

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ ГОРОДСКОЙ КОМПЛЕКС ПРИ М. В. Д. БЕРЕЗИН  
Вст. №

Разметка левая пролета нижней балки

Разметная толщина стержня, считая ребра жесткости — 9 см.  
Весь кирпичный фундамент в 1 куб. м. — 2000 кгр

Собств. весь балки (30x55 см.):  $p = 2000 \times 0,30 \times 0,55 \times 6,63 = 2186$  к.  
Весь стержни над балкой  $P' = 2000 \times 0,09 \times 8,48 \times 2,28 = 3480$  кгр.  
Давление колонны, поддерживающей среднее перекрытие LL:

$$P = 2000 \times \left( \underbrace{0,20 \times 0,20 \times 8,48}_{\text{колонна}} + \underbrace{0,09 \times 2,13 \times \frac{8,60}{2}}_{\text{стержни над стеной}} + \underbrace{0,11 \times 0,30 \times \frac{8,60}{2}}_{\text{увеличение стержней стеной}} \right) = 2532 \text{ кгр.}$$

$$\text{Реакция } A = \frac{p \times 3,32 + P \times 3,98 + P' \times 5,22}{6,63} = \frac{2186 \times 3,32 + 2532 \times 3,98 + 3480 \times 5,22}{6,63} = 5360 \text{ кгр.}$$

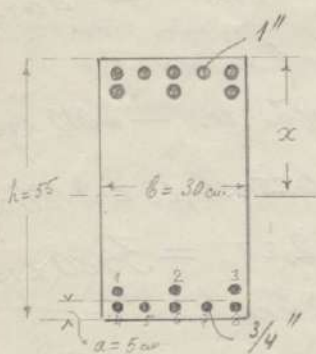
Опасное сечение — под колонной.



Углубляющий момент в опасном сечении:

$$M_{\max.} = 5360 \times 2,65 - 3480 \times 1,24 = 9880 \text{ к-м. (988.000 к-см)}$$

Для увеличения конструктивной высоты применена двойная арматура из  $3/4$ " и 1" круглого прутка.



Сечение верхней арматуры  $f_e' = 4,92 \times 8 = 39,30 \text{ см}^2$   
нижней арматуры  $f_e = 2,83 \times 8 = 22,60 \text{ см}^2$

Положение нейтр. оси ( $x$ ) из ур-ия:

$$x^2 + \frac{2m(f_e + f_e')}{b}x - \frac{2m}{b}[f_e(h-a) + f_e'a] = 0$$

$$x^2 + \frac{2 \times 15(22,60 + 39,30)}{30}x - \frac{2 \times 15}{30}(22,60 \times 50 + 39,30 \times 5) = 0$$

откуда  $x = 16,90 \text{ см.}$

Напряжение бетона на сжатие

$$\sigma_b = \frac{2Mx}{bx^2(h-a-\frac{x}{3}) + 2m.f_e'(x-a)(h-2a)} =$$

$$= \frac{2 \times 988\,000 \times 16,90}{30 + (16,90)^2 \times 44,37 + 2 \times 15 \times 39,30 \times 11,90 \times 45} = 33 \frac{\text{Кер}}{\text{см}^2}$$

Напряжение бетона на расстоянии от верхней арматуры:

$$\sigma_c = m \cdot \sigma_s \cdot \frac{h-a-x}{x} = 15 \times 33 \times \frac{33,10}{16,90} = 966 \frac{\text{Кер}}{\text{см}^2}$$

Напряжение бетона в верней арматуре:

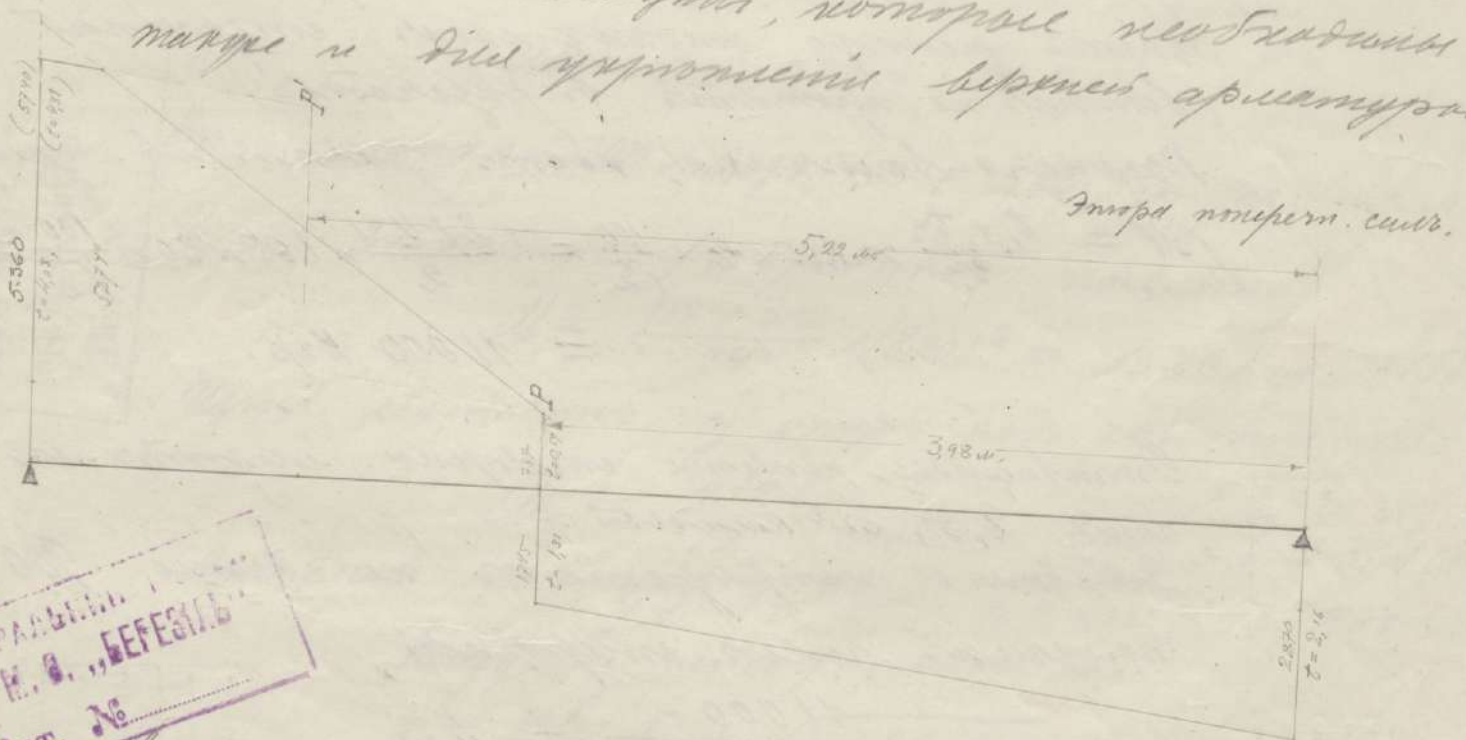
$$\sigma_c' = m \cdot \sigma_s \cdot \frac{x-a}{x} = 15 \times 33 \times \frac{11,90}{16,90} = 349 \frac{\text{Кер}}{\text{см}^2}$$

Расчетные коэф. разнотемпературных напряжений

Наибольший опорный реакция  $Q_{\max} = 5360 \text{ Кер.}$

Напряжение на сжатие (равное велич. растягив. напряжений)  $t_{\max} = \frac{Q_{\max}}{b(h-a-\frac{x}{3})} = \frac{5360}{30(55-5-5,63)} = 4,03 \frac{\text{К}}{\text{см}^2}$

Предупредить колонны, которые недостаточны толщины и для укрепления верхней арматуры.



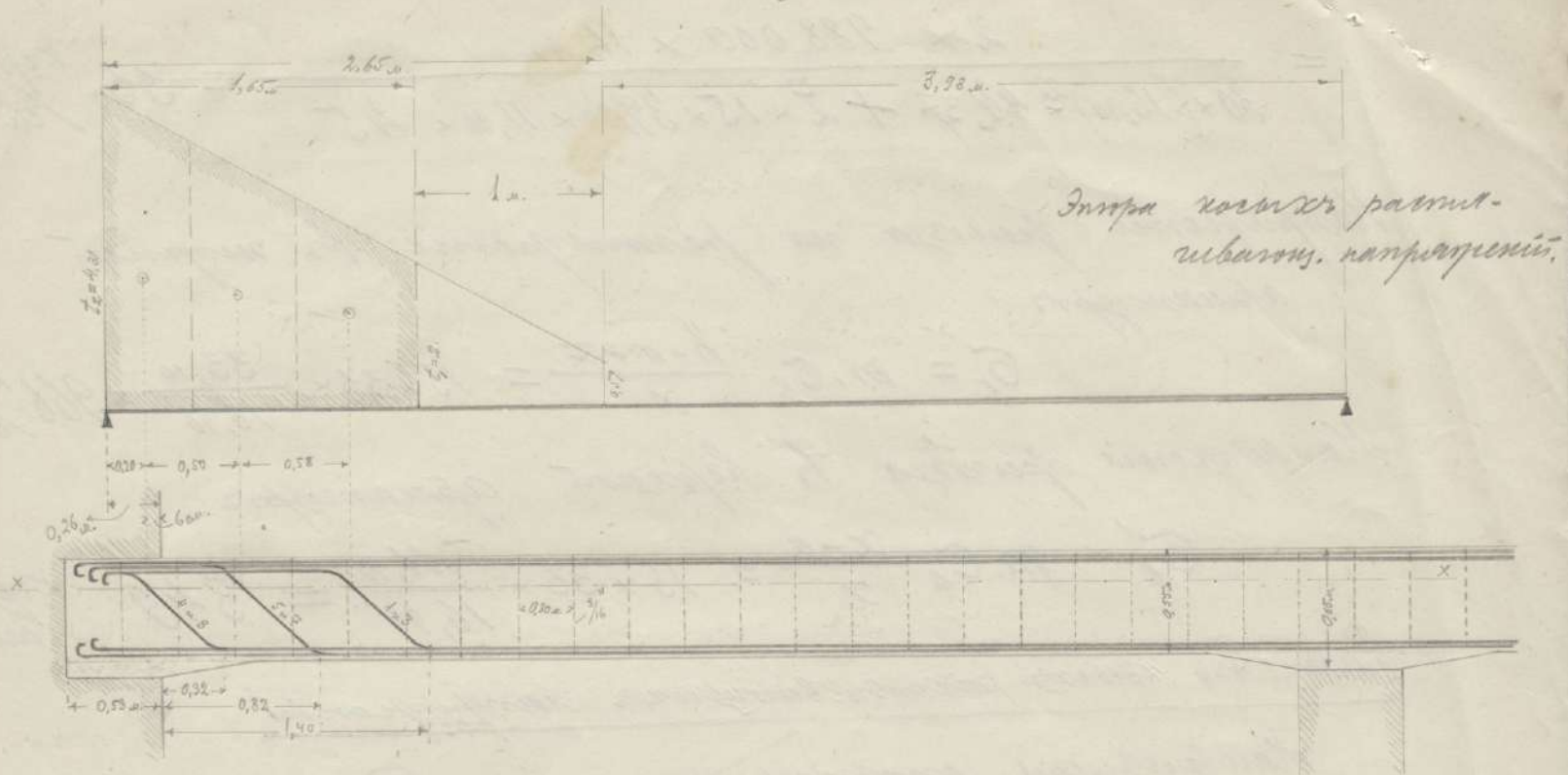
ИЗДАТЕЛЬСТВО  
ПРИ И. В. „БЕРЕЖИТЬ“  
Вст. №

В правой опоре кое-где расчетное напряжение будет

$$2,16 \frac{\text{Кер}}{\text{см}^2}$$

Значит колонны будут непригодны для работы и недостаточными для укрепления арматуры подтяжками

Для проверки расчета можно использовать (сравнительно просто) из нормативов  $t_{\max} = 4,31 \frac{\text{К}}{\text{см}^2}$



До предельного  $2 \text{ кг/см}^2$ , характеризующегося на расстоянии  $1,65 \text{ м}$ . от опоры, корыстные параметры напряжения воспринимаются с бетоном и поперечной проволокой арматурой ( $\frac{3}{16}$ ). Свыше этого предельного значения стержней стержней (бетон не принимает в расчете)

Поскольку величина корыстных параметров, предельная

$$N = \frac{t_1 + t_2}{2} \times 1,65 \times 6 \times \frac{100}{\sqrt{2}} = \frac{2 + 4,31}{2} \times 1,65 \times 30 \times \frac{100}{\sqrt{2}} = 11000 \text{ кг}$$

Относительное изменение стержней и бетона в объеме  $2,83 \text{ см}^2$  каждой.

Задать напряжения не свыше  $900 \text{ кг/см}^2$  получим число стержней:

$$\frac{11000}{900 \times 2,83} = 4,30$$

Следует учесть при числе стержней, деформации и распределение которых указаны на чертеже.

Так как в этом месте балки (у середины длины) не нагружена, то отгибание стержней при вводе их лишь у заделанных в бетон концов балки.

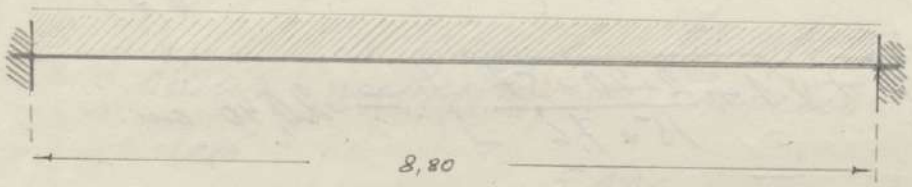
В разрезе на опорном месте стержней, моменты вогнута балки над опорой увеличиваются до  $65 \text{ см}$ .

Краткий расчет нижней балки нагружен, такой же внешней нагрузкой ( $P$  и  $P'$ ), как и верхний пролет.

От на 1,8 метра короче второго, а потому при той же арматуре напряжение меньше. Расчет не производится.

Расчет балки над сценой.

Пролет в сторону 8,80 м.  
Расчетный пролет 8,80 м.  
Рассчитываем как балка с зафиксированными концами, нагрузка распределенная в течение всего ступенчатой мощностью 9 см. и высотой 1,3 см.



Совм. вогн балки (20x40 см.) на 1 пог. м. длины:

$$2000 \times 0,20 \times 0,40 = 160 \text{ кгр.}$$

Вогн ступенки  $2000 \times 0,09 \times 1,73 = 312 \text{ кгр.}$  на 1 пог. м.

Угнб. моменты в среднем пролете:

$$M_1 = \frac{160 + 312}{24} \times (8,80)^2 = 1520 \text{ кг-м} = 152000 \text{ кг-см.}$$

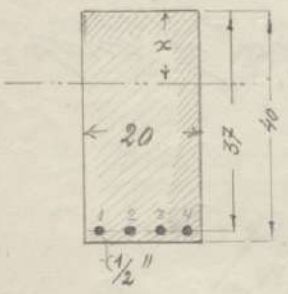
Угнб. моменты у опор над колоннами:

$$M_2 = \frac{472}{12} \times (8,80)^2 = 3040 \text{ кг-м.} = 304000 \text{ кг-см.}$$

Выбираем арматуру стержни  $f_c = 1,265 \times 4 = 5,06 \text{ см}^2$ .

Колорение нейтральной оси:

$$x = \frac{m f_c}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{m f_c}} \right] = \frac{15 \times 5,06}{20} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 20 \times 37}{15 \times 5,06}} \right] = 13,40 \text{ см.}$$



Напряжение бетона:

$$\sigma_b = \frac{152000}{\frac{20 \times 13,40}{2} \left( 37 - \frac{13,40}{3} \right)} = 34,90 \text{ кгр/см}^2$$

ТЕАТРАЛЬНИЙ МУЗЕЙ  
ПРИ И. О. "БЕРЕЗЬ" Вст. №

Напряжения в пролете:

$$\sigma_c = \frac{152000}{5,06 \times 32,53} = 925 \text{ Кр/см}^2$$

На опоре моменты будут равны, а поэтому уменьшаются высотой балки до 60 см., а арматуру в верхней части балки доводят до 6 стержней diam. 1/2"

$$f_c = 1,265 \times 6 = 7,6 \text{ см}^2$$

тогда h-a = 57 см.

Положение нейтральной оси (сумма моментов)

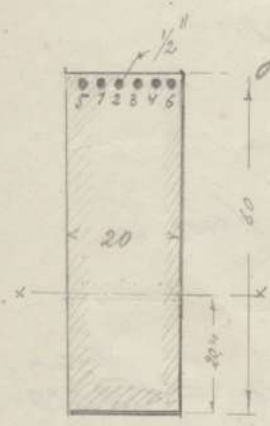
$$x = \frac{15 \times 7,6}{20} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 20 \times 57}{15 \times 7,6}} \right] = 20,40 \text{ см.}$$

Напряжения бетона на опоре:

$$\sigma_b = \frac{304000}{\frac{20 \times 20,40}{2} (57 - \frac{20,40}{3})} = 29,60 \text{ К/см}^2$$

Напряжения в пролете на опоре:

$$\sigma_c = \frac{304000}{7,6 \times (57 - \frac{20,40}{3})} = 798 \text{ К/см}^2$$



Размеры коэф. напряжений

Опорная реакция  $Q = \frac{472 \times 8,80}{2} = 2080 \text{ Кр.}$

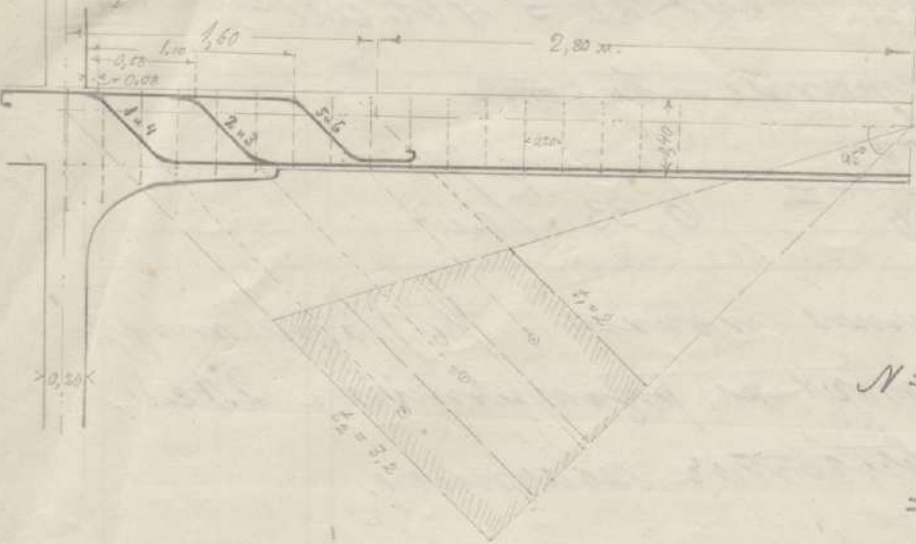
Коеф. разнородное напряжение, не применим во внимание сжатия балки у опоре

$$t = \frac{2080}{20 (37 - \frac{13,40}{3})} = 3,20 \text{ К/см.}$$

На опоре, несжимаемой грунтовой подушкой балки видно, что предельное напряжение  $t \leq 2 \text{ К/см}^2$ , при котором они еще могут выдерживаться бетоном и непрерывной арматурой, находясь



Распределение стержней



на расстоянии 2,8 м. от середины пролета.

Общее усилие на оставшемся протяжении будет:

$$N = \frac{t_1 + t_2}{2} \times 160 \times \frac{20}{\sqrt{2}} = \frac{2 + 3,2}{2} \times \frac{3200}{\sqrt{2}} = 5900 \text{ Кгр.}$$

Примем арматуру из 1/2 дюйма и допустим напряжение в пределах 900 К/см<sup>2</sup>, тогда

нам необходимо число стержней:

$$n = \frac{5900}{1,265 \times 900} = 5,2 \text{ т.е. три пары стержней.}$$

Так как снизу можно отогнуть лишь небольшую часть стержней, то очевидно, что треть пара должна быть добавлена. Необходимо от подтвердить также, что для сопротивления изгибающему моменту у опоры также необходимо не 4, а 6 стержней, как выше уже указано. На опоры и разрезать эти показатели цифрами 5 и 6.

Увеличение мощности балки на опоры до 60 см. достигается устройством прилива в форме консоли

ТЕАТРАЛЬНЫЙ МУСЕЙ  
 при К. В. „БЕГЕМОЛЬ“  
 Вет. №

Расчет консоли

Давление на консоль,

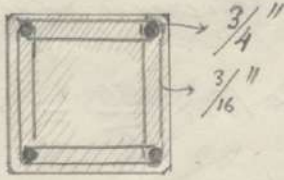
считая собств. вогз, как выше уже указано

$$P = 2532 \text{ Кгр.}$$

Сечение колонны  $20 \times 20 = 400 \text{ см}^2$ .

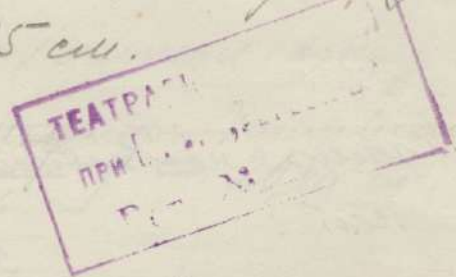
Напряжение на сжатие бетона

$$\sigma_c = \frac{2532}{400} = 6,33 \text{ кг/см}^2$$



Поперечная арматура ( $\frac{3}{16}$ " диаметра) устанавливается на расстоянии 20 см. по высоте колонны.

Арматура стоек: проволока  $\frac{5}{16}$ " диаметра квадратная сечение  $15 \times 15 \text{ см}$ .



Количество бетона

Верхняя часть  $0,40 \times 0,20 \times 14,0 = 1,12 \text{ куб. м}$ .

Нижняя часть  $0,55 \times 0,30 \times 14,03 = 2,30 \text{ куб. м}$ .

Колонны  $0,20 \times 0,20 \times 8,52 \times 2 = 0,68 \text{ куб. м}$ .

Ступени  $0,09 \times (2,28 \times 2 \times 8,52 + 1,70 \times 8,61) = 4,21 \text{ куб. м}$ .

Сумма  $9,29 \text{ куб. м} = 0,96 \text{ куб. саж.}$

Количество опалубки

Верхняя часть:  $(13,57 \times 9,07 - 8,60 \times 6,39) \times 2 +$

Стороны:  $+ 13,57 \times 0,30 \times 2 +$

и верхняя часть:  $+ 13,57 \times 0,20 \times 2 +$

Колонны:  $+ 8,52 \times 0,20 \times 4 = 156,64 \text{ кв. м} =$

$= 34,5 \text{ кв. саж.} = 310,5 \text{ кв. футов}$

Количество проволоки

Моменты 1" класс 117 поз. метр. Вес 450 кгр или 28 мрд.

$\frac{3}{4}$ " — 185 поз. м. — 412 кгр. — 25,7 мрд.

$\frac{1}{2}$ " — 56 поз. м. — 58,5 кгр. — 3,7 мрд.

$\frac{5}{16}$ " — 909 поз. м. — 359 кгр. — 22,4 мрд.

$\frac{3}{16}$ " — 595 поз. м. — 92 кгр. — 5,75 мрд.

Всего — 85,55 мрд.

Универсальный строитель