

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**

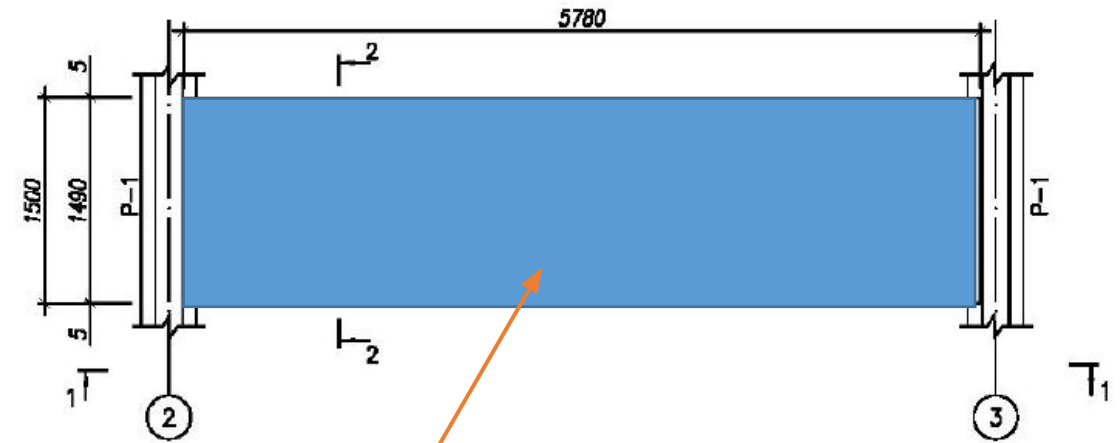
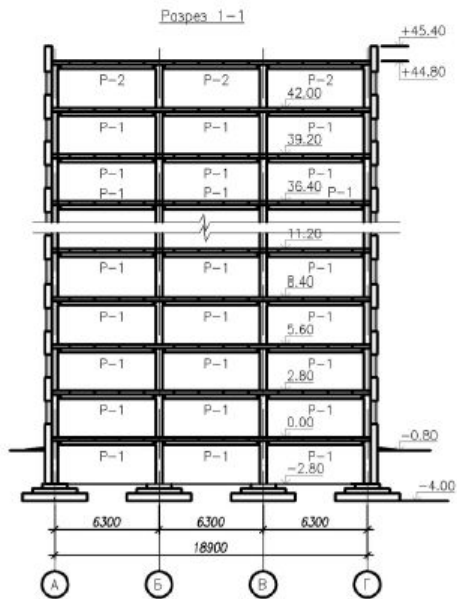
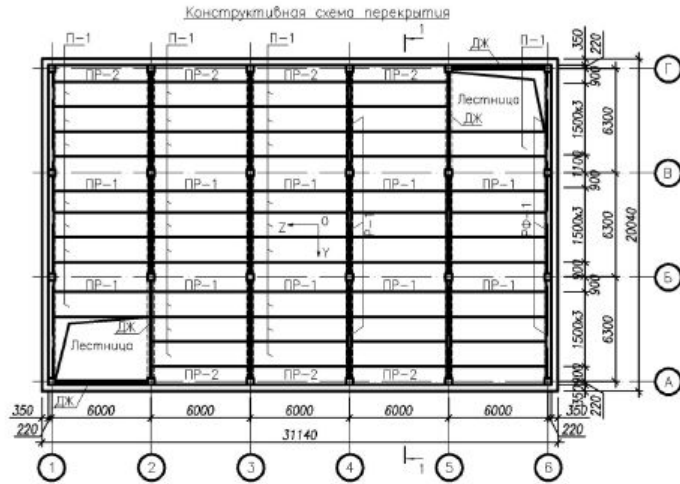
Савин Сергей Юрьевич
Доцент кафедры ЖБК, к.т.н.



ПЛАН ЛЕКЦИОННОГО ЗАНЯТИЯ:

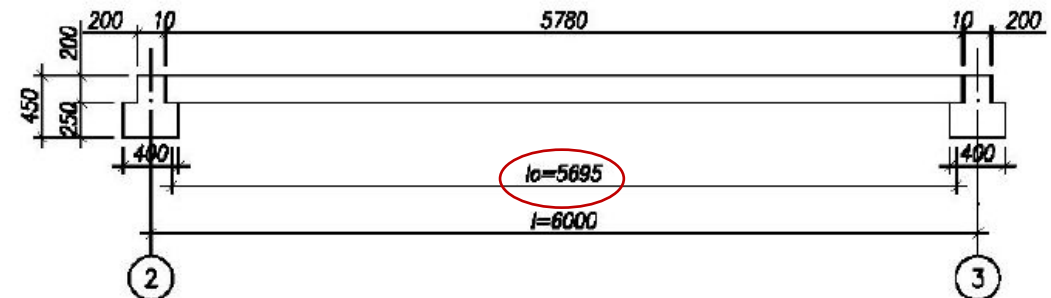
1. Сбор нагрузок на плиты перекрытия и покрытия, составление таблицы нагрузок
2. Сбор нагрузок на ригели и балки
3. Сбор нагрузок на колонны
4. Перераспределение усилий

СБОР НАГРУЗКИ НА СБОРНЫЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ



Грузовая площадь для расчета плиты

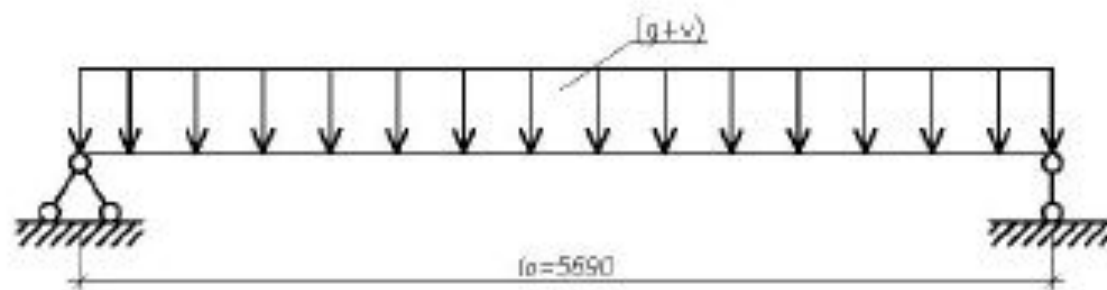
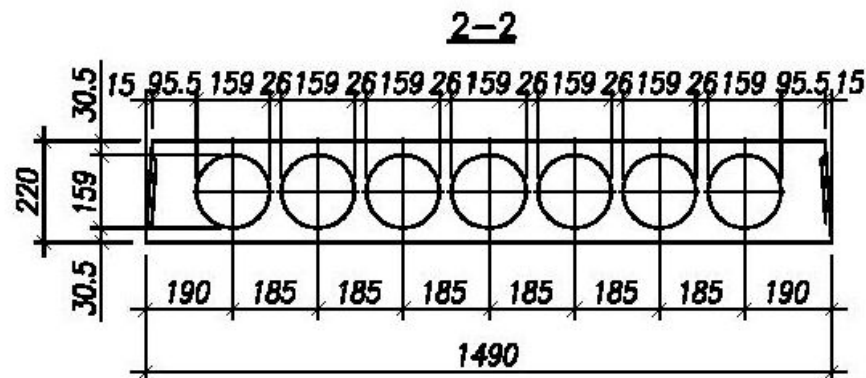
1-1



СБОР НАГРУЗКИ НА СБОРНЫЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Нагрузки на 1 м² перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная:			
полы — паркет на мастике, $\delta = 20$ мм;	0,20	1,3	0,26
цементно-песчаная стяжка, $\delta = 30$ мм ($\gamma = 18$ кН/м ³);	0,54	1,3	0,70
многопустотная сборная плита перекрытия с омоноличиванием швов, $\delta = 220$ мм	3,4	1,1	3,74
Итого постоянная нагрузка g	4,14		4,7
Временная:			
перегородки, $\delta = 120$ мм (приведенная нагрузка, длительная) V_p ;	0,5	1,2	0,6
полезная кратковременная (из задания)	1,5	1,3	1,95
длительная $V_{лон}$	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/м²);
- 1,2 — при полном нормативном значении нагрузки 2 кПа (кН/м²) и более [1].

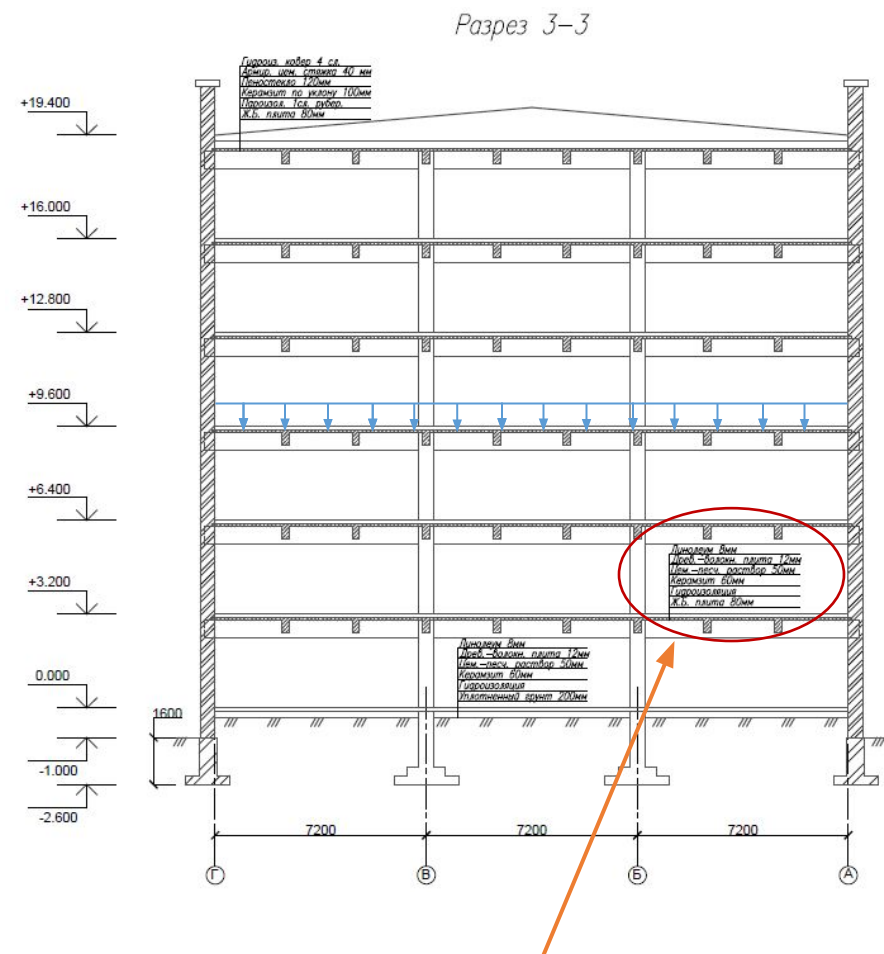
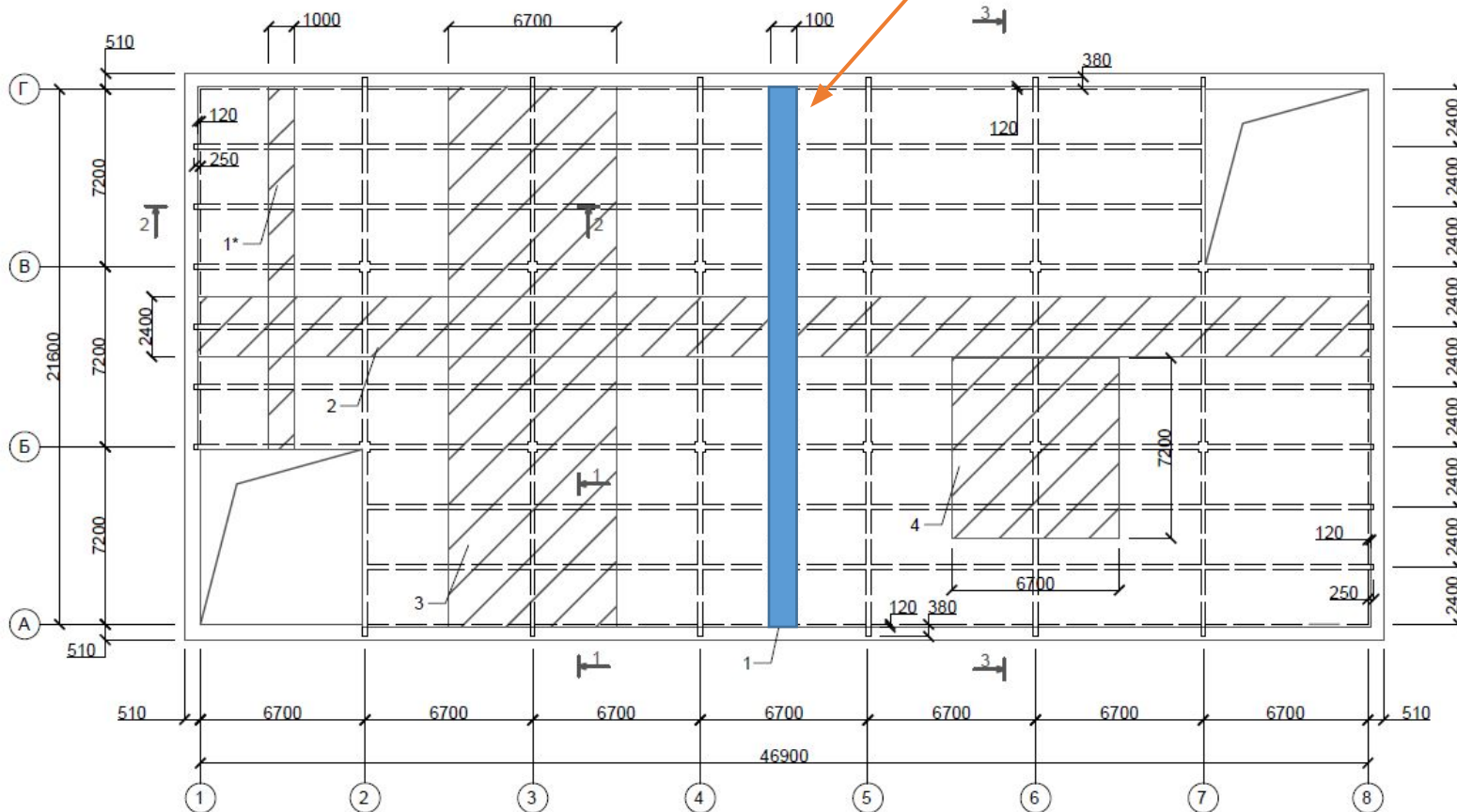
Нагрузка на 1 пог. м длины плиты при номинальной её ширине 1,5 м с учетом коэффициента надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$:

- расчетная постоянная $g = 4,7 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 7,05$ кН/м;
- расчетная полная $(g + V) = 7,25 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 10,88$ кН/м;
- нормативная постоянная $g_n = 4,14 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 6,21$ кН/м;
- нормативная полная $(g_n + V_n) = 6,14 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 9,21$ кН/м;

• нормативная постоянная и длительная $(g_n + V_{лон,n}) = (4,14 + 1,025) \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 7,75$ кН/м.

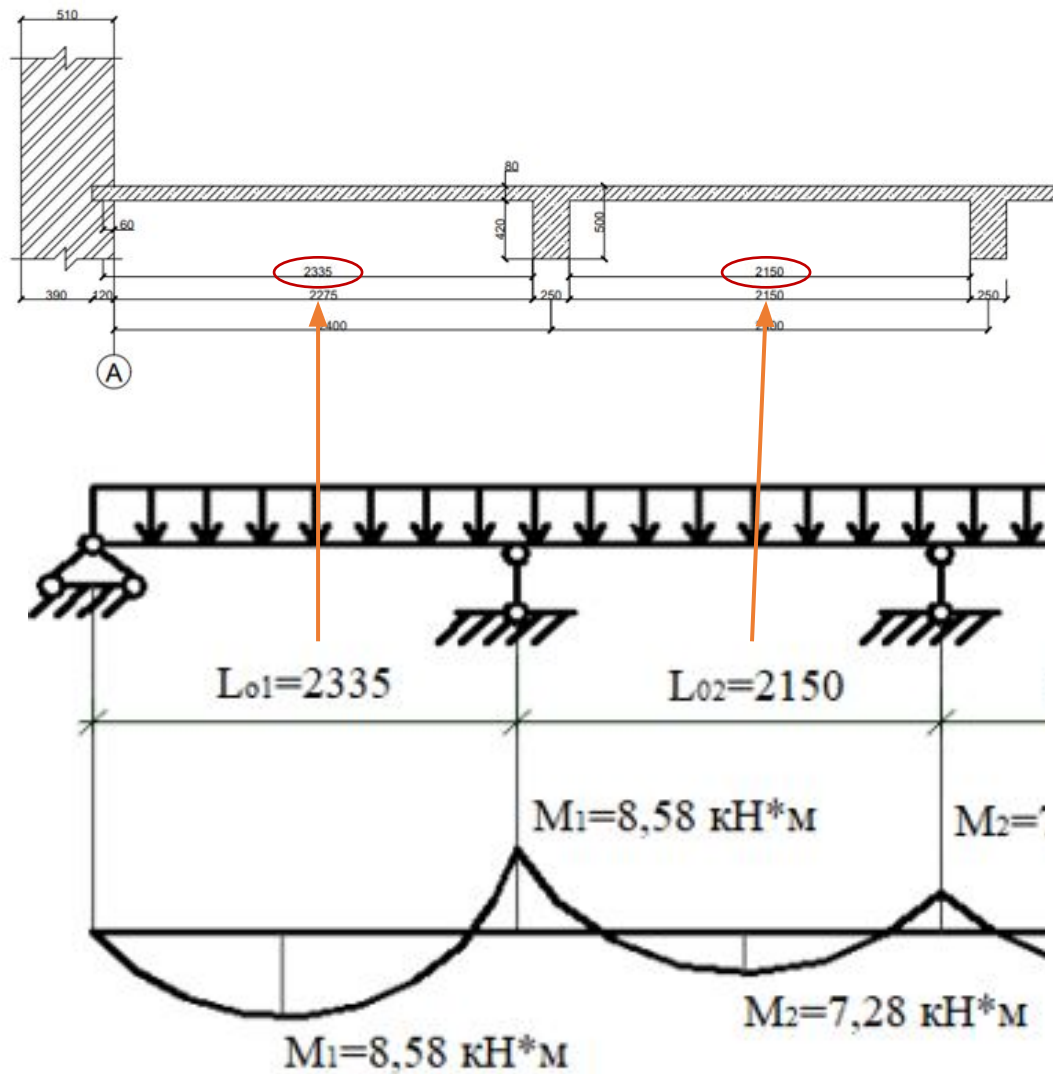
СХЕМА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

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 = 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

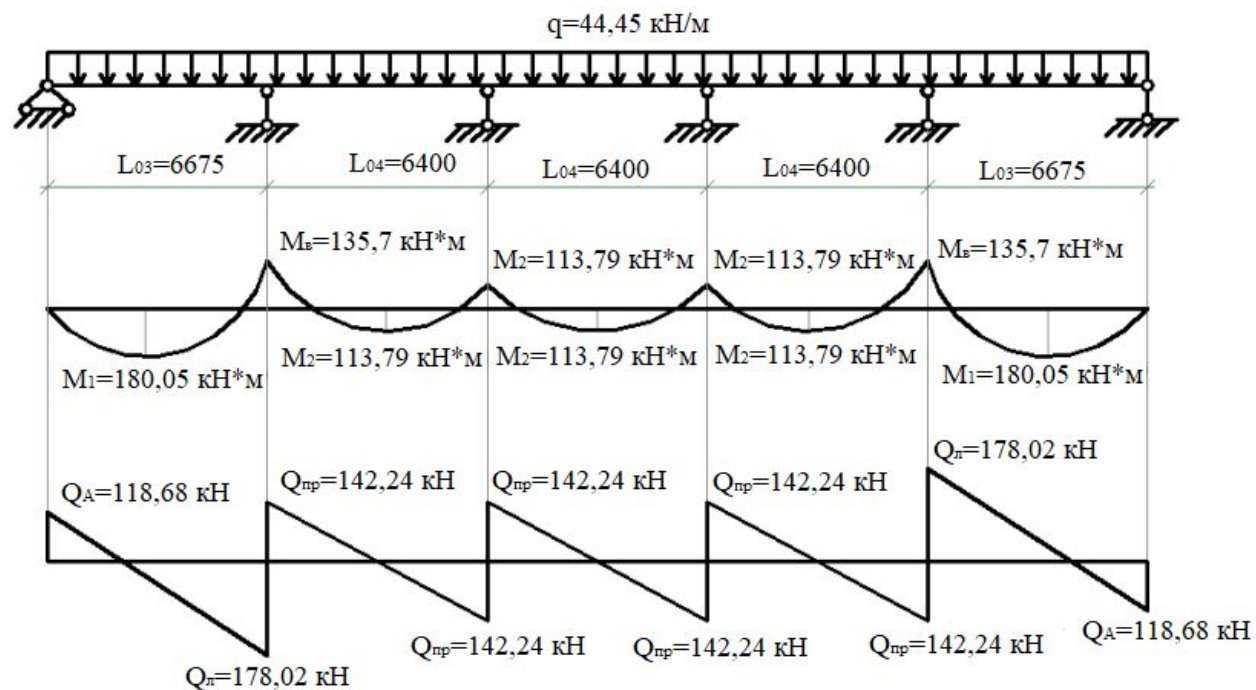
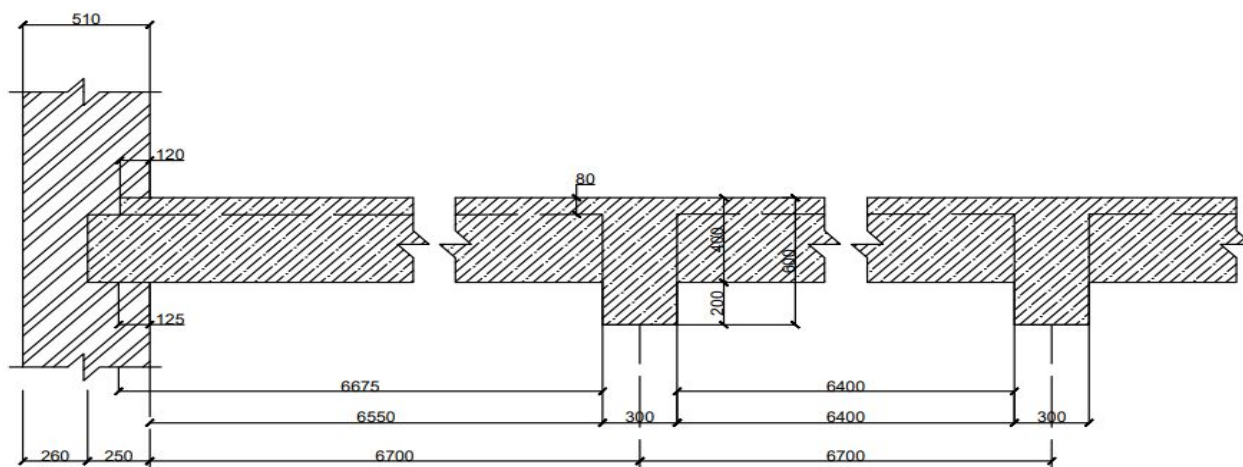
Расчетная нагрузка на 1 погонный метр условной балки шириной 1,0 м :

- 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.

Ширина грузовой площадки = 1 м

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

СБОР НАГРУЗОК НА БАЛКИ



СБОР НАГРУЗОК НА БАЛКИ

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

Постоянная нагрузка:

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

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

Временная полезная нагрузка:

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

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

Полная нагрузка:

$$q = g + p$$

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

$$q_1 = g + p/2$$

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

Значение из
таблицы для
плиты

Шаг
второстепенных
балок

СБОР НАГРУЗОК НА КОЛОННЫ

Нагрузка на 1 м² 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 $\delta = 40$ мм, $\gamma = 22,00$ кН/м ³	0,88	1,3	1,144
3	Пеностекло $\delta = 120$ мм, $\gamma = 3,00$ кН/м ³	0,36	1,3	0,468
4	Керамзит по уклону $\delta = 100$ мм, $\gamma = 12,00$ кН/м ³	1,2	1,3	1,56
5	Пароизоляция – 1 слой	0,05	1,3	0,065
6	Монолитная ж/б плита $\delta_{ред} = 70$ мм, $\gamma = 25,00$ 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, м^2 :

$$A = L \cdot B$$

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

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:

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

где $g_{\text{пер}}^{\text{пост}}$ – постоянная нагрузка от перекрытия, равная 5,048, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

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

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, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$;

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:

$$H_1 = H + 1,0 + d - h_{\phi},$$

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

h_{ϕ} – 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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

где $q_{\text{пер}}$ – временная нагрузка от плиты перекрытия, определяемая по таблице 2.1. и равная 11,28, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

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

СБОР НАГРУЗОК НА КОЛОННЫ

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

$$N_{с,қ,покр} = \gamma_n \cdot q_{покр} \cdot A,$$

где $q_{покр}$ – временная нагрузка от плиты перекрытия, определяемая по таблице 3.1. и равная $1,176$, кН/м².

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

Коэффициент снижения временных нагрузок в многоэтажных зданиях определяем по формуле:

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{\varphi_1 - 0,4}{\sqrt{n}},$$

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 $A_1 = 9 \text{ м}^2$.

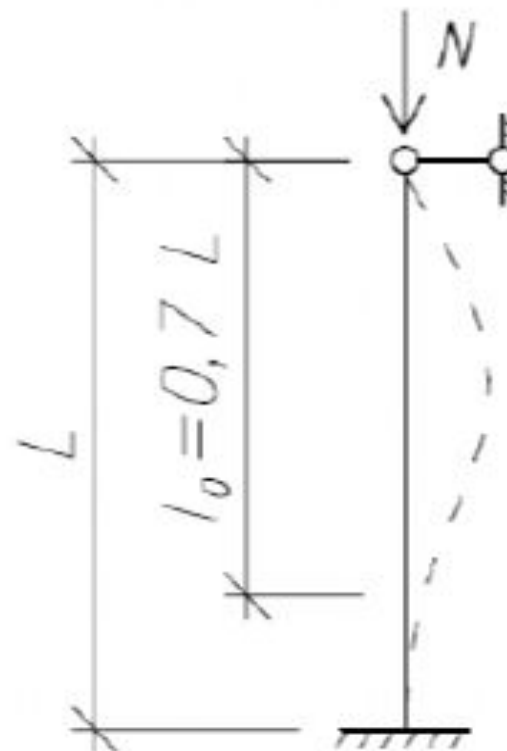
$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{48,24}{9}}} = 0,659$$

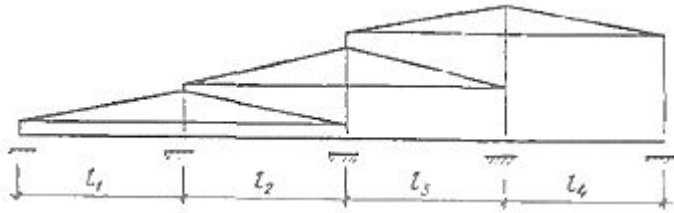
$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{0,659 - 0,4}{\sqrt{4}} = 0,53$$

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

$$N = N_{с,г} \cdot n + N_{г,покр} + N_{с,қ,пер} \cdot n \cdot \varphi_3 + N_{с,қ,покр} + N_{с1},$$

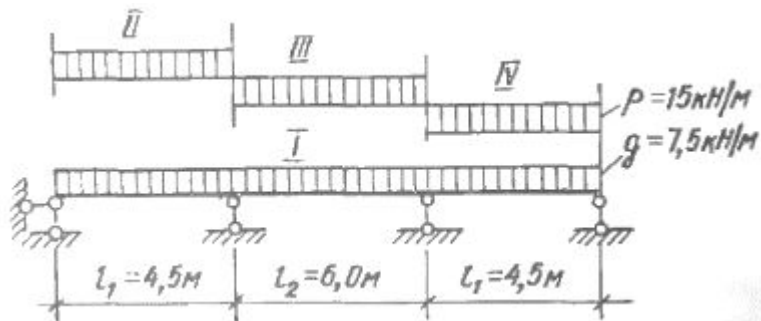
$$N = 326,87 \cdot 4 + 330,2 + 544,15 \cdot 4 \cdot 0,53 + 56,73 + 21,56 = 2869,57 \text{ кН}$$





Эпюры надпорных моментов

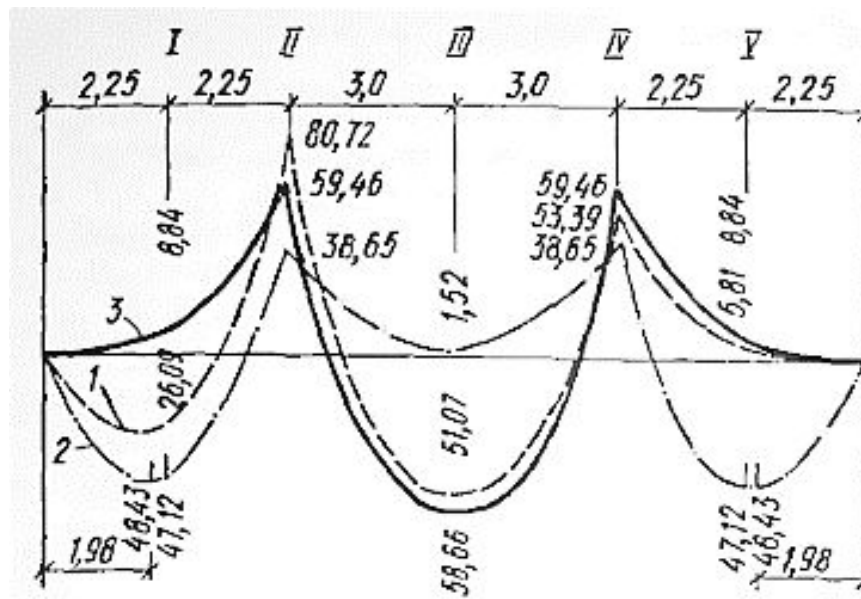
1. Производят расчет упругой балки на действие постоянной нагрузки и различных случаев расположения временной нагрузки.
2. Усилия от каждого случая расположения временной нагрузки складывают с усилиями от постоянной нагрузки.
3. К каждой из полученных таким образом эпюр прибавляют треугольные эпюры с произвольными по знаку и значению надпорными 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.



Трехпролетная неразрезная балка

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

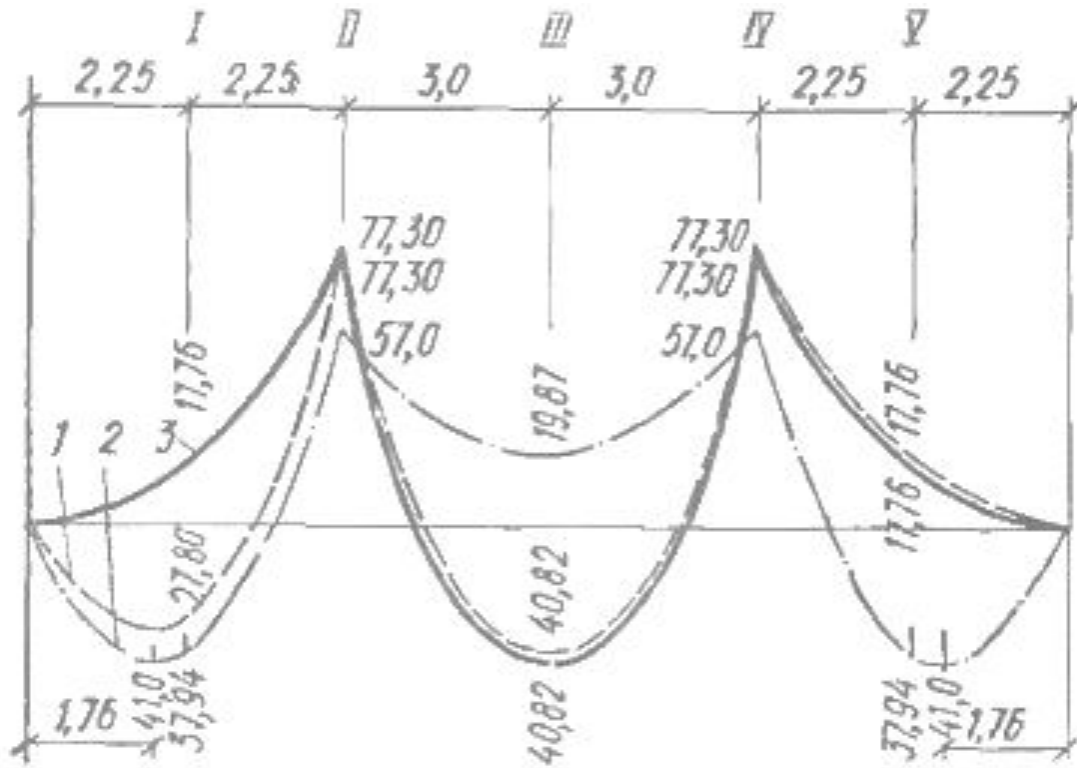


Эпюры моментов в упругой балке

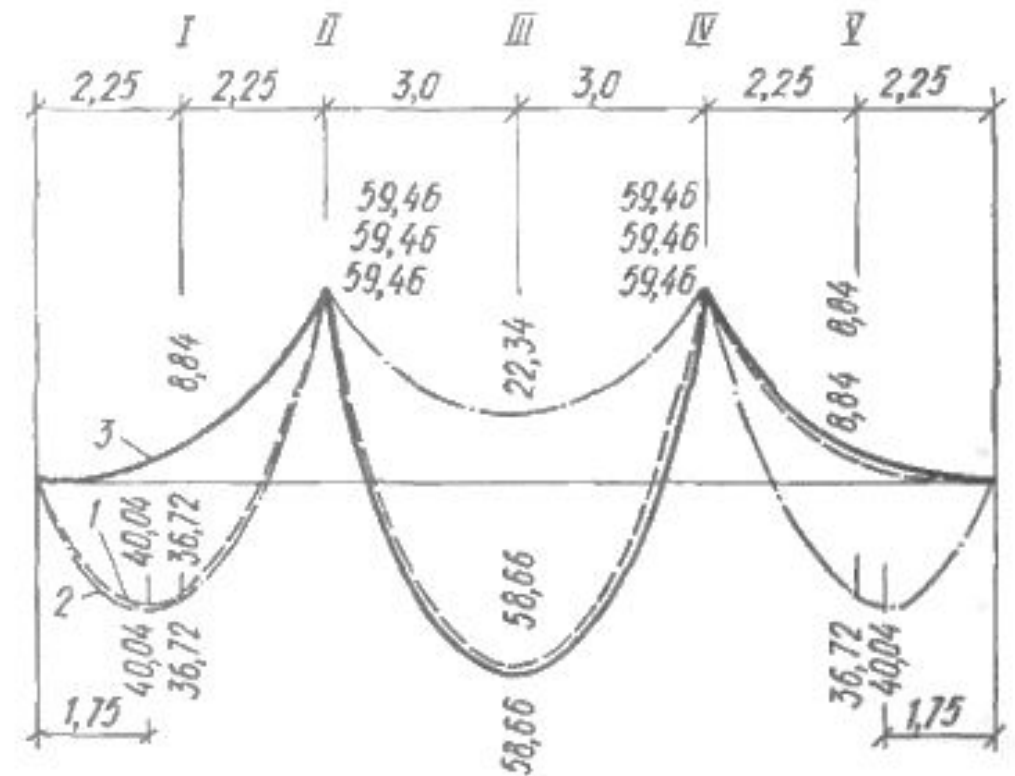
Ординаты эпюр моментов, кН*м, в сечениях балки (для исходных данных по предыдущему слайду)

Сочетания нагрузок	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**