

Рис. 4. Соотношение экспериментальных и расчетных значений средней плотности контрольных кубов и стеновых блоков из бетона на древесных заполнителях

- Предложенная зависимость в сочетании с формулой Б.Н. Кауфмана обеспечивает возможность ориентировочной оценки величины коэффициента теплопроводности данного материала в различном возрасте с учетом его остаточной влажности.
- Полученные результаты и предложенная зависимость позволяют решать практические вопросы технологии опилкобетона на смешанном вяжущем по назначению его составов с учетом нормируемых значений отпускной и эксплуатационной влажности и теплозащитных характеристик при использовании данного бетона как в качестве стенового материала в жилых домах, так и в качестве теп-

лоизоляционного материала в ограждающих конструкциях пропарочных камер для снижения теплопотерь при термовлажностной обработке изделий на предприятиях стройиндустрии.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- Бибик М.С., Тулупов И.И., Возможности получения легкого бетона на цементно-известковом вяжущем и отходах деревообработки // Строительная наука и техника, 2005 – №3. – С.23-25.
- ГОСТ 12730.1-78. Бетоны. Методы определения плотности.
- ГОСТ 12730.2-78. Бетоны. Методы определения влажности.
- Кауфман Б.Н. Теплопроводность строительных материалов. – М.: Стройиздат, 1955.
- Майзель И.Л., Сандлер В.Г. Технология теплоизоляционных материалов: Учебник для обучения рабочих на производстве. – М.: Высшая школа, 1988. – С. 15-16.
- Дмитрович А.Д. Теплозащитные свойства строительных материалов и конструкций. – Мн.: Издательство «Беларусь», 1963. – С. 46-47.
- Бурлаков Г.С. Технология изделий из легкого бетона: Учеб. пособие для вузов по спец. «Производство строит. изделий и конструкций». – М.: Высш. шк., 1986. – 75 с.
- СНБ 2.04.01-97. Строительная теплотехника.
- СТБ 1105-95. Блоки стеновые из арболита для малоэтажного строительства. Технические условия.
- Провести исследования, разработать и внедрить рекомендации по применению в строительстве вторичных продуктов промышленных предприятий Беларуси: Отчет о НИР (заключит.) / Белор. национ.техн. универс.; Рук. темы Н.П. Блещик - № ГР 19983900. – Минск, 2002. – 439с.
- СТБ 1113-98 Полиметаллический водный концентрат для бетонов и строительных растворов. Технические условия. Введен 01.01.99 Мн: ГП «Минсктипроект».
- ГОСТ 450-77 с изм. 1,2,3. Кальций хлористый кальцинированный. Технические условия.

Статья поступила в редакцию 17.02.07

УДК 519.213/.22:519.248:624.078.7

Марковский Д.М.

ПРИМЕНЕНИЕ СТАТИСТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ К ОЦЕНКЕ НАДЕЖНОСТИ И КАЛИБРОВКЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ БЕЗОПАСНОСТИ В РАМКАХ МЕТОДА ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ АНКЕРОВ

Введение

Вопрос анкерования строительных элементов в бетоне, особенно анкеровки металлических колонн в бетонном основании, давно стал актуальным в задачах проектирования и строительства. Этот вопрос, однако, стали обходить нормы проектирования стальных и бетонных конструкций, и возможно потому, что стальные анкера в бетоне формируют поверхность раздела между двумя материалами и не входят полностью в область применения каких-либо из этих норм.

Традиционно анкера применяются в качестве конструктивных элементов или при эксплуатации сооружения (например, для закрепления технологического оборудования). Новые технологии возведения железобетонных монолитных зданий требуют применения анкеров уже на стадии возведения конструкций для поддержания опалубки и средств подмащивания, т.е. в качестве временных конструктивных элементов. Среди таких именно анкера для опалубки получили в настоящее время

наиболее широкое применение (для фиксации положения односторонней опалубки, для навешивания подмостей и закрепления лесов на наружной стене здания).

Настоящая статья направлена на уточнение методики расчета несущей способности анкеров в монолитном бетоне. В основу расчета положена методика CCD (concrete capacity design) (Fuchs, Eligehausen, Breen 1995 [1]), поскольку многими исследователями была доказана ее адекватность и хорошая сходимость с экспериментальными данными. Главным препятствием на пути принятия данной методики является вопрос обеспечения надежности расчетов. Существует две основные причины невозможности прямого использования оригинальной методики:

1) Система частных коэффициентов безопасности, принятая в белорусских нормативных документах, отличается от системы, принятой в США и Германии, где была разработана данная методика.

Марковский Дмитрий Михайлович, аспирант кафедры технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

2) Предполагаемая область применения анкеров может находиться вне рамок, указанных разработчиками. Это касается прочности бетона, которая при применении опалубочных анкеров предполагается менее 25 МПа.

Перечисленные причины вынуждают детально подойти к методам назначения коэффициентов безопасности и откалибровать их соответствующим образом. Использование в расчетах широко распространенного и простого в применении метода предельных состояний, который по своей структуре является полувероятностным, предопределяет использование системы частных коэффициентов безопасности. При этом для калибровки коэффициентов для обеспечения требуемого класса ответственности конструкций применяются полностью вероятностные методы расчета и аппарат статистического моделирования.

1.1 Метод расчета несущей способности анкера на продольное усилие

Метод CCD [1], основанный на большом количестве экспериментальных результатов и в некоторой степени на механике разрушения, позволяет рассчитывать усилие, требуемое для выкола бетонного конуса вместе с обособленным анкером, при приложении растягивающего осевого усилия. Несущая способность отдельного анкера по бетону рассчитывается из предположения наличия постоянных растягивающих напряжений равных $4\sqrt{f'_c}$ (фунт/кв.дюйм), действующих на площади, равной площади проекции пирамиды разрушения (рис. 1). Уклон граней этой пирамиды предполагается равным приблизительно 33° . Основание пирамиды имеет форму квадрата со сторонами $3h_{ef}$. Это соответствует многочисленным опытным наблюдениям, подтверждающим, что горизонтальный размер поверхности разрушения приблизительно в три раза больше эффективной глубины заделки анкера. В экспериментах, выполненных в Институте БелНИИС [2] для анкеров, замоноличенных в бетоне в раннем возрасте наблюдался угол уклона образующих выкалываемой поверхности $\approx 30^\circ$.

Средняя разрушающая нагрузка (предельное усилие) N_{no} , воспринимаемая отдельным анкером, который не ограничен краями конструкции и не имеет близкорасположенных соседних анкеров, согласно [1, 3] вычисляется следующим образом

$$N_{no} = k_{nc} \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1.5}, \text{ Н} \quad (1)$$

где $k_{nc} = 15.5$ – константа, для анкеров, замоноличенных в бетоне без трещин, значение является средним и основано на экспериментальных данных;

f_{cm} – средняя прочность бетона на сжатие в конструкции, МПа;
 h_{ef} – эффективная глубина заделки, мм.

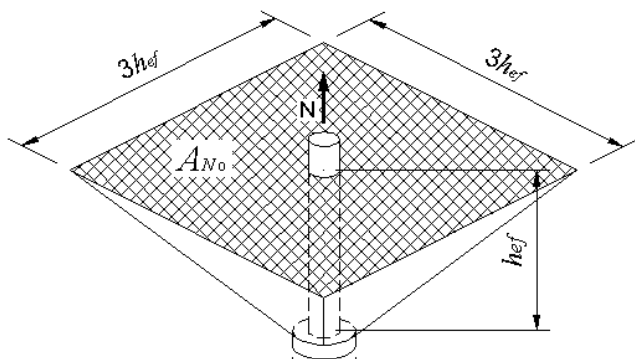


Рис. 1. Идеализированная в соответствии с методом CCD пирамида разрушения при продольном усилии согласно [1]

Если пирамида разрушения пересекает край или другую пирамиду, прочность бетона анкера рассчитывается в соответствии со следующим равенством:

$$N_n = \frac{A_N}{A_{No}} \psi_2 N_{no}, \quad (2)$$

где A_{No} – площадь проекции одной пирамиды с квадратным основанием с ребром $3h_{ef}$, не имеющей пересечения с краями, так что $A_{No} = 9h_{ef}^2$;

A_N – действительная площадь проекции пирамиды разрушения на поверхность конструкции;

ψ_2 – корректирующий коэффициент для учета отклонения распределения напряжений от радиально симметричного, вызванного краевым эффектом; равен 1 при $c_1 \leq 1.5h_{ef}$, равен $0.7 + 0.3(c_1/1.5h_{ef})$ при $c_1 \geq 1.5h_{ef}$, где c_1 – расстояние до ближайшего края.

В работе [3] на основании сопоставления большого количества опытных данных и статистического анализа вероятности разрушения это значение предложено $k = 15.0$.

Для определения расчетного значения несущей способности (расчетного предельного усилия) следует применять коэффициент безопасности γ_{Nc} , значение которого определено в Разделе 3 при использовании методов статистического моделирования.

Следует учитывать, что предельная несущая способность анкера может быть реализована в результате достижения формы разрушения, отличной от выкола бетона (например, смятием бетона под оголовком, разрушением стального анкерного стержня или его проскальзыванием в бетоне при недостаточном сцеплении).

Описанный метод расчета разрабатывался, основываясь на обширных результатах экспериментальных исследований, выполненных как в Европе, так и Америке. Прочность бетона в экспериментах варьировалась от 9 до 75 МПа. Глубина заделки h_{ef} изменялась для отдельных анкеров от 17 до 575 мм при различных расстояниях до кромки.

1.2 Метод расчета несущей способности анкера на поперечное срезающее усилие

Метод CCD [1] позволяет рассчитать среднюю прочность анкера при поперечном усилии. Средняя несущая способность отдельного анкера в бетонном элементе при действии поперечного усилия в направлении свободной кромки элемента (рис. 2) определяется предельным усилием V_{no} , которое согласно [1, 4] рассчитывается по формуле:

$$V_{no} = 1.1(l/d_0)^{0.2} \sqrt{d_0} \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot c_1^{1.5}, \text{ Н} \quad (3)$$

где d_0 – диаметр анкерного стержня, мм;

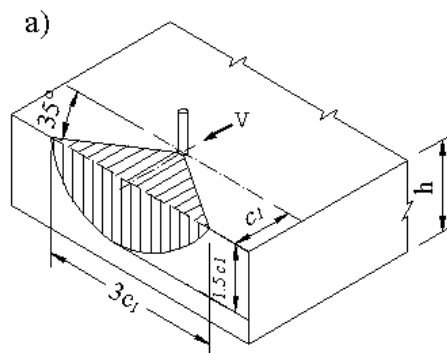
l – активная, несущая нагрузку, длина анкера, мм, $\leq 8d_0$;

h_{ef} для анкеров с постоянной жесткостью, таких как стержни с оголовками, подрезные анкера, распорные анкера с контролируемым моментом;

h_{ef} – эффективная глубина заделки анкера, мм;

c_1 – расстояние до кромки в направлении нагрузки, мм;

f_{cm} – средняя прочность бетона на сжатие в конструкции, МПа.



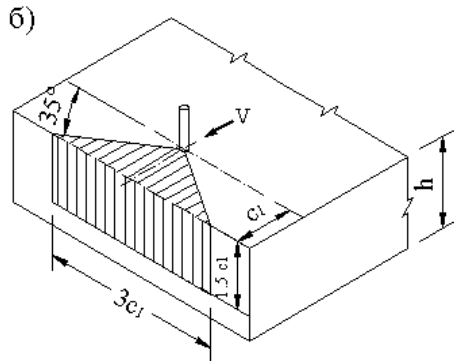


Рис. 2. Поверхность разрушения отдельного анкера при срезающем усилии: а) согласно испытаниям; б) упрощенная модель согласно методу CCD

Формула (3) верна для элементов с толщиной минимум $1.5c_1$. Для анкеров в тонких конструктивных элементах, узких или при наличии соседних анкеров прочность на вырыв нужно снижать на основании идеализированной модели полупирамиды с размерами основания $1.5c_1 \times 3c_1$. Также корректировка требуется для случая близкого расположения анкера к краю плиты (рис. 3). В таких случаях

$$V_n = \frac{A_v}{A_{vo}} \psi_4 \psi_5 V_{no}, \quad (4)$$

где A_v – действительная площадь проекции на боковой стороне бетонного элемента;

A_{vo} – площадь проекции конуса разрушения одного анкера в достаточно толстом элементе без влияния расстояния между анкерами и ширины элемента, идеализированная в виде проекции полупирамиды со сторонами $1.5c_1$ и $3c_1$;

ψ_4 – корректирующий коэффициент прочности на срез для учета группы анкеров, загруженной эксцентрично, определяется по формуле

$$\psi_4 = \frac{1}{1 + 2e_v/3c_1}, \quad (5)$$

где e_v – расстояние между осью симметрии группы анкеров и осью приложения усилия к этой группе;

ψ_5 – корректирующий коэффициент, учитывающий отклонения от симметричного распределения напряжений, вызванные близко расположенным углом бетонного элемента. Назначается по правилам:

$$\psi_5 = 1 \text{ при } c_2 \geq 1.5 c_1;$$

$$\psi_5 = 0.7 + 0.3 \frac{c_2}{1.5 c_1} \text{ при } c_2 < 1.5 c_1,$$

где c_1 – расстояние до кромки в направлении нагрузки, мм. Принимается меньшим из $(c_1, c_2/1.5, h/1.5)$;

h – толщина бетонного элемента, мм;

c_2 – расстояние до кромки перпендикулярно направлению нагрузки, мм, (рис. 3).

Для определения расчетного значения несущей способности нужно применять коэффициент безопасности γ_{Vc} , значение которого будет определено в Разделе 3.

Если анкер расположен достаточно далеко от края элемента, то разрушение может произойти другим способом (рис. 4).

В случае, показанном на рис. 4 в), расчет несущей способности производится по следующей формуле, приведенной в работе [5]:

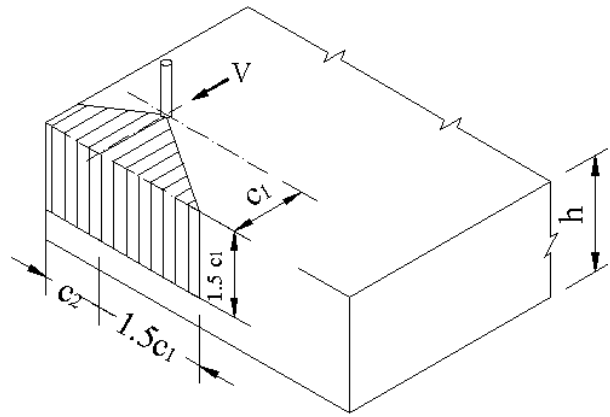


Рис. 3. Действительная площадь проекции на боковой стороне бетонного элемента

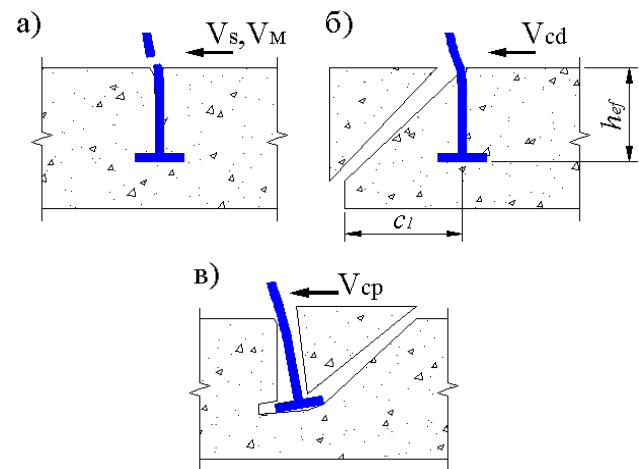


Рис. 4. Формы разрушения анкера при действии поперечного сдвигающего усилия: а) по материалу анкера; б) из-за скола бетонного массива; в) из-за выкалывания бетона за анкером

$$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cd}, \quad (6)$$

где $k_{cp} = 1$ при глубине заделки $h_{ef} < 65$ мм;

$k_{cp} = 2$ при глубине заделки $h_{ef} \geq 65$ мм;

N_{cd} – номинальная прочность анкера по бетону при растягивающем усилии, при том, что анкер фактически загружен поперечным усилии, Н.

Если усилие действует параллельно или в направлении обратном кромке элемента, то разрушающее усилие можно безопасно принимать удвоенным тому, что представлено в формуле (3). Нормы [6] также позволяют его умножить на 2.

Метод расчета [1] разрабатывался на основе применения результатов обширных экспериментальных исследований как немецких, так и американских инженеров. Прочность бетона в экспериментах варьировалась от 16 до 54 МПа. Глубина заделки h_{ef} изменялась для отдельных анкеров от 25 до 220 мм, диаметр d_o от 8 до 40 мм. Расстояние до кромки c_1 устанавливалось от 40 до 300 мм.

2. Статистическое моделирование несущей способности анкеров

2.1 Общие положения

По результатам статистических испытаний строится функция или гистограмма распределения предельного усилия, воспринимаемого готовым изделием. Основой для определения предельного усилия служит функция соответствующего предельного состояния. Входными параметрами являются базисные переменные, каждая из которых принимается либо

имеющей вероятностный характер, либо равной детерминированному значению.

Существует несколько методов построения функции распределения предельного усилия. Для проведения статистических испытаний железобетонных изделий рекомендуется применять метод симуляций Монте-Карло и аналитический метод.

Последовательность действий при построении функции распределения предельного усилия методом Монте-Карло следующая:

- генерируются массивы случайных чисел, удовлетворяющие установленным распределениям базисных переменных;
- определяется совокупность расчетных сочетаний случайных значений базисных переменных;
- для каждого расчетного сочетания по легальным расчетным зависимостям, содержащимся в нормативных документах, определяется соответствующая контролируемая характеристика свойства изделия (например, предельное усилие);
- строится гистограмма распределения контролируемого свойства изделия и при необходимости аппроксимируется некоторой аналитической функцией распределения.

Аналитический метод построения функции распределения предельного усилия для изделия требует предварительного знания функций распределения базисных переменных. Получение аналитического решения в большинстве случаев связано с большой трудоёмкостью. Тем не менее, решение может быть получено при ряде упрощений в расчетной модели путём замены случайных базисных переменных детерминированными значениями. Такой замене могут подвергаться переменные, вариации которых не вносят существенного вклада в вариации конечной функции. Детерминированными допускается принимать, например, значения следующих параметров: площади сечения арматуры, внешних геометрических размеров элемента.

2.2 Функции предельного состояния

Функциями предельного состояния будем считать описанные ранее математические модели для расчета несущей способности анкеров на продольное и поперечное усилия при случаях разрушения по бетону и по арматуре. Итак, далее будут анализироваться функции

$$N_{cm} = k \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot \theta_N, \quad (7)$$

$$V_{cm} = 1.1 \cdot (l/d_0)^{0.2} \sqrt{d_0} \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot c_1^{1.5} \cdot \theta_V, \quad (8)$$

где базисными переменными (т.е. имеющими стохастический характер) являются средняя прочность бетона f_{cm} , глубина заложения анкера h_{ef} , расстояние до края плиты c_1 , ошибки моделирования θ_N , θ_V .

Также будут анализироваться модели для разрушения арматурного анкерного стержня

$$N_{sm} = f_{ym} \cdot A_d, \quad (9)$$

$$V_{sm} = A_d \cdot 0.58 f_{ym}, \quad (10)$$

где базисными переменными являются предел текучести арматуры f_{ym} и площадь сечения A_d .

2.3 Базисные переменные и их статистические характеристики

О статистических характеристиках базисных переменных, которые отвечают за ошибки моделирования, речь пойдет в следующей главе. В этом разделе рассматриваются подробно переменные, о вероятностных распределениях которых существует мало сведений. Что касается статистических характеристик прочности арматуры и площади поперечного сечения

стержней, то эти величины имеют постоянные значения и статистически не варьируются у разных производителей.

Статистическое распределение для прочности стали (например, для класса S 500) принимается нормальным со стандартным отклонением $\sigma_y = 50$ МПа и средним значением $f_{ym} = f_{yk} + 2 \cdot \sigma_y = 500 + 2 \cdot 50 = 600$ МПа, при этом коэффициент вариации несущей способности анкера по стали равен коэффициенту вариации прочности стали $V_y = 50 / 600 = 0.083$.

Вариации площади сечения арматуры A_d весьма незначительны, но мы все же их учтем. Так, в работе [7], рекомендуется коэффициент вариации 0.02 для этой переменной.

2.3.1 Прочность бетона

Существует очень мало информации на настоящий момент по данному вопросу. Нужно констатировать, что если информация о вариациях физико-механических характеристик бетона в 28-суточном возрасте существует во многих источниках, то имеется значительный пробел в вопросе вариаций прочности бетона монолитного на ранних стадиях твердения. Отчасти это можно объяснить многогранностью данной проблемы. Очень большое количество факторов имеют влияние на набор прочности бетона. Способ укладки, вид опалубки, геометрические размеры конструкции, процесс ухода за конструкцией после бетонирования, не говоря уже о составе смеси, оказывают значительное воздействие на процессы образования цементного камня. В зимний период еще больше различий добавляет прогрев поверхности конструкций.

На ранних этапах твердения бетон является сильно неоднородной системой. И это не только по причине вхождения в состав бетона разнородных материалов. До некоторого возраста (считается, что до 28 суток) вся система непрерывно развивается. Зарождение цементного камня происходит, начиная с локальных точек. Это предопределяет то, что даже при всех прочих равных внешних условиях прочностные свойства материала будут неоднородны по сечению и по длине элемента. С течением времени обусловленные этим различия прочности материала в конструкции будут уменьшаться.

Специальных исследований вариаций прочности бетона на растяжение не проводилось, а поскольку в расчетных зависимостях используется эмпирическая зависимость прочности на растяжение от прочности на сжатие, то изменчивость будем считать также подчиняющейся этому закону.

В монографии [8] было показано, как изменяется прочность бетона по высоте сечения плит перекрытия. Для плиты толщиной 250 мм в возрасте 4.5 суток (проектный класс бетона $C_{30/35}$) опыты показали, что различие прочности на дне плиты перекрытия и на поверхности достигают 40%. Причем косвенная прочность, определенная по контрольным кубам, оказывалась выше прочности на поверхности конструкций приблизительно на 15%. Учет такие вариации прочности можно выполняя следующие рекомендации:

- при определении достигнутой прочности бетона на предполагаемый момент устройства анкеров по контрольным кубам – подойти со всей строгостью к прогнозируемой оценке нижних квантилей;
- при определении прочности бетона в конструкции неразрушающими методами исследовать непосредственно зону установки анкера с учетом возможного развития поверхности разрушения. Только при наличии веских аргументов и дополнительной информации о конструкции допускается оценивать прочность бетона по данным обследования других частей конструкции, которые находились в одинаковых условиях с частью, в которой установлен анкер. Например, если анкер установлен в верхней части плиты перекрытия, но по некоторым причинам прочность бетона оценивается по данным обследования нижней поверхности, то необходимо иметь данные об изменении

прочности по высоте сечения для аналогичных конструкций в том же возрасте.

Сложным является вопрос о коэффициенте вариации прочности монолитного бетона на сжатие V_c в определенном возрасте. Имеется очень мало подобной информации в отечественной литературе. Некоторые сведения приведены в монографии [8]. Так, на первые сутки значение V_c достигает 50%. К возрасту 8 суток оно стабилизируется на уровне 12-14%. Вместе с этим к 8 суткам прочность достигает более 70% от проектной, затем рост стабилизируется. Наличие стабилизации роста прочности говорит о завершении начальной стадии набора прочности и служит признаком достижения распалубочной прочности. Но следует отметить, что изменение вариаций прочности бетона весьма зависят от состава смеси, технологических и конструктивных особенностей. Поэтому составить универсальные рекомендации по назначению коэффициента вариации только в зависимости от возраста бетона не представляется возможным. Но при отсутствии информации следует принимать коэффициент вариации прочности монолитного бетона $V_c = 50\%$ (хотя в эти вариации входит также большая изменчивость самого метода неразрушающего контроля, которая может достигать 30%).

Для монолитного бетона в возрасте более 28 суток в работе [9] предложено принимать глобальный коэффициент вариации прочности $V_c = 22.7\%$

2.3.2 Глубина заложения анкера и расстояние до края плиты

Точность базисной переменной глубины заложения анкера h_{ef} существенно сказывается на получаемых по расчетным зависимостям значениях несущей способности. Видится два пути назначения статистических параметров для данной переменной:

1) Назначить среднее значение μ_h и стандартное отклонение σ_h такими же, как для рабочей высоты сечения изгибаемых железобетонных элементов. Такой шаг можно обусловить недостатком данных по изменчивости глубины заложения анкеров. Согласно рекомендациям JCSS [10] эти параметры рекомендуются описывать статистическими свойствами их отклонений от номинальных значений $\Delta = h - h_{ном}$. Следует считать, что отклонения подчиняются нормальному (N) или логнормальному (LN) закону распределения. Если нет сведений о фактической изменчивости отклонений геометрических параметров, определяющих глубину заложения оголовка анкера, следует принимать отклонения со следующими характеристиками:

- среднее значение $\mu_{\Delta} = 0$,
- стандартное отклонение $\sigma_{\Delta} = 10$ мм.

2) Среднее значение $\mu_h = h_d$. Для того, чтобы определить стандартное отклонение σ_h , требуется назначить предельные отклонения положения анкера. Ограничивать превышение расчетной глубины анкера по соображениям конструктивной надежности нет смысла. Ограничение может быть обусловлено технологическими или иными факторами. С точки зрения безопасности, важно, прежде всего, знать наименьшее (нормативное) значение переменной $h_k = h_d - \Delta$.

Считая это предельно допустимое значение нижней границей доверительного интервала при заданной обеспеченности (например, 95%), можно вычислить стандартное отклонение для базисной переменной. При этом распределение переменной следует считать нормальным. Так, назначив значение допустимого отклонения глубины заложения анкера от проектного значения Δ , считаем, что нормативное значение соответствует 5%-й квантили, равной $h_k = h_d - \Delta = \mu_h - 1.645 \sigma_h$ (рис. 5). Отсюда $\sigma_h = \Delta / 1.645$.

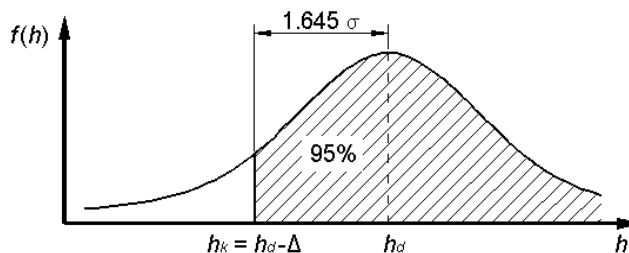


Рис. 5. Нормативное значение h_k на графике плотности распределения переменной h

Таким образом, стандартное отклонение следует устанавливать в зависимости от допусков:

- при $\Delta = 10$ мм следует назначать $\sigma_h = 6$ мм,
- при $\Delta = 15$ мм следует назначать $\sigma_h = 9.1$ мм.

Последнее значение $\sigma_h = 9.1$ мм близко к приведенному в первом методе.

Для статистических характеристик переменной S_1 применимы все вышеперечисленные принципы, т.к. эти переменные имеют неточности и вариации одной природы.

3. Оценка надежности анкеров, запроектированных по вероятностным методом, и калибровка коэффициентов безопасности

3.1 Общие положения

Проектирование конструкций производится чаще всего с использованием в расчетах характеристик материалов и величин нагрузок с учетом заданной обеспеченности. Для упрощения расчетных процедур вводится система частных коэффициентов безопасности, призванная обеспечить требуемую надежность конструкции. Такой метод носит название полувероятностного, поскольку принципы теории вероятностей использовались только при назначении частных коэффициентов безопасности, и учитывали, скорее, средние статистические параметры каждого из свойств материалов или нагрузок (базисных переменных). Полностью вероятностный метод позволяет учитывать технологическую культуру конкретного производителя, а также является более гибким в отношении нестандартных расчетных ситуаций, поскольку не использует частных коэффициентов безопасности, а учитывает только статистические параметры базисных переменных и позволяет вести проектирование конструкций с любой заданной надежностью. При этом есть возможность учитывать степень ответственности конструкций и предполагаемый срок службы.

Главным показателем надежности конструкции или элемента является вероятность его разрушения (отказа). Как правило, эта величина в реальных расчетах довольно мала. Для более удобного сравнения малых величин вероятностей отказа принято эти значения выражать через количество стандартных отклонений (обозначаемых σ) между нулем и средним значением функции распределения случайной величины, представляющей разность случайных величин несущей способности и нагрузки (рис. 6). Такая величина обозначается β и называется индексом надежности. Поскольку площадь под кривой распределения равна единице, то площадь затемненной области представляет вероятность разрушения конструкции при планируемых (известных) нагрузках.

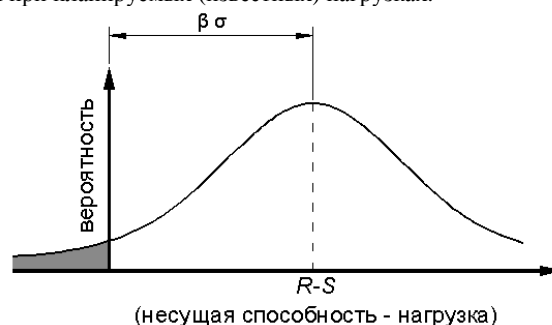


Рис. 6. Функция плотности вероятности величины $R-S$

Численные значения индекса надежности β , определяемого по формуле $\beta = -\Phi^{-1}(p_f)$, и соответствующие вероятности разрушения p_f представлены в таблице 1.

Таблица 1. Соотношения между β и p_f

p_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,3	2,3	3,1	3,7	4,2	4,7	5,2

3.2 Оценка надежности анкера при известных нагрузках

В этом разделе приведена методика оценки надежности анкеров, запроектированных при применении системы частных коэффициентов безопасности. Подобная процедура была проделана авторами работ [3, 4] для сравнения нескольких расчетных методов путем сравнения надежности даваемых ими результатов. В результате было выявлено, что используемый в настоящей работе метод ССД дает наибольшую надежность запроектированных анкеров, при этом наиболее точно предсказывая средние значения несущей способности анкеров.

Методика состоит из нескольких логически обособленных действий. Для некоторого упрощения вычислений для всех базисных переменных на данном этапе принято нормальное распределение, но методика никак не изменится, если распределения будут различными.

1. Предполагаем известным распределение прилагаемой нагрузки со средним значением $S_m = 1.0$ и коэффициентом вариации равным 0.20. Нормативная нагрузка считается равной 95%-квантили действительного распределения нагрузки. При нормальном распределении ее значение предполагается смещенным на 1.645σ от среднего значения, что соответствует значению $S_k = 1.329$ (рис. 7).

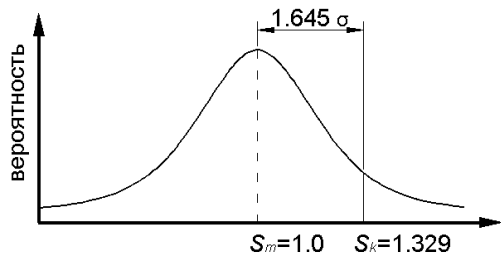


Рис. 7. Функция плотности вероятности нагрузки S

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимается в зависимости от ситуации. Для переменной (рабочей) нагрузки на первом этапе примем $\gamma_f = 1.7$. Далее это значение можно будет корректировать для соответствия расчетных процедур требуемой степени надежности. Таким образом, расчетное значение нагрузки $S_d = 1.329 \cdot 1.7 = 2.26$.

2. При проектировании анкеров следует планировать раз-

рушение анкера по стальному стержню в случае неограниченного роста нагрузки. Это позволяет добиться появления внешних признаков начала разрушения (больших деформаций, перемещений), что даёт время на осуществление экстренных мер по разгрузке или ремонту конструкций. Хрупкое разрушение, которое обуславливается выколом бетонного конуса, носит внезапный характер, поэтому его появления следует избегать.

Класс стали подбирается таким образом, чтобы расчетная несущая способность анкера по стали превышала расчетную нагрузку. Это значит, что требуемая нормативная несущая способность анкера по стали находится из выражения

$$R_{yk} = f_{yk} \cdot A_s = S_d \cdot \gamma_s = 2.26 \cdot 1.1 = 2.49.$$

Нормативное временное сопротивление стали получается умножением предела текучести на коэффициент k . Для арматуры класса S 500 $k = 1.05$. Соответственно предельная нормативная прочность анкера по стали равна $R_{uk} = R_{yk} \cdot k = 2.49 \cdot 1.05 = 2.61$.

Статистическое распределение для стали (например, для класса S 500) принимается нормальным со стандартным отклонением $\sigma_y = 50$ МПа и средним значением $f_{ym} = f_{yk} + 2 \cdot \sigma_y = 500 + 2 \cdot 50 = 600$ МПа, при этом коэффициент вариации несущей способности анкера по стали равен коэффициенту вариации прочности стали $V_y = 50 / 600 = 0.083$. Значит $R_{ym} = R_{yk} / (1 - 2 \cdot V_y) = 2.49 / (1 - 2 \cdot 0.083) = 2.99$. Эти параметры распределения понадобятся нам в дальнейших расчетах.

Если имеются данные широкомасштабных испытаний, с помощью которых можно определить реальное распределение прочностных характеристик арматурных сталей, то использование такой информации предпочтительно.

3. В соответствии с принципом проектирования анкеров, при котором разрушение анкера предпочтительнее по стальному стержню, расчетная прочность анкера по бетону R_{cd} должна быть большей или равной нормативной предельной прочности анкера по стали R_{uk} . Расчетная модель не позволяет рассчитывать нормативные значения несущей способности, а с учетом коэффициента надежности для анкеров (принимая на первом этапе $\gamma_c = 1.5$ с последующим уточнением) сразу дает среднее значение. Получаем, что средняя прочность анкера по бетону должна иметь значение $R_{cm} = R_{uk} \cdot \gamma_c = 2.61 \cdot 1.5 = 3.92$. Функции распределения вероятностей для нагрузок и несущих способностей анкера по стали и бетону в соответствии с указанным принципом проектирования показаны на рис. 8.

В работе [3] показано, что метод ССД даёт адекватные результаты и поправочный коэффициент равный отношению средней прочности на основе опытов к прочности по расчетам равен 0.98. При этом в расчетах закладывалась прочность бетона по результатам испытаний контрольных кубов, т.е. марка

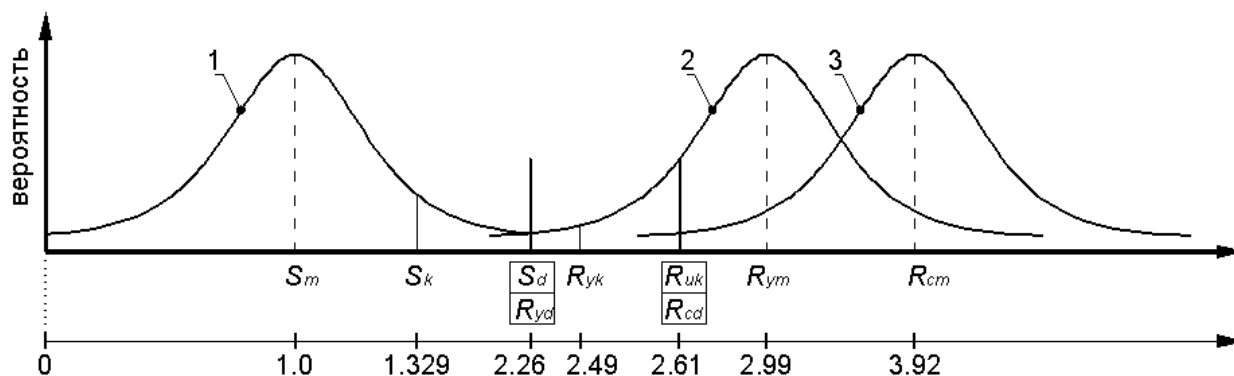


Рис. 8. Распределения нагрузки и несущих способностей проектируемого анкера: 1 – функция распределения нагрузки; 2 – функция распределения прочности анкера по стали; 3 – функция распределения прочности анкера по бетону

Таблица 2. Среднее значение и коэффициент вариации величины, равной отношению экспериментальных значений несущей способности к соответствующим расчетным значениям для различной глубины заложения

Глубина заложения, мм	0–25	25–51	51–76	76–101	101–127	127–153	153–203	>203
Среднее значение θ_m	1.00	0.977	0.965	0.992	1.03	1.05	1.04	0.993
Коэффициент вариации V_θ	0.198	0.204	0.208	0.156	0.185	0.157	0.170	0.179

бетона (среднее значение прочности) f_{cm} . Это говорит о том, что расчетный метод дает хорошее совпадение для средних значений несущей способности по расчетам с экспериментами. Значит, при наличии репрезентативной выборки ее можно использовать для определения параметров соответствующего распределения несущей способности анкеров по бетону.

На основе проведенных многочисленных опытов в работе [3] приведен коэффициент вариации для величины, равной отношению экспериментальных значений несущей способности анкера по бетону к соответствующим расчетным значениям согласно используемой расчетной модели $V_\theta = 0.197$. Этот коэффициент не включает в себя вариации глубины заложения анкера, поскольку основан на лабораторных экспериментах, исключающих существенные отклонения. Также на него не повлияли вариации прочности бетона, изменяющейся от одного замеса к другому, поскольку в каждом опыте прочность бетона в конструкции оценивалась по контрольным кубам. Зато вышеуказанный коэффициент включает ошибки измерений и неточности расчетной модели, т.е. показывает вариации базисной переменной, которую мы будем называть ошибкой моделирования. В таблице 2 приведены статистические параметры для базисной переменной θ согласно данным [11].

Как видно по данным работ [3, 11], среднее значение близко к $\theta_m = 1.0$, а коэффициент вариации приближается в среднем к значению $V_\theta = 0.20$. На данной стадии исследования, когда изучаются коэффициенты запаса и степень надежности, такое осреднение вполне приемлемо. Соответственно в условиях лабораторных экспериментов коэффициент вариации несущей способности по бетону равен также $V_{R_c} = 0.20$.

В условиях строительной площадки к вышеуказанным вариациям добавляются вариации прочности бетона и вариации глубины заделки анкера. Поэтому чтобы определить изменчивость несущей способности V_{R_c} , необходимо провести анализ влияния каждой из базисных переменных, входящих в функцию предельного состояния.

Согласно описанным выше принципам вероятностного проектирования и симуляционного метода Монте-Карло в расчет вводятся две базисные переменные, имеющие свои распределения вероятностей. Поскольку нас интересует только коэффициент вариации распределения значений функции R_c , то, во-первых, можно опустить константу k , приняв ее равной 1.0, во-вторых, распределения f_{cm} и h_{ef} привести к

распределениям со средним значением равным 1.0 и первоначальным неизменным коэффициентом вариации. Это позволит определить коэффициент вариации несущей способности отдельно, не привязываясь к средним значениям каждой переменной.

Покажем последовательность действий на примере с конкретными значениями.

1. Прочность бетона f_c имеет логнормальное распределение с параметрами:

- среднее значение $f_{cm} = 1.0$;
- коэффициент вариации $V_{f_c} = 0.5$;
- стандартное отклонение $\sigma_{f_c} = 0.5$.

2. Глубина заложения анкера h имеет также логнормальное распределение. При этом номинальное значение должно составлять 100 мм с допуском $\Delta h = 10$ мм, что соответствует значению стандартного отклонения $\sigma_h = 6$ мм. Поэтому для приведенного распределения имеем следующие параметры:

- среднее значение $h_m = 1.0$;
- стандартное отклонение $\sigma_h = 0.06$;
- коэффициент вариации $V_h = 0.06$.

3. Ошибка моделирования θ имеет логнормальное распределение с параметрами:

- среднее значение $\theta_m = 1.0$;
- коэффициент вариации $V_\theta = 0.2$;
- стандартное отклонение $\sigma_\theta = 0.2$.

Функция предельного состояния записывается следующим образом:

$$R_c = \theta \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h^{1.5}. \quad (11)$$

Далее с помощью программы общего назначения MATH-EMATICA генерировались 3 массива псевдослучайных чисел с заданными распределениями. Каждый массив содержал 1 000 000 элементов, и, следовательно, такое количество сочетаний трех базисных переменных образует массив для R_c с таким же количеством элементов.

Найденный коэффициент вариации составил $V_{R_c} = 0.331$.

Далее вводим два класса распределений (рис. 9):

1. Нормально распределенная нагрузка со средним значением $S_m = 1.0$ и коэффициентом вариации $V_s = 0.20$.
2. Нормально распределенная прочность анкера по бетону со средним значением $R_{cm} = 3.92$ и коэффициентом вариации $V_{R_c} = 0.331$.

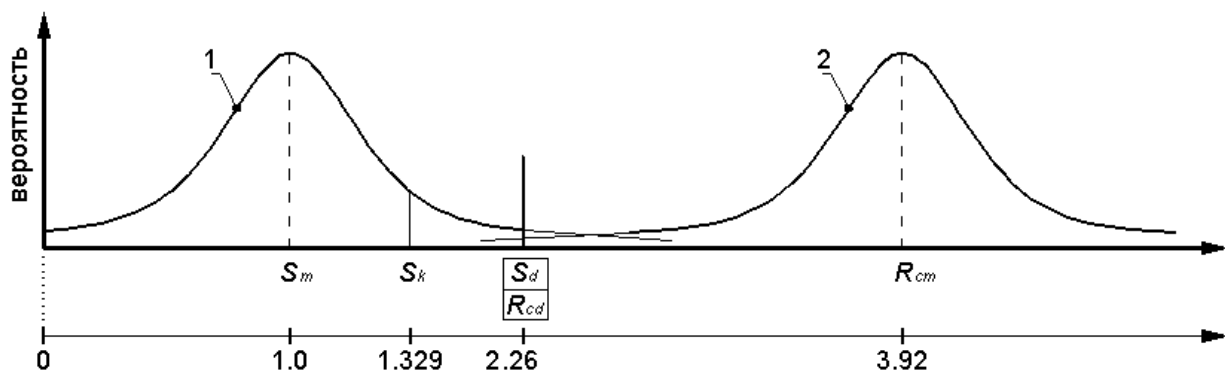


Рис. 9. Распределения нагрузки и несущей способности проектируемого анкера: 1 – функция распределения нагрузки; 2 – функция распределения прочности анкера по бетону

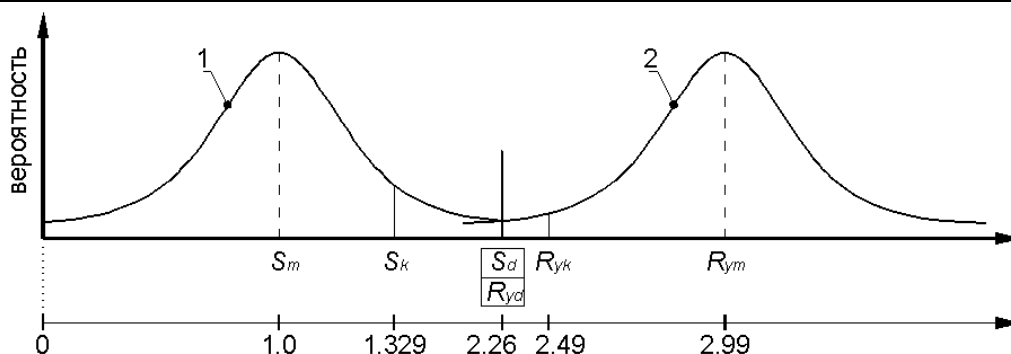


Рис. 10. Распределения нагрузки и несущей способности проектируемого анкера: 1 – функция распределения нагрузки; 2 – функция распределения прочности анкера по стали

Далее генерируются два соответствующих массива псевдослучайных чисел и рассчитывается третий массив по формуле:

$$F_c [i] = R_c [i] - S [i]. \quad (12)$$

Число отрицательных элементов массива F_c , отнесенное к общему количеству симуляций (1 000 000), суть вероятность отказа анкера по бетону.

По расчетам вероятность отказа при входных данных, приведенных выше в качестве примера, получилась равной $p_{fy} = 2.52 \times 10^{-4}$, что соответствует индексу надежности $\beta = 3.48$.

Если нас устраивает данный индекс надежности, то можно рассчитать коэффициент безопасности для несущей способности анкера по бетону. Стоит обратить внимание на один нюанс, касающийся различий в подходах к частным коэффициентам для нагрузки и несущей способности. Для нагрузки, как было показано выше, применима следующая последовательность расчета: среднее значение → нормативное значение → расчетное значение. Для несущей способности мы сознательно будем использовать лишь один коэффициент безопасности, посредством которого будет осуществляться переход от среднего значения к расчетному, минуя нормативное. Это связано с тем, что оригинальная расчетная модель CCD, как было показано в работах [3, 4], позволяет определять среднее значение несущей способности, но не нормативное. Для определения нормативного значения следует находить свои коэффициенты, но такая задача на данном этапе перед нами не стояла. Принципы остаются те же, что используются в данном исследовании, но вероятность разрушения принимается равной 0.05.

Таким образом, в приведенном примере коэффициент безопасности для несущей способности по бетону равен $3.92 / 2.26 \approx 1.75$. Значит формула для определения расчетного значения несущей способности будет выглядеть так:

$$R_{cd} = \frac{R_{cm}}{\gamma_c} = \frac{15 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1.5}}{1.75}. \quad (13)$$

Общая вероятность разрушения анкера равна сумме вероятностей разрушения по бетону и по арматуре. Поэтому после определения последней можно будет приступить к процедуре калибровки частных коэффициентов безопасности для расчетной модели.

Теперь необходимо найти коэффициент вариации для несущей способности анкера по стали. Функция предельного состояния записывается следующим образом:

$$R_y = A_s \cdot f_y \quad (14)$$

Далее снова генерируются 2 массива псевдослучайных чисел с заданными распределениями.

1. Прочность арматуры определяется пределом текучести f_y , имеющим логнормальное распределение. Рассмотрим на данном этапе основной вид винтовой арматуры, применяю-

щейся в настоящее время в Беларуси – S 500. Для этого класса принято стандартное отклонение 50 МПа и среднее значение предела текучести 600 МПа. Поэтому для приведенного распределения будем использовать следующие параметры:

- среднее значение $f_{ym} = 1.0$;
- коэффициент вариации $V_{fy} = 50 / 600 = 0.0833$;
- стандартное отклонение $\sigma_{fy} = 0.0833$.

2. Вариации площади сечения арматуры весьма незначительны, но мы все же их учтем:

- среднее значение $A_{sm} = 1.0$;
- коэффициент вариации $V_{As} = 0.02$;
- стандартное отклонение $\sigma_{As} = 0.02$.

Каждый массив содержит 1 000 000 элементов, и, следовательно, такое количество сочетаний трех базисных переменных образует массив для R_y с таким же количеством элементов. Найденный коэффициент вариации составляет $V_{Ry} = 0.0857$.

Проведем исследование вероятности отказа анкера по арматуре с учетом действующей системы частных коэффициентов безопасности для арматуры. Т.е. в расчете принимаем коэффициент безопасности по арматуре $\gamma_s = 1.1$, и по нагрузке $\gamma_f = 1.7$. Вводим два класса распределений (рис. 10).

3. Логнормально распределенная нагрузка со средним значением $S_m = 1.0$ и коэффициентом вариации $V_s = 0.20$.

Логнормально распределенная прочность анкера по стали со средним значением $R_{ym} = 2.99$ и коэффициентом вариации $V_{Ry} = 0.085$ (для класса арматуры S500).

Далее генерируются два соответствующих массива псевдослучайных чисел и рассчитывается третий массив по формуле:

$$F_y [i] = R_y [i] - S [i]. \quad (15)$$

Число отрицательных элементов массива F_y , отнесенное к общему количеству симуляций (1 000 000), суть вероятность отказа анкера по арматуре, которая по расчетам получилась равной $p_{fy} = 1 \times 10^{-6}$, что соответствует индексу надежности $\beta = 4.7$. Как видно, вероятность разрушения анкера по стали на несколько порядков ниже вероятности разрушения по бетону. Поэтому при калибровке коэффициентов безопасности можно руководствоваться лишь целевым индексом надежности анкера по бетону.

На рис. 11 показана типичная гистограмма распределения массива $F[i]$, построенная при помощи пакета МАТНЕМАТ-ІСА на которой из-за масштаба не просматриваются отрицательные значения.

Для анкеров, работающих на поперечное усилие вышеописанная процедура определения надежности расчетных методов аналогична. Она здесь не приводится, но калибровка коэффициентов безопасности проведена и для этого случая (см. п. 3.4).

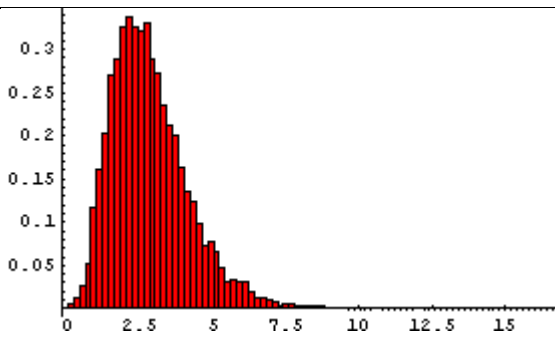


Рис. 11. Гистограмма распределения вероятностей значений величины $F = R - S$

3.3 Классы ответственности конструкций

Вопрос назначения целевого генерального индекса надежности является достаточно сложным и главным образом по той причине, что необходимо априори рассматривать возможные потери и сопоставлять не поддающиеся измерению факторы риска. Для конструкций в стадии эксплуатации этот вопрос в общем решен.

Выделяют три класса по степени ответственности зданий и сооружений (СС1, СС2, СС3) в зависимости от значимости последствий, которые может вызвать разрушение (угроза жизни людей, экономический и социальный ущерб, экологические последствия).

При разделении на классы по степени ответственности учитывается коэффициент относительной стоимости ρ , определяемый как отношение полной стоимости (стоимость возведения + прямой ущерб, связанный с разрушением + стоимость обеспечения безопасности) к стоимости возведения здания или сооружения [12]. Так, при $\rho \leq 2$ здание или сооружение рекомендовано относить к первому (СС1), при $2 < \rho \leq 5$ – ко второму (СС2) и при $5 < \rho \leq 10$ – к третьему классу (СС3) ответственности. При этом если коэффициент $\rho > 10$, необходимо рассматривать вопрос о целесообразности возведения такого здания или сооружения.

В таблице 3 представлен пример калибровки целевых величин β в зависимости от последствий разрушения и относительной стоимости мер обеспечения безопасности конструкции согласно ISO 2394 [13].

Для конструкций на стадии возведения вопрос назначения уровня надежности не имеет такого описания, как для построенных или проектируемых зданий. Тем более нет рекомендаций по назначению надежности для технологического оборудования в монолитном строительстве. Поэтому будем исходить из соображений, что на стадии возведения здания отказ технологического оборудования (креплений опалубки) не влечет за собой разрушения несущих конструкций. Касательно причинения вреда здоровью рабочего персонала можно выделить две ситуации: когда обязательное нахождение людей в зоне возможного обрушения не предусматривается (но возможно) – класс ответственности СС1, и когда по технологии ведения работ рабочие должны находиться в опасной зоне (например, когда с анкерным креплением связаны каким-либо образом средства подмащивания) – класс ответственности СС2.

Таблица 3. Целевые значения β

Относительная стоимость обеспечения безопасности конструкций	Последствия разрушения			
	небольшие	важные	умеренные	большие
Высокая	0	1,5	2,3	3,1
Средняя	1,3	2,3	3,1	3,8
Низкая	2,3	3,1	3,8	4,3

Согласно нормам EN 1990 [14] к классу СС1 относятся здания, в которых нахождение людей маловероятно (сельскохозяйственные, складские помещения), к классу СС2 – жилые и офисные здания.

3.4 Калибровка коэффициентов безопасности

В данном разделе проведена калибровка частных коэффициентов безопасности для несущей способности по бетону. При этом следует обязательно учитывать несколько допущений:

- 1) Принято логнормальное распределение для нагрузки с коэффициентом вариации 20% и коэффициентом безопасности по нагрузке $\gamma_f = 1.7$;
- 2) Принято логнормальное распределение для предела текучести стали с коэффициентом вариации 0.083 и коэффициентом безопасности по материалу $\gamma_s = 1.1$;
- 3) Допуск для отклонений глубины заложения анкера принят $\Delta = \pm 10$ мм.

Расчетная модель для несущей способности по бетону выглядит следующим образом

$$N_{cd} = \frac{N_{cm}}{\gamma_{Nc}} = \frac{15 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1.5}}{\gamma_{Nc}} \quad (16)$$

Расчетное значение несущей способности по стали:

$$N_{yd} = A_d \cdot f_{yk} / \gamma_s \quad (17)$$

Общая вероятность разрушения анкера равна сумме вероятностей разрушения по бетону и по арматуре. В таблицах 4 и 5 приведены коэффициенты безопасности для несущей способности анкера по бетону соответственно для классов ответственности СС1 и СС2 при различных вариациях прочности бетона и различной глубине заложения анкерных оголовков.

Для анкеров, работающих на поперечное усилие, рассматривается следующая расчетная модель:

$$V_{cd} = 1.1 \cdot (l/d_0)^{0.2} \sqrt{d_0} \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot c_1^{1.5} / \gamma_{Vc} \quad (18)$$

где базисными переменными, носящими случайный характер, являются f_{cm} и c_1 . Поэтому при всех остальных величинах в формуле (18) с детерминированными значениями вариации расчетной модели будут точно такими же, как и для расчетной модели анкера, работающего на растяжение. В работе [4] показано, что коэффициент вариации ошибки моделирования также приблизительно равен 20%. Это говорит о том, что в расчетной формуле (18) можно использовать те же коэффициенты запаса, что и в формуле (16). При этом допустимые отклонения для величины расстояния от края плиты составляют $\Delta c_1 = \pm 15$ мм.

Заключение

В настоящей работе проведен анализ распространенного метода для расчета несущей способности анкеров в бетоне CCD [1]. Работа содержит анализ методики расчета анкеров с позиций теории надежности. Приведены теоретические основы расчетов анкеров по первой группе предельных состояний (по прочности). С использованием симуляционного моделирования по методу Монте-Карло произведена калибровка частных коэффициентов безопасности с учетом требований каждого из классов ответственности. При этом применялся полностью вероятностный метод расчета, учитывающий потенциальный разброс прочности бетона и геометрических размеров.

Таблица 4. Коэффициенты безопасности для несущей способности анкера по бетону при классе ответственности СС1 (генеральный индекс надежности $\beta = 3.1$)

V_{fc}	$h_m = 50$ мм	$h_m = 70$ мм	$h_m = 100$ мм	$h_m = 120$ мм	$h_m = 150$ мм
0.20	$\gamma_c = 1.35$ ($\beta = 3.14$)	$\gamma_c = 1.25$ ($\beta = 3.16$)	$\gamma_c = 1.2$ ($\beta = 3.15$)	$\gamma_c = 1.2$ ($\beta = 3.20$)	$\gamma_c = 1.15$ ($\beta = 3.12$)
0.30	$\gamma_c = 1.45$ ($\beta = 3.17$)	$\gamma_c = 1.35$ ($\beta = 3.19$)	$\gamma_c = 1.3$ ($\beta = 3.19$)	$\gamma_c = 1.25$ ($\beta = 3.12$)	$\gamma_c = 1.25$ ($\beta = 3.15$)
0.40	$\gamma_c = 1.55$ ($\beta = 3.12$)	$\gamma_c = 1.45$ ($\beta = 3.14$)	$\gamma_c = 1.4$ ($\beta = 3.14$)	$\gamma_c = 1.4$ ($\beta = 3.19$)	$\gamma_c = 1.35$ ($\beta = 3.13$)
0.50	$\gamma_c = 1.7$ ($\beta = 3.12$)	$\gamma_c = 1.6$ ($\beta = 3.14$)	$\gamma_c = 1.55$ ($\beta = 3.17$)	$\gamma_c = 1.55$ ($\beta = 3.18$)	$\gamma_c = 1.5$ ($\beta = 3.13$)

Таблица 5. Коэффициенты безопасности для несущей способности анкера по бетону при классе ответственности СС1 (генеральный индекс надежности $\beta = 3.8$)

V_{fc}	$h_m = 50$ мм	$h_m = 70$ мм	$h_m = 100$ мм	$h_m = 120$ мм	$h_m = 150$ мм
0.20	$\gamma_c = 1.7$ ($\beta = 3.83$)	$\gamma_c = 1.55$ ($\beta = 3.82$)	$\gamma_c = 1.5$ ($\beta = 3.87$)	$\gamma_c = 1.45$ ($\beta = 3.83$)	$\gamma_c = 1.45$ ($\beta = 3.86$)
0.30	$\gamma_c = 1.85$ ($\beta = 3.82$)	$\gamma_c = 1.7$ ($\beta = 3.82$)	$\gamma_c = 1.65$ ($\beta = 3.81$)	$\gamma_c = 1.6$ ($\beta = 3.83$)	$\gamma_c = 1.55$ ($\beta = 3.83$)
0.40	$\gamma_c = 2.05$ ($\beta = 3.82$)	$\gamma_c = 1.85$ ($\beta = 3.84$)	$\gamma_c = 1.8$ ($\beta = 3.85$)	$\gamma_c = 1.8$ ($\beta = 3.91$)	$\gamma_c = 1.75$ ($\beta = 3.83$)
0.50	$\gamma_c = 2.25$ ($\beta = 3.81$)	$\gamma_c = 2.05$ ($\beta = 3.81$)	$\gamma_c = 2.0$ ($\beta = 3.83$)	$\gamma_c = 2.0$ ($\beta = 3.86$)	$\gamma_c = 1.95$ ($\beta = 3.89$)

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- Werner Fuchs, Rolf Eligehausen, John E. Breen. Concrete capacity design (CCD) approach for fastening to concrete // *ACI Structural Journal*. – 1995. – Vol.92. – №1 January-February. – P.73-94.
- Провести исследования, разработать и внедрить скоростную технологию возведения подземных монолитных зданий с применением конкурентоспособных опалубочных систем. Этап 8: Выполнить экспериментальные исследования технологических нагрузок на одностороннюю опалубку стен: отчет о НИР (промежуточ.) / УП «Институт БелНИИС» ; Руководитель М.Ф.Марковский. – Мнр 2006211. – Мн., 2006. – 61 с.
- Mansour Shirvani, Richard E. Klingner, Herman L. Graves, III. Breakout capacity of anchors in concrete – part 1: tension // *ACI Structural Journal*. – 2004. – Vol.101. – №6 November-December. – P.812-820.
- Hakki Muratli, Richard E. Klingner, Herman L. Graves, III. Breakout capacity of anchors in concrete – part 2: shear // *ACI Structural Journal*. – 2004. – Vol.101. – №6 November-December. – P.821-829.
- Matthew Miltenberger. Capacity design of grouted anchors // *Proceedings of the 16th International conference on structural mechanics in reactor technology*, Washington DC, August 2001. – paper #1790 (H06).
- NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures. Part I: Provisions (FEMA 368) // *Building Seismic Safety Council*. – Washington, D.C. 2001. – pp.374.
- Краснощекоев Ю.В. Вероятностные характеристики несущей способности железобетонных конструкций по нормальным сечениям // *Бетон и железобетон*. № 3, 2001. – С. 7–9.
- Незрушающий контроль бетона в монолитном строительстве: совершенствование средств и методов: монография / Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович. – Мн.: БНТУ, 2006. – 220 с.
- Soukhov D., Jungwirth F. Conformity and Safety of Concrete According to prEN 206 and Eurocodes / *Lacer*, N 2, 1997.
- Probabilistic Model Code (12th Draft): Part 3 – Material Properties – Joint Committee of Structural Safety – JCSS–OSTL/DIA/VROU – 10–11–2000.– 41 p.
- Imed Frigui, B.S. Tensile Capacity of Single Anchor in Concrete. Evaluation of Existing Theory on an LRFD Basis: MSc Thesis, the University of Texas at Austin, August, 1992.
- Probabilistic Model Code (12th Draft): Part 1 – Basis of Design – Joint Committee of Structural Safety – JCSS–OSTL/DIA/VROU – 10–11–2000.– 57 p.
- ISO 2394. General principles on reliability for structures.
- EN 1990:2001. Eurocode – Basis of structural design.

Статья поступила в редакцию 23.02.07

УДК 624.138

Пойта П.С.

УПЛОТНЕНИЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ОСНОВАНИЙ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ

Введение

Опыт отечественного и зарубежного фундаментостроения показывает, что наиболее эффективным методом подготовки искусственных оснований является интенсивное ударное

уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками. Важным преимуществом такой технологии перед другими методами устройства территорий под строительство зданий и сооружений является возможность уплотнения сильносжимаемых

Пойта Петр Степанович, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой оснований фундаментов, инженерной геологии и геодезии, ректор Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.