

УДК 528.48

*О. А. Клименков, А. Н. Трофимчук, К. А. Хавкин, Я. А. Берчун*

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ДИАГНОСТИКА И МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНЫ

UDC 528.48

*O. A. Klymenkov, A. N. Trofymchuk, K. A. Khavkin, I. A. Berchun*

## EXPERIMENTAL DIAGNOSTICS AND MATHEMATICAL MODELING OF STRESS-STRAIN STATE OF A RAILWAY RETAINING WALL

### Аннотация

Максимальные зарегистрированные амплитуды виброускорений железнодорожной подпорной стены при действии микросейсмических колебаний и движениях железнодорожных поездов не превышают по оси  $X$   $0,25 \text{ см/с}^2$ , по оси  $Z$  –  $0,8 \text{ см/с}^2$ . Прочность бетона соответствует классу В25. В результате вычисления получена собственная частота колебаний –  $9,46 \text{ Гц}$ . Разница с экспериментально зарегистрированной частотой составляет  $1,46 \text{ Гц}$ , что соответствует отклонению  $\sim 18 \%$ .

### Ключевые слова:

подпорная стенка, виброускорения, частота, напряжение, дефекты.

### Abstract

Maximum registered amplitudes of vibration acceleration of a railway retaining wall under the influence of micro-seismic vibrations and moving trains do not exceed  $0,25 \text{ cm/s}^2$  in the  $X$ -axis, and  $0,8 \text{ cm/s}^2$  in the  $Z$ -axis. The strength of concrete conforms to class В25. The results of calculations show the natural frequency of oscillations, equal to  $9,46 \text{ Hz}$ . The difference with the experimentally registered frequency is  $1,46 \text{ Hz}$ , which corresponds to the deviation  $\sim 18$ .

### Key words:

retaining wall, acceleration, frequency, intensity, defects.

На конференции по механике грунтов и геотехнической инженерии, которая состоялась в Париже в сентябре 2013 г. в секции «Устойчивость оползней» на секции «Фундаменты и подпорные сооружения» в пределах 207 технического комитета «Взаимодействие грунта с сооружениями и подпорные стены», было представлено 49 докладов, 37 из которых посвящены экспериментальным и теоретическим исследованиям подпорных стен [1]. В [2] рассмотрены методы технического диагностирования подпорных стен, включающие ударные и вибрационные тесты для определения собственных частот соору-

жений. В докладе подчеркнута, что до недавнего времени проводились только визуальные обследования железнодорожных подпорных стен (ЖПС) ввиду отсутствия методов и оборудования для их диагностики неразрушающими методами [2].

Однако визуальные обследования носят преимущественно качественный характер и напрямую зависят от квалификации эксперта, который проводит осмотр. Учитывая это, развитие методологии и прикладных методик обследования ЖПС не зависит от субъективных факторов, позволяет на следующем, более высоком уровне проводить анализ

технического состояния (ТС) ЖПС. Это не только актуально, но и необходимо, принимая во внимание большое количество ЖПС в Украине и высокую производительность технологии диагностики ТС ЖПС на основе методов неразрушающего контроля [3].

Деформации ЖПС могут быть разделены на две основные группы (рис. 1):

- 1) деформации дестабилизации геометрии стены;
- 2) деформации старения и разрушения.

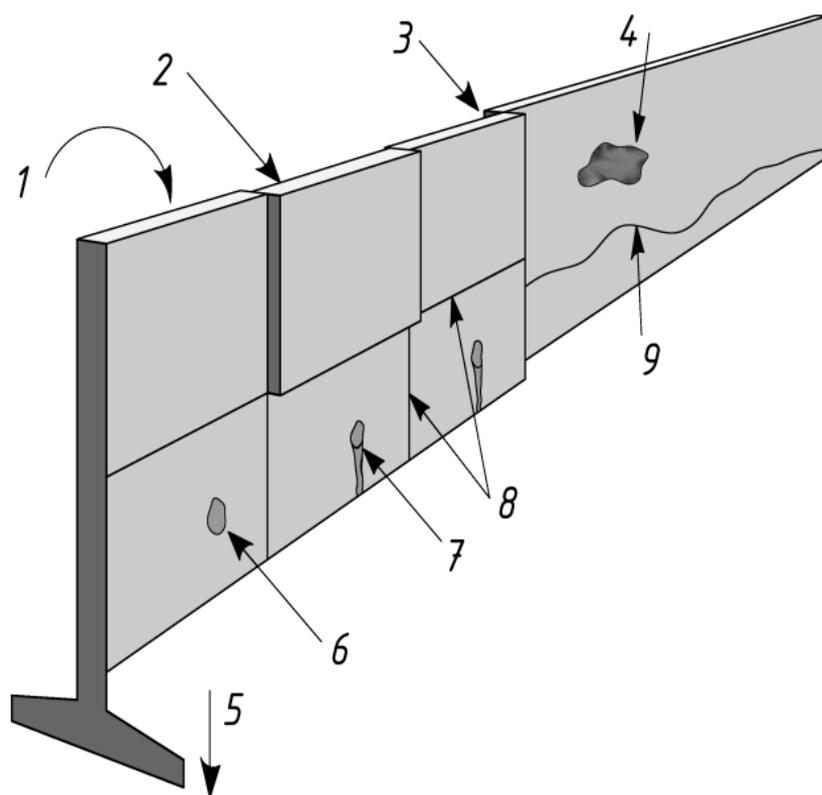


Рис. 1. Характерные деформации ЖПС: 1 – угловые деформации; 2 – разъединение в месте стыка одной части ЖПС с другой; 3 – перемещение в месте стыка одной части ЖПС с другой; 4 – отслоение бетона; 5 – деформации осадки; 6 – засорение дренажных труб; 7 – дренажные трубы; 8 – строительные стыки различных частей ЖПС; 9 – трещинообразования

Угловые деформации и осадки ЖПС, выпячивание её элементов, разъединения и перемещения в месте стыков вследствие внешних толчков и бокового давления могут быть классифицированы как деформации дестабилизации геометрии стены и отнесены к первой группе. Отслоение бетона и засорение дренажных труб можно классифицировать как деформации старения и разрушения и отнести ко второй группе.

Циклические нагрузки в результате прохождения поездов, повышение статического бокового давления грунта

ввиду строительства грунтовой насыпи, динамического давления в грунте вследствие регулярных вибрационных воздействий при прохождении поездов и регулярные сейсмические воздействия, а также давление воды из-за роста уровня грунтовых вод в насыпи – все эти факторы являются источником внешних нагрузок и воздействий, которые в итоге приводят к деформациям дестабилизации геометрии стены (первой группы) (см. рис. 1). Вместе с тем деформации при старении и разрушении ЖПС обусловлены, прежде всего, регу-

лярными циклическими изменениями теплового и холодного периодов года при их длительной эксплуатации. Деформации и дестабилизации геометрии ЖПС могут проявляться в виде вторичных факторов при деформациях грунтовой насыпи и снижении её несущей способности. Поэтому определение деформаций ЖПС и оперативная организация и проведение ремонтно-восстановительных работ на ранней стадии деформаций ЖПС как первого, так и второго типа очень важны. Как отечественные, так и зарубежные, в частности японские, инженеры-строители отмечают, что до сих пор не разработаны соответствующая методология и прикладные методики на основе неразрушающего контроля для высокопроизводительной диагностики ТС ЖПС [2], отсутствуют прикладные математические модели ЖПС, позволяющие оперативно оценить их напряженно-деформированное состояние (НДС) и в совокупности с экспериментальными данными предложить

лучшие инженерные решения для prolongации эксплуатации ЖПС и проведения ремонтно-восстановительных работ.

Было проведено экспериментальное исследование вибродинамических и прочностных характеристик подпорной стены противооползневого сооружения (рис. 2) на железнодорожном перегоне Завалье-Неполокивцы Черновицкой дистанции пути Львовской железной дороги.

Подпорная стенка противооползневого сооружения данного железнодорожного перегона предназначена для удерживания грунта насыпи основания железной дороги, которое происходит благодаря сечению, близкому по форме к прямоугольной трапеции с длиной верхнего основания 4,5 м, нижнего – 1,5 м и высотой 5 м. На насыпном грунте размещено основание для однопутной железной дороги (см. рис. 2). Прилегающая территория непосредственно у подпорной стенки представлена на рис. 3.

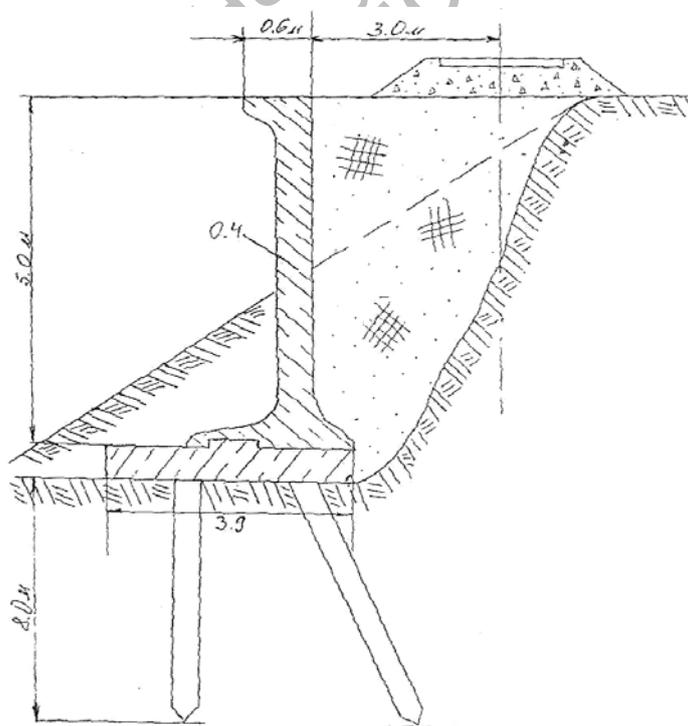


Рис. 2. Схема подпорной стенки на железнодорожном перегоне Завалье–Неполокивцы

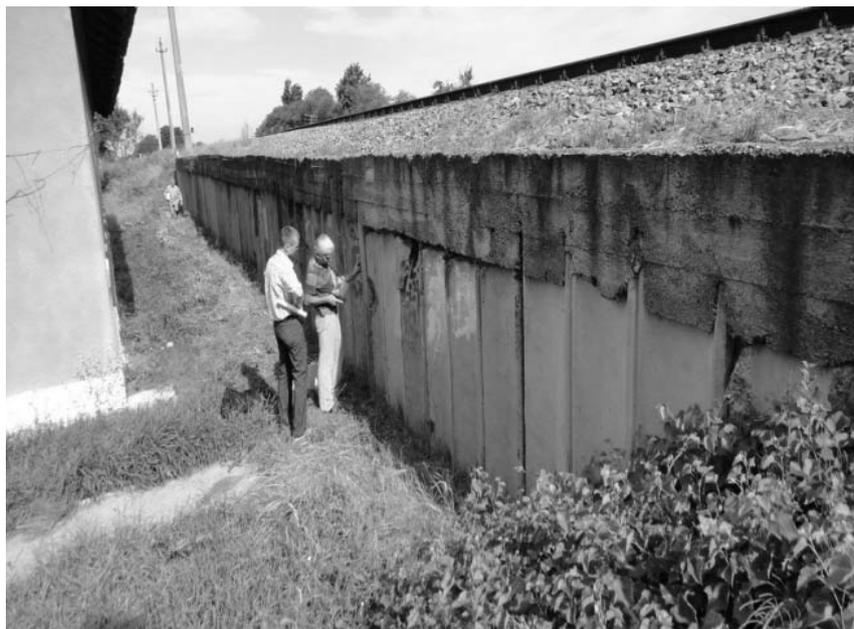


Рис. 3. Общий вид подпорной стены с застройкой прилегающей территории

Конструктивно подпорная стенка собрана из отдельных однотипных элементов «стена в грунте» шириной 1,30 м, установленных на фундамент со свайным ростверком (см. рис. 2 и 3). В верхней части она имеет монолитный железобетонный пояс площадью сечения  $600 \times 600$  мм. У стенки наблюдаются повреждения в виде выколов и трещин. Сравнивая состояние поверхности элементов на дефектных участках стены с неповрежденными, можно сделать вывод о том, что часть элементов устанавливалась не после заводского изготовления, а после их предыдущего использования. Железобетонный пояс подпорной стенки за время эксплуатации получил незначительные повреждения. При осмотре основания железнодорожного полотна в нём не было выявлено существенных неравномерных осадок.

Отвод воды с основания железнодорожного пути осуществляется по обе стороны от железнодорожного полотна. Профиль земляного склона у подножия подпорной стены обеспечивает необходимое водоотведение от ЖПС. Территория вблизи противооползневой соору-

жения содержится в надлежащем состоянии.

Для определения динамических и физико-механических характеристик подпорной стены 19 июля 2012 г. были проведены ее комплексные исследования. Внешними факторами динамического воздействия на подпорную стенку являются: знакопеременные микросейсмические воздействия природного характера, обусловленные расположением исследуемого объекта в сейсмической зоне предгорья Карпат (зоны Вранча); знакопеременные динамические воздействия от движения железнодорожных поездов на исследуемом участке железнодорожного пути.

Микросейсмические колебания почвы происходят постоянно (зона Вранча) и имеют переменный характер как по направлению, так и по интенсивности. Влияние подвижных железнодорожных составов на грунтовую основу железнодорожного пути и противооползневые сооружения является нерегулярным. Как показали визуальные наблюдения, скорость движения пассажирских железнодорожных поездов на

участке, прилегающем к противооползневым сооружениям, не превышает 50...60 км/ч.

В рамках разработанной методики [4] были реализованы следующие схемы (рис. 4) размещения вибродатчиков.



Рис. 4. Места расположения вибродатчиков в ходе исследования подпорной стенки

*Схема 1.* Размещение датчиков на верхней площадке ЖПС в точках 1, 2 и 3 для измерения горизонтальных виброускорений в направлении оси X.

*Схема 2.* Размещение датчиков на верхней площадке стены в точках 1, 2 и 3 для измерения вертикальных виброускорений в направлении оси Z.

На рис. 4 положение осей X и Z указывают направления измерения виброускорений.

Для выполнения всего объема запланированных вибродинамических обследований записи колебаний проводились в течение 3 мин, дважды повторяясь по каждой схеме размещения вибродатчиков. Результаты вибродинамических обследований сооружения подпорной стенки в горизонтальном направлении по оси X и в вертикальном по оси Z по схемам 1 и 2 включают графики виброускорений и их амплитудные спектры. Отдельные экспериментальные результаты представлены на рис. 5 и 6 и в табл. 1.

Было осуществлено выборочное определение прочности бетона на сжа-

тие в конструктивных элементах подпорной стены. Выборочные обследования проводились на восьми участках ЖПС, равномерно отстоящих по её длине (см. рис. 4). На каждом участке выполнялось по шесть измерений времени распространения ультразвука в железобетоне стены.

Для ЖПС была разработана графическая модель в программно-расчетном комплексе ЛИРА 9.6. ЖПС имеет достаточно большую длину и состоит из отдельных однотипных железобетонных элементов, которые по верху объединены монолитным железобетонным поясом. В расчете учитывалось семь секций ЖПС шириной 1,3 м каждая. Отсутствие достаточного количества исходной информации о конструкции подпорной стены, свайного фундамента, состава грунта и его физико-механических характеристик, акселерограмм динамических воздействий на конструкцию ЖПС от проходящих поездов дало основание задать следующие отдельные параметры ЖПС: массу транспортного средства принять равной 60 т; в качестве

грунта взять суглинки полутвердые с нормативными характеристиками [5, табл. В.2 и В.3]:  $\rho = 1,8 \text{ т/м}^3$ ,  $I_L = 0..0,25$ ,  $e = 0,65$ ,  $E = 1900 \text{ т/м}^2$ ,  $\varphi = 22^\circ$ ,  $C = 0,28 \text{ т/м}^2$ ,  $\mu = 0,15$ . Расчетные характеристики грунта определялись по [6] ( $\varphi_1 = 25,3^\circ$ ,  $C_1 = 0,84 \text{ т/м}^2$ ); расчетный угол  $\varphi_1$  для варианта с сейсмическими нагрузками 7 баллов был

взят равным  $23,3^\circ$ ; шаг свай – 1,0 м; угол наклона составляет  $10^\circ$ ; модуль деформации железобетонных конструкций равен  $306 \cdot 10^{-4} \text{ т/м}^2$ ; горизонтальные свесы фундамента ЖПС – 0,8 и 1,5 м при толщине 0,2 м; привязка вертикальной сваи – 1,2 м; привязка вверх по наклонной свае – 0,8 м.

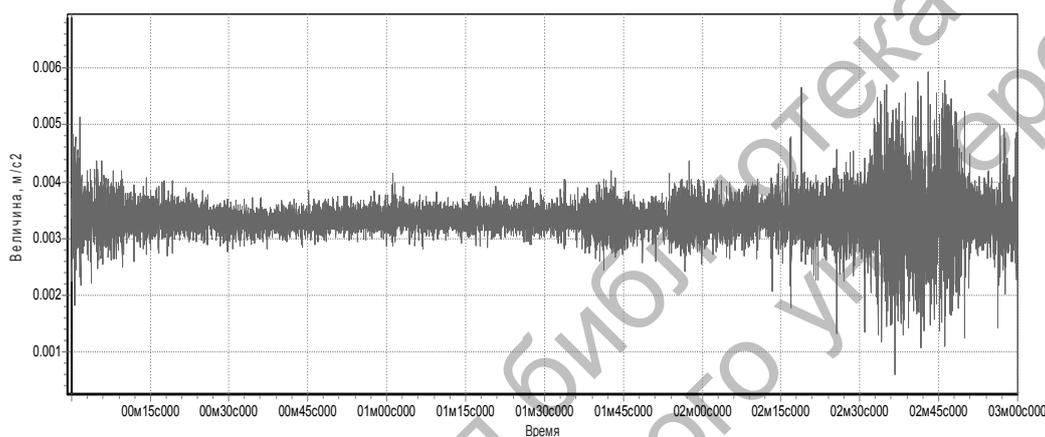


Рис. 5. График горизонтальных виброускорений подпорной стены по оси X в точке 2 при микро-сейсмических колебаниях и движении железнодорожного состава

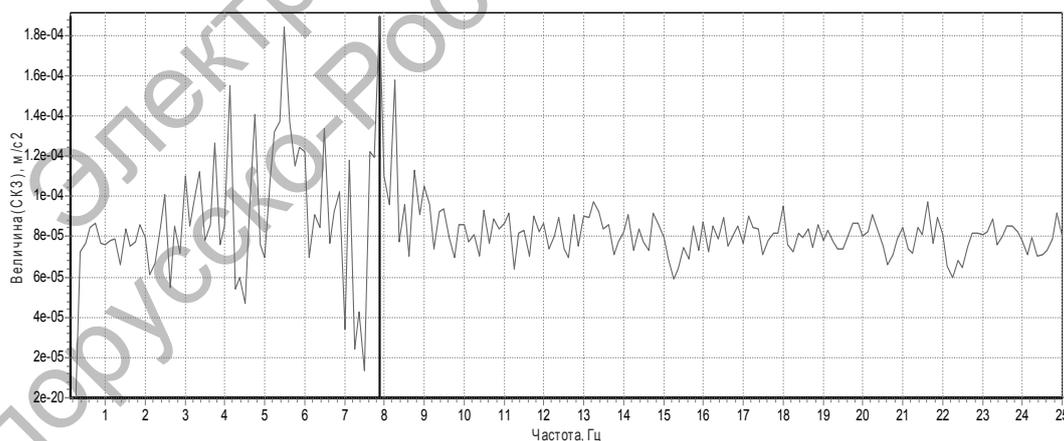


Рис. 6. Спектр горизонтальных виброускорений по оси X колебаний подпорной стены

Табл. 1. Результаты оценки прочности бетона на обследованных участках подпорной стены

Средняя прочность бетона $f_{m(n)}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	Коэффициент вариации	Соответствующий класс бетона по прочности на сжатие
34,2 (349)	0,06	B25

Напряжения, передающиеся на стену на уровне ее верха и низа, вычислялись по формулам предельного равновесия, приведенным в [6]. В расчетах на динамические воздействия учитывалась жесткость грунтового основания под подошвой ростверка. Жесткостные характеристики грунтового основания для ростверка и свай определялись в соответствии с [7]. Жесткость почвы по боковой поверхности вертикальной стенки вычислялась по [6, формула (9.20)] и [8, формулы (5) и (7)].

Всего было взято восемь вариантов нагружений: собственный вес железобетонных конструкций; собственный вес грунта на левом крае горизонтального участка подпорной стены – 3,105 т/м<sup>2</sup>; собственный вес грунта на

левом крае ростверка – 1,242 т/м<sup>2</sup>; собственный вес грунта и нагрузки от транспортного средства на правом крае горизонтального участка подпорной стены – 19,18 т/м<sup>2</sup>; активное давление грунта на стенку (справа) с учетом пригрузки транспортным средством  $\sigma_2' = 2,65$  т/м<sup>2</sup>,  $\sigma_2 = 5,94$  т/м<sup>2</sup>; давление грунта на стенку (слева)  $\sigma_2' = 0$  т/м<sup>2</sup>,  $\sigma_2 = 1,2$  т/м<sup>2</sup>; снеговая нагрузка для региона Черновцов  $P = 0,1534$  т/м<sup>2</sup>; сейсмическое воздействие – 7 баллов ( $\alpha = 0,1$ ,  $K_1 = 0,25$ ,  $K_2 = 0,5$ ,  $K_3 = 1$ ,  $K_{гр} = 1$ ).

Результаты динамического расчета системы «грунтовое основание – свайный фундамент – конструкция ЖПС» на вибрационные и сейсмические воздействия приведены на рис. 7 и 8.

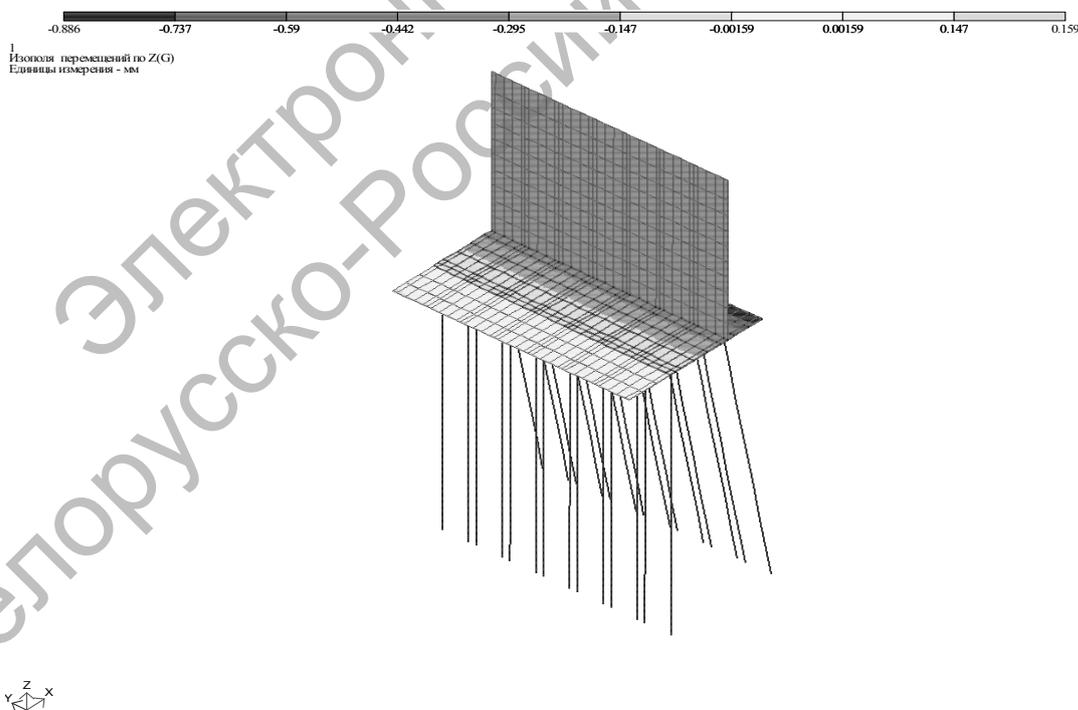


Рис. 7. Изополя вертикальных перемещений подпорной стенки по оси Z под сейсмическим воздействием в сторону, противоположную железнодорожному полотну

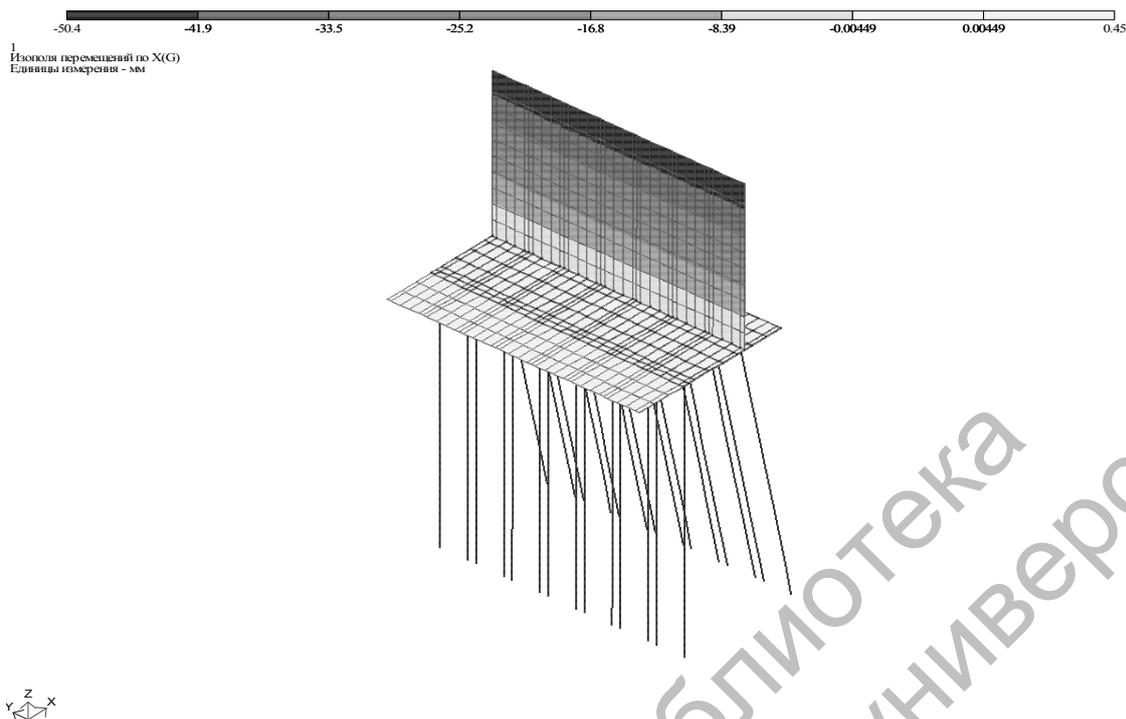


Рис. 8. Изополюса горизонтальных перемещений подпорной стенки по оси X под сейсмическим воздействием в сторону, противоположную железнодорожному полотну

Результаты вычисления показывают, что период собственных колебаний по первой форме равен 0,157 с; соответствующая собственная частота колебаний – 9,46 Гц.

### Выводы

На основе экспериментальной диагностики и математического моделирования железнодорожной подпорной стенки на перегоне Завалье–Неполокивцы Черновицкого участка пути Львовской железной дороги сделаны следующие выводы.

1. Максимальные амплитуды виброускорений подпорной стенки при действии микросейсмических колебаний и движения железнодорожных поездов не превышают по оси X  $0,25 \text{ см/с}^2$ , по оси Z –  $0,8 \text{ см/с}^2$ . По сравнению с микросейсмическими колебаниями, уровень виброускорений во время движения железнодорожных поездов вблизи подпорной стенки увеличивается в 4 раза.

2. Зарегистрированные виброуско-

рения на уровне верхней площадки подпорной стены ниже допустимых. Сооружение подпорной стены при колебаниях имеет диапазон преобладающих частот 5,0...8,0 Гц – по направлению оси X и 9,0...12,0 Гц – по направлению оси Z. Зарегистрированы максимальные виброускорения основания стены  $0,80 \text{ см/с}^2$ , что меньше допустимых ( $15,0 \text{ см/с}^2$ ). При таком уровне виброускорений основания стены и отсутствии условий её замачивания в процессе дальнейшей эксплуатации не должны наблюдаться осадки подпорной стены. Прочность бетона подпорной стены соответствует классу бетона B25.

3. Экспериментально зарегистрированная максимальная амплитуда поперечных колебаний по оси X возникает при частоте 8 Гц. Разница с расчетной частотой колебаний составляет 1,46 Гц, что соответствует отклонению ~ 18 %. Известно, что уменьшение собственной частоты колебаний конструкции свидетельствует о наличии разрушений в самой конструкции, а ее увеличение –

об усилении и результате выполнения ремонтно-восстановительных работ. Необходимо отметить достаточную точность расчетной модели, а также наличие трещин в теле ЖПС при проведении обследований. Из исследований следует, что экспериментальные методы неразрушающего контроля [3] и математического моделирования могут быть использованы для определения текущего технического состояния ЖПС. При этом нужно отметить, что экспериментальные методы вибрационной диагностики смогут сигнализировать о незначительных изменениях в напряженно-деформированном состоянии ЖПС.

4. По результатам математического моделирования и экспериментальных исследований были предоставлены соответствующие рекомендации: для уменьшения величины горизонтального смещения верха ЖПС вследствие сейсмического воздействия целесообразно увеличить высоту подсыпки грунта с левой стороны подпорной стены; необходимо продолжить наблюдение за состоянием ЖПС и при выявлении тенденций к снижению частоты её собственных колебаний следует оперативно провести ремонтно-восстановительные работы с последующей вибрационной диагностикой их качества.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Bilfinger, W.** General report of TC 207 Foundations and Retaining Structures / W. Bilfinger // Challenges and innovations in geotechnics : Proceedings of the 18<sup>th</sup> International Conference on Soil mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris, 2013. – P. 1915–1922.
2. **Nakajima, S.** Inspection of structural health of existing railway retaining walls / S. Nakajima, V. Shinoda, K. Abe // Challenges and innovations in geotechnics : Proceedings of the 18<sup>th</sup> International Conference on Soil mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris, 2013. – P. 2059–2062.
3. **Глуховский, В. П.** Опыт применения ультразвукового метода для определения прочности кирпича / В. П. Глуховский, Ю. И. Калюх // Свет геотехники. – 2007. – № 1. – С. 13–16.
4. Динамическая реакция грунта и зданий г. Кривого Рога на варьирование параметров промышленных взрывов карьера ЮГОК / В. А. Дунин [и др.] // Строительные конструкции : межведомств. науч.-техн. сб. – Киев : НИИСК, 2010. – № 73. – С. 454–460.
5. **ДБН В.2.1-10: 2009.** Основания и фундаменты сооружений. Основные положения проектирования. – Киев : Госстрой Украины, 2009.
6. **Цытович, Н. А.** Механика грунтов / Н. А. Цытович. – М. : ГСИ, 1963.
7. Справочник по механике и динамике грунтов / Л. К. Гинзбург [и др.] ; под ред. В. Б. Швеца. – Киев : Будивельник, 1987.
8. **СНиП 2.02.05:87.** Строительные нормы и правила. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. – М. : Госстрой СССР, 1988.

*Статья сдана в редакцию 20 октября 2015 года*

**Олег Анатольевич Клименков**, научный сотрудник, Институт телекоммуникаций и глобального информационного пространства НАНУ. E-mail: kalyukh2002@yahoo.com.

**Александр Николаевич Трофимчук**, д-р техн. наук, проф., Институт телекоммуникаций и глобального информационного пространства НАНУ. E-mail: itelua@kv.ukrtel.net.

**Климентий Александрович Хавкин**, младший научный сотрудник, Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций. E-mail: solgar@ukr.net.

**Ярослав Александрович Берчун**, студент, Национальный университет «Киево-Могилянская Академия». E-mail: berchun93@gmail.com.

**Oleg Anatolyevich Klimenkov**, research fellow, Institute of Telecommunications and Global Information Space of the NAS of Ukraine. E-mail: kalyukh2002@yahoo.com.

**Aleksandr Nikolayevich Trofymchuk**, DSc (Engineering), Prof., Institute of Telecommunications and Global Information Space of the NAS of Ukraine. E-mail: itelua@kv.ukrtel.net.

**Klimentiy Aleksandrovich Khavkin**, junior research fellow, State Research Institute of Steel Structures. E-mail: solgar@ukr.net.

**Yaroslav Aleksandrovich Berchun**, student, National University «Kyiv-Mohila Academy». E-mail: berchun93@gmail.com.