

мого для всех факторов, учитываемых в проектной документации. Конструкции при реальных нагрузках практически обязательно за срок службы оказываются в запредельных состояниях, не предусматривавшихся проектным расчетом. Без каких-либо количественных обоснований считается, что запасов, предусмотренных при учете других кроме снега факторов, будет достаточно для безопасной работы этих конструкций. На самом деле такие надежды находятся за пределами компетенции инженеров-строителей, ибо невозможно количественно оценивать, когда и на что хватит запасов, подразумевавшихся в чисто предположительной форме кем-то другим вместо проектировщика. Эти надежды остаются вне проектной документации, хотя проектный расчет имеет статус юридического документа.

Для нормализации положения в рамках методики предельных состояний не требуется каких-либо новых разработок. Необходимо лишь отка-

заться от беспрецедентной практики назначения расчетного значения снеговой нагрузки с явным нарушением требований запаса надежности в проектном расчете. Можно ориентироваться на значение коэффициента надежности 1,5 к фактически наблюдавшимся значениям снеговых нагрузок, как это принято в Еврокоде [1]. Практически к тем же результатам приводит использование рекомендаций работы [10] или предложенной в п. 6 методики, обобщающей результаты вероятностно-оптимизационного подхода [4, 9].

ЛИТЕРАТУРА

1. Отставнов В. А., Лебедева И. В., Розенберг Л. С. Совершенствование нормативных документов. Методика нормирования снеговых нагрузок для о. Сахалин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2003. № 3. С. 25–28.
2. Назаров Ю. П., Лебедева И. В., Попов Н. А. Региональное нормирование снеговых нагрузок в России // Строительная механика и

расчет сооружений. 2006. № 3. С. 71–77.

3. ГОСТ 27751–88. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.
4. Райзер В. Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. М.: Стройиздат, 1986. 193 с.
5. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия.
6. Гумбель Э. Статистика экстремальных значений. М.: Мир, 1965. 450 с.
7. Ржаницын А. Р. Строительная механика. М.: Высш. шк., 1982. 400 с.
8. Аугусти Д., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании. М.: Стройиздат, 1988. 583 с.
9. Булычев А. П., Сухов Ю. Д. Применение теории надежности для нормирования расчетных значений нагрузок // Строительная механика и расчет сооружений. 1973. № 5. С. 15–19.
10. Предложения по назначению расчетной снеговой нагрузки / В. А. Савельев, В. И. Малый, А. Б. Павлов [и др.] // Промышленное и гражданское строительство. 2004. № 5. С. 25–28. ■

УДК 699.841(083.75)

Еще раз об актуализированной редакции СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах»

Адольф Михайлович КУРЗАНОВ, доктор технических наук, профессор, член-корреспондент Международной инженерной академии, научный руководитель Центра сейсмобезопасности сооружений Российского университета дружбы народов (РУДН)

Центр сейсмобезопасности сооружений РУДН, 117198 Москва, ул. Миклухо-Маклая, 6, e-mail: kurzanov@bk.ru

Проанализированы изменения, внесенные в актуализированную редакцию СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах». Показано, что изложенные в нормах требования не способствуют повышению сейсмобезопасности сооружений, а только угрожают строительству.*

Ключевые слова: сейсмобезопасность зданий и сооружений, расчетные нагрузки, нормативные требования, модели и технологии расчета.

ONCE AGAIN ABOUT UPDATED VERSION OF SNIP II-7-81* «CONSTRUCTION IN SEISMIC REGIONS»

Adolf M. KURZANOV

The changes made in the updated version of SNiP II-7-81 «Construction in Seismic Regions» are analyzed. It is shown that the requirements stated in the standards do not contribute to enhancement of structures seismic safety.*

Key words: seismic safety of building and structures, design loads, specified requirements, models and techniques of design.

В основу СП 4.13330.2011 «СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах» [1] положен проект СНиП 22-03-2009 «Строительство в сейсмических районах» [2]. Отмеченные в статье [3] принци-

пиальные недостатки этого проекта не только не устранены в СП, но к ним добавлены новые. Рассмотрим их на примере двух разделов [1] (цитируемые фрагменты текста приведены в кавычках).

Раздел 4. Основные положения

Пункт 4.2 [1]: «Проектирование зданий высотой более 75 м и сооружений с пролетами более 50 м должно осуществляться при научном сопровождении и участии специализированных научно-иссле-

довательских организаций». Авторы первой редакции СНиП II-7-81* [4] — крупные специалисты в области сейсмостойкости сооружений С. В. Поляков, И. И. Гольденблат, Н. А. Николаенко — не сочли необходимым такое научное сопровождение при проектировании каких-либо объектов. Тем более этого не надо делать сегодня, давая неназванным «специализированным научно-исследовательским организациям» возможность превратить свое исключительное правовое положение в источник коррупционных доходов.

Пункт 4.3 [1]: «Значения сейсмической нагрузки следует уточнять с учетом сочетаний сейсмичности (балльности) для данной площадки по картам А, В, С». Согласно табл. 3 коэффициента K_0 , на который следует умножать сейсмическое ускорение по картам ОСР-97, определяется назначением сооружения. Для сооружений, перечисленных в п. 1 табл. 3, $K_0 = 2$, в п. 2 — $K_0 = 1,5$.

Кроме того, если для той же сейсмической площадки интенсивность (в баллах MSK-64) на картах А, В, С ОСР-97 равна, например, 7, 8, 9 баллов, то по табл. 4 расчетное сейсмическое ускорение основания надо дополнительно увеличить умножением на коэффициент $K_A = 1,5$. Очевидно, что совместное применение K_0 и K_A приведет к существенному удорожанию стоимости сооружения без соответствующего повышения качества его расчета на сейсмическую нагрузку.

Пункт 4.3 [1]: «Решение о выборе карты для оценки сейсмической площадки при проектировании конкретного объекта принимается заказчиком по представлению генерального проектировщика, при необходимости основываясь на заключениях специализированной научно-исследовательской организации».

Выбор карты ОСР-97 зависит только от нормативного уровня ответственности сооружения и не может быть изменен ни заказчиком, ни любой «специализированной научно-исследовательской организацией». Возникает вопрос, на каком основании в актуализированной редакции право решения этого важнейшего вопроса сейсмотехнической безопасности сооружения предоставлено заказчику, обычно заинтересованному

в снижении стоимости строительства любым путем?

Пункт 4.6 [1]: «Системы сейсмоизоляции следует предусматривать с применением одного или нескольких типов сейсмоизолирующих и (или) демпфирующих устройств в зависимости от конструктивного решения и назначения сооружения...». Зачем в нормативном документе эта общая фраза? Тем более, что совместная установка сейсмоизолирующих опор различных типов, как правило, с разными податливостью и долговечностью (например, резинометаллических и скользящего пояса), существенно усложняет расчетную модель сооружения при учете в его расчетах сейсмических перемещений основания.

Пункт 4.6 [1]: «Здания и сооружения с использованием систем сейсмоизоляции следует возводить, как правило, на грунтах I и II категорий по сейсмическим свойствам». Кто установил это, и почему в случае необходимости строительства сейсмоизолированного сооружения на площадках с грунтами III категории «необходимо специальное обоснование»? Наоборот, именно на грунтах III категории незаменимы системы сейсмоизоляции, способные изолировать сооружение от больших сейсмических перемещений его основания.

Пункт 4.6 [1]: «Проектирование зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции должно выполняться при обязательном научном сопровождении, осуществляемом специализированной организацией, имеющей опыт применения сейсмоизоляции». К чему вообще научное сопровождение проектирования, если есть разработанные и утвержденные разработчиком сейсмоизоляции правила ее проектирования? Если же этих правил нет, то их надо разработать, а не «научно сопровождать» каждое проектирование. Видимо, разработчики СП исходят из собственного опыта научного сопровождения применения в России резинометаллических сейсмоизолирующих опор иностранного производства — китайских, итальянских и др. Разработчики СП уже не первый год приобретают их за границей и применяют в России с обязательным собственным научным сопровождением, однако без какой-либо научной проверки отечественными специалистами и подтверждения пригодности этих опор в условиях нашей страны. Это — прямое нарушение постановления правительства России от 27.12.1997 г. № 1636, что уже отмечалось в [5, 6].

венными специалистами и подтверждения пригодности этих опор в условиях нашей страны. Это — прямое нарушение постановления правительства России от 27.12.1997 г. № 1636, что уже отмечалось в [5, 6].

Раздел 5. Расчетные нагрузки

Пункт 5.2 [1]: «При выполнении расчетов сооружений с учетом сейсмической нагрузки следует использовать две расчетные ситуации: а) сейсмические нагрузки соответствуют уровню ПЗ (проектное землетрясение). Целью расчетов на ПЗ является предотвращение частичной или полной потери эксплуатационных свойств сооружения». Если учитывать только «предотвращение частичной потери», то это предотвращение перехода во второе предельное состояние, если же — «предотвращение полной потери», то это похоже на предотвращение перехода в первое предельное состояние. Так по какому же предельному состоянию производится расчет на ПЗ?

Далее [1]: «Расчетные модели следует принимать соответствующими упругой области деформирования. Расчеты зданий и сооружений на особые сочетания нагрузок следует выполнять на нагрузки, определяемые в соответствии с пп. 5.5, 5.9, 5.10». Если деформирование линейно упругое, то это расчетные модели и расчетные нагрузки спектрального метода из СНиП II-7-81*. В чем здесь актуализация?

«...Расчеты по п. 5.2,6 с использованием сейсмической нагрузки МРЗ* следует применять для зданий и сооружений, перечисленных в табл. 3». В табл. 3 приведен новый коэффициент K_0 , предназначенный для применения в расчетах сооружений от монументальных зданий до временных построек со сроком эксплуатации до трех лет включительно, для которых он имеет значения от 2 до 0,75. Примечание 3 к табл. 3 требует: «При расчете сооружений с использованием расчетных моделей сейсмических воздействий, например в виде инструментальных или синтезированных акселерограмм, максимальные амплитуды ускорений основания следует принимать 100, 200 или 400 см/с² при сейсмичности площадок строительства 7, 8 и 9 баллов соответственно и умножать на коэффи-

* МРЗ — максимальное расчетное землетрясение.

циент K_0 (1 и 2 табл. 3)», т. е. при $K_0 = 2$ следует принимать расчетные амплитуды ускорений соответственно 200, 400 или 800 см/с².

Новым является и коэффициент K_A , значение которого по табл. 4 зависит от сочетаний расчетной сейсмической интенсивности района строительства на картах А, В, С ОСП-97. Но в первом сочетании табл. 4 для сочетания 9; 9; 9 баллов $K_A = 1$, в четвертом сочетании для сочетания 7, 8, 9 баллов $K_A = 1,5$. После совместного применения в четвертом сочетании $K_0 = 2$ и $K_A = 1,5$ расчетные ускорения на площадках с сейсмичностью 7, 8, 9-баллов вместо 100, 200, 400 см/с² соответственно примут значения 300, 600, 1200 см/с², что в разы увеличивает стоимость сейсмостойкого строительства, делает его экономически нецелесообразным.

Недоумение вызывает табл. 4. Непонятно по какой логике на площадке с сейсмичностью 9 баллов в обоих сочетаниях применяются разные K_A и почему в четвертом сочетании при землетрясении 7, 8, 9 баллов K_A в 1,5 раза больше, чем в первом, где сочетаются три 9-балльных землетрясения, а не наоборот?

Примечание 1 к пункту 5.4 [1]: «При сейсмичности площадки 8 баллов и более, повышенной только в связи с наличием грунтов категории III, к значению S_{jk} вводится множитель 0,7, учитывающий нелинейное деформирование грунтов». В итоге S_{0jk} увеличивается не в 2 раза, как это следует из табл. 1 для грунтов III категории, а в 1,4 раза.

Примечание 8 к табл.1 [1]: «Для объектов повышенного уровня ответственности зданий и сооружений, строящихся в районах с сейсмичностью 6 баллов на площадках строительства с грунтами III категории по сейсмическим свойствам, расчетную сейсмичность следует принимать равной 7 баллам». Во-первых, почему только для объектов повышенного уровня ответственности? Во-вторых, что делать с сооружениями повышенного уровня ответственности, уже построенными в 6-балльных сейсмических районах с грунтами III категории до введения этой нормы? В-третьих, в каком основании установлена эта норма государственного масштаба для всех сейсмических районов РФ?

Согласно [4] «на площадках, сейсмичность которых превышает 9 баллов, возводить здания и сооружения, как правило, не допускается. При необходимости строительство на таких площадках допускается по специальным техническим условиям, согласованным с Госстроем России». В [1] строительство на таких площадках «допускается при обязательном научном сопровождении и участии специализированной научно-исследовательской организации».

По нашему мнению, правом разрешения строительства на площадках, сейсмичность которых превышает 9 баллов, может быть наделен только независимый научно-исследовательский экспертный совет при государственном органе уровня Госстроя России, с обязательным участием института Физики Земли РАН. Слишком это большая ответственность и слишком трагическими могут быть последствия обязательного «научного сопровождения и участия» какой-то специализированной организации, обладающей монопольным правом такого разрешения.

Необоснованно завышено и неприемлемо взятое из Еврокода требование следующего пункта.

Пункт 5.9 [1]: «Минимальное число форм собственных колебаний, учитываемых в расчете, рекомендуется назначать так, чтобы сумма эффективных модальных масс, учтенных в расчете, составляла не менее 90 % общей массы системы, возбуждаемой по направлению действия сейсмического воздействия для горизонтальных колебаний и не менее 75 % — для вертикального воздействия. Должны быть учтены все формы собственных колебаний, эффективная модальная масса которых превышает 5 % (см. приложение А). При этом для сложных систем с неравномерным распределением жесткостей и масс необходимо учитывать остаточный член отброшенных форм колебаний». Однако что такое «остаточный член» и сколько его отброшенных форм надо учитывать (теоретически их число бесконечно) в СП не раскрывается.

Трудно предположить, что упомянутые авторы первой редакции СНиП и другие крупные специалисты их современники только по незнанию Еврокода записали в СНиП, что «усилия в конструкциях зданий и сооружений, проектируемых для строительства в сейс-

мических районах, а также в их элементах следует определять с учетом не менее трех форм собственных колебаний, если периоды первого (низшего) тона собственных колебаний T_1 более 0,4 с, и с учетом только первой формы, если T_1 равно или менее 0,4 с!»

Это мнение о достаточности в расчетах на сейсмическую нагрузку учета только нескольких первых форм собственных колебаний сооружения разделяют Р. Клаф и Дж. Пензиен [7]. В частности, они считают, что «...при анализе сейсмической реакции упругих систем более эффективно преобразовать систему уравнений к нормальным координатам. Таким образом, можно получить достаточно хорошую точность при анализе сейсмической реакции сооружений с десятками и даже сотнями степеней свободы путем рассмотрения только нескольких нормальных форм колебаний». Поскольку авторы [1] этого мнения не опровергли, остается предположить, что они с ним просто не знакомы.

Автору этой статьи, выполнявшему в 1970—1990-е гг. в качестве сотрудирика отдела сейсмостойкости сооружений ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР не один десяток натуральных вибрационных испытаний многоэтажных натуральных зданий от Спасска-Дальнего до Сочи и Кутиси включительно, никогда не удавалось возбудить резонансные колебания зданий на частотах выше нескольких первых форм. Кроме того, расчет высших форм колебаний зданий, даже высотных, непропорционально с применением расчетной модели, сколько-нибудь пригодной для нескольких первых форм. В расчетах следующих, более высоких форм следует, по крайней мере, применять расчетную модель здания в виде балки Тимошенко и учитывать переход сооружения в нелинейные колебания сперва обратимые, а затем необратимые. Видимо авторы [1] этого просто не знают. Вытекающая из требования п. 5.9 необходимость расчета сооружения с учетом сотни и более форм собственных колебаний противоречит ничем не обоснованному примечанию «в» к п. 5.3.

Пункт 5.3 [1]: «Значения периодов всех учитываемых форм собственных колебаний должны отличаться друг от

друга не менее чем на 10 %». Несложный расчетный анализ показывает, что в простом случае расчета собственных форм колебаний континуальной консольной балки с постоянной по длине балки изгибной жесткостью и погонной массой значения периодов двух соседних форм колебаний начнут отличаться менее, чем на 10 %, уже выше 13-й формы колебаний. Таким образом, требования пп. 5.3 и 5.9 противоречивы и взаимно исключают друг друга

Актуализацию норм и правил по строительству в сейсмических районах можно и нужно осуществлять путем:

- актуализации расчетной модели сооружения, например, заменить жесткое защемление модели в грунте основания упруго-пластическим;
- замены дискретной модели сооружения на континуальную, пригодную для расчета модели на бегущие волны с учетом удвоения амплитуды волны при отражении от верха сооружения;
- учета «эффекта балки Тимошенко» при изгибных колебаниях модели по высоким собственным формам;
- актуализации расчетной модели сейсмического воздействия, например, учета волнового характера сейсмических перемещений грунта основания и их наибольшей расчетной амплитуды;
- актуализации приведенных в п. 5.6 графика на рис. 2 и формул (3), (4), по которым определяются коэффициенты динамичности β для грунтов I, II, III категорий по сейсмическим свойствам и которые непригодны для определения коэффициента динамичности высотных зданий с большим периодом первой формы колебаний, например, $T_c = 5$ с. (При $T = 5$ с по формуле (3) для грунтов I и II категории $\beta = 0,7$, по формуле (4) для грунтов III категории $\beta = 1$.) Однако первая же сейсмическая волна, колеблющая грунт основания сооружения с амплитудами ускорения a и перемещения A , возбуждет в высотном здании бегущую вверх сейсмическую волну с такими же начальными амплитудами a и A , которые на пути пробега волны до верха сооружения уменьшатся вследствие затухания, но в вершине сооруже-

ния удвоятся при отражении от его верха. Именно в результате такого отражения при землетрясении обламываются концы высоких труб и башен, обрушаются верхние этажи высотных зданий, как например четыре верхних этажа 11-этажного здания в Каракасе (Венесуэла) во время землетрясения 29.07.1967 г. Включение в современные нормы требования расчета высотных сооружений на бегущую по ним прямую и отраженную сейсмическую волну является необходимым элементом современной актуализации норм расчета сооружений на сейсмическую нагрузку.

Принципиально неверным, противоречащим идеологии и назначению карт А, В, С ОСП-97, является в СП отождествление понятия ПЗ и МРЗ соответственно с картой А и картами В и С.

В [1] приведены две разные формулы (5) и (6) для определения коэффициента формы η_{jk} . По общей формуле (5) коэффициент η_{jk} следует вычислять «при равномерном поступательном сейсмическом воздействии». Но что это такое в СП не разъясняется.

Кроме формул (5) и (6) в [1] для определения η_{jk} приведена формула (7). «Инновация» состоит в том, что в ранее действовавшем СНиП (1981 г.) в формуле величина Q_j — вес здания или сооружения, отнесенный к точке j , заменен в [1] величиной $m_j = Q_j/g$. Чтобы воспользоваться инновационной формулой (7), надо по-старому посчитать дискретные веса Q_j , определить все частные $m_j = Q_j/g$, подставить эти частные в формулу (7) и получить тот же результат? Разве не проще, как и раньше, вместо m_j подставить Q_j ? Какой смысл в такой «инновации»?

СНиП [4] с его устаревшей резонансной доктриной, не учитывающей опасность больших сейсмических перемещений основания, наибольших в наиболее сейсмически опасных слабых грунтах III категории по сейсмическим свойствам, тоже не идеален. Хотя он во всех отношениях лучше [1], «инновационные» требования которого не только существенно уменьшают сейсмобезопасность сооружения при очевидном увеличении стоимости его проектирования и строительства, но

просто неразумны и практически невыполнимы, как и приведенное выше требование пункта 5.9 о необходимой величине суммы эффективных модальных масс не менее 90 %.

Таким образом, актуализированная редакция [1] выполнена на неприемлемо низком научном и инженерном уровне, приводит к удорожанию строительства в сейсмических районах при одновременном снижении сейсмической безопасности сооружений.

Техническому комитету Минрегиона России целесообразно возглавить разработку действительно актуализированной редакции СНиП «Строительство в сейсмических районах» с привлечением широкого круга ведущих специалистов научных, высших учебных, экспертных, проектных, строительных организаций страны в области сейсмостойкого строительства, сейсмобезопасности и экономики сейсмостойкого строительства. До разработки и утверждения такого документа действие [1] следует приостановить и временно продолжить нормирование строительства в сейсмических районах в соответствии со СНиП II-7-81* по его состоянию на 1 января 2000 г.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 14.13330.2011 «СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах».
2. Проект СНиП 22-03-2009. Строительство в сейсмических районах.
3. Курзанов А. М. О разделе «Расчетные нагрузки в проекте СНиП 22-03-2009 «Строительство в сейсмических районах» // Промышленное и гражданское строительство. 2010. № 6. С. 50–52.
4. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах.
5. Курзанов А. М., Семенов С. Ю., Шабалин Г. А. К вопросу о применении резинометаллических опор китайского производства в сейсмическом строительстве России // Промышленное и гражданское строительство. 2009. № 7. С. 54–55.
6. Курзанов А. М., Семенов С. Ю., Шабалин Г. А. О сейсмоизоляции гостинично-туристического комплекса «Sea Plaza» в Сочи // Промышленное и гражданское строительство. 2010. № 5. С. 55–57.
7. Клаф, Дж. Пензиен. Динамика сооружений. М.: Стройиздат, 1979. 273 с.