


 DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-4-391-403
 УДК 69.04:624.042.8

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Оценка сейсмических сил при измененных в процессе колебаний конструктивных схемах

 Ю.Т. Чернов , Д. Кбейли  

 Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация
 ✉ jaafarqbaily@gmail.com

История статьи

Поступила в редакцию: 12 декабря 2020 г.

Доработана: 11 мая 2021 г.

Принята к публикации: 13 июня 2021 г.

Аннотация. Цель исследования – разработать один из возможных методов сейсмического анализа, который учитывает неупругое поведение конструкций при сейсмических нагрузках. Предложенный метод позволяет учитывать изменение (снижение) несущей способности конструкций при разрушении отдельных элементов или появлении пластических зон. *Методы.* Предложенные зависимости и алгоритмы включают определение сейсмических сил, основанное на методе нормальных форм, который до настоящего времени широко используется при решении задач теории сейсмостойкости. Расчетные формулы при вычислении сейсмических сил на каждом шаге по времени представлены в виде разложений по формам собственных колебаний, которые учитывают изменения конструктивной схемы. Расчет повторяется на каждом шаге по времени как статический расчет на действие сейсмических сил, определенных на предыдущем этапе, до разрушения здания. *Результаты.* Разработанные зависимости и алгоритмы позволяют учитывать изменения конструктивной схемы в процессе колебаний на каждом шаге по времени, изменения динамических характеристик здания и, как следствие, новые значения сейсмических сил. Вычисленные коэффициенты неупругой работы конструкций K_1 , которые приведены в нормативных документах, не вполне соответствуют реальному поведению конструкции при сейсмических воздействиях. Предложенный метод позволяет определять расчетные значения сейсмических сил и их распределение с учетом влияния повреждений элементов и появления неупругих зон в конструкции в процессе колебаний на каждом шаге по времени вплоть до разрушения несущих конструкций зданий.

Ключевые слова: метод нормальных форм, сейсмическое воздействие, аналитическое исследование, разрушение элементов, методы сейсмического анализа

Для цитирования

Чернов Ю.Т., Кбейли Д. Оценка сейсмических сил при измененных в процессе колебаний конструктивных схемах // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 4. С. 391–403. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-391-403>

Чернов Юрий Тихонович, доктор технических наук, профессор кафедры строительной и теоретической механики, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0002-0808-9981, Scopus Author ID: 57202802011, eLIBRARY SPIN-код: 2375-6712; ChernovYT@mgsu.ru

Кбейли Джаафар, аспирант кафедры строительной и теоретической механики, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0002-3875-9413, Scopus Author ID: 57202802011, eLIBRARY SPIN-код: 8790-7877; jaafarqbaily@gmail.com

© Чернов Ю.Т., Кбейли Д., 2021


 This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Evaluation of seismic forces under modified structural schemes in the process of vibrations

Yury T. Chernov , Jaafar Qbaily  

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia Federation

 jaafarqbaily@gmail.com

Article history

Received: December 12, 2020

Revised: May 11, 2021

Accepted: June 13, 2021

Abstract. *The aim of the work* – development of one of the possible methods for seismic analysis that considers the inelastic behavior of structures under seismic loads. This requires the development of seismic analysis methods that take into account the change (decrease) in the bearing capacity or the destruction of individual elements until the final loss of the bearing capacity of the structure. *Methods.* The dependences and algorithms include determining seismic forces using the method of normal forms, which until now is the main one in solving problems of the seismic resistance theory in seismic regions, calculation formulas to calculate seismic forces at each time step are presented in the form of expansions into natural vibration modes, which regard the changes in the design scheme. The calculation is repeated at each time step as a static calculation for the action of seismic forces determined at the previous stage, before the building collapses. *Results.* The developed dependencies and algorithms allow to consider changes in the design scheme during vibrations at each time step, changes in the dynamic properties of the building and, as a result, the values of seismic forces. The value of the coefficient of inelastic work of structures K_1 , which are given in regulatory documents, do not give fully correspond to the actual behavior of the structure under seismic influences. The proposed calculation method allows to determine the estimated values of seismic forces and their distribution taking into account the influence of damage of elements and the appearance of inelastic zones in the design process of fluctuations at each time step and to assess the dynamic behavior of the building.

Keywords: method of normal forms, seismic load, analytical investigation, destruction of elements, seismic analysis methods

For citation

Chernov Yu.T., Qbaily J. Evaluation of seismic forces under modified structural schemes in the process of vibrations. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(4):391–403. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-391-403>

Введение

Землетрясения – одни из самых опасных стихийных бедствий, поскольку они причиняют значительный материальный и экономический ущерб и приводят к человеческим жертвам. Следовательно, сейсмостойкость является приоритетом при проектировании зданий с точки зрения выбора строительных материалов и несущей системы [1].

Для оценки сейсмостойкости сооружений были разработаны несколько сейсмических методов [2; 3], позволяющих оценивать реакцию конструкций при сейсмических воздействиях. Метод поперечных сил, модальный анализ спектра реакций, нелинейный динамический анализ, нелинейный статический анализ (push-over analysis) – у каждого из них есть достоинства и недостатки.

Метод поперечных сил используется при расчете симметричных конструкций. В нем используются распределения боковых сил, полученные на основе упругих реакций, что приводит к неточным результатам расчета сейсмических сил и деформаций зданий в случае нелинейных реакций [4].

Модальный метод спектра при оценке сейсмической реакции дает относительно точные результаты в случае линейной реакции. Метод был разработан для нелинейных систем, однако до сих пор он не может правильно идентифицировать деформации зданий [5].

Yury T. Chernov, Dr Sci. (Eng.), Professor of the Structural Mechanics Department, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russia Federation; ORCID: 0000-0002-0808-9981, Scopus Author ID: 57202802011, eLIBRARY SPIN-code: 2375-6712; ChernovYT@mgsu.ru

Jaafar Qbaily, postgraduate, Structural Mechanics Department, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russia Federation; ORCID: 0000-0002-3875-9413, Scopus Author ID: 57202802011, eLIBRARY SPIN-code: 8790-7877; jaafarqbaily@gmail.com

Нелинейный динамический анализ характеризуется как один из лучших методов с точки зрения проектирования и оценки реакции несущей системы здания. Тем не менее его использование ограничено из-за небольшого количества компьютерных программ, способных его применять, сложности выбора подходящих записей о движении грунта и трудности интерпретации его результатов [6; 7].

Нелинейный статический метод (pushover analysis) используется при определении реакции зданий в диапазоне неупругого поведения. Он требует знания моделей деформации здания и механизма обрушения и начального распределения сейсмических нагрузок. Неправильный выбор моделей и механизма обрушения здания приводит к неточным результатам [8; 9].

Проблемы анализа реального поведения зданий связаны в том числе с тем, что указанные методы зависят от динамических форм колебаний, вычисленных для исходных конструкций без учета изменения этих форм с появлением пластических зон и разрушений в отдельных элементах несущей системы в процессе колебаний.

Учет влияния повреждения элементов конструкции при расчете сейсмических сил является одним из важных факторов в сейсмическом анализе, в том числе при оценке диссипативных сил [10].

Некоторые международные нормы вводят дополнительные параметры при расчете сейсмических нагрузок, для учета возможности возникновения повреждений и нелинейных деформаций в отдельных элементах. В частности, в российских нормах вводится коэффициент неупругой работы конструкции $K1$.

Актуальность предлагаемого метода заключается в том, что он учитывает влияние повреждений элементов и появления зон с нелинейным характером деформирования на собственные формы колебаний зданий и величины сейсмических сил на каждом шаге в процессе колебаний. Расчет по такой схеме позволят также уточнить коэффициент неупругой работы конструкций $K1$.

Методы

Для расчета сооружения на сейсмические силы использовался шаговый метод по времени. Суть метода основана на методе нормальных форм, который считается одним из наиболее общих аналитических методов расчета и исследования динамических систем и представляет решения в виде разложения по собственным векторам.

Расчетная формула для определения сейсмической силы, действующей на массу m_j при колебаниях сооружения по r -й форме [11]:

$$S_{jr} = m_j Y_{jr} J_r \sum_{i=1}^n Y_{ir} m_i; \quad (1)$$

$$J_r = P_r \int_0^t \ddot{\epsilon}_0(\tau) e^{\frac{-\gamma}{2} P_r \cdot (t-\tau)} \sin P_r (t - \tau) d\tau, \quad (2)$$

где J_r – импульсная переходная функция для r -й формы. Железобетонное здание, рассмотренное в статье в качестве примера (рис. 1, 2), 5-этажное, симметричное по схеме, с высотой этажа 3,5 м, свойства и характеристики материалов и элементов конструкций приняты в соответствии с нормами РФ (рис. 3, 4; табл. 1, 2).

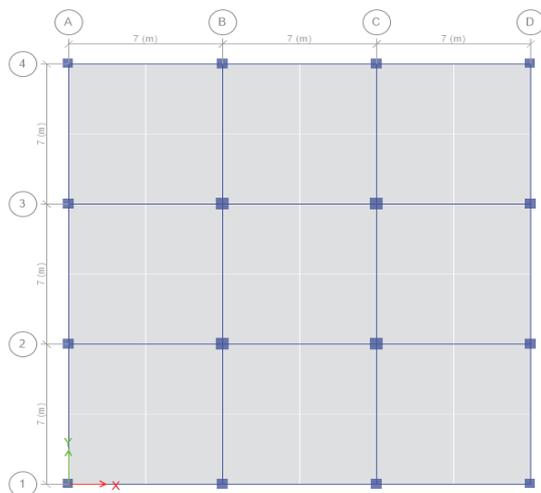


Рис. 1. План этажа здания
Figure 1. Floor plan of building

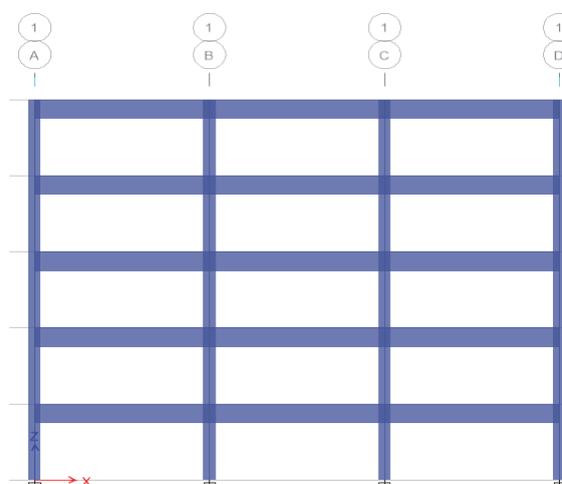


Рис. 2. Разрез здания
Figure 2. Section of the building

Таблица 1

Свойства материалов				
Модуль упругости, МПа	Расчетное сопротивление, МПа	Основные деформационные характеристики		
Бетон В25				
$E = 30\,000$	$R_b = 18,5$	$\varepsilon_{b1} = 0,004$	$\varepsilon_{b0} = 0,0056$	$\varepsilon_{b2} = 0,0034$
Класс арматуры А400				
$E = 2 \times 10^5$	$R_s = 400$	$\varepsilon_{s0} = 0,002$	$\varepsilon_{s2} = 0,025$	

Table 1

Materials properties				
Young modulus, MPa	Design strength, MPa	Main deformation characteristics		
Concrete B25				
$E = 30\,000$	$R_b = 18,5$	$\varepsilon_{b1} = 0,004$	$\varepsilon_{b0} = 0,0056$	$\varepsilon_{b2} = 0,0034$
Reinforcement class A400				
$E = 2 \times 10^5$	$R_s = 400$	$\varepsilon_{s0} = 0,002$	$\varepsilon_{s2} = 0,025$	

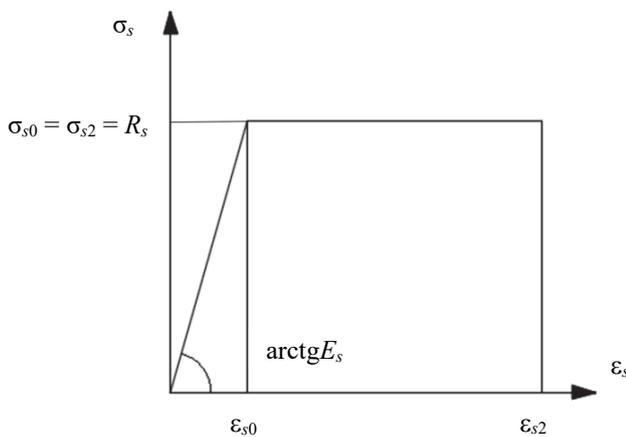


Рис. 3. Диаграмма состояния сжатого бетона
Figure 3. State diagram of compressed concrete

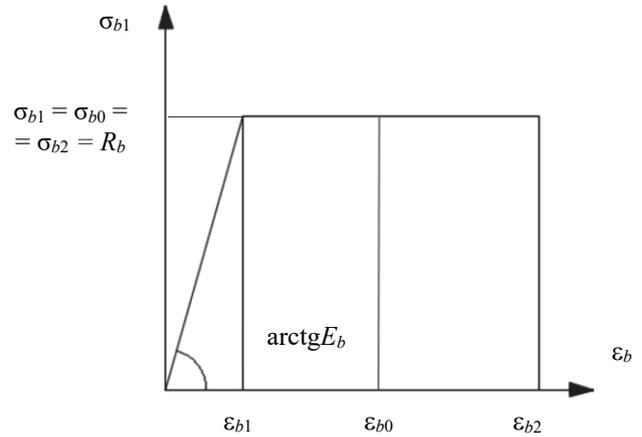


Рис. 4. Диаграмма состояния растянутой арматуры
Figure 4. Tensile rebar state diagram

Таблица 2

Table 2

Характеристики элементов каркаса	
Свойства колонны	
Размеры сечения, см	Площадь арматуры, см ²
60×60	25,13
50×50	20,35
45×45	20,25

Characteristics of frame elements	
Column properties	
Section dimensions, cm	Reinforcement area, cm ²
60×60	25.13
50×50	20.35
45×45	20.25

Ускорение грунта $a(t)$, м/с², принято в виде (рис. 5)

$$a(t) = A_1 \sin(\omega_1 t) + A_2 \sin(\omega_2 t). \tag{3}$$

Анализ и расчет проводился с учетом ряда допущений:

- распределение деформации по высоте сечения линейно до разрушения;
- работа бетона при растяжении не учитывается;
- массы этажа, включая массу перекрытий и несущих конструкции (колонн), перегородок и т. д., сгруппированы на уровнях перекрытий (рис. 6).

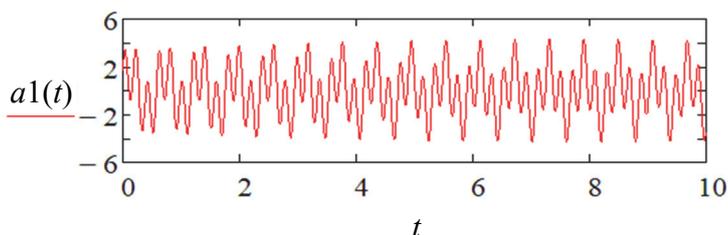


Рис. 5. Ускорение грунта
Figure 5. Ground acceleration



Рис. 6. Расчетная динамическая схема здания
Figure 6. Calculated dynamic building scheme

Первый шаг: вычисляются динамические характеристики сооружения (матрицы жесткости или податливости), собственные частоты и формы колебаний с помощью алгоритма, основанного на методе нормальных форм в программе MathCad на каждом шаге по времени.

Второй шаг: по программе ETABS производится анализ состояния здания при воздействии сейсмических сил и определяются все внутренние усилия в элементах.

Третий шаг: для всех критических сечений определяется напряженно-деформированное состояние в зоне нелинейных деформаций или разрушения в элементах с помощью диаграмм взаимодействия и диаграммы (момент – кривизна) для каждого сечения (рис. 7–12) по программе CSI COULOUN.

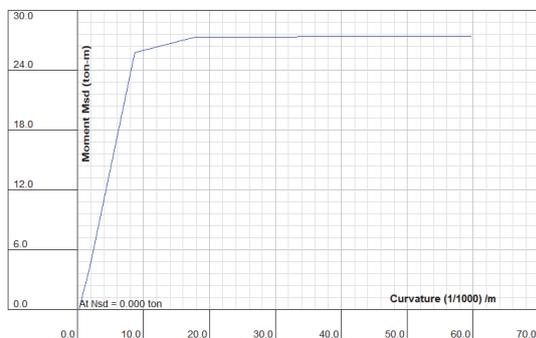


Рис. 7. Диаграмма (момент – кривизна) сечения 60×60 см
Figure 7. Diagram (moment – curvature) of the section 60×60 cm

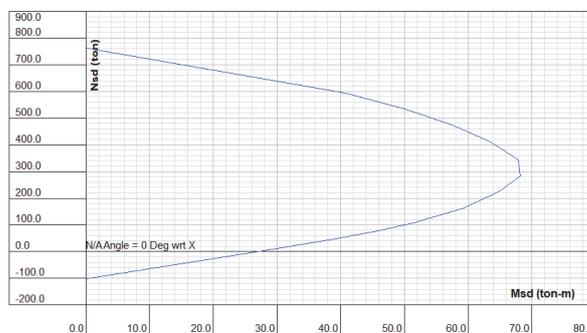


Рис. 8. Диаграмма взаимодействия сечения 60×60 см
Figure 8. Cross-section interaction diagram 60×60 cm

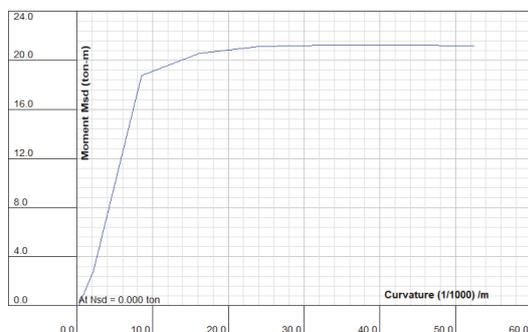


Рис. 9. Диаграмма (момент – кривизна) сечения 50×50 см
Figure 9. Diagram (moment – curvature) of the section 50×50 cm

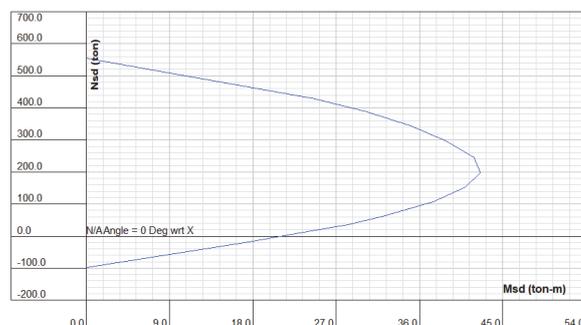


Рис. 10. Диаграмма взаимодействия сечения 50×50 см
Figure 10. Cross-section interaction diagram 50×50 cm

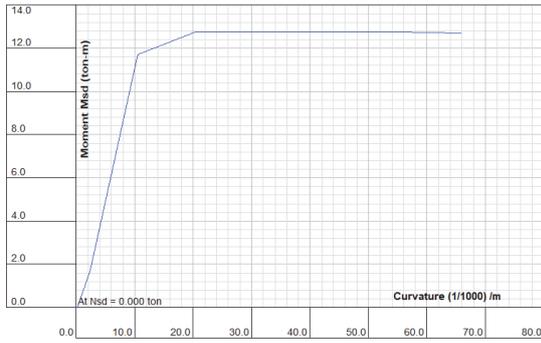


Рис. 11. Диаграмма (момент – кривизна) сечения 45×45 см
Figure 11. Diagram (moment – curvature) of the section 45×45 cm

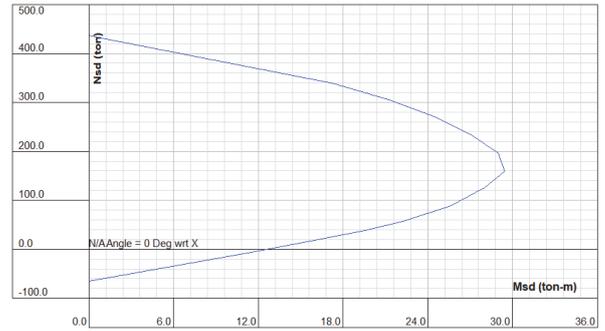


Рис. 12. Диаграмма взаимодействия сечения 45×45 см
Figure 12. Cross-section interaction diagram 45×45 cm

Существенным можно считать то, что при определении зависимости (момент – кривизна) принимаются не идеализированные диаграммы, а диаграммы, учитывающие совместно напряжения от продольных сил и моментов. Зоны, в которых учитываются эти зависимости, даны на рис. 8, 10, 12.

После этого определяется изменение конструктивной схемы и расчеты повторяются как на первом шаге до разрушения здания.

Алгоритм метода показан на рис. 13.

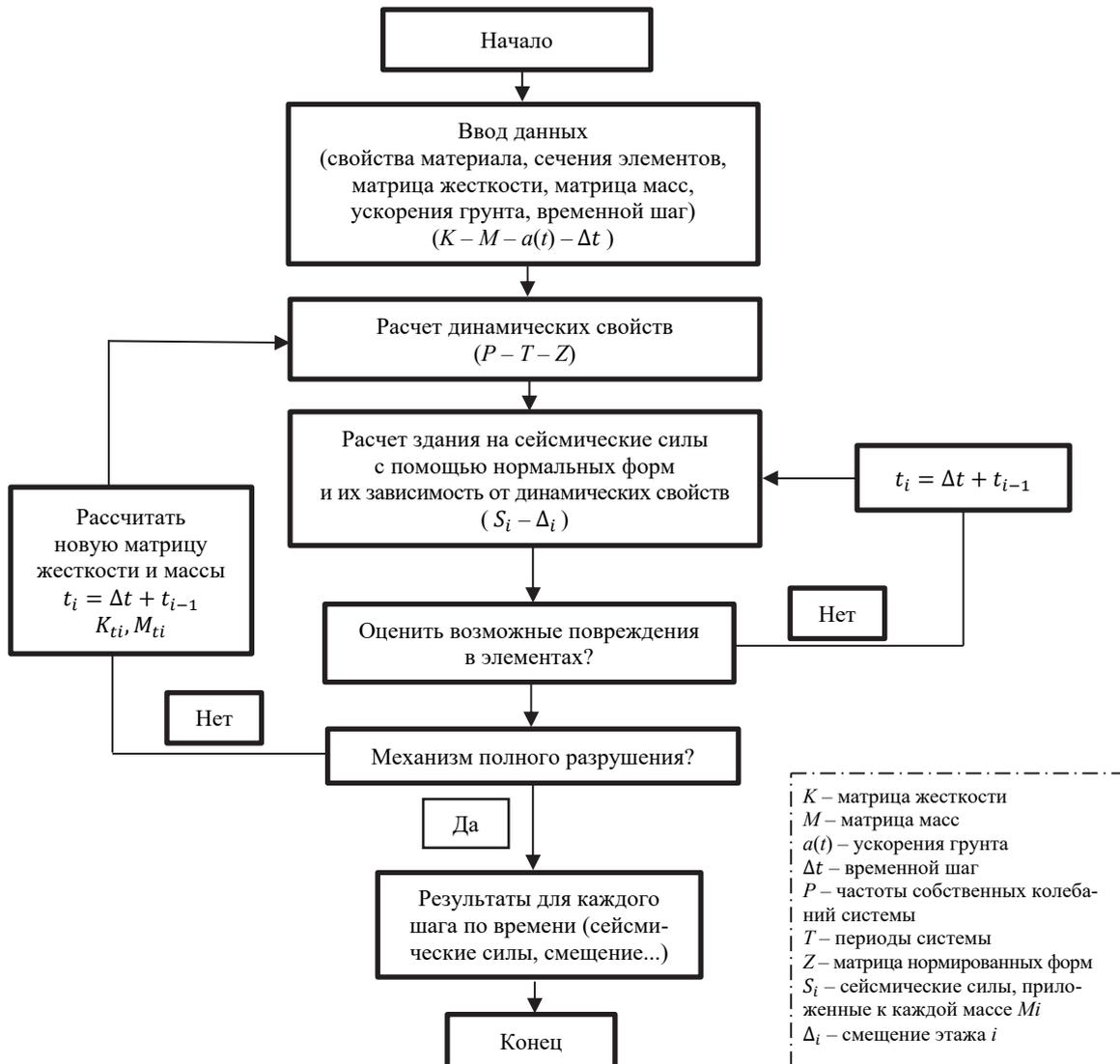


Рис. 13. Алгоритм метода

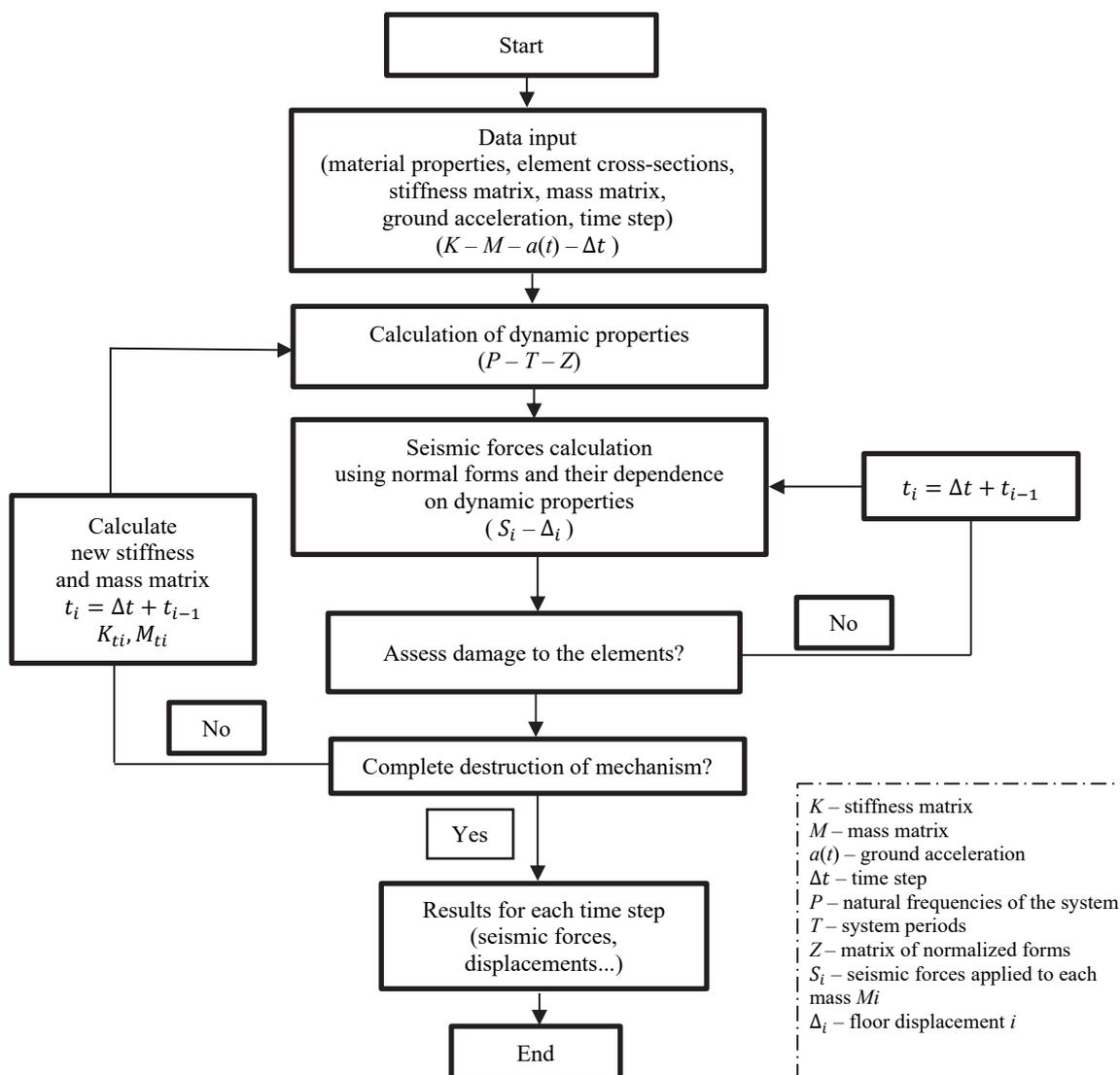


Figure 13. The algorithm of the method

Расчет коэффициента неупругой работы конструкции *K1*

Расчет проводился двумя способами:

1) коэффициент *K1* определяется как отношение суммы сейсмических сил в момент, предшествующий разрушению конструкции, к сумме сейсмических сил, соответствующих концу упругой стадии:

$$K1 = \frac{S_y}{S_u}, \quad (4)$$

где *S_y* – сумма сейсмических сил, соответствующих концу упругой стадии; *S_u* – сумма сейсмических сил в момент, предшествующий разрушению конструкции;

2) метод, основанный на оценке кривой несущей способности, заключается в преобразовании кривой несущей способности (устанавливается связь между поперечной силой в основании и смещением последнего этажа) и расчетного спектра реакции со спектром несущей способности (спектр ускорений *S_a* – спектр перемещений *S_d*) [12–14].

Преобразование выполняется с использованием следующих уравнений:

– для диаграммы кривой несущей способности:

$$S_a = \frac{S}{W \alpha_j}; \quad (5)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{top}}{\gamma_j \theta_{top,j}}; \quad (6)$$

$$\alpha_j = \frac{[\sum_{i=1}^n m_i \theta_{i,j}]^2}{[\sum_{i=1}^n m_i] [\sum_{i=1}^n m_i \theta_{i,j}^2]}, \quad (7)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \theta_{i,j}}{\sum_{i=1}^n m_i \theta_{i,j}^2}, \quad (8)$$

где S – поперечная сила в основании; W – масса всего сооружения; Δ_{top} – перемещение верха сооружения; α_j – коэффициент модальной массы j -й формы; γ_j – коэффициент распределения j -й формы.

Расчетный спектр реакции определяется зависимостью

$$S_a = A \beta K_0 K_\varphi; \quad (9)$$

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4 \pi^2}, \quad (10)$$

где A – коэффициент сейсмичности для расчетной сейсмичности площадки (8 баллов); K_φ – характеристика конструкций; βI – коэффициент динамичности.

Из отношения диаграммы спектра ускорений S_a к спектру перемещений S_d (рис. 14) значение параметра $K1$ определяется как

$$K1 = \frac{OA}{OB}. \quad (11)$$

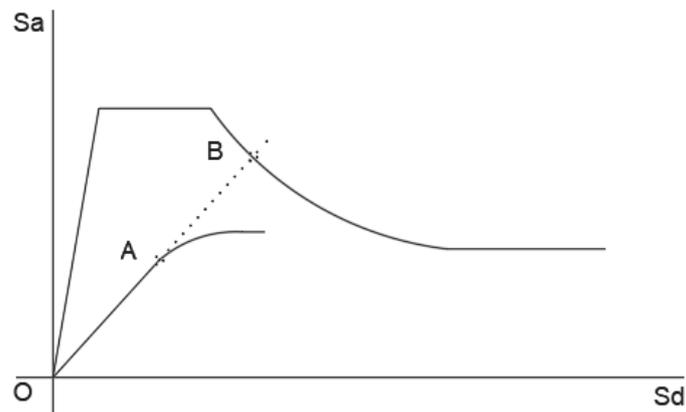


Рис. 14. Диаграмма спектра несущей способности
Figure 14. Bearing capacity spectrum diagram

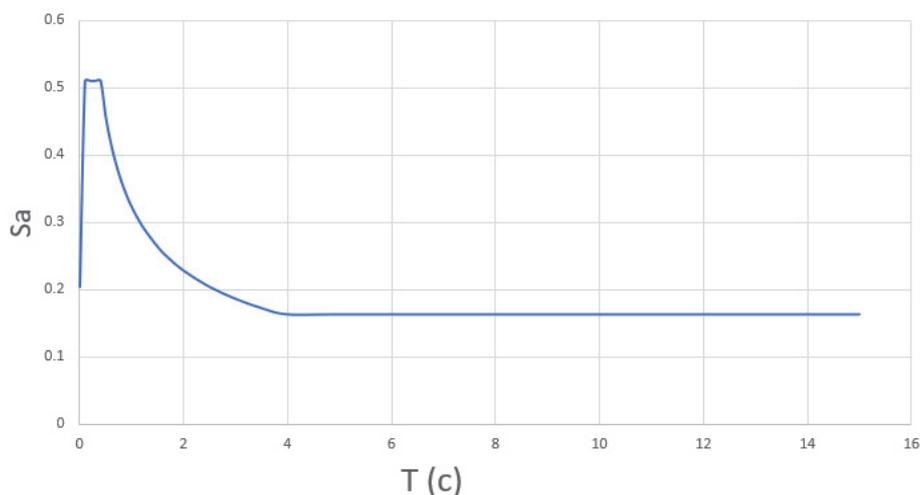


Рис. 15. Диаграмма спектра реакции
Figure 15. Response spectrum diagram

Здание находится в сейсмической зоне (8 баллов), категория грунта II, спектр реакции для этой области согласно нормам показан на рис. 15.

Результаты расчетов

После завершения расчетов получены сейсмические силы и их распределение на каждом шаге по времени, а также определены места образования, количество пластических шарниров и смещения по верху.

Таблица 3

Результаты анализа

Шаг	Время t_i , с	Сейсмические силы, приложенные к каждой массе M_i , т					Поперечная сила в основании S , т	Перемещение верха сооружения Δ_{top} , мм	Количество появившихся пластических шарниров	Место появления пластических шарниров
		S_1 , т	S_2 , т	S_3 , т	S_4 , т	S_5 , т				
0	0	0	0	0	0	0	0	0		
10	0,007	3,341	4,05	4,095	4,14	5,095	20,721	1,4		
18	0,0126	7,616	11,406	11,872	13,141	14,688	58,723	4,2	Упругая стадия работы конструкции	–
22	0,0154	14,513	17,644	18,671	21,936	21,191	93,955	6,5		
23	0,0161	17,112	19,639	20,863	24,782	23,107	105,503	7,3		
24	0,0168	20,063	21,822	23,27	27,869	25,168	118,192	8,1		
25	0,018	23,358	24,192	25,896	31,275	27,385	132,106	9		
26	0,0194	29,189	29,978	31,678	37,107	34,276	162,228	11,2	12	1 этаж
27	0,0201	29,265	30,047	31,745	37,176	34,342	162,575	11,6	8	1 этаж
28	0,0208	29,297	30,075	31,772	37,204	34,371	162,719	11,8	4	2 этаж
29	0,0215	29,333	30,106	31,801	37,23	34,404	162,874	11,8	8	2 этаж
30	0,022	29,375	30,138	31,831	37,253	34,438	163,035	11,8	4	1 этаж
31	0,0369	31,485	32,185	33,879	39,361	36,646	173,556	15,7	12	1, 2 этажи

Table 3

Analysis results

Step	Time t_i , sec	Seismic forces applied to mass M_i , ton					Base shear force, ton	The top displacement of structure, mm	The number of plastic hinges	Place of appearance of plastic hinges
		S_1 , ton	S_2 , ton	S_3 , ton	S_4 , ton	S_5 , ton				
0	0	0	0	0	0	0	0	0		
10	0.007	3.341	4.05	4.095	4.14	5.095	20.721	1.4		
18	0.0126	7.616	11.406	11.872	13.141	14.688	58.723	4.2	Elastic stage of the structure behavior	–
22	0.0154	14.513	17.644	18.671	21.936	21.191	93.955	6.5		
23	0.0161	17.112	19.639	20.863	24.782	23.107	105.503	7.3		
24	0.0168	20.063	21.822	23.27	27.869	25.168	118.192	8.1		
25	0.018	23.358	24.192	25.896	31.275	27.385	132.106	9		
26	0.0194	29.189	29.978	31.678	37.107	34.276	162.228	11.2	12	1 st floor
27	0.0201	29.265	30.047	31.745	37.176	34.342	162.575	11.6	8	1 st floor
28	0.0208	29.297	30.075	31.772	37.204	34.371	162.719	11.8	4	2 nd floor
29	0.0215	29.333	30.106	31.801	37.23	34.404	162.874	11.8	8	2 nd floor
30	0.022	29.375	30.138	31.831	37.253	34.438	163.035	11.8	4	1 st floor
31	0.0369	31.485	32.185	33.879	39.361	36.646	173.556	15.7	12	1 st , 2 nd floor

Также определены частоты, периоды и матрица нормированных форм на каждом шаге по времени (табл. 4).

Таблица 4

Периоды форм колебаний

Шаг	Время t_i , с	Период i -й формы T , с				
		T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
1–25	0,018	0,598	0,197	0,116	0,084	0,07
26	0,0194	0,635	0,208	0,121	0,086	0,071
27	0,0201	0,816	0,239	0,13	0,089	0,071
28	0,0208	1,089	0,262	0,135	0,091	0,071
29	0,0215	1,131	0,262	0,143	0,096	0,073
30	0,022	1,19	0,266	0,156	0,102	0,074
31	0,0369	1,587	0,282	0,16	0,102	0,074

Table 4

Periods of vibration forms

Step	Time t_i , sec	Period of the i -th form T , sec				
		T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
1–25	0.018	0.598	0.197	0.116	0.084	0.07
26	0.0194	0.635	0.208	0.121	0.086	0.071
27	0.0201	0.816	0.239	0.13	0.089	0.071
28	0.0208	1.089	0.262	0.135	0.091	0.071
29	0.0215	1.131	0.262	0.143	0.096	0.073
30	0.022	1.19	0.266	0.156	0.102	0.074
31	0.0369	1.587	0.282	0.16	0.102	0.074

Матрица нормированных форм колебания с 1 до 25 шага:

$$Z_{1-25} = \begin{bmatrix} 0,385 & -0,588 & -0,569 & 0,394 & 0,137 \\ -0,559 & 0,379 & -0,266 & 0,607 & 0,306 \\ 0,576 & 0,237 & 0,511 & 0,372 & 0,451 \\ -0,425 & -0,592 & 0,358 & -0,144 & 0,556 \\ 0,163 & 0,323 & -0,646 & -0,563 & 0,613 \end{bmatrix}.$$

Матрица нормированных форм колебания на 29 шаге:

$$Z_{29} = \begin{bmatrix} -0,135 & 0,334 & 0,587 & -0,625 & -0,347 \\ 0,432 & -0,619 & -0,525 & -0,421 & -0,423 \\ -0,651 & 0,145 & -0,573 & -0,066 & -0,462 \\ 0,564 & 0,562 & -0,137 & 0,319 & -0,487 \\ -0,231 & -0,41 & 0,494 & 0,57 & -0,5 \end{bmatrix}.$$

Матрица нормированных форм колебания на 31 шаге:

$$Z_{31} = \begin{bmatrix} 0,067 & 0,212 & -0,57 & -0,684 & 0,377 \\ -0,35 & -0,608 & 0,432 & -0,338 & 0,44 \\ 0,654 & 0,316 & 0,501 & -0,002 & 0,459 \\ -0,613 & 0,526 & 0,031 & 0,336 & 0,472 \\ 0,259 & -0,454 & -0,485 & 0,551 & 0,478 \end{bmatrix}.$$

Собственные формы для трех этапов расчета по времени колебаний представлены на рис. 16–18.

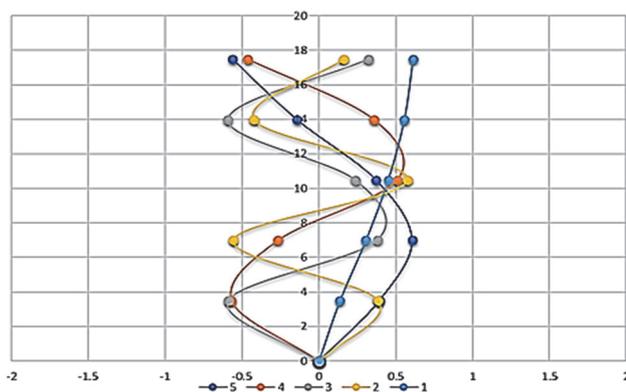


Рис. 16. Формы колебаний линейной системы
Figure 16. Vibration modes of a linear system

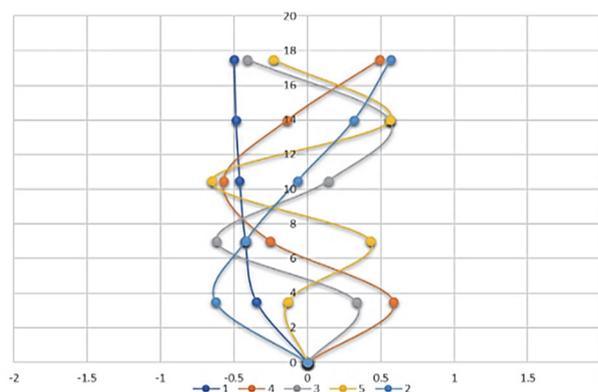


Рис. 17. Формы колебаний после появления необратимых деформаций
Figure 17. Vibration modes after the appearance of irreversible deformations

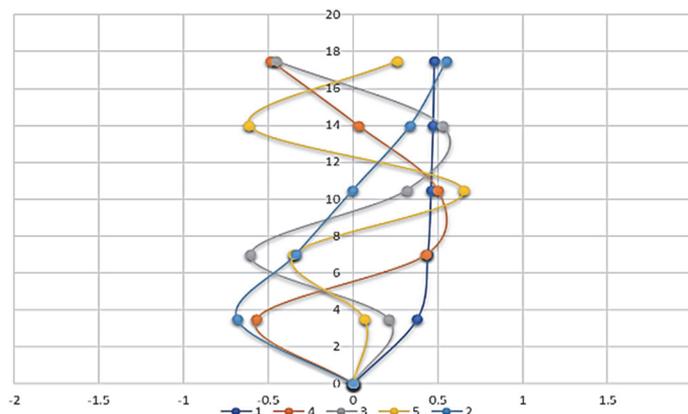


Рис. 18. Формы колебаний перед потерей несущей способности
Figure 18. Vibration modes before loss of load-bearing capacity

Исходя из табл. 3, шаг 24 считается концом упругой стадии конструкции, а шаг 30 – момент, предшествующий разрушению конструкции.

Коэффициент неупругой работы конструкции $K1$ рассчитывается по формуле (3):

$$K1 = \frac{S_y}{S_u} = \frac{S_{24}}{S_{30}} = \frac{118,192}{163,035} = 0,72.$$

С помощью данных из табл. 3 и уравнений (4), (5), (6), (7) осуществлены построение кривой несущей способности сооружения и ее преобразование в форме спектра несущей способности.

Расчетный спектр реакции (рис. 15) преобразован в спектр несущей способности, после этого совмещены полученные спектры (рис. 19–22).

Коэффициент неупругой работы конструкции $K1$ рассчитывается по формуле (11):

$$K1 = \frac{OA}{OB} = \frac{5,48}{10,2} = 0,54.$$

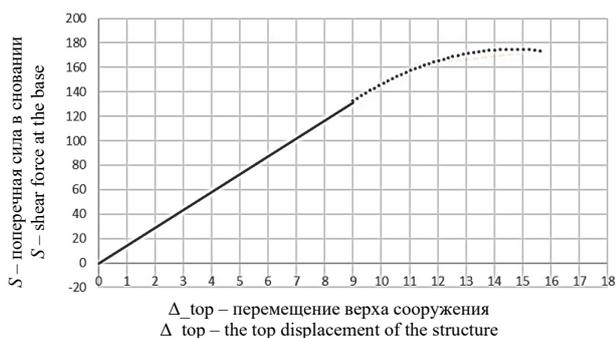


Рис. 19. Кривая несущей способности сооружения
Figure 19. Structure capacity diagram

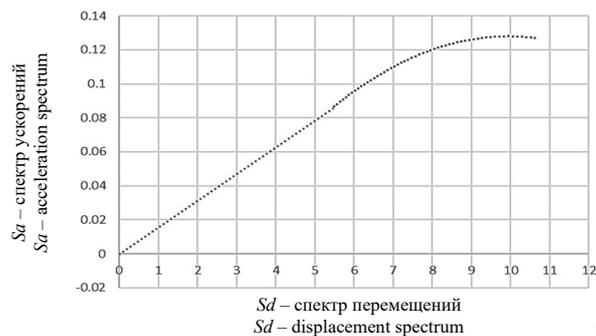


Рис. 20. Спектр несущей способности сооружения
Figure 20. Structure capacity spectrum diagram

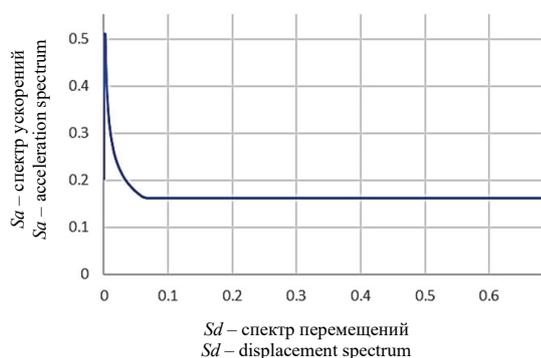


Рис. 21. Спектр несущей способности
Figure 21. Bearing capacity spectrum

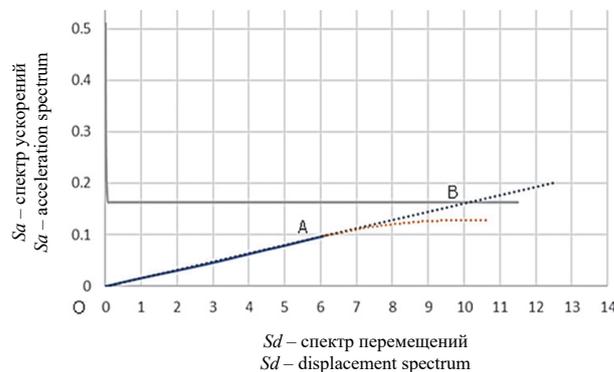


Рис. 22. Совмещение спектров несущей способности
Figure 22. Combination of bearing capacity spectra

Обсуждение

Изменение конструктивной схемы в процессе колебаний на каждом шаге по времени приводит к изменению динамических свойств здания и, как следствие, изменению значений и распределения сейсмических сил.

Таким образом, методы анализа, которые зависят от динамических форм колебаний, выявленных в упругой стадии, не отражают истинного динамического поведения здания, что подтверждается анализом результатов настоящего исследования: период колебаний здания по первой форме повысился (с 0,598 до 1,587 с), что привело к изменениям, которыми нельзя пренебрегать, учитывая, что первая форма колебаний является определяющей формой в таких конструктах.

Значение коэффициента неупругой работы конструкций K_1 , соответствующее данным свода правил, дает неточные значения сейсмических сил и не имитирует сейсмическое поведение конструкции.

В настоящем исследовании значение коэффициента K_1 получено равным 0,72, в нормах СНИП для подобных зданий значение коэффициента K_1 принимается приближенно равным 0,25.

Заключение

Предложенный метод позволяет:

- 1) определять расчетные значения сейсмических сил и их распределение с учетом влияния повреждений элементов и появления неупругих зон в конструкции в процессе колебаний на каждом шаге по времени;
- 2) оценить динамическое поведение здания и выявить изменения его динамических свойств в процессе колебаний;
- 3) уточнить значение коэффициента неупругой работы конструкций K_1 как отношение сейсмических сил на этапе, предшествующем разрушению, к сейсмическим силам на этапе, соответствующем концу упругой стадии;

4) выполнять сейсмический анализ с использованием реальных диаграмм движения грунта без необходимости использования упругих диаграмм спектра реакции, которые не отражают истинное поведение грунта на площадке и неупругие деформации конструкций.

Список литературы / References

1. Ehsan H., Tom L., Sreekanth B., Kifaytullah M., Amir M. Earthquake safety assessment of buildings through rapid visual screening. *Buildings*. 2020;10(3):51. <http://dx.doi.org/10.3390/buildings10030051>
2. Čada P., Máca J. Comparison of methods used for seismic analysis of structures. *Acta Polytechnica CTU Proceedings*. 2017;13:20. <http://dx.doi.org/10.14311/app.2017.13.0020>
3. Yazdani A.R., Ala M. Nonlinear seismic response of stiffening SDOF systems. *Engineering Structures*. 2001; 23(10):1269–1280. [http://dx.doi.org/10.1016/s0141-0296\(01\)00030-x](http://dx.doi.org/10.1016/s0141-0296(01)00030-x)
4. Shih-Ho C., Subhash C., Soon-Sik L. A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures. *Earthquake Spectra*. 2007;23(3):547–569. <https://doi.org/10.1193/1.2753549>
5. Michael H., Erol K. Special issue on computational simulation in structural engineering. *Journal of Structural Engineering*. 2014;140(8). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001062](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001062)
6. Penna A., Rota M., Mouyiannou A., Magenes G. Issues on the use of time-history analysis for the design and assessment of masonry structures. *4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Kos Island, Greece, 12–14 June 2013*. Athens: National Technical University of Athens; 2014. p. 669–686. <http://dx.doi.org/10.7712/120113.4549.C1327>
7. Amory M., Deierlein G.G. Structural topology optimization of tall buildings for dynamic seismic excitation using modal decomposition. *Engineering Structures*. 2020;216:110717. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110717>
8. Pinho R., Antoniou S. Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. *Journal of Earthquake Engineering*. 2004;8(4):497–522. <http://dx.doi.org/10.1080/13632460409350498>
9. Zou X., Chan M. Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis. *Engineering Structures*. 2005;27(8):1289–1302. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.04.001>
10. Lei Z., Yunfeng X., Yiguang C., Siqian J., Wei X., Xianjie L. Seismic damage evaluation of concrete-encased steel frame-reinforced concrete core tube buildings based on dynamic characteristics. *Applied Sciences*. 2017;7(4):314. <http://dx.doi.org/10.3390/app7040314>
11. Chernov Y.T. Vibrations of structural building. 2nd edition. Moscow: Publishing House ASV; 2011. (In Russ.)
Чернов Ю.Т. Вибрации строительных конструкций. 2-е изд. М.: Издательство АВС, 2011. 384 с.
12. Hakim R.A., Alama M.S., Ashour S.A. Seismic assessment of RC building according to ATC 40, FEMA 356 and FEMA 440. *Arabian Journal for Science and Engineering*. 2014;39(11):7691–7699. <http://dx.doi.org/10.1007/s13369-014-1395-x>
13. Bulushev S.V., Jinchvelashvili G.A., Kolesnikov A.V. Nonlinear static method for the analysis of seismic resistance of buildings and structures. *Earthquake Engineering. Constructions Safety*. 2016;(5):39–47. (In Russ.)
Булушев С.В., Джинчвелашвили Г.А., Колесников А.В. Нелинейный статический метод анализа сейсмостойкости зданий и сооружений // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2016. № 5. С. 39–47.
14. Dzhinchvelashvili G.A., Bulushev S.V. Accuracy evaluation of the nonlinear static analysis method of the structures seismic resistance. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2017;(2):41–48. (In Russ.)
Джинчвелашвили Г.А., Булушев С.В. Оценка точности нелинейного статического метода анализа сейсмостойкости сооружений // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 2. С. 41–48.