

Кузеванов Д.В. Научно-технический отчет «Конструкции с композитной неметаллической арматурой. Обзор и анализ зарубежных и отечественных нормативных документов», 2012г. [Электронный ресурс] // НИИЖБ им. А.А. Гвоздева Лаборатория №2 URL: <http://www.niizhb2.ru/Article/nka2012.pdf> (дата обращения \_\_\_\_\_).

Кузеванов Дмитрий Владимирович, старший научный сотрудник лаборатории железобетонных конструкций и контроля качества (лаборатория №2) НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, к.т.н.

## **НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ОТЧЕТ**

по теме: **«Конструкции с композитной неметаллической арматурой. Обзор и анализ зарубежных и отечественных нормативных документов».**

**Москва, 2012 г.**

## Оглавление

<b>1. ВВЕДЕНИЕ .....</b>	<b>3</b>
<b>2. ХАРАКТЕРИСТИКИ НКА .....</b>	<b>6</b>
2.1. КОМПОЗИЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ (КМ) .....	6
2.2. ТИПЫ НКА .....	12
2.3. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА НКА .....	16
<b>3. АНАЛИЗ НОРМАТИВНЫХ ПОЛОЖЕНИЙ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ.....</b>	<b>21</b>
3.1. ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА.....	21
3.2. НОРМИРОВАНИЕ ХАРАКТЕРИСТИК МАТЕРИАЛОВ.....	23
3.3. РАСЧЕТ ПО ПЕРВОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ .....	25
3.4. РАСЧЕТ ПО ВТОРОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ .....	34
3.5. РАСЧЕТ АНКЕРОВКИ И СЦЕПЛЕНИЯ .....	42
3.6. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ.....	47
3.7. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ С ПРЕДНАПРЯЖЕННОЙ НКА.....	50
3.8. ОБЩИЕ ВЫВОДЫ ИЗ АНАЛИЗА НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ.....	55
<b>4. ОБЗОР ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ .....</b>	<b>56</b>
<b>СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....</b>	<b>63</b>

## 1. Введение

Неметаллическая композитная арматура (НКА) представляет собой композиционный материал, состоящий из связующего синтетического полимера и армирующих нитевидных волокон. НКА различают в зависимости от типа армирующих волокон, выделяют углепластиковую, стеклопластиковую, базальтопластиковую и органопластиковую арматуру.

Основные преимущества конструкций, армированных НКА:

- Долговечность и коррозионная стойкость
- Электромагнитная нейтральность, диэлектрические свойства арматуры.
- Высокая прочность и низкий удельный вес арматуры
- Легко прорезаемые проемы в конструкциях, простая заготовка на стройплощадке.

Эффективными областями применения такой арматуры являются:

- Использование при берегоукреплении.
- Морские и припортовые сооружения.
- Канализация, мелиорация и водоотведение.
- Дорожное полотно и ограждения, в том числе мостов.
- Элементы инфраструктуры химических производств.
- Изделия из бетонов с преднапряженным и ненапряженным армированием (осветительные опоры, опоры ЛЭП, изолирующие траверсы ЛЭП; дорожные и тротуарные плиты, заборные плиты, поребрики, столбики и опоры; железнодорожные шпалы; фасонные изделия для коллекторов, трубопроводных и трассопроводных (теплоцентрали, кабельные каналы) коммунальных систем.
- Конструкции, не наводящие магнитных полей (транспортные сооружения, помещения для магнитно-резонансных томографов, радиопрозрачные конструкции)
- Временные сооружения и конструкции с проемами, выполняемыми по месту.

Начало применения композитных материалов в технике относится к 1950ым годам. Основные области применения были связаны с машиностроением. Данные материалы, благодаря своим преимуществам, нашли широкое применение для аэрокосмической отрасли, автомобиле- и судостроения.

Возможность применения НКА в строительстве впервые рассматривалась в 1960ых годах. Актуальность была связана с необходимостью повышения долговечности дорожных конструкций и морских сооружений. НКА рассматривалась наряду с другими типами защиты стальной арматуры в агрессивных условиях (полимерные покрытия, гальванические покрытия полимербетоны и т.п.). Широкому внедрению и изучению препятствовало отсутствие налаженного промышленного производства вплоть до 1980ых годов.

Целенаправленные массовые исследования, сопровождавшиеся выпуском технических документов, начаты только в конце 1970ых годов. Хронология работ и выпущенных документов представлена ниже.

1960-1970 - Начало пробного производства и применения в строительстве стеклопластиков

1978 - Рекомендации Р-16-78 по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой (СССР, НИИЖБ) [1]

1987 - Создание соответствующих специализированных комитетов в Японии и Канаде

1991 – Научно-технический отчет о НКА (Канада). Создание специализированного комитета АСІ 440 (США)

1992 – Научно-технический отчет о НКА (Япония)

1996 - Создание специализированного комитета TG 9.3 при СЕВ/FIB. Разработка первых рекомендаций JSCE (Япония) [2] и EUROCRETE (European Committee for Concrete) [3]

1998 - Разработка рекомендаций по расчету мостов с НКА CSCE (Канада)

1999 - Разработка рекомендаций ISE (Institution of Structural Engineers) [4], разработка норм Швеции

- 2000 - Fib bulletin 10 с разделом по анкеровке неметалл арматуры, Разработка рекомендаций по расчету мостов с НКА CAN/CSA S6-00 [5] (Канада)
- 2001 - Fib bulletin 14 внешнее армирование (усиление) НКА, АСІ 440.1R (конструкции армированные НКА) – США
- 2002 - АСІ 440.2R - внешнее армирование НКА - США , рекомендации по армированию НКА (Нидерланды), Канадские нормы по применению НКА в зданиях CAN/CSA S806-02 [6]
- 2003 - АСІ 440.1R (2я ред.) [7] – США
- 2004 - АСІ 440.3R - испытания материалов, 440.4R - преднапряженные конструкции [8] (США). Итальянские нормы по внешнему армированию НКА CNR-DT 200/2004
- 2006 - Итальянские нормы по армированию НКА CNR-DT 203/2006 [9], Американский стандарт АСІ 440.1R [10] (3я ред.)
- 2007 – Fib bulletin 40 - НКА арматура в бетонных и ж/б конструкциях [11]
- 2010 – Fib bulletin 55, 56 - ModelCode 2010 — общие положения по проектированию конструкций в том числе с неметаллической арматурой. [12]
- 2011 - Проект ДСТУ-Н Композитная арматура (первая редакция). Руководство по проектированию и изготовлению бетонных конструкций с неметаллической композитной арматурой на основе базальтового и стеклянного ровингов. (Украина) [13]
- 2011 - Проект ГОСТ «Арматура неметаллическая композитная для армирования бетонных конструкций» (Россия, НИИЖБ) [14]
- 2012 – Проект СТО «Нострой» - 43 «Применение в строительных бетонных и геотехнических конструкциях неметаллической композитной арматуры» [15]

В настоящем отчете представлена обзорная информация и требования различных нормативных документов к проектированию конструкций с применением НКА.

## 2. ХАРАКТЕРИСТИКИ НКА

### 2.1. Композиционные материалы (КМ)

НКА – является композиционным материалом. Композиционными называют материалы, состоящие из 2-х или более компонентов, различающихся по своему химическому составу и разделенных выраженной границей, состав, форма и распределение которых «запроектированы» заранее. КМ неоднородны в микромасштабе и однородны в макромасштабе, их свойства определяются свойствами каждого из компонентов, присутствующих в материале в достаточно больших количествах. Компонент, непрерывный во всем объеме КМ, называется матрицей, а прерывистый, разъединенный в объеме композиции – арматурой, или армирующим элементом.

Полимер, армированный волокном – это анизотропный полимерный композиционный материал (ПКМ), состоящий из высокопрочных волокон в полимерной матрице. Волокна в ПКМ являются главным несущим элементом и характеризуются высокой прочностью при растяжении. Типичный многослойный ПКМ состоит из нескольких миллионов тонких нитевидных волокон. Полимерная матрица (также называемая смолой) защищает волокна от повреждений, обеспечивает их ровность и распределяет нагрузку между отдельными волокнами композита.

ПКМ, армированные углеродными волокнами, называются углепластиками, стеклянными – стеклопластиками, арамидными – органопластиками, базальтовыми – базальтопластиками.

Свойства ПКМ можно подобрать путем выбора смолы, типа армирующего материала, ориентации армирующего материала и его содержания. Выбор волокон основывается на требованиях к прочности, жесткости и долговечности, а выбор матрицы зависит от окружающей среды, в которой будет находиться композит, и технологии производства самого композита.

Все указанные волокна выдерживают бóльшие напряжения, чем сталь,

и ведут себя вплоть до разрушения как идеально упругие тела, подчиняясь закону Гука. Они различаются по своим физическим свойствам, наиболее важные из которых - жесткость и деформация растяжения. Свойства этих типов волокон представлены на рис. 2.1, а также более подробно в табл. 2.1.

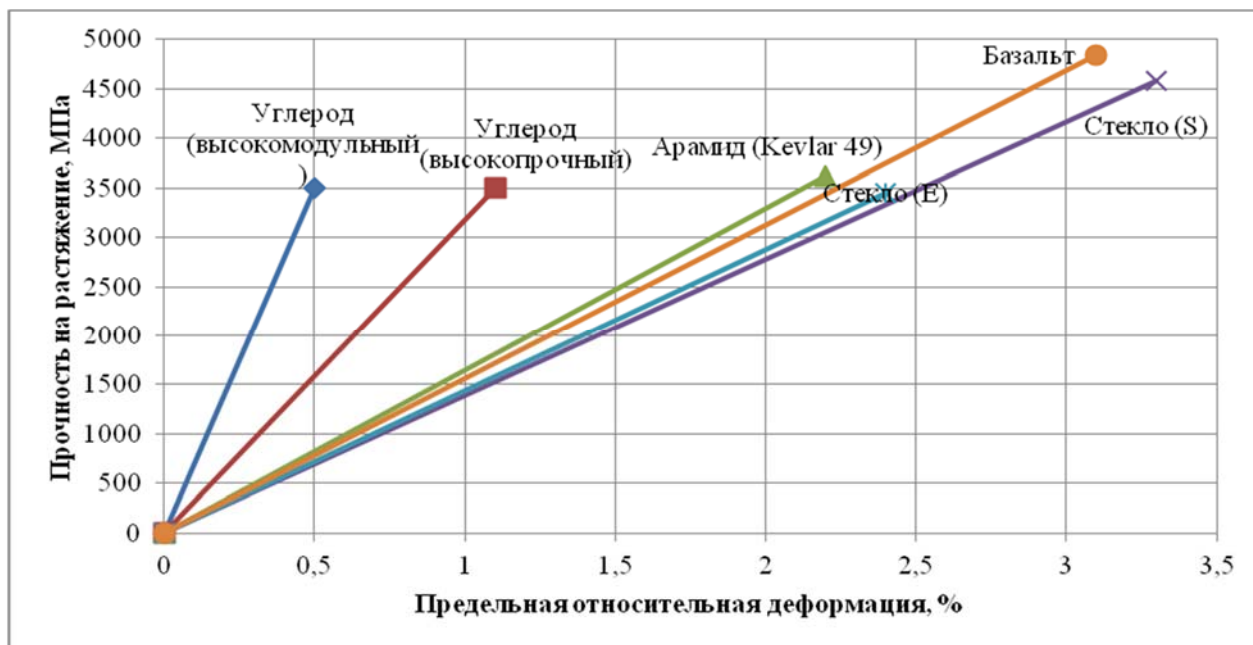


Рисунок 2.1 Диаграмма растяжения для основных типов армирующих волокон

Механические свойства ПКМ улучшаются при увеличении содержания армирующего материала. Однако существует предел, после которого увеличение количества волокна в композите не обеспечивает дальнейшего улучшения его свойств. Это объясняется тем, что полимерная матрица не может окружить все волокна, если они расположены слишком плотно.

Содержание волокон и матрицы по объему определяется, соответственно, как

$$V_f = \frac{v_f}{v_c} ; V_m = \frac{v_m}{v_c} \quad (2.1)$$

Для непористых КМ соблюдается условие

$$V_f + V_m = 1 \quad (2.2)$$

Практически более удобно пользоваться содержанием волокон по массе  $W_f$ , если известны плотности ( $\rho_f; \rho_c$ ) составляющих КМ:

$$W_f = \frac{m_f}{m_c} ; W_f = \frac{\rho_f}{\rho_c} V_f \quad (2.3)$$

( $v_f, v_m, v_c$  – объем волокон, матрицы и композита соответственно,  $m_f$  - содержание по массе волокон,  $m_c$  - масса композита).

Таблица 2.1 Свойства волокон, применяемых для изготовления НКА

Тип волокна	Плотность	Прочность на растяжение	Модуль упругости	Предельная относительная деформация	Коэффициент температурного расширения	Коэффициент Пуассона
	кг/м <sup>3</sup>	МПа	ГПа	%	10 <sup>-6</sup> /°С	
Стекло (E)	2500	3450	72.4	2.4	5	0.22
Стекло (S)	2500	4580	85.5	3.3	2.9	0.22
Щелочестойкое стекло	2270	1800-3500	70-76	2.0-3.0	-	-
Углерод (высокомодульный)	1950	2500-4000	350-650	0.5	-1.2...-0.1	0.2
Углерод (высокопрочный)	1750	3500	240	1.1	-0.6...-0.2	0.2
Арамид (Kevlar 29)	1440	2760	62	4.4	-2.0 (59*)	0.35
Арамид (Kevlar 49)	1440	3620	124	2.2	-2.0 (59*)	0.35
Арамид (Kevlar 149)	1440	3450	175	1.4	-2.0 (59*)	0.35
Арамид (Technora H)	1390	3000	70	4.4	-2.0 (59*)	0.35
Базальт	2800	4840	89	3.1	8	-

**Углерод.** Углеродные волокна обладают комплексом ценных механических и химико-физических свойств и поэтому проявили себя как наиболее подходящие для применения в строительстве. Они обладают высокой тепло- и атмосферостойкостью, устойчивостью к действию света и проникающей радиации, химической стойкостью ко многим реагентам (концентрированные кислоты и щелочи, практически все растворители). На них воздействуют лишь сильные окислители при нагревании. Углеродные волокна биостойки и биоинертны, жаростойки и трудногорючи. Они мало гигроскопичны, но благодаря развитой поверхности адсорбируют водяные пары (до влажности порядка 0,2-2%), не меняя при этом своих физико-механических свойств.

Углеродные волокна имеют различные электрофизические свойства (от полупроводников до проводников) и, хотя сами не подвержены коррозии, могут вызывать электрохимическую коррозию при контакте со сталью.

Углеродные волокна выдерживают высокие циклические нагрузки, не



подвержено ползучести или коррозии под напряжением, а релаксация напряжений и коэффициент термического расширения у него меньше, чем у стальных канатов, применяемых для предварительного напряжения бетона.

В зависимости от технологии производства и исходного материала углеродные волокна можно условно разделить на две группы: высокомодульные и высокопрочные. Существуют также волокна, в которых сочетаются высокая прочность и высокий модуль упругости. Одним из недостатков углеродных волокон является их невысокая относительная деформация при разрыве.

Углеродные композиты имеют самую высокую стоимость из рассматриваемых типов.

**Стекло.** Существует множество разновидностей волокон из стекла, из них в строительстве в основном применяются три типа: E, S и AR.

Стеклопластик обладает высокой прочностью, низкой теплопроводностью, устойчивостью к агрессивным средам и резким перепадам температур, био-, влаго- и атмосферостойкостью. Стеклопластик трудногорюч и при пожаре не выделяет ядовитых газов. Кроме того, по сравнению с углепластиком он имеет хорошие электроизоляционные свойства.

К недостаткам стеклопластика следует отнести подверженность коррозии под напряжением, релаксации напряжений, а также чувствительность к влажности и щелочам. Это относится к алюмоборосиликатному стекловолокну, поэтому при изготовлении ПКМ с применением этого волокна к полимерному связующему предъявляются повышенные требования по химической защите волокна от воздействия агрессивных сред. Этим требованиям наилучшим образом отвечает эпоксифенольное полимерное связующее.

Наиболее дешевым является стекловолокна типа E, что делает его наиболее применяемым. Стекловолокно типа S обладает более высокой прочностью и модулем упругости по сравнению с другим типом. Кроме того, к настоящему времени как в нашей стране, так и за рубежом, разработаны щелочестойкие (AR) стекловолокна с применением циркония.

**Арамид**. Арамид - это сокращенное название ароматического полиамида. Высокопрочные и высокомодульные арамидные волокна обладают уникальным комплексом свойств: высокой прочностью при растяжении и модулем упругости, хорошими усталостными и диэлектрическими свойствами, незначительной ползучестью. Благодаря низкой плотности арамидные волокна по удельной прочности превосходят все известные в настоящее время армирующие волокна и металлические сплавы. Арамидные волокна отличаются хорошей способностью к текстильной переработке: так, сохранение прочности после ткачества составляет 90% исходной прочности нитей, что дает возможность применять их в качестве тканых армирующих материалов.

Арамидные волокна являются наиболее термостойкими из всех рассмотренных, однако они чувствительны к влажности и ультрафиолетовому излучению, а также подвержены релаксации и коррозии под напряжением. Из-за этого арамид сравнительно редко применяются в строительстве - в основном для защиты колонн от ударной и взрывной нагрузки.

**Базальт**. Базальтовое волокно производят из различных горных пород близких по химическому составу — базальта, базанитов, амфиболитов, габродиабазов или их смесей. Производство базальтовых волокон основано на плавлении расплава базальта в плавильных печах и его свободном вытекании через специальные устройства. Температура плавления 1450°C. Имеет лучшие физико-механические свойства, чем у стекловолокна и существенно дешевле, чем углеволокно. Главные преимущества – огнестойкость и тепло и звукоизолирующая способность, стойкость к химическому воздействию (базальтовые волокна обладают хорошей стойкостью к действию органических веществ, масла, растворители и др., а также к воздействию щелочей и кислот).

**Матрицы (смолы)**. Роль полимерной матрицы в ПКМ заключается в придании изделию необходимой формы и в создании монолитного материала. Матрица объединяет в одно целое многочисленные волокна и позволяет композиции воспринимать различного рода внешние нагрузки: растяжение (как в направлении армирования, так и перпендикулярно ему), сжатие, изгиб, сдвиг.

В то же время матрица принимает участие в создании несущей способности композиции, обеспечивая передачу усилий на волокна. За счёт пластичной матрицы осуществляется передача усилий от разрушенных или дискретных (коротких) волокон соседним волокнам и уменьшение концентрации напряжений вблизи различного рода дефектов. Матрица служит и защитным покрытием, предохраняющим волокна от механических повреждений и окисления, поэтому должна выдерживать большие деформации, чем волокна. От полимерной матрицы зависят тепло- влагостойкость, стойкость к действию агрессивных сред, прочностные, диэлектрические и другие свойства ПКМ. Поэтому полимерную матрицу для композитов выбирают исходя из условий эксплуатации изделия.

В целом, чем меньше смолы в композите (при условии его полной пропитки), тем прочнее готовое изделие и тем меньше его вес.

В качестве матрицы для волокнистых ПКМ, применяемых в строительстве, в настоящее время наиболее часто применяются полиэфирные и эпоксидные смолы, относящиеся к так называемым термореактивным смолам. Эти смолы обладают высокими упруго-прочностными характеристиками, хорошей технологичностью и термостойкостью. Их недостатком является низкая вязкость разрушения, определяемая малой долей пластических деформаций. Основные свойства применяемых при изготовлении НКА смол представлены в табл. 2.2.

Таблица 2.2 Свойства смол, применяемых для изготовления НКА

Тип матрицы/смолы	Плотность	Прочность на растяжение	Модуль упругости	Коэффициент Пуассона	Коэффициент температурного расширения
	кг/м <sup>3</sup>	МПа	ГПа	-	10 <sup>-6</sup> /°С
Полиэстер	1200-1400	34.5-104	2.1-3.45	0.35-0.39	55-100
Эпоксид	1200-1400	55-130	2.75-4.10	0.38-0.40	45-65
Винилэстер	1150-1350	73-81	3.0-3.5	0.36-0.39	50-75
Полиэфирэфиркетон (PEEK)	1320	100	3.24	0.40	47
Полифениленсульфид (PPS)	1360	82.7	3.30	0.37	49
Полисульфон (PSUL)	1240	70.3	2.48	0.37	56

## 2.2. Типы НКА

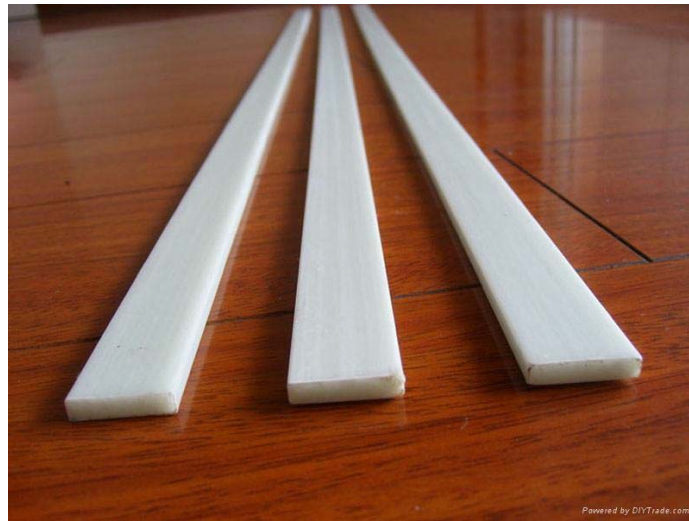
Одним из первых типов НКА была стержневая стеклопластиковая арматура, изучению работы которой посвящено значительное количество работ.

В настоящее время доступны следующие типы НКА (углепластиковая, стеклопластиковая, органопластиковая, базальтопластиковая и гибридная) для внешнего и внутреннего армирования:

- Стержни
- Сетки
- Ткани
- Пластины, полосы (ламинаты)
- Канаты

Стержневая арматура в свою очередь делится на типы в зависимости от поперечного сечения:

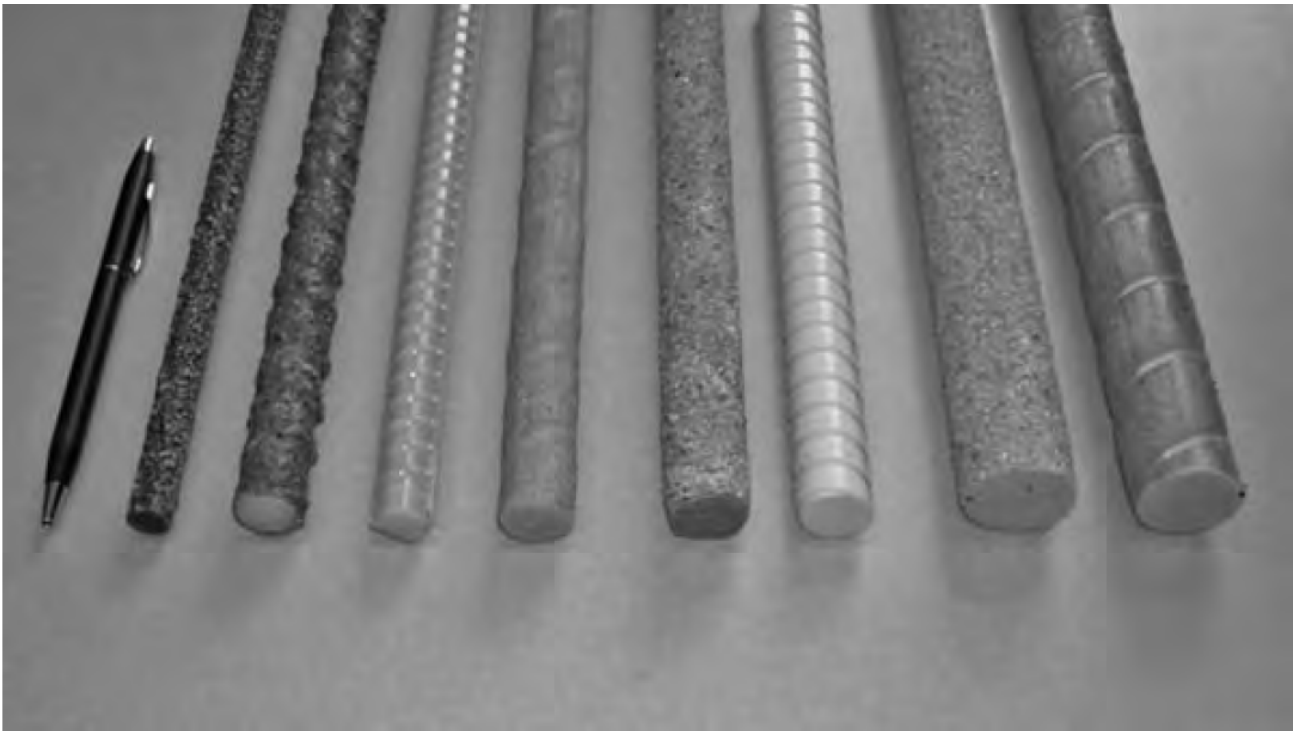
- Круглого
- Прямоугольного
- Сплошного
- Кольцевого (трубчатого)



*Рисунок 2.2 Характерные типы сечений стержневой НКА*

И в зависимости от вида внешнего покрытия-профиля

- Внешняя навивка дополнительных волокон
- Профиль, созданный деформированием стержня
- Покрытие песком.

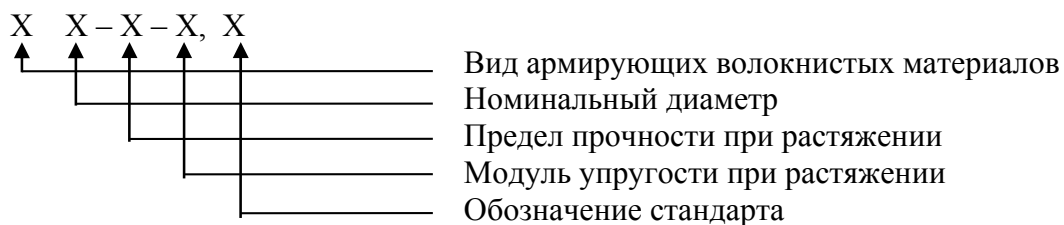


*Рисунок 2.3 Характерные типы профиля стержневой НКА*

Ткани и полосы используются, как правило, для внешнего армирования при усилении конструкций. В отличие от стальной арматуры в настоящее время отсутствуют нормативные требования к форме, типу поверхности и методам изготовления НКА.

Разработанные проекты российских стандартов ГОСТ [14] и СТО [15] устанавливают требования к НКА в общем виде. Стандарт ГОСТ не будет распространяться на арматуру гладкого профиля.

Предложено ввести условные обозначения НКА следующей структуры:



*Пример условного обозначения:*

*Условное обозначение в документации и при заказе арматуры, изготовленной из стеклопластика, номинальным диаметром 12 мм, с пределом прочности при растяжении 1000 МПа, модулем упругости при растяжении 50 ГПа. (АНК-С 12-1000-50, ГОСТ ..., длина 14 м.)*

Тип армирующих волокнистых материалов обозначают буквами:

- С – стеклянное волокно;
- Б – базальтовое волокно;
- У – углеродное волокно;
- А – арамидное волокно.

Арматуру неметаллическую композитную гибридную обозначают двумя буквами, указывающими на тип армирующих волокнистых материалов, при этом первая буква указывает на доминирующий компонент (например, АНК-БУ).

Указанным проектом ГОСТ [14] предусмотрен выпуск НКА номинальным диаметром 6-30мм. Требования к внешнему виду включают условия, что боковая поверхность стержней должна быть рельефной, периодического профиля или с анкерными уширениями. Конкретных требований к виду профиля не предъявляется. Указано, что НКА может иметь различный периодический профиль, обеспечивающий требуемую прочность сцепления стержня с бетоном (не менее  $\tau=10\text{МПа}$  для бетона В25).

Разрабатываемая в 1960-70ых гг. в СССР стеклопластиковая арматура периодического профиля для преднапряжённых конструкций являлась самозанкеривающейся в бетоне. Данное условие соблюдалось при диаметрах не выше 6мм и прочности бетона выше М250 [1] и было основано на эмпирических данных. Специальных указаний для других типов арматуры не имелось.

Вопросы выполнения надежных захватных и анкерных устройств долгое время оставались проработаны слабо, что ограничивало применение преднапряженной НКА и не позволяло полностью использовать потенциал ее прочности в конструкциях.

Применение различных типов захватных и анкерных устройств может приводит к неравномерной передаче напряжений по сечению стержня НКА и соответственно к снижению ее прочностных показателей. Основные типы применяемых анкерных и захватных устройств представлены на рис. 2.4.

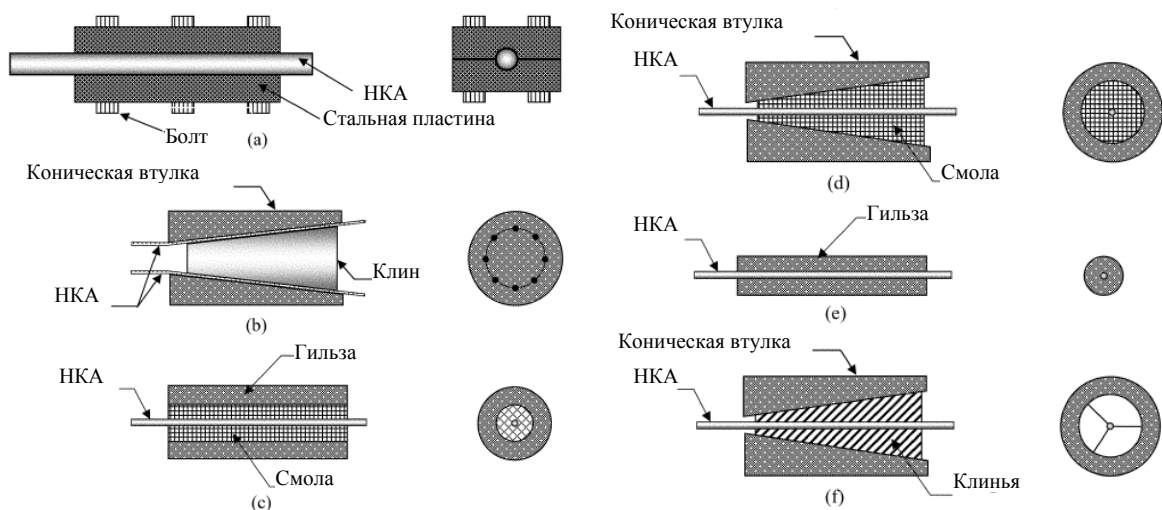


Рисунок 2.4 Характерные типы анкерных и захватных устройств для НКА

Проектом ГОСТ [14] для основных испытаний физико-механических свойств НКА определен тип захватного устройства (с) (см. рис. 2.5.)

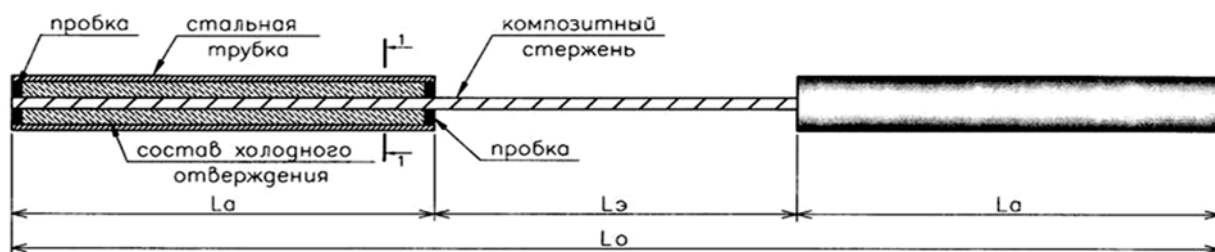


Рисунок 2.5 Типовое анкерное устройство для физико-механических испытаний НКА

### 2.3. Физико-механические свойства НКА

Плотность НКА может быть определена как плотность композитного материала в зависимости от плотности его компонентов (армирующих волокон и матрицы) при объемной доле волокон 0,5-0,75 (наиболее характерное соотношение в НКА). Так плотность для углепластиковой арматуры 1430-1670 кг/м<sup>3</sup>, для органопластиковой 1300-1450кг/м<sup>3</sup>, стеклопластиковой 1730-2180кг/м<sup>3</sup>, что меньше плотности стальной арматуры в 3,6-6,0 раза.



Коэффициент температурного расширения НКА зависит от типа волокон, матрицы и их объемного соотношения. Как правило, НКА является ортотропным материалом, данные по коэффициенту температурного расширения представлены в табл. 2.3.

Таблица 2.3. Коэффициенты температурного расширения для НКА,  $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

Направление	Сталь	Бетон	Углепластик	Органо-пластик	Стекло-пластик
Вдоль стержня (продольное)	11	7-13	-9..0	-2..-6	6-10
Поперек сечения (радиальное)	11	7-13	74-104	60-80	21-23

В отличие от стальной арматуры, для которой значение коэффициента температурного расширения близко к его значению для бетона, значения коэффициенты температурного расширения для НКА существенно отличаются от его значения для бетона.

Возможность применения НКА в конструкциях ограничивается температурой стеклования полимерной матрицы (температурой, при которой полимерная матрица необратимо меняет свои физико-механические свойства). Температура стеклования для НКА зависит от типа матрицы и находится в диапазоне от 70 до 175 градусов. Проведенные исследования показали, что после достижения температуры стеклования прочностные и деформационные свойства НКА резко снижаются, кроме того нарушается сцепление с бетоном. Снижение параметров сцепления НКА при температурах близких или превышающих температуру стеклования исследовалось в работах [16], [17]. В обзоре fib [11] предлагается на основе работы [18] ограничивать условия эксплуатации конструкций температурой на  $30^{\circ}\text{C}$  ниже, чем температура стеклования.

Высокие температуры могут привести не только к нарушению структуры НКА, но и откалыванию защитного слоя за счет значительного поперечного расширения стержня при нагреве. Проблема защиты конструкций с НКА от пожара является актуальной и накладывает определенные ограничения на ее применение.

Низкие температуры также могут приводить к нарушению сцепления арматуры с бетоном и к внутренним микрповреждениям внутри самого композита. При этом в проект ГОСТ [14] введено требование по климатическому исполнению арматуры - УХЛ2 по ГОСТ 15150.

Свойства НКА при кратковременном нагружении.

Предел прочности и модуль упругости при кратковременном растяжении являются основными нормируемыми и контролируемыми показателями. Методики испытаний отражены в соответствующих документах ACI, ASTM, JSCE. Также методики испытаний разработаны для проекта российского стандарта ГОСТ [14]. Значение предела прочности при растяжении определяют по формуле:

$$\sigma_{\sigma} = \frac{P}{F}, \quad (2.4)$$

где  $\sigma_{\sigma}$  – предел прочности при растяжении, МПа;

$P$  – разрушающая нагрузка при растяжении, Н;

$F$  – эффективная площадь поперечного сечения стержня

$F = \pi \cdot d_s^2 / 4$ , мм<sup>2</sup>.

Модуль упругости при растяжении рассчитывают по формуле (2.5) как разницу между значениями нагрузки и деформаций 20 и 50 % от предела прочности при растяжении, если диаграмма «напряжение-деформация» в этом диапазоне является линейной.

$$E = \frac{P_1 - P_2}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)F}, \quad (2.5)$$

где  $E$  – осевой (продольный) модуль упругости, МПа;

$P_1$  – нагрузка, составляющая (50±2%) от разрушающей нагрузки, Н;

$P_2$  – нагрузка, составляющая (20±2%) от разрушающей нагрузки, Н;

$\varepsilon_1$  – деформация, составляющая (50±2%) от предельной деформации.

$\varepsilon_2$  – деформация, составляющая (20±2%) от предельной деформации.

Относительное удлинение при разрушающей нагрузке предложено рассчитывать по формуле (2.6)

$$\varepsilon_e = \frac{P}{EF}, \quad (2.6)$$

Основные характеристики НКА по данным [11] при растяжении представлены в табл. 2.4.

Таблица 2.4. Характеристики стальной арматуры и НКА при растяжении

Наименование показателя	Единица измерения	Сталь	Стеклопластик	Углепластик	Органопластик
Предел прочности при растяжении	МПа	240-700	450-1600	600-3500	1000-2500
Модуль упругости при растяжении	ГПа	200	35-60	100-580	40-125
Предельная относительная деформация	%	5-20	1,2-3,7	0,5-1,7	1,9-4,4

В проекте ГОСТ [14] предложено ввести минимальные требования, которым должны отвечать физико-механические характеристики НКА с обеспеченностью 0,95 (См. таблицу 2.5).

Таблица 2.5. Нормированные в ГОСТ [14] характеристики НКА при растяжении

Наименование показателя	Единица измерения	Стеклопластик	Базальтопластик	Углепластик	Органопластик	Гибридная
Предел прочности при растяжении, ( $\sigma_B$ ) не менее	МПа	800	800	1600	1400	1000
Модуль упругости при растяжении, ( $E$ ) не менее	ГПа	50	50	140	70	100

НКА должна быть прямолинейной или гнутой - с устройством отгибов в процессе производства (отверждения матрицы). При этом экспериментально

установлено, что прочностные свойства отогнутых стержней снижаются на 40-50% за счет концентрации напряжений в зоне загиба.

Экспериментально установлено, что прочность НКА на сжатие меньше, чем на растяжении. Это согласуется с ожидаемым механизмом разрушения композита от потери устойчивости сжатых волокон внутри матрицы и соответственно ее разрыва в поперечном направлении. Данные о прочности могут существенно отличаться в зависимости от типа и формы сжатого элемента. Модуль упругости на сжатие также меньше, чем значение при растяжении. Согласно АСІ [10] модуль упругости на сжатие для стеклопластиков меньше значения на растяжение на 20%, для органопластиков на 15%, для углепластиков значения соответствуют. Стандартных методик определения модуля упругости и прочности НКА на сжатие нормами пока не предусмотрено. В проекте ГОСТ [14] введено требование, что производитель обязан привести предел прочности при сжатии,  $\sigma_{сж}$  и модуль упругости при сжатии  $E_{сж}$ , необходимые для расчета и проектирования конструкций, работающих на сжатие, однако методика определения данных показателей не разработана.

Поперечные или срезающие усилия, передающиеся на стержни НКА, могут привести к нарушению целостности матрицы в композите. Высокопрочные армирующие волокна, расположенные в продольном направлении в этом случае не оказывают существенного влияния на прочностные показатели НКА. Прочность в этом случае будет определять прочностью смолы/матрицы (30-130МПа). Повышения прочности можно добиться введением дополнительных волокон в поперечном направлении. Специальные методы испытаний арматуры на срез (сдвиг) разработаны АСІ, АSТМ, JSCE. Данные о прочности арматуры в направлении, отличном от продольного, должен представлять производитель. Проект ГОСТ [14] не предусматривает получение указанных характеристик.

*Свойства НКА при длительном нагружении.*

Основное отличие НКА от стальной арматуры заключается в подверженности композитов ползучести. Длительная прочность НКА снижается. Большинство исследований проведено при длительности до 100 часов с экстраполяцией результатов на период 50 лет.

В исследованиях [19], [20], [21] получены соотношения длительной и кратковременной прочности для стеклопластика 0,29-0,55; для органопластика 0,47-0,66; для углепластика 0,79-0,93.

Сами деформации ползучести зависят от внешних условий (температуры, влажности), диаметра и типа НКА. Аналитическая модель учета ползучести в нормах пока не предложена. Учет выполняется с помощью обобщенных понижающих коэффициентов к прочностным характеристикам. JSCE и ACI разработаны и нормированы методики для определения длительной прочности.

Усталостные повреждения НКА, характерные для многоцикловых нагрузок, связаны с микрповреждениями (микротрещины в матрице, разрывы отдельных волокон, расслаивание и т.п.). На усталостную прочность НКА оказывают существенное влияние внешние условия (влажность, агрессивность среды, температура, срок эксплуатации и т.п.). Экспериментальные исследования [22], [23], [24], [25], [26] для многоцикловых нагрузок (от 1 до 10 млн. циклов) показали, что усталостная прочность может составлять от 50 до 80% для различных типов арматуры НКА. JSCE и ACI разработаны и нормированы методики для определения усталостной прочности.

### **3. АНАЛИЗ НОРМАТИВНЫХ ПОЛОЖЕНИЙ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ**

#### **3.1. Общие принципы расчета**

Существующие нормы и рекомендации по расчету конструкций с НКА в большинстве случаев являются модификацией норм по расчету железобетонных конструкций со стальной арматурой. Изменения связаны с нормированием

физико-механических свойств арматуры и ряда эмпирических соотношений, основанных на экспериментальных данных.

Общим для всех норм является принцип расчета конструкций по методу предельных состояний. Выделяют первое ULS (по прочности) и второе SLS (по пригодности к нормальной эксплуатации) предельное состояние. При этом существует два подхода:

Европейский – условие проектирования по предельным состояниям записывается в виде  $R \geq S$ , где  $R$  – расчетное сопротивление сечения, как функция расчетных характеристик материалов (нормативных значений деленных на коэффициент надежности по материалу),  $S$ -усилие в сечении от внешних расчетных воздействий и нагрузок.

Североамериканский – условие проектирования по предельным состояниям записывается в виде  $\varphi \cdot R_n \geq S$ , где  $R_n$  – номинальное сопротивление сечения, как функция нормативных (с заданной обеспеченностью) характеристик материалов,  $\varphi$  – обобщенный коэффициент надежности в зависимости от вида разрушения,  $S$ -усилие в сечении от внешних расчетных воздействий и нагрузок.

Таким образом, основное отличие существующих нормативных документов в области расчета конструкций с НКА заключается в принципах обеспечения надежности. Для европейских норм и рекомендаций [9], [4], [11] надежность расчетов обеспечивается с помощью частных коэффициентов надежности по материалу и нагрузкам, а для американских и канадских норм [10], [6], [5] обобщенных коэффициентов надежности (запаса) по несущей способности и коэффициентов надежности по нагрузке. Для японских норм [2] характерно применение сразу двух принципов – надежность обеспечивается и частными коэффициентами надежности по материалу и дополнительными коэффициентами запаса по несущей способности.

Для существующих российских норм расчета строительных конструкций более близкой является европейская система обеспечения надежности расчетов. Одно из отличий российских норм от рассматриваемых зарубежных норм

заключается в методике проверки прочности при длительных и многоцикловых нагрузках.

Длительные и многоцикловые воздействия в соответствии с российскими нормами выделяются из суммарной расчетной нагрузки при расчете по первому предельному состоянию, а при определении расчетной несущей способности учитываются соответствующие коэффициенты условий работы. Таким образом, в рамках расчета по первому предельному состоянию выделяют два расчетных случая: расчет на длительные и постоянные усилия и расчет на суммарные (длительные и кратковременные) усилия. При этом нагрузки для обоих случаев принимаются с коэффициентами надежности по нагрузке.

Зарубежные нормы проверку прочности с учетом длительности и многоцикловых нагрузок предусматривают по методу допускаемых напряжений в рамках расчетов по второму предельному состоянию SLS. Данная проверка включает определение усилий от длительных нормативных нагрузок и определение соответствующих напряжений в материалах. Допускаемые напряжения определяются с учетом коэффициента надежности по материалу для второго предельного состояния ( $\gamma=1.0$ ) и соответствующего коэффициента условий работы.

### **3.2. Нормирование характеристик материалов**

Расчетное значение прочностных (деформационных) характеристик определяется в общем виде по формуле:

$$R = \eta \cdot R_n / \gamma_R \quad (3.1.)$$

где  $R_n$  – нормативное (с обеспеченностью 0,95) значение прочности или деформации;  $\gamma_R$  – коэффициент надежности по материалу;  $\eta$  – произведение коэффициентов условий работы (учитывающих длительность, многоцикловость нагрузки, внешние условия).

Для НКА коэффициент надежности по материалу установлен только в европейских нормах. В итальянских нормах CNR-DT 203 [9] установлено значение коэффициента  $\gamma=1,5$  для расчетов по первому предельному состоянию и 1,0 для второго. В бюллетене fib [11] и ModelCode 2010 [12] предложено для первого предельного состояния принимать значение коэффициента надежности  $\gamma$  не менее 1,25. В нормах ACI [10] коэффициент  $\gamma_R$  как таковой отсутствует, однако нормативное (гарантированное производителем) значение определяется с обеспеченностью 0,9986 ( $3\sigma$ ), при этом дополнительно учитывается обобщенный коэффициент надежности (запаса)  $\phi=0,5-0,7$ .

Для учета внешних условий, влияющих на прочностные и деформативные свойства НКА, предусмотрен коэффициент условий работы (в разных нормативных документах имеет различное обозначение). В ACI 440 [10] представлено разделение только на два типа внешних условий: условия эксплуатации в сухой среде и влажной среде. Аналогичные требования введены в нормы Италии. Японские нормы JSCE [2] и большинство европейских рекомендации предусматривают обобщенный коэффициент условий работы. Канадские нормы также предусматривают учет класса по качеству. Также в ряде норм предусмотрены коэффициенты условий работы, связанные с характером нагружения элементов. Сводные данные по величинам коэффициентов условий работы представлены в табл. 3.1.

Таблица 3.1. Коэффициенты условий работы для НКА

Учитываемый фактор	ACI 440.1R-06	NS3473 (Норвегия)	CSA-S6-00 (Канада)	JSCE (Япония)	IstructE (Великобритания)	CNR-DT 203 (Италия)
Внешние условия (первое и второе предельное состояние)	Сухие: СП – 0,8 ОП – 0,9 УП – 1,0 Влажные: СП – 0,7 ОП – 0,8 УП – 0,9	СП – 0,5 ОП – 0,9 УП – 1,0	СП – 0,5 ОП – 0,6 УП – 0,75	СП – 0,77 ОП – 0,87 УП – 0,87		Сухие: СП – 0,8 ОП – 0,9 УП – 1,0 Влажные: СП – 0,7 ОП – 0,8 УП – 0,9
Длительность и многоцикловость нагрузок	СП – 0,2 ОП – 0,3 УП – 0,55	СП–0,8-1,0 ОП–0,7-1,0 УП–0,9-1,0	СП–0,3-0,4 ОП–0,3-0,6 УП–0,7-0,9		СП – 0,27 ОП – 0,45 УП – 0,55	СП – 0,3 ОП – 0,5 УП – 0,9



(проверка при нормативных нагрузках)						
Условные обозначения: СП-стеклопластик, ОП-органопластик, УП-углепластик						

В рекомендациях НИИЖБ 1978г [1] для стеклопластиковой арматуры были введены следующие коэффициенты условий работы, учитывающие возможность неполного использования прочностных свойств НКА в связи с продолжительным действием напряжений, неравномерным распределением напряжений в сечении, условиями анкеровки, условий работы:

$m_{ad}=0.65$  – коэффициент, учитывающий длительные воздействия, применяемый при всех расчетных сочетаниях нагрузок.

$m_{at}=0.9$  – коэффициент, учитывающий воздействие повышенных температур (кратковременное нагревание до  $100^{\circ}\text{C}$  при производстве, длительное воздействие температуры  $80^{\circ}\text{C}$ , пропаривание при температуре  $60^{\circ}\text{C}$ )

$m_{ak}=0,7-0.8$  – коэффициент, учитывающий воздействие на конструкцию в процессе эксплуатации агрессивных сред.

Коэффициент надежности по материалу установлен в рекомендациях НИИЖБ - 1,3.

В проекте украинских норм ДСТУ [13] для базальтопластиковой и стеклопластиковой арматуры (НКА, изготавливаемая по техническим условиям) конкретных значений коэффициента надежности не представлено. Дополнительные коэффициенты условий работы для НКА не нормированы. В проекте норм ДСТУ установлено расчетное соотношение для определения прочности НКА на сжатие:

$$f_{fdc} = 0.2f_{fd} \quad (3.2.)$$

где  $f_{fdc}$  – расчетная прочность НКА на сжатие,  $f_{fd}$  – расчетная прочность НКА на растяжение.

### 3.3. Расчет по первому предельному состоянию

Расчеты по первому предельному (ULS) состоянию (по прочности) выполняются при расчетных характеристиках материалов и расчетных усилиях.

Принципы расчета изгибаемых элементов во всех нормах сохранены такими же, какие приняты для расчета конструкций со стальной арматурой. В основном представлен расчет по методу предельных усилий. Основные гипотезы, заложенные в основу расчета изгибаемых элементов для рассматриваемых норм и рекомендаций [10], [6], [2], [11], [1]:

- гипотеза плоских сечений выполняется на всех этапах работы сечения
- наличие совместной работы НКА и бетона
- работа бетона на растяжение не учитывается
- работа НКА на сжатие не учитывается
- НКА работает по линейной упругой диаграмме до разрушения
- закономерности деформирования бетона сохраняются, как и для расчетов конструкций со стальной арматурой.

В нормах АСІ [10] и СSА [6] выделяют два основных расчетных случая: разрушение по сжатой зоне бетона и разрушение по растянутой НКА. Граница перехода между этими случаями устанавливается по величине коэффициента армирования:

$$\rho_{fb} = 0.85\beta_1 \frac{f_c'}{f_{fu}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (3.3.)$$

где  $0,85\beta_1$  – эмпирический коэффициент норм АСІ, учитывающий переход к условной прямоугольной эпюре сжатой зоны бетона;  $f_c'$  – расчетная прочность бетона на сжатие,  $f_{fu}$  – расчетная прочность НКА на растяжение;  $E_f$  – модуль упругости НКА;  $\varepsilon_{cu}$  – предельная относительная деформация бетона на сжатие.

Схожее выражение было получено в работе [27] на основании анализа расчетных зависимостей Еврокод 2:

$$\rho_{fb} = \frac{0.81(f_{ck} + 8) \cdot \varepsilon_{cu}}{f_{fk} \cdot \left( \frac{f_{fk}}{E_{fk}} + \varepsilon_{cu} \right)} \quad (3.4.)$$

Так при коэффициенте армирования сечения  $\rho_f > \rho_{fb}$  сечение считается «переармированным» и разрушение ожидается по сжатой зоне бетона. При  $\rho_f < \rho_{fb}$  разрушение произойдет по растянутой арматуре ( $\rho_f = A_f/bh$ ). В зависимости от ожидаемого механизма разрушения предлагаются соответствующие формулы для определения несущей способности. Предлагаемые формулы основаны на гипотезе плоских сечений и эмпирических зависимостях для сжатой зоны бетона, установленных при испытании железобетонных конструкций. Расчетная предельная величина относительной деформации сжатой грани бетона принимается 0,003.

Такой подход по своей сути является аналогом принятого в российских нормах расчета по предельным усилиям в зависимости от относительной высоты сжатой зоны и ее отношения к граничной величине  $\xi_r$ .

По данным [11] для сечений железобетонных элементов граничное значение коэффициента армирования, при котором полностью используются прочностные свойства арматуры, для железобетонных конструкций 2,5-3,0%; для конструкций армированных НКА значение  $\rho_{fb}$  близко к 0,5%.

В итальянских нормах CNR [9] расчет по прочности изгибаемых элементов предлагается проводить по действующим правилам расчета железобетонных конструкций без специальных уточнений, но введено дополнительное условие надежности – ограничение предельных деформаций НКА:

$$\varepsilon_{fd} = 0.9 \eta \cdot \varepsilon_{fk} / \gamma_R \quad (3.5)$$

где  $\varepsilon_{fk}$  – нормативное (с обеспеченностью 0,95) значение предельной деформации;  $\gamma_R$  – коэффициент надежности по материалу;  $\eta$  – произведение коэффициентов условий работы, 0,9 – дополнительный коэффициент надежности, учитывающий отличие условий работы в изгибаемом элементе от стандартных испытаний арматуры.

Отличие от европейского подхода норм ACI [10] заключается в учете обобщенного коэффициента надежности (запаса) по несущей способности (см. раздел 3.1). Так для случаев расчета при  $\rho_f > 1,4\rho_{fb}$  (разрушение по сжатой зоне бетона) принимается  $\varphi = 0,65$  (0,7 в редакции норм 2003г) как и в случае расчета

железобетонных конструкций по ACI318 [28]. Для случаев расчета при  $\rho_f < \rho_{fb}$  (разрушение по растянутой арматуре) принимается  $\varphi=0,55$  (0.5 в редакции норм [7] 2003г). Для промежуточных значений  $\rho_f$  величина понижающего коэффициента к несущей способности принимается по интерполяции. При этом значение  $\varphi=0,5$  для случая разрушения по НКА принято более осторожно, чем для стальной арматуры по ACI 318 ( $\varphi=0.9$ ). Японскими нормами JSCE [2] учитывается обобщенный коэффициент надежности 1/1,3.

Также как и в российских нормах по расчету железобетонных конструкций (п.6.2.4 СП 52-101-2003 [29]) существует ограничение, связанное с соотношением предельной несущей способности и момента трещинообразования в изгибаемых элементах.

Так для итальянских норм CNR [9] введено условие  $M_{ult} \geq 1.5M_{cr}$ . Для норм ACI [10] условие  $\varphi M_{ult,n} \geq M_{cr}$  приведено к ограничению минимального количества продольной арматуры:

$$A_{f,min} = \frac{0.41\sqrt{f'_c}}{f_{fu}} b_w d \geq \frac{2.26}{f_{fu}} b_w d, \quad (3.6.)$$

где  $f'_c$  – расчетная прочность бетона на сжатие,  $f_{fu}$  – расчетная прочность НКА на растяжение;  $b_w$ ,  $d$  – ширина и рабочая высота сечения.

Данное условие получено умножением параметров аналогичного условия норм ACI 318 [28] для стальной арматуры на 1,8 ( $\varphi_s/\varphi_{frp} = 0.9/0.5$ ).

Рекомендации fib [11], используя аналогичный подход, но на основании Еврокод 2 [30] минимальное количество продольной арматуры ограничивают:

$$A_{f,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{fk}} bd \geq 0.0013bd, \quad (3.7.)$$

где  $f_{fk}$  – нормативная прочность НКА на растяжение,  $f_{ctm}$  – средняя прочность бетона на растяжение;  $b$ ,  $d$  – ширина и рабочая высота сечения.

По данным fib, применяя эти условия, не возникает необходимости выполнять проверку трещинообразования.

Учитывая хрупкий характер разрушения элементов, армированных НКА, нормами АСІ [10] перераспределение моментов в статически неопределимых конструкциях не предусматривается.

Проект украинских норм ДСТУ [13] предписывает расчеты выполнять согласно действующих норм расчета железобетонных конструкций, заменяя стальную арматуру на неметаллическую с учетом линейной диаграммы работы НКА и ее расчетной прочности. Специальных расчетных зависимостей нормами не вводится.

Для сжатых элементов нормами АСІ [10], CNR [9] и в отчете fib [11] не рекомендуется до проведения специальных исследований учитывать НКА в качестве продольной арматуры. В проекте украинских норм ДСТУ [13] расчетная прочность на сжатие для базальтопластиковой и стеклопластиковой арматуры нормирована (20% от прочности на растяжение).

Принципы расчета на поперечную силу в нормах сохранены такими же, какие приняты для расчета конструкций со стальной арматурой. При этом учтены особенности связанные с физико-механическими характеристиками НКА и особенностями ее работы совместно с бетоном (анизотропный материал, значительные прогибы и ширина раскрытия трещин, меньшая высота сжатой зоны бетона в сечении, хрупкое разрушение, отсутствие возможности перераспределения усилий, отсутствие нагельного эффекта продольной НКА и т.п.). Отличие методик заключается в отличии основных эмпирических и теоретических моделей расчета на поперечную силу принятых в тех или иных национальных нормах.

Одним из факторов учитываемых нормами для поперечной НКА с отгибами (хомутов) является снижение прочности на 50-60% по сравнению с прямолинейной стержневой НКА. В японских нормах JSCE [2] и американских АСІ [10] принято общее условие для арматуры с отгибами:

$$f_{fb} = \left( 0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3 \right) f_{fu} \leq f_{fu}, \quad (3.8.)$$

где  $r_b$  – радиус загиба (по внутренней грани элемента),  $d_b$  – диаметр стержня,  $f_{tu}$  – расчетная прочность НКА на растяжение.

В итальянских нормах CNR [9] предусмотрено ограничение радиуса загиба хомутов не менее  $6d$ , при этом прочность хомутов из НКА принимается  $0,5R_f$ , если нет экспериментальных данных устанавливающих другие значения. При меньших радиусах загиба прочностные характеристики и коэффициент условий работы должен определять только производитель НКА.

Основной предпосылкой расчета является совместная работа поперечной НКА и бетона, в том числе при пересечении ее наклонной трещиной. Учитывая, что все модели расчета на поперечную силу основаны на изучении работы конструкций со стальной поперечной арматуры, в fib [11] предложено на начальном этапе ограничивать относительные деформации в поперечной НКА 0,2-0,25%. На основании экспериментальных данных было предложено повысить максимальное значение относительных деформаций до 0,45%.

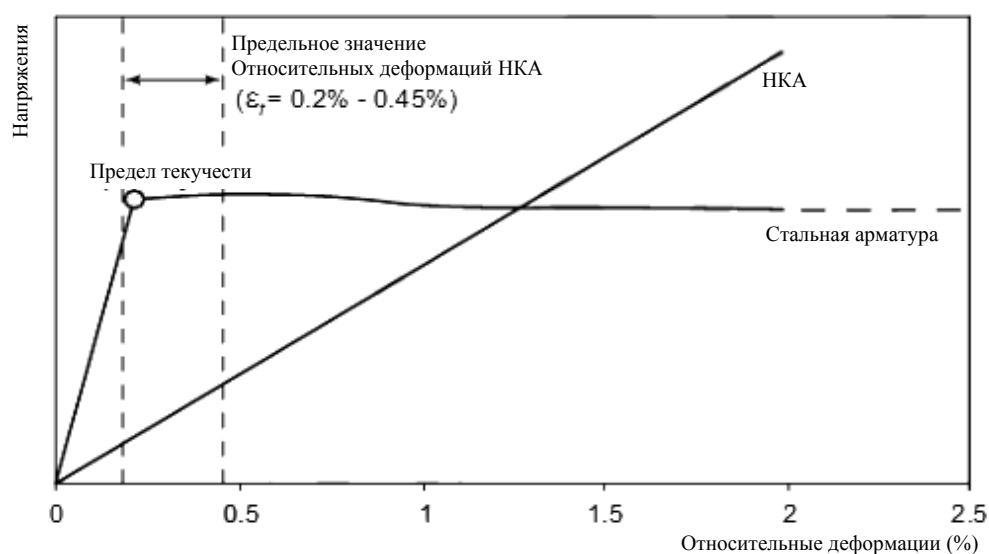


Рисунок 3.1 Ограничение относительных деформаций поперечной арматуры

Еще одним подходом при разработке расчетных формул являлся учет в расчетах приведенной площади поперечной арматуры, основанный на гипотезе равенства относительных деформаций и усилий в стальной и неметаллической арматуре:

$$A_\varepsilon = A_f \cdot \frac{E_f}{E_s}, \quad (3.9.)$$

где  $A_\varepsilon$  – приведенная площадь арматуры,  $A_f$  – площадь НКА,  $E_f$ ,  $E_s$  – модуль упругости НКА и стальной арматуры соответственно.

Так в Японских нормах JSCE [2] эмпирическая формула определения составляющей несущей способности по бетону при вычислении поперечной силы записана в виде, повторяющем формулу расчета железобетонного элемента, но с учетом приведенной площади поперечной арматуры:

$$V_{cf} = 0.2 \cdot \sqrt[4]{1/d} \cdot \sqrt[3]{100 \frac{A_f}{b_w d} \frac{E_f}{E_s}} \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot b_w d, \quad (3.10.)$$

где  $A_f$  – площадь НКА,  $b_w$ , – ширина сечения,  $d$  – рабочая высота сечения,  $E_f$ ,  $E_s$  – модуль упругости НКА и стальной арматуры соответственно,  $f'_c$  – расчетная прочность бетона на сжатие.

Составляющая несущей способности по НКА записана с учетом ограничения деформаций по эмпирической зависимости:

$$V_{sf} = \frac{A_{fw} E_{fw} \varepsilon_{fwd}}{s} \cdot z; \quad (3.11.)$$

$$\varepsilon_{fwd} = \sqrt{\left(\frac{h}{0.3}\right)^{-0.1} f'_c \frac{\rho_f E_f}{\rho_{fw} E_{fw}}} \cdot 10^{-4}$$

где  $\varepsilon_{fwd}$  – расчетный предел относительных деформаций поперечной НКА,  $\rho_f$ ,  $\rho_{fw}$  – процент армирования продольной и поперечной НКА,  $E_f$ ,  $E_{fw}$  – модуль упругости продольной и поперечной НКА соответственно,  $h$  – высота сечения,  $z$  – плечо сил,  $s$  – шаг поперечной арматуры.

Европейские рекомендации IstructE [4], основанные на английских нормах BSI 8110, исходя из такого же принципа, эмпирическую формулу определения составляющей несущей способности по бетону при вычислении поперечной силы определяют в виде:

$$V_{cf} = 0.79 \cdot \left(\frac{100}{b_w d} \cdot A_f \frac{E_f}{200}\right)^{1/3} \cdot \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4} \cdot \left(\frac{f'_c}{25}\right)^{1/3}, \quad (3.12.)$$

Составляющая несущей способности по НКА записана с учетом ограничения деформаций 0,25%:

$$V_{sf} = \frac{A_{fw} E_{fw} \cdot 0.0025}{b_w s}, \quad (3.13.)$$

В американских нормах АСІ [10] для определения составляющей несущей способности по бетону при вычислении поперечной силы принята модель [31], отличающаяся от аналогичной формулы АСІ 318 [28] для железобетонного элемента коэффициентом  $12k/5$ :

$$V_{cf} = \left(\frac{12}{5}k\right) 0.167 \sqrt{f'_c} b_w d ;$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f ; \quad (3.14.)$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{b_w d} ; \quad n_f = \frac{E_f}{E_c} ,$$

обозначения в формулах 3.12-3.14 те же, что и в формулах 3.10-3.11,  $A_f$  – площадь продольной арматуры.

В редакции норм АСІ [7] 2003г предлагалось составляющую несущей способности по бетону изменять пропорционально линейной жесткости продольной НКА по сравнению с жесткостью стальной арматуры:

$$V_{cf} = \frac{A_f E_f}{A_s E_s} V_c , \quad (3.15.)$$

где  $V_c$  – несущая способность по бетону для железобетонного элемента;  $E_f$ ,  $E_s$  – модуль упругости НКА и стальной арматуры соответственно,  $A_f$ ,  $A_s$  – площадь НКА и стальной арматуры соответственно

Составляющая несущей способности по НКА определяется также как и для стальной арматуры, но с учетом ограничения деформаций 0,40% и не более деформаций, соответствующих прочности НКА с отгибами.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fv} d}{s} ; \quad (3.16.)$$

$$f_{fv} = 0.004 E_f \leq f_{fb}$$



где  $A_{fv}$  – площадь поперечной НКА,  $E_f$  – модуль упругости НКА,  $f_{fb}$  – расчетная прочность НКА,  $s$  – шаг поперечной арматуры.

Обобщенный коэффициент надежности  $\varphi=0,85$ .

Для канадских норм CSA [6] составляющая несущей способности по бетону принимается без изменений относительно формул для железобетонных элементов. А составляющая по НКА принимается с учетом только 40% прочности НКА:

$$V_{sf} = \frac{0.4 \cdot A_{fv} \cdot f_{fw} \cdot d}{s}, \quad (3.17.)$$

где  $A_{fv}$  – площадь поперечной НКА,  $f_{fw}$  – расчетная прочность поперечной НКА,  $s$  – шаг поперечной арматуры,  $d$  – рабочая высота сечения.

В итальянских нормах CNR [9] предложены формулы, основанные на методике Еврокод 2 (ENV) [32] до внесения изменений в 2004г. При этом составляющая несущей способности по бетону изменена пропорционально жесткости НКА:

$$V_{cf} = 1.3 \left( \frac{E_f}{E_s} \right)^{0.5} \tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_f) b_w d, \quad (3.18.)$$

Где,  $\tau_{Rd}$  – расчетное значение сопротивления бетона сдвигу  $\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$  ( $f_{ctd}$  – расчетная прочность бетона на растяжение);  $k$  – коэффициент, принимаемый 1, если более 50% нижней арматуры изгибаемого элемента не доводится до опоры, и  $k=1.6-d \geq 1$  в остальных случаях.

Составляющую несущей способности по НКА предложено принимать с учетом коэффициента условий работы поперечной арматуры 0,5, в том числе для арматуры с отгибами:

$$V_{Rd,f} = \frac{A_{fv} \cdot f_{fr} \cdot d}{s}, \quad (3.19.)$$

Вариант изменения основной формулы определения составляющей несущей способности по бетону, вошедшей в Еврокод 2 [30] после 2004г представлен в рекомендациях fib [11] на основе работ [33], [34], [35]

$$V_{cf} = 0.12 \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \left( 100 \cdot \frac{A_f}{b_w d} \frac{E_f}{E_s} \varphi_\varepsilon f_{ck} \right)^{1/3} b_w d, \quad (3.20.)$$

Где помимо приведенной площади поперечной арматуры введен дополнительный коэффициент  $\varphi_\varepsilon = \varepsilon_f / \varepsilon_y$ , при  $\varepsilon_f = 0.0045$  (установленная при обработке опытных данных величина).

Основные обозначения в формулах 3.18-3.20 те же, что и в формулах 3.14-3.17,  $f_{ck}$  – нормативная прочность бетона на сжатие (цилиндровая);  $f_{fr}$  – расчетная прочность поперечной арматуры ( $f_{fr} = 0,5f_{fd}$  для хомутов);  $\varepsilon_y$  – предел текучести стальной арматуры.

Составляющую несущей способности по НКА предложено принимать с учетом ограничения деформаций НКА 0,45%.

В большинстве норм рассматриваются только случаи армирования вертикальной поперечной арматурой. В нормах АСІ [10] для наклонной арматуры составляющая несущей способности по НКА умножается на величину  $(\sin\alpha + \cos\alpha)$ , где  $\alpha$  – угол наклона поперечной арматуры к продольной оси элемента. Аналогичные условия изменения основных расчетных формул предусмотрены нормами для расчетов на продавливание.

Проект украинских норм ДСТУ [13] предусматривает в качестве поперечной арматуры и арматуры на продавливание применение только стальной арматуры, рассчитываемой по действующим нормам. Специальных расчетных условий для случая применения в качестве поперечной арматуры НКА не разработано.

### 3.4. Расчет по второму предельному состоянию

Расчеты по второму предельному состоянию выполняются при сочетании нормативных нагрузок. Расчеты по второму предельному состоянию включают расчет по деформациям и расчет по образованию и раскрытию трещин.

Как отмечалось в разделе 3.1. к расчету по второму предельному состоянию в зарубежных нормах дополнительно относится проверка прочности с учетом длительности и многоцикловых нагрузок по методу допускаемых напряжений (проверка при длительных нормативных нагрузках).

Такая проверка предусмотрена и для железобетонных конструкций нормами АСІ 318 [28] и Еврокод 2 [30]. Требования основаны на недопустимости работы сечений при длительных нормативных нагрузках в неупругой стадии (см. раздел 7.2. EN 1992-1-1 [30]). Так в европейских нормах для бетона введены ограничения по напряжениям  $0,6f_{ck}$  ( $f_{ck}$  – нормативная цилиндровая прочность бетона. Для стальной арматуры введено условие, что напряжения не должны превышать  $0,8f_{yk}$  ( $f_{yk}$  – нормативное значение предела текучести стали).

В развитие указанного подхода разработаны требования для НКА. В соответствии с итальянскими нормами CNR [9] напряжения в НКА не должны превышать расчетных значений прочности, определяемых при коэффициенте надежности по материалу  $\gamma=1,0$  и коэффициенте условий работы  $\eta=0,3-0,9$  в зависимости от вида арматуры (см. табл. 3.1). По нормам АСІ [10] условия аналогичны, но коэффициенты условий работы более осторожны  $\eta=0,2-0,55$  в зависимости от вида материала. Аналогичные ограничения для других норм представлены в табл.3.1.

Расчет по деформациям выполняется из условия  $f \leq f_{ult}$ , где  $f$  – расчетный прогиб при нормативных нагрузках,  $f_{ult}$  – предельная величина прогиба. Значение предельной величины прогиба нормируется в зависимости от пролета конструкции. В российских нормах предельные величины прогибов в настоящее время установлены в СП 20 [36] ( $L/150 \dots L/250$  для пролетов 3-24м из эстетико-психологических требований и  $L/150$  или 40мм из конструктивных требований). В рассматриваемых зарубежных нормативных документах для конструкций с НКА приняты такие же ограничения, какие установлены для железобетонных конструкций в соответствующих документах.

Так для европейских норм согласно Еврокод 2 [30] предельный прогиб при постоянных нагрузках принимается из эстетических соображений  $L/250$ , из

условий сохранности смежных несущих элементов (перегородок, фасадов и т.п.) L/500. Аналогичные требования установлены в проекте украинских норм ДСТУ [13].

Для американских норм ACI 318 [28] при наличии смежных элементов, которые могут быть повреждены при деформациях железобетонных конструкций L/480, которые не могут быть повреждены при деформациях – L/240. Для конструкций не связанных со смежными несущими элементами L/360 для перекрытий и L/180 – для покрытий.

Определение расчетного прогиба в рассматриваемых нормах выполняется по общей методике расчета железобетонного элемента с учетом особенностей работы конструкций с НКА.

Расчетная модель для определения прогибов европейских норм соответствует принятым в Еврокод 2 [30] положениям. Суммарная величина прогиба определяется как

$$\delta = \delta_2 \cdot \xi + \delta_1 \cdot (1 - \xi), \quad (3.21.)$$

где  $\delta_1$  – прогиб, вычисленный без учета трещин,  $\delta_2$  – прогиб, вычисленный с учетом снижения момента инерции сечения за счет трещин,

$$\xi = 1 - \beta \cdot \left( \frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^m \quad (3.22.)$$

$M_{cr}$ ,  $M_{max}$  – момент трещинообразования и максимальный расчетный момент. При этом эмпирические коэффициенты для железобетонных конструкций  $\beta=1,0$ ;  $m=2,0$ . В экспериментальных работах было подтверждена возможность применения указанных коэффициентов для конструкций с НКА при обеспечении совместной работы НКА и бетона. Сами прогибы определяются по общим законам строительной механики.

В соответствии с итальянскими нормами CNR [9] прогиб может быть определен с помощью диаграмм момент-кривизна из нелинейного анализа с учетом фактических диаграмм деформирования материалов. В качестве альтернативы предложена упрощенная методика Еврокод 2 [30], описанная выше с

представлением коэффициента  $\beta$ , как произведения дополнительных коэффициентов:

$$f = f_1 \cdot \beta_1 \beta_2 \cdot \left( \frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^m + f_2 \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 \cdot \left( \frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^m \right], \quad (3.23.)$$

где  $\beta_1 = 0,5$  – коэффициент, учитывающий совместную работу НКА и бетона,  $\beta_2 = 1,0$  для кратковременных нагрузок и  $0,5$  для длительных или многоцикловых нагрузок, остальные обозначения те же что для формул 3.21-3.22.

Расчетная модель норм АСІ [10] предусматривает определение длительного и кратковременного прогиба. Кратковременный прогиб определяется по общим положениям строительной механики с учетом приведенного момента инерции сечения:

$$I_{\varepsilon} = \beta_d \cdot \left( \frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 + I_{cr} \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 \right] \leq I_g ; \quad (3.24.)$$

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{3} k^3 + n_f A_f d^2 (1 - k)^2 ;$$

где  $I_g$  – момент инерции бетонного сечения, коэффициенты  $k$  и  $n_f$  – см. ф.3.14; отличие принятого выражения от аналогичного выражения для железобетонной конструкции в нормах АСІ 318 [28] заключается во введении коэффициента  $\beta_d$ . В редакции норм АСІ [7] 2003 года указанный коэффициент принимался:

$$\beta_d = \alpha_b \left( \frac{E_f}{E_s} + 1 \right) \quad (3.25.)$$

где  $\alpha_b$  – коэффициент, учитывающий сцепление НКА с бетоном, экспериментально установленная величина для стеклопластиковой арматуры  $0,5$ . Данный параметр был принят для всех типов НКА.

Позднее в редакции норм АСІ [10] 2006года формула вычисления коэффициента  $\beta_d$  изменена по результатам статистической обработки имеющихся опытных данных

$$\beta_d = \frac{1}{5} \left( \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} \right) \quad (3.26.)$$

основные обозначения те же, что и для формул 3.10-3.14.

Длительный прогиб в соответствии с нормами АСІ [10] определяется умножением кратковременного прогиба на величину  $\lambda=0,6\xi$ , где  $\xi$  - коэффициент зависящей от длительности действия нагрузок ( $\xi=2$  при длительности более 5 лет).

Канадские [5], [6] и японские [2] нормы также используют адаптированные для НКА методики определения прогиба, основанные на соответствующих методиках расчета железобетонных элементов.

Расчет по раскрытию трещин проводят после проверки возможности образования трещин – определения момента трещинообразования  $M_{cr}$ . Определение момента трещинообразования выполняется для всех норм по схожей методике расчета без учета неупругих деформаций материалов.

Сам расчет по раскрытию трещин проводится из условия  $a_{cr} \leq a_{cr,ult}$ , где  $a_{cr}$  – расчетная ширина раскрытия трещин при нормативных нагрузках,  $a_{cr,ult}$  – предельная ширина раскрытия трещин. Значение предельной ширины раскрытия трещин для НКА принимается с учетом более высокой долговечности, как правило, выше, чем для конструкций со стальной арматурой. Обзор нормированных величин предельной ширины раскрытия трещин представлен в табл. 3.2. Дополнительных ограничений по ширине раскрытия трещин, связанных с агрессивными условиями эксплуатации, рассматриваемыми нормами для НКА не предусматривается.

Методики расчета ширины раскрытия трещин также основаны на зависимостях, разработанных для железобетонных конструкций. При этом ширина раскрытия трещин, как правило, определяется по функциональным зависимостям от напряжений в арматуре, защитного слоя бетона и шага трещин.

Таблица 3.2. Предельные величины ширины раскрытия трещин

Нормы	Арматура	Условия эксплуатации	$a_{cr,ult}$
СП 52-101-2003 [29]	Стальная горячекатаная	Нормальные	0,3-0,4мм
Eurocode 2 [30]	Стальная	Нормальные	0,4мм
Eurocode 2 [30]	Стальная	Агрессивная среда	0,3мм
ACI 318 [28]	Стальная	Нормальные (внутри помещений)	0,4мм
ACI 318 [28]	Стальная	Повышенная влажность (эксплуатация на открытом воздухе или в грунте)	0,3мм
JSCE [2]	НКА	-	0,5мм
ACI 440 [10] CSA [6]	НКА	Нормальные (внутри помещений)	0,7мм
ACI 440 [10] CSA [6]	НКА	Повышенная влажность (эксплуатация на открытом воздухе или в грунте)	0,5мм
CNR [9]	НКА	-	0,5мм при длительных усилиях
Проект ДСТУ [13]	НКА (стеклопластик, базальтопластик)	Открытые для обзора конструкции (эстетико-психологические требования)	0,4мм
Проект ДСТУ [13]	НКА (стеклопластик, базальтопластик)	Скрытые поверхности конструкций	0,8мм
Рекомендации НИИЖБ 1978г [1]	Стеклопластиковая	-	Трещины без специального обоснования не допускаются

В европейских рекомендациях fib [11] предложена расчетная модель, связанная с методикой расчета железобетонных конструкций по Еврокод 2:

$$w_{cr} = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm}, \quad (3.27.)$$

где  $\beta=1,3$ ;  $\varepsilon_{sm}$  – относительные деформации арматуры

$$\varepsilon_{sm} = \sigma_s \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2 \right] / E_s, \quad (3.28.)$$

$\beta_1$  – эмпирический коэффициент 1,0 – для арматуры с высокими показателями сцепления; 0,5 – для гладкой арматуры.

$\beta_2$  – эмпирический коэффициент 1,0 для кратковременных нагрузок; 0,5 – для длительных нагрузок

$s_{rm}$  – средняя величина шага трещин:

$$s_{rm} = 50 + 0.25 \cdot k_1 k_2 \frac{d}{\rho_r}, \quad (3.29.)$$

$k_1$ - эмпирический коэффициент 0.8 – для арматуры с высокими показателями сцепления; 1.6 – для гладкой арматуры

$k_2$  – эмпирический коэффициент 0,5 - для изгибаемых элементов, 1,0 - для одноосного растяжения.

В итальянских нормах CNR [9] для описанной выше методики приняты более осторожные значения эмпирических коэффициентов применительно к конструкциям с НКА (как для гладкой арматуры). Так коэффициент  $\beta$  принят 1,3 для конструкций с наименьшим размером сечения 300мм и 1,7 для конструкций с наименьшим размером сечения 800мм и более (для промежуточных значений по интерполяции).  $k_1$  – 1.6 с учетом сцепления всех видов НКА с бетоном. Относительные деформации в НКА вычисляются по формуле:

$$\varepsilon_{fm} = \frac{\sigma_f}{E_f} \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 \cdot \left( \frac{\sigma_{fr}}{\sigma_f} \right)^m \right], \quad (3.30.)$$

где  $\beta_1$  – эмпирический коэффициент 0,5 для всех видов НКА.

$\beta_2$  – эмпирический коэффициент 1,0 для кратковременных нагрузок; 0,5 – для длительных нагрузок,  $m$  эмпирический коэффициент - 2.

Дополнительно в приложении к CNR [9] разработана методика уточнения коэффициентов  $k_1$  и  $m$  для конкретных видов арматуры на основе опытных данных.

В действующей редакции норм Еврокод 2 методика несколько изменена по сравнению с методикой, изложенной в рекомендациях fib [11].

В американских нормах АСІ [10] для определения ширины раскрытия трещин принята формула вида:



$$w = 2 \frac{f_f}{E_f} \beta \cdot k_b \sqrt{c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2}, \quad (3.31.)$$

где коэффициент  $k_b$  принимается 1,0 если показатели сцепления НКА с бетоном близки к аналогичным показателям стальной арматуры,  $\beta = h_2 / (h_2 - c)$ ,  $c$  – расстояние от растянутой грани до центра тяжести растянутой арматуры.  $h_2$  – расстояние от растянутой грани бетона до нейтральной оси сечения.  $s$  – шаг арматуры. Основное отличие принятой методики от аналога для железобетонных конструкций согласно ACI318 [28] заключается во введении коэффициента  $k_b$ . Для НКА, имеющей показатели сцепления ниже, чем для стальной арматуры,  $k_b > 1.0$  и наоборот. Для типов арматуры с профилем созданным деформированием, не имеющих экспериментального подтверждения параметров сцепления, предлагается принимать  $k_b = 1.4$ .

Данная формула изменена по сравнению с редакцией норм ACI [7] 2003. В предыдущей редакции норм ширину раскрытия трещин предлагалось определять по эмпирической формуле, разработанной ранее для железобетонных конструкций в ACI 224 [37]:

$$w = \frac{2.2}{E_f} \beta \cdot k_b f_f \sqrt[3]{d_c A}, \quad (3.32.)$$

Основные обозначения в формуле те же, что и в предыдущей. При этом для типов арматуры с профилем созданным деформированием, не имеющих экспериментального подтверждения параметров сцепления, предлагалось принимать менее осторожное значение  $k_b = 1.2$ .

В канадских нормах методика расчета ширины раскрытия трещин заимствована из американских норм ACI [37] с незначительными изменениями..

Для японских норм JSCE [2] принята формула определения ширины раскрытия трещин:

$$w_{\max} = k_b [4c + 0.7(c_f - d)] \cdot \left[ \frac{\sigma_{fe}}{E_f} + \varepsilon'_{csd} \right], \quad (3.33.)$$

Также как и для норм АСІ отличие от формулы японских норм для железобетонных конструкций заключается во введении коэффициента  $k_b$ . При показателях сцепления близких к стальной арматуре  $k_b$  принимается 1,0.

В рекомендациях НИИЖБ 1978г. [1] для стеклопластиковой арматуры были введены жесткие ограничения о недопустимости образования трещин. В связи с этим момент трещинообразования определялся по общим правилам расчета железобетонных конструкций в упругой стадии.

### 3.5. Расчет анкеровки и сцепления

В канадских нормах [6] и [5] предложены формулы для вычисления необходимой длины анкеровки НКА. При этом рекомендации [6] предусматривали расчетные требования для углепластиковой и органопластиковой арматуры. Стеклопластиковая арматура рассматривалась только как конструктивная. Нормы [5] предусматривали использование стеклопластиковой арматуры, но только в качестве напрягаемой арматуры при возможности обеспечения ее долговечности.

Формула определения необходимой длины зоны анкеровки основана на аналогичной формуле для стальной арматуры канадских норм и содержит эмпирически установленные коэффициенты, уточняющие действительную работу для стальной арматуры:

$$l_d = 0.45 \frac{k_1 k_4}{d_{cs} + K_{tr} \frac{E_f}{E_s}} \cdot \frac{f_{fu}}{f_{cr}} A, \quad (3.34.)$$

где  $l_d$  - длины зоны анкеровки.  $k_1$  – коэффициент соответствующий положению арматуры,  $d_{cs}$  – наименьшее расстояние от центра стержня до грани бетона или шаг стержней, мм.  $K_{tr}$  – индекс поперечного армирования,  $k_4$  – дополнительный показатель сцепления НКА, равный отношению прочности сцепления НКА к прочности сцепления стальной арматуры, но не более 1.

Дополнительно канадскими нормами предусмотрены нерасчетные условия анкеровки и сцепления:

- Защитный слой не менее 25мм.
- для сеток из НКА зоной полного заанкеривания считается участок, где основной стержень пересекает два перпендикулярных стержня сетки.
- для дополнительных анкерных устройств предъявляется требование, чтобы в НКА могли развиваться напряжения не менее 90% от предела прочности на растяжения без нарушения анкеровки.

В соответствии с японскими нормами JSCE [2] базовая длина анкеровки определяется по формуле:

$$l_d = \alpha_1 \left[ \frac{f_{fd}}{4f_{bod}} \right] d > 20d, \quad (3.35.)$$

где

$\alpha_1 =$

1,0 для  $k_c \leq 1.0$

0.9 для  $1.0 < k_c \leq 1.5$

0.8 для  $1.5 < k_c \leq 2.0$

0.7 для  $2.0 < k_c \leq 2.5$

0.6 для  $2.5 < k_c$

$$k_c = c / d + (15 \times A_s) / [(s \times d) \times (E_s / E_c)];$$

а расчетная прочность сцепления  $f_{bod}$  определяется по формуле:

$$f_{bod} = \alpha_2 (0.28 f_{ck}^{2/3} / \gamma_c) < 3.2 \text{ МПа}, \quad (3.36.)$$

где  $\gamma_c = 1.3$  при  $f_{ck} < 50 \text{ МПа}$ , и  $1.5$  при  $f_{ck} \geq 50 \text{ МПа}$

$\alpha_2$  – коэффициент, выражающий отношение прочности сцепления НКА к прочности сцепления стальной рифленой арматуры, но не более 1,0.

Данный коэффициент рекомендовано устанавливать экспериментально, но также в общем виде предложены расчетные зависимости для определения прочности сцепления НКА, адаптированные из зависимостей для стальной арматуры:

$$f_{bod} = \frac{0.318 + 0.795 \left( \frac{c}{d} + \frac{15A_t}{sd} \frac{E_t}{E_0} \right)}{\frac{1}{3.2\sqrt{f'_{cd}}} - \frac{53.2}{f_y}} \quad (3.37.)$$

Дополнительно введен повышающий коэффициент к требуемой длине анкеровки 1,3 при расположении арматуры в пределах верхних 30см сечения конструктивного элемента или под углом 45градусов. Также введен понижающий коэффициент 0,8 для сжатой арматуры.

Для норм АСІ [10] требования по расчету длины анкеровки также взаимосвязаны с соответствующими требованиями по расчету длины анкеровки стальной арматуры. В редакции норм АСІ [7] 2003г необходимая длина анкеровки  $l_{bf}$  устанавливалась по формуле:

$$l_{bf} = \frac{d_b f_{fu}}{4\mu_f} \quad (3.38.)$$

где  $d_b$  – диаметр стержня,  $f_{fu}$  – расчетное сопротивление НКА,  $\mu_f$  – прочность сцепления, установленная по экспериментальным данным, как функция прочности бетона и диаметра арматуры.

С учетом исследований сцепления НКА с бетоном формула для определения необходимой длины анкеровки предложена в виде:

$$l_{bf} = K_2 \frac{d_b^2 f_{fu}}{\sqrt{f'_c}} \quad (3.39.)$$

где  $f'_c$  – прочность бетона на сжатие,  $K_2$  – эмпирический коэффициент (на основании исследований стеклопластикой и органопластиковой арматуры) в диапазоне от 0,046 до 0,178.

Для случаев, когда разрушение с откалыванием или отслоением защитного слоя не ожидается (соблюдение защитного слоя, специальные конструктивные мероприятия и т.п.) была предложена упрощенная зависимость:

$$l_{bf} = \frac{d_b f_{fu}}{18.5} \quad (3.40.)$$

Для верхней арматуры (расположенной на расстоянии более чем 300мм от нижней грани бетонируемой конструкции) предложен дополнительный повышающий коэффициент к необходимой длине анкеровки 1,3. Также увеличение длины анкеровки умножением на коэффициент  $k_m$  предусмотрено в зависимости от фактической величины защитного слоя  $c$ .

$$k_m = \begin{cases} 1.0 & \text{if } c > 2d_b \\ \frac{4d_b - c}{2d_b} & \text{if } d_b \leq c \leq 2d_b \end{cases} \quad (3.41.)$$

В новой редакции норм АСІ [10] 2006г формула для вычисления необходимой длины анкеровки приведена к общему виду, учитывающему все понижающие факторы и ряд дополнительных экспериментальных данных с НКА:

$$l_d = \frac{\alpha \frac{f_{fr}}{0.083 \sqrt{f'_c}} - 340}{13.6 + \frac{C}{d_b}} d_b \quad (3.42.)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, учитывающий верхнее положение арматуры (более 300мм от основания укладки), принят 1,5; для нижней арматуры  $\alpha=1,0$ ;  $d_b$  – диаметр стержня;  $C$ -защитный слой от центра стержня или шаг арматуры (минимальное расстояние), мм.

Для стержней с отгибами на 90градусов необходимую длину анкеровки предлагается определять по следующим зависимостям:

$$l_{bhf} = \begin{cases} 165 \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} & \text{for } f_{fu} \leq 520 \text{ МПа} \\ 3.1 \frac{f_{fu}}{\sqrt{f'_c}} \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} & \text{for } 520 < f_{fu} < 1040 \text{ МПа} \\ 330 \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} & \text{for } f_{fu} \geq 1040 \text{ МПа} \end{cases} \quad (3.43.)$$

но не менее  $12d_b$  и не менее 230мм, внутренний радиус загиба должен быть не менее  $3d_b$ .

Для стержней, стыкуемых внахлестку, распространены требования АСІ 318 [28], применяемые для стальной арматуры:

- при стыковке в одном сечении не более 50% арматуры или напряжениях в арматуре не более 0,5 от предела прочности длина нахлестки принимается  $1,3 l_{bf}$
- при стыковке в одном сечении 100% арматуры или напряжениях в ней равных пределу прочности длина нахлестки принимается  $1,6 l_{bf}$

В редакции норм АСІ [10] 2006г предложено принимать величину  $1,3 l_{bf}$  вне зависимости от количества стыкуемой арматуры.

В итальянских нормах CNR [9] предложена упрощенная зависимость для определения требуемой длины анкеровки:

$$l_d = 0.1 \cdot \sigma_f \cdot d_b \quad (3.44.)$$

но не менее 400мм.

где  $\sigma_f$  – напряжения в анкеруемом стержне Н/мм<sup>2</sup> в рассматриваемом сечении,  
 $d_b$  – диаметр стержня, мм

Для гладких стержней анкеровка и нахлестка в растянутой зоне не допускаются, а в сжатой предлагается принимать длину  $2l_d$ .

В проекте украинских норм ДСТУ расчетная зависимость для определения требуемой длины анкеровки принята как в европейских нормах EN 1992-1-1 [30]:

$$l_{b,rqd} = \frac{d}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (3.45.)$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

все коэффициенты сохранены как для стальной арматуры периодического профиля. При этом область определения норм ДСТУ [13] распространяется на конкретные виды НКА с оговоренным профилем (изготовление арматуры по определенным техническим условиям). Аналогичные условия EN 1992-1-1 [30] установлены для требований по нахлестке и взаимному положению стыкуемых стержней.

В рекомендациях НИИЖБ 1978г. [1] расчетных условий для определений анкеровки или зоны передачи напряжений не представлено.

### 3.6. Конструктивные требования

В рассматриваемых нормах представлены дополнительные требования к конструкциям с НКА. Данные требования, как правило, отражают ограничения выборки экспериментальных данных, которые существовали при проверке основных расчетных формул, или иные условия, не входящие в расчетные зависимости напрямую.

Так все рассматриваемые документы в развитие требований норм по расчету железобетонных конструкций устанавливают требования к минимальному содержанию поперечной арматуры. Сводные данные представлены в табл. 3.3.

Таблица 3.3. Минимальное количество (процент армирования  $\rho$ ) поперечной арматуры по различным нормам и рекомендациям.

Нормы для ЖБК	$\rho_w$	Нормы для НКА	$\rho_{fw}$
ACI 318-08 [28] (США)	$0.06\sqrt{f'_c} \frac{1}{f_y} > 0.35 \frac{1}{f_y}$	ACI 440.1R-06 [10]	$0.35 \frac{1}{f_{fw}}$
CSA A 23.3-94 (Канада)	$0.06\sqrt{f'_c} \frac{1}{f_y}$	CAN/CSA-S806-02 [6]	$0.3\sqrt{f'_c} \frac{1}{f_{fw}}$
BS 8110 (Великобритания)	$0.4 \frac{1}{f_y}$	IstuctE-99 [4]	$0.4 \frac{1}{0.0025 \cdot E_f}$
EN 1992-1-1 (Евросоюз) [30]		Исследования [33]	$0.08\sqrt{f'_c} \frac{1}{0.0045 \cdot E_f}$
		CNR [9] (Италия)	$A_{fw, \min} = 0.06\sqrt{f'_{ck}} \frac{b \cdot s}{0.004E_f}$  но не менее $\frac{0.35b \cdot s}{0.004E_f}$
$f_w$ – расчетная прочность поперечной арматуры, не более $0,004E_f$ ; $f_y$ – предел текучести стальной арматуры.			

Нормами ACI [10] 2006г для поперечной арматуры дополнительно устанавливаются следующие требования:

- шаг поперечной арматуры (хомутов) не более  $h/2$  и не более 600мм.
- свободные концевые участки отогнутых стержней и хомутов должны быть длиной не менее  $12d$
- минимальный внутренний радиус стержней с отгибами на 90 градусов  $r=3d$

Нормами CNR [9] для поперечной арматуры устанавливаются следующие требования:

- в балках должно быть не менее трех хомутов на 1 п.м.
- шаг хомутов не более  $0,8h$



- на участках сопряжения конструкций или концентрации усилий шаг поперечной арматуры принимается минимальным из  $h/4$ ;  $12d_f$ ; 150мм ( $d_f$  – продольная арматура).
- Шаг поперечной арматуры в колоннах следует принимать не более  $15d_f$  и не более 250мм с учащением на участках примыкания горизонтальных конструкций до  $1/6$  минимального размера сечения (но не более 150мм)
- Минимальный радиус загиба стержня  $6d$  (меньшие значения допускаются при специальном экспериментальном обосновании прочностных свойств НКА)

Для продольной арматуры АСІ [10] установлены следующие требования к минимальному проценту армирования с учетом технологических факторов бетонирования (температурные напряжения и усадка).

Шаг арматуры не более  $3t$  ( $t$ -толщина плиты) и не более 300мм.

Минимальный процент армирования по формуле:

$$\rho_{f,ts} = 0.0018 \cdot \frac{414}{f_{fu}} \cdot \frac{E_s}{E_f} \quad (3.46.)$$

Нормами CNR [9] предусмотрен минимальный процент армирования сжатых элементов (НКА в сжатых элементах принимается конструктивно для обеспечения трещиностойкости): 0,3% для углепластиковой арматуры; 1,5% для стеклопластиковой арматуры; 0,8% для органопластиковой арматуры.

Минимальная величина защитного слоя в нормах АСІ [10] рекомендована не менее диаметра НКА. Канадскими нормами дополнительно предусмотрено ограничение защитного слоя не менее 25мм. Итальянскими нормами CNR [9] установлены требования к защитному слою аналогичные конструкциям со стальной арматурой. Дополнительно нормирована величина минимального защитного слоя 25мм для плит, армированных в двух направлениях; 30мм для плит, армированных в одном направлении; 35мм для сжатых элементов. Для

конструкций из бетона прочностью менее  $f_{ck} < 25 \text{ МПа}$ , минимальный защитный слой рекомендовано увеличивать на 20%.

Конструктивные требования проекта украинских норм ДСТУ [13] помимо соответствующих требований национальных норм по расчету железобетонных конструкций повторяют конструктивные требования EN 1992-1-1 [32] для стальной арматуры. Применение НКА с отгибами не предусмотрено.

### **3.7. Особенности расчета конструкций с преднапряженной НКА**

Основные рассмотренные выше нормативные документы устанавливают требования для НКА без предварительного напряжения. Вопросы расчета конструкций с предварительным напряжением НКА рассматривались только в канадских нормах CNS [5], специальном документе ACI 440.4R-2004 [8] и рекомендациях НИИЖБ для стеклопластиковой арматуры 1978 [1].

Основным направлением эффективного применения НКА в советских исследованиях предполагалось применение НКА именно для преднапряженных конструкций. Были разработаны соответствующие методики и условия для стеклопластиковой арматуры. В целом методики повторяют условия расчета железобетонных конструкций с предварительно напряженной стальной арматурой, но учитывают экспериментальные данные, связанные с потерями предварительного напряжения для НКА.

В рекомендациях [1] были оговорены следующие условия для стеклопластиковой арматуры :

- Арматуру напрягают механически. Мгновенная передача усилий обжатия на бетон не допустима.
- Предельная величина предварительного напряжения  $\sigma_0$  назначается с учетом допустимого отклонения 5% таким образом, чтобы выполнялось условие  $1,05\sigma_0 \leq 0,8R_{II}$ , где  $R_{II}$  – расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний второй группы.
- Потери предварительного напряжения складываются из:

- Релаксации напряжений стеклопластиковой арматуры при температуре  $20^{\circ}\text{C} - 0,06\sigma_0$  для воздушно сухих условий;  $0,16\sigma_0$  для водонасыщенного состояния
- Релаксации напряжений стеклопластиковой арматуры при температуре  $80^{\circ}\text{C} - 0,11\sigma_0$  для воздушно сухих условий
- Температурного перепада арматуры и бетона при прогреве по формуле  $\alpha_b E_a \Delta t$ , где  $\alpha_b$  – коэффициент линейного расширения бетона,  $E_a$  – модуль упругости стеклопластиковой арматуры,  $\Delta t$  – разность температуры прогреваемой конструкции и устройства, воспринимающего усилие натяжения.
- Ползучести и усадки бетона - потерь, вычисленных как для железобетонного элемента и умноженных на отношение модуля упругости стеклопластиковой арматуры к модулю упругости стальной арматуры
- Потери предварительного напряжения принимаются не менее 50МПа.
- Величина предварительного напряжения вводится в расчет с учетом точности натяжения  $\pm 10\%$  (знак + при неблагоприятном влиянии предварительного натяжения и знак – при благоприятном).

В нормах АСІ [8] также принят общий подход расчета железобетонных конструкций, при этом допустимые расчетные деформации НКА  $\varepsilon_f$  в предельной стадии определяются как:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{pu} - \varepsilon_{pe} - \varepsilon_d - \varepsilon_{pr}$$

где  $\varepsilon_{pu}$  – предельная деформация НКА на растяжение;  $\varepsilon_{pe}$  – деформация, вызванная предварительным напряжением стержня без учета,  $\varepsilon_d$  – деформация, связанная с потерями от ползучести и усадки бетона;  $\varepsilon_{pr}$  – деформация, связанная с длительными эффектами (релаксацией усилий). Нормы АСІ [8] распространяются только на углепластиковую и органопластиковую НКА.

Дополнительно введены следующие коэффициенты надежности и условия:

- Обобщённый коэффициент надежности при разрушении по растянутой арматуре  $\varphi=0,7$  для органопластиковой и  $\varphi=0,85$  для углепластиковой арматуры и  $\varphi=0,65$  для разрушения по сжатой зоне. Критерием разрушения по сжатой зоне является предельная относительная деформация в арматуре 0,002, по арматуре – 0,005. Для промежуточных значений относительных деформаций коэффициент надежности  $\varphi$  может определяться интерполяцией.
- Допустимые напряжения в бетоне (в крайнем волокне сечения) от нормативных нагрузок ограничены
  - в момент передачи натяжения на бетон в сжатой зоне  $0,6f_c$ , в растянутой зоне  $0,25\sqrt{f_c}$  (на торцевых участках  $0,5\sqrt{f_c}$ )
  - в эксплуатационной стадии после потерь преднапряжения и в сжатой зоне от сочетания преднапряжения и длительной нагрузки  $0,45f_c$ , от сочетания всех нагрузок и преднапряжения  $0,6f_c$ , в растянутой зоне  $0,5\sqrt{f_c}$
- Предельная величина предварительного напряжения назначается  $0,65f_{pu}$  для углепластиковой арматуры,  $0,5f_{pu}$  для органопластиковой ( $f_{pu}$  - предел прочности НКА). При этом после отпуска арматуры напряжения в ней не должны превышать  $0,6 f_{pu}$  для углепластиковой и  $0,4 f_{pu}$  для органопластиковой.
- Потери от релаксации усилий предварительного натяжения в НКА представлены как сумма трех составляющих: релаксации усилий в полимерной матрице (0,6% для углепластиков; 1,2% для органопластиков); релаксации от распрямления волокон НКА (1-2%); релаксации усилий в самих волокнах (6-18% для арамидных волокон; для углеволокна принимается не менее 50% от значений потерь для стальной арматуры).

- Потери, связанные с деформациями бетона принимаются также как для железобетонных конструкций.
- Для конструкций с преднапряженной арматурой без сцепления с бетоном, где не обеспечивается единство деформаций в растянутом бетоне и НКА, вводится специальный эмпирически установленный коэффициент приведения  $\Omega$ . На данный коэффициент умножаются относительные деформации НКА, вычисленные в предположении совместной работы арматуры с бетоном в сечении:

$$\Omega_u = \frac{3.0}{(L/d_p)}$$

где  $d_p$  – рабочая высота сечения, L-пролет.

Канадские нормы [6], [5] предлагают подход аналогичный нормам АСІ. При этом нормы по расчету мостовых сооружений допускают применение в качестве преднапряженной арматуры также стеклопластиковой НКА без сцепления с бетоном. Также имеются отличия при нормировании предельной величины предварительного напряжения в зависимости от типа конструкции и вида НКА (см. табл.3.4).

Канадскими нормами [6] дополнительно нормируется минимальный процент армирования ненапрягаемой арматуры в сечении (см. табл.3.5) и минимальная длина зоны передачи натяжения на бетон и анкеровки для некоторых типов НКА, оговоренных в нормах (см. табл.3.6) .

Таблица 3.4. Предельная величина предварительного напряжения норм [6], [5].

Тип НКА	Предельная величина предварительного натяжения НКА		Напряжения в НКА после отпуска натяжения	
	Арматура со сцеплением с бетоном	Натяжение на бетон	Арматура со сцеплением с бетоном	Натяжение на бетон
Углепластик	$0,7f_{pu}$	$0,7f_{pu}$	а) $0,65f_{pu}$ б) $0,60f_{pu}$	$0,65f_{pu}$
Органоластик	$0,4f_{pu}$	$0,4f_{pu}$	а) $0,35f_{pu}$ б) $0,38f_{pu}$	$0,35f_{pu}$
Стеклопластик	а) $0,30f_{pu}$ б) -	а) $0,30f_{pu}$ б) -	а) $0,25f_{pu}$ б) -	а) $0,25f_{pu}$ б) -
а) нормы для расчета мостов б) нормы по расчету зданий и сооружений $f_{pu}$ - предел прочности НКА				

Таблица 3.5. Минимальный процент армирования ненапрягаемой арматуры

Конструкция	Тип НКА	Напряжения в растянутой зоне бетонного сечения			
		$\leq 0,5\sqrt{f_c}$		$> 0,5\sqrt{f_c}$	
		Арматура со сцеплением с бетоном	Натяжение на бетон	Арматура со сцеплением с бетоном	Натяжение на бетон
Балка	Углепластик	0	$0,0044 A_b$	$0,0036 A_b$	$0,0055 A_b$
	Органоластик	0	$0,0048 A_b$	$0,0036 A_b$	$0,0050 A_b$
Плита	Углепластик	0	$0,0033 A_b$	$0,0022 A_b$	$0,0044 A_b$
	Органоластик	0	$0,0036 A_b$	$0,0024 A_b$	$0,0048 A_b$

$A_b = b \cdot h$  – площадь бетонного сечения элемента

Таблица 3.6. Минимальная длина зоны передачи натяжения и анкеровки

Тип НКА	Диаметр d, мм	Длина зоны передачи натяжения	Длина зоны анкеровки
Углепластик – стержневая НКА	-	60d	180d
Углепластик - канат	-	20d	50d
Органоластик	[8-12)	50d	120d
Органоластик	[12-16)	40d	100d
Органоластик	$\geq 16$	35d	80d

### **3.8. Общие выводы из анализа нормативных документов**

Основные нормативные документы и рекомендации по расчету конструкций с НКА разработаны в США, Канаде, Японии, Великобритании, Италии в течение последних 15 лет на основе норм по расчету железобетонных конструкций со стальной арматурой. Подготовлены проекты нормативных документов в России и Украине.

Основные принципы расчета сохранены как для железобетонных конструкций с учетом линейной работы НКА. Специфика работы конструкций НКА учтена введением специальных понижающих коэффициентов условий работы и нормирования характеристик материалов. Формулы для определения расчетных параметров конструкций с НКА, в целом, повторяют формулы для конструкций со стальной арматурой. Конструктивные требования в большинстве случаев приняты более осторожно, чем для железобетонных конструкций или по аналогии.

В большей мере проработаны вопросы нормирования требований к стекло-, органо- и углепластиковой арматуре. Применение в качестве преднапряженной НКА базальтопластиковой арматуры не нормировано.

В разработанном в НОСТРОЙ проекте СТО (стандарт организации) представлены общие конструктивные решения и технологические условия, которые в основном относятся к геотехническим сооружениям. Каких либо методик расчета конструкций с НКА и нормирование расчетных характеристик такой арматуры в документе не представлено.

#### 4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

В настоящем разделе представлен перечень ранее проведенных исследований свойств НКА и действительной работы конструкций, армированных НКА и основные результаты, полученные в этих исследованиях. Составленный перечень является результатом предварительного информационного поиска на момент подготовки настоящего отчета.

**Р.Г. Литвинов (НИИЖБ, 1964)** Исследования изгибаемых элементов армированных стеклопластиковыми лентами. [38]

В исследовании определены деформативные свойства, в том числе длительные, стеклопластиковой арматуры изготовленной в виде лент прямоугольного сечения. Предел длительной прочности принимался  $0,65\sigma_{\text{в}}$ . Определено сцепление НКА различных профилей с бетоном. Средние напряжения сцепления при длине заделки 200мм составили 1,8-2,8МПа. Испытано 5 серий балок (по 2 близнеца) с преднапряженными стеклопластиковыми лентами без дополнительных анкерных устройств. Установлены различные виды разрушений (по нормальному и наклонному сечению, в том числе при нарушении сцепления арматуры).

**Михайлов К.В., Вильдавский Ю.М. (НИИЖБ, 1966)** Исследования релаксации и ползучести стеклопластиковой арматуры. [39]

Проведены исследования ползучести и релаксации арматуры белорусского производства (СТУ 85-537-63). Получены опытные данные и предложены зависимости для учета длительных свойств исследованной арматуры. Обобщены данные ранее проведенных исследований в СССР, Испытания проводились при длительном нагружении уровня  $0,4-0,7\sigma_{\text{в}}$ . При этом прирост деформаций за счет ползучести составил от 1,5 до 23%. Отмечена зависимость свойств арматуры от внешних условий (относительной влажности среды) и технологии изготовления НКА.



**Михайлов К.В., Вильдавский Ю.М. (НИИЖБ, 1970)** Исследования особенностей работы изгибаемых элементов со стеклопластиковой арматурой [40].

Проведены исследования балок армированных стержневой стеклопластиковой арматурой. Применена белорусская стеклопластиковая арматура  $d=4$ -6мм. Испытано 8 серии балок (по 2 близнеца) 2400x190x240(h), бетон М300-350. Отличие в % армирования и условиях преднапряжения (от 0 до 60%). Потери предварительного напряжения от релаксации в арматуре не превысили 3%. Момент трещинообразования составлял 20-40% от разрушающего для балок без предварительного напряжения и 60-65% для преднапряженных балок.

Предложены корректировки граничной высоты сжатой зоны и формул расчета внецентренного сжатия для преднапряжения. (введением в существующие формулы для железобетонных конструкций коэффициентов равных отношению модуля упругости стальной арматуры и стеклопластиковой). Для практических целей рекомендовано ограничивать уровень предварительного напряжения для стеклопластиковой НКА 30-35% от  $\sigma_v$ .

В работе дополнительной проанализированы опыты Литвинова 1967 (УралНИИСтромпроект), Фролова, Сомосюка, Залого 1965 (ИСиА Гострой БССР), Somes N.F. 1963. Выполнена обработка 16 собственных и 33 опытных значений других авторов. Отмечено удовлетворительное совпадение опытных данных с теоретическими (для разработанной авторами методики расчета на основе СНиП II-V.1-62)  $N_{\text{опыт}}/N_{\text{теор}}=1,0$  ( $\sigma=0,10$ ).

**Фролов Н.П. (ИСиА Гострой БССР, 1980)** Обобщение исследований свойств и особенностей работы в конструкциях со стеклопластиковой арматуры [41].

В монографии автор обобщил результаты исследований со стеклопластиковой арматурой, проведенных в СССР за период 1950-1980ых годов.

Отмечена связь прочностных свойств НКА и диаметра стержней. С увеличением диаметра прочность стержней, изготовленных по одной и той же технологии, снижалась. Это объясняется неравномерным характером передачи напряжений по сечению стержня (внешние волокна являются более напряженными). Определена изменчивость прочностных (коэффициент вариации 8-18%), деформативных (коэффициент вариации модуля упругости 15-19%, предельных деформаций 28-33%) свойств стеклопластиковой НКА.

Проанализировано влияние температуры и влажности на физико-механические свойства стеклопластиковой НКА. Отмечено повышение прочности до 40% при низких температурах до  $-40^{\circ}\text{C}$  и снижение при повышении температуры (в среднем на 10% при  $100^{\circ}\text{C}$ ). При этом испытания на огнестойкость показали, что температура  $100^{\circ}\text{C}$  является критической, при которой происходит активное выпаривание влаги, находящейся в микротрещинах стекловолокна и последовательное разрушение волокна. Огнестойкость конструкций при указанной температуре в НКА составила 13-18мин.

**Кулиш В.И. Казаринов В.Е. (Хабаровск, 1989)** Обобщение исследований предварительно напряженных конструкций со стеклопластиковой арматурой [42].

В монографии также отражены результаты предыдущих советских исследований по стеклопластиковой арматуре и представлены результаты собственных исследований захватных устройств для предварительно напряженной стеклопластиковой НКА. Определены расчетные параметры трения арматуры в захвате. Представлен аналитический обзор разработанных ранее в СССР и за рубежом захватов и анкеров для преднапряженной стеклопластиковой арматуры.

**Dolan, C. W.; Hamilton, H. R.; Bakis, C. E.; and Nanni, A. (США, 2000)** Исследования и разработка рекомендаций по расчету железобетонных конструкций с преднапряженной НКА. [43]

Приведено обобщение исследований по применению преднапряженной НКА в бетонных конструкциях, которые послужили основой для разработки норм АСІ и Канады. Обобщены результаты различных исследований. Представлены данные по длительной прочности и ползучести НКА. Рекомендованные коэффициенты длительной прочности 0,7-0,9 для углепластика, 0,55-0,80 для органопластика, 0,4 для стеклопластика в условиях нормальной влажности.

Определены допустимые усилия преднапряжения и потери, которые в дальнейшем нормированы в АСІ [8]. Дополнительно оговорена возможность применения стеклопластиковой НКА в качестве, арматуры с последующим натяжением на бетон, при этом допустимые усилия преднапряжения рекомендованы 0,4-0,45 от предела прочности. Применение стеклопластиковой преднапряженной арматуры, контактирующей с бетоном не рекомендовано. Обобщены результаты испытаний доступной на рынке США преднапрягаемой НКА на сцепление и анкеровку в бетоне (средние напряжения сцепления варьируются в широком диапазоне от 8 до 20МПа, что превысило данные по стальному канату). Рекомендовано длину зоны передачи напряжений принимать не менее 50d. Предложена более осторожная формула вычисления длины зоны передачи напряжений, чем для стальной арматуры.

**Brik V.B. (США, 1998, 2003)** Исследования действительной работы конструкций с базальтопластиковой НКА [44] , [45]

Проведены испытания 11 балок сечением ~80..300x150...300мм с пролетом 750-900мм, армированных гладкой базальтопластиковой арматурой и испытания 7 балок аналогичной конфигурации с арматурой периодического профиля. Конструкции без предварительного напряжения, но с различной длиной заведения арматуры за опору. В большинстве случаев разрушению конструкций с гладкой арматурой предшествовало нарушение сцепления и анкеровки арматуры. Конструкции с арматурой периодического профиля разрушились по изгибающему моменту и поперечной силе. Получены опытные данные разру-

шающих усилий и деформирования конструкции. Проведены отдельные испытания гладкой и арматуры с профилем на сцепление, показано, что последняя сопоставима по характеристикам сцепления со стальной арматурой.

**Fico R. (Италия, 2007)** – диссертация Phd [44]

Работа выполнена при разработке итальянских норм 2006 года. Выполнен сравнительный анализ требований по расчету конструкций с неметаллической арматурой различных норм. Выполнен анализ надежности расчетных положений американской и европейской системы норм. Проведен численный эксперимент (Монте-Карло), охватывающий 240 балок и 180 плит с различными параметрами для обоснования коэффициентов надежности по первому предельному состоянию, предложенных в Итальянских нормах при различных сочетаниях нагрузок. Коэффициент надежности 1,5 для плит признан обоснованным, для балок отмечена возможность его снижения. Исследование проведено только для стеклопластика.

Проведен анализ корректности расчетов по второй группе предельных состояний с учетом сцепления. Обобщены опыты 1996-2006гг для учета сцепления арматуры в работе изгибаемых элементов (67 образцов сечением 120...1000x180x550 с пролетом 1500..3400мм – подробное описание представлено в работе; 62-образца со стеклопластиком и 5 образцов с углепластиком и различной обработкой (профилем) поверхности арматуры). Установлен специальный эмпирический коэффициент  $m$  для учета вида профиля арматуры при расчетах по второй группе предельных состояний.

Обобщены исследования 1993-2006гг работы на поперечную силу конструкций, армированных композитной арматурой (88 образцов без поперечной арматуры – 6 образцов с органопластиком, 32 – углепластиком, 50 – стеклопластиком, бетон В15-В40; 85 образцов с продольной и поперечной композитной арматурой – 21 образец с органопластиком, 37 – с углепластиком, 23 - стеклопластиком). Выполнено сопоставление требований различных норм. Отмечен

большой разброс результатов по сравнению с теорией. Предложены корректировки для учета включения хомутов в работу.

Обобщены исследования:

Изгибаемые элементы: Benmokrane et al., 1996, Alsayed, 1998, Masmoudi et al., 1998, Theriault and Benmokrane, 1998, Alsayed et al., 2000, Pecce et al, 2000, Toutanji and Deng, 2003, Yost et al., 2003, El Salakawy and Benmokrane, 2004, Al Sunna et al., 2006, Laoubi et al., 2006, Rafi et al, 2006

Поперечная сила без поперечной арматуры : Nagasaka et al., 1993, Tottori and Wakui, 1993, Nakamura & Higai, 1995, Zhao et al., 1995, Vijay et al., 1996, Mizukawa et al., 1997, Duranovic et al., 1997, Swamy & Aburawi, 1997, Deitz et al., 1999, Yost et al., 2001, Alkhajardi et al., 2001, Tureyen & Frosh, 2002, Tariq & Newhook, 2003, Lubell et al., 2004, Razaqpur et al., 2004, El-Sayed et al., 2005, El-Sayed et al., 2006

Поперечная сила с хомутами и каркасами: Nagasaka et al. (1993), Tottori and Wakui (1993), Maruyama & Zhao (1994, 1996), Nakamura & Higai (1995), Zhao et al. (1995), Vijay et al. (1996), Duranovic et al. (1997), Shehata et al. (1999), Alsayed et al. (1997), and Whitehead & Ibell (2005)

**Климов Ю.А. (Украина, Киевский национальный университет строительства и архитектуры, 2008-2011гг.) [45]**

Проведены исследования стойкости композитной (стеклопластиковой и базальтопластиковой арматуры ООО «ТГ Экипаж» - Харьков) к действию химических сред. Определены физико-механические свойства арматуры. Проведены исследования сцепления с бетоном по балочному методу RILEM/CEB/FIB – 3 серии по 5 близнецов для стеклопластика и 3 серии по 5 близнецов для базальтопластика, отличие в профиле и диаметре (8-16мм). Отмечена возможность применения общих зависимостей для железобетона (с арматурой серповидного профиля), рекомендовано продолжить исследования для больших диаметров, т.к. отмечено снижение сцепления. Установлено, что сцепление удовлетворяет требованиям EN 1992-1-1 для армирования железобетона. Проведено испытание арматуры на чистый срез по методике ACI 440.3, сопротивление срезу составило 0,22-0,34Rs.

Проведены исследования изгибаемых элементов с базальтопластиковой арматурой – 3 серии по 6 близнецов балок 120x220x1300 с различным процентом армирования 2d10, 2d12, 2d12+2d12(сж) из бетона класса В30, без предварительного напряжения.

Проведены исследования изгибаемых элементов со стеклопластиковой арматурой – 4 серии по 5 близнецов балок 120x220x1300 с различным процентом армирования 2d10, 2d12, 2d16+2d12(сж) из бетона класса В30, без предварительного напряжения.

Ширина раскрытия трещин при нормативной нагрузке составила 0,45-0,65мм.. С увеличением процента армирования ширина раскрытия уменьшалась до 0,3мм. Представлены подробные графики деформаций и нагружения. Сопоставление опытных и теоретических данных не проводилось.

Общее количество опытных образцов 39 балок. Рассматривалась арматура, производимая ООО «ТГ Экипаж» - Харьков, по ТУ.

**Материалы конференций International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS).** Ванкувер 1993, Гент 1995, Саппоро 1997, Балтимор 1999, Кембридж 2001, Сингапур 2003, Канзас-Сити 2005, Патрас 2007, Сидней 2009, Тампа 2011. [46]

Регулярные международные конференции, проводимые с 1993года, по результатам экспериментальных и теоретических исследований свойств НКА и конструкций, армированных НКА. Опубликованные результаты, в большинстве являются основой разработки международных норм и рекомендаций и учитываются при разработке расчетных зависимостей и коэффициентов условий работы. В каждом сборнике представлены актуальные исследования по темам: физико-механические свойства НКА, долговечность, длительные свойства, исследование действительной работы конструкций при различных силовых воздействиях, преднапряженные конструкции, сцепление и анкеровка, усиление и т.п.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- [1] P-16-78, Рекомендации по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой, Москва: НИИЖБ, 1978.
- [2] JSCE, Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials, Tokyo, Japan: Japan Society of Civil Engineers, 1997.
- [3] Clarke J. L., O'Regan D. P. and Thirugnanenedran C., EUROCRETE Project, Modification of Design Rules to Incorporate Nonferrous, London, 1996.
- [4] IstructE, Interim guidance on the design of reinforced concrete structures using fibre composite reinforcement, London, UK, 1999.
- [5] CAN/CSA-S6-00, Canadian High Bridge Design Code, Canadian Standards Association, 2000.
- [6] CAN/CSA-S6-02, Design and Construction of Building Components with Diber-Reinforced Polymers, Canadian Standards Association, 2002.
- [7] ACI 440.1R-03, Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute, 2003.
- [8] ACI 440.4R-04, Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, American Concrete Institute, 2004.
- [9] CNR-DT 203/2006, Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars, Rome, Italy, 2006.
- [10] ACI 440.1R-06, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute, 2006.
- [11] fib bul.40, FRP reinforcement in RC structures. Technical report TG9.3., Lausanne, Switzerland: fib, 2007.
- [12] fib bul. 55, ModelCode 2010. First complete draft, Lausanne, Switzerland: fib, 2010.
- [13] ДСТУ (проект), Настанова з проектування та виготовлення бетонних виробів і конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальтового і скло ровінгів, Киев, 2011.
- [14] ГОСТ (проект), Арматура неметаллическая композитная для армирования бетонных конструкций, Москва: НИИЖБ, 2011.
- [15] СТО НОСТРОЙ (проект), Применение в строительных бетонных и геотехнических конструкциях неметаллической композитной арматуры, Москва: Национальное объединение строителей, 2012.
- [16] Kumahara, S., Masuda, Y. and Tanano, Y., «Tensile Strength of Continuous Fiber Bar under High Temperature,» в *International Symposium on Fiber-Reinforcement-Plastic Reinforcement for Concrete Structures*, American Concrete Institute, 1993.

- [17] Wang, N. and Evans, J.T., «Collapse of Continuous Fiber Composite Beam at Elevated Temperatures,» *Journal of Composites*, pp. 56-61, 26(1) 1996.
- [18] Karbhari, V.M., Chin, J.W., Dunston, D. and oth., «Durability Gap Analysis for Fiber-Reinforced Polymer Composites in Civil Infrastructure,» *Journal of Composites for Construction*, pp. 238-247, 7(3) 2003.
- [19] Yamaguchi, T., Kato, Y., Nishimura, T. and Uomoto, I., «Creep Rupture of FRP Rods Made of Aramid, Carbon and Glass Fibers,» в *Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Sapporo, Japan, 1997.
- [20] Seki, H., Sekijima, K. and Konno, T., «Test Method on Creep of Continuous Fiber Reinforcing Materials,» в *Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Sapporo, Japan, 1997.
- [21] Ando, N., Matsukawa, H., Hattori, A. and Mashima, A., «Experimental Studies on the Long-term Tensile properties of FRP Tendons,» в *Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Sapporo, Japan, 1997.
- [22] J. F. Mandell, *Fatigue Behavior of Fiber-Resin Composites. Developments in Reinforced Plastics*, London: Applied Science Publishers, 1982.
- [23] Epaarachi, J. A. and Clausen, P. D., «An Empirical Model for Fatigue Behaviour Prediction of Glass-fibre Reinforced Plastic Composites for Various Stress Ratios and Test Frequencies,» *Composites Part A: Applied science and manufacturing*, т. 34, № 4, pp. 313-326, 2003.
- [24] P. T. Curtis, «The Fatigue Behavior of Fibrous Composite Materials,» *Journal of Strain Analysis*, т. 24, № 4, pp. 235-244, 1989.
- [25] Odagiri, T., Matsumoto, K., Nakai, H., «Fatigue and Relaxation Characteristics of Continuous Aramid Fibre Reinforced Plastic Rods,» в *Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Sapporo, Japan, 1997.
- [26] H. a. T. F. E. Saadatmanesh, «Relaxation, Creep and Fatigue Behavior of Carbon Fiber Reinforced Plastic Tendons,» *ACI Materials Journal*, т. 96, № 2, pp. 143-153, 1999.
- [27] Pilakoutas, K., Neocleous, K. and Guadagnini, M., «Design philosophy issues of fibres reinforced polymer reinforced concrete structures,» *Journal of Composites for Constructio*, т. 6, № 3, pp. 154-161, 2002.
- [28] ACI 318-08, *Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, 2008.
- [29] СП 52-101-2003, *Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры*, Москва, 2004.
- [30] EN 1992-1-1:2004, *Eurocode 2 - Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and rules*, CEN, 2004.



- [31] Tureyen, A. K., and Frosch, R. J, «Concrete Shear Strength: Another Perspective,» *ACI Structural Journal*, т. 100, № 5, pp. 609-615, 2003.
- [32] ENV 1992-1-1:1992, Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules for buildings, European Committee for Standardization, 1992.
- [33] Guadagnini, M., Pilakoutas, K. and Waldron, P., «Shear Performance of FRP Reinforced Concrete Beams,» *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, т. 22, № 15, pp. 1389-1408, 2003.
- [34] Guadagnini, M., Pilakoutas, K. and Waldron, P., «Shear Resistance of FRPRC Beams: An Experimental Study,» *Journal of Composites for Construction*, т. 10, № 6, pp. 464-473, 2006.
- [35] Guadagnini M., Shear Behaviour and Design of FRP RC Beams, PhD Thesis, Sheffield, UK: The University of Sheffield, 2002.
- [36] СП 20.13330.2011, Нагрузки и воздействия. (Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*), Москва, 2011.
- [37] ACI 224R-01, Control of Cracking in Concrete Structures, American Concrete Institute, 2001.
- [38] Литвинов Р.Г., «Ленточная арматура периодического профиля из стеклопластика для предварительно напряженных армобетонных конструкций,» в *Новые виды арматуры*, Москва, Издательство литературы по строительству, 1964, pp. 111-129.
- [39] Михайлов К.В., Вильдавский Ю.М., «Исследования релаксации и ползучести стеклопластиковой арматуры,» в *Новые виды эффективной стальной и стеклопластиковой арматуры для железобетонных и армированных бетонных конструкций*, Москва, Стройиздат, 1966, pp. 177-192.
- [40] Михайлов К.В., Вильдавский Ю.М., «Исследование особенностей работы изгибаемых элементов со стеклопластиковой арматурой,» в *Эффективные виды арматуры для железобетонных конструкций*, Москва, Стройиздат, 1970, pp. 181-208.
- [41] Фролов Н.П., Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции, Москва: Стройиздат, 1980.
- [42] Кулиш В.И., Казаринов В.Е., Несущие конструкции, напряженно армированные стеклопластиковой арматурой, Хабаровск: НТО Стройиндустрии, 1989.
- [43] Dolan, C. W.; Hamilton, H. R.; Bakis, C. E.; and Nanni, A., Design Recommendations for Concrete Structures Prestressed with FRP Tendons, Final Report, University of Wyoming, 2000.
- [44] Brik V.B., Performance Evaluation of 3-D Basalt Fiber Reinforced Concrete & Basalt Rod Reinforced Concrete, Washington: Transportation Research Board, 1998.

- [45] Brik V.B., Advanced Concept Concrete Using Basalt Fiber/BF Composite Rebar Reinforcement, Washinton: Transportation Research Board, 2003.
- [46] Fico R., Limit states design of concrete structures reinforced with frp bars. PHD Thesis, University of Naples Federico II, 2007.
- [47] Технологическая группа Экипаж, «Отчеты о проведенных испытаниях стеклопластиковой и базальтопластиковой арматуры,» 2008-2011. [В Интернете]. Available: [http://www.frp-rebar.com/frp-rebar\\_test.html](http://www.frp-rebar.com/frp-rebar_test.html).
- [48] SP-275, Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures 10th International Symposium, American Concrete Institute, 2011.