

СОЛОВЬЕВ Л.Ю, ЦВЕТКОВ Д.Н
«СОВРЕМЕННЫЙ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНЫЙ КОМПЛЕКС SOFiSTiK В
ПРОЕКТИРОВАНИИ И ОЦЕНКЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ИСКУССТВЕННЫХ
СООРУЖЕНИЙ»

Вычислительный комплекс SOFiSTiK предназначен для комплексных расчетов и автоматизированного проектирования строительных конструкций. Отличительной особенностью комплекса (по сравнению с другими пакетами, например, Midas, Лира, SCAD) является возможность выполнения расчетов сооружений с учетом их взаимодействия с грунтом, с учетом подработки грунтовых массивов (при проектировании в условиях плотной застройки), расчеты на ветровые и динамические нагрузки и другие (проектирование подземных сооружений при сложной их конфигурации и пересечениях в пространстве, фильтрации воды и т.д.).

Такие возможности обеспечиваются большим выбором моделей материалов, в том числе с учетом трещинообразования в бетоне, большим выбором моделей деформирования грунта (Друккера-Праггера, Лоде, Кулона – Мора).

Оценка тех состояния в отличие от задач проектирования не требует подбора сечений, армирования. Здесь на первый план выходят математический аппарат моделей механики ДТТ, таких как учет сложного напряженного состояния, нелинейности материала, устойчивости элементов и т.д.

Теоретической основой комплекса SOFiSTiK является метод конечных элементов (МКЭ).

Примеры решения задач строительной отрасли.

Пример 1. Оценка технического состояния эксплуатируемых железнодорожных мостов.

По результатам обследования металлического неразрезного пролетного строения со сквозными главными фермами, имеющего схему $132 + 154 + 132$ м, было сделано предположение о том, что укладка на нем безбалластного мостового полотна на железобетонных плитах взамен существующего мостового полотна на деревянных поперечинах улучшит условия работы элементов проезжей части, снизит интенсивность трещинообразования в них, но может привести к увеличению амплитуд поперечных горизонтальных колебаний при проходе по мосту поездов. Как следствие возрастания перемещений возможно ухудшение показателей условий движения вагонов по мосту. Обработка результатов динамических испытаний, проведенных на этом же пролетном строении, позволила определить частоты низших форм собственных колебаний и

величины горизонтальных поперечных перемещений колебаний конструкции во время прохода нагрузки.

На первом этапе работы создана конечно-элементная модель (КЭ-модель) пролетного строения (рис. 1) с мостовым полотном на деревянных поперечинах составленная из 1256 балочных конечных элементов (КЭ) и выполнена ее идентификация по динамическим параметрам. Постоянная нагрузка от собственного веса элементов ферм, проезжей части и связей прикладывалась как равномерно-распределенная нагрузка по каждому КЭ, а вес проезжей части с элементами тротуаров прикладывали как равномерно-распределенную нагрузку интенсивностью $q = 11$ кН/м только по длине КЭ, моделирующих продольные балки. Целевыми параметрами идентификации КЭ-модели были величины собственных частот по первой форме колебаний $f_1 = 0,73$ Гц (колебания в горизонтальной направлении) и по второй форме колебаний $f_2 = 1,74$ Гц (колебания в вертикальном направлении), определенные по результатам измерений ускорений элементов моста.

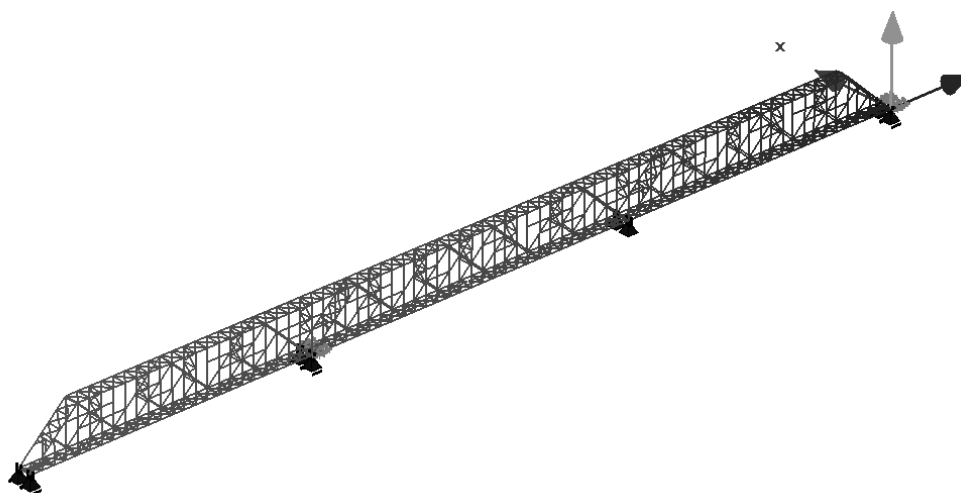


Рис. 1 – Расчетная модель пролетного строения

Решение задачи при проектных размерах элементов и параметрах материала (значения величин, приведенные в строке 1 таблицы 2 при $\rho = 78,5$ кН/м³) показало, что хотя расчетные ω_1 и измеренные f_1 значения частот совпадают, но вес модели пролетного строения равен $P = 20445$ кН, что меньше проектного значения веса пролетного строения $P = 26750$ кН на 24 %. Расчеты выполненные с последовательным увеличением параметра плотности материала модели ρ позволили найти такое значение плотности, при котором величины расчетной и измеренной частот ω_2 и f_2 практически совпали, а отклонение по весу модели составило 6 % (см. таблицу 1).

Таблица 1– Результаты идентификации КЭ-модели по весу ПС

N п/п	Плотность материала,	Расчетное значение	Расчетное значение	Вес ПС по расчету,	Вес ПС по проекту, кН	Отклонение от проекта

	кН/м ³	ω_1 , Гц	ω_2 , Гц	кН	измеренные частоты f_1/f_2 , Гц	по весу ПС, %
1	78,5	0,73	1,93	20445	<u>26750</u> 0,73/1,74	-24
2	90,0	0,690	1,82	22602		-16
3	95,0	0,670	1,78	23620		-12
4	100,0	0,66	1,74	25036		-6

Графически изменение расчетного значения второй собственной частоты ω_2 в зависимости от веса модели показано на рис. 2.

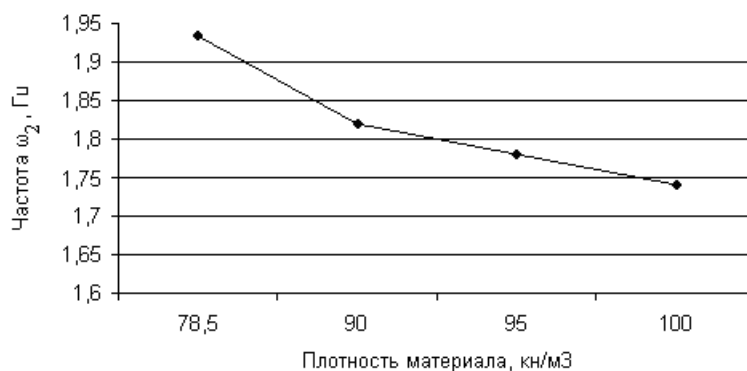


Рис. 2 – Изменение расчетного значения собственной частоты ω_2 в зависимости от веса пролетного строения

Дальнейшее изменение веса модели за счет изменения параметра ρ не улучшили полученного совпадения по частотам ω_2 и f_2 .

В качестве второго варьируемого параметра модели была выбрана упругость опорных частей в направлении их перемещения под нагрузкой. Вид узла опирания КЭ-модели с упругой связью показан на рис. 3. Удовлетворительного совпадения расчетных значений ω_1 и измеренного f_1 удалось добиться, когда в КЭ-модели упругую связь ввели на опорах № 3 и № 5. Результаты расчета приведены в таблице 2.

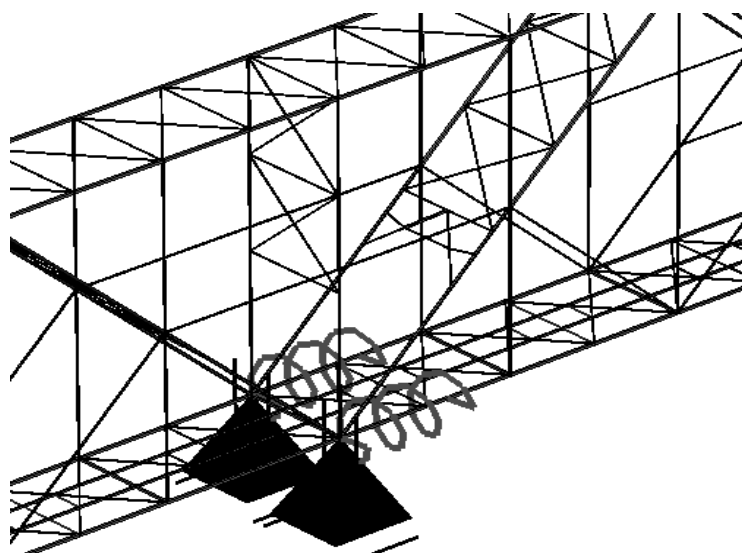


Рис. 3 – Моделирование упругой связи на опоре № 3

Таблица 2 – Результаты идентификации КЭ-модели по параметру упругости опорных частей

Номер опоры	Жесткость упругой связи в опорной части, кН/м	Расчетное значение ω_1 , Гц	Расчетное значение ω_5 , Гц	Измеренные частоты f_1/f_5 , Гц	Отклонение от измеренного значения частоты, %
5	10000	0,703	1,734	0,73/1,74	4 / 0
3 и 5	10000	0,722	1,736		1 / 0

Учет изменения типа мостового полотна в КЭ-модели провели увеличением интенсивности равномерно-распределенной нагрузки, прикладываемой по длине КЭ, моделирующих продольные балки, до величины $q_1 = 17$ кН/м. Общий вес модели при этом увеличился и составил $P = 29720$ кН. Результаты расчетов собственных частот колебаний по первым шести формам приведены в таблице 3.

Таблица 3 – Расчетные значения собственных частот ω

КЭ-модель с МП на деревянных поперечинах			КЭ-модель с БМП		
Форма колебаний	Частота, Гц	Период, с	Форма колебаний	Частота, Гц	Период, с
1	0.722	1.385	1	0.703	1.423
2	0.964	1.038	2	0.922	1.084
3	0.994	1.006	3	0.989	1.011
4	1.736	0.576	4	1.734	0.577
5	1.834	0.545	5	1.774	0.564
6	1.948	0.513	6	1.945	0.514

На втором этапе провели анализ величин горизонтальных перемещений в середине пролета 3-4 от единичного воздействия в виде периодически изменяющейся сосредоточенной силы $N = 100$ кН. Фрагмент КЭ-модели и вид нагрузки показан на рис. 4. Сила была приложена горизонтально к узлу нижнего пояса правой фермы в середине пролета 3-4.

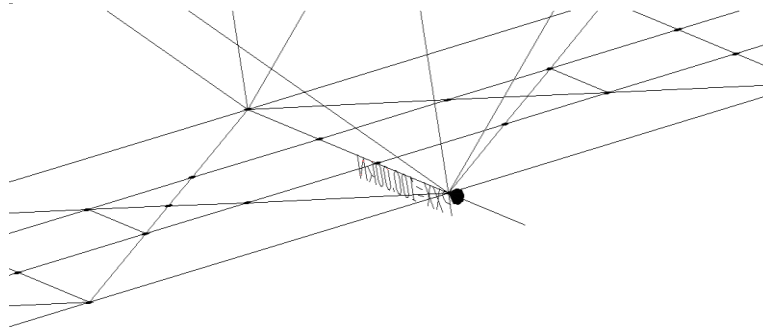
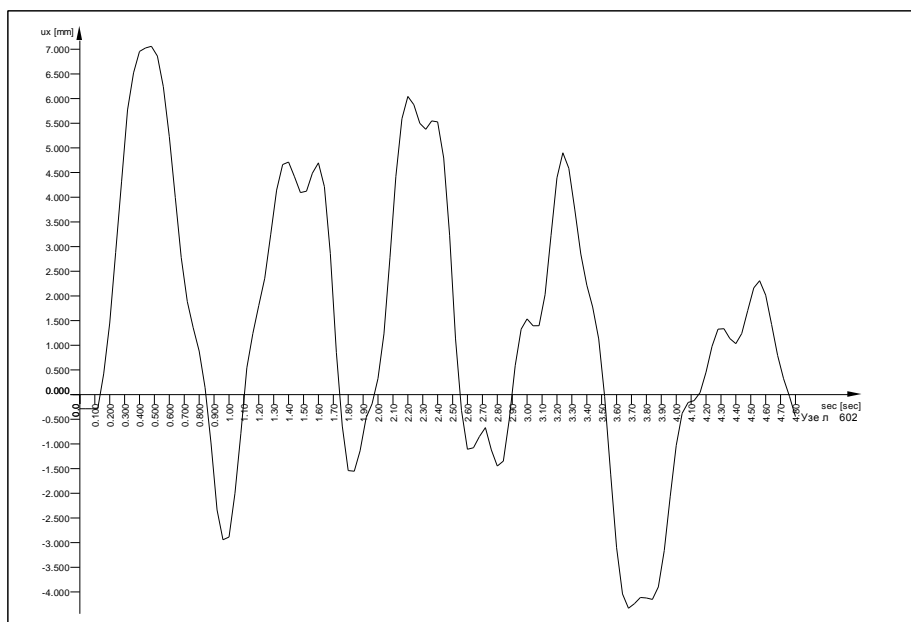


Рис. 4 – Единичное динамическое воздействие в КЭ-модели

Результаты выполненных расчетов показали, что амплитуда поперечных горизонтальных колебаний пролетного строения зависит не только от величины вынуждающей силы, но и от ее частоты. Для одного и того же типа мостового полотна амплитуда колебаний может изменяться в пределах до 30 %.

На рис. 5 показаны графики горизонтальных перемещений точки в середине пролета фермы для двух типов мостового полотна в зависимости от времени. Частота приложения динамической нагрузки была задана 1,6 Гц.

а – МП на
деревянных
поперечинах



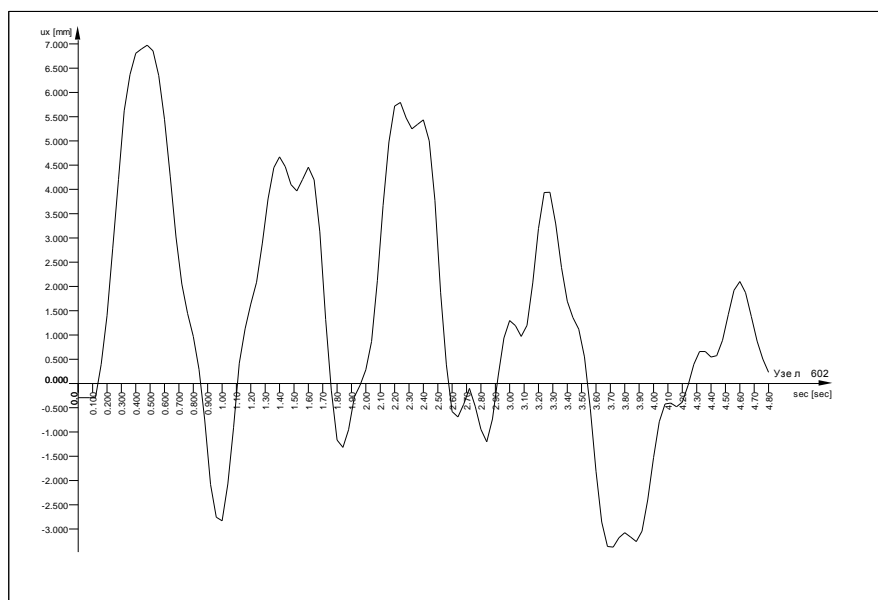
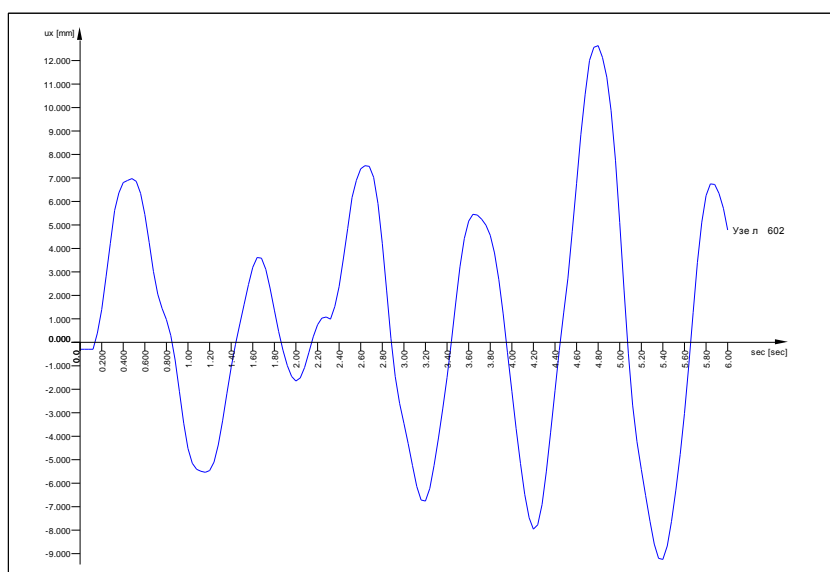


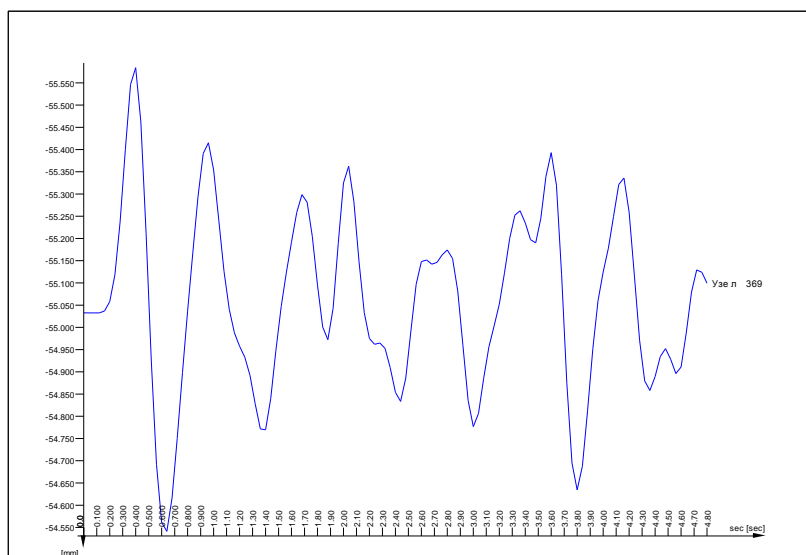
Рис. 5 – Графики горизонтальных перемещений при частоте единичного динамического воздействия 1,6 Гц

Анализ графиков показывает, что замена существующего мостового полотна с деревянными поперечинами на безбалластное мостовое полотно с железобетонными плитами не приводит к значительному увеличению амплитуды поперечных горизонтальных колебаний. Амплитуды колебаний в большей степени зависят от частоты вынуждающей силы и изменяются в пределах от -2 % до +12 %. На рис. 6 приведены графики горизонтальных перемещений в середине пролета при различной частоте единичного динамического воздействия ω , полученные расчетом на КЭ-модели с безбалластным мостовым полотном.

$\omega = 0,5$ Гц



$\omega = 0,7 \text{ Гц}$



$\omega = 1,6 \text{ Гц}$

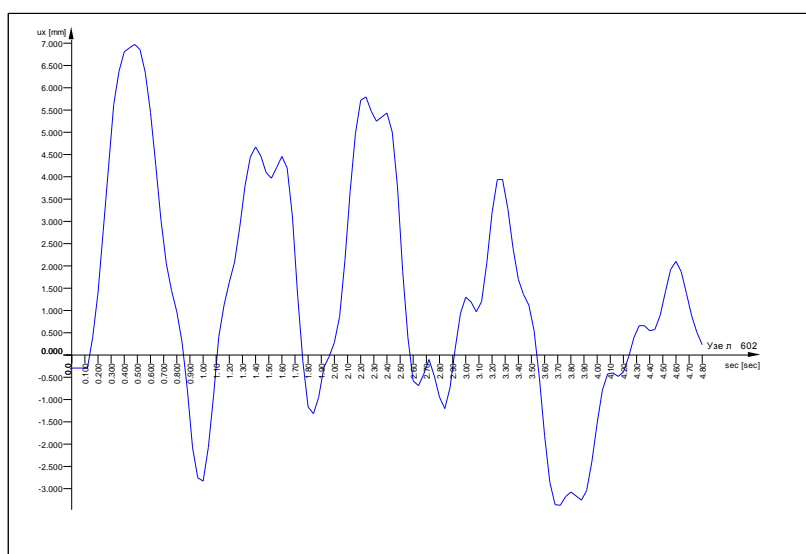


Рис. 6 – Графики горизонтальных перемещений в середине пролета 3-4 при различной частоте единичного динамического воздействия

В таблице 4 приведены значения максимальных амплитуд горизонтальных колебаний в середине пролета 3-4 от динамического воздействия для двух рассматриваемых типов мостового полотна и различной частоте воздействия.

Таблица 4 – Расчетные значения амплитуды горизонтальных поперечных колебаний для различных типов мостового полотна

N п/п	Частота приложения вынуждающей силы, Гц	Максимальная амплитуда колебаний, мм		Изменение амплитуды, %
		МП на деревянных поперечинах	МП на железобетонных плитах БМП	
1	0,5	20,451	21,883	7
2	0,7	20,095	22,603	12
3	1,0	15,712	16,383	4
4	1,6	10,002	9,804	-2

По результатам выполненного комплекса работ можно сделать следующие выводы.

1. Идентификация конечно-элементной модели пролетного строения по динамическим параметрам с использованием ПК SOFiSTiK позволила получить расчетную модель, достаточно точно совпадающую с рассматриваемым пролетным строением по жесткостным свойствам и массе. Наилучшего совпадения расчетных и измеренных значений частот собственных колебаний удалось получить, только введя в модель упругое поведение опорных частей на опорах № 3 и № 5.

2. Замена существующего мостового полотна с деревянными поперечинами на безбалластное мостовое полотно с железобетонными плитами не приводит к значительному изменению амплитуды поперечных горизонтальных колебаний в пролетного строения. Амплитуды колебаний зависят от частоты вынуждающей силы и изменяются в пределах от -2 % до +12 %.

Пример 2. Сравнительный расчет классической задачи сваи в грунте.

Пример представлен в приложении к СНиП “Свайные фундаменты” [3].

Требуется определить расчетные значения наибольшего изгибающего момента и продольной силы в стволе сваи. Свая железобетонная круглая полая с наружным диаметром $d = 0,6$ м и внутренним $d_{в} = 0,4$ м. Голова сваи расположена на высоте $l_0 = 2$ м от поверхности грунта (рис. 7, а). Свая погружена в мелкий песок на глубину $l = 8$ м. Начальный модуль упругости бетона $E_{б} = 2,9 \times 10^6$ тс/м². К голове сваи приложены внешние нагрузки в виде вертикальной силы N , горизонтальной силы H и момента M , нормативные значения которых соответственно равны 30 тс, 4 тс и 2 тс×м.

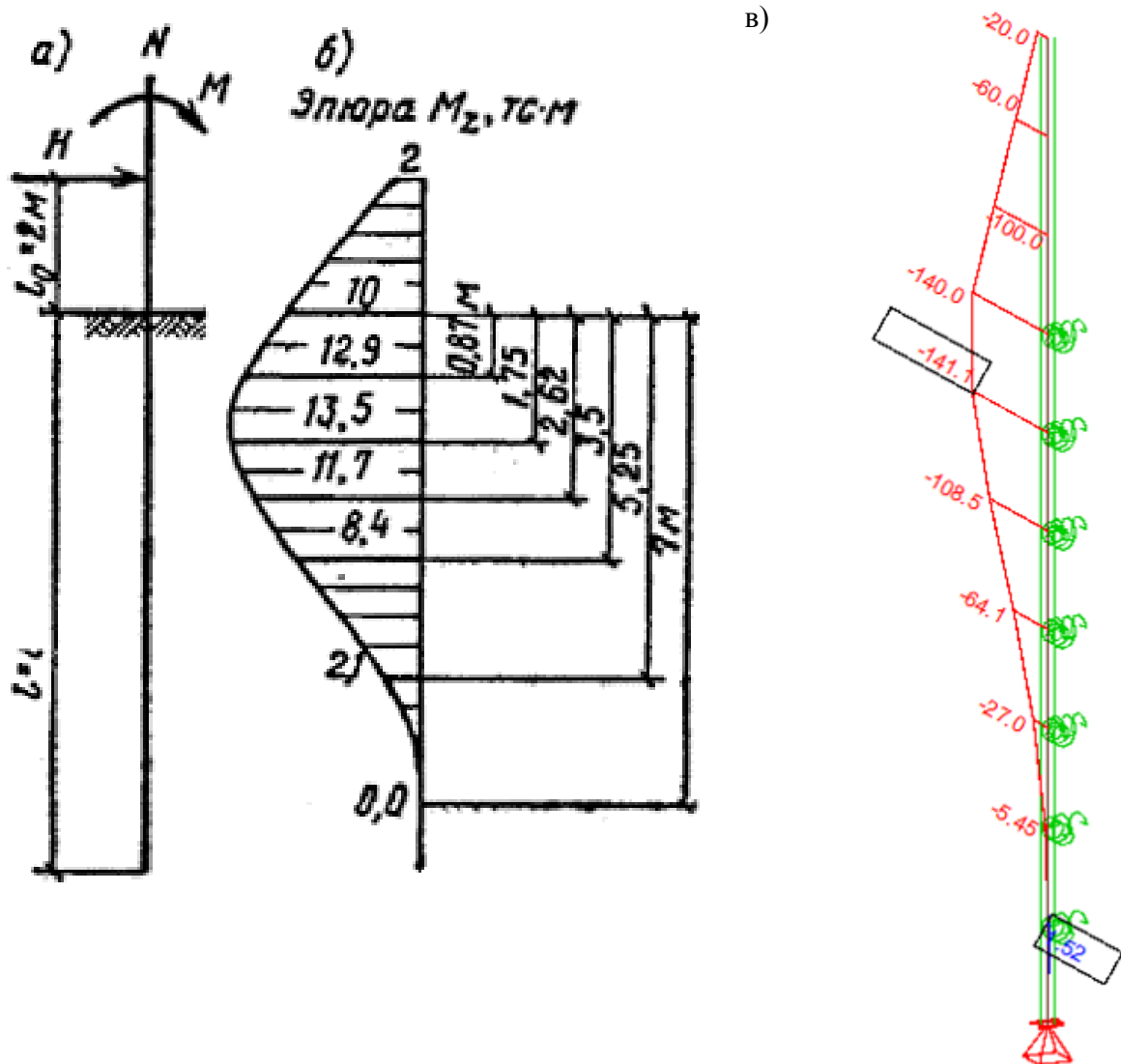


Рис. 7. К примеру 2
 а - схема сваи; б - эпюра M_z при $H=4$ тс и $M=2$ тс·м, в – расчет в Sofistik

На рисунках 8 показаны фрагменты расчетной схемы сваи с пружинными закреплениями в грунте

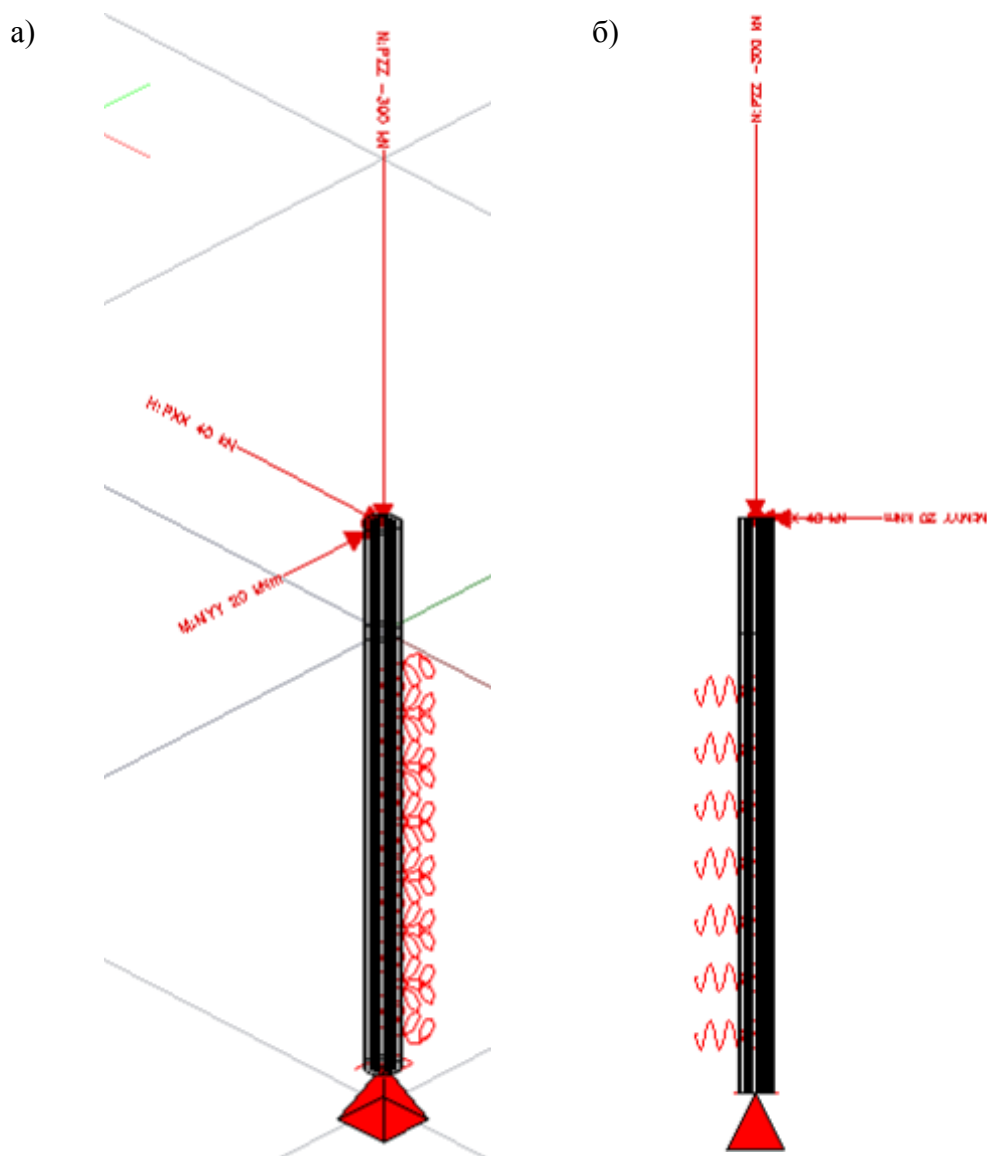


Рисунок 8

Жесткости пружин, моделирующих влияние грунта, вычислены по методике [2].

Полученная эпюра моментов (рис. 7, в) показывает удовлетворительное совпадение результатов.

ЛИТЕРАТУРА

1. С.Н. Клепиков Расчет конструкций на упругом основании. – Киев: «Будівельник» – 1967, 184 с.
2. Руководство по расчету фундаментов глубокого заложения, ВНИИТС, М., 1980, 154 с.
3. СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты. – М.: Стройиздат, 1986. 46 с.