  $\gamma_{s6}=1,05$

$$N_{сеч} = 15,2 \times 4700 \times 1,05 = 75000 \text{ кгс}.$$

Резерв прочности сечений нижнего пояса

$$(75000 - 61630) \times 100 / 61630 = 22\%.$$

**Вывод:** Прочность нормальных сечений нижнего пояса фермы обеспечивается с запасом до 22%. Величина дополнительной нагрузки не должна превышать 100 кгс/м<sup>2</sup>.

### **Проверка прочности верхнего пояса**

Верхний пояс является внецентренно нагруженным элементом. В соответствии со статическим расчетом в верхнем поясе фермы действуют расчетные усилия

$$N = 63,82 \text{ тс}; \quad M = 2,54 \text{ тс м.}$$

Сечение пояса 200х280 мм.

Защитные слои бетона  $a = a^1 = 35 \text{ мм.}$

Расчетная длина верхнего пояса

$$l = 6,4 \cdot 0,9 = 5,76 = 576 \text{ см.}$$

Радиус инерции сечения пояса

$$i = 8,1 \text{ см.}$$

Гибкость верхнего пояса

$$\lambda = 576 / 8,1 = 72 > 14.$$

Необходимо учитывать коэффициент продольного изгиба элемента

$$\eta = 1 / 1 - (63,82 / 130,8) = 2,0.$$

Начальный эксцентриситет приложения продольной силы

$$e_o = 2,54 / 63,82 = 0,04 \text{ м} = 4 \text{ см.}$$

Расчетный эксцентриситет приложения продольной силы

$$e = 2 \times 2 + 15 - 3 = 20 \text{ см.}$$

Требуемое количество арматуры в сечении

$$A_s = A_s^1 = 63820 (20 - 25 + 63820 / 2 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 20) / 3400 (25 - 3,5) = 5,25 \text{ см}^2.$$

Фактически установлено 4 Ø20 АIII с  $A_s = 12,56 \text{ см}^2 > 2 \cdot 4,7 = 9,4 \text{ см}^2$ .

Запас прочности составляет

$$(6,28 - 5,25) 100 / 5,25 = 20\%.$$

**Вывод:** Прочность сечений верхнего пояса ферм обеспечивается с запасом до 20%. Таким образом, железобетонная ферма является равнопрочной конструкцией по верхнему и нижнему поясам..

### **Проверка прочности стержней решетки**

Решетка ферм в виде раскосов испытывает очень незначительные усилия, величины которых составляют

$$N_p = +2,18 \text{ тс}; \quad N_c = -2,18 \text{ тс.}$$

Раскосы имеют следующие размеры сечения

$$150 \times 200 \text{ мм.}$$

Раскосы армированы 4 Ø12 АIII с  $A_s = 4,52 \text{ см}^2$ .

Несущая способность растянутого раскоса

$$N_p = 4,52 \cdot 2500 = 11300 \text{ кгс} > 2180 \text{ кгс.}$$

Несущая способность сжатого раскоса

$$N_p = 0,9 \cdot 0,55(130 \cdot 0,85 \cdot 15 \cdot 20 + 4,52 \cdot 2500) = 22000 \text{ кгс} > 2180 \text{ кгс.}$$

**Вывод.** Прочность растянутых раскосов обеспечивается с 5-ти кратным запасом, а прочность сжатых раскосов обеспечивается с 10-ти кратным запасом. Со стороны решетки ферм препятствий для дальнейшей эксплуатации нет.

### Прочность опорного узла

Длина опорного узла фермы составляет 1,2 м. Напрягаемая арматура выполнена из стержней класса А III<sub>в</sub> диаметром 22 мм.

Минимальная длина анкеровки напрягаемой арматуры по требованиям норм составляет

$$l_{ан} = 35 \cdot d_s = 35 \cdot 22 = 770 \text{ мм} = 77 \text{ см} < 120 \text{ см.}$$

Следовательно, анкеровка напрягаемой арматуры обеспечена. Нарушений целостности как опорных, так и промежуточных узлов в фермах обследованием не выявлено.

Поперечная арматура в опорном узле выполнена из стержней класса АIII диаметром 10 мм. Шаг поперечных стержней – 100 мм.

Расчетное усилие из условия прочности в наклонном сечении

$$N_X = N - N_{sp} - N_s / \operatorname{ctg} 22^\circ = 58200 - (4700 \cdot 15,2 \cdot 53 / 77) - 3400 \cdot 4,52 / 1,8 < 0.$$

Поперечная арматура по расчету не требуется. Поперечная арматура поставлена по конструктивным требованиям норм и обеспечивает достаточную прочность опорного узла ферм.

**Общий вывод.** Обследованные фермы бассейна обладают достаточной остаточной прочностью по всем конструктивным элементам и могут эксплуатироваться и дальше без существенных ограничений. Однако необходимо обеспечить нормальную влажность в помещении бассейна, так как имеющаяся на момент обследования относительная влажность была близка к 100%. Такая влажность в помещении приводит к набуханию бетона и как следствие к повышенной активной коррозии арматуры. Скорость коррозии при влажности 100% достигает 0,05 мм/год, что значительно выше скорости естественной коррозии арматуры равной 0,01 мм/год. Ускоренная коррозия арматуры приведет к потере сцепления арматуры с бетоном, что является опасным для предварительно напряженных конструкций. Поэтому относительная влажность воздуха в бассейне должна быть не выше 70% и эта влажность обеспечивается системой вентиляции, при скорости движения воздуха в помещении 0,2...0,3 м/сек.

### 3. ПОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ОБВЯЗОЧНОЙ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ

Расчету подвергнута обвязочная балка покрытия пролетом 6,0 м, установленная с шагом 6,0м. Балка изготовлена из бетона класса В15 и армирована ненапрягаемой рабочей арматурой класса А-III. Арматура имеет в начальную стадию коррозии. Глубина коррозии пока не превышает 0,5...1мм, что практически снижает расчетную площадь ее сечения до 10%. Однако, в запас прочности примем значение расчетного сопротивления примем 2500 кгс / см<sup>2</sup> вместо 2850 кгс / см<sup>2</sup> по **СНиП 2.03.01-84\*\* «Бетонные и железобетонные конструкции»**.

Среднее значение фактической прочности бетона балок покрытия составило 210 кгс / см<sup>2</sup>.

Расчетное сопротивление бетона на сжатие

$$R_b = 84 \text{ кгс / см}^2.$$

Высота сечения балки 580 мм.

Рабочая высота сечения балки

$$h_0 = 520 \text{ мм} = 52 \text{ см}.$$

Сечение балки представляет собой прямоугольник со следующими геометрическими характеристиками

$$b \times h = 55 \times 58 \text{ см}.$$

Армирование балки 4 Ø 18 А-III с  $A_s = 15,2 \text{ см}^2$ .

Расчетное сопротивление арматуры

$$R_s = 2500 \text{ кгс / см}^2.$$

Согласно СНиП 2.03.01-84\*\* «Бетонные и железобетонные конструкции», высота сжатой зоны бетона равна

$$X = (R_s \cdot A_s) / b \cdot R_b = (2500 \cdot 15,2 \cdot 0,95) / (84 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 55) = 10,8 \text{ см}.$$

Величина изгибающего момента в пролете плиты, воспринимаемая сечением равна:

- по арматуре

$$M_s = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - x / 2) = 2500 \cdot 15,2 \cdot 0,95(52 - 10,8 / 2) = 1660600 \text{ кгс}\cdot\text{см};$$

- по бетону

$$M_b = R_b \cdot A_b \cdot (h_0 - x / 2) = 84 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 55 (52 - 10,8 / 2) = 1652555 \text{ кгс}\cdot\text{см}.$$

Предельная величина расчетной равномерно распределенной по площади нагрузки с учетом собственного веса балки, плит покрытия и конструкции кровли равна

$$g = 1652555 \cdot 8 / 600^2 \cdot 3 = 1224 \text{ кгс} / \text{м}^2 > 650 \text{ кгс} / \text{м}^2.$$

Следовательно, расчетная полезная нагрузка на покрытие, выполненное из сборных железобетонных прогонов, почти в 2 раза меньше действующей нагрузки.

Согласно СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия», полезной нагрузкой на покрытие бассейна является снеговая нагрузка. Таким образом, несущая способность балок покрытия обеспечена с запасом более 75 %.

***Установленные в бассейне обвязочные балки покрытия пока обладают требуемой прочностью для дальнейшей безопасной эксплуатации. Для дальнейшей эксплуатации необходимо устранить протечки в кровле и очистить поверхность балок от напыления пенопласта.***

#### **4. ПОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЁТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ.**

Плиты покрытия выполнены ребристыми крупноразмерными 6 х 3м. Плиты предварительно напряжённые. Материал плит бетон марки 280(класса В22,5).

Напрягаемая арматура класса А IV Ø 20 мм по одному стержню в каждом ребре. Поперечная арматура выполнена из проволоки Ø4 В1. Шаг поперечных стержней составляет 6...8 см. Защитные слои арматуры:

- продольной  $a = 25...30 \text{ мм};$
- поперечной  $a = 7...10 \text{ мм}.$

Величина защитного слоя недостаточна для поперечной арматуры, в результате чего имеет место разрушение защитного слоя бетона и оголения поперечной арматуры. Поперечная арматура имеет следы активной коррозии и ее площадь уменьшилась в среднем на 20%.

Нарушения сцепления напрягаемой арматуры с бетоном пока не выявлено, но недостаточность защитного слоя бетона необходимо учесть в расчетах. коэффициент снижения прочности плит можно принять  $\gamma = 0,9$ .

#### ***Расчётные характеристики материалов:***

- бетона  $R_b = 120 \text{ кгс} / \text{см}^2; R_{bt} = 8,6 \text{ кгс} / \text{см}^2; \gamma_{b2} = 0,9;$

- арматуры  $R_s = 5100 \text{ кгс} / \text{см}^2 R_{sw} = 2650 \text{ кгс} / \text{см}^2$

Расчетное значение призмочной прочности бетона плит составит

$$R_b = 120 \cdot 0,9 = 108 \text{ кгс} / \text{см}^2$$

Площадь сечения арматуры:

- растянутой  $A_{sp} = 6,28 \text{ см}^2;$
- сжатой  $A_s' = 0,71 \text{ см}^2;$
- поперечной  $A_{sw} = 0,25 \text{ см}^2.$

Высота сечения плиты  $h=30\text{см}$ .

Расчётная ширина сечения плиты:  $b = b'_f = 100\text{см}$ .

Рабочая высота сечения плиты:  $h_0 = 26,0\text{см}$ .

### *Нагрузки, действующие на плиту*

| №<br>п.п             | Вид нагрузки                          | Нормативная<br>кгс/м <sup>2</sup> | Коэффициент<br>надёжности | Расчётная<br>кгс/м <sup>2</sup> |
|----------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------|---------------------------------|
| <b>I. Постоянная</b> |                                       |                                   |                           |                                 |
| 1.                   | Вес кровельного ковра                 | 23,0                              | 1,3                       | 28,0                            |
| 2.                   | Цементная стяжка $\delta=35\text{мм}$ | 62,0                              | 1,3                       | 80,0                            |
| 3.                   | Утеплитель                            | 28,0                              | 1,2                       | 34,0                            |
| 4.                   | Пароизоляция                          | 5,0                               | 1,2                       | 6,0                             |
| 5.                   | Собственный вес ж.б. плит покрытия    | 165,0                             | 1,1                       | 180,0                           |
|                      | Итого:                                | 285,0                             | -                         | 330,0                           |
| <b>II Временная</b>  |                                       |                                   |                           |                                 |
| 8.                   | Снеговая нагрузка с учётом мешков     | 130,0                             | 1,4                       | 180,0                           |
|                      | Всего:                                | 415,0                             | -                         | 510,0                           |

- нормативная  $q^H = 415\text{кгс} / \text{м}^2$ ;

- расчётная  $q = 510\text{кгс} / \text{м}^2$ .

### *Прочность нормальных сечений*

Высота сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{6,28 \cdot 5100}{108 \cdot 0,9 \cdot 100} = 3,0\text{см}$$

Относительная высота сжатой зоны бетона:

$$\xi = 3 / 26 = 0,132.$$

Граничное значение высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_{\rho} = 0,85 - 0,0008 \cdot 108 / 3 = 0,253.$$

Так как граничное значение высоты сжатой зоны больше фактической, то прочность сечения не снижается, дробления бетона сжатой зоны не происходит и, следовательно, расчет можно вести по формулам **СНиП 2.03.01 – 84\*\* «Бетонные и железобетонные конструкции»**.

Коэффициент плеча внутренней пары сил:

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,132 = 0,934$$

Несущая способность плиты в пролёте:

- по арматуре:

$$M_s = 5100 \cdot 6,28 \cdot 0,934 \cdot 26 = 777768 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 7777,7 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

- по бетону

$$M_b = 100 \cdot 3 \cdot 0,934 \cdot 26 \cdot 120 \cdot 0,9 = 786802 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 7868 \text{ кгс} \cdot \text{м}$$

Предельная величина расчётной нагрузки на плиту в пролёте:

$$q = \frac{7777 \cdot 8}{3 \cdot 6^2} = 580 \text{ кгс} / \text{м}^2 > 510 \cdot 0,95 = 485 \text{ кгс} / \text{м}^2.$$

*Прочность нормальных сечений плиты обеспечивается с запасом до 19%.*

### ***Прочность наклонных сечений***

В приопорной зоне продольные рёбра армированы плоским каркасом из стержней Ø4 Вр I с  $A_{sw} = 0,20 \text{ см}^2$ .

Поперечная сила, действующая на опоре:

$$Q = 510 \cdot 3 \cdot 3 = 4600 \text{ кгс}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном плиты:

$$Q_g = 1,5 \cdot 1,0 \cdot 8,3 \cdot 0,9 \cdot 13 \cdot 26 = 3700 \text{ кгс} > 4600 \text{ кгс}.$$

Интенсивность усилий в поперечных стержнях:

$$q_{sw} = \frac{0,20 \cdot 2650}{7} = 75 \text{ кгс} / \text{см}$$

Поперечная, сила воспринимаемая бетоном и арматурой совместно:

$$Q_{bw} = 2 \cdot \sqrt{2 \cdot 8,3 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 13 \cdot 26^2 \cdot 75} = 7070 \text{ кгс} > 4600 \text{ кгс}$$

*Прочность наклонных сечений обеспечена с запасом до 50%.*

Вывод. *Плита обладает достаточной остаточной прочностью для дальнейшей эксплуатации. Величина дополнительной нагрузки на плиту при размещении на крыше новой вентиляции не должна превышать 60 кгс/м<sup>2</sup>.*

## 5. ПОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЁТ КОЛОНН КАРКАСА.

Колонны каркаса бассейна частично выполнены сборными железобетонными, а частично сложены из кирпича и усилены стальной облойкой. Сечение железобетонных колонн составляет 60 х 40 см, а кирпичных столбов 640 х 640 мм.

Усиление столбов произведено стальными уголками 100 х 8 мм и планками из стальной полосы 35 х 5 мм, установленными с шагом 400 мм.

Для определения усилий в колоннах от действия внешних нагрузок выполнен статический расчет рамы.

### *Проверка прочности колонн в виде кирпичных столбов*

Расчетные усилия в колоннах

$$N = 43 \text{ тс}; M = 4,35 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Высота колонны  $H = 10,0 \text{ м}$ .

Расчетная длина колонн

$$l_0 = 1,5 \cdot 10 = 15,0 \text{ м}.$$

Упругая характеристика кладки  $\alpha = 900$ .

Коэффициент продольного изгиба колонн-столбов при гибкости столба

$$\lambda_n = 15 / 0,64 = 23,4 (19,5)$$

$$\varphi = 0,55 (0,66).$$

Коэффициент, учитывающий действие изгибающего момента

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{0,101 \cdot 2}{0,64(0,77)}} = 0,757(0,79).$$

Эксцентриситет приложения продольной силы:

$$e_0 = 4,35 / 43 = 0,101 \text{ м} > 0,45 \cdot 0,32 = 0,144 \text{ м}.$$

Имеет место случай малых эксцентриситетов.

Столбы сложены из кирпича марки 100 на растворе марки 50. Расчетное сопротивление кладки на сжатие с армированием сетками

$$R = 17 \cdot 0,88 = 14 \text{ кгс} / \text{см}^2.$$

Несущая способность кирпичных столбов без усиления

$$N = 0,55 \cdot 0,757 \cdot 15 \cdot 64 \cdot 64 = 29100 \text{ кгс} = 29,1 \text{ тс} < 43 \text{ тс}.$$

Прочность столбов без усиления недостаточна для восприятия действующей нагрузки. Поэтому кирпичные столбы, являющиеся колоннами каркаса, были усилены в процессе строительства.

Несущая способность кирпичных столбов, усиленных стальной обоймой, зависит от ряда параметров, значения которых определены ниже.

Коэффициент длительности действия нагрузки

$$m_{dl} = 1.$$

Коэффициент продольного изгиба столба

$$\varphi = 0,55.$$

Коэффициент влияния изгибающего момента

$$\psi = 1 - \frac{0,101 \cdot 2}{0,64} = 0,7.$$

Коэффициент влияния усиления столба планками

$$\eta = 1 - \frac{0,101 \cdot 4}{0,64} = 0,365.$$

Процент армирования столба планками

$$\mu = \frac{2 \cdot 175 \cdot (64 + 64)}{64 \cdot 64 \cdot 40} \cdot 100 = 0,273.$$

Несущая способность столбов с усилением обоймой

$$N = 1 \cdot 0,55 \cdot 15 \cdot 0,7 \times$$

$$\times \left[ \left( 1 \cdot 15 + 0,375 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,273 \cdot 1900}{1 + 2,5 \cdot 0,273 \cdot 100} \right) \cdot 64 \cdot 64 + 1900 \cdot 0,9 \cdot 62 \right] =$$

$$= 69045 \text{ кгс} = 69 \text{ тс} > 43 \text{ тс}.$$

Прочность усиленных столбов достаточна для восприятия действующих нагрузок. Запас прочности составляет 60 %. Для дальнейшей нормальной эксплуатации препятствий нет.

### **Проверка прочности железобетонных колонн каркаса**

Расчетные усилия в колоннах

$$N = 43 \text{ тс}; M = 4,35 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Высота колонн

$$H = 10,75 \text{ м}.$$

Сечение колонн 40х60 см. Материал колонн – бетон марки 200 с расчетным сопротивлением

$$R_b = 0,9 \cdot 0,9 \cdot 90 = 73 \text{ тс/м}^2.$$

Колонны армированы симметрично 4Ø16АII

$$A = A'_s = 4,02 \text{ см}^2.$$

Расчетное сопротивление арматуры

$$R_s = 370 \text{ тс/м}^2.$$

Расчетная длина колонн

$$l_o = 1,5H = 1,5 \cdot 10,75 = 16,0 \text{ м.}$$

Гибкость колонны

$$\lambda = 1600 / \sqrt{60^2 / 12} = 92,5$$

Условная критическая сила, воспринимаемая колонной

$$N_{кр} = \frac{6,4 \cdot 215000}{1600^2} \left[ \frac{723 \cdot 10^3}{1,67} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,32} + 0,1 \right) + 110 \cdot 10^3 \right] =$$

$$= 143341 \text{ кгс} = 143,341 \text{ тс.}$$

Коэффициент продольного изгиба колонн

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{43}{143}} = 1,43$$

Расчетный эксцентриситет приложения продольной силы

$$e = (4,35/43) \cdot 1,43 + 30 - 3 = 41,5 \text{ см.}$$

Несущая способность железобетонных колонн при

$$x = 43000 / 73 \cdot 40 = 14,72 \text{ см; } \alpha_m = 0,228.$$

$$N \cdot e = 43000 \cdot 41,5 = 1784500 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

$$M_{сеч} = 0,228 \cdot 73 \cdot 40 \cdot 56^2 + 4,02 \cdot 2500 (56 - 4) =$$

$$= 2087823 + 522600 = 2610423 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

$$N \cdot e = 1784500 \text{ кгс} \cdot \text{см} < M_{сеч} = 2610423 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Прочность сечения железобетонных колонн обеспечивается с запасом до 46%. Препятствий для дальнейшей эксплуатации колонн не выявлено.

## II. ПРИМЕРЫ ПОВЕРОЧНЫХ РАСЧЕТОВ ОТДЕЛЬНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

### 6. ПРИМЕРЫ ПОВЕРОЧНЫХ РАСЧЕТОВ НЕДОСТРОЕННОГО ЗДАНИЯ ПО УЛИЦЕ ТИХОНРАВОВА В РАЙОНЕ ДОМА №10.

#### *Цель и причины выполнения работы*

Целью поверочных расчетов по результатам обследования являлось определение фактической несущей способности и эксплуатационной пригодности основных несущих конструкций здания. Причина оценки технического состояния конструкций – планируемое переоборудование здания под административно-офисные помещения на 1-ом и 2-ом этажах с заменой плоской крыши скатной с мансардным этажом. В цокольном этаже сохраняется гараж-стоянка для служебного транспорта офисов.

Объектом оценки являлось двухэтажное кирпичное здание с цокольным этажом незавершенное строительством. Строительная коробка возведена полностью, но отделочные работы и инженерные системы и коммуникации не были выполнены. Кровля выполнена плоской совмещенной из 1-го слоя рубероида и имела протечки.

#### *Методика оценки технического состояния конструкций*

Изучение существующей технической документации, детальный осмотр конструктивных элементов, определение геометрических характеристик сечений конструкций, инструментальная проверка прочности материалов конструкций, выполнение поверочных расчетов, разработка рекомендаций и предложений в случае необходимости.

Поверочные расчеты выполнялись в соответствии с действующими строительными нормами и правилами с учетом реальных прочностных и геометрических характеристик конструкций и полученных дефектов.

### ПОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ

#### **Фундамент под наружную стену**

Расчет фундаментов выполнен с учетом новых нагрузок и устройства скатной крыши с мансардным этажом. При расчете учтены следующие нагрузки:

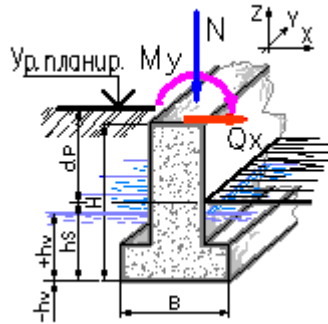
- собственный вес стен и столбов;
- собственный вес плит перекрытия;
- полезные нагрузки на перекрытия 450 кгс/м<sup>2</sup>;
- вес снегового покрова 130 кгс/м<sup>2</sup>.

Расчет произведен с помощью программного комплекса «ФУНДАМЕНТ». Результаты расчета представлены ниже.



Тип фундамента:  
Ленточный на естественном основании

## 1. - Исходные данные:



Тип грунта в основании фундамента:

Пылевато-глинистые, крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем  $0.25 < I < 0.5$

Тип расчёта:

Проверить заданный

Способ расчёта:

Расчёт основания по деформациям

Способ определения характеристик грунта:

По таблицам 1-3 СНиП 2.02.01-83\*

Конструктивная схема здания:

Жёсткая при  $1.5 < (L/H) < 4$

Наличие подвала:

Да

Фундамент под крайнюю стену

Исходные данные для расчёта:

Удельный вес грунта  $1.83 \text{ тс/м}^3$

Удельное сцепление грунта  $2.3 \text{ тс/м}^2$

Угол внутреннего трения  $19^\circ$

Усреднённый коэффициент надёжности по нагрузке 1

Расстояние до уровня грунтовых вод ( $h_v$ )  $-5 \text{ м}$

Ширина фундамента  $1.6 \text{ м}$

Высота грунта выше подошвы фундамента ( $h_s$ )  $0.6 \text{ м}$

Вес  $1 \text{ м}^2$  пола подвала ( $P_p$ )  $0.7 \text{ тс/м}^2$

Глубина подвала ( $d_p$ )  $3 \text{ м}$

Ширина подвала ( $B_p$ )  $6 \text{ м}$

Высота фундамента ( $H$ )  $1.5 \text{ м}$

Нагрузка на отмокту ( $q_v$ )  $0.2 \text{ тс/м}^2$

Расчетные нагрузки на фундамент:

$N = 19.2 \text{ тс/п.м.}$

$M_y = 0 \text{ тс*м/п.м.}$

$Q_x = 0 \text{ тс/п.м.}$

$q = 0 \text{ тс/м}^2$

## 2. - Выводы:



По расчёту по деформациям коэффициент использования  $K = 0.6$

Расчётное сопротивление грунта основания  $30.15 \text{ тс/м}^2$

Максимальное напряжение под подошвой в основном сочетании  $18.21 \text{ тс/м}^2$

Минимальное напряжение под подошвой в основном сочетании  $18.21 \text{ тс/м}^2$

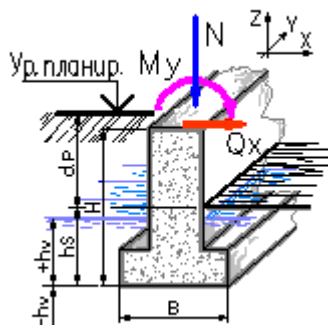
<http://www.klax.tula.ru/~base>  
[e-mail: freiman@klax.tula.ru](mailto:freiman@klax.tula.ru)

## Фундамент под внутреннюю стену

Расчет подземных конструкций  
**Фундамент**  
 for Windows 98/2000/xp

Тип фундамента:  
 Ленточный на естественном основании

### 1. - Исходные данные:



Тип грунта в основании фундамента:

Пылевато-глинистые, крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем  $0.25 < I < 0.5$

Тип расчёта:

Проверить заданный

Способ расчёта:

Расчёт основания по деформациям

Расчёт прочности грунтового основания

Способ определения характеристик грунта:

По таблицам 1-3 СНиП 2.02.01-83\*

Конструктивная схема здания:

Жёсткая при  $1.5 < (L/H) < 4$

Наличие подвала:

Да

Фундамент под среднюю стену

Исходные данные для расчёта:

Удельный вес грунта 1.83 тс/м<sup>3</sup>

Удельное сцепление грунта 2.3 тс/м<sup>2</sup>

Угол внутреннего трения 19 °

Усреднённый коэффициент надёжности по нагрузке 1

Расстояние до уровня грунтовых вод (Hv) -2.3 м

Ширина фундамента 2 м

Высота грунта выше подошвы фундамента (hs) 0.6 м

Вес 1 м<sup>2</sup> пола подвала (Pr) 0.7 тс/м<sup>2</sup>

Глубина подвала (dp) 3 м

Ширина подвала (Br) 6 м

Высота фундамента (H) 1.5 м

Расчетные нагрузки на фундамент:

N=25.5 тс/п.м.

My=0 тс\*м/п.м.

Qx=0 тс/п.м.

q=0 тс/м<sup>2</sup>

## 2. - Выводы:



По расчёту по деформациям коэффициент использования  $K = 0.47$

По расчёту по прочности грунта основания коэффициент использования  $K = 0.35$

Расчётное сопротивление грунта основания 30.54 тс/м<sup>2</sup>

Максимальное напряжение под подошвой в основном сочетании 14.41 тс/м<sup>2</sup>

Минимальное напряжение под подошвой в основном сочетании 14.41 тс/м<sup>2</sup>

Результирующая вертикальная сила 28.81 тс

Сопротивление основания 104.84 тс

<http://www.klax.tula.ru/~base>  
[e-mail: freiman@klax.tula.ru](mailto:freiman@klax.tula.ru)

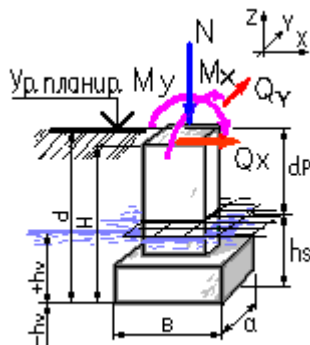
## Фундамент под кирпичные столбы

# Расчет подземных конструкций Фундамент

for Windows 98/2000/xp

Тип фундамента:  
Столбчатый на естественном основании

### 1. - Исходные данные:



Тип грунта в основании фундамента:  
Пылевато-глинистые, крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем  $0.25 < I < 0.5$

Тип расчёта:  
Проверить заданный

Способ расчёта:  
Расчёт основания по деформациям  
Расчёт прочности грунтового основания

Способ определения характеристик грунта:  
По таблицам 1-3 СНиП 2.02.01-83\*

Конструктивная схема здания:  
Гибкая

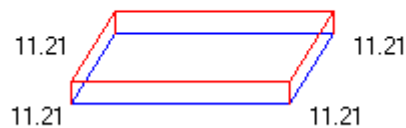
Наличие подвала:  
Да  
Фундамент под среднюю стену

Исходные данные для расчёта:  
Удельный вес грунта  $1.8 \text{ тс/м}^3$   
Удельное сцепление грунта  $2.3 \text{ тс/м}^2$   
Угол внутреннего трения  $19^\circ$   
Усреднённый коэффициент надёжности по нагрузке 1  
Расстояние до уровня грунтовых вод ( $H_v$ )  $-2.3 \text{ м}$   
Размеры подошвы фундамента:  $b = 3 \text{ м}$ ,  $a = 3 \text{ м}$   
Высота грунта выше подошвы фундамента ( $h_s$ )  $0.6 \text{ м}$   
Вес 1 м<sup>2</sup> пола подвала ( $P_p$ )  $0.7 \text{ тс/м}^2$   
Глубина подвала ( $d_p$ )  $3 \text{ м}$   
Ширина подвала ( $B_p$ )  $6 \text{ м}$   
Высота фундамента ( $H$ )  $1.5 \text{ м}$

Расчетные нагрузки на фундамент:

$N=86$  тс  
 $M_y=0$  тс\*м  
 $Q_x=0$  тс  
 $M_x=0$  тс\*м  
 $Q_y=0$  тс  
 $q=0$  тс/м<sup>2</sup>

## 2. - Выводы:



По расчёту по деформациям коэффициент использования  $K = 0.38$

По расчёту по прочности грунта основания коэффициент использования  $K = 0.18$

Расчётное сопротивление грунта основания 29.8 тс/м<sup>2</sup>

Максимальное напряжение под подошвой в основном сочетании 11.21 тс/м<sup>2</sup>

Минимальное напряжение под подошвой в основном сочетании 11.21 тс/м<sup>2</sup>

Результирующая вертикальная сила 100.9 тс

Сопротивление основания 709.77 тс

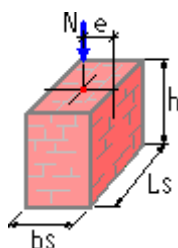
## Поверочный расчет стен и столбов

Поверочный расчет кирпичных стен и столбов произведен на действие расчетных нагрузок в наиболее нагруженных сечениях. Расчеты произведены с использованием программного комплекса «BASE». Результаты расчета представлены ниже.

### Поверочный расчет столбов второго этажа



### Результаты расчёта



Расчёт каменной кладки

## 1. - Исходные данные:

Высота стены (h) 3 м

Условия закрепления: Неподвижные шарнирные опоры

| Характеристика кладки       | Величина          | Ед. измерения |
|-----------------------------|-------------------|---------------|
| Тип камня                   | Кирпич силикатный |               |
| Марка камня по прочности    | M150              |               |
| Марка раствора по прочности | M50               |               |
| Толщина стены (bs)          | 38                |               |
| Длина участка стены (Ls)    | 100               | см            |

Результирующий коэффициент условий работы кладки:

$$- Gkr = 1$$

Расчетная нагрузка на стену:

| Наименование нагрузки                            | Величина | Ед. измерения |
|--------------------------------------------------|----------|---------------|
| - Собственный вес стены (P)                      | 8        | тс            |
| - Внешняя нагрузка на стену (N)                  | 6.6      | тс            |
| - Привязка точки приложения внешней нагрузки (e) | 6        | см            |

## 2. - Выводы:

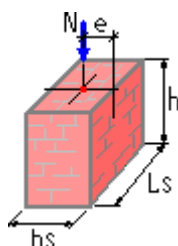
По прочности и устойчивости несущей способности участка стены  
ДОСТАТОЧНО

Допустимая общая нагрузка на стену  $R_{доп} = 49.64 \text{ тс}$  при действующей нагрузке 15тс

## Поверочный расчет столбов первого этажа



## Результаты расчёта



Расчёт каменной кладки

## 1. - Исходные данные:

Высота стены (h) 3 м

Условия закрепления: Неподвижные шарнирные опоры

| Характеристика кладки | Величина          | Ед. измерения |
|-----------------------|-------------------|---------------|
| Тип камня             | Кирпич силикатный |               |

|                             |      |    |
|-----------------------------|------|----|
| Марка камня по прочности    | M150 |    |
| Марка раствора по прочности | M50  |    |
| Толщина стены (bs)          | 38   | см |
| Длина участка стены (Ls)    | 100  | см |

Результирующий коэффициент условий работы кладки:

$$- G_{kr} = 1$$

Расчетная нагрузка на стену:

| Наименование нагрузки                            | Величина | Ед. измерения |
|--------------------------------------------------|----------|---------------|
| - Собственный вес стены (P)                      | 8        | тс            |
| - Внешняя нагрузка на стену (N)                  | 11.6     | тс            |
| - Привязка точки приложения внешней нагрузки (e) | 16       | см            |

2. - Выводы:

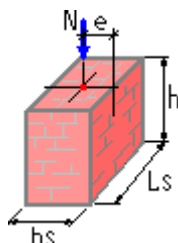
По прочности и устойчивости несущей способности участка стены  
ДОСТАТОЧНО

Допустимая общая нагрузка на стену  $R_{доп} = 59.86 \text{ тс}$  при действующей нагрузке 23 тс

## Поверочный расчет столбов цокольного этажа

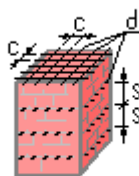


### Результаты расчёта



Расчёт каменной кладки

1. - Исходные данные:



Высота стены (h) 3 м

Условия закрепления: Неподвижные шарнирные опоры

|                       |                   |               |
|-----------------------|-------------------|---------------|
| Характеристика кладки | Величина          | Ед. измерения |
| Тип камня             | Кирпич силикатный |               |

|                             |      |    |
|-----------------------------|------|----|
| Марка камня по прочности    | M150 |    |
| Марка раствора по прочности | M50  |    |
| Толщина стены (bs)          | 38   | см |
| Длина участка стены (Ls)    | 100  | см |

Стена с горизонтальным сетчатым армированием  
Шаг арматурных стержней в сетке (с) 10 см  
Шаг сеток по высоте стены (s) 24 см  
Арматура сеток d6A-I

Результирующий коэффициент условий работы кладки:  
-  $G_{kr} = 1$

Расчетная нагрузка на стену:

| Наименование нагрузки                            | Величина | Ед. измерения |
|--------------------------------------------------|----------|---------------|
| - Собственный вес стены (P)                      | 8        | тс            |
| - Внешняя нагрузка на стену (N)                  | 56       | тс            |
| - Привязка точки приложения внешней нагрузки (e) | 19       | см            |

## 2. - Выводы:

По прочности и устойчивости несущей способности участка стены  
ДОСТАТОЧНО

Допустимая общая нагрузка на стену  $R_{доп} = 91.56$  тс при действующей нагрузке 64тс.

## 7. ПОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ РЕКЛАМНОГО ЩИТА

### Цель и объект оценки технического состояния

Целью обследования являлась оценка фактического состояния конструкции рекламного щита с его фундаментом и составление на основании результатов обследования заключения о пригодности к нормальной дальнейшей эксплуатации. Рекламный щит высотой 7м, установленный на монолитном железобетонном фундаменте мелкого заглубления (см. фото). Общая площадь рекламной вывески 18м<sup>2</sup>.

### Методика оценки

Детальный осмотр фундаментного железобетонного постамент и рекламного щита со стойкой, определение геометрических размеров элементов конструкций рекламного щита, выявление использованных материалов при изготовлении щита, выполнение поверочных расчетов со сравнением их требованиям СНиП и составление заключения по результатам обследования.

Количественные характеристики прочности материалов и дефектов конструкций определены с помощью:

- прочность материалов конструкций - электронно-импульсным измерителем прочности строительных материалов ИПС – МГ4.03;
- размеры конструкций с помощью лазерного дальномера «Leica-Disto» и рулетки.

При оценки технического состояния рекламного щита руководствовались следующей нормативной литературой:

- СП13-102-2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений»;
- СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия»;
- СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений;
- СНиП 2.02.01-83\* «Основания зданий и сооружений»;
- СНиП 2.03.01-84\*\* «Бетонные и железобетонные конструкции»;
- СП 53-102-2004 Проектирование стальных конструкций.

#### **Поверочный расчет фундамента рекламного щита**

Нормативное давление ветра

$$w_0 = 23 \text{ кг/м}^2.$$

Собственный вес конструкции

$$N_{cm} = 0,55 \text{ тс.}$$



Собственный вес фундамента

$$N_{\phi}=2,1 \cdot 2,1 \cdot 0,9 \cdot 2,5 \cdot 1,1=10,92 \text{ тс.}$$

Расчетное сопротивление грунта основания

$$R=15 \text{ тс/м}^2.$$

Максимальная ветровая нагрузка на стелу с учетом порывов ветра до скорости 30м/сек (сосредоточенная сила)

$$F=w_0 \cdot b_{cm} \cdot h_{cm} \cdot k \cdot c \cdot k_p = 0,65 \cdot 23 \cdot 1,4 \cdot 6,0 \cdot 3,0 \cdot 1,3 \cdot 1,2 = 600 \text{ кгс.}$$

Изгибающий момент, возникающий на обресе фундамента при приложении силы в центре щита рекламы

$$M=F \cdot l = 600 \cdot 5,5 = 3300 \text{ кгс} \cdot \text{м} = 3,0 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

Среднее давление в грунте под подошвой фундамента

$$\sigma_{cp} = (N_{cm} + N_{\phi}) / A_{\phi} = (0,55 + 10,92) / 2,1 \cdot 2,1 \cdot 0,95 = 2,75 \text{ тс/м}^2.$$

Определяем давления под подошвой фундамента:

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \sigma_{cp} + M/W = \sigma_{cp} + 6 \cdot M/b \cdot h^2 = 2,75 + 2,0 = \\ &= 4,75 \text{ тс/м}^2 < 1,2 \cdot R_0 = 1,2 \cdot 15 = 18 \text{ тс/м}^2 \quad - \text{условие выполняется.} \end{aligned}$$

$$\sigma_{min} = 2,75 - 2,0 = 0,75 \text{ тс/м}^2 > 0 \quad - \text{условие выполняется.}$$

*Таким образом, поворота фундамента от внецентренного приложения нагрузки не происходит. Грунт под подошвой фундамента не испытывает перегрузок. Следовательно, несущая способность фундамента рекламного щита по грунту обеспечена.*

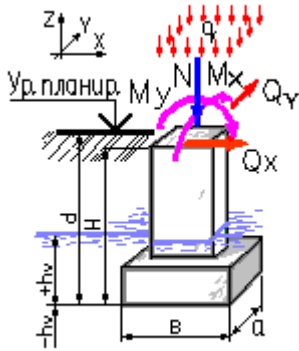
Проверим устойчивость и прочность фундамента машинным счетом для обеспечения достоверности полученных результатов по программе ФУНДАМЕНТ 9.2. Результаты расчета представлены ниже по тексту.



Тип фундамента:

Столбчатый на естественном основании

## 1. - Исходные данные:



Тип грунта в основании фундамента:

Пылевато-глинистые, крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем  $0.25 < I < 0.5$

Тип расчёта:

Проверить заданный

Способ расчёта:

Расчёт основания по деформациям

Способ определения характеристик грунта:

Фиксированное R

Конструктивная схема здания:

Гибкая

Наличие подвала:

Нет

Исходные данные для расчёта:

Расчётное сопротивление грунта основания  $15 \text{ тс/м}^2$

Усреднённый коэффициент надёжности по нагрузке  $0.95$

Размеры подошвы фундамента:  $b = 2.1 \text{ м}$ ,  $a = 2.1 \text{ м}$

Глубина заложения фундамента от уровня планировки (без подвала)  $(d) 0.3 \text{ м}$

Высота фундамента  $(H) 0.9 \text{ м}$

Расчетные нагрузки на фундамент:

$N = 2.35 \text{ тс}$

$M_y = 0 \text{ тс} \cdot \text{м}$

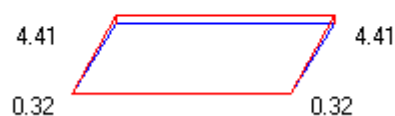
$Q_x = 0 \text{ тс}$

$M_x = 3 \text{ тс} \cdot \text{м}$

$Q_y = 0 \text{ тс}$

$q = 0 \text{ тс/м}^2$

## 2. - Выводы:



По расчёту по деформациям коэффициент использования  $K = 0.27$

|                   |                                                           |                        |
|-------------------|-----------------------------------------------------------|------------------------|
|                   | Расчётное сопротивление грунта основания                  | 15 тс/м <sup>2</sup>   |
| тс/м <sup>2</sup> | Максимальное напряжение под подошвой в основном сочетании | 4.84                   |
|                   | Минимальное напряжение под подошвой в основном сочетании  | 0.75 тс/м <sup>2</sup> |

### Расчет болтов (анкеров) на растяжение

Расстояние между анкерными болтами составляет 0,35м. Болты воспринимают усилие растяжения при сильных порывах ветра. Проверку болтов произведем на действие штормового ветра, со скоростью 30м/сек.

Растягивающие максимальные усилия в анкерных болтах определяются по формуле:

$$P_{\min} = -\frac{N_{\min}}{2} + \frac{M_{\max}}{h_0} = -\frac{275}{2} + \frac{3000}{0,35} = -137 + 8571 = 8434 \text{ кгс}, \text{ где}$$

$N_{\min}$  - продольная сила в стойке от действия только постоянных нагрузок;

$M_{\max}$  - максимальный изгибающий момент при порывах ветра.

Количество анкерных болтов, воспринимающих это усилие составляет 2 штуки.

Усилие, которое может быть воспринято одним болтом:

$$N_p^b = R_p^b \cdot A_{нт}^b = 1500 \cdot 5,19 = 7785 \text{ кгс}, \text{ где}$$

$R_p^b$  -расчетное сопротивление болтов растяжению;

$A_{нт}^b$  -площадь сечения болта, нетто.

Общее усилие, воспринимаемое двумя болтами составляет

$$N = 7785 \times 2 = 15570 \text{ кгс} > 8434 \text{ кгс}.$$

Таким образом, прочность анкерных болтов обеспечена с запасом, более чем в 1,85 раза. Устойчивость рекламного щита при штормовых порывах ветра обеспечена.

### Расчет стойки

Стойка рекламного щита выполнена из стальной трубы диаметром 325мм с толщиной стенки 7мм. Геометрические характеристики сечения трубы:

- момент сопротивления сечения - 545 см<sup>3</sup>;
- момент инерции сечения - 8850 см<sup>4</sup>.

Изгибающий момент в сечении стойки в месте ее сопряжения с фундаментом составляет

$$M = 3000 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Напряжение в металле стойки от ветровой нагрузки

$$\sigma = 3000 \times 100 \times 1,3 / 545 = 716 \text{ кгс/см}^2 < 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверим величину прогиба стойки при различных порывах ветра:

- скорость до 15 м/сек

$$f = 400 \times 550^3 / (3 \times 2,1 \times 10^6 \times 10^4) = 1,05 \text{ см};$$

- скорость до 30 м/сек

$$f = 800 \times 550^3 / (3 \times 2,1 \times 10^6 \times 10^4) = 2,1 \text{ см}.$$

Предельно допустимый прогиб для данной конструкции по СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия» составляет 2,4 см.

**Вывод.** *Стойка рекламного щита обладает достаточной прочностью и жесткостью и пригодна к нормальной эксплуатации.*

### Расчет каркаса рекламного щита

Конструкция каркаса рекламного щита представляет собой двухконсольную балку, жестко прикрепленную к стальной стойке из трубы диаметром 325 мм. Вылет консолей составляет 2,8 м. Нагрузка, действующая на каркас щита, является ветровой.

Величина максимального ветрового напора при скорости ветра не более 30 м/сек будет равна

$$w = 0,65 \cdot 23 \cdot 1,4 \cdot 3 \cdot 1,3 \cdot 1,6 = 130 \text{ кгс/м}.$$

Значение изгибающего момента в месте приварки стального каркаса к стойке рекламного щита

$$M = 130 \cdot 2,8^2 / 2 = 510 \text{ кгс} \cdot \text{м}$$

Требуемый момент сопротивления сечения, воспринимающего этот момент

$$W = 510 \cdot 100 / (2350 \cdot 0,95) = 23 \text{ см}^3.$$

Фактически в сечении установлено 6 уголков 50х4 мм с моментом сопротивления

$$W = 40,0 \text{ см}^3 > 23 \text{ см}^3.$$

Момент сопротивления сварных швов, крепящих каркас к стальной трубе при катете шва 4 мм составляет

$$W = 0,4 \cdot 5,5^2 \cdot 2 \cdot 6 / 6 + 0,4 \cdot 3^2 \cdot 2 \cdot 3 / 6 = 27,8 \text{ см}^3 > 23 \text{ см}^3.$$

Таким образом, каркас рекламного щита из стальных уголков в виде пространственной решетки, приваренный к стойке щита обладает достаточной прочностью, как по металлу, так и по сварным швам при скорости ветра не более 30 м/сек.

## **8. ПРИМЕР ПОВЕРОЧНОГО РАСЧЕТА КАРКАСА ПОДВАЛА КОРПУСА АБК НА ДЕЙСТВИЕ ДИНАМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ ОТ СТЕГАЛЬНЫХ СТАНКОВ**

### **Цель и объект оценки технического состояния**

Целью оценки технического состояния каркаса являлось определение возможности установки стегальных станков на перекрытии подвала существующего производственного корпуса с пригодностью к нормальной дальнейшей эксплуатации. Производственное здание четырехэтажное, трехпролетное с каркасом из сборного железобетона.

### **Методика оценки**

Детальный осмотр всех несущих конструкций, определение геометрических размеров элементов конструкций, выявление прочностных характеристик использованных материалов, выполнение поверочных расчетов со сравнением их требованиям СНиП и с выводами по полученным результатам.

Количественные характеристики прочности материалов и дефектов конструкций определены с помощью:

- прочность материалов конструкций - электронно-импульсным измерителем прочности строительных материалов ИПС – МГ4.03;
- размеры конструкций с помощью лазерного дальномера «Leica-Disto» и рулетки.

При оценки технического состояния рекламного щита руководствовались следующей нормативной литературой:

- СП13-102-2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений»;
- СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия»;
- СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений;
- СНиП 2.02.01-83\* «Основания зданий и сооружений»;
- СНиП 2.03.01-84\*\* «Бетонные и железобетонные конструкции»;
- Инструкция по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки.

### **ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ**

Требуется рассчитать четырехэтажное здание на действие динамических нагрузок от двух стегальных станков, устанавливаемых на перекрытии подвала. План здания с поперечным разрезом представлен на *рис. 1*. Каркас здания смонтирован из сборных железобетонных конструкций и образует поперечные рамы с шарнирными узлами. Рамы состоят из типовых железобетонных колонн и ригелей. В колоннах и ригелях применен бетон марки 300. Арматура из горячекатаных стержней класса А-III.

Колонны надземных этажей имеют сечение 400х400мм, а колонны подвала – сечением 1000х600мм. При этом колонны расположены так, что большая сторона их поперечного сечения параллельна продольной оси здания.

Ригели подвала имеют сечение 600х1200мм.

Стены панельные с остеклением проемов внутри панелей. Гибкие крепления стеновых панелей не препятствуют независимому перемещению каркаса, поэтому жесткость каркаса подсчитывается без учета жесткости стеновых панелей.

На перекрытии первого, второго и третьего этажей, а также на части третьего размещены производственные помещения, для которых временная длительная нагрузка составляет **400 кгс/м<sup>2</sup>**.

План расположения станков на первом этаже представлен на *рис.1*. Крепление станков к полу осуществляется при помощи пневматических виброизоляторов, которые прикручиваются болтами к фундаментам на перекрытии подвала.

Вес одного станка составляет 4800кгс. Число оборотов 300...1500 *об/мин* = (300...1500)/60 = 5...25 *об/сек*. Движение прострачиваемых матрасов на всех станках направлено вдоль здания.

Схема приложения динамической нагрузки от станка к перекрытию показана на *рис.2*. Амплитуда инерционной нагрузки от стегального станка в рабочем режиме составляет

$$R = 50 \times 0,001 \times (1200 \times 3,14 / 30)^2 + 2,5 \times 17^2 = 628 + 722 = 1350 \text{ кгс.}$$

С учетом наличия виброизоляторов амплитуда инерционной нагрузки от стегального станка в рабочем режиме снизится в 5,25...9,3 раза и ее величина составит:

- в вертикальном направлении

$$R_o = 1350 / 7,3 = 195 \text{ кгс;}$$

- в горизонтальном направлении

$$R_o = 722 / 7,3 = 100 \text{ кгс.}$$

Здесь  $R_o = R / (\alpha^2 - 1),$

где  $\alpha = \omega / \rho = (2,5 \dots 3,4).$

Средняя продолжительность работы станка между двумя последовательными пусками 4 часа, и, следовательно, среднее число включений станка в сутки равно 6.

Продолжительность пребывания обслуживающего станки персонала на их рабочих местах – вся рабочая смена.

Технологические требования по ограничению амплитуд перемещений конструкций предъявляются по действующим санитарно-гигиеническим нормативам.

#### ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК ОТ СТЕГАЛЬНЫХ СТАНКОВ

По характеру динамического воздействия данный стегальный станок относится к 1-му типу (табл.5 Инструкции), по характерной продолжительности динамической нагрузки – к 1-ой группе (табл.6 Инструкции), а по динамичности к III-ей категории (табл.8 Инструкции).

Поскольку центры жесткости и масс всех этажей лежат на одной и той же вертикальной оси, являющейся осью симметрии здания, то поступательные и вращательные колебания будем рассматривать отдельно. Считаем, что при поступательных колебаниях наиболее неблагоприятным будет случай, когда инерционные силы от всех станков находятся в одной фазе, а при вращательных – случай, когда инерционные силы находятся в противофазе.

В соответствии с п.5.1 Инструкции для наиболее неблагоприятного случая при поступательных колебаниях определяем амплитудное значение равнодействующих нормативных динамических сил.

При среднем числе включений в сутки каждого станка 6 и числе машин 2 по графику, приведенному на рис.1 Инструкции, определяем коэффициент синфазности  $\lambda = 1$ . Амплитуда равнодействующей динамической нагрузки, приложенной к перекрытию, будет равна:

- в вертикальной плоскости

$$R = 195 \times 1,0 \times 2 = 390 \text{ кгс};$$

- в горизонтальной плоскости

$$R = 100 \times 1,0 \times 2 = 200 \text{ кгс}.$$

На одну раму это составит:

- в вертикальной плоскости

$$R = 390 \times 1,3 / 3 = 170 \text{ кгс};$$

- в горизонтальной плоскости

$$R = 200 \times 1,3 / 3 = 85 \text{ кгс}$$

Затем для наиболее неблагоприятного случая при вращательных колебаниях определим амплитудное значение нормативного динамического момента, приложенного в уровне перекрытия

$$M = 8 \times 0,86 \times 95 \times (3 + 9 + 15) = 17647 \text{ кгс м} = 17,6 \text{ тс м}.$$

Круговая частота вынужденных колебаний

$$\omega = 2 \times 3,14 \times (5 \dots 25) = 31,4 \dots 157 \text{ рад/сек}.$$

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМОЙ АМПЛИТУДЫ КОЛЕБАНИЙ КОНСТРУКЦИЙ

*По санитарным нормам*

В соответствии с табл. 10 Инструкции для средней частоты 17 *гц* допускаемая амплитуда колебаний равняется  $a_o = 0,03 \text{ мм}$ .

*По технологическим требованиям*

В соответствии с примечанием к табл.11 Инструкции по табл. 12 устанавливаем, что строчный станок относится к III-му классу по чувствительности к колебаниям.

По табл. 11 Инструкции для найденного класса и частоты 20 *гц* устанавливаем величину допускаемой амплитуды ускорения  $\dot{\omega}_o = 300 \text{ мм/сек}^2$ .

Тогда допускаемая технологическими требованиями амплитуда перемещений составит

$$a_o = 300 \times 1,16 / (4 \times 9,86 \times 289) = 0,03 \text{ мм}.$$

## ПРИБЛИЖЕННЫЙ РАСЧЕТ ПЕРЕКРЫТИЯ НА ВЕРТИКАЛЬНЫЕ КОЛЕБАНИЯ

Определим частоты собственных колебаний перекрытия отдельно для ригеля и плит. Расчетные схемы перекрытия для определения частот собственных колебаний приняты для ригеля – балка, защемленная с двух сторон, и для плиты – защемленная балка.

Частоты собственных колебаний для ригеля составит:

- для первой группы  $p_1 = 0,621 \times 343 = 213,1 \text{ рад/сек};$

- для второй группы  $p_2 = 1,71 \times 343 = 588 \text{ рад/сек};$

Частоты собственных колебаний для плит составит:

- для первой группы  $p_{01} = 0,621 \times 316 = 196 \text{ рад/сек};$

- для второй группы  $p_{02} = 1,71 \times 316 = 540 \text{ рад/сек}.$

Нас интересуют высшие и низшие частоты для каждой групп, ограничивающие зону сгущения частот для каждого элемента. В результате получим всего 4 частоты собственных колебаний ригелей и плит.

Частоты колебаний ригеля с учетом величины возможной погрешности 0,3, принятой по табл.15 Инструкции.

$$p_1^I = 0,7 \times 213,1 = 149 \text{ рад/сек};$$

$$p_1^{II} = 1,3 \times 213,1 = 277 \text{ рад/сек};$$

$$p_2^I = 0,7 \times 588 = 412 \text{ рад/сек};$$

$$p_2^{II} = 1,3 \times 588 = 764 \text{ рад/сек}.$$

Частоты колебаний плиты с учетом величины возможной погрешности 0,3, принятой по табл.15 Инструкции.

$$p_1^I = 0,7 \times 196 = 137 \text{ рад/сек};$$

$$p_1^{II} = 1,3 \times 196 = 255 \text{ рад/сек};$$

$$p_2^I = 0,7 \times 540 = 378 \text{ рад/сек};$$

$$p_2^{II} = 1,3 \times 540 = 702 \text{ рад/сек}.$$

Таким образом, частота вынужденных колебаний для ригеля  $\omega = 106,7 \text{ рад/сек}$  не совпадает с первой частотой собственных колебаний, т. е. резонансного случая не возникает.

### **1. Внешние динамические усилия, вызывающие вертикальные колебания перекрытия**

Возникающая при работе стегального станка горизонтальная сила действует вдоль ригелей и создает момент, который можно считать приложенным сосредоточенно. Плечо силы для станка составляет 1,15м и его необходимо увеличить на расстояние до нейтральной оси 0,45м.

Тогда плечо будет равно

$$h = 1,15 + 0,45 = 1,6 \text{ м}.$$

Следовательно, момент составит

$$M = 0,5 \times 0,1 \times 1,6 = 0,08 \text{ тс м}.$$

Моменты, развиваемые стегальными станками, создают при невыгодном сочетании фаз действующую на ригель сосредоточенную силу, определяемую как реакцию опоры

$$P = 0,08 \times 4 / 5,55 = 0,058 \text{ тс}.$$

Из плана рассмотрения станков видно, что момент, развиваемый станком, воспринимается монолитной плитой перекрытия. Тогда на плиту будет действовать сосредоточенный момент

$$m = M = 0,08 \text{ тс м}.$$

Невыгодная схема действия этих моментов на плиты соответствует плану расположения станков.

## 2. Определение амплитуд вынужденных колебаний

Так как вынужденные и собственные частоты колебаний совпадают, то амплитуды колебаний удваивается.

Амплитуда колебаний

$$z_o = z_1 \beta_1.$$

$$\beta_1 = 1 / ((1-200/400)^2 + 0,1^2)^{0,5} = 1,4$$

Величина  $z_1$  равна наибольшему прогибу ригеля при статическом действии сил на ригель. Мы допустим небольшую ошибку, если заменим неразрезной ригель однопролетной балкой заземленной по концам.

В этом случае будем иметь

$$z_1 = 2 \times 0,058 \times 6^3 \times 0,7 / (48,7 \times 55000) = 6,8 \times 10^{-6} \text{ м} = 0,0068 \text{ мм}.$$

Амплитуда колебаний ригеля будет равна

$$z_o = 0,0068 \times 1,4 = 0,0095 \text{ мм} < 0,03 \text{ мм}$$

Для плиты перекрытия величина наибольшего прогиба составит

$$z_1 = 2 \times 0,06 \times 6^3 \times 0,89 / (48,7 \times 55000) = 8,6 \times 10^{-6} \text{ м} = 0,0086 \text{ мм}.$$

Амплитуда колебаний плит с учетом перемещений ее опор (ригеля рамы) будет равна

$$z_o = 0,0086 + 0,0095 = 0,0181 \text{ мм} < 0,03 \text{ мм}.$$

Жесткость перекрытия подвала достаточна для восприятия динамических нагрузок.

Проверим достаточность жесткости перекрытия подвала с учетом каркаса и фундамента по специальной программе расчета на динамические нагрузки «ФУНДАМЕНТ». Результаты представлены ниже. Расчет выполнен для 5-ти частот кругового вращения, которые и предусмотрены в режимах работы станка.

### Расчет фундамента в процессе работы станков на частоте 5 Гц (300 об/мин)



Тип расчёта:

Фундаменты машин с периодическими динамическими нагрузками

#### 1. - Исходные данные:



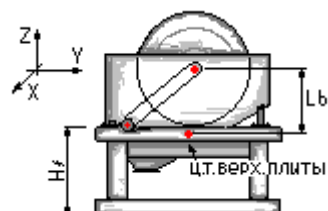
Скорость вращения 300 об/мин

Нагрузки на фундамент:

Горизонтальная составляющая возмущающих сил машины ( $F_h$ ) 0.17 тс

Возмущающий момент ( $M$ ) 0.08 тс\*м

## 2. - Выводы:



По расчету по деформациям основания размеры подошвы  
ДОСТАТОЧНЫ для заданной нагрузки

Напряжение под подошвой фундамента  $R = 4.15$  тс/м<sup>2</sup>

Расчетное сопротивление грунта основания (для динамической  
нагрузки)  $R = 27.79$  тс/м<sup>2</sup>

Амплитуда горизонтально-вращательных колебаний верхней  
плиты относительно вертикальной оси  $a_{hp} = 0.02$  мм

Амплитуда горизонтальных колебаний верхней плиты  $a_{xi} = 0.02$  мм

Амплитуда (угол поворота) вращательных колебаний верхней плиты отно-  
сительно вертикальной оси  $\alpha_{ps} = 0^\circ$ .

Угловая частота горизонтальных колебаний фундамента

$\omega_{ax} = 42.78$  с<sup>-1</sup>

Угловая частота вращательных колебаний фундамента

относительно вертикальной оси  $\omega_{ar} = 101.12$  с<sup>-1</sup>

### ВНИМАНИЕ!

Расчет амплитуд колебаний выполнен для установок,  
эксцентриситет которых не превышает:

для грунтов  $R < 1.5$  кг/см<sup>2</sup> - 3%,

для грунтов  $R > 1.5$  кг/см<sup>2</sup> - 5% стороны подошвы.

**ВЫВОД.** Принятая конструкция фундамента в процессе работы станков на частоте 5 Гц обеспечивает санитарно-гигиенические и технологические требования по динамической вибрации ( $0.02\text{мм} < 0.03\text{мм}$ ) с учетом использования пневмоподушек.

## Расчет фундамента в процессе работы станков на частоте 10 Гц (600 об/мин)

Расчет подземных конструкций

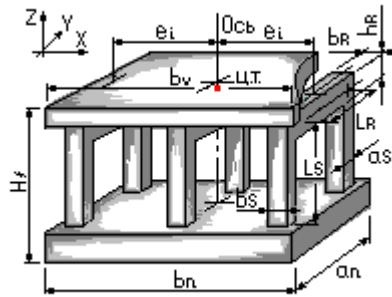
# Фундамент

for Windows 98/2000/xp

Тип расчёта:

Фундаменты машин с периодическими динамическими нагрузками

## 1. - Исходные данные:



Способ расчёта:

Расчёт по деформациям

Расчёт амплитуды колебаний

Тип грунта:

Глины

Конструкция:

Рамная

Тип рамы:

Монолитная рама

Тип машины:

С вращающимися частями

Направление колебаний - в плоскости  $YoZ$

Исходные данные для расчёта:

Угол внутреннего трения ( $\phi$ )  $16^\circ$

Удельный вес грунта ( $G$ )  $1.9 \text{ тс/м}^3$

Удельное сцепление грунта ( $C$ )  $2.3 \text{ тс/м}^2$

Модуль деформации ( $E$ )  $4000 \text{ тс/м}^2$

Глубина заложения фундамента ( $d$ )  $4.0 \text{ м}$

Масса машины ( $m$ )  $4.5 \text{ тс}$

Скорость вращения  $600 \text{ об/мин}$

Число поперечных рам  $3$

Расстояние от плоскости рам до ц.т. верхней плиты ( $ei$ ):

$e1 = 5 \text{ м}$

$e2 = 1 \text{ м}$

$e3 = 7 \text{ м}$

Ригели рам:

$hr = 1.2 \text{ м}$

$br = 0.8 \text{ м}$

$Lr = 6 \text{ м}$

Стойки рам:

$as = 0.5 \text{ м}$

$bs = 1 \text{ м}$

$Ls = 2.5 \text{ м}$

Нижняя плита:

$an = 7 \text{ м}$

$bn = 7 \text{ м}$

$mn = 64 \text{ тс}$

Верхняя плита:

$bv = 6.5 \text{ м}$

$mv = 73 \text{ тс}$

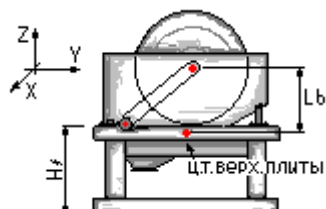
Полная высота фундамента ( $Hf$ )  $4.3 \text{ м}$

Расстояние от ц.т. верхней плиты до оси подшипника ( $L_b$ ) 1.2 м  
Скорость вращения 600 об/мин

Нагрузки на фундамент:

Горизонтальная составляющая возмущающих сил машины ( $F_h$ ) 0.17 тс  
Возмущающий момент ( $M$ ) 0.08 тс\*м

## 2. - Выводы:



По расчету по деформациям основания размеры подошвы  
ДОСТАТОЧНЫ для заданной нагрузки  
Напряжение под подошвой фундамента  $P = 4.15$  тс/м<sup>2</sup>  
Расчетное сопротивление грунта основания (для динамической  
нагрузки)  $R = 27.79$  тс/м<sup>2</sup>

Амплитуда горизонтально-вращательных колебаний верхней плиты  
относительно вертикальной оси  $a_{hp} = 0.01$  мм  
Амплитуда горизонтальных колебаний верхней плиты  $a_{xi} = 0.01$  мм  
Амплитуда (угол поворота) вращательных колебаний верхней плиты отно-  
сительно вертикальной оси  $a_{ps} = 0^\circ$ .  
Угловая частота горизонтальных колебаний фундамента  
 $\omega_{ax} = 41.85$  с<sup>-1</sup>  
Угловая частота вращательных колебаний фундамента относительно вер-  
тикальной оси  $\omega_{ap} = 97.73$  с<sup>-1</sup>

### ВНИМАНИЕ!

Расчет амплитуд колебаний выполнен для установок,  
эксцентриситет которых не превышает:  
для грунтов  $R < 1.5$  кг/см<sup>2</sup> - 3%,  
для грунтов  $R > 1.5$  кг/см<sup>2</sup> - 5% стороны подошвы.

**ВЫВОД.** Принятая конструкция фундамента в процессе работы станков на частоте 10 Гц обеспечивает санитарно-гигиенические и технологические требования по динамической вибрации ( $0,01\text{мм} < 0,03\text{мм}$ ) с учетом использования пневмоподушек.

### Расчет фундамента в процессе работы на частоте 15 Гц (900 об/мин)

Расчет подземных конструкций

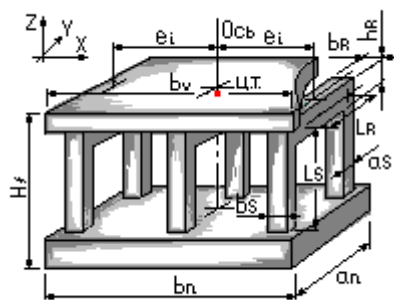
# Фундамент

for Windows 98/2000/xp

Тип расчёта:

Фундаменты машин с периодическими динамическими нагрузками

## 1. - Исходные данные:



Способ расчёта:

Расчёт по деформациям

Расчёт амплитуды колебаний

Тип грунта:

Глины

Конструкция:

Рамная

Тип рамы:

Монолитная рама

Тип машины:

С вращающимися частями

Направление колебаний - в плоскости  $YoZ$

Исходные данные для расчёта:

Угол внутреннего трения ( $\phi$ )  $16^\circ$

Удельный вес грунта ( $G$ )  $1.9 \text{ тс/м}^3$

Удельное сцепление грунта ( $C$ )  $2.3 \text{ тс/м}^2$

Модуль деформации ( $E$ )  $4000 \text{ тс/м}^2$

Глубина заложения фундамента ( $d$ )  $4.0 \text{ м}$

Масса машины ( $m$ )  $4.5 \text{ тс}$

Скорость вращения  $900 \text{ об/мин}$

Число поперечных рам  $3$

Расстояние от плоскости рам до ц.т. верхней плиты ( $e_i$ ):

$e_1 = 5 \text{ м}$

$e_2 = 1 \text{ м}$

$e_3 = 7 \text{ м}$

Ригели рам:

$h_r = 1.2 \text{ м}$

$b_r = 0.8 \text{ м}$

$L_r = 6 \text{ м}$

Стойки рам:

$a_s = 0.5 \text{ м}$

$b_s = 1 \text{ м}$

$L_s = 2.5 \text{ м}$

Нижняя плита:

$a_n = 7 \text{ м}$

$b_n = 7 \text{ м}$

$m_n = 64 \text{ тс}$

Верхняя плита:

$b_v = 6.5 \text{ м}$

$m_v = 73 \text{ тс}$

Полная высота фундамента ( $H_f$ )  $4.3 \text{ м}$

Расстояние от ц.т. верхней плиты до оси подшипника ( $L_b$ )  $1.2 \text{ м}$

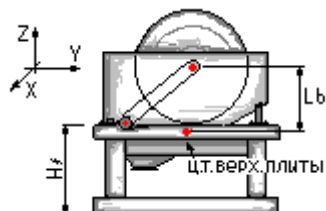
Скорость вращения 900 об/мин

Нагрузки на фундамент:

Горизонтальная составляющая возмущающих сил машины ( $F_h$ ) 0.17 тс

Возмущающий момент ( $M$ ) 0.08 тс\*м

## 2. - Выводы:



По расчету по деформациям основания размеры подошвы  
ДОСТАТОЧНЫ для заданной нагрузки

Напряжение под подошвой фундамента  $R = 4.15$  тс/м<sup>2</sup>

Расчетное сопротивление грунта основания (для динамической  
нагрузки)  $R = 27.79$  тс/м<sup>2</sup>

Амплитуда горизонтально-вращательных колебаний верхней плиты  
относительно вертикальной оси  $a_{hp} = 0.01$  мм

Амплитуда горизонтальных колебаний верхней плиты  $a_{xi} = 0$  мм

Амплитуда (угол поворота) вращательных колебаний верхней плиты  
относительно вертикальной оси  $\alpha_{ps} = 0^\circ$ .

Угловая частота горизонтальных колебаний фундамента  $\omega_{ax} = 41.85$  с<sup>-1</sup>

Угловая частота вращательных колебаний фундамента относительно  
вертикальной оси  $\omega_{ar} = 97.73$  с<sup>-1</sup>

### ВНИМАНИЕ!

Расчет амплитуд колебаний выполнен для установок,  
эксцентриситет которых не превышает:

для грунтов  $R < 1.5$  кг/см<sup>2</sup> - 3%,

для грунтов  $R > 1.5$  кг/см<sup>2</sup> - 5% стороны подошвы.

**ВЫВОД.** Принятая конструкция фундамента в процессе работы станка на частоте 15 Гц обеспечивает санитарно-гигиенические и технологические требования по динамической вибрации ( $0,01\text{мм} < 0,03\text{мм}$ ) с учетом использования пневмо-подушек.

## Расчет фундамента в процессе работы станков на частоте 20 Гц (1200 об/мин)

Расчет подземных конструкций

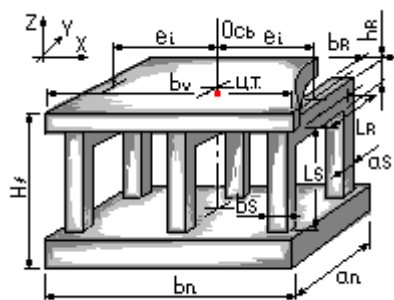
# Фундамент

for Windows 98/2000/xp

Тип расчёта:

Фундаменты машин с периодическими динамическими нагрузками

## 1. - Исходные данные:



Способ расчёта:

Расчёт по деформациям

Расчёт амплитуды колебаний

Тип грунта:

Глины

Конструкция:

Рамная

Тип рамы:

Монолитная рама

Тип машины:

С вращающимися частями

Направление колебаний - в плоскости  $Yoz$

Исходные данные для расчёта:

Угол внутреннего трения ( $\phi$ )  $16^\circ$

Удельный вес грунта ( $G$ )  $1.9 \text{ тс/м}^3$

Удельное сцепление грунта ( $C$ )  $2.3 \text{ тс/м}^2$

Модуль деформации ( $E$ )  $4000 \text{ тс/м}^2$

Глубина заложения фундамента ( $d$ )  $4.0 \text{ м}$

Масса машины ( $m_m$ )  $4.5 \text{ тс}$

Скорость вращения  $1200 \text{ об/мин}$

Число поперечных рам  $3$

Расстояние от плоскости рам до ц.т. верхней плиты ( $e_i$ ):

$e_1 = 5 \text{ м}$

$e_2 = 1 \text{ м}$

$e_3 = 7 \text{ м}$

Ригели рам:

$h_r = 1.2 \text{ м}$

$b_r = 0.8 \text{ м}$

$L_r = 6 \text{ м}$

Стойки рам:

$a_s = 0.5 \text{ м}$

$b_s = 1 \text{ м}$

$L_s = 2.5 \text{ м}$

Нижняя плита:

$a_n = 7 \text{ м}$

$b_n = 7 \text{ м}$

$m_n = 64 \text{ тс}$

Верхняя плита:

$b_v = 6.5 \text{ м}$

$m_v = 73 \text{ тс}$

Полная высота фундамента ( $H_f$ )  $4.3 \text{ м}$

Расстояние от ц.т. верхней плиты до оси подшипника ( $L_b$ )  $1.2 \text{ м}$

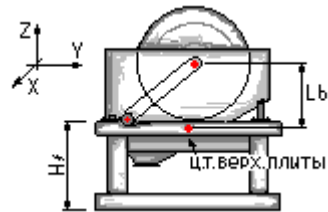
Скорость вращения  $1200 \text{ об/мин}$

Нагрузки на фундамент:

Горизонтальная составляющая возмущающих сил машины ( $F_h$ ) 0.17 тс

Возмущающий момент ( $M$ ) 0.08 тс\*м

## 2. - Выводы:



По расчету по деформациям основания размеры подошвы ДОСТАТОЧНЫ для заданной нагрузки

Напряжение под подошвой фундамента  $P = 4.15$  тс/м<sup>2</sup>

Расчетное сопротивление грунта основания

(для динамической нагрузки)  $R = 27.79$  тс/м<sup>2</sup>

Амплитуда горизонтально-вращательных колебаний верхней плиты относительно вертикальной оси  $a_{hp} = 0$  мм

Амплитуда горизонтальных колебаний верхней плиты  $a_{xi} = 0$  мм

Амплитуда (угол поворота) вращательных колебаний верхней плиты относительно вертикальной оси  $\alpha_{ps} = 0^\circ$ .

Угловая частота горизонтальных колебаний фундамента  $\omega_{ax} = 41.85$  с<sup>-1</sup>

Угловая частота вращательных колебаний фундамента относительно вертикальной оси  $\omega_{ar} = 97.73$  с<sup>-1</sup>

### ВНИМАНИЕ!

Расчет амплитуд колебаний выполнен для установок, эксцентриситет которых не превышает:

для грунтов  $R < 1.5$  кг/см<sup>2</sup> - 3%,

для грунтов  $R > 1.5$  кг/см<sup>2</sup> - 5% стороны подошвы.

<http://www.klax.tula.ru/~base>  
[e-mail: freiman@klax.tula.ru](mailto:freiman@klax.tula.ru)

**ВЫВОД.** Принятая конструкция фундамента в процессе работы станков на частоте 20 Гц обеспечивает санитарно-гигиенические и технологические требования по динамической вибрации ( $0,00\text{мм} < 0,03\text{мм}$ ) с учетом использования пневмоподушек.

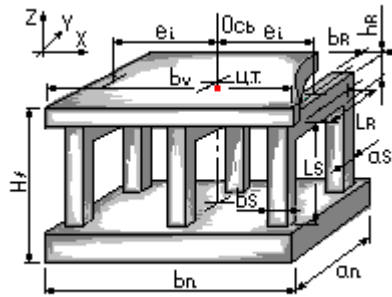
### Расчет фундамента в процессе работы станков на частоте 25Гц (1500 об/мин)

Расчет подземных конструкций  
**Фундамент**  
for Windows 98/2000/xp

Тип расчёта:

Фундаменты машин с периодическими динамическими нагрузками

## 1. - Исходные данные:



Способ расчёта:

Расчёт по деформациям

Расчёт амплитуды колебаний

Тип грунта:

Глины

Конструкция:

Рамная

Тип рамы:

Монолитная рама

Тип машины:

С вращающимися частями

Направление колебаний - в плоскости  $YoZ$

Исходные данные для расчёта:

Угол внутреннего трения ( $\phi$ )  $16^\circ$

Удельный вес грунта ( $G$ )  $1.9 \text{ тс/м}^3$

Удельное сцепление грунта ( $C$ )  $2.3 \text{ тс/м}^2$

Модуль деформации ( $E$ )  $4000 \text{ тс/м}^2$

Глубина заложения фундамента ( $d$ )  $4.0 \text{ м}$

Масса машины ( $m$ )  $4.5 \text{ тс}$

Скорость вращения  $1500 \text{ об/мин}$

Число поперечных рам  $3$

Расстояние от плоскости рам до ц.т. верхней плиты ( $e_i$ ):

$e_1 = 5 \text{ м}$

$e_2 = 1 \text{ м}$

$e_3 = 7 \text{ м}$

Ригели рам:

$h_r = 1.2 \text{ м}$

$b_r = 0.8 \text{ м}$

$L_r = 6 \text{ м}$

Стойки рам:

$a_s = 0.5 \text{ м}$

$b_s = 1 \text{ м}$

$L_s = 2.5 \text{ м}$

Нижняя плита:

$a_n = 7 \text{ м}$

$b_n = 7 \text{ м}$

$m_n = 64 \text{ тс}$

Верхняя плита:

$b_v = 6.5 \text{ м}$

$m_v = 73 \text{ тс}$

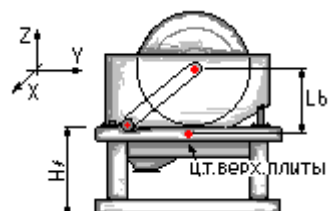
Полная высота фундамента ( $H_f$ )  $4.3 \text{ м}$

Расстояние от ц.т. верхней плиты до оси подшипника ( $L_b$ ) 1.2 м  
Скорость вращения 1500 об/мин

Нагрузки на фундамент:

Горизонтальная составляющая возмущающих сил машины ( $F_h$ ) 0.17 тс  
Возмущающий момент ( $M$ ) 0.08 тс\*м

## 2. - Выводы:



По расчету по деформациям основания размеры подошвы ДОСТАТОЧНЫ для заданной нагрузки

Напряжение под подошвой фундамента  $P = 4.15$  тс/м<sup>2</sup>

Расчетное сопротивление грунта основания

(для динамической нагрузки)  $R = 27.79$  тс/м<sup>2</sup>

Амплитуда горизонтально-вращательных колебаний верхней плиты относительно вертикальной оси  $a_{hp} = 0$  мм

Амплитуда горизонтальных колебаний верхней плиты  $a_{xi} = 0$  мм

Амплитуда (угол поворота) вращательных колебаний верхней плиты относительно вертикальной оси  $\alpha_{ps} = 0^\circ$ .

Угловая частота горизонтальных колебаний фундамента  $\omega_{ax} = 41.85$  с<sup>-1</sup>

Угловая частота вращательных колебаний фундамента относительно вертикальной оси  $\omega_{ar} = 97.73$  с<sup>-1</sup>

### ВНИМАНИЕ!

Расчет амплитуд колебаний выполнен для установок, эксцентриситет которых не превышает:

для грунтов  $R < 1.5$  кг/см<sup>2</sup> - 3%,

для грунтов  $R > 1.5$  кг/см<sup>2</sup> - 5% стороны подошвы.

<http://www.klax.tula.ru/~base>  
[e-mail: freiman@klax.tula.ru](mailto:freiman@klax.tula.ru)

**ВЫВОД.** Принятая конструкция фундамента в процессе работы станков на частоте 25 Гц обеспечивает санитарно-гигиенические и технологические требования по динамической вибрации ( $0,00\text{мм} < 0,03\text{мм}$ ) с учетом использования пневмоподушек.

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В РАМАХ КАРКАСА.

Наибольшая амплитуда от расчетных динамических нагрузок равна

$$a_p = 4 \cdot 0,0181 = 0,0724 \text{ мм}.$$

Находим величину относительного прогиба (перемещения) ригелей рам

$$\frac{a_p}{l_p} = \frac{0,0724}{6000} = \frac{1}{80645} < \frac{1}{50000}.$$

Поэтому согласно п. 2.7 «Инструкции...» проверка несущей способности ригеля рамы на действие динамических нагрузок не требуется. Достаточно ограничиться статическим расчетом по определению усилий.

Находим величину относительного прогиба плит перекрытия

$$\frac{a_{пл}}{l_{пл}} = \frac{0,0724}{6000} = \frac{1}{80645} < \frac{1}{50000}.$$

Поэтому в соответствии с п. 2.7 «Инструкции...» проверка несущей способности плиты монолитного перекрытия на действие динамических нагрузок не требуется. Достаточно ограничиться статическим расчетом по определению усилий. Так как перекрытие и каркас подвала рассчитывались под бомбоубежище, то производить статический расчет каркаса подвала не имеет смысла. Действующие нагрузки на перекрытие подвала 2...3 раза меньше чем расчетные.

## 9. СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ Р 53778 – 2010 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния».
2. СП 13-102-2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений».
3. ПОСОБИЕ ПО ОБСЛЕДОВАНИЮ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ. АО «ЦНИИПРОМЗДАНИЙ»
4. Рекомендации по обследованию и оценке технического состояния крупнопанельных и каменных зданий / ЦНИИСК Госстроя СССР. – М., 1988. – 57 с.
5. «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», введенный в действие федеральным законом РФ от 30.12.2009 года №384-ФЗ.
6. СП 70.13330.2012 «СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции».
7. СНиП РК 2.04-03-2002 Строительная теплотехника.
8. СНиП РК 2.04-01-2001\* Строительная климатология.
9. СНиП РК 3.02-01-2001 Жилые здания.
10. СНиП РК 4.02-42-2006 Отопление, вентиляция и кондиционирование.
11. СН РК 2.04-21-2004 Энергопотребление и тепловая защита гражданских зданий.
12. СП 20.13330.2011 «СНиП 2.01.07-85\* Нагрузки и воздействия».
13. СП 22.13330.2011 «СНиП 2.02.01-83\* Основания зданий и сооружений».
14. СП 54.13330.2011 «СНиП 31-01-2003 Здания жилые многоквартирные».
15. СП 42.13330 «СНиП 2.07.01-89\* Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений».
16. СП 15.13330.2010 «СНиП II-22-81\* Каменные и армокаменные конструкции».
17. СНиП 2.03.01-84\*\* «Бетонные и железобетонные конструкции».
18. СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции».
19. СП 16.13330.2011 «СНиП II-23-81\* Стальные конструкции».

- 20.Сборник №28 «Укрупненные показатели восстановительной стоимости жилых, общественных зданий и сооружений коммунально-бытового назначения для переоценки основных фондов».
- 21.ВСН 53-86(р), Госгражданстрой «Правила оценки физического износа жилых зданий», Москва, 1988.
- 22.Методика определения физического износа гражданских зданий. Микомхоз РСФСР, пр. № 404 от 27.10.1970.
23. ВСН 57-88(р), Госкомархитектуры «Положение по техническому обследованию жилых зданий», Москва, 1999г.
- 24.МДС 13-21.2007 «Положение о признании помещения жилым помещением, жилого помещения непригодным для проживания и многоквартирного дома аварийным и подлежащим сносу или реконструкции»
- 25.ВСН 58-88(р) «Положение об организации и проведении реконструкции, ремонта и технического обслуживания зданий объектов коммунального и социально-культурного назначения».
- 26.МДК 2-03.2003 «Правила и нормы технической эксплуатации жилищного фонда». Постановление Госстроя РФ от 27 сентября 2003 г. № 170.
- 27.Шубин и др. Примеры расчетов по организации и управлению эксплуатации зданий. Стройиздат, 1991 г.
- 28.Фидзель И.А. Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы их устранения. Стройиздат, 1987 г.
- 29.Богословский, В. Н. Строительная теплофизика: теплофизические основы отопления, вентиляции и кондиционирования воздуха: учебник для вузов / В.Н. Богословский. - М. : Высшая школа, 1970. - 375 с.
- 30.Банхиди Л. Тепловой микроклимат помещений. - М.: Стройиздат, 1968.
- 31.Естественное освещение и инсоляция зданий /Под ред. проф. Н.М. Гусева. - М.: Стройиздат, 1968.
- 32.Нарывай Г.А. Техническая эксплуатация зданий. - М.: Стройиздат, 1990.
- 33.Реконструкция зданий и сооружений. /Под ред. проф. А.Л. Шагина. - М.: Высшая школа, 1991.