

МОДАЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ФУНДАМЕНТА ПУТЕПРОВОДА МОСТОВОГО ТИПА МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

В статье представлены результаты модального анализа путепровода мостового типа с исследованием форм и частот фундамента методом конечных элементов.

В статті наведені результати модального аналізу шляхопроводу мостового типу із дослідженням форм і частот фундаменту методом скінченних елементів.

The results of modal analysis of overbridge with investigation of forms and frequencies of foundation by the finite-element method are presented in the paper.

Реализация динамических свойств МКЭ сооружения и основания отличается некоторыми специфическими особенностями, которые выделяют целый ряд задач динамического характера в отдельную область расчетов. Особую сложность этих задач видят в анализе как статических параметров – напряжений и деформаций, так и динамических характеристик – амплитуд и частот колебаний, присущих разным их формам.

Путепроводы тоннельного и мостового типов являются сооружениями, которые взаимодействуют с грунтовым массивом непосредственно (тоннельные путепроводы) или через фундамент (мостовые путепроводы). Динамическим воздействием в обоих случаях является подвижная нагрузка от поезда. Оценивая это воздействие по критериям интенсивности и частотной характеристике [1], можно отнести их к слабым, то есть таким, которые не сильно изменяют структуру грунта. Определенную сложность при исследовании воздействия поездной нагрузки на основание через фундамент составляет выбор подхода при моделировании данной нагрузки, а именно рассмотрение ее в динамическом или квазистатическом виде. Причем основную сложность составляет недостаточное знание о динамическом воздействии поездной нагрузки, при этом варианты расчетов оснований под машины спокойного и неспокойного действия достаточно разработаны [2, 3].

Важно также отметить, что проблема присоединенных масс грунта недостаточно изучена и часто опускается в динамических расчетах, причем модели основания являются безинерционными. Это положение развивается в СНиП 2.02.05.-87 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками», что значительно упрощает

схему расчета, но некоторые исследователи обращают внимание на влияние присоединенных масс грунта. Поэтому авторами предлагается расширенный алгоритм динамического расчета, который наиболее полно соответствует расчетам, опирающимся на концепцию взаимного анализа взаимодействия в системе «сооружение–основание»:

1. Расчет сооружения с учетом нелинейных свойств грунта и динамических особенностей системы при поездной нагрузке.

2. Модальный анализ с проверкой импульсной нагрузки.

3. Анализ НДС системы «сооружение–основание».

Представленный алгоритм позволяет наиболее полно анализировать как динамические так и статические (НДС) характеристики основания и сооружения при динамических нагрузках. Однако, следует отметить, что сложность поведения сооружений и грунтовых оснований при динамических нагрузках существенно выше чем при статических, причем в расчетах НДС оснований требуется оценивать влияние многих факторов, которые не учитываются в статических расчетах, поэтому проведен модальный анализ путепровода мостового типа на слоистом основании с отысканием форм и частот колебаний данного сооружения.

Сущность модального анализа конструкции заключается в отыскании форм свободных колебаний, которые соответствуют некоторому распределению деформаций в конструкции при определенной частоте [4]. Общее уравнение колебаний для системы со многими степенями свободы при решении МКЭ в матричном виде:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [B]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P\} + \{N\}, \quad (1)$$

где $\{x\}$ – вектор перемещений; $[M]$ – матрица масс; $[B]$ – матрица демпфирования; $[K]$ – матрица жесткости; $\{P\}$ – вектор внешнего воздействия; $\{N\}$ – вектор нелинейных сил.

Уравнение колебаний для системы с многими степенями свободы при свободных колебаниях можно преобразовать в следующее выражение

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0. \quad (2)$$

Для решения уравнения свободных колебаний (2) следует подставить гармоническое решение в следующем виде:

$$\{x\} = \{\phi\}e^{i\omega t}. \quad (3)$$

Данное уравнение отображает важное свойство свободных колебаний, которое заключается в синхронном движении, то есть форма деформаций системы остается постоянной, меняется только ее амплитуда.

Проведя двойное дифференцирование уравнения (3), получим

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{\phi\}e^{i\omega t}. \quad (4)$$

После подстановки уравнения (3) и (4) в уравнение (2) и сокращения на множитель $\{\phi\}e^{i\omega t}$, оно записывается в виде формулировки задачи о собственных значениях:

$$([K] - \omega^2[M])\{\phi\} = 0. \quad (5)$$

Для получения нетривиального решения при отыскании собственных частот необходимо, чтобы $\det([K] - \omega^2[M]) = 0$ относительно $\{\phi\}$.

Таким образом, конструкция с числом динамических степеней свободы N имеет n чисел ω , которые будут решением задачи о собственных значениях. Эти числа и являются собственными частотами.

Для проведения модального анализа используется модель путепровода мостового типа (рис. 1), и на ее основе определены частоты и формы его собственных колебаний.

Представленная схема – пространственная, на основе объемных конечных элементов типа параллелепипед. Размер КЭ изменяется в зависимости от толщины некоторых конструктивных элементов путепровода, но общий объем конечного элемента, как и в расчете тоннельного путепровода, не превышает 0.25 м^3 .

Применены КЭ следующих размеров: $0.5 \times 0.5 \times 0.5 \text{ м}$ для моделирования окружающего

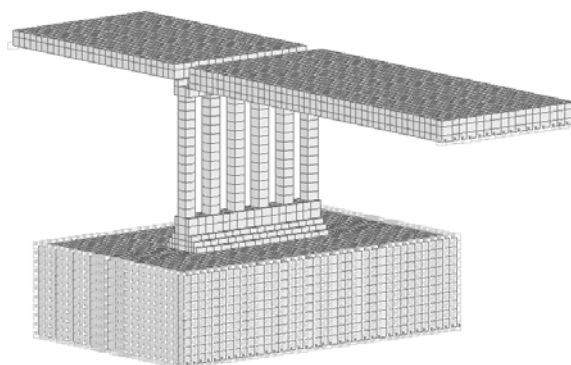


Рис. 1. Расчетная схема путепровода

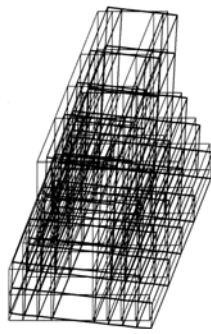
массива; $0.24 \times 0.7 \times 0.5$, $0.7 \times 0.7 \times 0.5 \text{ м}$ для моделирования фундамента и стоек путепровода (см. рис. 4.4); $0.5 \times 0.52 \times 0.35$ и $0.5 \times 0.52 \times 0.5 \text{ м}$ для моделирования пролетных строений и КЭ некоторых других размеров. Количество узлов модели – 17 774 штук, количество КЭ – 14 028. Сооружение смоделировано полностью, то есть промоделированы все геометрические параметры. Для учета взаимодействия сооружения путепровода с окружающим массивом вокруг него был смоделирован некоторый объем грунта: под фундаментом путепровода на глубину 5 м, что соответствует учету слоя суглинка мощностью 2.5 м и слоя глины мощностью 2.5 м, полученных по результатам инженерно-геологических изысканий. Вбок от фундамента путепровода смоделирован слой грунта мощностью 5 м, что дает достаточную возможность проследить влияние конструкции на основание.

В модели заданы деформационные характеристики суглинка (начальный модуль упругости $E = 37.6 \cdot 10^3 \text{ кПа}$, коэффициент Пуассона $\nu = 0.3$, удельный вес $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$); глины (начальный модуль упругости $E = 59.8 \cdot 10^3 \text{ кПа}$, коэффициент Пуассона $\nu = 0.35$, удельный вес $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$) и железобетона (приведенный модуль упругости $E = 370 \cdot 10^3 \text{ кПа}$, коэффициент Пуассона $\nu = 0.1$, удельный вес $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$).

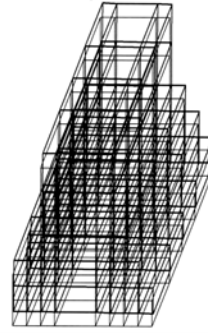
На рис. 2 и 3 приведены формы собственных колебаний фундамента путепровода мостового типа (приведен фрагмент фундамента под центральными стойками путепровода), который вычленен из общей модели в режиме презентационной графики, и показан укрупненно для более детального анализа. Номерам форм на рис. 2 и 3 соответствуют следующие частоты: 1 форма – 0.43 Гц; 2 форма – 3.82 Гц; 3 форма – 6.09 Гц; 4 форма – 6.17 Гц; 5 форма – 6.85 Гц; 6 форма – 6.99 Гц; 7 форма – 8.11 Гц; 8 форма – 8.79 Гц; 9 форма – 9.34 Гц; 10 форма

– 9.48 Гц; 11 форма – 9.54 Гц; 12 форма – 9.66 Гц. Следует отметить, что при собственных колебаниях фундамент совершает повороты относительно вертикальной плоскости, перемещения по вертикали и по горизонтали, однако форм типа скручивания не наблюдается. Чаще всего повороты относительно вертикальной плоскости и перемещения в случае собственных колебаний присутствуют в границах одной формы. Такие результаты по значениям

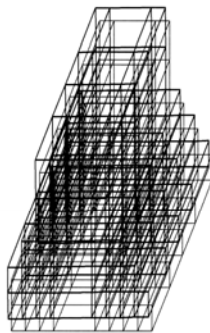
собственных колебаний подтверждают большое значение присоединенных масс грунта, жесткость которого вместе со значительной жесткостью фундамента характеризует его поведение, подобное штампам с высокой жесткостью. Гибкие фундаменты в данной работе не рассмотрены, так как путепроводам присущи жесткие фундаменты, что обусловлено их геометрическими размерами (при одинаковом модуле упругости).



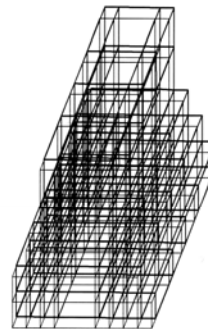
1-я форма



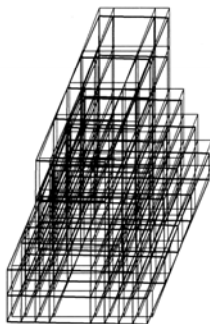
2-я форма



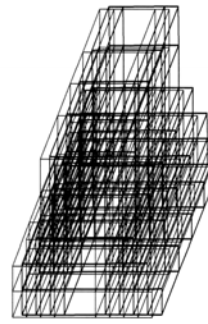
3-я форма



4-я форма

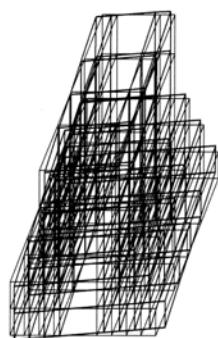


5-я форма

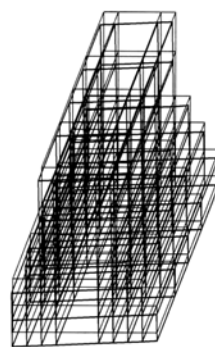


6-я форма

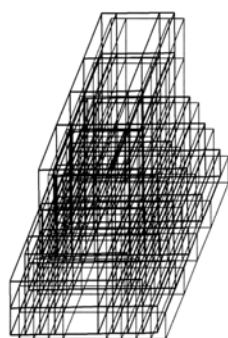
Рис. 2. Формы собственных колебаний фундамента путепровода



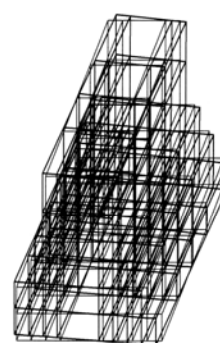
7-я форма



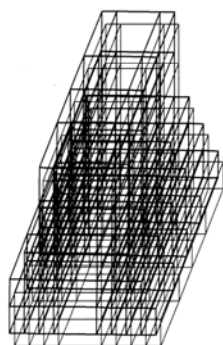
8-я форма



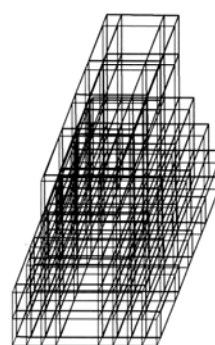
9-я форма



10-я форма



11-я форма



12-я форма

Рис. 3. Формы собственных колебаний фундамента путепровода

Следует отметить, что разработанная модель путепровода является наиболее информативной по своим результатам, так как она создана без учета симметрии системы путепроводов, то есть правая часть системы не заменялась условием симметрии по вертикальной оси. Применение этого приема моделирования, пол-

ностью корректного в решении задач в статической постановке, несколько некорректно для решения динамических задач, в том числе и модального анализа, так как все кососимметричные формы колебаний не могут быть определены, что несколько снижает надежность исследований.

В разработанных моделях, которые являются моделями малой размерности (до 20 тысяч конечных элементов), возможно отражение общей системы без необходимости применения приема введения в модель симметрии по вертикальной оси, что дало возможность получения репрезентативной информации о колебаниях этих двух систем.

Специфической особенностью работы транспортных сооружений является восприятие ими динамических воздействий от движущегося транспорта. Такие воздействия в совокупности с разнообразием мест их приложения на транспортное сооружение существенно усложняют расчеты НДС его основания ввиду необходимости обязательного учета не только силовой, но и инерционной составляющей. При этом быстро изменяющиеся во времени по величине и направлению динамические воздействия вызывают волновые колебания, как транспортного сооружения, так и основания, на котором оно установлено. Чаще всего для рассматриваемых транспортных сооружений в виде труб, путепроводов различного типа, автомобильных подземных переездов сооружение является той частью системы, которая воспринимает колебания от движущегося источника, являющегося во многих случаях железнодо-

рожным составом. Проведенный модальный анализ конструкций путепроводов мостового и тоннельного типов является первым этапом динамического анализа, так как выяснение форм и частот собственных колебаний считается первой задачей такого рода исследования, и может быть основой для динамического анализа конструкций путепроводов на поездную гармоническую нагрузку или спектр воздействий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Швец В. Б. Справочник по механике и динамике грунтов. – Под ред. В. Б. Швеца / В. Б. Швец, Н. С. Швец и др. – К.: Будівельник, 1987. – 232 с.
2. Киричек Ю. А. Комбинированные массивно-плитные фундаменты. Ресурсосберегающие методы расчета и проектирования. – Днепропетровск: Изд-во ПГАСиА, 2001. – 207 с.
3. Гольдштейн М. Н. Расчеты осадок и прочности оснований зданий и сооружений. – К.: Будівельник, 1977. – 208 с.
4. SCAD для пользователя / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер, М. А. Перельмутер, А. Н. Трофимчук. – К.: ВВП «Компас», 2000. – 332 с.

Поступила в редколлегию 17.01.2008.