

УДК 630.374.1

ОБОСНОВАНИЕ И РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА КРАНОВОГО ПУТИ НА ПРОДОЛЬНОМ ЛЕЖНЕ

Салахутдинов Ш. А., Шабардин С. В.

ФГБОУ ВПО «Уральский государственный лесотехнический университет», Екатеринбург, Россия (620100), Екатеринбург, ул.Сибирский тракт, 37, e-mail: abdulovu56@yandex.ru

Проведен анализ несущей способности применяемых конструкций кранового пути. Выявлено, что основным их недостатком является чрезмерность трудозатрат по устройству и содержанию. Предложена конструкция на основе деревянного «лежня» с необходимым прочностным расчётом. Расчёт выполнен на основе составленной методики, с учётом технических параметров элементов, составляющих конструкцию в целом, но только для уплотнённых грунтов в подстилающем слое. По полученным данным, представленным в графической форме, показана возможность применения кранового пути с деревянным продольным «лежнем», даже для подстилающего слоя из уплотнённого грунта. Очевидно, что запас прочности конструкции обеспечивается отношением коэффициентов постели, уплотнённых и уплотнённых грунтов в подстилающем слое.

Ключевые слова: крановый путь, расчёт, лежень, коэффициент постели, подстилающий слой.

RATIONALE AND RESULTS OF CALCULATION OF CRANE PART IN THE LONGITUDINAL LEDGER

Salahutdinov S. A., Shabardin S. V.

Ural State Forest Engineering University, Yekaterinburg, Russia (620100), Yekaterinburg, street Sibirskiy trakt, 37, e-mail: abdulovu56@yandex.ru

Analyze the bearing capacity of structures used iranovogo way. Revealed that their main drawback is the excessive labor costs in design and content. A design based on wooden «ledger», with the necessary structural calculations. The calculation is based on techniques drawn from the technical components of the design parameters of the elements as a whole, but only for unconsolidated soils in the underlying layer. The data obtained were presented in graphical form, the possibility of crane runway with longitudinal wooden « ledger», even for sub-base of the unconsolidated soil. Obviously, the design provides a margin of safety ratio of the coefficients of the bed, and compacted soils in the underlying unconsolidated.

Keywords: crane path, calculation, ledger, coefficient of bed, laying layer.

На предприятиях, эксплуатирующих грузоподъемные механизмы с рельсовыми направляющими, применяют обычно крановые пути нескольких конструкций:

- деревянные полушпалы типа: 1А, 1Б по ГОСТ78-89;
- железобетонные полушпалы, типа: ПШН1-13-325-1 и ПШН4-13-325-1;
- железобетонные балки типа: БРП-62.8.3 и БРК-6.24-04;
- железобетонная плита.

Также известна конструкция кранового пути на балках УЛТИ-6,25.

Все варианты конструкций известных крановых путей имеют, каждая в отдельности, свои преимущества и недостатки.

Анализ несущей способности кранового пути всех конструкций показывает, что основным их недостатком является чрезмерность трудозатрат по их устройству и содержанию. Из чего можно выделить ряд необходимых исследований по повышению прочностных характеристик и созданию универсальности конструкций кранового пути:

-исследование и разработка более современной и прочной конструкции кранового пути на основе «нано лежня»;

-исследование прочностных характеристик направляющих (рельса) с целью облегчения конструкции, либо замены направляющих на более современные безрельсовые.

Существующие крановые пути имеют ряд существенных недостатков. Во-первых, сравнительно большой расход древесины, которая необходима для изготовления полушпал, во-вторых, возникают трудности при рихтовке шпал. При той конструкции крановых путей, которая в настоящее время применяется, довольно сложно добиться того, чтобы требуемые нормы эксплуатации крановых путей выполнялись. Одним из главных недостатков является неравномерная просадка крановых путей, возникающая в ходе эксплуатации крана.

В настоящее время широко стали применяться рельсовые пути с железобетонными опорными элементами. Имеется опыт и в лесной промышленности. В Нижне-Сергинском ЛПХ около 4 лет эксплуатировался участок на балках УЛТИ-6,25 под краном ЛТ-62. Всё это время подъёмка и рихтовка пути не осуществлялась, а крановый путь, в частности его параметры, не претерпели каких-либо значительных изменений.

Ещё в 1986 году для условий нижнего склада Тугулымского ЛПХ была предложена новая конструкция верхнего строения кранового пути на деревянных продольных лежнях, которая была проверена по прочностным характеристикам материала с определением поперечного сечения лежня. Лежень – это деревянный брус размером сечения 200x200мм. Рельс в расчете приняли марки Р-65, как и в эксплуатируемых крановых путях повсеместно.

Конструкция представляет два соединенных между собой болтами бруса. Длина опорного элемента 6,24 м, сечение бруса 200x200. На концах опорного элемента имеются уширения, которые расположены под стыками рельс. Они изготавливаются из того же бруса. Опорные элементы имеют между собой жесткое соединение. Такая конструкция, по нашему мнению, позволит надежно эксплуатировать как сам кран, так и крановые пути.

Ниже приведена последовательность расчёта согласно разработанной нами методике.

Принятые обозначения, расчетные параметры.

P – максимальная расчетная нагрузка на ходовое колесо крана, кН;

M_i – ординаты линии влияния изгибающего момента в сечении под i -тым колесом;

P_i – ординаты линии влияния реактивного отпора и просадки рельса в сечении под i -тым колесом; b – ширина нижней постели подрельсового элемента, м;

l – длина опорного подрельсового элемента, м;

W_p, I_p – соответственно, момент сопротивления изгибу, m^3 и момент инерции сечения рельса относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести сечения, m^4 (принимается по табл. 24 СН 78-79);

W_B, I_B – момент сопротивления изгибу, m^3 и момент инерции сечения балки, m^4 ;

E_B, E_P – соответственно, модули деформации дерева и рельсовой стали, МПа;

c – коэффициент постели опорного элемента, МПа, который определяется по формуле 4.1 [2]:

$$c = (2,25 \dots 2,55) E_0; \quad (1)$$

Меньшее значение коэффициента принимается для неуплотненных зернистых грунтов, а большее – для плотных. E_0 – эквивалентный модуль деформации основания, МПа, определяется для двухслойной конструкции основания по формуле 4.2 [2]:

$$E_0 = E_0 / (1 - (2/\pi)(1 - 1/n^{3,5}) \arctg n(h/D)); \quad (2)$$

где E_0 – модуль деформации грунта земляного полотна, МПа, определяемый штамповыми испытаниями по ГОСТ 12374-87 при диаметре штампа $D=564$ мм $n=(E_1/E_0)^{0,4}$; (3)

E_1 – модуль деформации балластного слоя, МПа, принимаемый по паспортным данным карьерного материала; h – толщина балластной призмы, м;

Характеристика пути

Тип рельса – Р65;

Максимальная расчетная нагрузка на ходовое колесо $P=250$ кН;

Расстояние между осями 0,97 м;

Ширина нижней постели подрельсового опорного элемента $b=0,4$ м;

Расчетная длина $l=6,24$ м;

Вид балласта – щебень $E_1 = 130$ МПа;

Толщина балласта $h=0,2$ м;

Вид грунта земляного полотна – песок мелкозернистый $E_0=15$ МПа.

Характеристика деревянных балок рельсового пути

Модуль деформации дерева: $E=0,85 \cdot 10^4$ МПа;

$$\text{Момент инерции расчетного сечения: } I_B = bh^3/12 = 0,4 \cdot 0,2^3/12 = 13,34 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4; \quad (4)$$

$$\text{Момент сопротивления изгибу: } W_B = bh^2/6 = 0,4 \cdot 0,2^2 = 26,67 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4; \quad (5)$$

Расчетное сопротивление изгибу: $R_B = 15$ МПа;

$$\text{Жесткость балки: } W_B = bh^2/6 = 0,4 \cdot 0,2^2 = 26,67 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4; \quad (6)$$

$$\text{Несущая способность балки: } M_B^{\text{пред}} = W_B \cdot R_B = 26,67 \cdot 10^{-4} \cdot 15 \cdot 10^6 = 40,0 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (7)$$

Характеристика Рельса Р65.

Момент сопротивления изгибу: $W_P=404$ cm^3 ;

Момент инерции: $I_P=2998$ cm^4 ;

Жесткость рельса: $V_P=6,29$ $MH \cdot m^2$;

Несущая способность: $M_P^{\text{пред}}=121,2$ $кН \cdot м$.

Определение напряжений в элементах рельсового пути

Определяем приведенную длину λ балки, для этого определяем коэффициент относительной жесткости системы балка – основание по формуле 4.8 [2]: $K=(c \cdot b / 4 \cdot V_C)^{0,25}$, (8)

где: c – коэффициент постели опорного элемента, МПа/м ;

b – ширина нижней постели подрельсового опорного элемента, м;

$V_C = V_B + V_P$ – суммарная жесткость двухслойной балки, МН•м²;

E_0 – эквивалентный модуль деформации основания, МПа; $n=(130/15)^{0,4}=2,37$;

Эквивалентный модуль деформации:

$E_0=15/(1-(2/3,14)(1-1/2,37^{3,5})\arctg 2,37(0,2/0,564))=26,016$ МПа;

Коэффициент постели опорного элемента: $c=2,25 \cdot 26,016=58,5$ МПа/м;

Суммарная жесткость двухслойной балки: $V_C=2,27+6,29=8,56$ МН•м²;

Коэффициент относительной жесткости: $K=(58,5 \cdot 0,4 / (4 \cdot 8,56))^{0,25}=0,908$;

Приведенная длина определяется по формуле 4.9 [2]: $\lambda=K \cdot l=0,908 \cdot 6,24=5,67$; Округляем до $\lambda=5,5$. Рассчитываемая балка относится к категории коротких, т.к. $\lambda < 7$. Из таблицы 6.1 [2], для соответствующей λ , выписываем табличные значения ординат линий влияния реактивных давлений R^T и изгибающих моментов M^T , по которым строим соответствующие линии влияния (см. рис. 1).

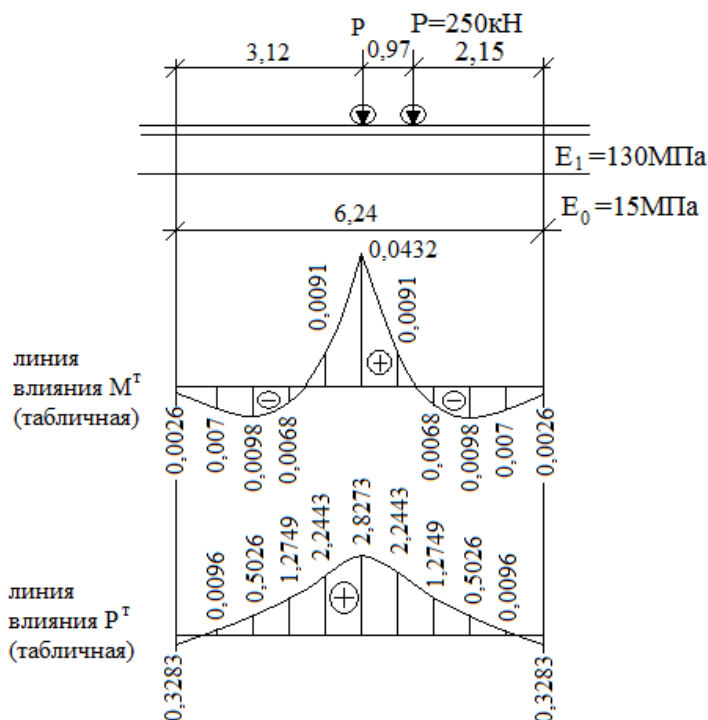


Рис.1. Линии влияния M^T и R^T

Определяем значения наибольшего изгибающего момента в среднем сечении балки по формуле 4.10 [2]: $M_C = P \cdot l \cdot \sum M_i^T = 250 \cdot 6,24 (0,0432 - 0,002) = 64,27$ кН•м,

где M_i^T – величины безразмерных ординат линий влияния изгибающего момента под действующими силами.

Изгибающие моменты в рельсе и балке будут соответственно определяться по формулам 4.11, 4.12 [2]:

$$M_P = M_C(E_P \cdot I_P / B_C) = 64,27(6,29/8,56) = 47,23 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_P^{\text{пред}} = 121,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_B = M_C(B_B / B_C) = 64,27(2,27/8,56) = 17,04 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_B^{\text{пред}} = 40,0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Таким образом, действующие изгибающие моменты ниже предельных значений. Определяем напряжение σ_B в балласте на контакте с опорным элементом по формуле 4.14 [2]:

$$\sigma_B = (P/b \cdot l) \sum P_i^T = (0,25/0,4 \cdot 6,24)(2,8273 + 1,7) = 0,45 \text{ МПа} < R_B = 0,7 \text{ МПа};$$

где P_i^T – значения безразмерных ординат линии влияния реактивных давлений под соответствующими силами.

Условие прочности по балласту удовлетворяется.

Для определения напряжения σ_0 , на основной площадке земляного полотна, предварительно, вычисляем толщину эквивалентного слоя грунта по формуле 4.15 [2]:

$$h_{\text{э}} = h(E_1/E_0)^{0,4} = 0,2(130/15)^{0,4} = 0,47 \text{ м};$$

Затем по соотношению $h_{\text{э}}/b$ находим значение коэффициента изменения давления в толщине грунта: $K_Z = 0,586$;

Напряжение на основной площадке земляного полотна определяем по формуле 4.16 [2]:

$$\sigma_0 = K_Z \cdot \sigma_B = 0,586 \cdot 0,45 = 0,26 < R_0 = 0,3 \text{ МПа}. \quad (9)$$

Условие прочности по основной площадке также удовлетворяется. Из расчетов видно, что при расположении нагрузки на середине балки, условия прочности как по балласту, так и по основной площадке удовлетворяются. Произведем расчет балки при условии, что нагрузка будет расположена на конце балки, то есть на шарнире (см. рис. 2). В этом сечении величина изгибающего момента будет равна нулю. Уширения имеются на сравнительно малом участке рассчитываемого опорного элемента, поэтому значение характеристик не изменяется, вплоть до расчета приведенной длины: $\lambda = 5,5$. Из таблиц 5 и 6 [3] выписываем табличные значения ординат линий влияния реактивных давлений P_i^T для $\lambda = 5$ и $\lambda = 6$. Методом интерполяции определяем эти значения для $\lambda = 5,5$ и строим линию влияния (см. рис. 2).

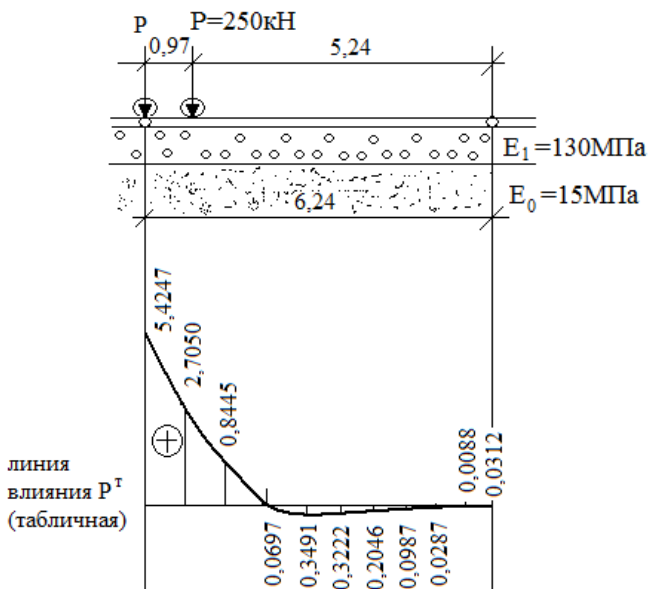


Рис. 2. Линия влияния P^T табличная

Определяем напряжение σ_B в балласте на контакте с опорным элементом по формуле 4.14 [2]: $\sigma_B = (P/b \cdot l) \sum P_i^T = (0,25/0,8 \cdot 6,24)(5,4247 + 1,6) = 0,35 \text{ МПа} < R_B = 0,7 \text{ МПа}$; (10)

Условие прочности по балласту на уширениях выполняется.

Определяем напряжение σ_0 на основной площадке земляного полотна. Значение величины $h_3 = 0,47$ не изменяется. По соотношению h_3/b находим значение коэффициента изменения в толщине грунта по таблице из [2]: $K_Z = 0,7675$;

Напряжение на основной площадке земляного полотна определяем по формуле 4.16 [2]:

$$\sigma_0 = K_Z \cdot \sigma_B = 0,7675 \cdot 0,35 = 0,268 < R_0 = 0,3 \text{ МПа};$$

На рассчитываемой балке все условия прочности полностью выполняются. В результате расчета предложенного варианта кранового пути получены линии влияния M^T и P^T (рис. 1 и 2), показывающие распределение давления секции кранового пути и изгибающего момента.

По выше полученным данным определены напряжения σ_0 и σ_B

$$(\sigma_0 = 0,268 < R_0 = 0,3 \text{ МПа}; \sigma_B = 0,35 \text{ МПа} < R_B = 0,7 \text{ МПа})$$

на основной площадке земляного полотна и в балласте на контакте с опорными элементами. Их значения ниже допускаемых значений, то есть надежность эксплуатационных свойств такого кранового пути обеспечивается. Наиболее значительным недостатком, по нашему мнению, следует считать использование тяжелого металлического рельса Р-65. Нами предпринята попытка замены рельса Р-65 на более легкие направляющую без изменения жесткости поперечного сечения и надежности верхнего строения кранового пути.

Список литературы

- ГОСТ Р 51248-99. Пути наземные рельсовые.

2. Инструкция по устройству и эксплуатации, перебазированию рельсовых строительных башенных кранов. СН 78-79. Госстрой СССР. М.: Стройиздат, 1980.
3. Инструкция по устройству и содержанию рельсовых путей козловых кранов на предприятиях ТПО «Свердлеспром». Свердловск, 1988. 49 с.
4. Разработка методики расчета рельсовых крановых путей на блочном железобетонном основании. Отчет по научно-исследовательской теме 26/83.Гос.рег.№01.83.0029692. Свердловск, 1984.
5. Тагильцев Н. Д. Расчет жестких колеиных покрытий лесовозных автомобильных дорог Урала и Сибири // Межвузовский сборник. Вып. 2. Свердловск, 1979.

Рецензенты:

Ковалев Р. Н., д.т.н., профессор, заведующий кафедрой Уральского государственного лесотехнического университета, г. Екатеринбург.

Черемных Н. Н, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой Уральского государственного лесотехнического университета, г. Екатеринбург.