У Т В Е Р Ж Д Е Н О
Приказом министра Строительства и архитектуры Туркменистана
от « 02» ноября 2018 года № МВ-157

“Инструкция по проектированию и оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов в сейсмических районах Туркменистана”

ВВЕДЕНИЕ

Настоящая “Инструкция по проектированию и оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов в сейсмических районах Туркменистана” (далее – Инструкция) разработаны для реализации задач по разработке и утверждению в установленном порядке государственных норм руководств, инструкций и государственных нормативно-методических документов, по совершенствованию Законодательства по архитектуре, проектированию и строительству, возложенных на Министерство строительства и архитектуры Туркменистана Положением о министерстве, утвержденном постановлением Президента Туркменистана от 24 сентября 2018 года № 926 «Об утверждении Положения о Министерстве строительства и архитектуры Туркменистана».

Настоящая Инструкция по проектированию и оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов в сейсмических районах указывает область применения существующих нормативных документов для:

1) проектирования больших мостов, мостов, сооружаемых в зонах возможного очага землетрясения (далее - ВОЗ), мостов с элементами специальной сейсмозащиты, мостов со сложными конструктивными схемами (неразрезных, арочных, рамных и т.д.);

2) эксплуатируемых мостов, проектирование которых не оговорено в Инструкции, или требует научно-технического сопровождения.

Глава I. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ

РАЗДЕЛ I. Основные положения

1. Обоснование необходимости разработки настоящей Инструкции состоит из:

1) главная задача проектирования – обеспечить нормальную эксплуатацию сооружений для относительно частых землетрясений - проектных землетрясений (далее - ПЗ) с повторяемостью чаще, чем 1 раз в 500 лет и возможность эффективного выполнения восстановительных работ после редких сильных землетрясений - максимальных расчетных землетрясений (далее - МРЗ) с повторяемостью реже, чем 1 раз в 5000 лет, а также ограничение объема повреждений при землетрясениях средней силы и повторяемости (с повторяемостью чаще, чем 1 раз в 1000 лет).

Такой подход ранее был частично использован в «Инструкции по оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов на сети железных и автомобильных

дорог на территории Туркменистана (РСН-44-88)» и получил название – «многоуровневое проектирование» и в настоящее время регламентирован в Еврокоде-8.

В связи со сложностью сейсмологических условий Туркменистана, как правило, необходимо применять специальные антисейсмические мероприятия – сейсмоизоляцию и сейсмогашение.

На проектирование мостов сложных систем с элементами сейсмической защиты действующие нормативы не распространяются, в таких случаях требуется разработка специальных технических условий для проектирования. При проектировании мостов сложных систем с элементами сейсмической защиты, основанных на применении данной «Инструкции», разработка специальных технических условий не требуется.

2. Требования, предъявляемые к мостовым сооружениям, следует принимать по действующим на территории Туркменистана нормативным документам перечисленных в «Перечень нормативных правовых актов и нормативных документов» приложение 1 к настоящей Инструкции.

3. При проектировании в сложных условиях, в том числе при расположении мостовых сооружений на косогорах, следует предусматривать инженерную защиту мостовых сооружений от опасных геологических процессов (оползней, селей и т.д.) с учетом требований СНТ 2.01.29-2000 «Защита от природных стихийных воздействий», утвержденного постановлением Национального комитета архитектурно-строительного контроля при Кабинете Министров Туркменистана НК-13 от 30 мая 2000 года.

4. Расчетная сейсмичность площадок строительства и повторяемость землетрясений мостовых сооружений должна быть установлена на основе карт сейсмического районирования Туркменистана и повторяемости землетрясений – «Карты сейсмического районирования и сейсмической повторяемости Туркменистана» приложение 8 к настоящей Инструкции.

5. Новое оборудование и материалы допускается применять при наличии сертификатов, технических свидетельств или других документов, разрешающих их использование для мостовых сооружений.

6. С учетом расположения объекта в сейсмически активной зоне в проекте железнодорожной линии должен быть предусмотрен мониторинг несущих конструкций мостовых сооружений и состояния земляного полотна на стадии строительства и в период эксплуатации (с устройством постоянной станции мониторинга).

РАЗДЕЛ II. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ. КОЭФФИЦИЕНТЫ СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК

§1 Моделирование сейсмических воздействий

7. При проектировании разрезных балочных мостов без элементов специальной сейсмозащиты допускается проектирование в соответствии с СНТ 2.01.08-99* «Строительство в сейсмических районах. Раздел 1. Жилые, общественные, производственные здания и сооружения», зарегистрированные Министерством Адалат Туркменистана под № 462 от 25 августа 2008 года, утверждены приказом Министра строительства и архитектуры Туркменистана МВ-118 от 11 июня 2008 года (далее - СНТ 2.01.08-99* «Раздел 1.»); СНТ 2.01.08-2016 «Строительство в сей-

смических районах. Нормы проектирования. Раздел 2. Гидротехнические сооружения. Раздел 3. Транспортные сооружения.», зарегистрированные Министерством Адалат Туркменистана под № 1043 от 26 января 2017 года, утверждены приказом Министра строительства и архитектуры Туркменистана МВ-97 от 30 ноября 2016 года (далее - СНТ 2.01.08-2016 «Раздел 2, Раздел 3»). При этом интенсивность сейсмического воздействия в баллах (сейсмичность) следует задавать в соответствии с Приложениями 1, 2 СНТ 2.01.08-99* «Раздел 1.» или СНТ 2.01.08-2016 «Раздел 2, Раздел 3». При многоуровневом проектировании рекомендуется принимать МРЗ по картам сейсмической сотрясаемости (далее - КСС) для повторяемости землетрясений 1 раз в 5000 лет, а ПЗ – по картам КСС для повторяемости землетрясений 1 раз в 500 лет в соответствии с «Картами сейсмического районирования и сейсмической повторяемости Туркменистана» приложение 8 к настоящей Инструкции.

В динамических расчетах особое внимание следует уделять пакету расчетных акселерограмм. Формирование пакета должно осуществляться в соответствии с частью 62 настоящей Инструкции. При этом возможно использование пакета реальных акселерограмм, пакета синтетических акселерограмм, сгенерированных под площадку строительства и генерирование расчетных акселерограмм под сооружение.

8. При использовании пакета реальных акселерограмм, необходимо обеспечить наличие в пакете акселерограмм с преобладающими периодами, опасными для рассчитываемого сооружения. Отсутствие в пакете опасных акселерограмм с периодами к резонансным периодам сооружения должно быть подтверждено сейсмологическими исследованиями.

9. При использовании акселерограмм, сгенерированных под площадку строительства, необходимо учитывать опасность сгенерированных акселерограмм для сооружения. При этом пиковые ускорения должны быть не менее принятых в таблице 1 в приложении 6 в настоящей Инструкции а в спектре воздействия должны присутствовать частоты, опасные для сооружения. Отсутствие таких частот должно быть обосновано сейсмологическими исследованиями.

10. Опасными для сооружения частота считаются:

1) для линейных систем – резонансные частоты;

2) для нелинейных систем – частота, соответствующая пику на амплитудно-частотной характеристике (далее - АЧХ).

11 Учет сейсмологических и геологических особенностей площадки строительства следует проводить на основе инженерно-геологических изысканий. При их отсутствии допускается учитывать сейсмогеологические условия в соответствии с пункта 1.4 СНТ 2.01.08-2016 «Раздел 2, Раздел 3».

12. При неоднородной по грунтам площадке строительства по длине моста, интенсивность сейсмического воздействия следует задавать для каждой опоры.

13. Для мостов со статически неопределимой расчетной схемой помимо интенсивности сейсмического воздействия в баллах необходимо задавать в качестве нагрузки взаимные расчетные смещения опор.

14. Расчетные перемещения основания определяются в зависимости от расположения ВОЗ. Предварительная оценка максимальных смещений оценивается по формуле:

$$U_{\max} = 1,5 \cdot 10^{(-6,3+M_w-\ell og(R))} \quad (2.1)$$

где $U_{\max}$ - максимальное смещение в см,

M_w – магнитуда возможного землетрясения,

R - гипоцентральное расстояние, км.

Положение ВОЗ задается на стадии изысканий.

15. При пересечении мостом разлома взаимные смещения опор по разные стороны от него определяются по формуле (2.1).

Если мост не пересекает разлом, взаимное смещение опор определяется по формуле:

$$\Delta_{frw}^{(k)} - \Delta_{frw}^{(k-1)} = \delta \cdot U_{\max} \quad (2.2)$$

где $\Delta_{frw}^{(k)}$, $\Delta_{frw}^{(k-1)}$ - смещения опор;

δ - коэффициент, вычисляемый по формуле:

$$\delta = -17,42549 + 45,540882 \cdot e^{-0.1 \cdot \lambda} - 28,12645 \cdot e^{-0.2 \cdot \lambda} \text{ при } \lambda < 2; \quad (2.3)$$

$\delta = 1$ при $\lambda > 2$.

здесь параметр λ определяется по формуле

$$\lambda = \frac{L}{2t_0 \cdot V}, \quad (2.4)$$

где L – расстояние между опорами;

V – скорость распространения волн сдвига в грунтах основания;

t_0 – половина продолжительности распространения волны сдвига, «с», вычисляемая по формуле:

$$t_0 = 10^{(-3,471+0,5 \cdot M_w)} \quad (2.5)$$

§2 Коэффициенты

16. Коэффициенты надежности по нагрузке, Коэффициенты надежности по нагрузке для постоянных и временных нагрузок и воздействий γ_f следует принимать в соответствии с требованиями СНТ 2.05.03-16 «Мосты и трубы», зарегистрировано Министерством Адалат Туркменистана под № 1023 от 15 октября 2016 года, утверждено приказом Министра строительства и архитектуры Туркменистана МВ-80 от 26 сентября 2016 года (далее - СНТ 2.05.03-16.)

17. Коэффициенты условий работы, Коэффициенты условий работы m принимают в соответствии с требованиями СНТ 2.05.03-16.

18. Коэффициенты сочетания нагрузок и воздействий, Коэффициенты сочетаний нагрузок для расчета на действие ПЗ следует принимать по таблице 2.1.

Таблица 2.1

Виды нагрузок	Варианты значений коэффициентов сочетаний				
	1	2	3	4	5
Сейсмическая	1	0,8/0,6/0,5*	0,7	1	0,8
Постоянная	1	1	1	1	1
Временные от подвижного состава железных дорог (временная вертикальная, центробежная сила, давление грунта) с одного пути		0,7/0,6/0,5*	0,8	0,8	
Торможение подвижного состава железных дорог		0,7	0,8		

Примечания:

1.В Таблице 2.1 коэффициент сочетаний к сейсмической нагрузке вводится к величине расчетных ускорений А, коэффициенты сочетаний к постоянной и временной нагрузкам вводятся к соответствующим весам и учитываются и при вычислении периодов колебаний, форм колебаний и сейсмической нагрузки.

2. Коэффициент сочетаний к тормозной нагрузке учитывается только один раз при задании веса временной нагрузки.

3.*Приведены значения для мостов длиной более 1000 м на дорогах первой категории (для мостов длиной от 1000 до 500 м на дорогах первой и второй категорий) для всех остальных мостов.

Эта таблица относится к железнодорожной нагрузке

19. Сейсмические нагрузки от горизонтальных колебаний грунта сочетаются с нагрузками от вертикальных колебаний грунта с коэффициентом сочетаний 0.5 ко второй нагрузке, если вертикальные воздействия ухудшают работу конструкции. В сочетаниях 2,3 введение коэффициента сочетаний к временной подвижной нагрузке автоматически обеспечивает соответствующий коэффициент сочетаний к тормозной.

20. Если для конструкции наиболее опасны вертикальные сейсмические нагрузки, то их следует сочетать с горизонтальными с коэффициентом сочетаний 0.5.

21. Коэффициенты сочетаний при расчете на действие МРЗ требуется принимать по таблице 2.2.

Таблица 2.2

Виды нагрузок	Варианты значений коэффициентов сочетаний		
	1	2	3
Сейсмическая	1	0,9(0,9)*	0,7(0,5)*
Постоянная	1	1	1
Временная		0,6(0,3)*	0,8(0,8)*

* для мостов длиной более 1000 м, а в скобках – длиной менее 1000 м.

РАЗДЕЛ III. КРИТЕРИИ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

§1 Расчеты на ПЗ

22. Расчет по определению усилий и напряжений в элементах конструкций мостов и сравнение их с соответствующими допустимыми значениями для мостов на действие проектного землетрясения является силовым. Расчет конструкций мостов на действие проектного землетрясения необходимо производить по первому предельному состоянию.

23. Расчет по первому предельному состоянию элементов конструкции мостов на действие проектного землетрясения необходимо производить в соответствии с общими требованиями СНТ 2.05.03-16, СНТ 2.01.08-99* «Раздел 1.», «Оценка сейсмостойкости эксплуатируемых мостов» главы II к настоящей Инструкции и СНТ 2.01.08-2016 «Раздел 2, Раздел 3». Кроме этого для обеспечения нормальной эксплуатации моста необходимо произвести проверку:

1) подвижного состава на опрокидывание (обезгруживание колес);

2) поезда на возможность авторасцепа вагонов;

3) несущей способности рельсового пути.

24. Допускается потеря несущей способности рельсовым путем. В этом случае путь должен быть исключен из расчетной схемы, а величина разрыва рельса не должна превышать 4 см.

25. Для обеспечения сейсмостойкости свайного фундамента по предельным состояниям первой группы должны быть обеспечены:

1) несущая способность сваи по грунту на сжимающую и выдёргивающие нагрузки с учетом сейсмических воздействий для восприятия нагрузок особого сочетания;

2) прочность сваи по материалу для восприятия изгибающих моментов, продольных и поперечных сил с учетом жесткого защемления сваи в ростверке;

3) устойчивость грунта в около свайном пространстве по условию ограничения давления, передаваемого на грунт боковой поверхностью сваи при ее горизонтальных перемещениях;

4) несущая способность оснований в уровне низа свай (пункт 7.12. в СНТ 2.05.03-16);

5) несущая способность подстилающего слоя грунта (пункт 7.13 в СНТ 2.05.03-16).

26. Несущая способность свай по грунту должна быть обеспечена только сопротивлением связных грунтов по боковой поверхности и лобовым сопротивлением грунта, в котором закреплены нижние концы сваи. При этом должны быть выполнены требования пунктов 11.3 -11.5 в СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты» о понижающих коэффициентах условий работы грунта и об определении расчётной глубины, до которой не учитывается сопротивление грунта по боковой поверхности.

27. Выполнение условия частя 25 пункта 2 настоящей Инструкции о расчете прочности сваи по материалу производится в соответствии с требованиями приложения 1 и пункта 11.6 в СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты». При отсут-

ствии связного грунта по боковой поверхности сваи расчет ее прочности производится по расчетной схеме с жестким защемлением верхнего и шарнирным закреплением нижнего концов сваи при отсутствии реакции грунта по боковой поверхности сваи.

28. При контакте боковой поверхности сваи со слоями водонасыщенных песков, способных к виброразжижению при динамических воздействиях во время землетрясений, требования условия частя 25 настоящей Инструкции допускается игнорировать, рассматривая грунт как тяжелую жидкость.

29. Для обеспечения сейсмостойкости фундамента с плоской подошвой дополнительно к требованиям СНТ 2.02.01-16 «Основания зданий и сооружений», зарегистрированных Министерством Адалат Туркменистана под № 952 от 26 января 2016 года, утвержденных приказом Министра строительства и архитектуры Туркменистана МВ-02 от 26 января 2016 года (далее - СНТ 2.02.01-16), «Оценка сейсмостойкости эксплуатируемых мостов» главы II к настоящей Инструкции и СНТ 2.05.03-16 должны быть выполнены два следующих требования:

1) расчёт оснований по несущей способности выполняется на действие вертикальной составляющей внецентренной нагрузки, передаваемой фундаментом или частью подошвы фундамента на грунт, исходя из условия:

$$N_a \le \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n, \qquad (3.1)$$

где N_a – вертикальная составляющая расчётной внецентренной нагрузки в особом сочетании;

$N_{u,eq}$ – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания при одностороннем выпоре грунта вследствие сейсмического воздействия;

$\gamma_{c,eq}$ – коэффициент условий работы, учитывающий сейсмическое воздействие, $\gamma_{c,eq} = 0{,}6$;

γ_n – коэффициент надёжности по назначению сооружения.

2) горизонтальная составляющая нагрузки F_{sa} учитывается при расчёте фундамента на сдвиг по подошве площадью А, исходя из условия

$$F_{sa} \le \left(\gamma_{c,eq} / \gamma_n\right)\left[N_a \cdot tg\left(\varphi_I - \Delta\varphi\right) + c_I A\right] \qquad (3.2)$$

где $\Delta\varphi = 3^\circ$.

30. Определение ординат эпюры предельного давления по краям подошвы фундамента при расчёте несущей способности основания фундамента опоры моста с учётом сейсмических воздействий следует производить по методике, изложенной в пункте 5.5 в «Рекомендаций по проектированию оснований зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах».

31. Для статически неопределимых систем сейсмические нагрузки учитываются совместно с нагрузками от неравномерного смещения и несинхронного колебания опор. При этом усилия от неравномерного смещения опор вычисляются квазистатически, с заданием перемещений под опорами в соответствии с частью 129 настоящей Инструкции, а усилия от сейсмической нагрузки с учетом несинхронного колебания опор следует определять в соответствии с «Расчет протяжен-

ных сооружений с дискретным опиранием на основание» приложения 7 настоящей Инструкции.

§2 Расчеты на МРЗ

32. При расчете моста на действие максимального расчетного землетрясения необходимо исключить сброс пролетных строений с опор. Для этого следует провести:

1) проверку хода подвижных опорных частей;

2) проверку хода пролетного строения при разрушении неподвижной опорной части;

3) проверку опрокидывания пролетных строений;

4) оценку несущей способности стопоров;

5) оценку возможности разжижения больших массивов грунта в зоне опоры.

33. Проверка хода опорных частей проводится по результатам расчета опор по акселерограммам землетрясений в соответствии с пунктам 2.2. строки «б» в СНТ 2.01.08-99* «Раздел 1.». При этом ход опорной части равен взаимному расчетному смещению верха соседних опор. Допускается определять ход опорной части на основе расчета по линейно-спектральной методике РСН-44-88. «Инструкция по оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов на сети железных и автомобильных дорог.», но с коэффициентом $K_1 = 1$. При этом взаимное смещение опор определяется по формуле (3.3).

$$U_{calc} = \sqrt{u_1^2 + u_2^2}, \qquad (3.3)$$

$$u_i = \left[\sum_{j=1}^{nf} \sum_{r=1}^{nf} \varepsilon_{rj} u_{ir} u_{ij} \right]^{\frac{1}{2}}$$

где u_1 – смещение первой опоры, а u_2 – смещение второй опоры.

ε_{rj} - коэффициент корреляции, вычисляемый по формуле:

$$\varepsilon_{rj} = \frac{2\sqrt{\gamma_r \gamma_j k_r^3 k_j^3}\left(k_r + k_j\right)}{\left(k_r + k_j\right)^2\left(k_r - k_j\right)^2 + \left(k_r^2 + k_j^2\right)\cdot\left(k_r^2\gamma_i^2 + k_j^2\gamma_j^2 + k_r k_j \gamma_r \gamma_j\right)},$$

где u_{ir} - смещение i ой опоры по r –ой форме колебания;

u_{ij} - смещение i ой опоры по j –ой форме колебания;

k_j – частота j-ой формы колебаний;

γ_j – коэффициент неупругого сопротивления по j-ой форме колебаний.

34. Ход пролетного строения и прочность стопоров должны исключать сброс пролетного строения с опор при нагрузках, превышающих расчетные. Для этого необходимо произвести расчет конструкций стопора по акселерограммам землетрясений с учетом реальной диаграммы деформирования конструкции крепления опорной части к опоре и пролетному строению. Допускается производить расчет стопоров в соответствии с частью 200 настоящей Инструкции.

35. Необходимо учитывать разжижение грунта при наличии в зоне расположения опор моста толщи водонасыщенных сильносжимаемых грунтов при сей-

смичности площадки 9 баллов и более. Допускается учитывать разжижение грунтов в запас, считая вызывающий опасения слой грунта тяжелой жидкостью. Проверку разжижения следует производить в соответствии с «Инструкцией по проектированию оснований зданий и сооружений, возводимых на плывунных и разжижающихся грунтах в сейсмических районах Туркменистана» по формуле:

$$\kappa = \frac{\tau_{дин}}{\sigma_{ст}} < [\kappa], \qquad (3.4)$$

где к – коэффициент циклического нагружения;

$\tau_{дин}$ – динамические касательные напряжения от сейсмического воздействия;

$\sigma_{ст}$ – статические напряжения в грунте (бытовое давление) от веса грунта и сооружения;

$[\kappa]$ – допустимая величина коэффициента, определяемая экспериментально.

РАЗДЕЛ IV. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

§1 Выбор расчетной схемы

36. Расчетная схема моста назначается в зависимости от его конструктивной схемы, типа применяемых опорных частей и уровня расчетных ускорений (Рис. 4.1).

37. Расчетную схему моста в поперечном направлении следует задавать в виде плоской рамы с шарнирным закреплением ригеля рамы к стойкам и упругим закреплением последних в основании (см. Рис. 4.2).

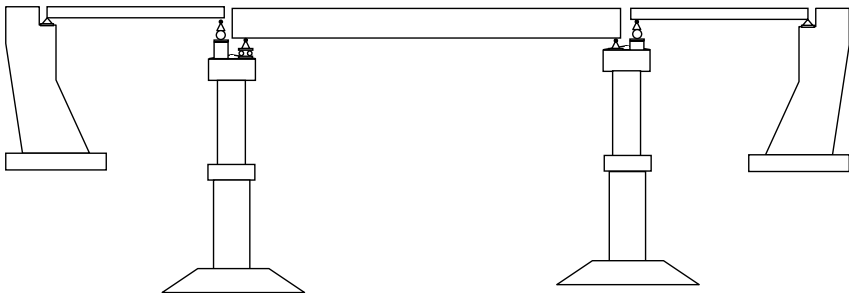

Рисунок 4.1- Схема моста

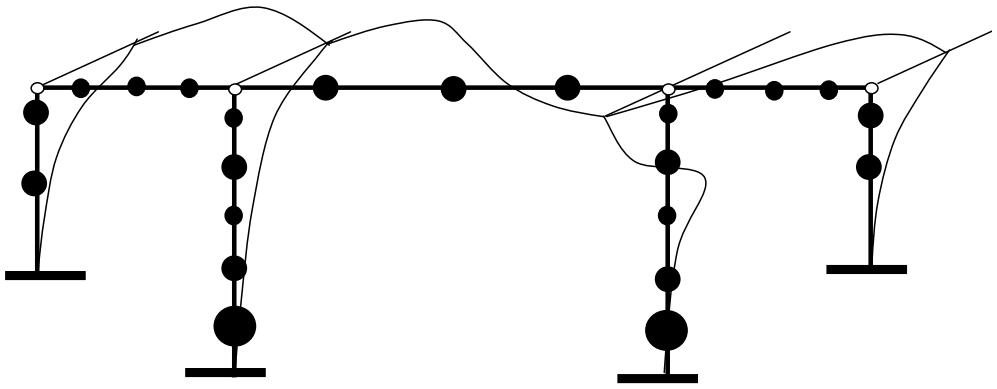

Рисунок 4.2 Расчетная схема моста в поперечном направлении

Рисунок 4.3 - Расчетная схема для оценки продольных инерционных нагрузок на опоры моста в виде отдельно стоящих моделирующих опоры консольных стержней.

38. Расчетную схему моста в продольном направлении следует задавать либо в виде единой рамной системы, либо в виде отдельно стоящих моделирующих опоры консольных стержней (см. рисунок 4.3) в зависимости от типа опорных частей и уровня сейсмической нагрузки:

1) при использовании РОЧ расчетная схема – рамная с упругим закреплением ригеля на стойках;

2) при использовании металлических опорных частей (тангенциальных, плоских, секторных, валковых и катковых) расчетную схему следует применять в соответствии с таблицей 4.1.;

3) в тех случаях, когда возможны как рамная, так и стержневая консольная расчетная схема опоры следует выбирать наихудший вариант по величине сейсмических усилий и перемещений в элементах мостовых конструкций.

Рекомендации по выбору расчетной схемы в зависимости от типа опорных частей даны в Таблице 4.1

Таблице 4.1

Тип опорных частей	ПЗ			МРЗ		
	Расчетная балльность			Расчетная балльность		
	7	8	9	7	8	9
	Уровень расчетных ускорений АК1 в долях g			Уровень расчетных ускорений А, в долях g		
	0,025	0,05	0,1	0,1	0,2	0,4
Катковые, валко-	рама	рама	рама/	рама/	консоль	консоль

вые, секторные (f<0,005)		/консоль	консоль	консоль		
Плоские, тангенциальные (f>0,3)	рама	рама	рама	рама	рама/ консоль	консоль
Примечание: $A_{ПЗ} \approx 0{,}25 A_{МРЗ}$						

39. При выборе расчетной схемы моста на действие продольной горизонтальной нагрузки в случаях, допускающих как рамную так и консольную схемы следует рассматривать две схемы:

1) первая схема - мост рассматривается как единая рамная система, в которой силы трения в подвижных опорных частях и элементах верхнего строения пути не преодолеваются. По результатам расчета проверяются силы, действующие в подвижных опорных частях и элементах рельсового пути. Если эти силы превосходят силы трения, то применяется вторая расчетная схема;

2) вторая схема - опоры работают как отдельно стоящие консольные стержни. В этом случае в уровне низа опорных частей и рельсового пути к системе прикладываются соответствующие силы трения.

При наличии программных средств, позволяющих включить в расчетную схему демпферы сухого трения (далее - ДСТ), допускается моделировать подвижные опорные части с помощью ДСТ.

40. На стадии предварительных расчетов допускается заменять рамную расчетную схему, как вдоль, так и поперек оси моста отдельно стоящими консольными стержнями в случае, если жесткости опор различаются менее, чем на 30%. При этом в качестве сосредоточенных весов пролетных строений в расчетной схеме принимаются соответствующие опорные реакции.

41. При динамических расчетах фундаментов с плоской подошвой грунт моделируется пружиной с демпфером (см. рисунок 4.4). Пружина учитывает упругие свойства основания, а демпфер - инерционные свойства основания.

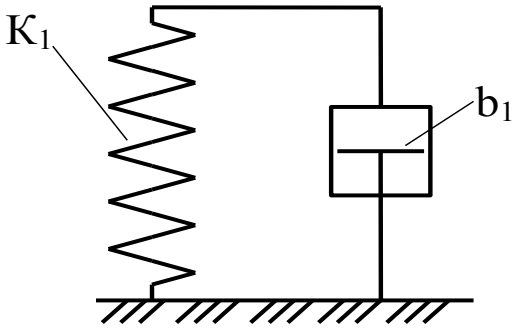

Рисунок 4.4 - Расчетная схема грунтового основания

42. Для фундаментов с плоской подошвой, опирающихся на скальное или полускальное основание, параметры жесткости $К_1$ и демпфирования b_1 в расчетной схеме (см. рисунок 4.4) следует определять в соответствии с таблицей 4.2.

Таблица 4.2

Тип колебаний	Жесткость $К_1$	Коэффициент вязкого демпфирования b_1

Вертикальные	$\frac{4Gr}{1-\nu}$	$\frac{4F\rho V_2}{\gamma_2(1-\nu)\pi}$
Горизонтальные	$\frac{8Gr}{2-\nu}$	$F\rho V_2$
Поворотные	$\frac{8}{9}\cdot\frac{G\cdot J\left(1,862-0,55\omega_0\right)}{r}$	$\frac{8}{9}J\rho V_2\cdot 0,19\omega_0$

В таблице приняты следующие обозначения:

G – модуль сдвига полупространства, моделирующего основание;

r – радиус штампа равновеликого по площади фундаменту;

ρ - плотность материала полупространства;

V_2 – скорость волн сдвига в основании;

F – площадь подошвы фундамента;

ρ – плотность грунта основания;

ν - коэффициент Пуассона грунта основания;

J –момент инерции подошвы фундамента;

γ_2 – коэффициент, зависящий от коэффициента Пуассона скального основания и изменяющийся в пределах от 1,094 (при ν=0) до 1,177 (при ν=0,3);

ω_0 - безразмерная частота колебаний. $\omega_0 = \frac{\omega r}{V_2}$

ω - преобладающая частота колебаний сейсмического воздействия, а при ее отсутствии частота основного тона колебаний сооружения.

Модели основания с большим числом степеней свободы следует использовать в случае сложных геологических условий на площадке строительства при наличии информации о геологическом строении грунтового массива на глубину более двух вертикальных размеров фундамента.

При этом из неограниченного грунтового массива основания выделяется расчетная область вблизи фундамента. Ограниченная область основания разделяется на отдельные элементы различными численными методами. На границе ограниченной области ставят граничные условия, которые в той или иной степени учитывают динамические характеристики отброшенной части основания (см. «Постановка граничных условий по контуру ограниченной расчетной области оснавания» приложение 4 к настоящей Инструкции).

43. При моделировании оснований следует избегать сплошной акустической границы. Необходимо учитывать, что акустическая граница не имеет статической жесткости. В связи с этим при отсутствии других закреплений не допускается пользоваться программным обеспечением, использующим процедуры обращения матриц жесткости или податливости системы, а также неуравновешенных воздействий на систему.

Для исключения негативных эффектов системы с акустической границей допускается закреплять ее упругими элементами малой жесткости, так, чтобы период основного тона такой системы был не менее чем в пять раз больше других периодов колебаний.

Для протяженных областей рекомендуется по нижней границе области между грунтовыми элементами и элементами акустической границы устанавли-

вать сплошной балочный или плитный элемент, исключающий изгибную деформацию области в целом.

44. Модуль упругости грунта E основания выражается через модуль его деформации E_0 по формуле

$$E = E_0 \cdot \eta^2 . \qquad (4.1)$$

В формуле (4.1)

$$\eta^2 = 2{,}5 \cdot b_0 \cdot \pi \cdot r \cdot (1+\xi) \cdot \chi , \qquad (4.2)$$

где $\chi = \dfrac{29{,}3 + 6{,}44\dfrac{\sqrt{F}}{\alpha} tg\psi}{(21{,}8 + 3{,}56\dfrac{\sqrt{F}}{\alpha} tg\psi)(7{,}5 + 2{,}88\dfrac{\sqrt{F}}{\alpha} \cdot tg\psi)}$, $\xi = \sqrt{\dfrac{F_0}{F}}$, ($F_0 = 10 м^2$); $r = \sqrt{\dfrac{F}{\pi}}$,

F – площадь подошвы фундамента, α=1 м – обезразмеривающий множитель,

b_0 – размерный коэффициент, принимается: для песков $b_0 = 1 м^{-1}$; для суглинков и супесей $b_0 = 1,2 м^{-1}$; для глин и крупнообломочных грунтов $b_0 = 1,5 м^{-1}$

$$tg\Psi = \frac{\rho g \alpha}{\sigma} , \qquad (4.3)$$

где ρ – плотность грунта,

g – ускорение силы тяжести,

σ – напряжение на поверхности грунтовой толщи (по подошве фундамента).

Модуль деформации грунта основания принимается возрастающим с ростом бытового давления в грунте ρgz

$$E_0 = 2{,}3\rho g\left(z + \frac{\sigma}{\rho g}\right) \cdot \frac{1-\varepsilon}{C} = 2{,}3\sigma \cdot \frac{1-\varepsilon}{C} \cdot \left(\frac{z\rho g}{\sigma} + 1\right), \qquad (4.4)$$

где ε – показатель пористости, z – отметка на которой оценивается модуль деформации,

C – коэффициент компрессионного сжатия.

Если $\left(z + \dfrac{\sigma}{\rho g}\right) > H_{max} = 15 м$, то $E_0 = 2.3\rho g \cdot H_{max} \cdot \dfrac{1-\varepsilon}{C}$.

Множитель $\left(\dfrac{1-\varepsilon}{C}\right)$, можно определять по нормативному значению $E_0^{(н)}$ по формуле:

$$\frac{1-\varepsilon}{C} = \frac{E_0^{(H)}}{2\rho g z_0} , \qquad (4.5)$$

где z_0=3м.

45. При использовании метода конечных элементов с линейным восполнением на элементах, максимальный размер элемента должен быть не менее 1/8 минимальной длины волны, существенной для рассматриваемой задачи. При этом рекомендуется ограничиться диапазоном частот ω=30-90$с^{-1}$, а шаг сетки h конечного элемента (размер элемента) вычисляется по формуле:

$$h = \frac{V_2}{(8f)} \qquad (4.6)$$

где f – наибольшая частота собственных колебаний системы (в Гц), принимаемая в расчет**.**

46. При наличии в основании тиксотропных грунтов необходимо произвести учет возможности их разжижения. При этом первоначально делается расчет системы без учета зоны разжижения и осуществляется проверка возможности разжижения в соответствии с разделом III настоящей Инструкции. Далее разжиженный грунт заменяется тяжелой жидкостью. Допускается в запас сразу заменить тиксотропный грунт тяжелой жидкостью.

47. Задание сейсмического воздействия осуществляется в два этапа. На первом этапе рассматривается область основания при отсутствии сооружения. Как правило, рассматриваемую область принимают в виде прямоугольника. В этом случае воздействие прикладывают к основанию прямоугольника (см. рисунок 4.6). Интенсивность воздействия подбирается так, чтобы на поверхности выделенной области получить заданные ускорения Ag. Далее это воздействие прикладывается уже к основанию выделенной области с сооружением. Критерием корректности размеров прямоугольника и его разбивки на конечные элементы является равенство исходной величине Ag ускорений грунта на дневной поверхности на удалении, равном 2a (см. рисунок 4.5) от сооружения

48. При расчете мостов необходим учет демпфирования различной физической природы в элементах сооружения при построении расчетной схемы (демпфирование в материале опор и пролетных строений, демпфирование в основании, демпфирование в элементах специальной сейсмозащиты (см. «Учет демпфирования в элементах сооружения при построении расчетной схемы» приложение 5 к настоящей Инструкции). При расчете конструкций мостов на сейсмические воздействия по РСН-44-88. в приложение 1 строки 9 к настоящей Инструкции затухание следует учитывать введением коэффициента K_ψ в формулу для сейсмических сил **(**см. 4.7**).**

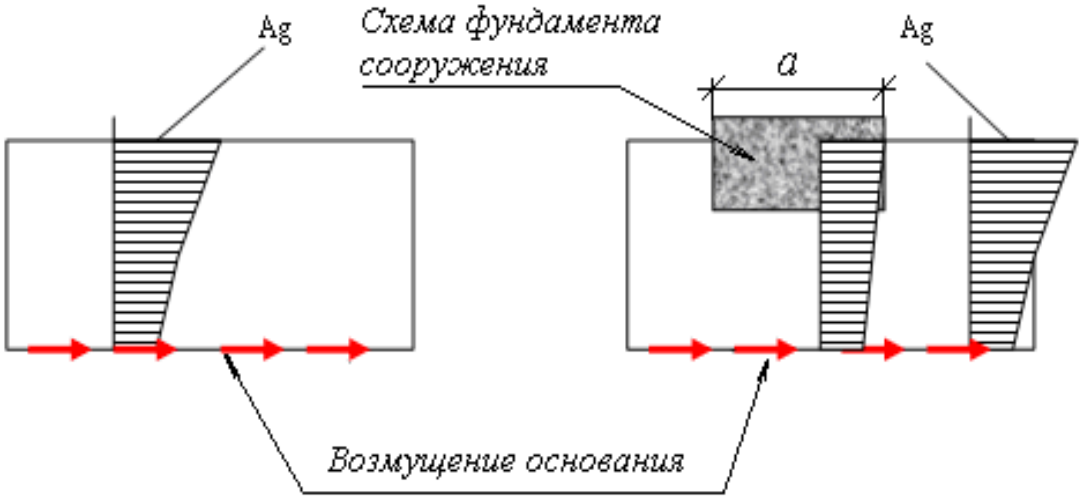

Рисунок 4.5 - Схема задания воздействия на конечно-элементную область основания

§2 Расчеты на сейсмические воздействия при проектном землетрясении

49. Расчет конструкций и основания на действие проектного землетрясения (ПЗ) рекомендуется выполнять в соответствии с «Оценка сейсмостойкости эксплуатируемых мостов» главы II к настоящей Инструкции. При этом используются коэффициенты сочетания нагрузок, принимаемые по таблице 2.1.

50. Расчетная сейсмическая инерционная нагрузка S_{ij}, приложенная к точке сосредоточения массы i и соответствующая j-ой форме собственных колебаний, определяется по формуле РСН-44-88:

$$S_{ij} = K_1 Q_i A \beta_j K_\psi^{(j)} \eta_{ij}, \qquad (4.7)$$

где:

Q_i – расчетный вес части сооружения, сосредоточенной в точке i (с учетом присоединенной массы жидкости и разжиженного грунта, а также массы намерзшего льда);

расчетный вес следует определять с коэффициентами перегрузки больше или меньше единицы в зависимости от того, что в этом расчете является определяющим;

A – расчетное ускорение, измеряемое в долях от ускорения силы тяжести. Величину A следует принимать по данным сейсмомикрорайонирования (далее-СМР) или «Значения амплитуды сейсмического воздействия для расчета на действие проектного и максимального расчетного землетрясений» приложения 6 к настоящей Инструкции;

β_j – коэффициент динамичности, соответствующий j-ому тону собственных колебаний (СНТ 2.01.08-99* «Раздел 1.» или СНТ 2.01.08-2016 «Раздел 2, Раздел 3»);

$K_\psi^{(j)}$ – коэффициент, учитывающий поглощение энергии и принимаемый по формуле 4.8;

η_{ij} – коэффициент формы колебаний.

Коэффициент K_1 принимается равным 1.

51. Коэффициент $K_\psi^{(j)}$, учитывающий поглощение энергии, определяется по формуле (4.8) в зависимости от коэффициента неупругого сопротивления γ_j по j-ой форме колебаний:

$$K_\psi^{(j)} = \sqrt{\frac{\gamma_э}{\gamma_j}}. \qquad (4.8)$$

В формуле (4.8) $\gamma_э = 0.15$ – эталонное значение γ.

Коэффициент γ_j определяется по формуле:

$$\gamma_j = \frac{T_j^2}{4\pi^2} \frac{\sum_{s=1}^{nf}\sum_{k=1}^{nf} b_{ks}^{(r)} x_{ij} x_{si}}{\sum_{k=1}^{n} x_{kj}^2 m_k^2} + \frac{T_j}{2\pi} \cdot \frac{\sum_{s=1}^{nf}\sum_{k=1}^{nf} b_{ks}^{(в)} x_{ij} x_{si}}{\sum_{k=1}^{n} x_{kj}^2 m_k^2}, \qquad (4.9)$$

где $b_{ks}^{(r)}$ – элементы матрицы гистерезисного демпфирования;

$b_{ks}^{(в)}$ – то же, вязкого демпфирования;

n – число степеней свободы системы;

nf – число учитываемых форм колебаний;

T_j – период j-ой формы колебаний;

x_{ij} – элемент матрицы собственных векторов системы (смещение массы m_i по форме колебаний j).

При использовании нормативных спектральных кривых коэффициент K_ψ допускается принимать равным 1,5 в случае, если период основного тона колебаний опоры более 0,4 с и 1 если период менее 0,2 с. В промежуточном случае величина K_ψ принимается по интерполяции. При этом учитывается общий и местный размыв у опоры и не учитывается наличие воронки обмятия вокруг сваи.

52. При проведении пространственных расчетов для вычисления коэффициентов формы рекомендуется пользоваться формулой:

$$\eta_{ij} = \frac{x_{ij}\sum_{k=1}^{n} Q_k x_{kj}\alpha_k}{x_{ij}\sum_{k=1}^{n} Q_k x_{kj}^2} \qquad (4.10)$$

где x_{ij} – смещения i-ой точки сооружения по j-ой форме колебаний;

α_k – параметр, определяемый проекцией единичного вектора направления воздействия на направления k-ой обобщенной координаты. Величина α_k может быть принята по таблице 4.3, где через X_k, Y_k, Z_k обозначены эксцентриситеты центра тяжести k-ой массы относительно ее центра жесткости вдоль осей X, Y, Z. В случае, если направление обобщенного смещения не совпадает ни с одной из осей, значения $\alpha_{к,}$ следует умножить на косинус угла между направлением воздействия и направлением обобщенных координат.

Таблица 4.3

Тип обобщенного смещения Характеристика воздействия		Смещения вдоль осей			Поворот относительно осей		
		X	Y	Z	X	Y	Z
Смещения вдоль осей	X	**1**	**0**	**0**	**0**	$\mathbf{Z_k}$	$\mathbf{-Y_k}$
	Y	0	1	0	$-Z_k$	0	X_k
	Z	0	0	1	Y_k	$-X_k$	0

53. Усилия в элементах конструкции оцениваются при необходимости по каждой форме колебаний от действия соответствующих сейсмических сил, приложенных статически. Расчетное усилие в i-ом элементе определяется по формуле:

$$H_i = \left[\sum_{j=1}^{nf}\sum_{r=1}^{nf} \varepsilon_{rj} h_{ir} h_{ij}\right]^{\frac{1}{2}} \qquad (4.11)$$

здесь коэффициент ε_{rj} определяется по формуле:

$$\varepsilon_{rj} = \frac{2\sqrt{\gamma_r \gamma_j k_r^3 k_j^3}\left(k_r + k_j\right)}{\left(k_r + k_j\right)^2\left(k_r - k_j\right)^2 + \left(k_r^2 + k_j^2\right)\cdot\left(k_r^2\gamma_i^2 + k_j^2\gamma_j^2 + k_r k_j \gamma_r \gamma_j\right)}, \qquad (4.12)$$

где h_{ir} – усилие в i-ом элементе по r-ой форме колебаний,

k_j – частота j-ой формы колебаний,

γ_j – коэффициент неупругого сопротивления по j-ой форме колебаний.

54. Если собственные частоты колебаний отличаются более, чем на 30%, формула (4.11) приобретает вид:

$$H_i = \left[\sum_{r=1}^{nf} h_{ir}^2\right]^{\frac{1}{2}}. \qquad (4.13)$$

55. Активное и пассивление грунта на подземную часть опор и устоев при расчете на действие

$$h \le H/2 \quad \text{при} \quad q_C(h) = 2AK_1\gamma_I h \qquad (4.17)$$

ПЗ рекомендуется определять:

1) для опор на естественном основании - в зависимости от модуля деформации грунта E_0 в основании опоры;

2) для опор на свайном основании – в зависимости от горизонтальной жесткости свайного фундамента r_{xx} (горизонтальной реакции от единичного горизонтального смещения).

При $E_0 > E_* = 600\ кг/см^2$ или $r_{xx} > E_* F$, где F – площадь плиты ростверка, давление насыпи высотой H на глубине h от поверхности засыпки на единицу ширины передней стенки устоя определяется по формуле:

$$q_C = AK_1\gamma_1 H\left[1 - \frac{h}{4H}\left(3 - 9\frac{h}{H} + 10\frac{h^2}{H^2}\right)\right] \qquad (4.14)$$

Равнодействующая давления на единицу ширины передней стенки устоя

$$E_C = 0,75AK_1\gamma_1 H^2 \qquad (4.15)$$

Плечо равнодействующей давления от основания передней стенки устоя вычисляется по формуле:

$$l_C = 0,59H \qquad (4.16)$$

В случае, если $200\,кг/см^2 < E_0 < 600\,кг/см^2$.

Равнодействующая давления на единицу ширины передки устоя:

$$h > H/2 \quad \text{при} \quad q_C(h) = 2AK_1\gamma_Г(H-h)$$

нодействующей давления на единицу ширины стенки устоя:

$$E_C = 0{,}5AK_1\gamma_1 H^2 \qquad (4.18)$$

Плечо равнодействующей давления от основания передней стенки устоя вычисляется по формуле:

$$\ell_c = \frac{H}{2}$$

При этом сила $Q(h_1, h_2)$, действующая на участок передней стенки устоя между отметками h_1 и h_2, определяется по формуле:

$$Q(h_1, h_2) = AK_1\gamma\left(h_1^2 - h_2^2\right) = AK_1\gamma\Delta h_{cp}\ , \qquad (4.19)$$

где AK_1 – расчетное ускорение грунта в уровне дневной поверхности в долях ускорения силы тяжести g;

γ – удельный вес грунта засыпки;

$\Delta = h_2 - h_1$; h_{cp} – средняя отметка расположения слоя, равная $0{,}5(h_2 + h_1)$.

При $E_0 < E_{lim} = 200$ кг/см^2 или $r_{xx} < E_{lim} \cdot F$ следует пользоваться формулой по частью 154 раздела IX настоящей Инструкции или пункту 2.57 в СНТ 2.01.08-2016 «Раздел 2, Раздел 3».

Перемещения точек конструкции оцениваются при необходимости по каждой форме колебаний от действия соответствующих сейсмических сил, приложенных статически. Расчетное перемещение определяется по формуле 4.13

56. Допускается проводить расчет моста на действие проектного землетрясения с использованием акселерограмм землетрясений. Для этого необходимо формирование пакета акселерограмм с вероятностью повторения их один раз в 500 лет. Пакет акселерограмм ПЗ формируется по данным инженерно-геологичеких изысканий (далее - ИГИ) специализированными организациями. Допускается пользоваться одной синтетической акселерограммой, с пиковыми ускорениями, имеющими вероятность превышения 1/500. Допускается использовать акселерограммы с вероятностью превышения раз в 200 лет при выполнении прогноза повреждений от землетрясений с вероятностью превышения раз в 500 лет.

57. Для расчета усилий от взаимных смещений опор для статически неопределимых систем необходимо прикладывать внешнее воздействие (расчетную акселерограмму) к основанию каждой из опор. Эти акселерограммы задаются в зависимости от сейсмогеологических условий под опорами. Если расчет ведется на единственную акселерограмму, то ее следует прикладывать к опорам со сдвигом по времени τ.

$$\tau = \frac{L}{V}, \qquad (4.20)$$

где L – величина пролета, V – скорость распространения волн сдвига в основании, определяемая в соответствии с данными таблицы 4.4.

Значения скоростей упругих волн в различных грунтовых средах

Таблица 4.4.

Грунты и породы	**Скорость упругих волн, км/с**	
	продольных, V_P	**поперечных,** V_S
Нескальные грунты		
Насыпные рыхлые (пески, супеси, суглинки) неводонасыщенные	0,1-0,3	0,07-0,15
Гравелисто-песчаные	0,2-0,5	0,10-0,25
Песчаные сухие	0,15-0,9	0,13-0,50
Песчаные средней влажности	0,25-1,3	0,16-0,60
Песчаные водонасыщенные	0,30*-1,60	0,20-0,80
Супеси, суглинки	0,3-1,4	0,12-0,70
Глинистые (влажные, пластичные)	0,5-2,8	0,13-1,20
Глинистые (плотные, полутвердые, твердые)	2,0-3,5	1,10-2,0
Лёсс	0,38-0,40	0,13-0,14
Полускальные и скальные грунты		
Мергель	1,4-3,5	0,8-2,0
Песчаник (рыхлый, выветрелый)	1,0-3,0	0,6-1,8
Песчаник (плотный)	2,0-4,3	1,1-2,5
Известняк прочный	3,0-6,5	1,5-3,7
Глинистые сланцы	2,0-5,0	1,2-3,0
Изверженные и метаморфические трещиноватые породы (гравий, гнейс, базальт и др.)	3,0-5,0	1,7-3,0

Грунты и породы	**Скорость упругих волн, км/с**	
	продольных, V_P	**поперечных,** V_S
Изверженные и метаморфические нетрещиноватые породы (граниты, гнейс и др.)	4,0-6,5	2,7-4,3
* - с большим содержанием защемленного воздуха в поровой воде.		

58. Допускается оценивать смещения основания по частью 129 настоящей Инструкции, затем рассчитывать усилия от этих смещений по статической схеме.

59. Если мост оснащен специальными элементами сейсмозащиты, включающимися в работу при действии проектного землетрясения (ПЗ) (сейсмоизолирующие опорные части, демпферы и т.п.), необходимо проводить расчет моста на действие ПЗ с использованием акселерограмм землетрясений в соответствии с частью 56 настоящей Инструкции.

§3 Расчеты на сейсмические воздействия при максимальном расчетном землетрясении

60. Расчет конструкций и основания на действие МРЗ должен осуществляться в соответствии с пунктам. 2.2. строки «б» в СНТ 2.01.08-99* «Раздел 1.» и частя 21 настоящей Инструкции. В результате расчетов должны быть определены смещения пролетных строений относительно опор и нагрузки на сейсмозащитные устройства, при этом используются сочетания нагрузок, принимаемые по таблице 2.2.

61. Активное и пассивное давление грунта на подземную часть опор и устоев рекомендуется определять в соответствии с пунктам 2.57 в СНТ 2.01.08-2016 «Раздел 2, Раздел 3».

62. Следует проводить расчет моста на действие максимального расчетного землетрясения с использованием акселерограмм землетрясений. Для этого необходимо формирование пакета акселерограмм с вероятностью повторения их раз в 5000 лет. Пакет акселерограмм МРЗ формируется по данным ИГИ специализированными организациями. Допускается пользоваться одной синтетической акселерограммой, с пиковыми ускорениями, имеющими вероятность превышения 1/5000.

63. Параметры жесткости K_z, K_x, $K\varphi$ K_ψ и демпфирования фундамента с плоской подошвой на нескальных основаниях назначаются в соответствии с пунктами 143-146 раздела IX настоящей Инструкции. При этом размеры подошвы фундамента в плане увеличиваются на величину, равную 0,4 h, где h– заглубление фундамента.

64. Демпфирующие свойства естественного нескального основания учитываются коэффициентами относительного демпфирования ξ (в долях критического затухания колебаний) в соответствии с частью 147 раздела IX настоящей Инструкции. Для описания демпфирующих свойств основания допускается использовать также коэффициент неупругого сопротивления $\gamma = 2\xi$.

65. Все расчеты по частям 66-67 настоящей Инструкции следует проводить при трех значениях модуля деформации $E_0, 2E_0$ и $E_0/2$.

66. При задании сейсмических воздействий для заглубленных опор с заглубленным фундаментом с плоской подошвой следует учитывать влияние заглубления фундамента.

Исходную акселерограмму $\ddot{Y}(t)$ необходимо определять на глубине $H = h - h_0$, где h – глубина заложения фундамента, $h_0 = h_{конт}/3$, $h_{конт}$ – высота контакта с грунтом на боковых стенках.

При выполнении условия:

$$h < b/4, \qquad (4.21)$$

где b – наименьший из размеров фундамента,

Допускается в качестве $\ddot{Y}(t)$ выбирать акселерограмму на свободной поверхности основания $\ddot{Y}_o(t)$.

Кроме инерционных сейсмических нагрузок к сооружению необходимо приложить нагрузки D, действующие со стороны основания на боковые поверхности фундамента и определяемые по формуле:

$$D(t) = -M_{гр}\ddot{Y}_1(t), \qquad (4.22)$$

где $M_{гр}$ – масса грунта в объеме заглубленной части фундамента;

$\ddot{Y}_1(t)$ – акселерограмма колебаний грунта на глубине $h_1 = \frac{h}{\sqrt{3}}$.

При соблюдении условия (4.21) допускается пренебречь различиями в ускорениях на глубинах H и h_1 и использовать единое ускорение основания на глубине $h_4 = 0.6h$ и принимать $\ddot{Y}_1 = \ddot{Y}_o(t)$.

Нагрузки D(t) прикладываются в центре тяжести вынимаемого грунта (области грунта, занятого фундаментом).

67. Параметры жесткости и демпфирования свайных фундаментов при расчетах на действие проектного и максимального расчетного землетрясений принимаются:

1) при расчете на действие проектного землетрясения для свайных фундаментов с низким ростверком жесткость и демпфирование основания, а также расчетная масса фундамента задаются в соответствии с пунктами 1.52-1.53 «Руководства по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками». При расчете свайных фундаментов с высоким свайным ростверком жесткость фундамента определяется в соответствии с Приложением 1 в СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты», а коэффициент неупругого сопротивления фундамента принимается равным $\gamma = 0,07$ (3,5 % от критического). Расчетная поверхность грунта принимается при проектном землетрясении в уровне местного размыва;

2) при расчете на действие максимального расчетного землетрясения жесткость свайного основания определяется при помощи расчета свайного ростверка в соответствии с требованиями главы 11 в СНиП 2.02.03-85. Коэффициент неупругого сопротивления фундамента принимается равным $\gamma = 0,07$ (3,5 % от критического). Расчетная поверхность грунта принимается при максимальном расчетном

землетрясении в уровне общего размыва с исключением из работы грунта в пределах воронки обмятия высотой h_d, по пункту 11.4 в СНиП 2.02.03-85.

При использовании условного расчета по действующим СНТ 2.01.08-99* «Раздел 1.» по линейно-спектральной методике (далее - ЛСМ) сейсмические нагрузки на свайный фундамент следует вычислять с параметрами жесткости последнего как и при ПЗ, а усилия в сваях и смещения частей моста определять при параметрах жесткости свайного ростверка, определяемых в соответствии с рекомендациями настоящего частя.

§4 Расчеты элементов сейсмоизоляции и сейсмогашения

68. Расчет мостов с сейсмоизолирующими опорными частями необходимо проводить по акселерограммам землетрясений с использованием паспортных данных применяемых сейсмоизолирующих и демпфирующих устройств.

69. Для нелинейных демпфирующих устройств допускается линеаризация диаграммы деформирования. При применении сферических опорных частей и вязких демпферов в инженерных расчетах допускается использовать модель с эквивалентным вязким демпфированием $b_{экв}$, в которой реактивное усилие в гидравлических устройствах F определяется по формуле:

$$F = -C \cdot V^{\alpha} sign V \approx b_{\text{ýêâ}} \cdot V \,, \qquad (4.23)$$

где V – скорость перемещения штока

$$b_{экв} = \frac{2}{\pi} C U^{\alpha-1} \omega^{\alpha-1} 2^{\alpha} B\left(\frac{\alpha+2}{2}, \frac{\alpha+2}{2}\right). \qquad (4.24)$$

здесь U – расчетный ход демпфера;

C , α - параметры, характеризующие демпфер;

ω – преобладающая частота колебаний;

B – бета-функция, которая выражается через Г-функцию:

$$B\left(\frac{\alpha+2}{2}, \frac{\alpha+2}{2}\right) = \frac{\Gamma\left(1+\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \Gamma\left(1+\frac{\alpha}{2}\right)}{\Gamma(2+\alpha)} = \frac{\left(\Gamma\left(1+\frac{\alpha}{2}\right)\right)^2}{(1+\alpha)\Gamma(1+\alpha)},$$

$$\Gamma(1+\alpha) = 1 + b_1\alpha + b_2\alpha^2 + \ldots + b_8\alpha^8 + \varepsilon, \qquad \varepsilon < 3 \cdot 10^{-7},$$

где $b_1 = -0,577191652$; $b_2 = 0,988205891$; $b_3 = -0,897056937$; $b_4 = 0,918206857$;

$b_5 = -0,756704078$; $b_6 = -0,482199394$; $b_7 = -0,193527818$; $b_8 = 0,035868343$

График зависимости B-функции от α приведен на рисунке 4.6.

70. При расчетах по акселерограммам и разложении движения по формам колебаний недемпфированной системы затухание в демпфирующих элементах следует принимать не более 25% от критического значения.

71. При расчете систем сейсмоизоляции по линейно-спектральной методике, изложенной в частях 50, 51 настоящей Инструкции величина демпфирования принимается не более 25% от критического значения.

72. Допускается вести расчет сооружений с сейсмоизолирующими опорным

частями по «Оценка сейсмостойкости эксплуатируемых мостов» главе II к настоящей Инструкции, как слабодемпфированных, то есть принимать $К_Ψ$=1,5.

73. При гармоническом возмущении допускается подбирать параметры сейсмоизоляции путем минимизации смещений или ускорений по амплитудно-частотной характеристике.

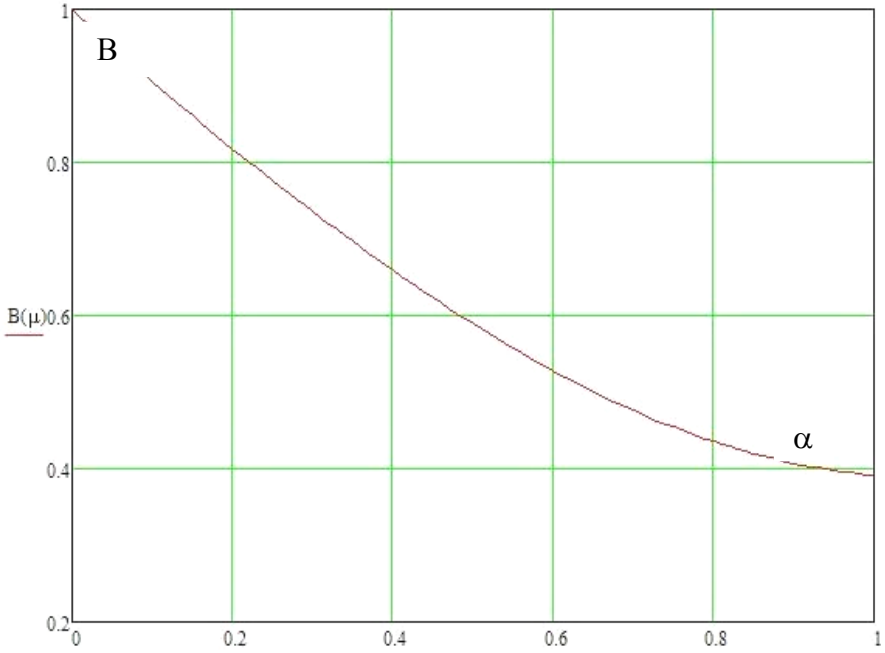

Рисунок 4.6 - Зависимость B для определения эквивалентного вязкого трения

74. Жесткость сейсмоизолирующей опорной части C_{isol} для обеспечения режима гашения подбирается из условия:

$$C_{isol} = M_{span} \cdot k_г. \qquad (4.25)$$

здесь

$$k_г = k_0 \cdot f, \qquad (4.26)$$

где:

M_{span} – масса пролетного строения; $k_г$ – парциальная частота колебаний гасителя;

k_0 –частота основного тона колебаний опоры;

коэффициент настройки f принимается по графику на рисунке 4.8(а) в зависимости от приведенной массы опоры ν, которая определяется в соответствии с частью 85 настоящей Инструкции.

75. Коэффициент неупругого сопротивления γ динамического гасителя колебаний (далее - ДГК), упруго связывающего опору и пролетное строение, определяется по графику, представленному на рисунке 4.8(б).

76. Настройку ДГК, подобранную по графику на рисунке 4.8(а), рекомендуется уточнять с использованием варианта ЛСМ, изложенного в частях 50-54 настоящей Инструкции, или по акселерограммам землетрясений, ограничивая величину расчетного демпфирования в соответствии с частью 70 настоящей Инструкции.

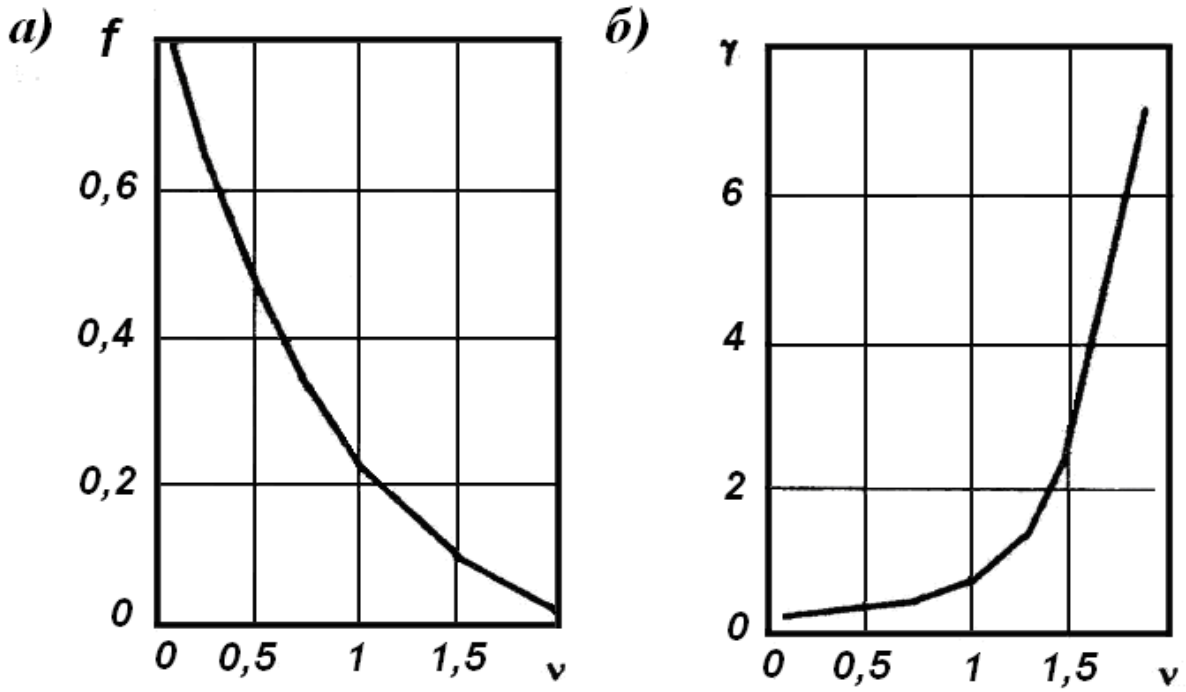

Рисунок 4.7 - Зависимость настройки ДГК по частоте (а) и демпфированию (б) от его относительной массы ν

РАЗДЕЛ V. ТРЕБОВАНИЯ К КОНСТРУКТИВНЫМ РЕШЕНИЯМ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ СИСТЕМ СЕЙСМОЗАЩИТЫ

§1 Основные требования к выбору технических решений

77. При выборе технических решений сейсмостойких мостов следует:

1) стремиться к уменьшению веса и снижению центра масс элементов сооружения;

2) отдавать предпочтение техническим решениям, для которых имеется опыт применения в сейсмически опасных районах.

78. Следует отдавать предпочтение металлическим разрезным балочным мостам с ездой поверху. При выборе решения следует пользоваться рекомендациями СНТ 2.01.08-2016 «Раздел 2, Раздел 3».

При использовании статически неопределимых систем, в частности, неразрезных балочных и арочных мостов, следует уделять особое внимание фундаментам опор и проводить расчет моста на взаимные смещения его опор.

79. При проектировании рекомендуется конструировать ослабленные узлы в системе, повреждение которых будет происходить при землетрясениях заданной силы и предотвратит непредсказуемые повреждения опор и пролетных строений, ведущие к обрушению моста.

80. При проектировании мостов в районах с сейсмичностью 9 и более баллов рекомендуется использование систем сейсмогашения и сейсмоизоляции. Системы сейсмоизоляции предполагают упруго-демпфирующую связь опор с пролетными строениями, обеспечивающую снижение сейсмических нагрузок на опоры.

§2 Опорные части и опорные узлы

81. Сейсмозащитные опорные части должны соответствовать техническим условиям на применяемые опорные части, действующим нормативным документам и рабочим чертежам проектной и конструкторской документации.

82. Опорные части должны обеспечивать расчетный ход пролетного строения относительно опоры при МРЗ.

83. Для крепления неподвижных опорных частей и стопоров рекомендуется их пластическое соединение с телом опоры, например, с помощью фрикционно-подвижных болтовых соединений.

§3 Устройства сейсмоизоляции и динамических гасителей

84. Возможно применение четырех типов сейсмоизоляции: простая, объединяющая, сильно демпфированная и с применением динамического гашения колебаний.

При простой сейсмоизоляции каждое пролетное строение опирается на подвижные и сейсмоизолирующие опорные части.

При объединяющей сейсмоизоляции все пролетные строения моста опираются только на податливые сейсмоизолирующие опорные части.

При сильно демпфированной сейсмоизоляции предусматривается установка параллельно с сейсмоизолирующими опорными частями специальных демпферов, причем сила сопротивления в демпферах соизмерима или даже превосходит восстанавливающую силу в опорной части. Необходимость устройства подобной изоляции возникает в двух случаях, когда:

при простой сейсмоизоляции (при $\nu > 2$, см. формулу 5.2) система начинает работать как демпфер Ланчестера, и для оптимизации работы системы следует резкое повышение демпфирования в системе сейсмоизоляции;

по условиям обеспечения сейсмостойкости требуется перераспределение усилий между опорами, а объединяющая сейсмоизоляция не обеспечивает необходимых температурных перемещений пролетных строений.

Динамическое гашение колебаний предусматривает поочередную установку пары сейсмоизолирующих опорных частей на каждую вторую опору. Между опорами с гибкими опорными частями располагаются опоры с подвижными опорными частями (см. рисунок 5.1).

Выбор варианта сейсмоизоляции определяется технико-экономическим обоснованием и ограничением продольного перемещения пролетного строения $U_{\lim}$ в уровне проезда, определяемого по формуле:

$$U_{\lim} = 0,5\sqrt{L}\,, \qquad (5.1)$$

где $U_{\lim}$ получается в см, а пролет L задается в м.

85. Подбор параметров простой сейсмоизоляции определяется в зависимости от относительной массы пролетного строения ν, определяемой по формуле:

$$\nu = \frac{M_{span}}{M_{pier}}, \qquad (5.2)$$

где M_{span} – полная масса пролетного строения;

M_{pier} – приведенная к верху масса опоры, вычисляемая по формуле

$$M_{pier} = \frac{C_0}{k_0^2} \qquad (5.3)$$

здесь C_0 – жесткость опоры, k_0 – частота колебаний опоры без пролетного строения.

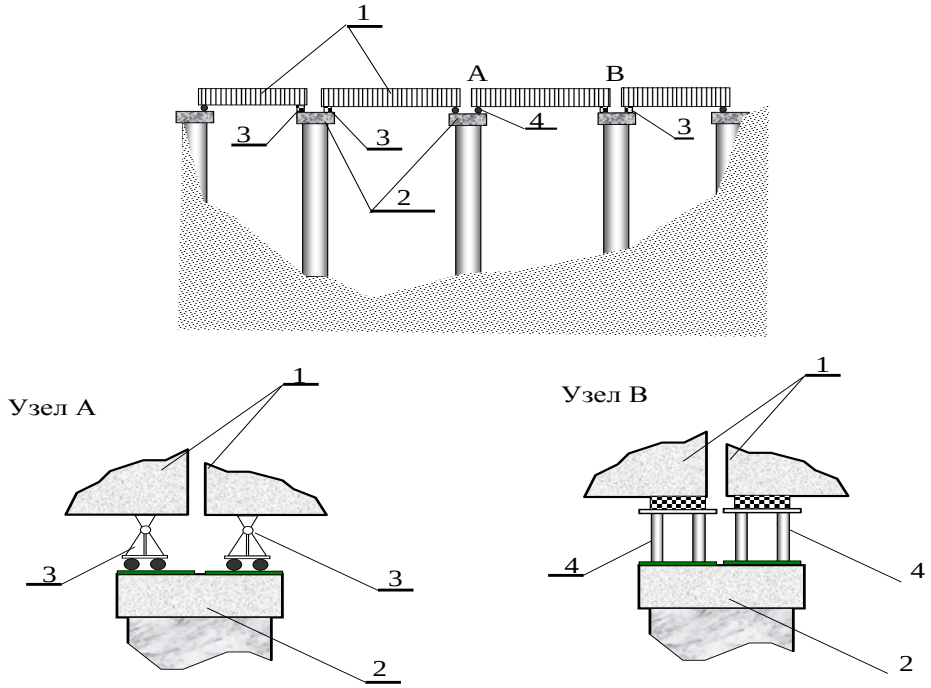

Рисунок 5.1 – Сейсмоизоляция с применением динамического гашения колебаний.
1 – пролетные строения; 2 – оголовок опоры; 3 – подвижная опорная часть; 4 – гибкая опорная часть

При $\nu < 2$ пролетное строение рекомендуется использовать как динамический гаситель колебания опор. Рекомендации по настройке параметров такой системы приведены в РСН-44-88.

86. При использовании объединяющей сейсмоизоляции могут быть использованы опорные части любой жесткости удовлетворяющие требованиям частя 197 настоящей Инструкции и обеспечивающим температурные перемещения пролетных строений.

87. Сильнодемфирная сейсмоизоляция принимается:

при ν>2 для повышения эффективности простой сейсмоизоляции. При этом затухания в системе настраивается как в демпфере Ланчестера.

как дополнительные элементы объединяющей сейсмоизоляции в случае, если без демпферов (которые выступают здесь в роли шок трансмиттеров) не удается обеспечить перемещение пролетных строений.

88. При динамическом гашении колебаний обеспечивается противофазное колебание пролетных строений за счет специальной настройки жесткости и демпфирования сейсмоизолирующей опорной части. При использовании одного пролетного строения в качестве динамического гасителя колебаний (ДГК) настройка параметров сейсмоизоляции осуществляется по рекомендации «Нормативные ссылки» приложения 1 частя 9 настоящей Инструкции При использовании двух пролетных строений в качестве ДГК допускается сначала подобрать

настройку опорной части для одного пролетного строения по методике «Нормативные ссылки» приложения 1 частя 9 настоящей Инструкции, а затем, рассматривая полученную систему как исходную, подобрать по той же методике настройку опорной части для второго пролетного строения.

§4 Стопорные устройства и фрикционно-подвижные соединения

89. Стопорные устройства следует предусматривать для мостов с 9-балльной сейсмичностью пролетами более 18 м. На каждое пролетное строение следует устанавливать минимум 5 стопоров, один против продольного смещения, два против поперечного смещения и два – против поворота пролетного строения

90. Стопоры следует выполнять упругопластическими и устанавливать одним из двух способов:

1) вплотную (с нулевым зазором) к пролетному строению;

2) за пределами расчетных смещений пролетного строения относительно опоры.

91. Нагрузка Q на стопор определяется по формуле:

$$Q = K \cdot [S] \cdot \sqrt{1-\alpha^2}, \qquad (5.4)$$

где $K = 2$– коэффициент запаса;

$[S]$ – несущая способность крепления пролетного строения к опоре;

$$\alpha = \frac{k \cdot \sqrt{2\Delta \cdot g \cdot f}}{m \cdot [S]}, \qquad (5.5)$$

где k – частота основного тона колебаний опоры с пролетным строением;

Δ – зазор между пролетным строением и ограничителем перемещений;

g – ускорение силы тяжести;

f – коэффициент трения при движении пролетного строения к ограничителю, при отсутствии данных принимается f=0,1;

m – масса пролетного строения.

92. Фрикционно-подвижные соединения (далее - ФПС) на высокопрочных болтах могут быть использованы одновременно как стопорные и демпфирующие устройства.

ФПС на высокопрочных болтах – это болтовые соединения, в которых за счет овальных отверстий предусматриваются взаимные смещения соединяемых пластин при превышении предельных усилий в конструкции задаваемых натяжением болтов. Фрикционно-подвижные соединения могут применяться в системах адаптивной сейсмозащиты, как в узлах несущих конструкций, так и в различных связевых элементах и диафрагмах жесткости.

Работа ФПС характеризуется коэффициентами трения и износа k. С использованием этих коэффициентов определяется: износ листов Δ , падение натяжения болтов и взаимное перемещения ФПС листов. Коэффициент износа определяется экспериментально, исходя из основного уравнения теории износа:

$$\frac{d\Delta}{ds} = k \cdot N, \qquad (5.6)$$

где Δ – износ листов пакета в процессе подвижки;

s – величина подвижки;

N – сила обжатия листов пакета.

93. Износ листов пакета ФПС в процессе подвижки определяется по формуле:

$$\Delta = \left(1 - e^{-kas}\right) \times k \times N_0 \times a^{-1} \qquad (5.7)$$

где k – коэффициент износа соединяемых листов в процессе подвижки;

$$a = \frac{EF}{l}$$

здесь l — длина болта, EF — его погонная жесткость; N_0 – начальное натяжение болта.

94. Несущая способность соединений T после подвижки s определяется по формуле:

$$T = T_0 \times \left[1 - \left(1 - e^{-kas}\right) \times k \times a^{-1}\right]. \qquad (5.8)$$

где T_0 – начальная величина несущей способности.

Подвижку S необходимо определять путем расчета конструкции по акселерограммам землетрясений.

РАЗДЕЛ VI. ТРЕБОВАНИЯ К ЭКСПЛУАТАЦИИ СИСТЕМ СЕЙСМОЗАЩИТЫ

95. Требования к мониторингу систем сейсмозащиты состоят из: при расположении объекта в сейсмически активной зоне с повторяемостью 9-балльных воздействий 1 раз в 1000 лет должен быть предусмотрен мониторинг несущих конструкций мостовых сооружений и состояния земляного полотна на стадии строительства и в период эксплуатации. Мосты длиной более 500 м необходимо оснащать сейсмостанциями.

96. Требования к эксплуатации систем сейсмозащиты состоят из: после завершения строительства мостовых сооружений в соответствии с действующими нормативными документами следует выполнить обследование всех объектов. В соответствии с пунктом 1.6 в СНиП 3.06.07-86 «Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний»и СНиП 2.02.03-85 вводимые в эксплуатацию мостовые сооружения, не подвергаемые испытаниям, должны быть обкатаны. До установки сейсмоизолирующих опорных частей следует провести не менее 3-х испытаний крупномасштабных образцов фрикционно-подвижных соединений на воздействие, близкое к реальному (при смещениях, скоростях и ускорениях) для данной сейсмической зоны.

Глава II. ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ МОСТОВ

РАЗДЕЛ VII. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

97. Оценка сейсмостойкости необходима для эксплуатируемых мостов постройки до 1981г. расположенных в районах с сейсмичностью 8 баллов и выше, при любой повторяемости землетрясений и в районах с сейсмичностью 7 баллов при повторяемости чаще, чем раз в 100 лет, а также для мостов постройки до 1963г; расположенных в районах с сейсмичностью 7 баллов и выше и в районах с сейсмичностью 6 баллов при наличии в основании мостов грунтов 3 категории.

98. Сейсмичность района расположения мостов определяется по карте сейсмического районирования территории Туркменистана или по списку основных населенных пунктов Туркменистана, расположенных в сейсмических районах согласно СНТ 2.01.08-2016 «Раздел 2, Раздел 3» Приложения 1 и 2.

99. Категория грунтов по сейсмическим свойствам для мест мостовых переходов должна определяться, как правило, по табл. 1 главы СНТ 2.01.08-2016 «Раздел 2, Раздел 3». Сейсмичность площадки может быть также установлена по результатам специальных инженерно-сейсмологических исследований.

100. При оценке сейсмостойкости определяется расчетный класс сейсмостойкости мостов и его элементов, перечисленных в часте 104 настоящей Инструкции.

101. Под расчетным классом сейсмостойкости элемента понимается максимальная сила землетрясений в баллах, которую может перенести элемент без перехода в предельное состояние, определяемое согласно СНТ 2.01.08-99* «Раздел 1.» и СНТ 2.01.08-2016 «Раздел 2, Раздел 3».

102. Под расчетным классом сейсмостойкости моста понимается минимальный класс его элементов.

103. Для определения расчетных классов сейсмостойкости необходимо проведение серии расчетов моста с последовательным варьированием уровня сейсмического воздействия и анализом возможности возникновения предельных состояний его элементов.

104. При классификации мостов анализируется возможность перехода в предельное состояние перечисленных ниже элементов моста, при этом проверяются следующие условия:

1) прочность тела опор;

2) прочность главных балок сплошностенчатых пролетных строений (металлических, железобетонных и сталежелезобетонных);

3) прочность элементов связей сплошностенчатых пролетных строений;

4) прочность и устойчивость оснований и фундаментов;

5) устойчивость подвижного состава и пролетных строений;

6) прочность опорных частей и элементов их крепления;

7) прочность рельсового пути на мосту.

Примечания:

1. При определении расчетных классов сейсмостойкости классификации подлежат элементы, определяющие несущую способность моста, расчетный класс

элементов, влияющий лишь на эксплуатационные характеристики сооружения, не учитывается.

2. Анализ устойчивости подвижного состава необходим только для мостов, расположенных в районах с повторяемостью землетрясений силой более 7 баллов чаще, чем раз в 100 лет, или при возможности землетрясений силой 9 баллов.

3. Допускается не проводить классификацию по сейсмостойкости сквозных разрезных ферм пролетами от 33 до 110м, а также пролетных строений любых систем при балльности площадки расположения моста 7 баллов и менее или 8 баллов с повторяемостью раз в 1000 лет и реже.

105. При классификации железнодорожных мостов с ездой на балласте и бесстыковым путем или с путем, соединенным рельсовыми накладками, необходимо включение пути в расчетную схему моста и последующая оценка расчетного класса сейсмостойкости рельсового пути по прочности. Если класс сейсмостойкости рельсового пути при этом окажется недостаточным, допускается перерасчет моста без включения пути в расчетную схему.

106. Для мостов, расчетный класс сейсмостойкости которых ниже балльности площадки расположения моста, необходимо оценить минимальную сейсмостойкость моста.

107. Под минимальной сейсмостойкостью моста понимается максимальная сила землетрясения в баллах, не вызывающая нарушения его нормальной эксплуатации.

108. Минимальная сейсмостойкость определяется исходя из упругой работы конструкции.

109. Расчетный класс сейсмостойкости и минимальную сейсмостойкость моста рекомендуется определять с использованием спектральной методики или путем расчета по акселерограммам землетрясений.

При определении расчетного класса сейсмостойкости по спектральной методике вычисляются инерционные сейсмические нагрузки, которые затем прикладываются к сооружению как статические, и от этих нагрузок определяются расчетные усилия в сечениях проверяемых элементов.

При оценке сейсмостойкости с использованием акселерограмм землетрясений производится динамический расчет конструкции с вычислением усилий в проверяемых элементах для каждого момента времени.

110. Исходные данные для классификации мостов по сейсмостойкости следует задавать по имеющимся проектным материалам и данным обследования мостов.

РАЗДЕЛ VIII. ОБСЛЕДОВАНИЕ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЭЛЕМЕНТОВ МОСТОВ ДЛЯ ОЦЕНКИ ИХ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ

111. При обследовании мостов для оценки их сейсмостойкости основное внимание должно быть обращено на состояние опор, опорных частей и конструкций, обеспечивающих крепление опорных частей к опорам и пролетным строениям.

112. Дефекты опор мостов можно разделить на две группы: группа 1 – не меняющие несущей способности сооружения на момент обследования и группа 2 – приводящие к изменению несущей способности опор.

113. К первой группе дефектов относятся:

1) трещины в штукатурном (торкретном) слое;

2) трещины или разрушения на глубину до 20 см раствора в швах между камнями облицовки, или между блоками сборно-монолитных опор;

3) небольшие поверхностные разрушения в виде отдельных каверн;

4) отдельные следы выщелачивания материала кладки;

5) разрушение защитного слоя и коррозия конструктивной арматуры;

6) горизонтальные смещения устоев, приводящие к заклинке пролетных строений.

114. Ко второй группе дефектов относятся:

1) трещины в теле опоры, приводящие к нарушению её целостности;

2) вывалы кладки в виде больших каверн, уменьшающие сечение опоры в сумме более на 10%;

3) разрушение раствора в швах между камнями облицовки на глубину более 20см;

4) смятие и другие повреждения анкерных болтов крепления опорных частей;

5) повреждение подферменника в местах заделки анкерных болтов опорных частей;

6) наличие протяженных зон, охваченных выщелачиванием, особенно вблизи подферменников;

7) крены опор, превышающие допустимые по СНиП 3.06.07-86 «Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний»;

8) повреждение свайных ростверков в местах заделки свай (столбов);

9) размывы грунтов основания у опор на естественном или свайном основании с низким свайным ростверком, при которых подошвы соответственно фундамента или ростверка заглублена менее, чем на 1м;

10) для элементов железобетонных опор разрушение защитного слоя бетона или коррозия рабочей арматуры;

11) отклонение положения опорных частей от проектных на величину, больше допустимой по СНиП 3.06.07-86;

12) изменение упругих и прочностных характеристик грунтов, в частности, при их замачивании.

115. К акту обследования необходимо прикладывать чертежи (схемы, фотографии) опор с фиксацией на них обнаруженных дефектов, их размеров и месторасположения. Границы распространения дефектов отмечаются краской на поверхности самих опор.

116. При оценке сейсмостойкости следует учитывать изменения конструкции, возникающие в период эксплуатации моста, в частности, изменение конструкции опирания пролетных строений при подъеме пролетных строений, изменения типа мостового полотна, изменение веса элементов моста при их реконструкции и т.п.

117. Для мостов, имеющих дефекты или конструктивные элементы изменения, описанные в частях 114-116 настоящей Инструкции, оценка сейсмостойкости должна осуществляться с учетом этих дефектов по методике, изложенной в разделах IX, X настоящей Инструкции, исходя из фактических физико-механических характеристик классифицируемых элементов.

118. При наличии в кладке опоры каверн и вывалов расчетное сечение принимается с учетом ослабления, причем при наличии нескольких близко расположенных дефектов материал опоры между ними в расчет не принимается. Из расчетного сечения необходимо исключить поверхностную зону вблизи дефекта с нарушенной структурой материала. Глубина этой зоны $h=h_0^{`+}\Delta$, где h_0 – фактическая глубина на зоне нарушенной структуры материала, разрушение которого происходит при минимальных нагрузках (легкие удары молотка, ножа, разбивание руками), $\Delta=0$ для дефектов, расположенных выше максимального горизонта воды, и $\Delta=0{,}05$м в противном случае.

Уточнения прочностных и деформативных характеристик опор, особенно при наличии дефектов в подводной ее части, рекомендуется проводить по результатам испытаний кернов, выбуренных из тела опоры, с помощью неразрушающих методов контроля или по результатам определения горизонтальных перемещений опоры под нагрузкой.

119. Разрушение растворов в швах следует учитывать уменьшения расчетного сечения на фактическую глубину разрушения.

120. При наличии значительных зон выщелачивания материала тела опоры его физико-механические характеристики должны определяться на основе натурных испытаний материала опоры. При этом рекомендуется испытания кернов, выбуренных в упомянутых зонах, допускается также использование неразрушающих методов контроля, например, склерометров. При обнаружении зон пониженной прочности необходимо учитывать снижение прочности, принимая значение временного сопротивления бетона в пределах сжатой зоны как средневзвешенного по площади сжатой зоны из сопротивлений основного и ослабленного бетона.

Уточнения модуля упругости материала опоры следует производить по результатам статических (горизонтальное перемещение верха опоры под нагрузкой) или динамических (период колебаний опоры) испытаний.

Допускается определять модуль упругости Е по усредненной по объему величине прочности материала опоры по таблице 27 в СНТ 2.05.03-16. Во всех случаях модуль упругости должен приниматься не менее 2500кг/см^2.

121. При повреждении свайных ростверков в местах заделки свай (столбов) поврежденные сваи (столбы) исключаются из работы при определении несущей способности свайного ростверка.

122. При наличии размывов у опор на свайном основании необходимо назначать свободную длину свай (столбов) с учетом минимальной фактической отметки грунта у опоры.

123. При наличии коррозии рабочей арматуры элементов железобетонных опор следует принимать в расчет площадь рабочей арматуры с учетом коррозии.

124. При назначении расчетной схемы моста необходимо учитывать фактическое расположение опорных частей относительно центров тяжести расчетных сечений, причем для подвижных опорных частей их положение необходимо определять для максимально возможного перепада температур. Если определение положения опорных частей относительно центра тяжести рассчитываемого сечения затруднительно, необходимо принимать в расчет максимально допустимое отклонение положения расчетного сечения от проектного по СНиП 3.06.07-86.

125. Если опора не имеет допустимых осадок, кренов и подвижек, то прочностные характеристики грунтов допускается увеличивать на 20%.

126. При повреждении анкерных болтов крепления пролетного строения к опоре их площадь следует принимать в расчет с учетом фактического ослабления сечения.

127. Опоры, имеющие горизонтальные трещины, нарушающие ее целостность, и повреждения подферменника в месте крепления опорных частей, подлежат к ремонту, как несейсмостойкие.

128. Для мостов, расположенных на площадках с сейсмичностью 8 и более баллов, необходимо также фиксировать текущее состояние стопоров или других устройств, предотвращающих сброс пролетных строений с опор.

129. При определении ожидаемого ущерба от землетрясений следует исходить из возможных повреждений моста, перечисленных в таблице 1

Определении ожидаемого ущерба от землетрясений

Таблица 1

Сила землетрясений, баллы. Общая характеристика повреждений	Состояние дорожных сооружений
7 баллов Местные деформации конструкций	Трещины в массивных неармированных опорах мостов. Трещины и сколы защитного слоя бетона в железобетонных стойках опор путепроводов. Разрывы в ранее поврежденных неармированных конструкциях мостов
8 баллов Общие деформации конструкций	Осадки, наклоны и горизонтальные перемещения опор мостов через водотоки в равнинной местности, сложенной песчаными и глинистыми отложениями. Разрушение опор мостов на грунтах III категории.
9 баллов Нарушения прочности	Разрывы в опорах и в опорных частях мостов, запроектированных без учета сейсмических воздействий. Падение балочных разрезных пролетных строений, не закрепленных специальными антисейсмическими устройствами.
10 баллов Нарушение общей устойчивости	Сдвиг и обрушение надфундаментных частей массивных неармированных опор мостов. Сдвиг по оголовкам железобетонных опор и падение балочных разрезных пролетных строений. Опрокидывание отдельных секций многопролетных рамных виадуков.

РАЗДЕЛ IX. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОГО КЛАССА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ПО СПЕКТРАЛЬНОЙ МЕТОДИКЕ

§1 Общие рекомендации по назначению расчетных схем и определению расчетных нагрузок.

130. При определении расчетного класса сейсмостойкости необходимо учитывать следующие сейсмические нагрузки:

1) сейсмические нагрузки от веса частей сооружения и временной нагрузки, вызванные колебаниями основания;

2) горизонтальное сейсмическое давление грунта на опоры мостов;

3) горизонтальное сейсмическое давление воды на опоры мостов.

131. При расчете мостов следует учитывать совместное действие сейсмических нагрузок, постоянных нагрузок и воздействий, воздействий трения в подвижных опорных частях и нагрузок от подвижного состава. Все расчеты следует проводить как при наличии подвижного состава, так и без него.

132. При сочетании сейсмической и других нагрузок принимаются следующие коэффициенты сочетаний:

1) для постоянных нагрузок и воздействий от них $n_c=1$;

2) для сейсмических нагрузок, учитываемых совместно с постоянными нагрузками $n_c=1$;

3) для сейсмических нагрузок, учитываемых совместно с временной нагрузкой $n_c=0,8$;

4) для временной вертикальной железнодорожной нагрузки принимается в зависимости от повторяемости землетрясений:

а) при повторяемости землетрясений раз в 100 лет $n_c=0,7$;

б) при повторяемости землетрясений раз в 1000 лет $n_c=0,5$;

в) при повторяемости раз в 10000 лет $n_c=0,3$;

5) для временной вертикальной автодорожной нагрузки в зависимости от повторяемости землетрясений:

а) при повторяемости землетрясений раз в 100 лет $n_c=0,5$;

б) при повторяемости землетрясений раз в 1000 лет $n_c=0,3$;

в) при повторяемости раз в 10000 лет $n_c=0,2$;

133. На многопутных мостах временная нагрузка принимается с одного пути.

134. В расчетах следует учитывать, что сейсмические силы могут иметь любое направление в пространстве. При этом допускается раздельный учет сейсмических нагрузок вдоль и поперек оси моста. Совместно с горизонтальными нагрузками следует учитывать вертикальную нагрузку с коэффициентом сочетаний $n_c=0,5$

Примечание: В том случае, когда усилия от вертикальной сейсмической нагрузки, принимаемой с $n_c=0,5$, облегчают работу конструкции, эта нагрузка в расчетах не учитывается.

135. Для определения инерционных сейсмических сил используются динамические расчетные схемы, учитывающие совместные колебания опор и пролетных строений для моста в целом или для отдельных его частей, которые можно рассматривать как независимые колебательные системы. В обоснованных случаях допускается производить расчет по упрощенным схемам, учитывающим симметрию, однородность и другие структурные особенности конкретных мостов.

136. При вычислении сил инерции рекомендуется использовать дискретные расчетные схемы в виде невесомой стрежневой конструкции с сосредоточенными массами весом Q_k (k=1,2….n; n- число степеней свободы). При определении весов нагрузки учитываются с коэффициентами перегрузки и коэффициентами сочета-

ния. Собственный вес подводных частей опор определяется без учета гидростатического давления.

Примечания:

1. При расчете мостов со свайными и столбчатыми фундаментами или опорами допускается принимать сваи невесомыми. В этом случае расчетный вес плиты (ригеля опоры) увеличивается на 25% веса части свай (столбов), расположенной от низа плиты ростверка до уровня условной заделки.

2**.** Допускается применение расчетных схем в виде систем с распределенной нагрузкой и смешанных дискретно - континуальных систем.

При дискретизации континуальных систем допускается применение методов, приводящих к недиагональной матрице инерции. В этих случаях расчетные формулы для определения сейсмических нагрузок, приведенные ниже в части 150 настоящей Инструкции, должны быть скорректированы в соответствии с используемой расчетной схемой.

137. При определении сейсмических нагрузок, действующих вдоль оси моста, масса железнодорожного подвижного состава не учитывается, а сейсмические нагрузки сочетаются с тормозными.

138. Исходными для определения инерционных сейсмических нагрузок являются характеристики воздействия, инерционные упругие и демпфирующие характеристики конструкции.

139. Сейсмическое воздействие характеризуется максимальным расчетным ускорением A, измеряемым в долях от ускорения силы тяжести g и коэффициентом динамичности β, или нормированной расчетной акселерограммой основания (зависимость ускорения колебаний основания от времени)

140. Инерционные свойства конструкции задаются значениями весов Q_k (k=1,2…n)

141. Упругие свойства конструкции определяются матрицей жесткости R (матрицей единичных перемещений) или обратной к ней матрицей податливости D (матриц[n] единичных перемещений). Эти матрицы строятся по известным правилам строительной механики. Характеристики жесткости грунтов оснований определяются в соответствии с частями 143-146 раздела IX настоящей Инструкции.

При этом поперечную податливость железнодорожного подвижного состава за счет упругих деформаций рессор допускается определять по формуле:

$$\delta_r = 0{,}05/ Q_n \quad [м/т] \qquad (3.1)$$

Где Q_n-расчетный вес (в тоннах силы) надрессоренной части подвижного состава на рассматриваемом участке пути.

Центр тяжести принимается на уровне 2м от головки рельса.

Вертикальную податливость подвижного состава допускается определять по формуле:

$$\delta_B = 0{,}0412/Q_n \quad [м/т] \qquad (3.2)$$

$Q_n = 0{,}9Q$,

где Q – расчетный вес подвижного состава.

Примечание: Подрессорный вес подвижного состава при вертикальных и поперечных колебаниях считают присоединенным к весу пролетного строения.

142. Демпфирующие свойства конструкции определяется матрицами гистерезисного и вязкого демпфирования $B_г$ и $B_в$ или обратными к ним матрицами. Матрица гистерезисного демпфирования строится таким образом, что и матрица жесткости с заменой в расчетных формулах модулей упругости E отдельных элементов на произведение jE, где j– коэффициент неупругого сопротивления материала элемента.

Матрица вязкого демпфирования записывается непосредственно (элемент b_{ij} равен коэффициенту вязкого сопротивления демпфера, соединяющего массы i и j) в тех случаях, когда в сооружении имеются демпферы вязкого трения (в элементах специальной сейсмозащиты, подвижного состава и т.п.).

Примечание: В отдельных случаях, рассмотренных ниже (части 162-164 настоящей Инструкции), расчет сейсмических нагрузок может производиться без формирования матриц демпфирования.

143. Коэффициенты жесткости естественных основания K_z, K_x,K_φ, K_ψ определяются по формулам:

1) при упругом равномерном сжатии

$$K_z = C_z F \qquad (3.3)$$

2) при упругом неравномерном сжатии (повороте подошвы фундамента относительно горизонтальной оси, проходящей через центр жесткости подошвы фундамента перпендикулярно плоскости колебаний)

$$K_\varphi = C_\varphi J_\varphi \qquad (3.4)$$

3) при упругом сдвиге

$$K_x = C_x F \qquad (3.5)$$

4) при упругом неравномерном сдвиге (повороте подошвы фундамента относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента)

$$K_\psi = C_\psi J_\psi \qquad (3.6)$$

где

F- площадь подошвы фундамента,

J_φ J_ψ -соответственно моменты инерции подошвы фундамента относительно горизонтальной и вертикальной осей фундамента;

C_z, C_φ, C_x ,C_ψ - коэффициенты соответственно упругого равномерного и неравномерного сжатия и упругого равномерного и неравномерного сдвига.

144. Коэффициенты C_x,C_φ и C_ψ определяются по формулам:

$$C_\varphi = 20\, C_z \qquad (3.7)$$
$$C_x = 0{,}7\, C_z \qquad (3.8)$$
$$C_\psi = C_z \qquad (3.9)$$

145. Коэффициент упругого равномерного сжатия определяется по формуле

$$C_z = b_o E_o (I + \sqrt{A_o}) \qquad (3.10)$$

Здесь $b_o = 1м^{-I}$ - для песков, $b_o = 1{,}2м^{-I}$ -для суглинков и супесей $b_o = 1{,}5м^{-I}$ для глин и крупнообломочных грунтов:

E_o – модуль деформации грунта, определяемый в соответствии с требованиями СНТ 2.02.01-16 $A_o = F_c/F$, но не менее 0,05 где $F_o = 10m^2$, F-площадь подошвы фундамента.

146. Единичные упругие перемещения опор на свайных фундаментах рекомендуется определять с учетом упругих перемещений свай в грунте. При этом влияние сейсмического воздействия на условия их заделки не учитывается.

В общем случае пространственной работы податливость свайного фундамента характеризуется матрицей 6-го порядка

$$Д_0 = \begin{pmatrix} \delta_{мх,}\varphi_x & \delta_{му,}\varphi_x & \delta_{мz,}\varphi_x & \delta_{Px,}\varphi_x & \delta_{Py,}\varphi_x & \delta_{Pz,}\varphi_x \\ \delta_{мх,}\varphi_y & \delta_{му,}\varphi_y & \delta_{мz,}\varphi_y & \delta_{Px,}\varphi_y & \delta_{Py,}\varphi_y & \delta_{Pz,}\varphi_y \\ \delta_{мх,}\varphi_z & \delta_{му,}\varphi_z & \delta_{мz,}\varphi_z & \delta_{Px,}\varphi_z & \delta_{Py,}\varphi_z & \delta_{Pz,}\varphi_z \\ \delta_{мх,}и_x & \delta_{му,}и_x & \delta_{мz,}и_x & \delta_{Px,}и_x & \delta_{Py,}и_x & \delta_{Pz,}и_x \\ \delta_{мх,}и_y & \delta_{му,}и_y & \delta_{мz,}и_y & \delta_{Px,}и_y & \delta_{Py,}и_y & \delta_{Pz,}и_y \\ \delta_{мх,}и_z & \delta_{му,}и_z & \delta_{мz,}и_z & \delta_{Px,}и_z & \delta_{Py,}и_z & \delta_{Pz,}и_z \end{pmatrix}$$

Первый индекс при единичном перемещении δ обозначает причину смещений, а второй индекс – направление смещения; например, δ_{Py}, φ_x поворот вокруг оси Х от единичной силы, действующей на ростверк вдоль оси У.

Примечание: При расчете усилий в сваях (столбах) влияние сейсмического воздействия на условия их заделки в водонасыщенных пылеватых песках, текучепластичных и мягкопластичных глинах и суглинках и в текучих супесях следует учитывать снижение на 30% значения коэффициентов пропорциональности К, приведенных для этих грунтов в табл. 1 приложения 1 к главе 11 в СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты».

147. Демпфирующие свойства естественного основания учитываются коэффициентом неупругого сопротивления, определяемого по формулам:

1) для вертикальных колебаний

$$\gamma_z = 1{,}4/\sqrt{P_{ср}} \qquad (3.11)$$

где - $P_{ср}$ средняя давление ($т/м^2$) на основание под подошвой фундамента от расчетных статистических нагрузок при коэффициенте перегрузки n =1;

2) для горизонтальных колебаний

$$\gamma_x = 0{,}6\ \gamma_z \qquad (3.12)$$

3) для вращательных колебаний относительно горизонтальной оси

$$\gamma_\psi = 0{,}5\gamma_z \qquad (3.13)$$

4) для вращательных колебаний относительно вертикальной оси

$$\gamma_\psi = 0{,}3\gamma_z \qquad (3.14)$$

148. Коэффициенты неупругого сопротивления при колебаниях свайных фундаментов принимаются по таблице 2.

Таблица 2

Нагрузки / Смещение		Причина смещений					
		Вертикальная сила вдоль оси z	Горизонтальные силы		Моменты относительно осей		
			Вдоль оси x	Вдоль оси y	z	x	y
Поступательные	z	0.1	0.06	0.06	0.03	0.05	0.05
Смещение вдоль осей	x	0.06	0.06	0.06	0.03	0.05	0.05
	y	0.06	0.06	0.06	0.03	0.05	0.05
Повороты относительно осей	z	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	x	0.05	0.05	0.05	0.03	0.05	0.05
	y	0.05	0.05	0.05	0.03	0.05	0.05

Примечание: В табл.2 приняты следующие направления осей: Z - вертикальная ось проходящая через центр тяжести сечения подошвы фундамента; X, У – взаимоперпендикулярные горизонтальные оси.

149. Коэффициенты неупругого сопротивления для элементов из бетона и железобетона принимаются равными 0,1, для металлических элементов – 0,03; для подвижного состава 0,1.

150. Расчетная сейсмическая инерционная нагрузка, приложенная к точке сосредоточения массы i и соответствующая j-ому тону собственных колебаний определяется по формулам 4.7 -4.10, частей 50-52 настоящей Инструкции.

151. При определении сейсмических нагрузок, периодов и форм колебаний следует учитывать инерционное влияние воды при глубине воды в межень у опоры более 5 м.

Для этого рекомендуется присоединять к массе опоры присоединённую массу воды. Допускается учитывать инерционное влияние воды приложением к системе гидродинамического давления.

152. Присоединённую массу воды, приходящуюся на единицу длины конструкции, определяется по формуле:

$$m_b = \rho_в \cdot d^2 \cdot \mu \qquad (3.15)$$

здесь ρ_b - плотность воды;

d - максимальный размер опоры в направлении, перпендикулярном направлению воздействия

$$\mu = \alpha \cdot \left[\frac{z}{h}\right]^{d/2h} \qquad (3.16)$$

где Z – ордината точки напорной грани, считая вниз от водной поверхности, для которой определяется величина присоединения массы воды, h - глубина воды у опоры, α=I для прямоугольной формы и

$\alpha = \frac{\pi}{4}$ для круглой формы опоры.

153. Расчётное горизонтальное сейсмическое давление воды на опорную грань опоры определяют по формулам:

$$p_0 = A \cdot K_1 \cdot \rho_в \cdot g \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \left[\frac{z}{h}\right]^{d/2h} \qquad (3.17)$$

$$P_0 = A \cdot K_1 \cdot \rho_в \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \left[\frac{1}{1+d/2h}\right] \cdot h \qquad (3.18)$$

$$h_0 = h \cdot \frac{2h+d}{4h+d} \qquad (3.19)$$

здесь А и K_I имеют тот же смысл, что и в формуле 4.7 раздела IV настоящей Инструкции p_0 – ординаты эпюр погонного гидродинамического давления;

P_0 – суммарное гидродинамическое давление;

h_0 – глубина погружения точки приложения равнодействующей гидродинамического давления.

154. Активное q_c и пассивное q_c* давление грунта на глубине h от поверхности засыпки на устои мостов, опоры и звенья труб с учётом сейсмического воздействия следует определять по формулам:

$$q_c = c \cdot \gamma_г \cdot h \qquad (3.20)$$

$$q_c^* = c^* \cdot \gamma_г \cdot h \qquad (3.21)$$

где $\gamma_г$ – удельный вес грунта засыпки,

$$c = \frac{\alpha \cdot \cos^2(\varphi - \theta - \varepsilon)}{\cos\theta \cdot \cos(\theta + \delta + \varepsilon) \cdot (1 + \sqrt{z})^2} \qquad (3.22)$$

$$c^* = \frac{\alpha \cdot \cos^2(\varphi + \theta - \varepsilon)}{\cos\theta \cdot \cos(\theta - \delta - \varepsilon) \cdot (1 - \sqrt{z^*})^2} \qquad (3.23)$$

$$z = \frac{\sin(\varphi - L - \varepsilon) \cdot \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\theta - L) \cdot \cos(\theta + \delta + \varepsilon)} \qquad (3.24)$$

$$z^* = \frac{\sin(\varphi + L - \varepsilon) \cdot \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\theta - L) \cdot \cos(\theta - \delta - \varepsilon)} \qquad (3.25)$$

$$\alpha = \frac{1 - 0{,}5AK_1}{\cos\varepsilon} \qquad tg\varepsilon = \frac{0{,}87\,AK_1}{1 - 0{,}5AK_1}$$

при одновременном учёте горизонтальной и вертикальной компонентов сейсмического воздействия и

$$\alpha = \frac{1}{\cos\varepsilon} \qquad tg\varepsilon = AK_1$$

при учёте только горизонтальной компоненты сейсмического воздействия;

θ – угол наклона грани стены к вертикали;

L – угол наклона поверхности засыпки к горизонту;

φ – угол внутреннего трения грунта;

δ – угол трения грунта;

$K_{тр}$ – коэффициент трения грунта по стене.

В случае определения активного q_c и пассивного q_c^* давления водонасыщенного грунта в формулы следует вводить вес взвешенного грунта

($\gamma_г$ - $\gamma_в$), где $\gamma_в$ – удельный вес воды, а сейсмическую силу $\gamma_в \cdot AK_1$ следует определять по плотности насыщенного грунта; при этом угол наклона равнодействующей равен

$$\varepsilon = arctg\frac{\gamma_{г.нас}}{\gamma_г - \gamma_в} \cdot AK_1 \qquad (3.26)$$

В случае расположения грунта под водой следует учитывать сейсмическое давление воды на его поверхность, равное сейсмическому давлению воды на сооружение на той же глубине. При углах L=10 ° допускается приближенно принимать ($\gamma_г$ - $\gamma_в$) h + p вместо ($\gamma_г$ - $\gamma_в$), где p – давление воды на поверхности грунта.

Равнодействующая E_c давления на единицу ширины стенки определяется по формуле:

$$E_c = 0{,}5A\,\gamma_г H^2 \qquad E_c^* = 0{,}5A^*\,\gamma_г H^{*2} \qquad (3.27)$$

где H и H* - высота засыпки,

плечо равнодействующей давления от основания стены:

$$L_c = H/3 \qquad L_c^* = H^*/3 \qquad (3.28)$$

155. Для сооружений, расчёт которых производится по одномерной расчётной схеме, следует учитывать не менее трёх форм колебаний, а для сооружений, расчёт которых производится по двухмерной и трёхмерной схемам, следует учитывать не менее 25 форм колебаний.

§2 Назначение расчётных схем и определение расчётных нагрузок на элементы балочных разрезных мостов.

156. При определении сейсмической нагрузки, направленной вдоль оси балочного разрезного железнодорожного моста с катковыми, валковыми и сектор-

ными опорными частями, расчётная схема рекомендуется назначать в зависимости от типа рельсового пути на мосту.

При обычно звеньевом пути расчётная схема принимается, исходя из условия преодоления сил трения в подвижных опорных частях, в виде отдельно стоящих консольных стержней (опор). Вес пролётных строений, неподвижно опёртых на рассматриваемую опору, относится к уровню центров шарниров неподвижных опорных частей.

При бесстыковом пути на мосту, а также при звеньевом пути, соединенном шестидырчатыми рельсовыми накладками на высокопрочных болтах, расчётная схема принимается в виде единой рамной системы «опоры – пролётные строения» в случае езды по верху на балласте.

Примечание: При определении расчётных классов сейсмостойкости допускается учитывать возможность разрыва рельсовых нитей, при этом расчётный класс сейсмостойкости остальных элементов моста определяется для всех типов рельсового пути так же, как и для обычного звеньевого пути.

157. Для балочных разрезных мостов с плоскими и тангенциальными опорными частями расчётную схему следует назначать в виде единой рамной системы (опоры – пролётные строения).

158. При расчете балочного разрезного моста на поперечную сейсмическую нагрузку расчетную схему рекомендуется принимать в виде плоской рамы, состоящей из горизонтальных (пролётные строения) и вертикальных (опоры) стержней, несущих сосредоточенные грузы и испытывающих перемещения из плоскости рамы.

Соединение горизонтальных стержней с вертикальными рассматриваются как шарниры с вертикальными осями вращения.

159. Для мостов с железобетонными пролётными строениями пролётами до 35 метров допускается не учитывать поперечные деформации пролётных строений и рассматривать их как абсолютно жёсткие диски.

160. Подвижной состав на мостах пролётами до 18 м допускается моделировать жёсткими дисками (системой сосредоточения масс соединенных абсолютно жёстким стержнем), соединенными с пролётным строением упругими связями в середине и по концам пролётного строения. На мостах больших пролётов допускается моделировать состав с системой жёстких дисков, соединенных с пролётными строениями и по концам и в середине пролёта упругими связями и друг с другом – шарнирной связью над каждой опорой.

161. Для расчёта промежуточных опор мостов с однотипными по длине пролётными строениями при однородных грунтовых условиях (одинаковой категории грунтов основания допускается в расчётах поперечных колебаний опор рассматривать каждую опору как отдельно стоящий стержень, испытывающий деформации поперёк оси моста. В уровне центра шарнира опорных частей при этом сосредотачивается груз:

$$Q=L_1G_1+ L_2G_2 \qquad (3.29)$$

где G_1 и G_2 – веса пролётных строений, опёртых соответственно слева и справа на рассматриваемую опору;

L_1 и L_2 – коэффициенты, зависящие от соотношения высот (от подошвы фундамента до центра шарнира опорной части) h_1/h, h_2/h рассматриваемой и соседней с ней опоры.

Значения коэффициентов L принимаются:

при $(h_i – h) / h < 0,15$ $L_i=0,15$

при $h_i / h \leq 0,7$ $L_i=0,35$

при $h_i / h \geq 1,4$ $L_i=0,2$

В остальных случаях L_i определяется по интерполяции.

Примечание: Однотипными можно считать строения, масса которых отличается менее чем на 50%.

162. При расчёте массивных опор на естественном основании балочных разрезных мостов допускается не учитывать в явной форме демпфирование колебаний, вводя к расчётным нагрузкам поправку:

$$К_{\psi} = A_0 + A_1H + A_2 L + A_3 LH + A_4 L^2 + A_5H^2 \qquad (3.30)$$

где L - расчётный пролёт опирающего на опору пролётного строения с неподвижной опорной частью для катковых, валковых и секторных опорных частей или средняя величина расчётного пролёта для мостов с плоскими тангенциальными, секторными и резино-металлическими опорными частями;

H – высота опоры от подошвы фундамента до центра шарнира опорной части для опор с катковыми, валковыми и секторными опорными частями и средняя высота опор для моста с плоскими тангенциальными и резино-металлическими опорными частями.

Значения коэффициентов A_i определяются по таблице 3

Таблица 3

Категория грунта	Направление воздействия	Значения коэффициентов A_i					
		A_0	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5
I	Вдоль моста	1,2	0	0	0	0	0
	Поперёк моста	1,2	0	0	0	0	0
II	Вдоль моста	0,00372	0,2555	-0,08867	0,00384	0,00018	-0,00820
	Поперёк моста	0,00372	0,128	-0,08867	0,00192	0,00018	-0,00205
III	Вдоль моста	0,0838	0,172	0,0326	0,00168	0,0000077	-0,00508
	Поперёк моста	0,0838	0,086	0,0326	0,000838	0,0000077	-0,00127

Значения K_ψ принимаются не более 2 и не менее 0,7.

Примечание: В случае, когда класс сейсмостойкости, рассчитанный с использованием частей 161 и 162 настоящей Инструкции оказывается недостаточным, следует пересчитать его без упрощений, допускаемых в упомянутых частях.

163. При расчёте пролётных строений мостов допускается рассматривать их отдельно от опор. При этом следует пользоваться спектральной кривой для грунтов 1 категории, а величину K_ψ принимать одинаковой для всех форм колебаний и определять по формуле:

при вертикальных колебаниях металлических пролётных строений

$$K_\psi^{верт.} = 0{,}43 + 0{,}0287\ L - 0{,}000131\ L^2 \qquad (3.31)$$

но не более 1,5 и не менее 0,7;

при вертикальных колебаниях железобетонных пролётных строений

$$K_\psi^{верт.} = 0{,}85;$$

при горизонтальных колебаниях пролётных строений

$$K_\psi^{гор.} = 1{,}2\ K_\psi^{верт.}$$

При расчёте пролётных строений совместно с временной нагрузкой величина K_ψ принимается равной 0,7 и 0,9 от соответствующего значения K_ψ без временной нагрузки соответственно для железнодорожных и автодорожных мостов.

Примечание: Если расчётный класс сейсмостойкости пролётного строения, рассчитаный в соответствии с пунктом 3.2.8 оказывается недостаточным, необходимо уточнить его с использованием единой рамной схемы «пролётное строение – опоры – основание».

164. При расчёте балочных разрезных мостов на столбчатых опорах с плитой ростверка, расположенной выше поверхности грунта, рекомендуется назначать полную расчётную схему моста с учётом прилегающего к опоре массива грунта.

Допускается назначать упрощённые расчётные схемы без учёта грунта выше уровня условной заделки столбов в основании, принимая $K_\psi = 1$ для двухрядных опор и $K_\psi = 1{,}5$ для однорядных столбчатых опор.

В полной и упрощенной расчётных схемах сила сейсмического воздействия относится к уровню приложения его в расчётной схеме.

§3 Оценка расчётных классов сейсмостойкости элементов моста.

165. Расчётный класс сейсмостойкости Ks определяется из уравнения:

$$K_s = 1 + \log_2 \frac{\Phi_{пред.}(K_s) - \Phi_{ст.}}{\Phi(I)} \qquad (3.32)$$

где $\Phi_{пред.}$ (Ks) – предельно допустимые значения фактора, по которому анализируется переход в предельное состояние;

$\Phi_{ст.}$ – значение этого фактора от статических несейсмических нагрузок; Ф(I) Ks– значение этого фактора при тестовом землетрясении силой I балов.

Примечания:

1. В случаях, оговоренных ниже, для определения K_s приводятся специальные формулы.

2. В случае, когда Ф (I)=0, расчётный класс сейсмостойкости определяется из уравнения $\Phi_{ст.}= \Phi_{пред.}(K_s)$.

166. Из числа металлических элементов моста классификации по сейсмостойкости подлежат главные балки сплошностенчатых пролётных строений, продольные и поперечные связи в этих же пролётных строениях, металлические опоры мостов, металлические стопоры и антисейсмические устройства для удержания пролётных строений на опорах, опорные части и их крепёжные элементы.

Примечание: Если опоры моста снабжены элементами против сбрасывания пролётных строений с опор и расчетный класс сейсмостойкости этих элементов обеспечивает необходимую надёжность моста, то определение расчётного класса сейсмостойкости элементов крепления опорных частей не требуется.

167. Расчётный класс элементов металлических пролётных строений определяется по предельно допустимым напряжениям в них. При этом в формуле (3.32) величина $\Phi_{пред.}$ не зависит от К и принимается равной:

$$\Phi_{пред.}=R\, m_{кр}\, m_1 \qquad (3.33)$$

где R – расчётное сопротивление материала;

$m_{кр}$ – коэффициент, учитывающий кратковременность действия нагрузки и принимаемый равным 1,3- для металла и 1,2 –для железобетона;

m_1 – коэффициент, учитывающий накопление повреждений в элементе от прошлых землетрясений и принимаемый равным 0,8, 1, 1,2 для районов со средней повторяемостью землетрясений соответственно раз в 100, 1000 и 10000 лет (отмечены на карте сейсмического районирования индексами 1, 2 и 3 соответственно).

Значение коэффициентов $m_{кр}$ и m_1 приняты согласно СНТ 2.01.08-99* «Раздел 1.».

$\Phi_{ст..}=G_{ст.}$; $\Phi(I)=G_I$, где $G_{ст.}$ и G_I – максимальные напряжения в элементе от несейсмических нагрузок и от сейсмического воздействия силой I баллов.

168. Из числа бетонных элементов мостов классификации подлежат опоры. В этом случае необходимо определение расчётного класса сейсмостойкости по условию ограничения сжатия и растяжения бетона. Расчётный класс сейсмостойкости по ограничению сжимающих напряжений в бетоне необходимо решение уравнения (3.32).

При этом принимается

$$\Phi_{пред.}(K_s)= m_1\, m_{кр}\, R_b\, A_b\,(x) \qquad (3.34)$$

$$\Phi(I)= N_I\,,\ \ \Phi_{ст.}= N_{ст.}$$

где m_1 – принимается согласно частя 167 настоящей Инструкции;

$m_{кр}$=1,2;

R_b- расчётное сопротивление бетона осевому сжатию;

N_I – нормальная сила в классифицируемом элементе от сейсмических нагрузок при землетрясении силой I баллов;

$N_{ст}$ – нормальная сила в классифицируемом элементе от несейсмических нагрузок;

A_b – площадь сжатой зоны сечения;

x – высота сжатой зоны

Если эксцентриситет e меньше размера ядра сечения ρ, то величина x принимается равной высоте сечения. Эксцентриситет e и величина ρ определяются по формулам

$$e = \frac{M_{ст.} + M_I \circ 2^{Ks\text{-}I}}{N_{ст.} + N_I\, 2^{Ks\text{-}I}} \qquad \rho = \frac{J}{W} \tag{3.35}$$

где $M_{ст}$, M_I – моменты в классифицируемом элементе соответственно от несейсмических нагрузок и от землетрясения силой I баллов;

J – момент инерции, W – момент сопротивления сечения проверяемого элемента.

Если e > ρ, то высота сжимаемой зоны **x** определяется из уравнения

$$\alpha\,(x) = e\,\eta^{-1}$$

где α (x) – расстояние от центра тяжести сжатой зоны до центра тяжести сечения, а коэффициент η определяется по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 + \dfrac{N_{ст} + 2^{Ks\text{-}I}\ N_I}{N_{cr}}} \tag{3.36}$$

$$N_{cr} = \frac{6{,}4\ E_b\ J}{\Phi_l\ l_0^{\,2}} \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + \delta} + 0{,}1 \right)$$

здесь E_b – модуль упругости бетона; l_0 – полная длина элемента или её часть между точками закрепления элемента с учётом требований пункта 3.16 в СНТ 2.05.03-16 «Мосты и трубы».

$$\delta = M\ A\ X \quad \left\{ \frac{l}{h} : \quad 0{,}5\text{-}0{,}01\ \frac{l_0}{h} - 0{,}01\ R_b \right\} \tag{3.37}$$

где h – высота сечения.

Значение φ_l вычисляется в зависимости от знака отношения

$\chi = M_{ст}/ (M_{ст.} + 2^{Ks\text{-}I} \circ M_I)$ и величины эксцентриситет e.

При $\chi > 0$ $\varphi_l = I + \chi$

При $\chi \le 0$ $\varphi_l = I$, если $e \ge 0{,}1$ и $\varphi_l = I + \chi\,(1\text{-}10\ l\ h)$, если $e < 0{,}1$.

169. Для классификации бетонных опор прямоугольного сечения расчётный класс сейсмостойкости допускается определять по формуле

$$K_s = 1 + \ln q / \ln 2 \tag{3.38}$$

здесь

$$q = \frac{1}{2N^2}\left(B - \sqrt{B^2 - 4N^2 C}\right)$$

где

$$B = 2N N_{ст.} + R_b b m m_{кр} (2M - N h)$$
$$C = N_{ст}^2 + R_b m m_{кр} в(2M - N_{ст.} h)$$

b и h – ширина и высота сечения.

Примечание:

В случае, когда $N_I = 0$

$$h_s = 1 + \log_2 \left(\frac{h N_{ст.}}{2 M_I} - \frac{N_{ст.}^2}{2 R_b b M_I} - \frac{M_{ст.}}{M_I}\right)$$

170. Из числа железобетонных элементов мостов классификации по сейсмостойкости подлежат опоры, элементы, предотвращающие сброс пролётных строений с опор (стопоры), а также пролетные строения при расположении их в районе с расчётной сейсмичностью 8 баллов и более.

171. Расчётный класс изгибаемых железобетонных элементов определяется по предельно допустимому моменту $Ф_{пред.}=M_{пред.}$ При этом в (3.32) величина $M_{пред.}$ не зависит от класса сейсмостойкости К и вычисляется по формуле:

$$M_{пред.} = m_1 m_{кр.}[R_b S_b + R_{sc} A_s' (h_0 - \alpha')] \qquad (3.39)$$

где S_b – статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры, зависящей от высоты сжатой зоны;

R_{sc} - расчётное сопротивление арматуры сжатию;

A_s'- площадь сечения сжатой арматуры;

h_0- расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до края сжатой зоны (полезная высота сечения);

α'- расстояние от края сжатой зоны до центра тяжести сжатой арматуры.

Высота сжатой зоны определяется из уравнения:

$$R_s A_s - R_{sc} A_s' = R_b A_b (x) \qquad (3.40)$$

где R_s- расчётное сопротивление растянутой арматуры;

A_s - площадь растянутой арматуры.

172. Для изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного таврового, двутаврового и кольцевого сечений предельный момент $M_{пред.}$ определяется в соответствии с пунктами 3.62-3.65 в СНТ 2.05.03-16.

173. Расчётный класс внецентренно сжатых железобетонных элементов определяется в зависимости от величины эксцентриситет е вычисляемой по формуле (3.35).

При e<ρ расчётный класс сейсмостойкости определяется по условию ограничения сжимающих напряжений в бетоне и величина $\Phi_{пред.}$ вычисляется по формуле:

$$\Phi_{пред} = (R_b A + R_{sc} A_s') m_1 m_{кр} \qquad (3.41).$$

где A – площадь всего сечения;

A_s - площадь всей арматуры.

При e > ρ расчётный класс сейсмостойкости определяется по предельно допустимому моменту, вычисляемому по формуле:

$$\Phi_{пред.} = [(R_b S_b + R_{sc} S_s') m_1 m_{кр} – (N_{ст} + 2^{Ks-I} \cdot N_I) e_1] ^{\eta-1} \qquad (3.42).$$

где S_s'– статический момент площади сжатой арматуры относительно уровня равнодействующей в растянутой арматуре;

e_1- расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести растянутой арматуры. При этом высота сжатой зоны определяется из уравнения:

$$A_b(x) = (N_{ст} + 2^{Ks-I} \cdot N_I) \frac{I}{R_b} + \frac{\sigma_s}{R_b} A_s + \frac{R_{sc}}{R_b} A_s' \qquad (3.43)$$

где $\sigma_s = [\{2(1- \varepsilon_1) /(1- \varepsilon_R)\}-1] R_s$ но не более R_s

$\varepsilon_1 = x/h_0$ – относительно высота сжатой зоны;

ε_R – значение ε, начиная с которого предельного состояния элемента наступает одновременно в растянутой арматуре напряжение равного расчётному сопротивлению R_s.

Величина ε_R определяется по формуле:

$$\varepsilon_R = \frac{\omega}{1+ R_s(1- \omega/1,1)}$$

здесь $\omega = 0,8(1-0,01 R_b)$, где R_b подставляется в МПа, $\sigma_{s,с\ м} = 500$ МПа.

Величина η в формуле (3.42) определяется по формуле (3.36) но условная критическая сила при этом вычисляется по формуле:

$$N_{ст.} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{J}{\varphi_l} \cdot \frac{0,11}{0,1+ \delta} + 0,1 + n_1 J_s \right]$$

здесь $n_1 = E_s' / E_b$,

E_s'- модуль упругости арматуры сжатой зоны; J_s - момент инерции арматуры сжатой зоны относительно центра тяжести сечения.

Остальные обозначения соответствуют частью 168 настоящей Инструкции.

174. Расчётный класс сейсмостойкости внецентренно сжатых железобетонных элементов допускается определять по графикам их несущей способности.

Для этого строится график несущей способности сечения и прямая, проходящая через точки ($M_{ст.}$, $N_{ст.}$) и ($M_{ст.}+M_I$, $N_{ст.}+N_{I.}$). Точка пересечения этой прямой и графика несущей способности определит предельное значение усилий [M] и [N]. Тогда расчётный класс сейсмостойкости K_s определяется по формуле (3.38) где величина q определяется по формуле:

$$q= \frac{[N]- N_{ст}}{N_I} = \frac{[M]- M_{ст}}{M_I} \qquad (3.44)$$

175. Расчётный класс сейсмостойкости фундаментов на естественном основании определяется в зависимости от угла δ наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки.

В случае, если выполняется условие, tg δ > sin φ_1 где – φ_1 угол внутреннего трения грунта, расчётный класс сейсмостойкости определяют по предельной сдвигающей силе:

$$Ф_{пред.}= \left(\frac{\gamma_c \cdot \Sigma F_{sr}}{\gamma_n} \right) \qquad (3.45)$$

где ΣF_{sr} – сумма проекций на плоскость скольжения расчётных удерживающих сил, определяемых с учётом пассивного давления грунта на боковые грани фундамента;

$\gamma_n = 1{,}2$;

γ_c - коэффициент условий работы принимаемой в соответствии с пунктам 2.61 СНТ 2.02.01-16.

176. В случае, если tg δ ≤ sin φ_1 расчетный класс сейсмостойкости фундамента на естественном основании определяется по несущей способности основания. Величина несущей способности определяется по формуле:

$$Ф= \gamma_{cl\,q} \cdot \frac{N_{иеq}}{\gamma_n} \qquad (3.46)$$

где $N_{иеq}$ – вертикальная составляющая сила предельного сопротивления основания при сейсмических воздействиях;

γ_{clq} - коэффициент условий работы, принимаемый равной 0,8 и 0,6 соответственно для грунтов 1, 2, 3 категории при этом для фундаментов расположенных в районах со средней повторяемостью раз в 100 (зона, отмеченная на карте сейсмического районирования), раз в 1000 (зона 2) и раз в 10000 лет (зона 3), значение γ_{clq} следует умножить на 0,85 и на 1,15 соответственно;

γ_n - коэффициент надёжности принимаем равным 1,2.

Для скальных оснований

$$N_u= R_c\, b^1\, l^1 \qquad (3.47)$$

где – R_c - расчётное значение предела прочности на одноосное сжатие

$$b^1=b-2e_b \qquad l^1=l-2e_l \qquad (3.48)$$

$$e_b = \frac{M_{ст}^{(y)} + M_I^{(y)}\, 2^{Ks-I}}{N_{ст} + N_I\, 2^{Ks-I}} \qquad e_b = \frac{M_{ст}^{(x)} + M_I^{(x)}\, 2^{Ks-I}}{N_{ст} + N_I\, 2^{Ks-I}} \qquad (3.49)$$

e_b и e_l - соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок в направлении поперечной и продольной осей фундамента, м

l, b - длина и ширина подошвы фундамента, измеряемые вдоль центральных осей У и Х соответственно

$M^{(x)}$, $M^{(y)}$- моменты относительно осей Х, У.

Для нескальных оснований величина N_u определяется в соответствии с пунктом 2.63 в СНТ 2.02.01-16 «Основания зданий и сооружений»

$$N_u = b' l' (N_\Upsilon \xi_\Upsilon b' \Upsilon_I + N_q \xi_q \Upsilon'_I d + N_c \xi_c c_I), \qquad (3.50)$$

где = b′, l' определяются по формулам 3.48, 3.49, а все остальные параметры соответствуют пункту 2.63 в СНТ 2.02.01-16.

177. В случае, когда расчётный класс сейсмостойкости фундамента рассчитанный по частям 175,176 настоящей Инструкции, оказался больше предельной силы землетрясения, вызывающей отрыв фундамента от основания:

$$K_{\text{отр}} = I + \lg_2 \frac{M_{\text{ст}} - N^{b/6}}{N_I^{b/6} - M_I} \qquad (3.51)$$

необходимо определять расчётный класс сейсмостойкости фундамента по ограничению крена $К_s^{(1)}$ и предельных напряжений под нагруженной гранью фундамента $К_s^{(2)}$. При этом расчётный класс сейсмостойкости фундамента определится как наименьшее значение из расчётного класса $К_s^{(1)}$, $К_s^{(2)}$ и расчётного класса полученного согласно части 173 настоящей Инструкции.

178. Расчётный класс сейсмостойкости фундамента по условию ограничения его крена определится из выражения:

$$K_s^{(1)} = I + \lg_2 \frac{M_{\text{ст}} - 2N_{\text{ст}} P}{2N_I \rho - M_I} \qquad (3.52)$$

где ρ - радиус ядра сечения.

179. Расчётный класс сейсмостойкости фундамента по условию ограничения предельных напряжений под подошвой определяется из уравнения (3.32) в которых качестве предельно допустимой величины $Ф_{\text{пред.}}$ выступает предельно допустимая нормальная сила $N_{\text{пред}}$, определяемая по формуле:

$$N_{\text{пред.}} = P_b \cdot 1{,}5l \left(\frac{b}{2} - e_b\right) \qquad (3.53)$$

где $P_b = N_\gamma \varepsilon_\gamma b' \gamma_1 + N_q \varepsilon_q \gamma'_1 d + N_{\text{ст.}} \varepsilon_c c_1 \theta$

Все обозначения здесь соответствуют частью 176 настоящей Инструкции. Вместо $Ф_{\text{ст.}}$ и $Ф_1$ принимается соответственно нормальная сила на фундамент от статических нагрузок и от землетрясения силой I баллов.

180. Расчётный класс сейсмостойкости свайных фундаментов определяется по несущей способности свай на сжимающую нагрузку, по несущей способности свай на выдёргивание и по максимальному давлению боковой поверхности свай на грунт.

181. Расчётный класс сейсмостойкости свайного фундамента по условию обеспечения несущей способности свай по материалу определяется согласно частям 172, 173 настоящей Инструкции, а расчётный класс сейсмостойкости по

условию обеспечения по несущей способности свай по грунту определяется из уравнения (3.32), по величине нормальной силы сваи,

1) на сжатие (вдавливание) сваи

$$\Phi_{\text{пред.}} = 0.7(d - bK_s)R^H F + u\sum_{i=i_h}^{i=i_l}(a_i - b_i K_s)f_i^H l_i \qquad (3.54)$$

2) на растяжение (выдёргивание) сваи

$$\Phi_{\text{пред.}} = 0{,}56u\sum_{i=i_h}^{i=i_t}(a_i - b_i K_s)f_i^H l_i \qquad (3.55).$$

В уравнениях (3.54), (3.55)

R^H - нормативное сопротивление грунта под подошвой сваи (по СНТ 2.02.01-16);

F - площадь отпирания сваи на грунт;

u - периметр поперечного сечения сваи;

$f_i^H l_i$ - нормативное сопротивление и толщины i–го слоя грунта основания (по СНТ 2.02.01-16);

i_l - номер слоя основания под концом сваи на глубине l;

i – номер первого принимаемого в расчёт слоя основания, расположенного на глубине h, причём h=L при $l \leq 5$ м,

h=$^1/_L$ но не более 6 и не менее 3 при $l > 5$ м;

$$L = \sqrt{\frac{Kb_c}{EJ}}$$

где K – коэффициент пропорциональности грунта;

b_c=1,5 +0,5м – условная рабочая ширина сваи;

d - диаметр круглого или сторона прямоугольного (в плоскости, перпендикулярной действию горизонтальной нагрузки) сечение сваи;

EJ - погонная жёсткость сваи на изгиб.

Значения коэффициентов a_c, b_c, a_i, b_i приведены в таблице 4.

Таблица 4

Коэффициенты	Значения коэффициентов для различных грунтов					
	a_c, b_c для торца сваи a_i b_i			для боковых поверхностей свай		
				глинистые грунты		
	песчаные грунты	глинистые грунты	песчаные грунты	туго-пластичные	мягко-пластичные	текуче-пластичные
a	1,65	1,3	1,65	1,3	1,375	1,275
b	0,1	0,05	0,1	0,05	0,075	0,075

182. Расчётный класс сейсмостойкости по условию ограничения бокового давления сваи на грунт определяют исходя из предельной величины расчётной горизонтальной силы на одну сваю, определяемой по формуле:

$$H_{пред.} = \eta_1 \frac{\sigma_{ст} + 2^{Ks-I} \cdot \sigma_I}{n\sigma_{ст} + 2^{Ks-I}\sigma_t} \left[\gamma_1 Z\, tg(\varphi_1 - P(K_s))\right] + \varepsilon_1 C_1 b_c (L^2 EJ - N_{ст.} - N_t 2^{Ks-I}) \quad (3.56)$$

здесь $\sigma_{ст}$ – напряжение по боковой поверхности сваи от статической нагрузки;

σ_I - тоже от тестового сейсмического воздействия силой I баллов;

$$\sigma_I = \frac{0{,}7 L^3 H_I EJ}{b_c (L^2 EJ - N_I)}$$

$H_{ст}$, H_I - расчётная горизонтальная сила на одну сваю от статических нагрузок и от сейсмического воздействия силой I баллов;

$N_{ст}$, N_I - тоже вертикальная сила;η_I=0,7 для распорных и I для безраспорных конструкций;

η_I=0,7 для распорных и 1 для безраспорных конструкций;

ň=5,5-0,6 Ll где l - длина сваи;

γ_1 - удельный вес грунта;

Z - расчётная глубина принимая равной (1,2/L) м;

$\varphi_1 - P(K_s)$ - угол внутреннего трения грунта, причём:

$$P(K_s) = 0{,}5(K_s - 7) + 1{,}5(K_s - 7) + 2 \quad (3.57)$$

ε=0,6 для забивных и ε =0,3 для остальных свай и оболочек;

C_1 - коэффициент сцепления грунта.

183. Расчётный класс сейсмостойкости по условию устойчивости поезда на мосту определяется по формуле:

$$K_s = I + \lg_2 \left(\frac{Q}{K_H S_I} \cdot \frac{b_k}{2h}\right) \quad (3.58)$$

где Q - вес поезда; b_k=1,52 м – ширина колеи;

h=2,0 м расчётная высота центра тяжести поезда над уровнем головки рельса;

S_I - горизонтальная сейсмическая нагрузка на подвижный состав при действии тестового землетрясения силой I баллов;

K_H=1,2 коэффициент надёжности.

184. Расчётный класс сейсмостойкости по условию устойчивости пролётного строения против скольжения в уровне опорных частей.

$$K_s = I + \lg_2 \frac{[\tau]F + Gf}{fS_b(I) + K_H S_r(I)} \quad (3.59)$$

где $S_b^{(I)}$- вертикальная сейсмическая нагрузка на пролётные строения при действии тестового землетрясения силой I баллов;

$S_r^{(I)}$ - горизонтальная сейсмическая нагрузка на пролётные строения на действия тестового землетрясения силой I баллов, действующая поперёк оси моста;

G - вес пролётного строения;

f - коэффициент трения скольжения в интересующем уровне;

$[\tau]$ - допускаемое напряжение на срез элементов, обеспечивающих устойчивость против скольжения;

F - площадь нетто элементов, обеспечивающих устойчивость против скольжения;

$К_н$=1,2.

Примечание: Допускается не учитывать класс сейсмостойкости по условию устойчивости пролётного строения против скольжения, если расчётная подвижка U_p не превосходит половины размера опорных листов; величина подвижки U_p – определяется по формуле:

$$U_p = \frac{A_q T^2}{4\pi^2}\sqrt{1-\frac{16f^2}{\pi^2 A^2}}$$

где А – расчётное ускорение в долях q для района расположения моста (СНТ 2.01.08-2016 «Раздел 2, Раздел 3»);

Т- период основного тона колебаний системы;

f=0,1- коэффициент трения между сдвигающимися листами.

185. Расчётный класс сейсмостойкости по условию устойчивости пролётного строения против опрокидывания:

$$K_s = I + \lg_2 \frac{0.5b(Q+G)}{[S_I(h+h_c)+S_1(I)h_1]K_H} \qquad (3.60).$$

b - расстояние между осями площади опирания главных ферм пролётного строения поперёк оси моста;

S_I - горизонтальная сейсмическая нагрузка на подвижной состав, действующая поперёк оси моста;

$S_1^{(I)}$ - горизонтальная сейсмическая нагрузка пролётные строения действующая попёрёк моста;

h=2,0 м;

h_c - расстояние от цента шарниров опорных частей до головки рельсов;

h_1 - расстояние от центра шарниров опорных частей до центра тяжести пролётного строения;

K_H =1,1 – коэффициент надёжности.

186. Расчётный класс сейсмостойкости по условию скалывания бетона (каменной кладки) под подошвой опорной части определяется предельной сдвигающей нагрузкой по подошве опорной части. Величина предельной горизонтальной нагрузки определяется как минимальная из следующих величин:

$$q_1 = \frac{[\tau]}{cos^2 L^1} - \mathrm{P}\,\mathrm{t}g\,L_1$$

$$q_2 = 4\left(-Pc\,\mathrm{t}\,gL_2 + \frac{2[\sigma^p]}{\sin 2L_2}\right)$$

где $[\tau]$ - предельное сопротивление бетона (кладки) сдвигу;

$[\sigma^p]$ - то же растяжению;

углы L_1 и L_2 определяются по формуле:

$$L_1 = \frac{\pi}{4}e^{-0{,}676x}, \qquad L_2 = \frac{\pi}{4}(1+e^{-1{,}125x})$$

$$x = \frac{P}{q}\ , \qquad P = \frac{R}{bh}$$

где R – опорная реакция;

b – размер опорной части поперёк от действия горизонтальной нагрузки;

h – расстояние от края опорной площадки до дальнего торца подошвы опорной части.

РАЗДЕЛ X. ОПРЕДЕЛЕНИЕ МИНИМАЛЬНОЙ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ МОСТОВ

187. При определении минимальной сейсмостойкости расчет усилий в сооружении допускается производить как по спектральной методике, так и путем численного интегрирования на воздействие, заданное акселерограммой землетрясения, принимая в обоих случаях коэффициент предельных состояний равным K_1=1.

188. При определении минимальной сейсмостойкости учитываются все те нагрузки, что и при определении расчетного класса сейсмостойкости, но коэффициент сочетаний для временной нагрузки принимается при повторяемости землетрясений, определяющих балльность района расположения моста, раз в 100 лет n_c=0,9; при повторяемости землетрясений раз в 1000 лет n_c=0,7; при повторяемости землетрясения раз в 10000 лет n_c=0,5.

189. Жесткостные и инерционные характеристики конструкции для оценки минимальной сейсмостойкости определяются также, как и для оценки расчетного класса сейсмостойкости.

190. При определении минимальной сейсмостойкости коэффициенты неупругого сопротивления γ принимаются равными для элементов из бетона и железобетона – 0,06, для металлических элементов – 0,02, а для подвижного состава – 0,1.

191. При назначении расчетных схем мостов рекомендуется учитывать фрикционную связь в подвижных опорных частях каткового, валкового и секторного типа. Допускается моделировать эту связь демпфером вязкого трения с коэффициентом вязкого трения:

$$b = \frac{n_c R f}{\pi \omega И} \qquad (4.1)$$

где f = 0,01 расчетный коэффициент трения в опорной части;

R – опорная реакция;

И – максимальное смещение верха опоры, не вызывающее в ней раскрытия трещин выше допускаемого уровня;

ω – частота колебаний моста по первой форме.

192. Расчетные сейсмические нагрузки допускается определять по формуле (3.15), принимая в ней K_1=1.

193. Воздействие на сооружение, вызванное сейсмическими колебаниями окружающих масс воды и грунта при определении минимальной сейсмостойкости учитывается также, как и при определении расчетного класса сейсмостойкости.

194. Для приближенной оценки минимальной сейсмостойкости в запас прочности допускается пользоваться рекомендациями раздела VIII настоящей Инструкции.

195. Для определения минимальной сейсмостойкости допускается применение тех же формул и уравнений, что и для определения расчетного класса сейсмостойкости со следующими изменениями входящих в них параметров:

1) при определении минимальной сейсмостойкости естественных оснований коэффициент надежности $К_н$=2;

2) минимальная сейсмостойкость фундамента по условию ограничения его крена, а также минимальная сейсмостойкость сжато-изогнутых бетонных элементов по условию ограничения растягивающих напряжений определяются по формуле:

$$K_s = I + \lg_2 \frac{M_{CT} - 1{,}5N_{CT}\rho}{1{,}5N_1\rho - M_1} \qquad (4.2)$$

где обозначения такие же, как и в формуле 3.52;

3) при оценке минимальной сейсмостойкости по условиям устойчивости подвижного состава и пролетного строения (формулы 3.57, 3.58, 3.59) коэффициент надежности принимается $К_н$=1,5;

4) сейсмическое активное боковое давление грунта на опоры мостов и звенья труб определяется в соответствии с частью 196 настоящей Инструкции; пассивное давление грунта не учитывается.

196. Сейсмическое горизонтальное активное давление грунта на опоры мостов и звенья труб следует определять в зависимости от модуля деформации грунта E_0 в основании опоры (трубы).

При $E_0 > 600$ кг/см^2 давление насыпи высотой H на глубине от поверхности засыпки определяется по формуле:

$$q_c = AK_1\gamma_r H\left[1 - \frac{h}{4H}\left(3 - 9\frac{h}{H} + 10\frac{h^2}{H^2}\right)\right];$$

равнодействующая давления на единицу ширины стенки:

$$Ec = 0{,}75AK_1\,\gamma_г\,H^2;$$

плечо равнодействующей давления от основания стенки: e_c=0,59H

в случае $200 < E_0 < 600$ кг/см^2:

$q_c(h) = 2\,AK_1\,\gamma_г\,h$ при $h \le H/2$

$q_c(h) = 2\,AK_1\,\gamma_г\,(H-h)$ при $h > H/2$

равнодействующая давления на единицу ширины стенки:

$$Ec = 0{,}5AK_1\,\gamma\,H^2;$$

плечо равнодействующей давления от основания стенки:

$$e_c=H/2$$

В случае $E_0 < 200$ кг/см^2 сейсмическое активное давление определяется согласно частя 154 настоящей Инструкции.

При наличии воды выше уровня грунта, а также водонасыщения грунта учитываются положения частя 154 настоящей Инструкции при любых значениях E_0.

Примечание: Допускается уточнение эпюры давления путем численных расчетов системы «засыпка – сооружение – основание» в упругой стадии ее работы.

РАЗДЕЛ XI. ОСНОВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ, ПОВЫШАЮЩИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ МОСТОВ.

197. Для повышения сейсмостойкости мостов могут использоваться традиционные и специальные способы усиления.

При традиционном усилении развивают сечение элементов, определяющих класс сейсмостойкости сооружения. При этом возможно устройство «рубашек» на тело опоры, замена болтов крепления опорных частей и другие мероприятия, направленные на восприятие сейсмических нагрузок.

При специальном усилении изменяется динамическая расчетная схема моста, снижающая сами сейсмические нагрузки. К специальным мероприятиям относятся: устройство стопоров, замена жестких опорных частей гибкими или сдвигающимися, объединение пролетных строений тормозными поясами и т.п.

198. Устройство стопоров рекомендуется для всех мостов, пролетами более 18м и в районах с сейсмичностью 8 баллов и более. После устройства стопоров класс сейсмостойкости опорных частей не учитывается при оценке сейсмостойкости моста.

199. В случаях, если расчетный класс сейсмостойкости моста определяется сейсмостойкостью фундамента или тела опоры, целесообразными антисейсмическими мероприятиями являются:

1) устройство гибких опорных частей;

2) устройство сдвигающихся опорных частей;

3) перераспределение продольной сейсмической нагрузки между опорами за счет устройства тормозного пояса.

200. Устройство гибких опорных частей наиболее целесообразно в случаях, когда масса пролетного строения не превосходит удвоенной приведенной массы опоры. В остальных случаях целесообразно устройство сдвигающихся опорных частей.

201. Оптимальная податливость гибких опорных частей определяется из условия:

$$k_r=fk_o$$

где k_r – парциальная частота колебаний пролетного строения;

k_o – частота колебаний опоры без пролетного строения;

f – коэффициент, зависящий от отношения массы пролетного строения (m_n) к приведенной массе опоры (m_o) (рис.1).

Приведенная масса опоры определяется по формуле:

$$m_o=1/\delta\, k_o^2;$$

где δ – перемещение центра шарнира неподвижной опорной части от горизонтальной единичной нагрузки, приложенной в центре шарнира.

202. Пороговое значение силы трения, при которой происходит подвижка в сдвигающихся опорных частях, должно быть не менее, чем в 1,5 раза больше эксплуатационной горизонтальной нагрузки.

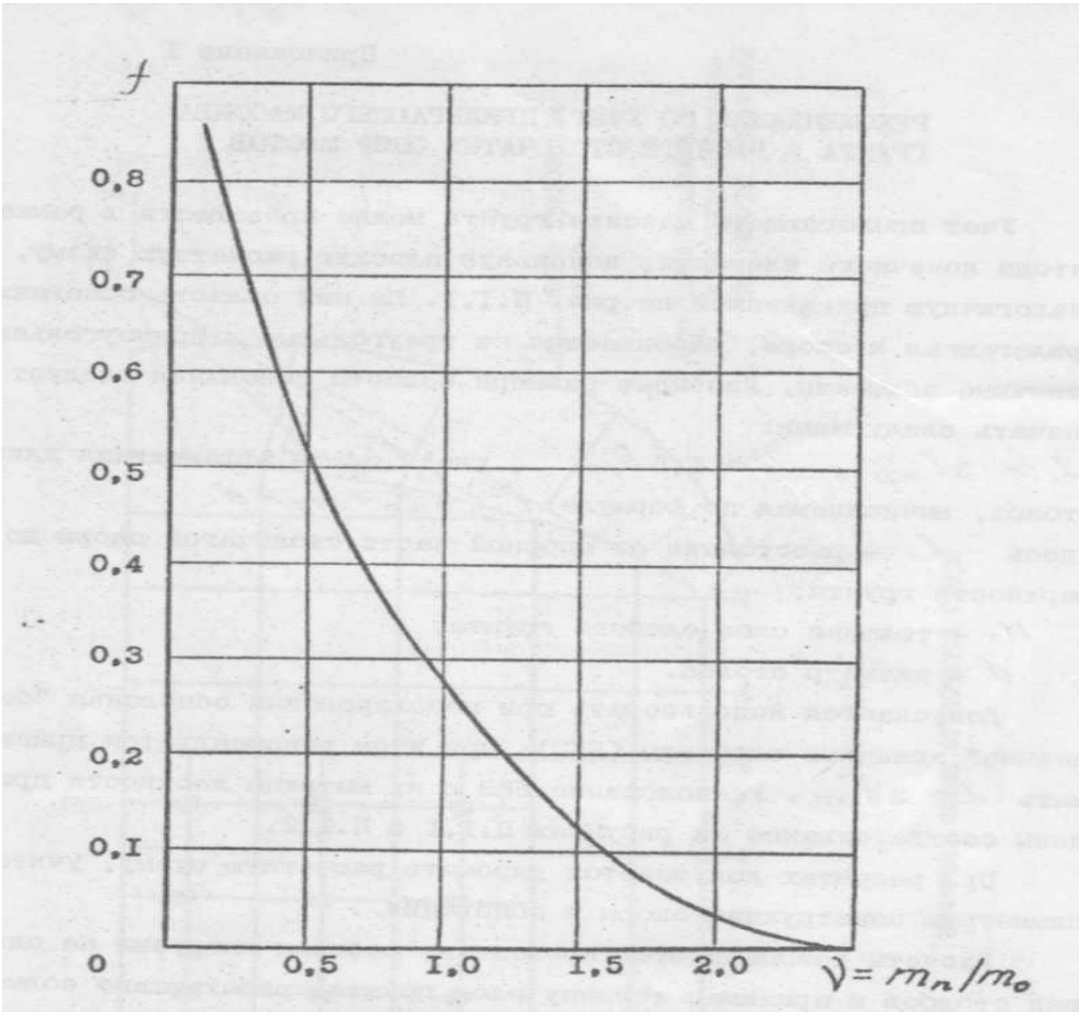

Рисунок.1. График зависимости коэффициента f от отношения массы пролетного строения (m_n) к приведенной массе опоры (m_o)

Приложение 1 «Инструкция по проектированию и оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов в сейсмических районах Туркменистана»

Перечень нормативных правовых актов и нормативных документов

1. СНТ 2.01.08-2016 «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. Раздел 2. Гидротехнические сооружения. Раздел 3. Транспортные сооружения.», зарегистрировано Министерством Адалат Туркменистана под № 1043 от 26 января 2017 года, утверждено приказом Министра строительства и архитектуры Туркменистана МВ-97 от 30 ноября 2016 года.

2. СНТ 2.02.01-16 «Основания зданий и сооружений», зарегистрировано Министерством Адалат Туркменистана под № 952 от 26 января 2016 года, утверждено приказом Министра строительства и архитектуры Туркменистана МВ-02 от 26 января 2016 года.

3. СНТ 2.05.03-16 «Мосты и трубы», зарегистрировано Министерством Адалат Туркменистана под № 1023 от 15 октября 2016 года, утверждено приказом Министра строительства и архитектуры Туркменистана МВ-80 от 26 сентября 2016 года.

4. СНТ 2.01.08-99* «Строительство в сейсмических районах. Раздел 1. Жилые, общественные, производственные здания и сооружения», зарегистрировано Министерством Адалат Туркменистана под № 462 от 25 августа 2008 года, утверждено приказом Министра строительства и архитектуры Туркменистана МВ-118 от 11 июня 2008 года.

5. «Инстркуция по проектированию оснований зданий и сооружений, возводимых на грунтах, обладающих плывунными и разжижающими свойствами в сейсмических районах Туркменистана», утверждено приказом Министра строительства и промышленности строительных материалов Туркменистана МВ-27 от 26 февраля 2007 года. (Приложение к СНТ 2.02.01-16)

6. ВСН 01-05 “Сейсмическое микрорайонирование территорий городов Туркменистана“ утверждено постановлением Министерства строительства и промышленности строительных материалов Туркменистана под № МК-23 от 15 апреля 2005 года.

7. СНТ 2.01.29-2000 «Защита от природных стихийных воздействий», утверждено постановлением Национального комитета архитектурно-строительного контроля при Кабинете Министров Туркменистана НК-13 от 30 мая 2000 года.

8. СНиП 3.06.07-86 Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. (СССР, 1995г.)

9. РСН-44-88. «Инструкция по оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов на сети железных и автомобильных дорог.» (Госстрой-ТССР, 1988г.)

10. СНиП 2.02.05-87 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками.»(СССР, 1987г.)

11. СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты.» (СССР, 1985г.)

12. Руководство по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками.(СССР, 1982г.)

13. Рекомендации по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений,возводимых в сейсмических районах. (СССР, 1975г.)

Приложение 2 «Инструкция по проектированию и оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов в сейсмических районах Туркменистана»

ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Акселерограмма (велосиграмма, сейсмограмма) – натуральная или искусственная хронограмма ускорений (скоростей, смещений) точки земной поверхности в процессе землетрясения (в общем случае векторная функция скалярного аргумента – времени).

Акустическая граница – исключающая отражение волн граница подобласти, условно вырезанной из неограниченной области основания.

Тяжелая жидкость – разжиженный грунт

Спектр реакции (действия, ответа, отклика) однокомпонентной акселерограммы – функция, связывающая между собой максимальное по модулю ускорение и соответствующий этому ускорению период (либо частоту) собственных колебаний одномассного линейного осциллятора, основание которого движется по закону, определяемому данной акселерограммой (обобщенная характеристика сейсмического воздействия).

Линейно спектральная теория – теория, основанная на разложении решения в ряд по формам собственных колебаний зданий или сооружений.

Вынутый грунт – грунт, извлеченный из области основания, занимаемой фундаментом.

Фрикционно-подвижные соединения - соединения на высокопрочных болтах, в которых за счет овальных отверстий предусматриваются взаимные смещения соединяемых пластин при превышении предельных усилий в конструкции задаваемых натяжением болтов.

Пакет расчетных акселерограмм – это набор акселерограмм, расчет по которым обеспечивает надежность конкретного строительного объекта на определенной строительной площадке.

Демпфер Ланчестера – демпфер, соединяющий сооружение с некоторой массой и обеспечивающий гашение колебаний сооружения.

Максимальное расчетное землетрясение – максимальное по силе (в баллах) землетрясение не вызывающее гибели людей и обрушения моста.

Спектр относительных скоростей – зависимость максимальных относительных скоростей маятника от периода его колебаний.

Спектр относительных смещений – зависимость максимальных относительных смещений маятника от периода его колебаний.

Обращающая нагрузка – это подвижная нагрузка на сети железных или автомобильных дорог, используемая в рассматриваемый момент времени.

Класс сейсмостойкости – максимальная сила землетрясения в баллах, которое сооружение переносит без перехода в предельное состояние.

Пассивные системы сейсмозащиты – системы сейсмозащиты, не требующие для работы источника энергии.

Полуактивные системы сейсмозащиты – это системы сейсмозащиты, работающие как пассивные, но требующие для включения ограниченный источник энергии.

Проектное землетрясение – максимальное по силе (в баллах) землетрясение не вызывающее нарушения нормальной эксплуатации моста.

Тиксотропные грунты – грунты, подверженные разжижению при динамических воздействиях.

Ситуационная сейсмичность – сейсмичность по картам сотрясаемости **(**Приложение 8 ”Карты сейсмического районирования и сейсмической повторяемости Туркменистана”настоящей Инструкции**).**

Приложение 3 «Инструкция по проектированию и оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов в сейсмических районах Туркменистана»

СПИСОК ПРИНЯТЫХ СОКРАЩЕНИЙ

Аббревиатура	Полное наименование
АЧХ	Амплитудно-частотная характеристика
БКЭ	Бесконечные элементы
ВОЗ	Возможный очаг землетрясения
ВФПС	Возможная функция предельного состояния
ВСП	Верхнее строение пути
ДГК	Динамический гаситель колебаний
ДСТ	Демпфер сухого трения
ИГИ	Инженерно-геологические изыскания
ЛСМ	Линейно-спектральная методика
МКР	Метод конечных разностей
МГЭ	Метод граничных элементов
МКЭ	Метод конечных элементов
МРЗ	Максимальное расчетное землетрясение
ОПС	Окончательное предельного состояние
ПЗ	Проектное землетрясение
ПК	Программный комплекс
ПКЭ	Протяженные конечные элементы
РОЧ	Резинометаллические опорные части
СМР	Сейсмомикрорайонирование
ФПС	Фрикционно-подвижные соединения на высокопрочных болтах

Приложение 4 «Инструкция по проектированию и оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов в сейсмических районах Туркменистана»

ПОСТАНОВКА ГРАНИЧНЫХ УСЛОВИЙ ПО КОНТУРУ ОГРАНИЧЕННОЙ РАСЧЕТНОЙ ОБЛАСТИ ОСНОВАНИЯ

1. Граница контакта ограниченной расчетной области с отброшенной частью системы включает:

1) вертикальные боковые линии ограниченной расчетной области.

2) горизонтальную линию понизу ограниченной расчетной области.

Границы показаны на рисунке 1.

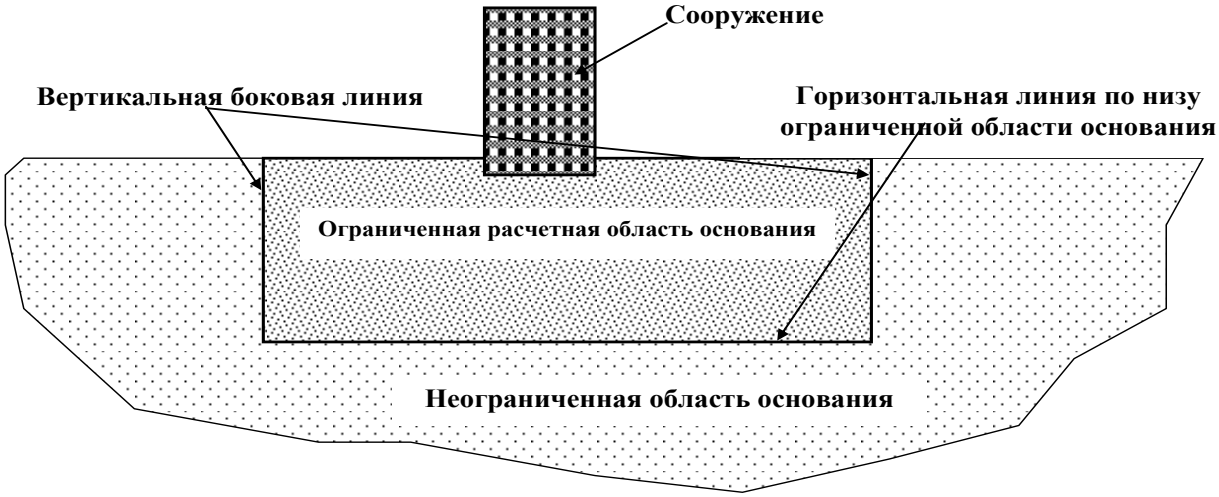

Рисунок 1- Расчетная схема основания с большим числом степеней свободы

2. По боковым границам условно выделенной из системы ограниченной области устанавливается демпфирующая (акустическая или неотражающая) граница. При этом затухание на единицу площади границы определяется по формуле:

$$\tilde{b}_z = \sqrt{E\rho}\ ;\ \tilde{b}_x = \sqrt{E\rho} \qquad (1)$$

где E – модуль упругости грунта основания;

ρ - плотность грунта

$\tilde{b}_z$, $\tilde{b}_x$ - параметры затухания вдоль осей x и z на единицу площади;

При моделировании границы конечными элементами в узлах элементов боковой границы устанавливаются демпферы с коэффициентом вязкого демпфирования b:

$$b_x = \tilde{b}_x \cdot t \cdot \frac{l_1 + l_2}{2} \; ; \; b_z = \tilde{b}_z \cdot t \cdot \frac{l_1 + l_2}{2} \qquad (2)$$

где t – размер ограниченной расчетной области основания из плоскости чертежа . (обычно $t = 1$м).

l_1, l_2 – размеры конечных элементов основания примыкающих к узлу границы (см. рисунок 2.)

3. По нижней линии области рекомендуется моделирование отброшенной части области упруго демпфированным стержнем на сплошном упруго демпфирующем Винклеровом основании (см. рисунок 3), характеризующимся коэффициентами жесткости K_z, K_x, погонной массой. $\rho \cdot F$ и показателем демпфирования к.

Жесткость основания по осям z и x определяется по формуле:

$$K_z = E_o b_0 t; \quad K_x = 0.6 \cdot K_z \qquad (3)$$

где b_0 – размерная константа, принимаемая равной: для песков - 1 м$^{-1}$;для супесей и суглинков – 1,2 м$^{-1}$ и для глин и крупнообломочных грунтов – 1,5 м$^{-1}$, t= 1 м;

E_0 – модуль деформации грунта на отметке расположения низа ограниченной расчетной области основания.

При моделировании границы конечными элементами в узлах элементов устанавливается пружина жесткостью $C = K(l_1 + l_2)/2$, где l_1 и l_2 – длины примыкающих к узлу конечных элементов (см. рисунки 4).

Затухание на единицу площади границы определяется по формуле

$$\tilde{b}_z = \sqrt{\frac{E_o p_0 b_0}{g}} \; ; \quad \tilde{b}_x = 0{,}6 \cdot b_z \qquad (4)$$

где $p_0 = 14$ кН/м^2,

g – ускорение силы тяжести.

Погонную массу и затухание в стержне следует определять по результатам динамических испытаний штампов на площадке строительства из условия соответствия передаточных функций или импульсных переходных функций модели и натурных данных.

4. При отсутствии экспериментальных данных допускается исключать распределяющий стержень из расчетной схемы. При этом рекомендуется кроме расчетов с модулем деформации E_0 проводить дополнительные расчеты с модулем деформации $E_0/2$ и $2E_0$.

5. Для уточнения параметров расчетной модели за счет включения в нее упруго-демпфированного весомого стержня необходимо задать три дополнительных параметра:

характеристику распределительной способности основания;

основной период собственных колебаний основания;

амплитуду установившихся вынужденных колебаний основания на некотором расстоянии от источника возмущения.

6. Распределительная способность основания характеризуется длиной зоны положительных прогибов от края приложения нагрузки (см. рисунок 5.)

Для указанной модели прогибы поверхности основания описываются уравнением:

$$w(z) = w_0 \cdot Y_1\left(\frac{z}{\lambda}\right) + \theta_0 \cdot \lambda \cdot Y_2\left(\frac{z}{\lambda}\right) - \frac{\lambda^4}{4} \cdot \sum_{z_1 < z} q \cdot \left(Y_1\left(\frac{z - z_1}{\lambda}\right) - 1\right) + \frac{\lambda^4}{4} \cdot \sum_{z_2 < z} q \cdot \left(Y_1\left(\frac{z - z_2}{\lambda}\right) - 1\right) \quad (5)$$

где

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{E_0 b_0}}; \quad Y_1(x) = ch(x) \cdot \cos(x); \quad Y_2(x) = \frac{1}{2} \cdot (ch(x) \cdot \sin(x) + sh(x) \cdot \cos(x));$$

$$Y_3(x) = \frac{1}{2} \cdot sh(x) \cdot \sin(x); \quad Y_4(x) = \frac{1}{4} \cdot (ch(x) \cdot \sin(x) - sh(x) \cdot \cos(x))$$

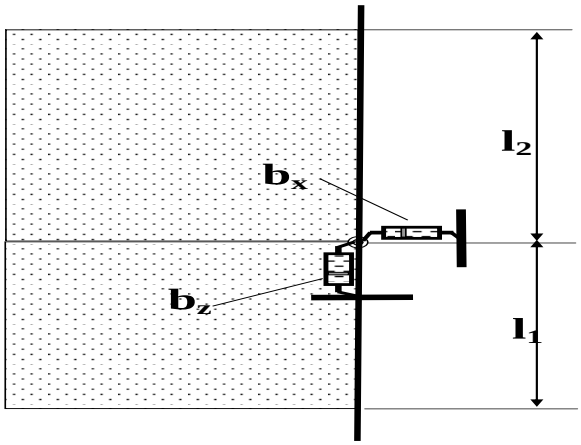

Рисунок 2 - Схема расстановки демпферов по боковой границе ограниченной расчетной области основания

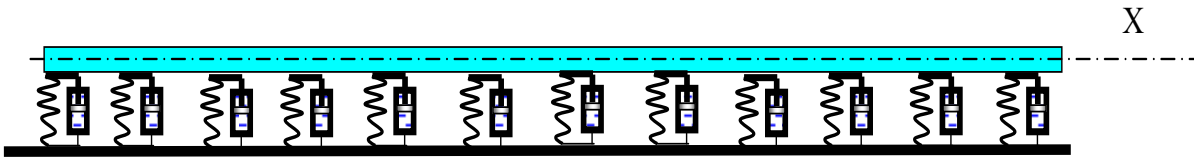

Рисунок 3 - Модель неограниченной области основания

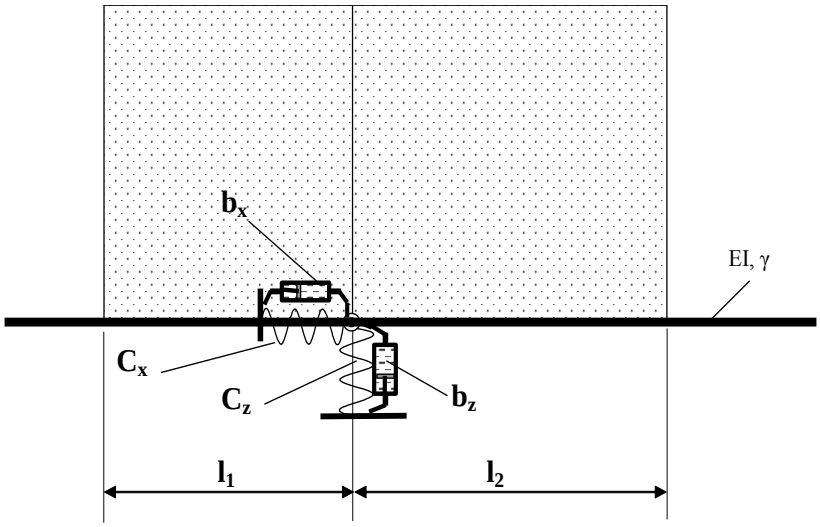

Рисунок 4 - Схема расстановки пружин по нижней границе ограниченной расчетной области основания

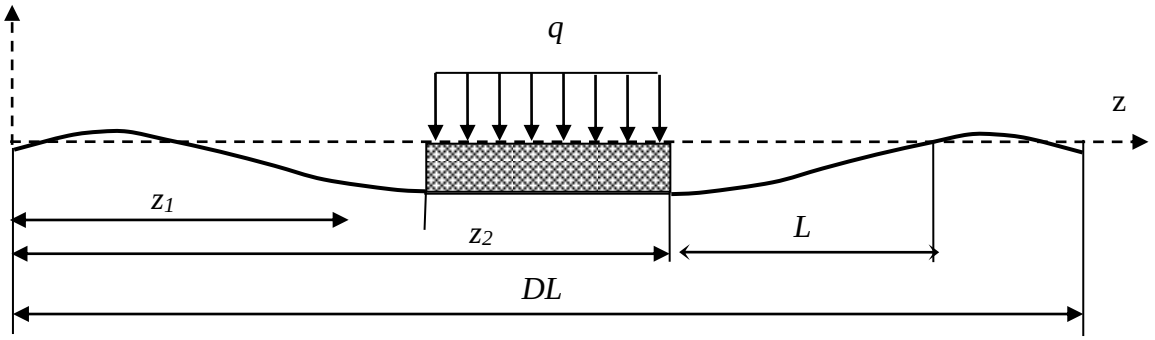

Рисунок 5 - Длина зоны L положительных прогибов от края приложения нагрузки.

Начальные параметры w_0 и θ_0 определяются из решения системы уравнений:

$$\begin{pmatrix} w_0 \\ \theta_0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\frac{4}{\lambda^2} Y_3\left(\frac{DL}{\lambda}\right) & -\frac{4}{\lambda} Y_4\left(\frac{DL}{\lambda}\right) \\ -\frac{4}{\lambda^3} Y_2\left(\frac{DL}{\lambda}\right) & -\frac{4}{\lambda^2} Y_3\left(\frac{DL}{\lambda}\right) \end{pmatrix}^{-1} * \begin{pmatrix} -\lambda^2 \cdot q \cdot \left(Y_3\left(\frac{DL - z_1}{\lambda}\right) - Y_3\left(\frac{DL - z_2}{\lambda}\right) \right) \\ -\lambda \cdot q \cdot \left(Y_2\left(\frac{DL - z_1}{\lambda}\right) - Y_2\left(\frac{DL - z_2}{\lambda}\right) \right) \end{pmatrix} \qquad (6)$$

На рисунке 6 приведен пример расчетных прогибов. Жесткость стержня EJ подбирается так, чтобы расчетная величина L совпала с натурной.

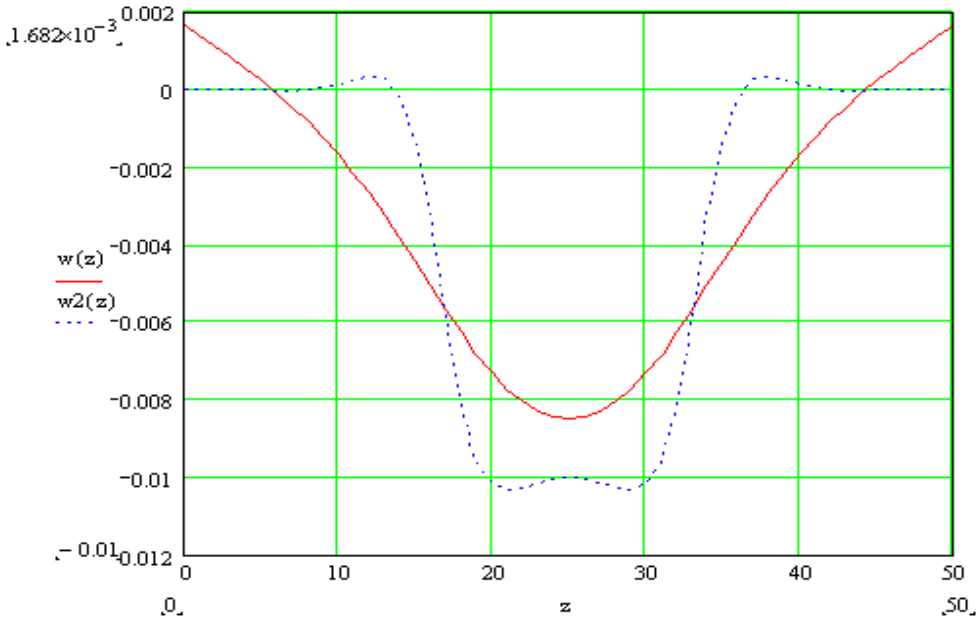

Рисунок 6 - Расчетные прогибы стержня под нагрузкой.
при EI = 1000000 Нм^2 (сплошная линия) и EI = 1000Нм^2(пунктир)

При этом жесткость стержня EJ определяется по формуле:

$$EJ = \frac{E_o \lambda^4}{4}, \qquad (7)$$

где величина λ определяется в зависимости от величины L по графику, приведенному на рисунке 7 или по формуле:

$$L(\lambda) = 17{,}05 - 29{,}193 \cdot e^{-0{,}2L} + 12{,}191 \cdot e^{-0{,}4L} \qquad (8)$$

7. Погонная масса стержня ρ·F определяется по формуле:

$$\rho F = \frac{K_z}{p^2} \cdot (1 + \frac{1}{\mu}) \qquad (9)$$

$\mu = \frac{K_z \cdot l^4}{EJ \cdot \pi^4}$; p – частота основного тона колебаний основания.

8. Показатель демпфирования в стержне к определяется на основе замера установившейся амплитуды от «точечного» источника (см. рисунок 8) на расстоянии x от этого источника. Рекомендуется принимать x в диапазоне от 5r до 20r, где r – фактический размер зоны возбуждения.

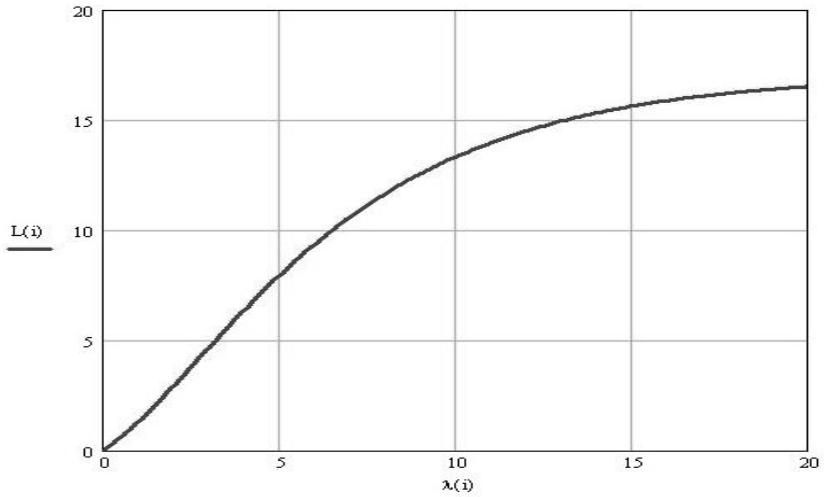

Рисунок 7 - Зависимость L(λ)

Расчетная величина амплитуды определяется по формуле:

$$A = \sqrt{S^2 + C^2} \qquad (10)$$

где

$$S = \sum_{i=1}^{10} s_i \cdot \cos(\alpha_i x), \; C = \sum_{i=1}^{10} c_i \cdot \cos(\alpha_i x)$$

$$s_i = \frac{\alpha_i^4 \cdot EJ + E_0 \cdot b_0 - \mu \cdot \omega^2}{(\alpha_i^4 \cdot EJ + E_0 \cdot b_0 - \mu \cdot \omega^2)^2 + (\kappa \cdot EJ \cdot \omega \cdot \alpha_i^2 + 2 \cdot n_0 \cdot E_0 \cdot b_0 \cdot \omega)^2}$$

$$c_i = \frac{\kappa \cdot EJ \cdot \omega \cdot \alpha_i^2 + 2 \cdot n_0 \cdot E_0 \cdot b_0 \cdot \omega}{(\alpha_i^4 \cdot EJ + E_0 \cdot b_0 - \mu \cdot \omega^2)^2 + (\kappa \cdot EJ \cdot \omega \cdot \alpha_i^2 + 2 \cdot n_0 \cdot E_0 \cdot b_0 \cdot \omega)^2},$$

где $\alpha_i = \frac{i \cdot \pi}{l}$

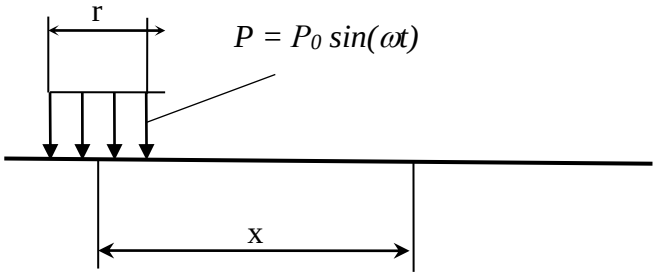

Рисунок 8- Схема динамического загружения основания

Приложение 5 «Инструкция по проектированию и оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов в сейсмических районах Туркменистана»

УЧЕТ ДЕМПФИРОВАНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ СООРУЖЕНИЯ ПРИ ПОСТРОЕНИИ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ

1. Исходными данными для построения разрешающих уравнений и проведения динамических расчетов являются упругодемпфирующие и инерционные параметры сооружения и основания, задаваемые матрицами жесткости (**R**), инерции (**M**), вязкого демпфирования (**B**). Для учета нелинейных свойств конструкции используются дополнительные данные, характеризующие эти свойства (коэффициенты трения в демпферах сухого трения, параметры пластичности материала и т.п.).

2. Для линейных расчетов уравнение движения имеет вид:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{B}\dot{\mathbf{Y}} + \mathbf{R}\mathbf{Y} = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Y}}_{\mathbf{o}}, \qquad (1)$$

где $\mathbf{Y}=\{y_1, y_2, \ldots y_i, \ldots, y_n\}$ – вектор обобщенных координат;

$\ddot{\mathbf{Y}}_{\mathbf{o}} = \sum_{S=1}^{3} \ddot{y}_{oS} \cdot \mathbf{V}_{pS}$ – вектор кинематических возбуждений;

$\ddot{y}_{oS}$ – расчетная акселерограмма в направлении “S” (S принимает значение x, y или z);

$\mathbf{V}_{pS}$ – вектор проекций воздействия на направления обобщенных координат.

Допускается использование однокомпонентного воздействия, при котором

$$\ddot{\mathbf{Y}}_{\mathbf{o}} = \ddot{y}_{o} \cdot \mathbf{V}_{p}$$

В частном случае, когда все массы смещаются сонаправленно с сейсмическим воздействием, вектор $\mathbf{V}_p$ состоит из :

единиц для элементов сооружения и нулей для элементов основания, то есть $\mathbf{V}_p=\{1, 1, \ldots, 1,0,0\ldots0\}$;

единиц для всех элементов сооружения и элементов основания при задании сейсмического воздействия на условной границе , т.е. $\mathbf{V}_p=\{1, 1, \ldots, 1\}$.

3. Матрицы **R** и **M**, входящие в уравнение (1), строятся стандартными методами строительной механики. Для построения матрицы **B** первоначально строится матрица $\mathbf{B}_c$ гистерезисного демпфирования по Е.С.Сорокину. Матрица $\mathbf{B}_c$ строится теми же методами и с использованием тех же программных средств, что и матрица жесткости **R**, но с заменой модулей упругости элементов конструкции E_k на соответствующие произведения $\gamma_k E_k$, где γ_k – коэффициент неупругого сопротивления k-го элемента конструкции. Вместо матриц **R** и $\mathbf{B}_c$ допускается вычислять обратные к ним матрицы: матрицу податливости $\mathbf{D}=\mathbf{R}^{-1}$ и матрицу $\mathbf{B}_c^{-1}$.

Матрица эквивалентного вязкого демпфирования вычисляется по матричной формуле:

$$\mathbf{B} = X^{-1} \Lambda^{1/2} X \mathbf{B}_c, \qquad (2)$$

где $\mathbf{X}$ и $\mathbf{\Lambda}$ – соответственно матрица собственных векторов $\|x_{ij}\|$ и диагональная матрица собственных чисел $\lceil \ldots \lambda_i \ldots \rfloor$ матрицы $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{R}$.

4. Коэффициенты неупругого сопротивления (γ) для некоторых материалов допускается принимать по таблице 1. Значения коэффициентов допускается уточнять на основе экспериментальных данных.

Таблица 1.

Материалы и конструкции	Коэффициент неупругого сопротивления γ	
	упругая работа конструкции	неупругая работа конструкции
Сталь	0,03	0,05
Бетон и железобетон	0.07	0,1
Подвижной состав железных дорог	0,1	0,12

Приложение 6 «Инструкция по проектированию и оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов в сейсмических районах Туркменистана»

ЗНАЧЕНИЯ АМПЛИТУДЫ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ДЛЯ РАСЧЕТА НА ДЕЙСТВИЕ ПРОЕКТНОГО И МАКСИМАЛЬНОГО РАСЧЕТНОГО ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

Значения амплитуды сейсмического воздействия (величины А) для расчета на действие проектного и максимального расчетного землетрясений (ПЗ и МРЗ) в зависимости от сроков службы сооружения и периода основного тона его колебаний приведены в таблице 1. При расчете по линейно-спектральной методике (ЛСМ) с использованием кривой динамичности СНТ 2.01.08-99* «Раздел 1.» вне зависимости от фактического периода колебаний сооружения следует пользоваться столбцом с Т=0,5 с.

Расчетные уровни сейсмического воздействия в долях g

Таблица 1

Ситуационная сейсмичность в баллах по картам повторяемости			**Вид воздействия**	**Преобладающий период воздействия, с**			**Планируемый срок службы**
Чаще, чем раз в 500лет А	**Реже, чем раз в 500 лет, чаще, чем раз в 500ле В**	**Реже, чем раз в 5000лет С**		0.2	0.5	2	**годы**
10	10	10	ПЗ	0,8788	0,5598	0,2632	100
				0,9982	0,6427	0,2923	300
			МРЗ	1,6224	1,0294	0,4161	100
				1,7772	1,1227	0,4453	300
9	10	10	ПЗ	0,5481	0,3531	0,1567	100
				0,9230	0,5917	0,2746	300
			МРЗ	1,51342	0,9635	0,3955	100
				1,68292	1,0659	0,4275	300
9	9	10	ПЗ	0,4503	0,2880	0,1345	100
				0,5481	0,3531	0,1567	300
			МРЗ	1,2540	0,8050	0,3454	100
				1,4314	0,9139	0,3799	300
8	9	10	ПЗ	0,3378	0,2162	0,0911	100
				0,5069	0,3266	0,1479	300

			МРЗ	1,2535	0,8050	0,3454	100
				1,4314	0,9136	0,3799	300
9	9	9	ПЗ	**0,4394**	**0,2800**	**0,1316**	100
				0,4991	0,3214	0,1462	300
			МРЗ	0,8111	0,5147	0,2081	100
				0,8886	0,5614	0,2226	300
8	9	9	ПЗ	**0,2740**	**0,1766**	**0,0784**	100
				0,4615	0,2959	0,1373	300
			МРЗ	0,7567	0,4818	0,1978	100
				0,8415	0,5330	0,2138	300
8	8	9	ПЗ	**0,2239**	**0,1431**	**0,0670**	100
				0,2719	**0,1753**	**0,0779**	300
			МРЗ	0,6270	0,4025	0,1727	100
				0,7157	0,4569	0,1899	300
7	8	9	ПЗ	**0,1553**	**0,1006**	**0,0434**	100
				0,2514	**0,1620**	**0,0735**	300
			МРЗ	0,6268	**0,4025**	0,1727	100
				0,7157	0,4568	0,1899	300
8	8	8	ПЗ	**0,2185**	**0,1393**	**0,0656**	100
				0,2485	**0,1600**	**0,0728**	300
			МРЗ	0,4056	0,2573	0,1040	100
				0,4443	0,2807	0,1113	300
7	8	8	ПЗ	**0,1276**	**0,0846**	**0,0387**	100
				0,2297	**0,1472**	**0,0684**	300
			МРЗ	0,3784	0,2409	0,0989	100
				0,4207	0,2665	0,1069	300
7	7	8	ПЗ	0,0946	0,0664	0,0335	100
				0,1294	0,0857	0,0390	300
			МРЗ	0,3135	0,2012	0,0863	100
				0,3579	0,2285	0,0950	300
6	7	8	ПЗ	**0,0750**	**0,0550**	**0,0300**	100
				0,1160	**0,0781**	**0,0368**	300
			МРЗ	0,3134	0,2012	0,0864	100
				0,3579	0,2284	0,0950	300
7	7	7	ПЗ	0,0898	0,0639	0,0328	100
				0,1139	0,0770	0,0364	300
			МРЗ	0,2023	0,1285	0,0520	100
			МРЗ	0,2219	0,1402	0,0556	300
6	7	7	ПЗ	**0,0720**	**0,0554**	**0,0300**	100
				0,0996	**0,0691**	**0,0342**	300
			МРЗ	0,1883	0,1202	0,0494	100
				0,2100	0,1331	0,0534	300

6	6	7	ПЗ	**0,0330**	**0,0310**	**0,0240**	100
				0,0590	**0,0480**	**0,0280**	300
			МРЗ	0,1537	0,0997	0,0432	100
				0,1776	0,1138	0,0475	300
Примечания: 1 В таблице выделены значения, соответствующие СНТ 2.01.08-99* «Раздел 1.»; 2 При построении таблицы за эталон были приняты сооружения с периодом 0,5с и вероятностями превышения за срок службы для ПЗ 12,35%, а МРЗ – 0,1%;							

Приложение 7 «Инструкция по проектированию и оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов в сейсмических районах Туркменистана»

РАСЧЕТ ПРОТЯЖЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ С ДИСКРЕТНЫМ ОПИРАНИЕМ НА ОСНОВАНИЕ

Расчет сооружений с дискретным опиранием по линейно-спектральной методике необходимо производить при расстоянии между опорами:

более 70 м;

более 30 м, при общей протяженности сооружения более 300 м.

Допускается выполнять расчет более коротких сооружений на дискретных опорах, если имеются спектральные кривые и взаимные корреляционные функции воздействия под каждой из опор.

Для сооружений с дискретным опиранием при расстоянии между дискретными опорами менее 70 м при отсутствии спектральных кривых и взаимных корреляционных функций воздействия под каждой опорой допускается проводить двойной расчет сооружения:

по СНТ 2.01.08-99* «Раздел 1.» в предположении синхронности колебаний опор;

по настоящему приложению, допускающему несинхронность колебаний отдельных опор.

При расчете протяженных сооружений рекомендуется учитывать упруго-демпфирующие свойства оснований.

Усилия в элементах многоопорной конструкции вычисляются независимо от взаимного смещения опор $H^{(sup)}$ и от сейсмической инерционной нагрузки $H^{(sif)}$.

При наличии данных о расположении очага возможного землетрясения и его магнитуды допускается использование гипотезы разделения воздействия на две составляющие: замороженную бегущую волну и статистически независимые возмущения опор, и проведение расчетов усилий по частьям 5-8 настоящего приложения.

1) Определение усилий от инерционной сейсмической нагрузки

1.Усилия от инерционной сейсмической нагрузки вычисляются отдельно по каждой форме колебаний от движения каждой из опор, а при расчете с использованием частья 5 настоящего приложения от каждой составляющей возмущений опоры “k”.

2. Вычисление усилий осуществляется статически, причем к i-ой массе сооружения прикладывается соответствующая инерционная сейсмическая нагрузка $S_{ij}^{(k)}$ по форме колебаний “j” при возмущении опоры “k”.

3. Сейсмическая нагрузка $S_{ij}^{(k)}$ от возмущения в месте расположения опоры "k" вычисляется по формулам (4.7)-(4.10) под каждой из опор в отдельности.

Коэффициент формы $\eta_{ij}^{(k)}$, входящий в формулу (4.7), следует вычислять по формуле

$$\eta_{ij}^{(k)} = x_{ij} \cdot d_j^{(k)} \qquad (1)$$

где x_{ij} – i- ая координата j – того собственного вектора;

$d_j^{(k)}$ – коэффициент разложения нагрузки под опорой «k» по формам колебаний «j», вычисляемый по формуле:

$$d_j^{(k)} = \frac{\sum_{\ell=1}^{n} x_{\ell j} \cdot m_\ell \cdot Vp_\ell^{(k)}}{\sum_{\ell=1}^{n} x_{\ell j}^2 m_\ell}, \qquad (2)$$

где $Vp_\ell^{(k)}$ – элемент вектора распределения воздействия под k-ой опорой между обобщенными координатами, вычисляемый по формуле:

$$Vp_\ell^{(k)} = \sum_{s=1}^{n} \delta_{\ell s} \cdot C_{sk}, \qquad (3)$$

где $\delta_{\ell s}$ – элементы матрицы единичных смещений;

C_{sk} – реакция по направлению массы m_s от единичного смещения опоры «k».

4. Расчетное усилие $H_{calc,\,i}^{(sif)}$ от сейсмической инерционной нагрузки без учета разделения воздействия на составляющие рекомендуется определять по формуле:

$$H_{calc,\,i}^{(sif)} = \left[\sum_{k=1}^{N} \sum_{j=1}^{nf} \sum_{r=1}^{nf} \sum_{s=1}^{N} \chi_{ksjr} \varepsilon_{rj} h_{ir}^{(k)} h_{ij}^{(s)} \right]^{\frac{1}{2}} \qquad (4)$$

где s, k – номера опор;

r, j – номера форм колебаний;

$h_{ir}^{(k)}$ – усилия в i-ом элементе конструкции по r-ой форме колебаний, вызванные возмущениями k-ой опоры;

$h_{ij}^{(s)}$ – усилия в i-ом элементе конструкции по j-ой форме колебаний, вызванные возмущениями s-ой опоры;

χ_{ksjr} – коэффициент, учитывающий взаимную корреляцию реакций сооружения в точках «k» и «s»;

ε_{rj} – коэффициент корреляции форм колебаний.

Коэффициент χ_{ksjr} определяется в соответствии с частью 14 настоящего приложения.

Коэффициент ε_{rj} определяется по формуле (4.12). Входящие в эту формулу коэффициенты неупругого сопротивления по j-ой форме колебаний γ_j определяются по формуле (4.9).

Коэффициенты неупругого сопротивления для некоторых материалов допускается принимать по таблице 1 «Учет демпфирования в элементах сооружения при построении расчетной схемы» приложение 5 к настоящей Инструкции.

Если собственные частоты колебаний системы отличаются более чем на 30%, допускается принимать ε_{rj}:

$$\left.\begin{array}{lll} \text{при} & r \neq j & 0; \\ \text{при} & r = j & 1. \end{array}\right\} \qquad (5)$$

5. Расчетное усилие $H^{(sif)}_{calc,\,i}$ от инерционной нагрузки с учетом разделения воздействия на бегущую волну и некоррелированные процессы, вызываемые статистически независимыми колебаниями опор, рекомендуется определять по формуле

$$H^{(sif)}_{calc,\,i} = \left[\sum_{k=1}^{2N} \sum_{j=1}^{nf} \sum_{r=1}^{nf} \sum_{s=1}^{2N} \chi_{ksjr} \varepsilon_{rj} z^{(k)}_{ir} z^{(s)}_{ij} \right]^{\frac{1}{2}}, \qquad (6)$$

где $z^{(k)}_{ir}, z^{(s)}_{ij}$ – составляющие усилия в i-ом элементе конструкции по r-ой и j-ой формам колебаний, вызванные возмущениями k-ой и s-ой опоры, соответственно.

Значения $z^{(k)}_{ir}$ вычисляются через соответствующие значения $h^{(k)}_{ir}$ в зависимости от гипоцентрального расстояния и магнитуды в соответствии с частью 6.

Коэффициент χ_{ksjr} определяется в соответствии с частью 14.

6. Если $k < N$ то $z^{(k)}_{ir}$ представляет составляющую возмущения в виде замороженной бегущей волны и вычисляется по формуле:

$$z^{(k)}_{ir} = h^{(k)}_{ir} \cdot \alpha_{1r}, \qquad (7)$$

где α_{1r} – коэффициент, показывающий величину вклада в расчетное усилие составляющей воздействия в виде бегущей замороженной волны, который вычисляется по формуле

$$\alpha_{1_r} = \frac{u_{\max}}{t_0^2} \cdot \frac{\beta_{st}}{\beta_r} \cdot \frac{1}{A \cdot g}, \qquad (8)$$

где β_r – коэффициент динамичности, вычисляемый по СНТ 2.01.08-99* «Раздел 1.»;

A – максимальное расчетное ускорение в долях ускорения силы тяжести g , вычисляемое в соответствии с рекомендуемом «Значения амплитуды сейсмическо-

го воздействия для расчета на действие проектного и максимального расчетного землетрясений» Приложения 6 к настоящей Инструкции;

u_{max} – остаточные смещения, вычисляемые по формуле (2.1);

t_0 – период бегущей волны, вычисляемый по формуле (2.5);

β_{st} – коэффициент динамичности для воздействия в виде замороженной бегущей волны, определяемый по формуле:

$$\left.\begin{array}{ll} при\ \ T < 0,68 & 3,837 - 2,093 \cdot e^{-7,5T} - 0,717 \cdot e^{-15T}; \\ при\ \ 0,68 < T < 2 & \beta(T) \cdot k^2 \cdot \left(\dfrac{\left(-0,7575 \cdot T + 1,5151\right) + e^{\frac{-\gamma \cdot \pi}{4}}}{\left(-0,7575 \cdot T + 1,5151\right) + e^{\frac{-\gamma_{эт} \cdot \pi}{4}}} \right); \\ при\ \ T > 2 & \beta(T) \cdot k^2 \cdot e^{\frac{\pi \cdot (\gamma_{эт} - \gamma)}{4}}. \end{array}\right\}, \qquad (9)$$

где $\beta(T)$ – коэффициент динамичности, вычисляемый по формуле

$$\left.\begin{array}{ll} \text{при}\ \ T < t_0 & \dfrac{1}{(2\pi)^2}\left(\dfrac{T}{t_0}\right)^2\left(1+\sqrt{5-4\cos 2\pi\left(\dfrac{t_0}{T}\right)}\right); \\ \text{при}\ \ T > t_0 & \dfrac{2}{(2\pi)^2}\left(\dfrac{T}{t_0}\right)^2\left(1-\cos 2\pi\left(\dfrac{t_0}{T}\right)\right), \end{array}\right\}, \qquad (10)$$

где t_0 – период бегущей волны, вычисляемый по формуле (2.5).

7. Если $k > N$, то $z_{ir}^{(k)}$ представляет составляющую возмущения в виде случайного некоррелированного процесса и вычисляется по формуле:

$$z_{ir}^{(k)} = h_{ir}^{(k)} \cdot \alpha_{2r}, \qquad (11)$$

где α_{2r} – коэффициент, показывающий величину вклада в расчетное усилие составляющей воздействия в виде некоррелированного случайного процесса, который вычисляется по формуле:

$$\alpha_{2r} = \sqrt{1-\alpha_{1_r}^2}. \qquad (12)$$

8. Если $k < N$ и $s > N$ или $k > N$ и $s < N$, то можно считать процессы некоррелированными, принимая $\chi_{ksjr} = 0$.

2) Определение усилий в конструкции от смещений опор

9. Усилия $H^{(sup)}$ от смещения опор без учета разделения воздействий вычисляются стандартными методами строительной механики от каждой из опор в отдельности.

$$H_{ik}^{(sup)} = f_{ik} \cdot \Delta_k \qquad (13)$$

где f_{ik} – i-тое усилие, вызванное единичным смещением опоры “k“;

Δ_k – максимальное смещение опоры “k“.

Величину Δ_k следует назначать по данным изысканий. При отсутствии необходимых сейсмологических данных допускается принимать

$$\Delta_k = \frac{T_1^2}{4\pi^2} \cdot \beta(T_1) \qquad (14)$$

где T_1 – период основного тона колебаний конструкции.

При этом величина Δ_k принимается не более величины $1,2u_{max}$, где u_{max} определяется по формуле (2.1). Если данные о расположении и силе возможных очагов землетрясений отсутствуют, значение u_{max} вычисляется для гипоцентрального расстояния R=5 км и магнитуды M равной 5, 6 и 7 для расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов, соответственно.

При отсутствии разделения воздействий расчетное усилие $H_{calc,i}^{(sup)}$ следует вычислять по формуле :

$$H_{calc,i}^{(sup)} = \left[\sum_{k=1}^{N} \sum_{s=1}^{N} K_{ks} H_{ik}^{(sup)} H_{is}^{(sup)} \right]^{\frac{1}{2}}, \qquad (15)$$

где K_{ks} – коэффициент корреляции колебаний точек в местах расположения опор «k» и «s». Величина K_{ks} определяется в соответствии с частями 13, 14 настоящего приложения.

При учете разделения воздействий расчетное усилие $H_{calc,i}^{(sup)}$ следует вычислять по формуле :

$$H_{calc,i}^{(sup)} = H_i^{(frw)} + \left[\sum_{k=1}^{N} \sum_{s=1}^{N} K_{ks} H_{ik}^{(inc)} H_{is}^{(inc)} \right]^{\frac{1}{2}}, \qquad (16)$$

где K_{ks} – коэффициент корреляции колебаний точек в местах расположения опор «k» и «s». Величина K_{ks} определяется в соответствии с частью 14 данного приложения.

$H_i^{(frw)}$ – усилие в i – том элементе конструкции от смещений опор, вызванных действием бегущей замороженной волны, определяемое по формуле:

$$H_i^{(frw)} = \sum_{k=1}^{N} f_{ik} \cdot \Delta_{frw}^{(k)}$$

здесь $\Delta_{frw}^{(k)}$ перемещения под k-ой опорой на фронте бегущей волны, определяемое согласно формулам (2.2)-(2.4)

Усилия в i – том элементе конструкции от смещений опор, вызванных действием некоррелированного случайного процесса, определяется по формуле:

$$H_{ik}^{(inc)} = f_{ik} \cdot \Delta_{inc}^{(k)}, \qquad (17)$$

где $\Delta_{inc}^{(k)}$ - перемещения под k – ой опорой, определяемые по формуле:

$$\Delta_{inc} = \sqrt{\Delta^2 - \left(\Delta_{frw}^{(fast)}\right)^2} \qquad (18)$$

здесь $\Delta_{frw}^{(fast)}$

$$\Delta_{frw}^{(fast)} = \frac{a_{frw}}{k_1^2}, \qquad (19)$$

$$a_{frw} = \frac{4.385}{R} \qquad (20)$$

$$\Delta = \frac{A \cdot g}{k_1^2} \qquad (21)$$

3) Способы учета корреляции возмущения под опорами

10. При расположении сооружения на однородной толще грунтов I категории при расстоянии между опорами до 100 м допускается использование гипотезы бегущей замороженной волны и расчет коэффициентов корреляции по части 14.

11. При пересечении сооружением разломов и резком изменении грунтовых условий по длине сооружения (расположением опор сооружения на грунтах разной категории) допускается использовании гипотезы статистической независимости колебаний опор и расчет коэффициентов корреляции по части 13.

12. При отсутствии необходимой информации о сейсмогеологических условиях площадки строительства следует выполнять двойной расчет сооружения по части 10, части 11 данного приложения.

4) Определение коэффициентов корреляции, учитывающих колебания точек дневной поверхности

13. При использовании гипотезы о статистической независимости колебаний опор, в соответствии с частью 11 рекомендуется принимать коэффициент корреляции колебаний опор K_{ks} и коэффициент, учитывающий корреляцию точек дневной поверхности χ_{ksjr}:

$$\left.\begin{array}{lll} \text{при} & k \neq s & 0; \\ \text{при} & k = s & 1. \end{array}\right\} \qquad (22)$$

В этом случае рекомендуется определять усилие $H_i^{(sif)(k)}$ от сейсмической инерционной нагрузки в i-ом элементе конструкции, вызванное колебаниями опоры «k» по формуле:

$$H_i^{(sif)(k)} = \left[\sum_{j=1}^{nf}\sum_{r=1}^{nf} \varepsilon_{rj} h_{ir}^{(k)} h_{ij}^{(k)}\right]^{\frac{1}{2}}, \qquad (23)$$

а расчетные усилия от инерционной сейсмической нагрузки определять по формуле:

$$H_{calc,i}^{(sif)} = \left[\sum_{k=1}^{N} \left(H_i^{(sif)^{(k)}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \qquad (24)$$

Коэффициент ε_{rj} определяется по формуле (4.12).

14. При использовании гипотезы замороженной бегущей волны коэффициент χ_{ksjr} определяется по формуле:

$$\chi_{ksjr} = \cos\left(\frac{k_j + k_r}{2V_{sw}} \cdot L_{ks} \right), \qquad (25)$$

где V_{sw} – скорость волн сдвига в грунтовом основании;

L_{ks} – расстояние между опорами «s» и «k».

Коэффициент корреляции колебаний опор K_{ks} определяется по формуле

$$K_{ks} = \frac{e^{-2\tau_{sk}}}{\tau_{sk}} \qquad (26)$$

где

$$\tau_{sk} = \frac{L_{sk}}{V}, \qquad (27)$$

где L_{sk} – расстояние между опорами s и k;

V – скорость распространения сейсмической волны.

Приложение 8 «Инструкция по проектированию и оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов в сейсмических районах Туркменистана»

КАРТЫ СЕЙСМИЧЕСКОГО РАЙОНИРОВАНИЯ И СЕЙСМИЧЕСКОЙ ПОВТОРЯЕМОСТИ ТУРКМЕНИСТАНА

Составлены на основе национальной карты сейсмического районорования Туркменистана 2017 года и с учетам сложившегося подъема уровня грунтовых вод.

СИТУАЦИОННАЯ СЕЙСМИЧНОСТЬ ПО КАРТАМ ПОВТОРЯЕМОСТИ:

A – ЧАЩЕ, ЧЕМ РАЗ В 500 ЛЕТ
B – РЕЖЕ, ЧЕМ РАЗ В 500, ЧАЩЕ, ЧЕМ РАЗ В 5000 ЛЕТ
C – РЕЖЕ, ЧЕМ РАЗ В 5000 ЛЕТ

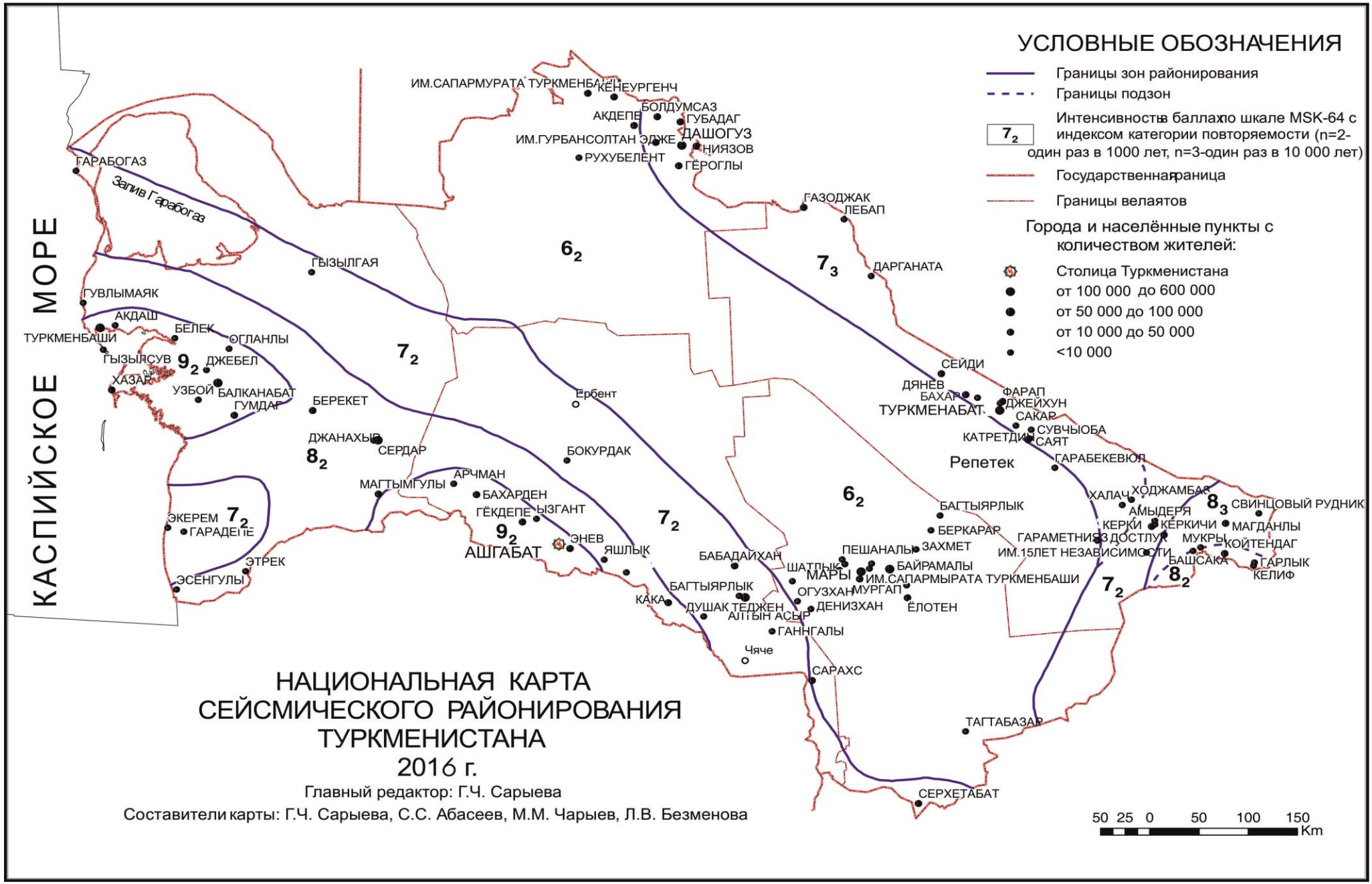

Рисунок 1. - Национальная карта сейсмического районирования Туркменистана

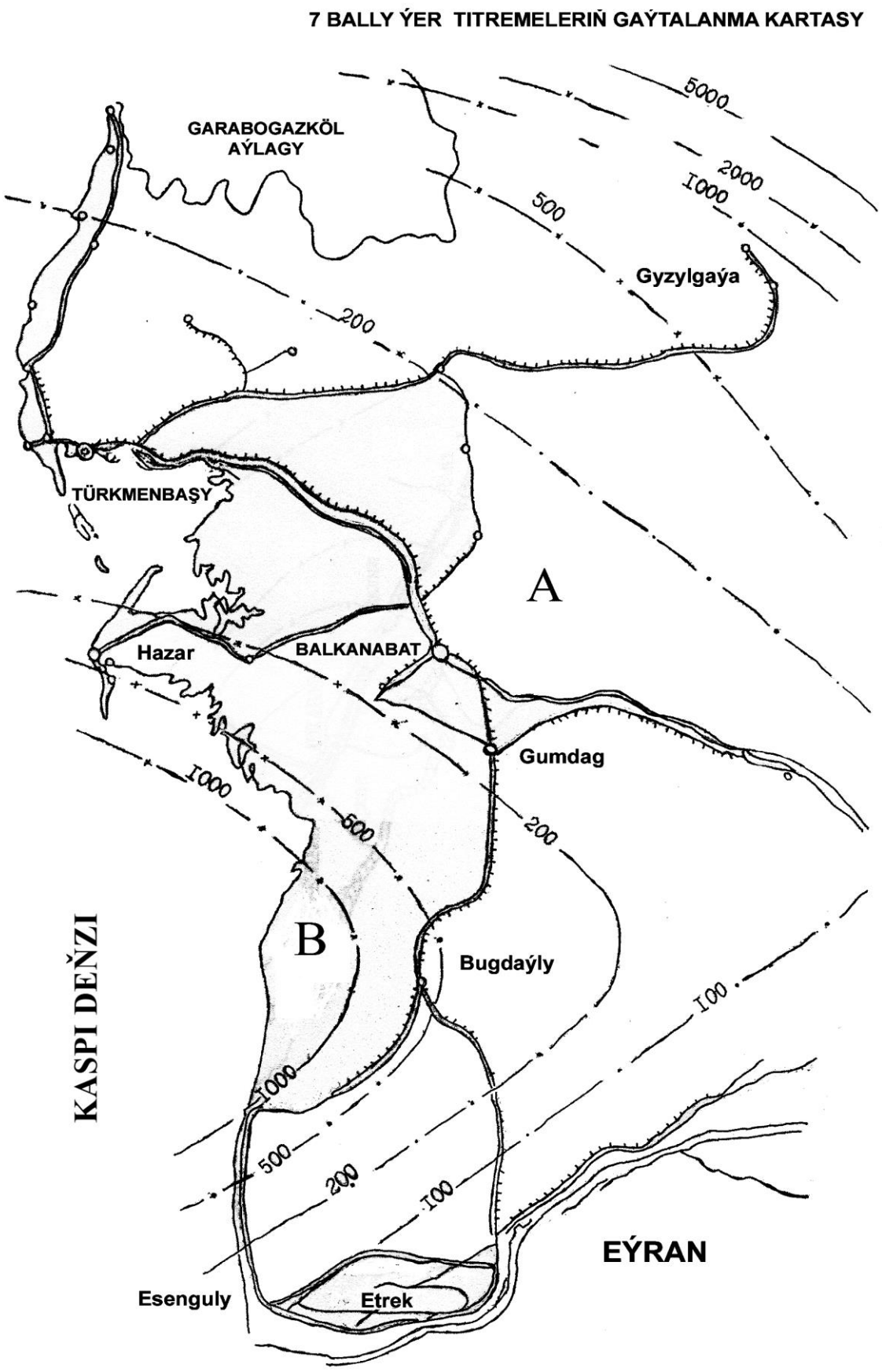

Рисунок 2. – Карта повторяемости 7-балльных землетрясений

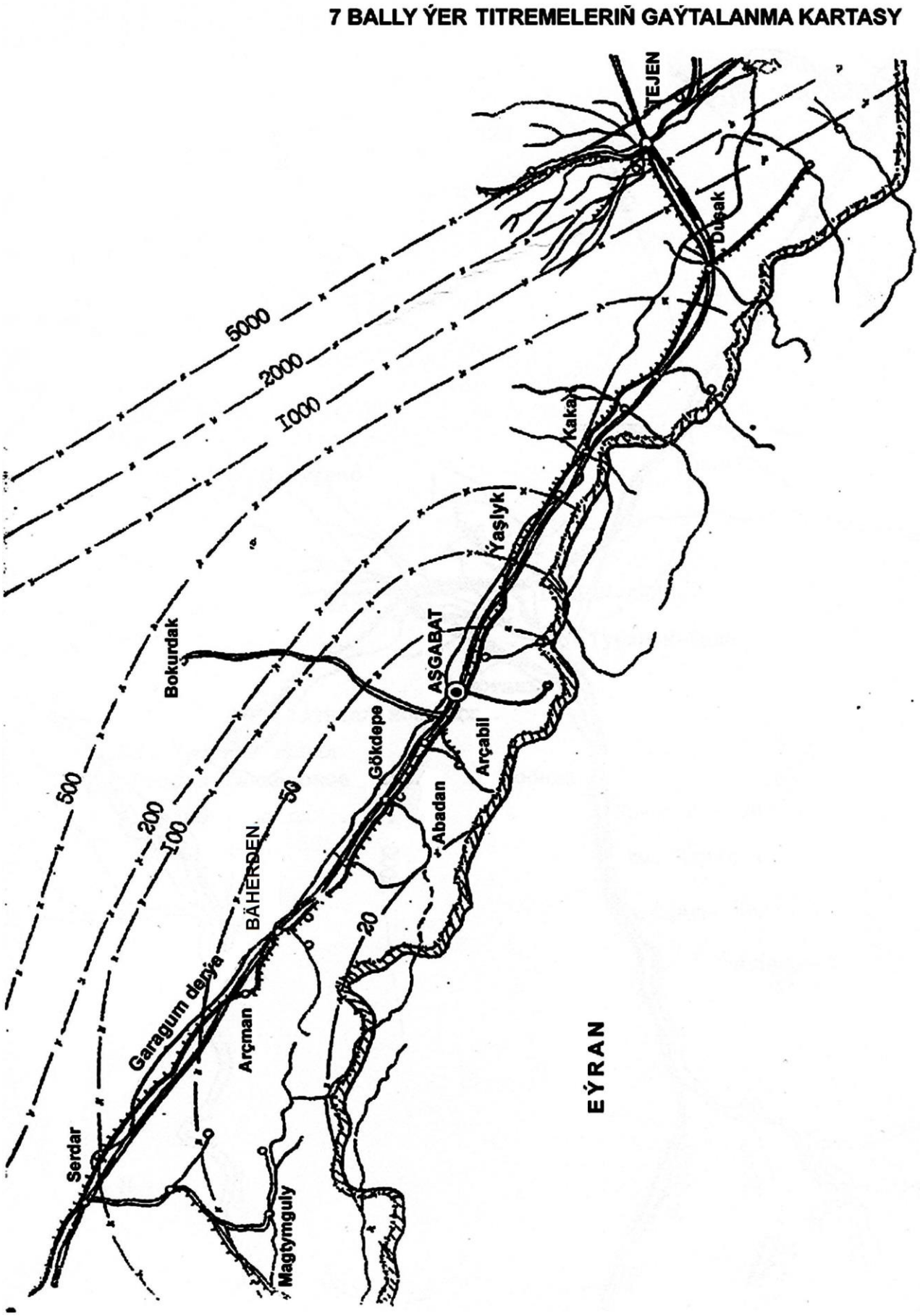

Рисунок 3. – Карта повторяемости 7-балльных землетрясений

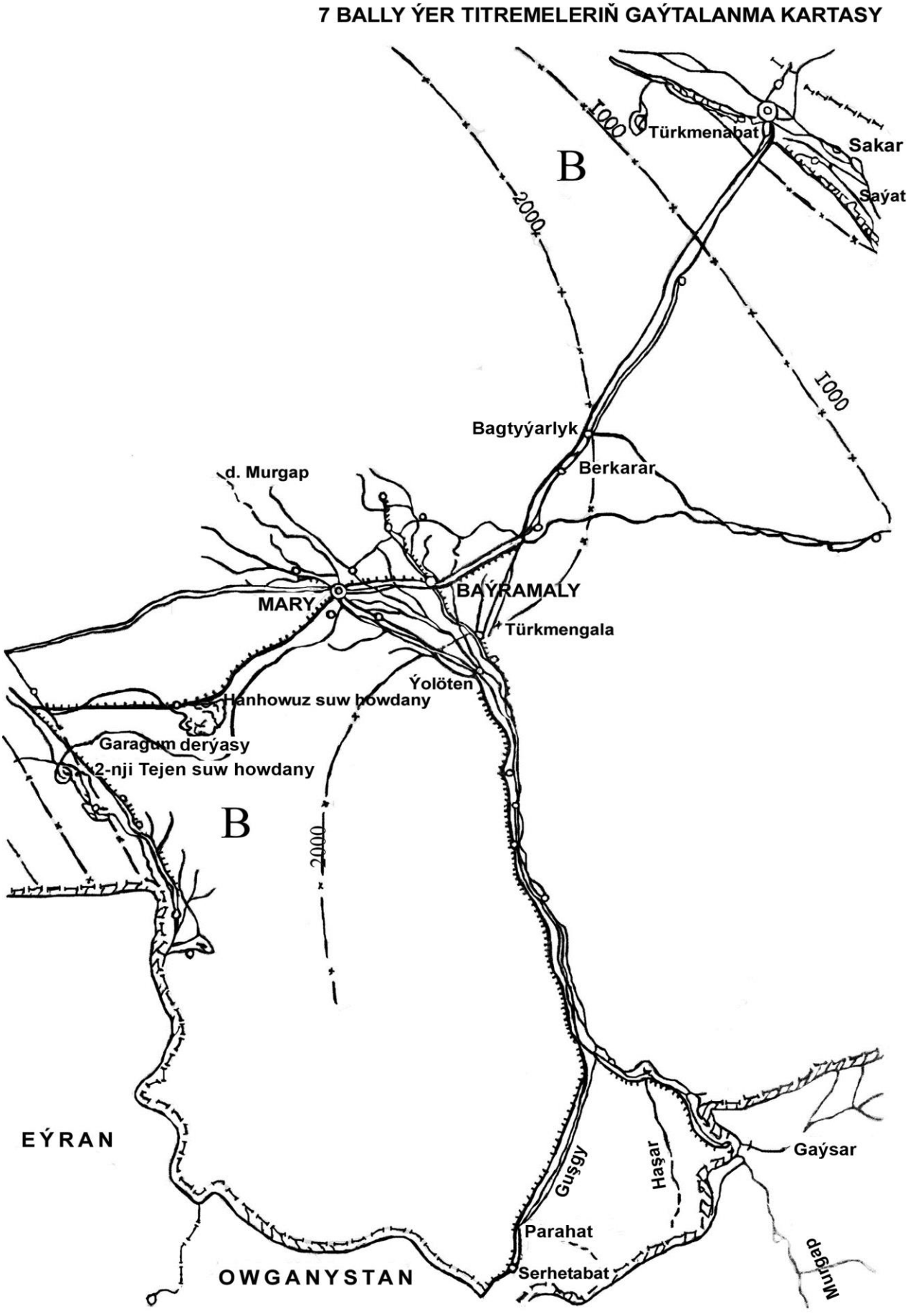

Рисунок 4. – Карта повторяемости 7-балльных землетрясений

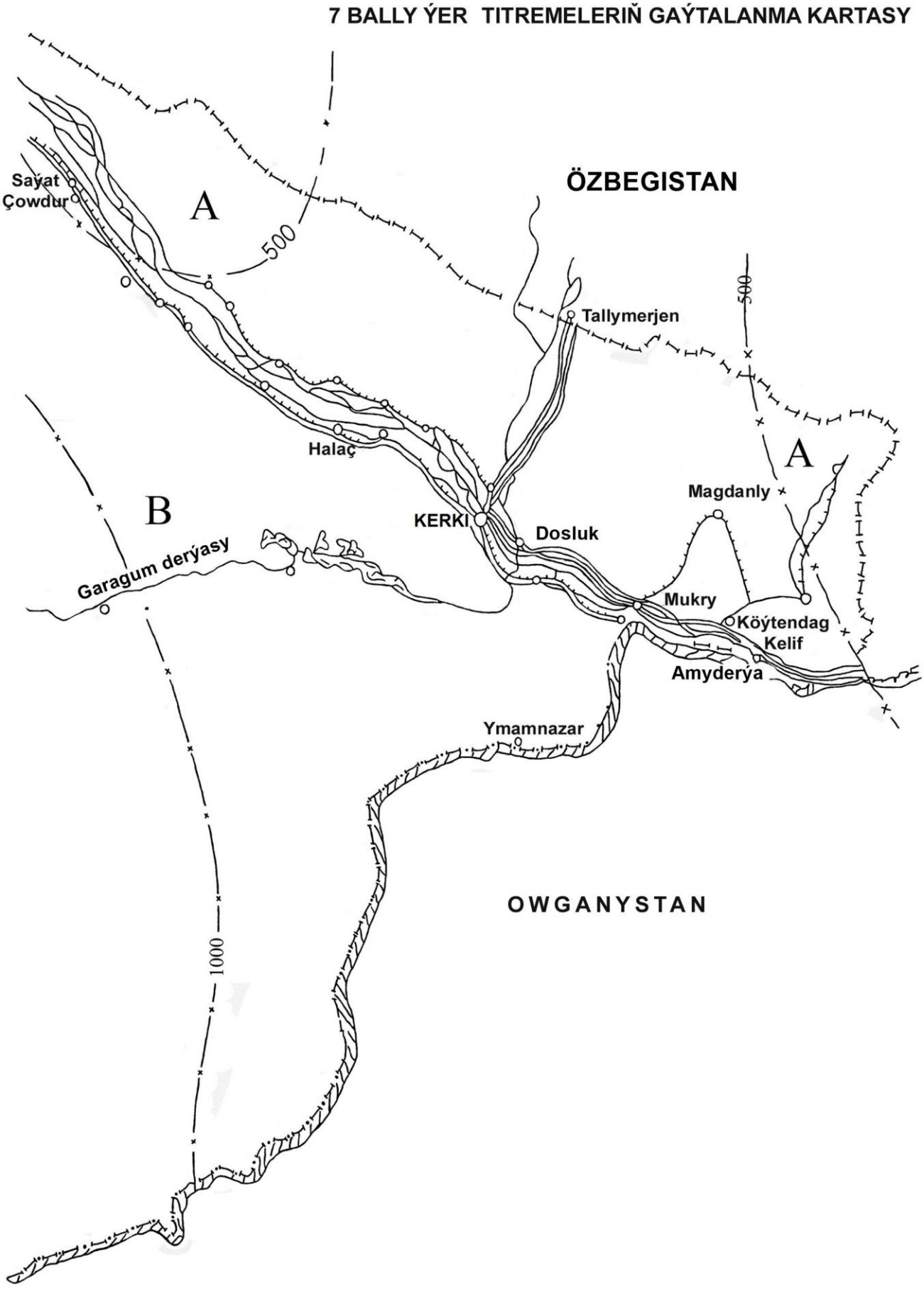

Рисунок 5. – Карта повторяемости 7-балльных землетрясений

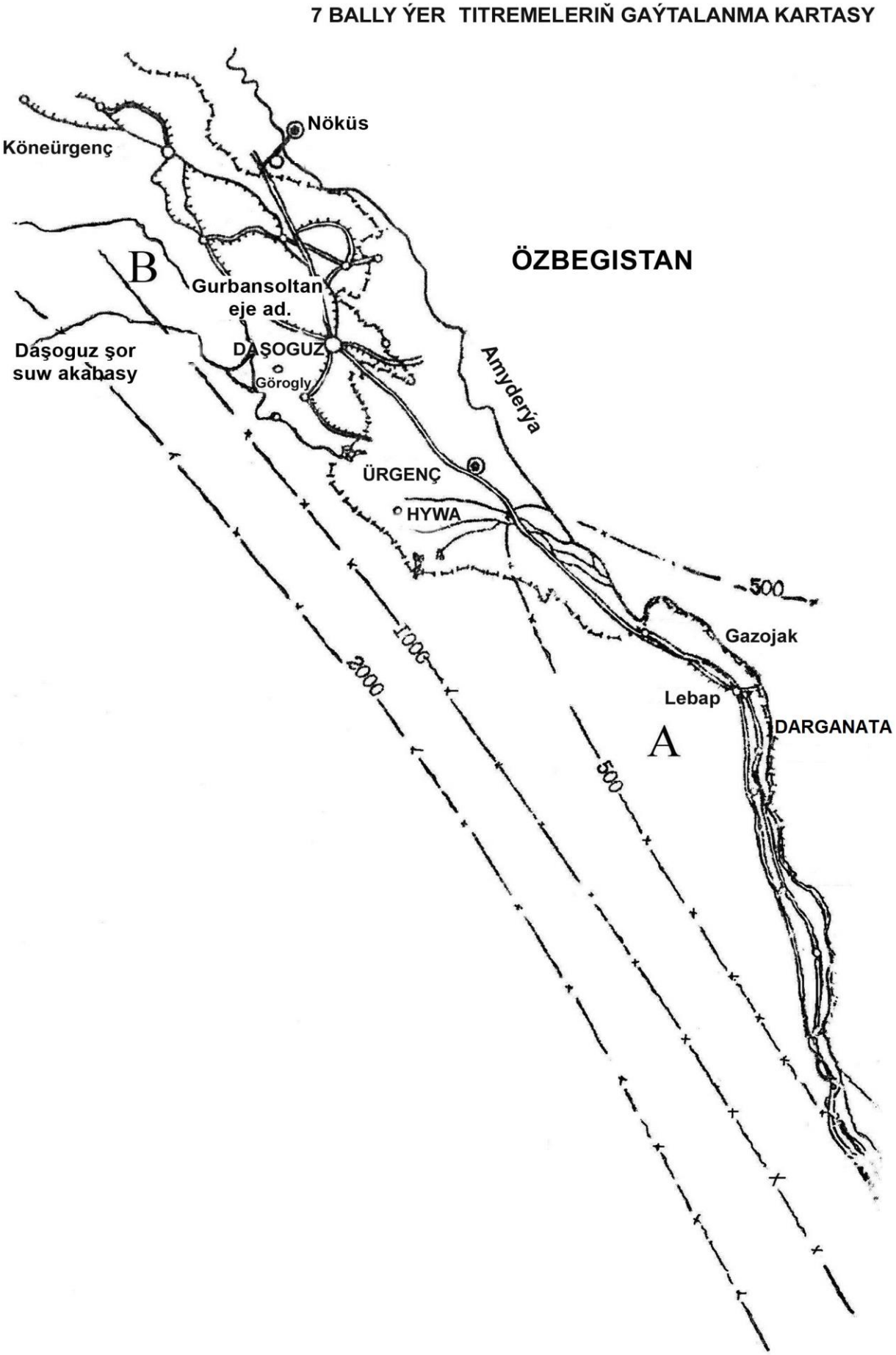

Рисунок 6. – Карта повторяемости 7-балльных землетрясений

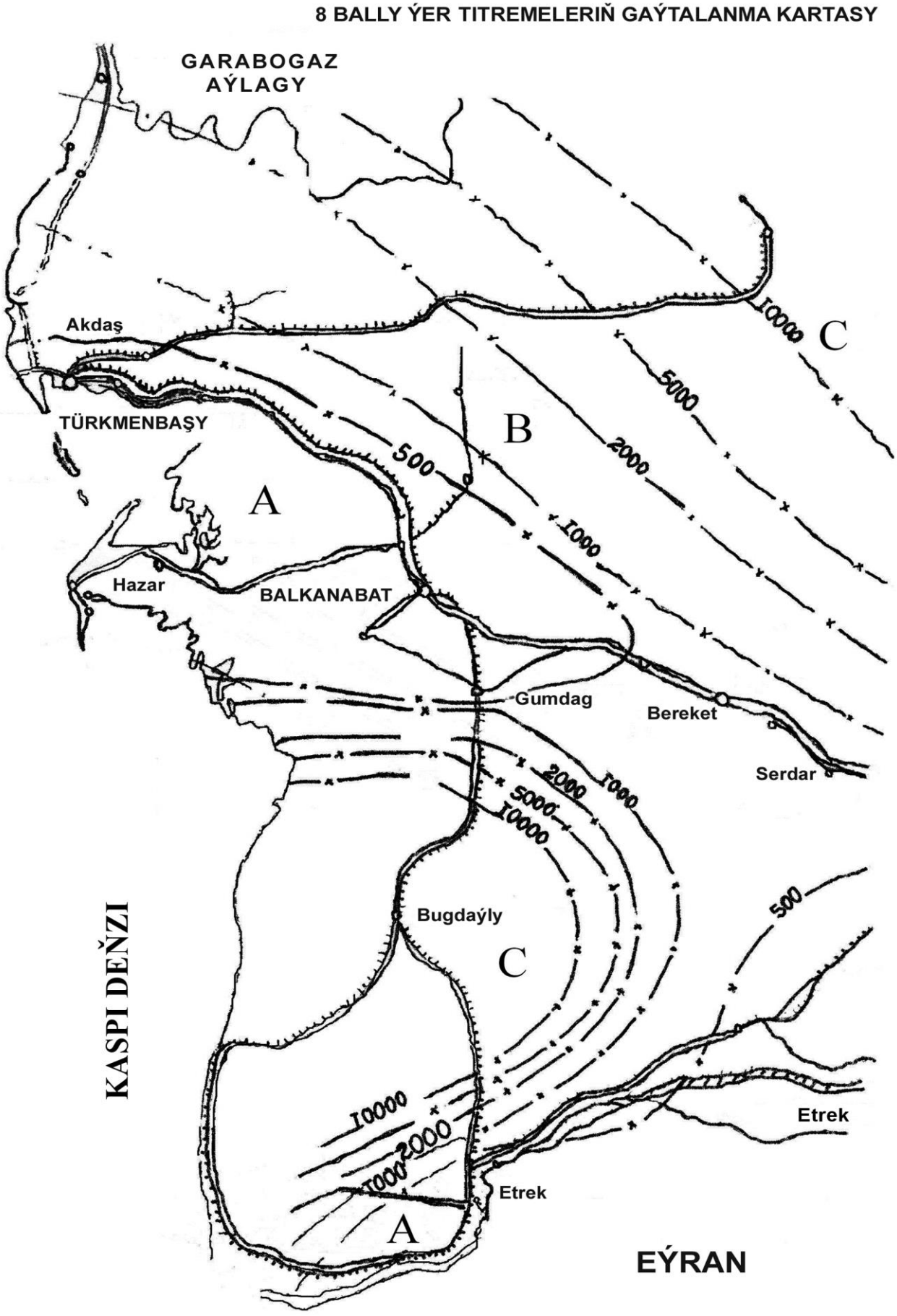

Рисунок 7. – Карта повторяемости 8-балльных землетрясений

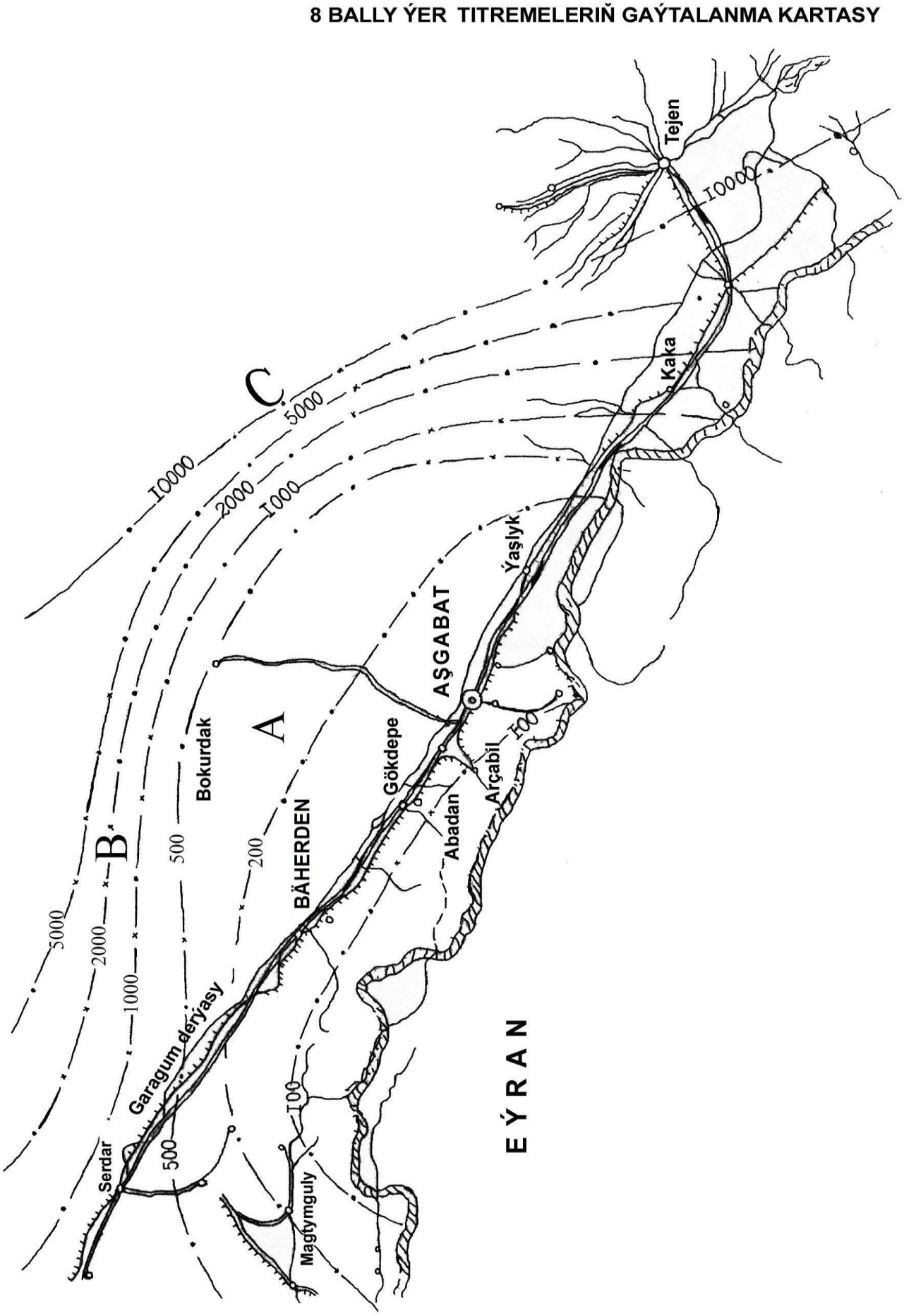

Рисунок 8. – Карта повторяемости 8-балльных землетрясений

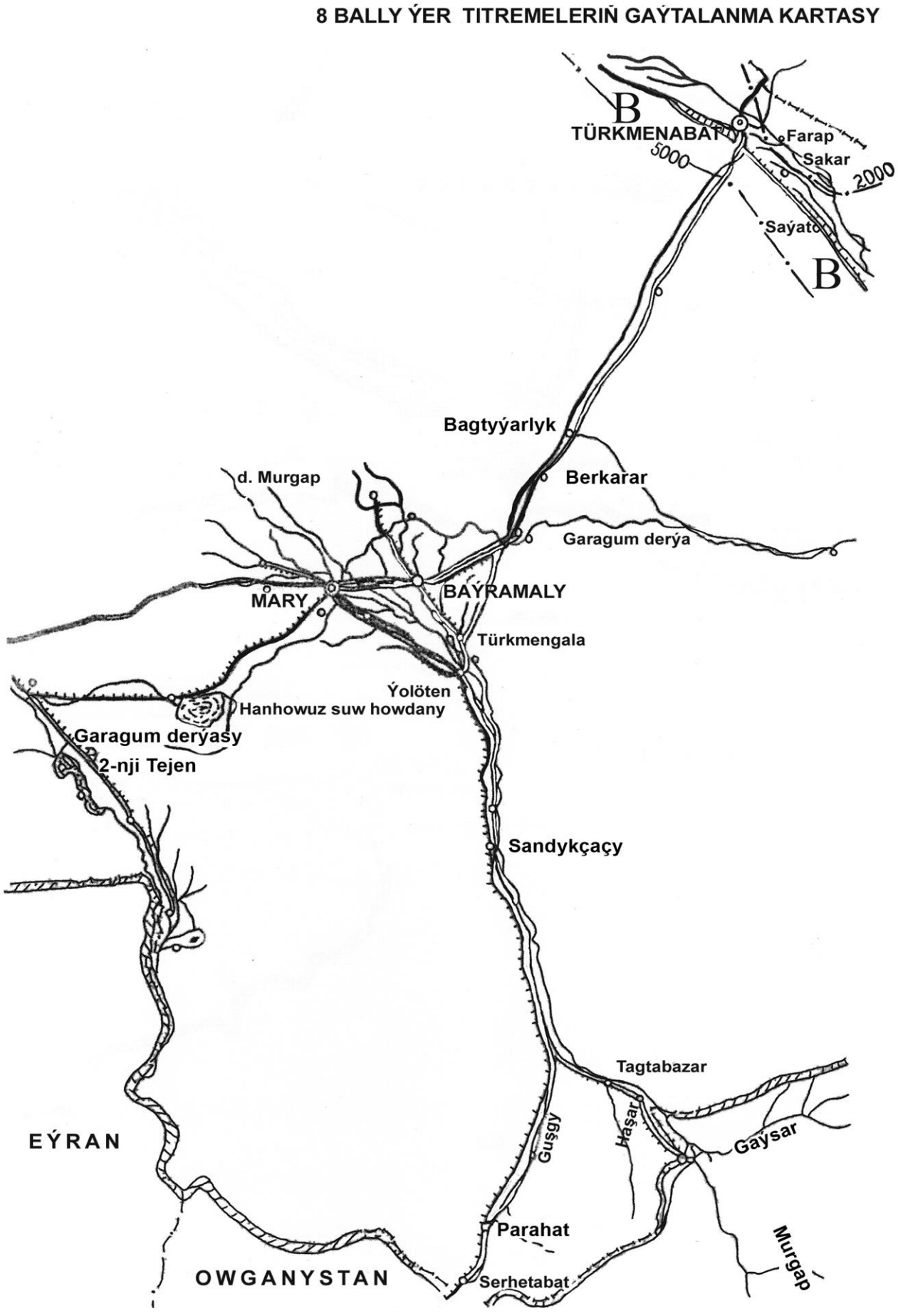

Рисунок 9. – Карта повторяемости 8-балльных землетрясений

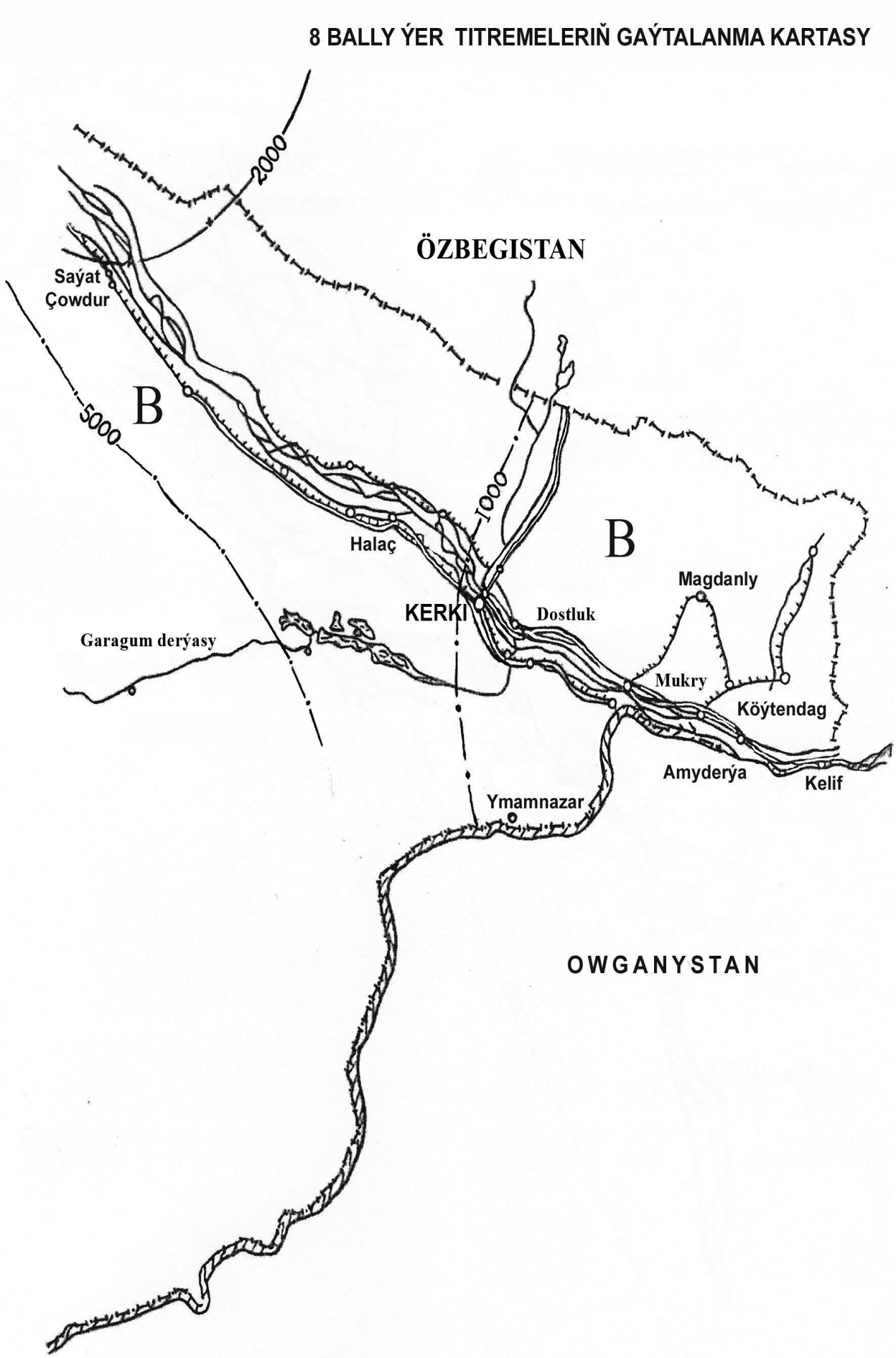

Рисунок 10. – Карта повторяемости 8-балльных землетрясений

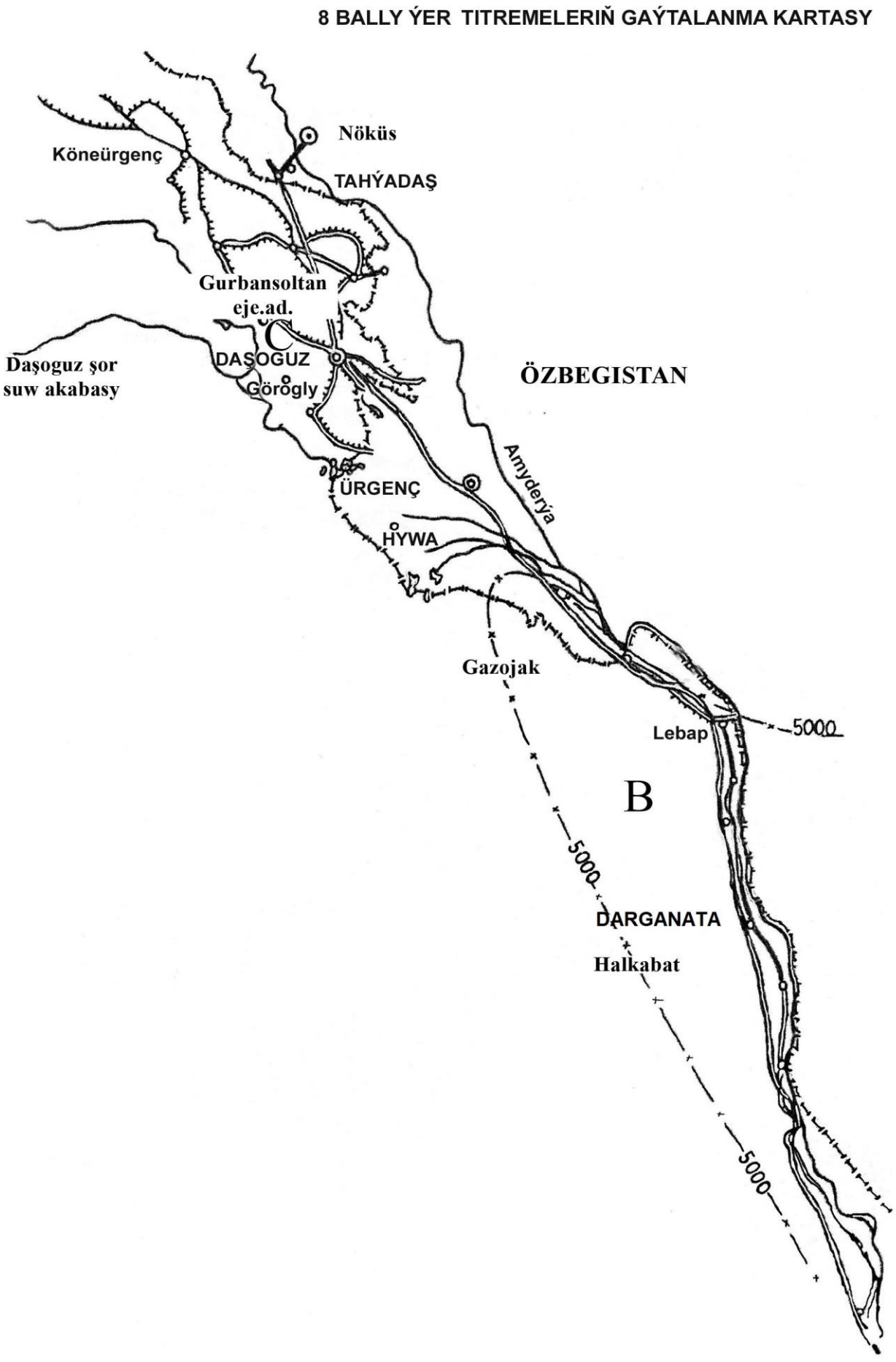

Рисунок 11. – Карта повторяемости 8-балльных землетрясений

9 BALLY ÝER TITREMELERIŇ GAÝTALANMA KARTASY

Türkmenbaşynyň seýsmiki taýdan güýçli zolagy

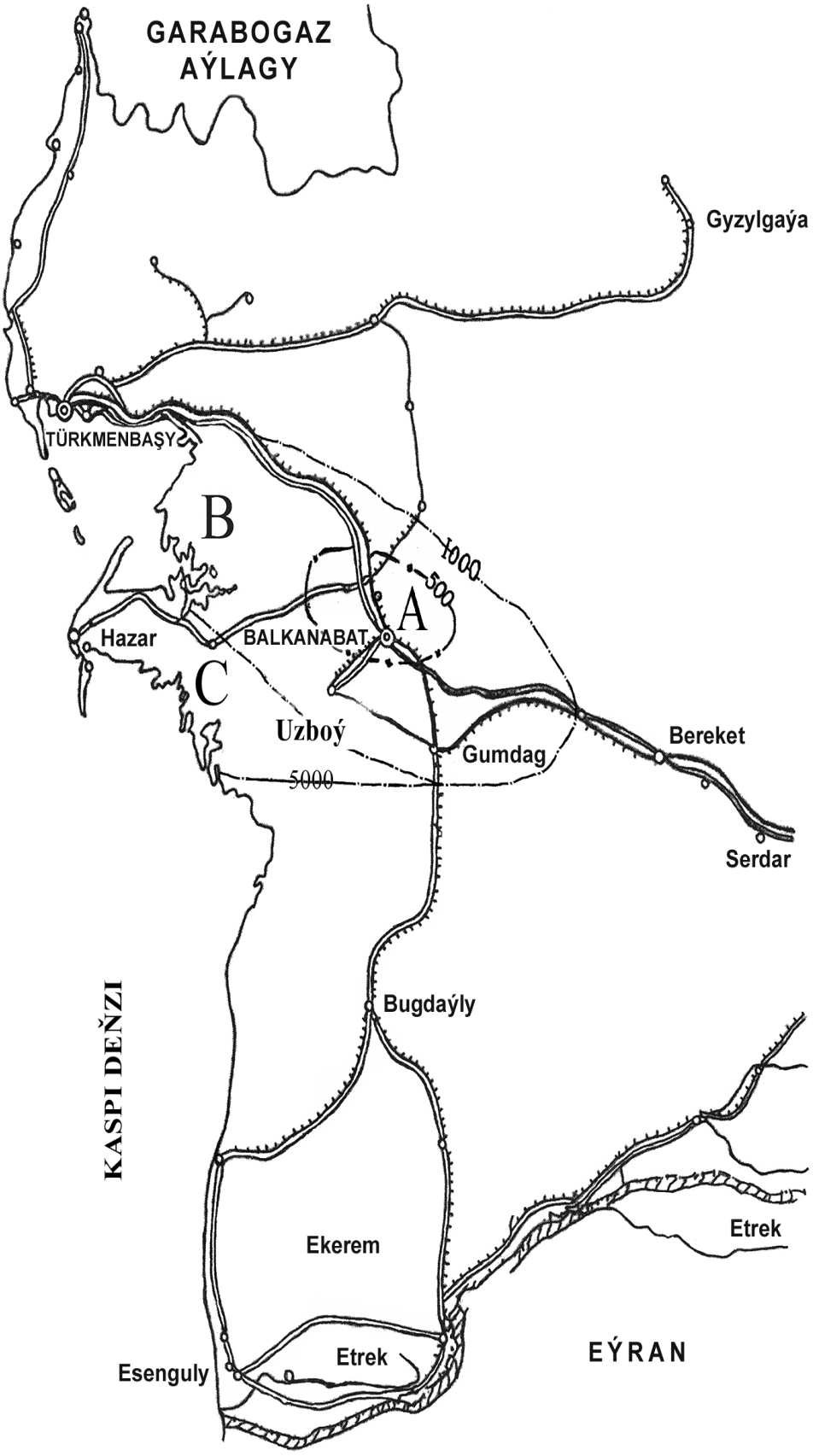

Рисунок 12. – Карта повторяемости 9-балльных землетрясений

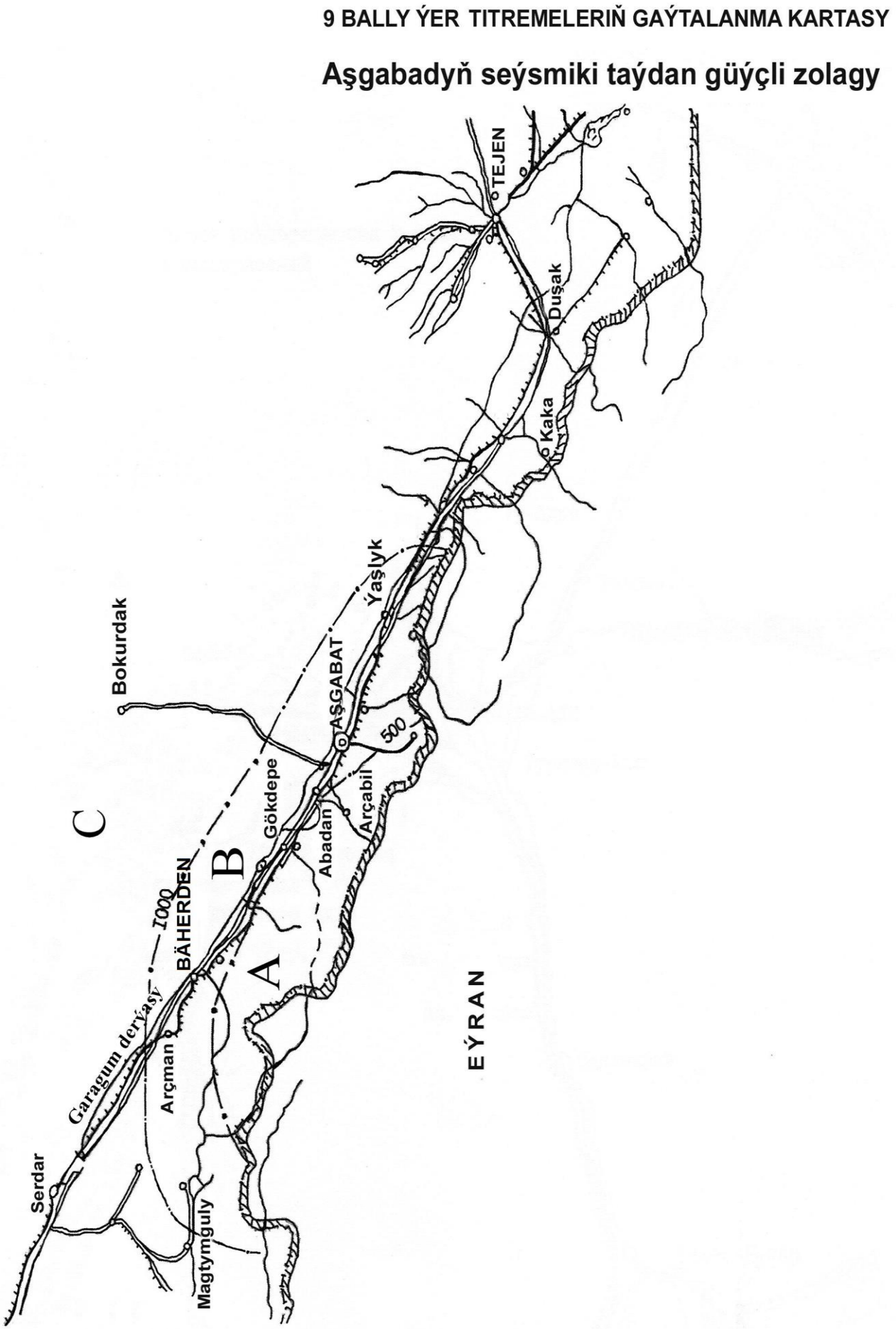

Рисунок 13. – Карта повторяемости 9-балльных землетрясений

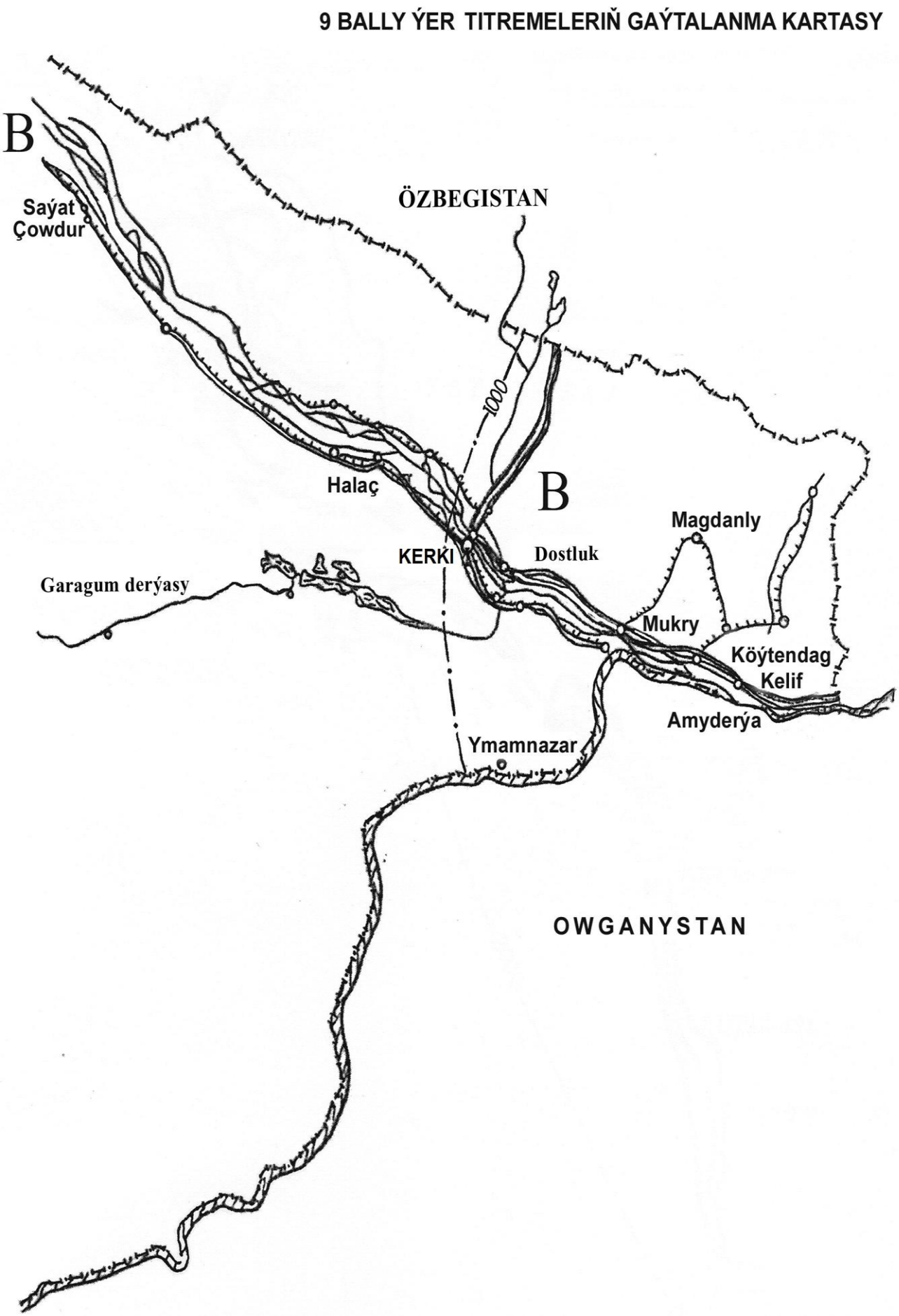

Рисунок 14. – Карта повторяемости 9-балльных землетрясений

СОДЕРЖАНИЕ

Введение
Глава I. Проектирование мостов
РАЗДЕЛ I . Общие положения
РАЗДЕЛ II . Нагрузки и воздействия. Коеффициенты сочетания нагрузок
1). Моделирование сейсмических воздействий
2). Коэффициенты
РАЗДЕЛ III. Критерии сейсмостойкости мостовых сооружений
1. Расчеты на проектные землетрясения (ПЗ)
2. Расчеты на максимальное расчетное землетрясение (МРЗ)
РАЗДЕЛ IV. Оснавные положения расчета конструкций на сейсмические воздействия
1. Выбор расчетной схемы
2. Расчеты на сейсмические воздействия при проектном землетрясении
3. Расчеты на сейсмические воздействия при максимальном расчетном землетрясении
4. Расчеты элементов сейсмоизоляции и сейсмогашения
РАЗДЕЛ V. Требования к конструктивным решениям мостовых сооружений при использовании систем сейсмозащиты
1. Основные требования к выбору технических решений
2. Опорные части и опорные узлы
3. Устройства сейсмоизоляции и динамических гасителей
4. Стопорные устройства и фрикционно-подвижные соединения
РАЗДЕЛ VI. Требования к эксплуатации систем сейсмозащиты
Глава II. Оценка сейсмостойкости эксплуатируемых мостов
РАЗДЕЛ VII. Общие положения
РАЗДЕЛ VIII. Обследование и определение физико-механических характеристик элементов мостов для оценки их сейсмостойкости
РАЗДЕЛ IX. Определение расчетного класса сейсмостойкости по спектральной методике
1. Общие рекомендации по назначению расчетных схем и определению расчетных нагрузок
2. Назначение расчётных схем и определение расчётных нагрузок на элементы балочных разрезных мостов
3. Оценка расчётных классов сейсмостойкости элементов моста
РАЗДЕЛ X. Определение минимальной сейсмостойкости мостов
РАЗДЕЛ XI. Основные мероприятия, повышающие сейсмостойкость мостов
Приложение 1. Перечень нормативных правовых и нормативных документов
Приложение 2. Термины и определения
Приложение 3. Список принятых сокращений
Приложение 4. Постановка граничных условий по контуру ограниченной расчетной области основания
Приложение 5. Учет демпфирования в элементах сооружения при построении расчетной схемы
Приложение 6. Значения амплитуды сейсмического воздействия для расчета на действие проектного и максимального расчетного землетрясений
Приложение 7. Расчет протяженных сооружений с дискретным опиранием на основание
Приложение 8. Карты сейсмического районирования и сейсмической повторяемости Туркменистана