

ОПТИМИЗАЦИЯ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Бул макалада өзгөрүлүүчү параметрдүү көпүрөлөрдүн конструкцияларын толук эмес маалымат болгон учурда ыңгайлаштыруу маселеси каралган.

В этой статье рассмотрена оптимизация конструкций мостов с изменяющимися параметрами при неполной сейсмологической информации.

In this article considers optimization the design of bridges with variable parameters at not complete seismological information.

Оптимизация строительных конструкций в настоящее время является актуальной проблемой. Долгое время величины, характеризующие сейсмическое воздействие, например, горизонтальное ускорение грунта, представлялись в виде некоторых вполне заданных функций времени. Было предложено немало аналитических выражений для таких функций, но они не имели ничего общего с реальными акселерограммами землетрясений, носящими хаотический характер. Сейсмическое воздействие носит случайный характер, и в основу теории сейсмостойкости должны быть положены методы теории вероятности и математической статистики. Имеется ряд исследований по составлению математических моделей сейсмических воздействий учеными, например, Айзенбергом, Жаровым, Рассказовским, Кутуевым и др.

В настоящее время в литературе говорят о методе «средних спектров», основанном на результатах обработки всех сильных землетрясений, происходивших в данном регионе. Применение этого метода возможно только при полной сейсмологической информации. При неполной сейсмологической информации для инженерных расчетов удобна и проста модель, предложенная Я.М.Айзенбергом /1/. Основные специфические особенности этой модели заключаются в следующем: сейсмологические воздействия впервые представлены как множество процессов, занимающих определенную область частот. Другая важная особенность модели заключается в том, что все расчетные параметры каждого из ее элементов выражаются как простые функции доминантной частоты. Модель отражает разнообразие доминантных частот, спектров и других характеристик землетрясений, зарегистрированных в прошлом, и позволяет прогнозировать вероятные в будущем землетрясения.

Мосты в настоящее время в проектных организациях рассчитываются на сейсмическое воздействие в основном по нормативным документам /2, 6/. Эти нормативные расчеты – это расчеты на сравнительно слабые землетрясения, т.е. на землетрясения интенсивностью на 1,5 – 2,5 балла ниже максимально возможной интенсивности, которая определяет сейсмичность района. Это подтверждается хотя бы тем, что расчетные ускорения, определенные по СНиП II-7-81*, в 4-5 раз меньше реально наблюдающихся ускорений при землетрясениях соответствующей балльности. Но опыт землетрясений показывает, что в большинстве случаев мосты, запроектированные и построенные по инженерным нормам, вполне удовлетворительно выдерживают колебания соответствующей расчетной интенсивности. Это объясняется тем, что расчет производится в упругой стадии на слабые, но частые землетрясения. При этом не учитываются неупругие деформации, трещины и локальные повреждения, которые могут возникнуть при сильных землетрясениях, а также другие резервы, позволяющие сооружениям приспособиться к сейсмическим воздействиям.

Есть много конструкций зданий с выключающимися и включающимися связями, которые в процессе землетрясения приспособляются к сейсмическим воздействиям,

уходя от резонансной зоны, допуская частичное разрушение несущих элементов (панели, узлы и др.), а в мостах – сдвиг опорных частей.

В мостах такое частное разрушение некоторых элементов недопустимо, так как все их элементы связаны основной нагрузкой. Поэтому необходимо применять специальные конструкции опор или опорных частей, в которых во время землетрясения изменяются параметры системы, приспособляющиеся к сейсмическим воздействиям, уходя от резонансной зоны.

Существуют различные пути сейсмоизоляции автодорожных мостов, например, сейсмоизоляция опор на уровне фундамента и на уровне подферменной площадки. В работе /3/ показано преимущество первой из них. Но этот путь эффективно используется только для жестких массивных опор. В работе /4/ экспериментально установлено, что при периодах собственного колебания опоры $T > 0,5$ сек сейсмопояс на уровне фундамента практически не работает, поэтому сейсмоизоляция гибких опор на уровне фундамента не эффективна, а в работе /5/ представлена конструкция опоры моста для балочных мостов.

В настоящее время в балочных мостах в основном применяются гибкие опоры, в связи с этим уточнение сейсмических нагрузок, характера их действия с учетом региональных особенностей и конструктивное снижение сейсмических сил на такие опоры является актуальным. Снижение сейсмических сил на такие опоры достигается оптимизацией их конструкций.

Сейсмические воздействия бывают различные по спектральным составам. Воздействия высокочастотных землетрясений существенно не влияют на разрушение гибких опор, так как преобладающие доминантные частоты землетрясений далеки от резонансной зоны. А воздействия низкочастотных землетрясений могут привести к разрушению гибких опор за счет совпадения частоты собственных колебаний опоры с доминантной частотой землетрясений. Это подтверждается разрушением каркасных зданий при землетрясениях.

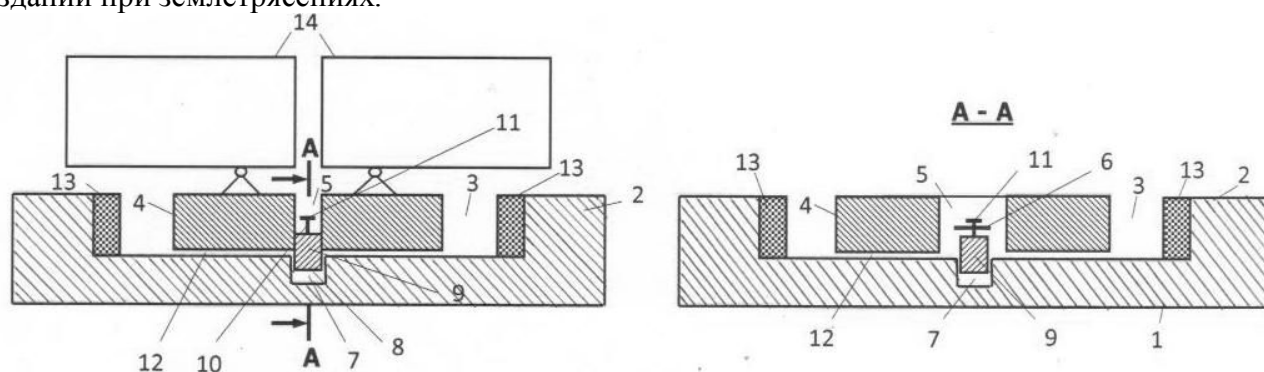


Рис.1. Конструкция балочного моста

1 – тело опоры; 2 – оголовок опоры; 3 – ниша; 4 – подферменная плита; 5 – сквозное отверстие; 6 – пластинчатые выступы; 7 – вертикальная прорезь; 8 – фиксатор; 9 – вертикальный элемент; 10 – стержень; 11 – фиксирующая пластина; 12 – антифрикционная прокладка; 13 – демпфирующая прокладка; 14 – пролетное строение.

На рис.1 показана конструкция опоры балочного моста /7/. Эту конструкцию можно применить для гибких опор в сейсмических районах.

В обычных условиях эксплуатации подферменная плита 4 ничем не нарушает работы неподвижных опорных частей 15, так как тормозные силы действуют только в продольном направлении, а фиксатор 8 в связи с обеспечением горизонтального перемещения только в поперечном направлении моста препятствует перемещению подферменной плиты 4 относительно оголовка 2 тела 1 опоры. При землетрясении в продольном направлении первыми воздействуют на опору продольные сейсмические волны меньшей интенсивности, в этом случае опора и подферменная плита 4 колеблются вместе как одно целое тело, с приходом более интенсивной поперечной волны тело 1 опоры одновременно воспринимает воздействие в поперечном направлении, что приводит

к скольжению подферменной плиты 4 относительно оголовка 2 тела 1 опоры, при этом стержень 10 с фиксирующей пластиной 11 выходят с границы пластинчатых выступов 6, под действием собственного веса вертикальный элемент 9 опускается вниз в прорезь 7 и обеспечивает полную изоляцию пролетного строения 14 от продольных сейсмических воздействий. Шириной пластинчатых выступов 6 можно регулировать амплитуду, при которой выключается продольная связь пролетного строения 14 и тела 1 опоры. Оголовок 2 опоры после опускания элемента 9 может свободно перемещаться относительно подферменной плиты 4 по антифрикционным прокладкам 12 в обоих направлениях. В случае превышения амплитудой колебаний предусмотренного зазора между плитой 4 и внутренней поверхностью стенок ниши 3 произойдет смягченный демпфирующей прокладкой 13 удар об оголовок 2 опоры на исходе колебания.

Конструкция опоры балочного моста позволяет повышать надежность моста одновременно за счет увеличения сопротивляемости моста тормозным силам и изоляции массы пролетных строений во время землетрясения.

При неполной сейсмологической информации сейсмическое воздействие на эту конструкцию представим как множество M_{ϕ_j} процессов, определенных на множестве несущих частот $\omega_{\min} < \varpi < \omega_{\max}$, каждый из этих процессов считается физически возможным. Необходимо в условиях такой неполноты сейсмологической информации отыскать оптимальные сейсмические нагрузки на конструкцию. В качестве критерия оптимальной системы будет рассматриваться среднеквадратическая реакция S_j системы начального состояния (НС) и предельного состояния (ПС). В этом случае можно воспользоваться множеством M_{S_j} среднеквадратических спектров максимальной реакции, соответствующих множеству M_{ϕ_j} сейсмических воздействий Φ_j . В качестве расчетного спектра из условия оптимальности берем минимум из максимального значения среднеквадратической реакции.

$$S = \min(\max S_n \text{ или } S_n),$$

(1)

где S_n - сейсмическая реакция системы при периоде $T = T_n$; S_n - сейсмическая реакция системы при периоде $T = T_n$; T_n - период в начальном состоянии; T_n - период в предельном состоянии.

Дисперсия спектрального коэффициента определяется как

$$\sigma_{\xi_j}^2 = \frac{\sigma_{x_j}^2}{\sigma_{\phi_j}^2};$$

(2)

$\sigma_{x_j}^2$ - дисперсия процесса на выходе линейного осциллятора; $\sigma_{\phi_j}^2$ - дисперсия процесса на входе расчетного множества M_{ϕ_j} .

Тогда, среднеквадратичные спектральные коэффициенты динамичности определяются по формуле

$$\xi_j = \sqrt{\sigma_{\xi_j}^2}, \quad j = 1, 2, \dots, n,$$

(3)

где число принятых дискретных расчетных воздействий $\Phi(t, \varpi_j)$ - элементов расчетного множества M_{ϕ_j} .

Среднеквадратическое значение максимума сейсмической силы, действующей на линейный осциллятор, определяется:

$$S_j = m \ddot{x}_{\delta_j} \xi_j = \frac{\ddot{x}_j}{g} \cdot \xi_j \cdot Q = K_c \cdot \xi_j \cdot Q;$$

(4)

где $\ddot{x}_{\phi_j} = \sqrt{\sigma_{\phi_j}^2}$, m и Q - масса и вес осциллятора.

На рис.2 приведены графики спектрального коэффициента динамичности, определенные по формулам (2) и (3), с соответствующим элементом множества M_{ϕ_j} сейсмических процессов Φ_j , показателем случайного процесса

$$\theta = \frac{\alpha_i}{\omega_c} = 0,5,$$

где α_i и ω_c - параметры корреляционной функции случайного процесса /1/.

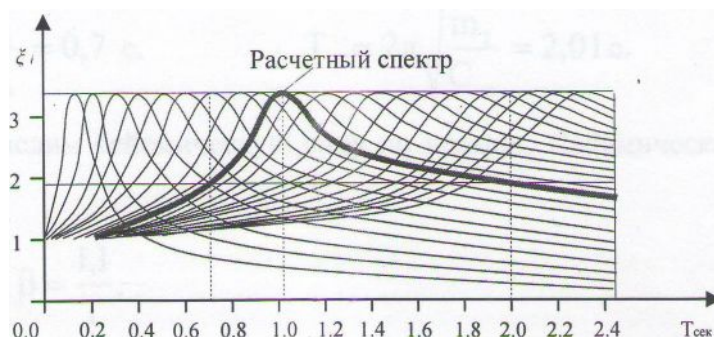


Рис.2. График спектрального коэффициента динамичности

Покажем конкретный пример для графика на рис.2.

Пример: оптимизировать сейсмическую нагрузку для опоры балочного моста на рис.1. Начальное состояние принимаем, когда штырь опускается, и опора изолируется от массы пролетного строения. Предельное состояние принимаем, когда амплитуда колебания превышает величину зазора и опора включается к пролетному строению.

Периоды собственных колебаний опоры будут для двух состояний T_H и T_{II} соответственно. Расчетную схему принимаем в виде линейного осциллятора с одной степенью свободы. Сосредоточенная масса $m_2 = m_1 + m_{пр}$, где $m_{пр}$ - масса пролетного строения, m_1 - расчетная масса опоры, m_2 принимается для предельной системы. На рис. 3 представлены расчетные схемы для начального и предельного состояний.

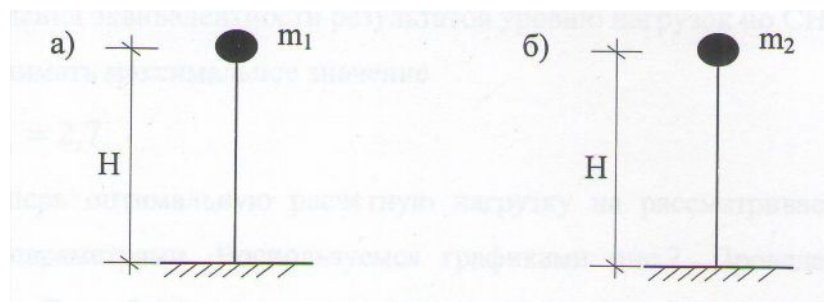


Рис.3. Расчетная схема:

а) начальное состояние; б) предельное состояние

Определяем периоды собственных колебаний опоры для начальной и предельной системы по формулам:

$$T_n = 2\pi\sqrt{m_1\delta} \text{ и } T_n = 2\pi\sqrt{m_2\delta}, \delta = \frac{H^3}{3EJ}, C_{оп} = \frac{1}{\delta},$$

где δ - перемещение системы от единичной силы, H - высота опоры, EJ - постоянная, характеризующая жесткость сечения, $C_{оп}$ - жесткость опоры.

Для наглядного примера принимаем численные значения:

$$T_n = 2\pi\sqrt{\frac{m_1}{C_{оп}}} = 0,8 \text{ сек}, T_n = 2\pi\sqrt{\frac{m_2}{C_{оп}}} = 2,0 \text{ сек}.$$

Сначала вычислим сейсмическую силу по нормам. Сейсмическая сила определяется по формуле:

$$S = mg \cdot k \cdot \beta, \quad \beta = \frac{1,1}{T}, \text{ где } m - \text{ масса линейного осциллятора; } g - \text{ ускорение силы}$$

тяжести; k - коэффициент, принимаемый 0,025; 0,05; 0,1 для 7, 8, 9 баллов соответственно; β - коэффициент динамичности.

Для 9 баллов сейсмические силы будут равны:

$$S_n = m_1 \cdot g \cdot k \cdot \beta_n = 25919 \text{ Н}, S_n = m_2 \cdot g \cdot k \cdot \beta_n = 90017 \text{ Н}.$$

Применим графики рис.2. Каждому фиксированному $S_p = S(T)$ соответствует расчетный спектр элемента множества M_{S_j} . Условием минимума принимаем минимум максимального значения среднеквадратичной реакции в любом из двух состояний системы. Можно показать, что условию (1) отвечает такой спектр коэффициента динамичности ξ_i , для которого выполняется условие:

$$\xi(T_n) = \xi(T_n),$$

(5)

т.е. условие равенства значений среднеквадратических спектральных коэффициентов динамичности системы в начальном и предельном состоянии, если $\xi(T_n) = \xi_p$.

Для наблюдения эквивалентности результатов уровню нагрузок по СНиП II-7-81 для мостов будем принимать максимальное значение: $\bar{\xi}_{max} = \beta_{max} = 2,8$.

Найдем теперь оптимальную расчетную нагрузку на рассматриваемую систему с изменяющимися параметрами. Воспользуемся графиками рис.2. Проведем две прямые:

$$T = T_n = 0,8 \text{ сек}, T = T_n = 2,0 \text{ сек}. \text{ По условию (5) в данном примере:}$$

$$\xi(0,8 \text{ сек}) = \xi(2,0 \text{ сек}).$$

Замечаем, что такому условию соответствует спектр коэффициента динамичности с доминантным периодом $T = 1,0$ сек (см. рис.2). Этот спектр и принимаем в качестве расчетного. Определяем величину ξ_p из пропорции:

$$\frac{\xi_p}{2,8} = \frac{\beta(2,0 \text{ сек})}{\beta(1,0 \text{ сек})},$$

откуда

$$\xi_p = \beta_n = 2,8 \cdot 0,49 \approx 1,37$$

и

$$S_p = 0,1 \cdot \xi_p \cdot m_1 \cdot g = 0,1 \cdot 1,37 \cdot 16530 \cdot 9,8 = 22193 \text{ Н}.$$

В качестве расчетной нагрузки берем $S_p = 22193 \text{ Н}$.

Из примера видно, что расчетная сейсмическая нагрузка уменьшается оптимизацией конструкции опоры.

Список литературы

1. Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями. – М.: Наука, 1976.
2. СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах». – М.: Стройиздат, 1991.
3. Чуднецов В.П., Апсеметов М.Ч. Исследование работы опоры моста с сейсмоизолирующими поясами на сейсмическую нагрузку. // Сборник научных трудов ФПИ. – Фрунзе, 1986.
4. Хучбаров З.Г. Сейсмоизоляция автодорожных мостов. – Фрунзе: Илим, 1986
5. Чуднецов В.П. Опора балочного моста. А.с. СССР № 804754, 1981.
6. СНиП 02-20: 2009 КР «Сейсмостойкое строительство». Бишкек, 2009.
7. Апсеметов М.Ч., Чуднецов В.П. Опора балочного моста. А.с. СССР № 1609850, 1990.