НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

ОСНОВЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ, ИХ СОЧЕТАНИЯ И КОМБИНАЦИИ. ПОНЯТИЕ О ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИИ НАГРУЗОК И ОСНОВЫ СБОРА НАГРУЗОК НА ЭЛЕМЕНТЫ. ЛЕКЦИЯ 6

Савин Сергей Юрьевич
Доцент кафедры ЖБК, к.т.н.

1921-2021 МГСУ

ПЛАН ЛЕКЦИОННОГО ЗАНЯТИЯ:

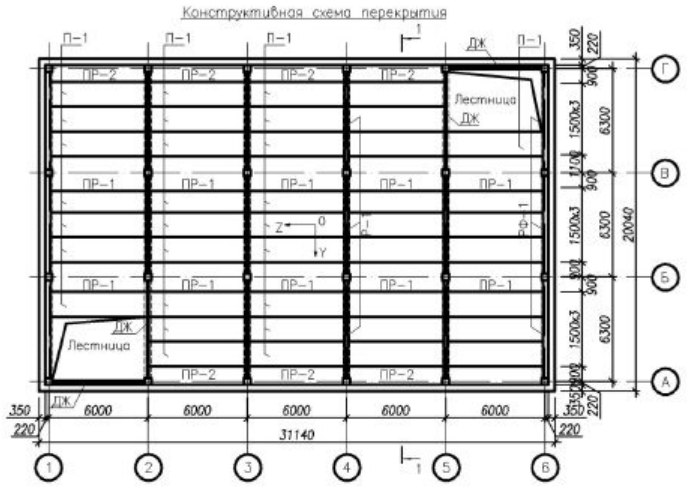
1. Сбор нагрузок на плиты перекрытия и покрытия, составление таблицы нагрузок

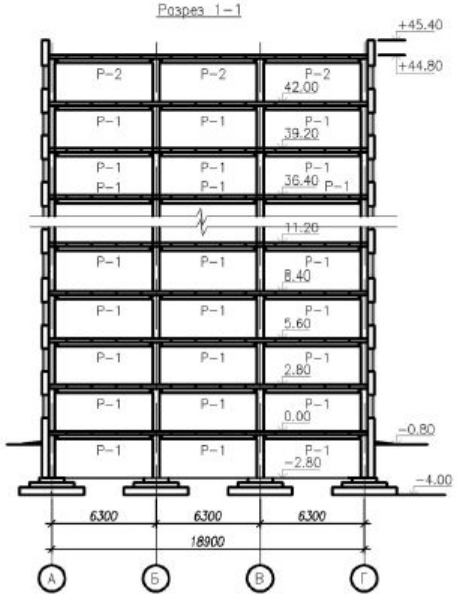
2. Сбор нагрузок на ригели и балки

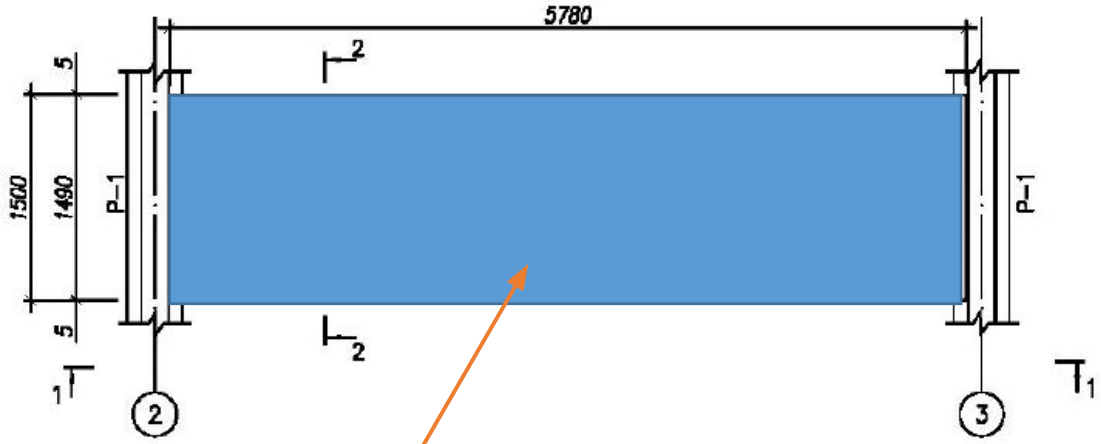
3. Сбор нагрузок на колонны

4. Перераспределение усилий

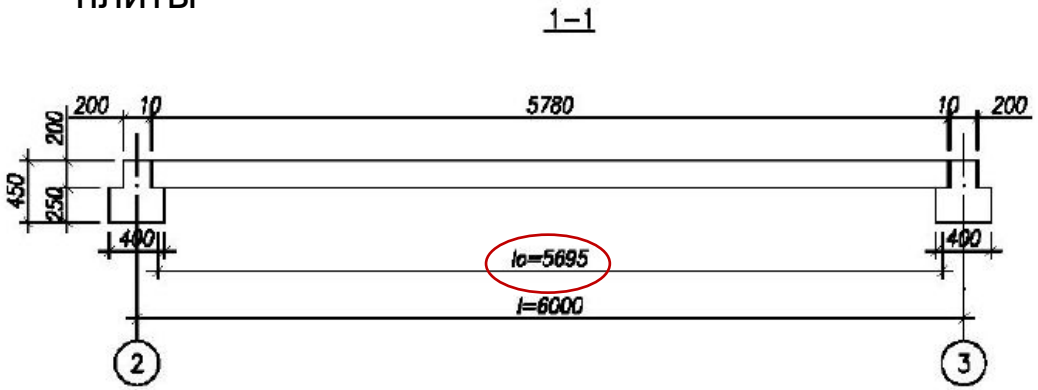
СБОР НАГРУЗКИ НА СБОРНЫЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ







Грузовая площадь для расчета плиты



СБОР НАГРУЗКИ НА СБОРНЫЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Нагрузки на 1 м^2 перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Постоянная:			
полы — паркет на мастике, δ = 20 мм;	0,20	1,3	0,26
цементно-песчаная стяжка, δ = 30 мм (γ=18кН/м^3);	0,54	1,3	0,70
многопустотная сборная плита перекрытия с омоноличиванием швов, δ = 220 мм	3,4	1,1	3,74
Итого постоянная нагрузка g	4,14		4,7
Временная:			
перегородки, δ = 120 мм (приведенная нагрузка, длительная) V_p;	0,5	1,2	0,6
полезная кратковременная (из задания)	1,5	1,3	1,95
длительная V_{lon}	0,525	1,3	0,682
Итого временная нагрузка V	2,0		2,55
Временная нагрузка без учета перегородок V_0	1,5		1,95
Полная нагрузка $g + V$	6,14		7,25

Примечание. Полное значение нагрузки считается кратковременно действующим.

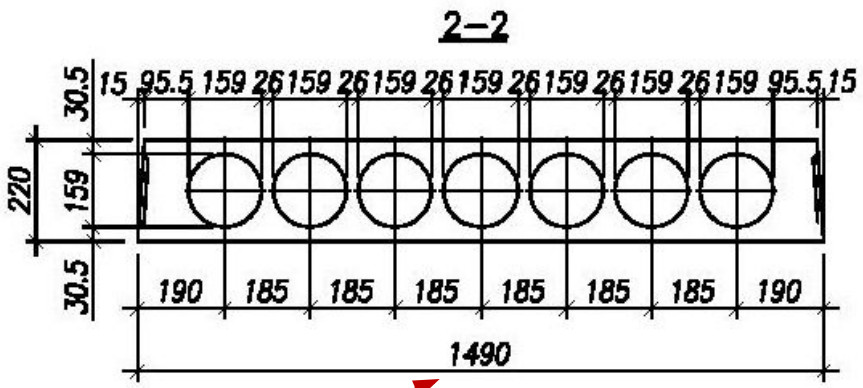
Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для временной (полезной) нагрузки принимается:

1,3 — при полном нормативном значении нагрузки менее 2 кПа (кН/м^2);

1,2 — при полном нормативном значении нагрузки 2 кПа (кН/м^2) и более [1].

Нагрузка на 1 пог. м длины плиты при номинальной её ширине 1,5 м с учетом коэффициента надежности по ответственности здания γ_n = 1,0:

- расчетная постоянная g = 4,7·1,5·1,0 = 7,05 кН/м;
- расчетная полная ($g + V$) = 7,25·1,5·1,0 = 10,88 кН/м;
- нормативная постоянная g_n = 4,14·1,5·1,0 = 6,21 кН/м;
- нормативная полная ($g_n + V_n$) = 6,14·1,5·1,0 = 9,21 кН/м;
- нормативная постоянная и длительная ($g_n + V_{lon,n}$) = (4,14 + 1,025) ·1,5·1,0 = 7,75 кН/м.



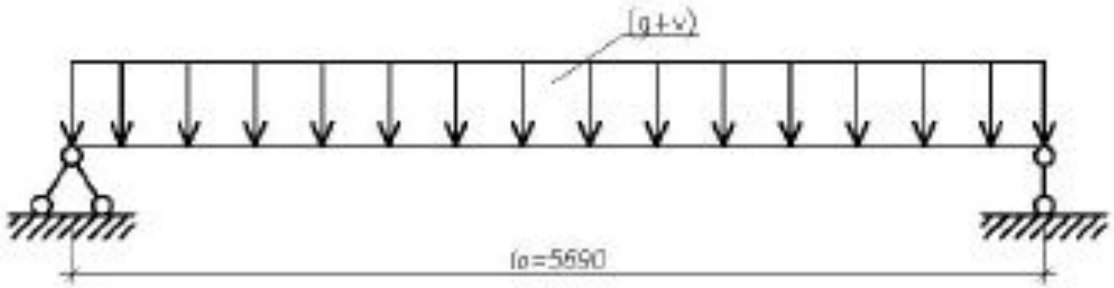
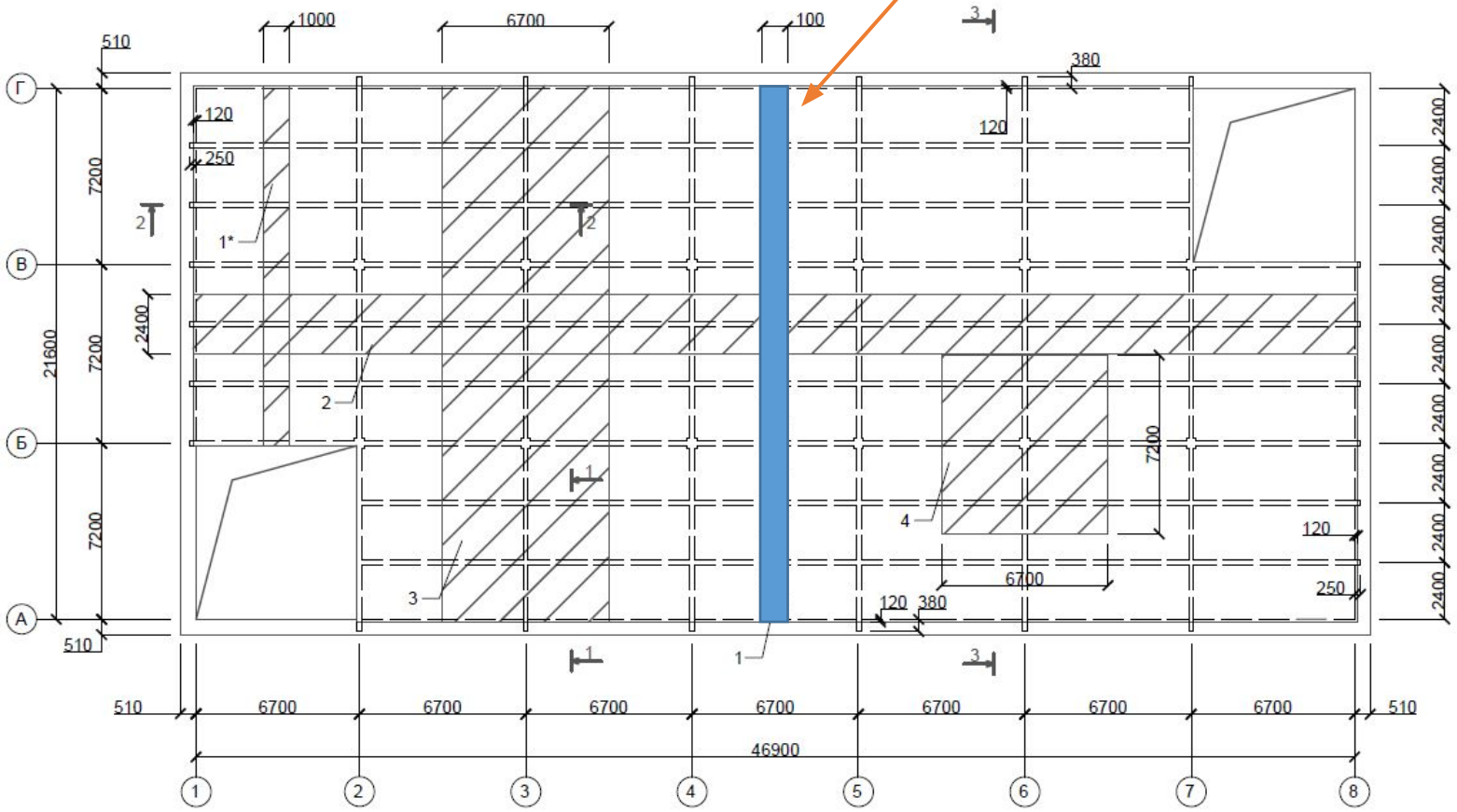
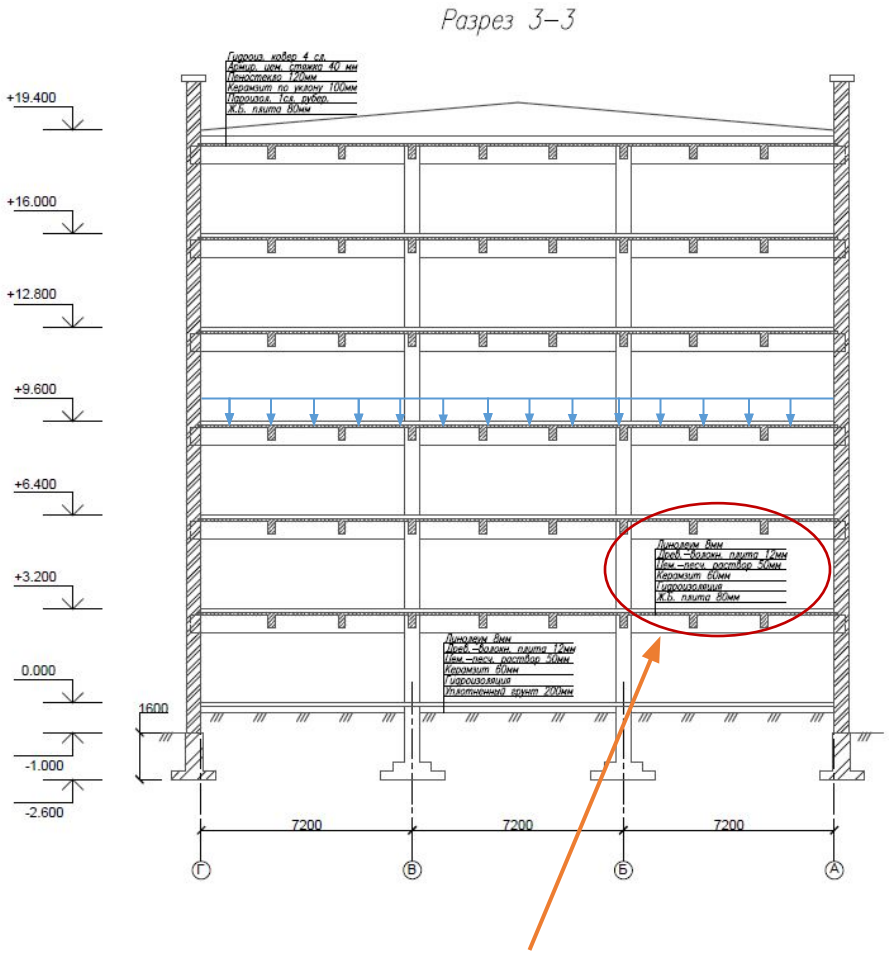


СХЕМА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

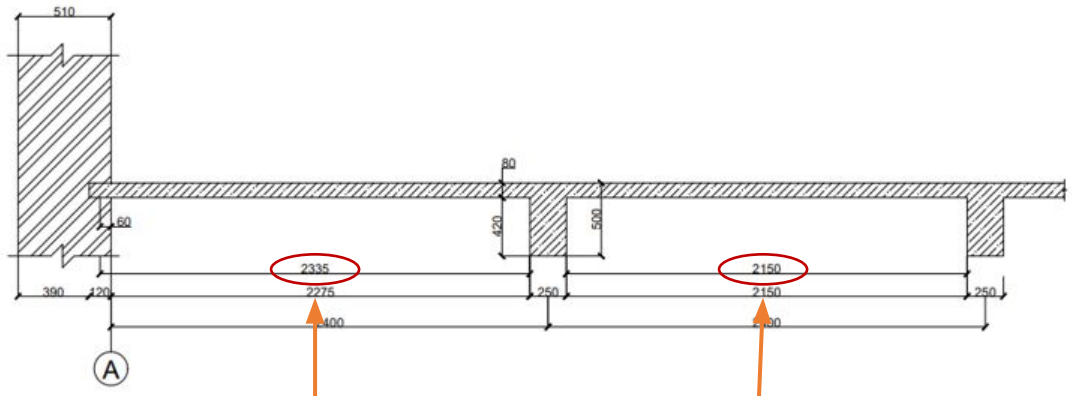
Грузовая площадь для расчета плиты

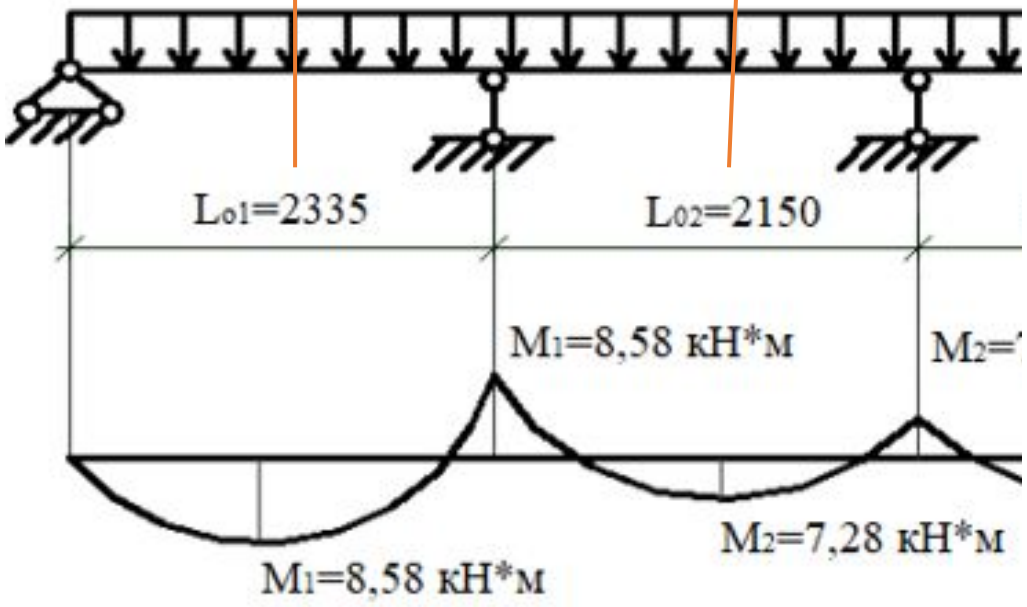




Состав конструкции пола

РАСЧЕТНЫЕ ПРОЛЕТЫ МОНОЛИТНОЙ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

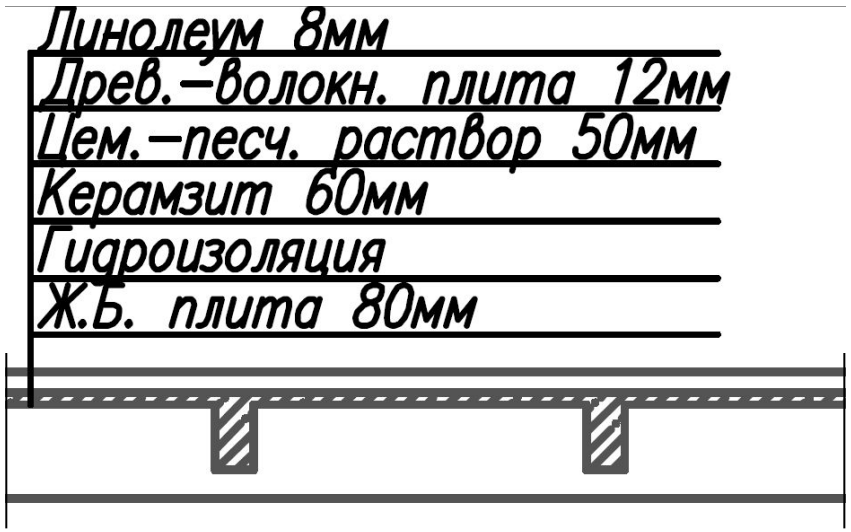




НАГРУЗКИ НА КВ. М ПЕРЕКРЫТИЯ

№п/п	Виды нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
1	Пол: линолеум - δ = 8 мм, γ = 12 кН/м^3; древесно-волокнистая плита - δ = 12 мм, γ = 6 кН/м; цементно-песчаный раствор δ = 50 мм, γ = 18 кН/м^3; керамзит - δ = 60 мм, γ = 8 кН/м^3. (0,008 м·12 кН/м^3=0,096 кН/м^2; 0,012 м·6 кН/м^3= 0,072 кН/м^2; 0,05 м·18 кН/м^3 = 0,90 кН/м^2 0,06 м·8 кН/м^3= 0,48 кН/м^2)	0,096+0,072+0,90+0,48=1,548	1,3	2,0124
2	Перегородки, включая временные	1,75	1,2	2,1
3	Ж/Б плита перекрытия δ = 70 мм, γ = 25 кН/м^3 (0,07 м · 25 кН/м^3 =1,75 кг/м^2)	1,75	1,1	1,925
4	Постоянная нагрузка, g (g =1,548+1,75+1,75=5,048)	5,048	-	6,0374
5	Временная нагрузка, p	9,4	1,2	11,28
6	Полная нагрузка, q	14,448	-	17,3174

Состав конструкции пола:



Вес перегородок все же следует относить к временным длительным нагрузкам.

КЛАССИФИКАЦИЯ НАГРУЗОК И ВОЗДЕЙСТВИЙ ПО ФИЗИЧЕСКОЙ ПРИРОДЕ

Расчетная нагрузка на 1 погонный метр условной балки шириной 1,0 м :

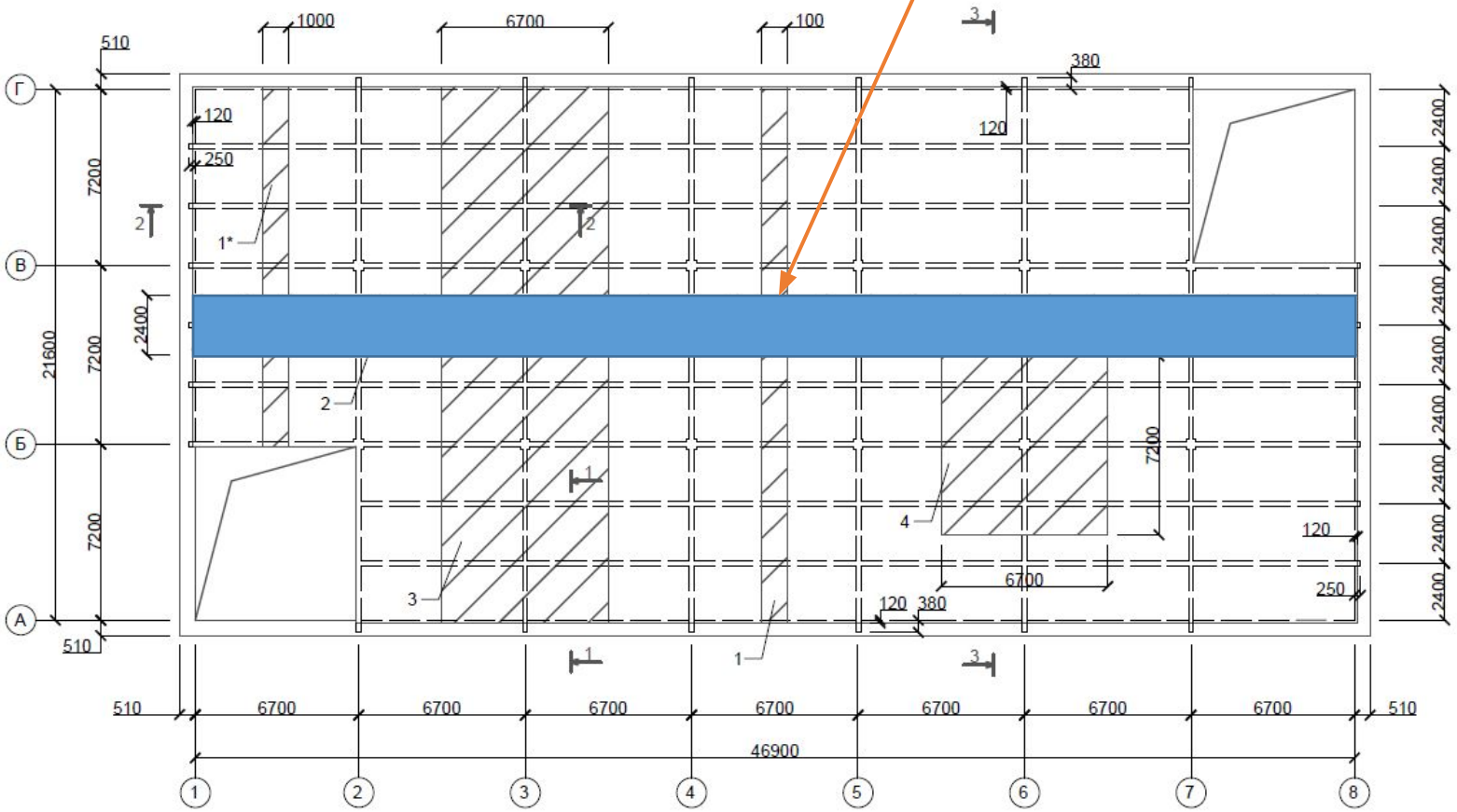
- постоянная $g = 6{,}0374 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 = 6{,}0374$ кН/м;
- временная полезная $p = 11{,}28 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 = 11{,}28$ кН/м;
- полная $q = g + p = 6{,}0374 + 11{,}28 = 17{,}3174$ кН/м.

Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n=1$ – для здания нормального уровня ответственности (КС-2 по ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований)

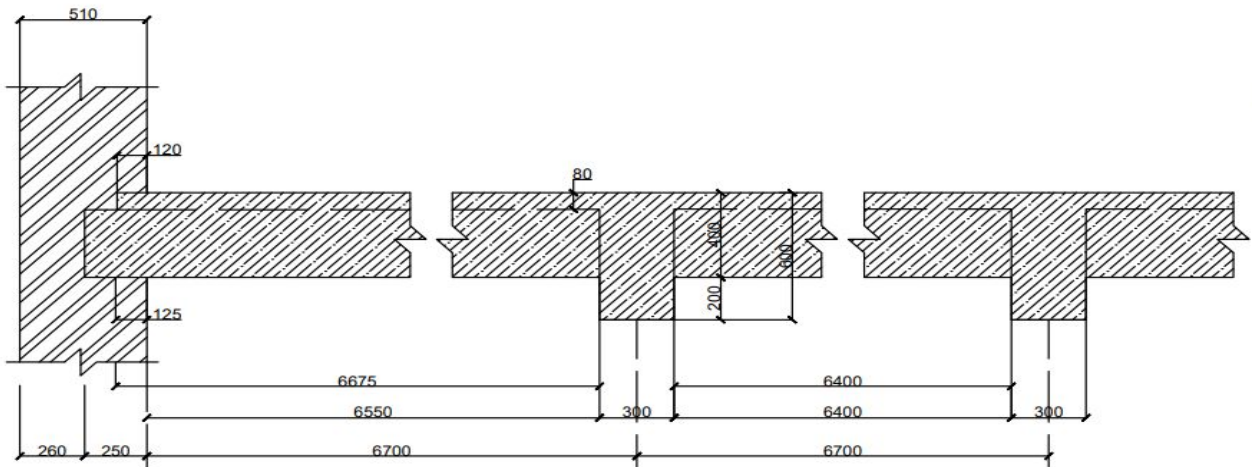
Ширина грузовой площадки = 1 м

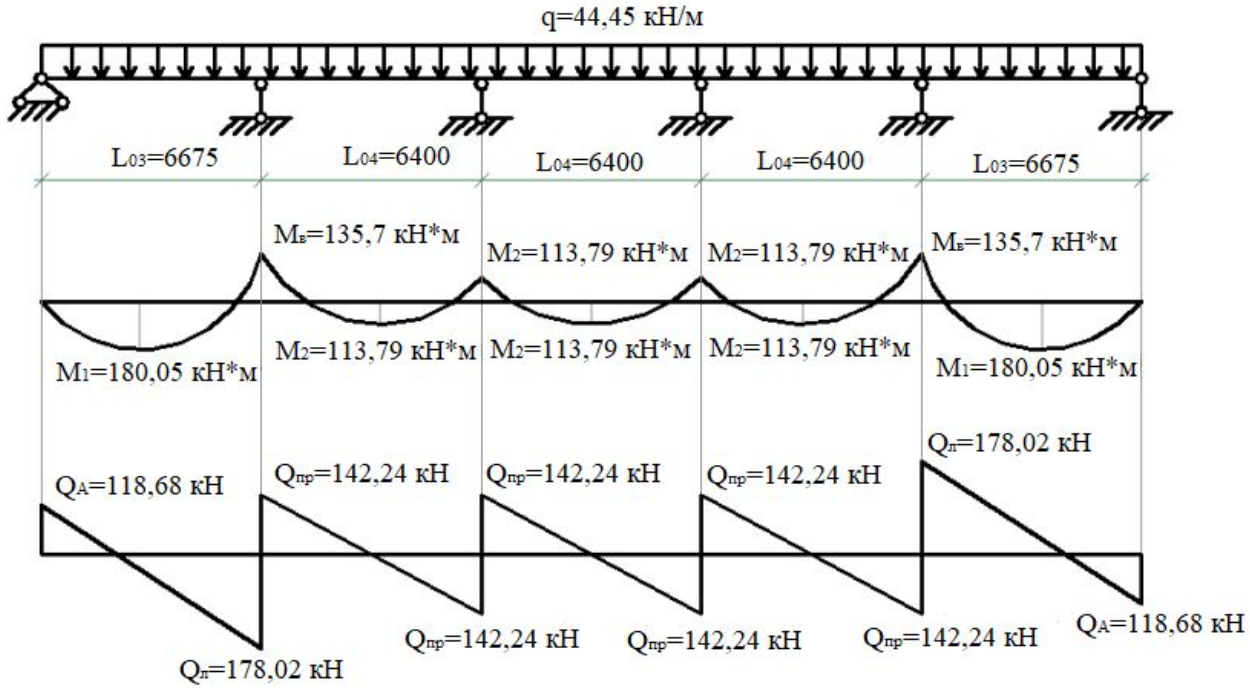
СБОР НАГРУЗОК НА БАЛКИ

Грузовая площадь для второстепенной балки



СБОР НАГРУЗОК НА БАЛКИ





СБОР НАГРУЗОК НА БАЛКИ

Расчетная нагрузка на 1 п.м. условной балки вычисляется по формулам, кН/м:

Постоянная нагрузка:

$$g = gB_{s,b} + b_{s,b} \cdot (h_{s,b} - h'_f) \cdot 25\gamma_f$$

$$g = 6{,}0374 \cdot 2{,}4 + 0{,}25 \cdot (0{,}5 - 0{,}08) \cdot 25 \cdot 1{,}1 = 17{,}38 \text{ кН/м}^2$$

Временная полезная нагрузка:

$$p = pB_{s,b}$$

$$p = 11{,}28 \cdot 2{,}4 = 27{,}07 \text{ (кН/м}^2\text{)};$$

Полная нагрузка:

$$q = g + p$$

$$q = 17{,}38 + 27{,}07 = 44{,}45 \text{ кН/м}^2$$

$$q_1 = g + p/2$$

$$q_1 = 17{,}38 + 13{,}535 = 30{,}92 \text{ кН/м}^2$$

Шаг второстепенных балок

Значение из таблицы для плиты

СБОР НАГРУЗОК НА КОЛОННЫ

Нагрузка на 1 м^2 покрытия

№	Виды нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
1	Гидроизоляционный ковер – 4 слоя	0,19	1,3	0,247
2	Армированная цементная стяжка δ = 40 мм, γ = 22,00 кН/м^3	0,88	1,3	1,144
3	Пеностекло δ = 120 мм, γ = 3,00 кН/м^3	0,36	1,3	0,468
4	Керамзит по уклону δ = 100 мм, γ = 12,00 кН/м^3	1,2	1,3	1,56
5	Пароизоляция – 1 слой	0,05	1,3	0,065
6	Монолитная ж/б плита δ_{red} = 70 мм, γ = 25,00 кН/м^3	1,75	1,1	1,925
7	Постоянная нагрузка	4,43	-	5,409
8	Снеговая нагрузка	0,84	1,4	1,176
9	Полная нагрузка	5,27	-	6,585

СБОР НАГРУЗОК НА КОЛОННЫ

Принимаем размер сечения 40 × 40 см.

Определяем грузовую площадь колонный по формуле, м²:

$$A = L \cdot B$$

$$A = 6{,}7 \cdot 7{,}2 = 48{,}24 \text{ м}^2$$

Постоянная нагрузка от перекрытия одного (типового) этажа с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 1{,}0$ (здание относится ко второму нормальному уровню ответственности) определяется по формуле, кН:

$$N_{пер} = \gamma_n \cdot g_{пер}^{пост} \cdot A,$$

где $g_{пер}^{пост}$- постоянная нагрузка от перекрытия, равная 5,048, кН.

$$N_{пер} = 1{,}0 \cdot 5{,}048 \cdot 48{,}24 = 243{,}52 \text{ кН}$$

Определяем нагрузку от 3 второстепенных балок по формуле, кН:

$$N_{s,b} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{rc} \cdot b_{s,b} \cdot (h_{s,b} - h_f) \cdot l_{04} \cdot n,$$

где γ_{rc} – объемный вес железобетона, равный 25, кН/м³;

n – кол-во второстепенных балок.

$$N_{s,b} = 1{,}0 \cdot 1{,}1 \cdot 25 \cdot 0{,}25 \cdot (0{,}4 - 0{,}08) \cdot 6{,}4 \cdot 3 = 42{,}24 \text{ кН}$$

Определяем нагрузку от главных балок по формуле, кН:

$$N_{m,b} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{rc} \cdot b_{m,b} \cdot (h_{m,b} - h_f) \cdot l_{05},$$

где l_{05} – пролет вдоль главной балки, определяемый по формуле, м:

$$l_{05} = B - h_c,$$

где h_c – ширина колонны, равная 0,4, м,

$$l_{05} = 6{,}7 - 0{,}4 = 6{,}3 \text{ м}$$

$$N_{m,b} = 1{,}0 \cdot 1{,}1 \cdot 25 \cdot 0{,}3 \cdot (0{,}6 - 0{,}08) \cdot 6{,}3 = 27{,}03 \text{ кН}$$

Нагрузка от собственного веса колонны одного (типового) этажа определяется по формуле, кН:

$$N_c = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{rc} \cdot h_c \cdot h_c \cdot H,$$

где H – высота этажа здания, равная 3,2, м.

$$N_c = 1{,}0 \cdot 1{,}1 \cdot 25 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}4 \cdot 3{,}2 = 14{,}08 \text{ кН}$$

Расстояние от пола первого этажа до планировочной отметки равно 1,0 м.

Высоту колонны первого этажа определяем по формуле, м:

$$H_1 = H + 1{,}0 + d - h_ф,$$

где d – глубина залегания фундамента, равная 1,6 м;

$h_ф$ – предварительная высота фундамента, равная, 1,0, м;

1,0 – расстояние от пола первого этажа до планировочной отметки, равное 1,0, м.

$$H_1 = 3{,}2 + 1{,}0 + 1{,}7 - 1{,}0 = 4{,}9 \text{ м}$$

Определяем нагрузку от собственного веса колонны первого этажа, по формуле, кН:

$$N_{c1} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{rc} \cdot h_c \cdot h_c \cdot H_1$$

$$N_{c1} = 1{,}0 \cdot 1{,}1 \cdot 25 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}4 \cdot 4{,}9 = 21{,}56 \text{ кН}$$

Определяем постоянную нагрузку на колонну одного (типового) этажа, по формуле, кН:

$$N_{c,g} = N_{пер} + N_{s,b} + N_{m,b} + N_c$$

$$N_{c,g} = 243{,}52 + 42{,}24 + 27{,}03 + 14{,}08 = 326{,}87 \text{ кН}$$

Определяем постоянную нагрузку от кровли и плиты покрытия, приходящаяся на колонну, по формуле, кН:

$$N_{кров} = \gamma_n \cdot g_{кров} \cdot A,$$

где $g_{кров}$ – постоянная нагрузка от кровли и плиты покрытия, определяемая по таблице 3.1. и равная 5,409.

$$N_{кров} = 1{,}0 \cdot 5{,}409 \cdot 48{,}24 = 260{,}93 \text{ кН}$$

Постоянную нагрузку на колонну от покрытия определяем по формуле, кН:

$$N_{g,покр} = N_{кров} + N_{s,b} + N_{m,b}$$

$$N_{g,покр} = 260{,}93 + 42{,}24 + 27{,}03 = 330{,}2 \text{ кН}$$

Временная нагрузка, приходящаяся на колонну с одного (типового) этажа, определяем по формуле, кН:

$$N_{c,q,пер} = \gamma_n \cdot q_{пер} \cdot A,$$

где $q_{пер}$ – временная нагрузка от плиты перекрытия, определяемая по таблице 2.1. и равная 11,28, кН/м².

$$N_{c,q,пер} = 1{,}0 \cdot 11{,}28 \cdot 48{,}24 = 544{,}15 \text{ кН}$$

СБОР НАГРУЗОК НА КОЛОННЫ

Временная нагрузка, приходящаяся на колонну с покрытия, определяем по формуле, кН:

$$N_{c,q,покр} = \gamma_n \cdot q_{пор} \cdot A,$$

где $q_{пор}$ – временная нагрузка от плиты перекрытия, определяемая по таблице 3.1. и равная 1,176, кН/м^2.

$$N_{c,q,покр} = 1{,}0 \cdot 1{,}176 \cdot 48{,}24 = 56{,}73 \text{ кН}$$

Коэффициент снижения временных нагрузок в многоэтажных зданиях определяем по формуле:

$$\varphi_з = 0{,}4 + \frac{\varphi_1 - 0{,}4}{\sqrt{n}},$$

где n – число перекрытий, от которых учитывается нагрузка на конструктивный элемент, равный 4;

φ_1 – коэффициент, который определяется по формуле:

$$\varphi_1 = 0{,}4 + \frac{0{,}6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}},$$

где $A_1 = 9$ м^2.

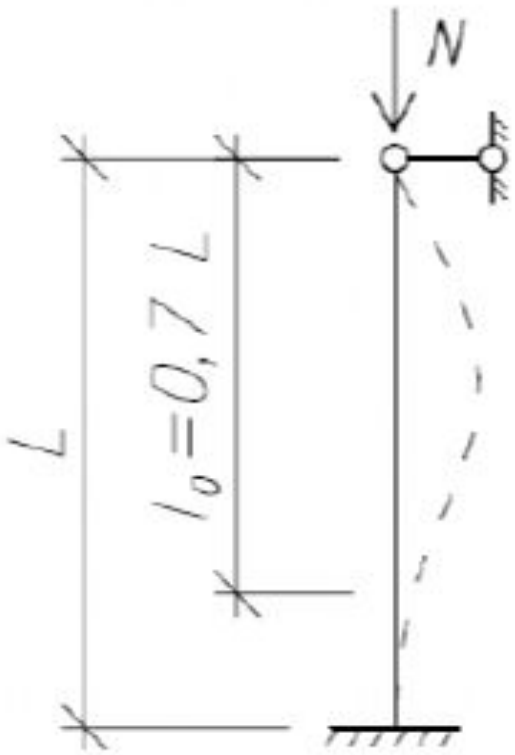
$$\varphi_1 = 0{,}4 + \frac{0{,}6}{\sqrt{\frac{48{,}24}{9}}} = 0{,}659$$

$$\varphi_з = 0{,}4 + \frac{0{,}659 - 0{,}4}{\sqrt{4}} = 0{,}53$$

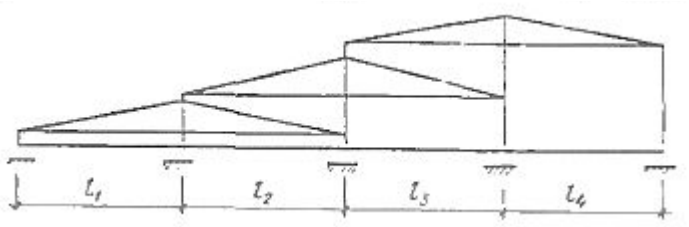
Нормальная сила в колонне на уровне 1-го этажа определяется по формуле, кН:

$$N = N_{c,g} \cdot n + N_{g,покр} + N_{c,q,пер} \cdot n \cdot \varphi_з + N_{c,q,покр} + N_{c1},$$

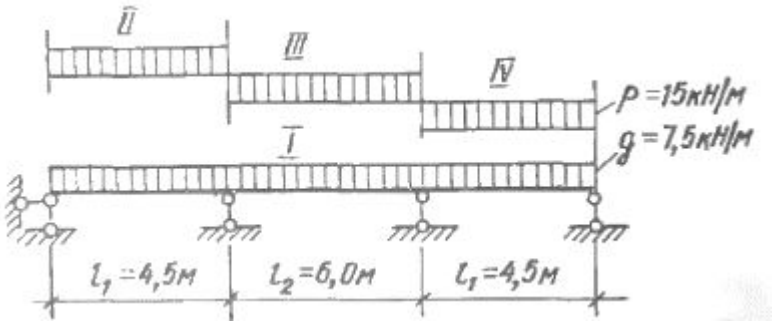
$$N = 326{,}87 \cdot 4 + 330{,}2 + 544{,}15 \cdot 4 \cdot 0{,}53 + 56{,}73 + 21{,}56 = 2869{,}57 \text{ кН}$$



ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В КОНСТРУКЦИЯХ ИЗ НЕЛИНЕЙНО ДЕФОРМИРУЕМЫХ МАТЕРИАЛОВ



Эпюры надопорных моментов

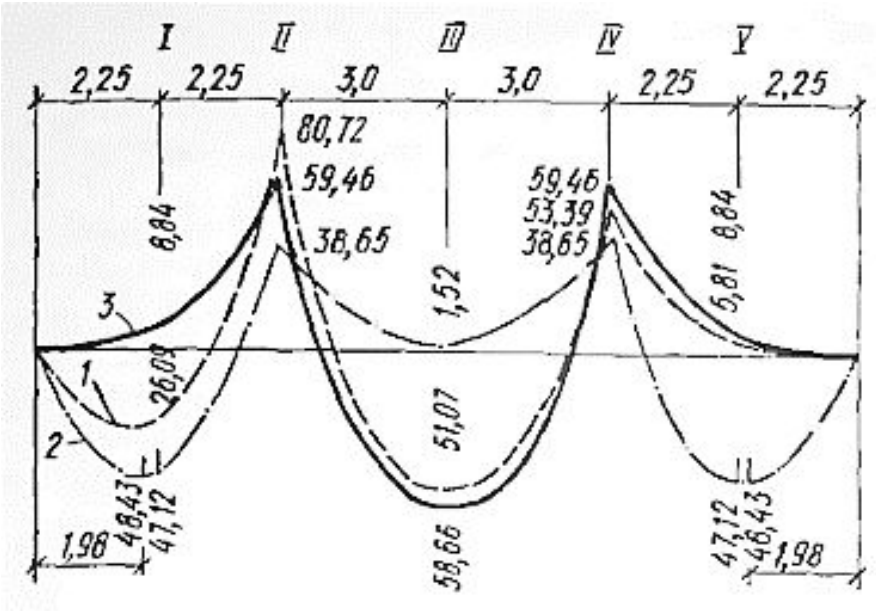


Трехпролетная неразрезная балка

1. Производят расчет упругой балки на действие постоянной нагрузки и различных случаев расположения временной нагрузки.
2. Усилия от каждого случая расположения временной нагрузки складывают с усилиями о постоянной нагрузки.
3. К каждой из полученных таким образом эпюр прибавляют треугольные эпюры с произвольными по знаку и значению надопорными ординатами.
4. По эпюрам моментов, построенным с учетом перераспределения усилий, выбирают наибольшие (по абсолютному значению) изгибающие моменты в расчетных сечениях, т.е. определяют ординаты огибающей эпюры.

Таким образом, перераспределяя усилия получаем различные варианты армирования неразрезных балок (собственно армирования, повышая жесткость на конкретных участках, и приводит к перераспределению). Количество вариантов перераспределения усилий для неразрезных балок не ограничено. Выбор наиболее рационального из них связан с решением оптимизационной задачи.

ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В КОНСТРУКЦИЯХ ИЗ НЕЛИНЕЙНО ДЕФОРМИРУЕМЫХ МАТЕРИАЛОВ

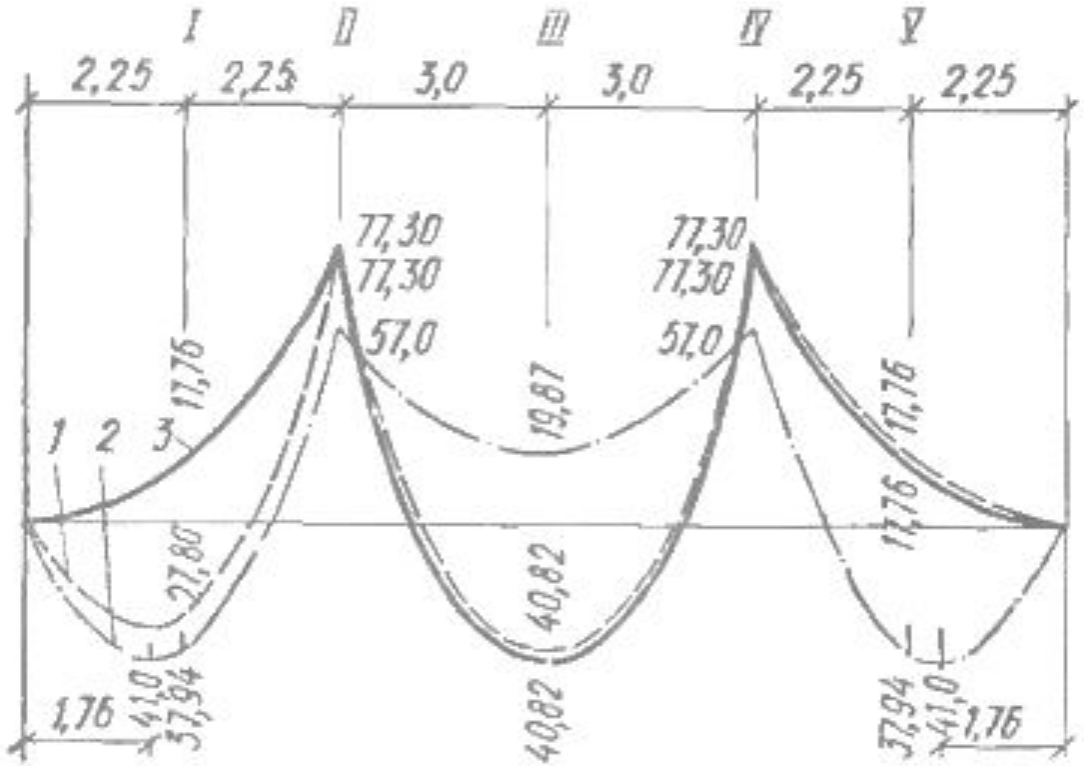


Эпюры моментов в упругой балке

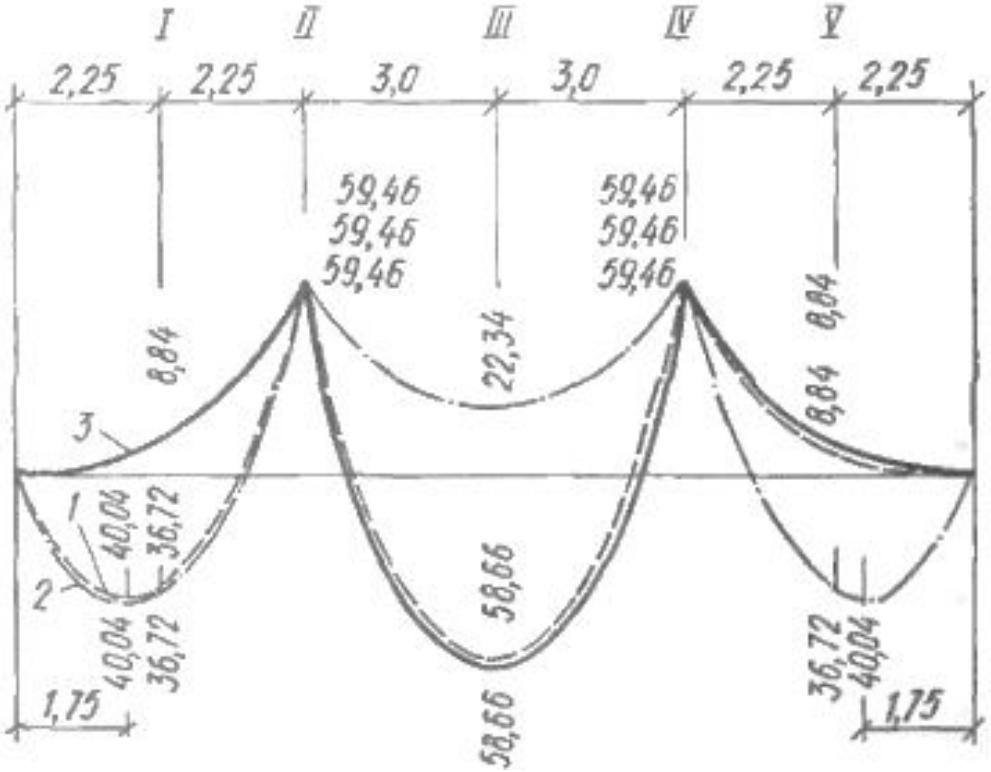
Ординаты эпюр моментов, кН*м, в сечениях балки
(для исходных данных по предыдущему слайду)

Сочетания загружений	Номер сечения				
	I	II	III	IV	V
Первое 1 + 2 + 3	26,09	—80,72	51,07	—53,39	—5,81
Второе 1 + 2 + 4	47,12	—38,65	—1,52	—38,65	47,12
Третье 1 + 3	—8,84	—59,46	58,66	—59,46	—8,84
Четвертое 1 + 3 + 4	—5,81	—53,39	51,07	—80,72	26,09

ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В КОНСТРУКЦИЯХ ИЗ НЕЛИНЕЙНО ДЕФОРМИРУЕМЫХ МАТЕРИАЛОВ



Эпюры моментов с учетом перераспределения усилий по первому варианту:
1, 2, 3 – соответственно для первого, второго и третьего сочетания усилий



Эпюры моментов с учетом перераспределения усилий по первому варианту:
1, 2, 3 – соответственно для первого, второго и третьего сочетания усилий

СПАСИБО
ЗА ВНИМАНИЕ