

Митрофанов В.П.

Центр передовых методов расчета железобетонных конструкций, Полтава

Пинчук Н.М.

Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

**УЧЕТ ХРУПКОСТИ, ПСЕВДОПЛАСТИЧНОСТИ И ПЛАСТИЧНОСТИ БЕТОНА В РАСЧЕТАХ ПРОЧНОСТИ ПРИ СЛОЖНЫХ НЕОДНОРОДНЫХ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННЫХ СОСТОЯНИЯХ**

**О состоянии расчетов железобетонных конструкций (ЖБК).** Комплексную оценку состояния совокупности расчётов ЖБК, рекомендуемых нормами различных стран, в частности [13, 16], позволяет сделать системный подход [10], согласно которому достаточно совершенная система обладает хорошо выраженными связями между ее элементами. Однако, множества известных нормативных расчетов не обладают указанным уровнем системности, так как, вследствие эмпирического характера многих расчетов, связи между расчетами при частных и общих НДС незначительны или отсутствуют [8]. Поэтому, с точки зрения системного подхода, современный уровень развития совокупности нормативных расчетов ЖБК является недостаточно высоким. Преодоление отмеченного недостатка возможно путем создания Общей Теории Железобетона (ОТЖБ), необходимость которой и практическое значение обосновываются в [8].

**Характерные черты ОТЖБ.** Хотя каждое новое исследование в области ЖБК приближает к ОТЖБ, создание последней весьма трудное, так как сопряжено с обобщением и формулировкой специфических свойств бетона и его взаимодействия с арматурой, существенно отличающихся от свойств традиционных материалов. Кроме того, разработка ОТЖБ требует рассмотрения достаточно общих НДС – неоднородных и неоднородных, - характеризующих обобщенными параметрами напряженного ( $\sigma, T, \mu_\sigma, \omega_\sigma$ ) и деформированного ( $\varepsilon, \xi, \Gamma, H, \mu_\varepsilon, \omega_\varepsilon$ ) состояния [5]. Поэтому в ОТЖБ важнейшее место занимают сложные взаимосвязанные проблемы обоснования физических зависимостей и условия прочности бетона при

трехосных НДС, которые еще не получили достаточно приемлемого решения.

На основании многих экспериментов предельная поверхность бетона в цилиндрических координатах  $\sigma, T, \omega_\sigma$  имеет характер, показанный на рис. 1, где, согласно наблюдениям, можно вдоль оси среднего напряжения  $\sigma$  выделить три интервала, на которых бетон в зависимости от знака и величины  $\sigma$  проявляет специфическое поведение и разрушение: хрупкое при  $\sigma_{3t} > \sigma > \sigma_{br}$ , псевдопластическое при  $\sigma_{br} > \sigma > \sigma_m, T < T_m$ , пластическое при  $\sigma < \sigma_m, T = T_m$ , где  $\sigma_{3t} \approx R_{ct}$  - предел прочности при 3-осном равномерном растяжении,  $\sigma_{br} \approx -0,08R_c$  - граница хрупкого и псевдопластического поведения,  $\sigma_m \approx -20R_c, T_m \approx 0,5\sigma_m$  - граница псевдопластического и пластического поведения.

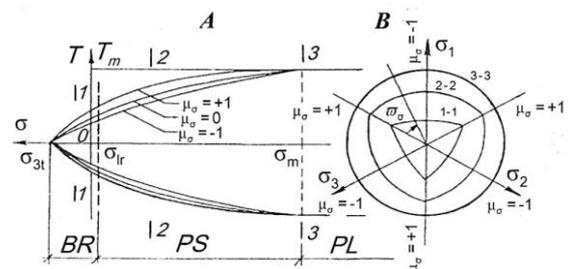


Рис. 1. Меридиональные (А) и девиаторные (В) сечения предельной поверхности бетона. BR, PS, PL – интервалы соответственно хрупкого, псевдопластического и пластического поведения и разрушения.

**Особенности хрупкого поведения бетона.** Такое поведение имеет место, как правило, при растягивающих  $\sigma > 0$ , когда для деформирования и разрушения важную роль играют начальные трещиноподобные дефекты структуры (особенно

приповерхностные микротрещины), которые на уровнях напряжений менее 0,7 – 0,8 только раскрываются, не нарушая линейную зависимость  $\sigma_{ij} - \varepsilon_{ij}$ . При более высоких напряжениях одна из микротрещин (опасная) выделяется своим ускоренным развитием, продолжая устойчиво подрастать до достижения определенной критической длины. Развитие опасной микротрещины обуславливает появление нелинейности зависимости  $\sigma_{ij} - \varepsilon_{ij}$ . Когда длина опасной микротрещины становится критической, она мгновенно распространяется и превращается в опасную макротрещину отрыва, разделяющую бетонный элемент на части. Такое разрушение изучается в МХР, которая формулирует критерии начала неустойчивого распространения трещин [15]. Однако МХР бетона находится в состоянии развития. Поэтому, в рамках модели сплошной среды, условием хрупкого разрушения можно принять как первое приближение условие 1-й классической теории прочности  $\sigma_1 = R_{ct}$  или

$$T = (\sqrt{3}/2)(R_{ct} - \sigma) / \cos(\omega_\sigma - \pi/3). \quad (1)$$

**Особенности псевдопластического поведения бетона.** Такое поведение наиболее часто встречается в ЖБК. Оно проявляется при сжимающих  $\sigma < 0$ , не опускающихся ниже граничного значения  $\sigma_m < 0$ . На достаточно низких уровнях напряжений бетон деформируется подобно изотропному телу. На некотором уровне напряжений  $R_{crc}^0$  в бетоне начинают образовываться новые микротрещины отрыва. При этом объемная деформация сжатия уменьшается, а затем становится растягивающей, указывая на увеличение объема бетона (дилатансию), несмотря на сжимающее напряжение  $\sigma$ . С увеличением гидростатического сжатия уровень  $R_{crc}^0$  повышается [1], а при напряжениях  $\sigma \leq -\sigma_m$  образование микротрещин отрыва прекращается вместе с дилатансией: наступает пластическое поведение, при котором необратимые деформации обусловлены микросдвигами, характерными для истинной пластичности [9,12].

Образующиеся микротрещины ориентируются по площадкам первого главного напряжения  $\sigma_1$  и обуславливают приобретение бетоном деформационной ортотропии [7]. Особенностью этих микротрещин отрыва (в отличие от хрупкого поведения) является их связь с микротрещинами сдвига, когда эти типы микротрещин объединены общим механизмом развития, при котором ранее проявляющиеся микротрещины сдвига вызывают образование микротрещин отрыва (механизм «зигзаг-трещин» [4]). Связь микротрещин отрыва и сдвига обуславливает известную зависимость объемной деформации бетона и горных пород от девиатора напряжений [3, 9, 12, 14]. Существенная роль сдвигов видна при частонаблюдаемом при сжатии разрушении по наклонной трещине, смежные грани которой взаимно сдвигаются и обуславливают название «разрушение по поверхности сдвига» [9, 12]. Однако такая поверхность не является чисто сдвиговой, а согласно механизму зигзаг-трещин [4], имеет смешанный характер, то есть на ней чередуются одна за другой микротрещины сдвига и отрыва.

Появление деформационной ортотропии бетона существенно изменяет характер его физических зависимостей по сравнению с изотропным телом и приводит к двум особенностям псевдопластического деформирования:

1) деформация  $\Gamma$  (скорость деформации  $H$ ) формоизменения зависит не только от девиатора напряжений (параметров  $T$  и  $\mu_\sigma$ ), но и в значительной мере от шарового тензора напряжений (среднего напряжения  $\sigma$ );

2) объемная деформация  $\varepsilon$  (скорость деформации  $\xi$ ) зависит не только от среднего напряжения  $\sigma$ , но и существенно от девиатора напряжений (параметров  $T$  и  $\mu_\sigma$ ).

В условиях простого нагружения деформационная ортотропия бетона упрощается, благодаря коаксиальности главных направлений напряжений и деформаций и подобию напряженного и деформированного состояний  $\mu_\sigma = \mu_\varepsilon$ . При сложном нагружении может существенно влиять

траектория (история) нагружения, что не учитывается деформационной теорией пластичности. В этом случае необходима инкрементальная теория пластичности, которая для бетона еще разрабатывается. Иногда инкрементальные физические соотношения получают дифференцированием предварительно принятых конечных зависимостей  $\sigma_{ij} - \varepsilon_{ij}$  деформационной теории пластичности. Такой подход неверен, так как инкрементальные зависимости должны быть неинтегрируемыми [5], что не учитывается в указанном подходе.

В условиях *неоднородных НДС* псевдопластическое поведение бетона отличается рядом особенностей.

1. Проявление нисходящей ветви физических зависимостей  $\sigma_{ij} - \varepsilon_{ij}$  (запретное разупрочнение) в наиболее деформированном участке опасной области элемента. Зависимости  $\sigma_{ij} - \varepsilon_{ij}$ , согласно экспериментам, уменьшают крутизну падения нисходящей ветви с увеличением гидростатического давления  $\sigma$  и обеспечивают постепенный переход к пластическому разрушению. Однако, надежные соотношения  $\sigma_{ij} - \varepsilon_{ij}$  бетона с нисходящей ветвью еще не получены для условий *неодноосных НДС*. Кроме того, переход к пластическому поведению недостаточно изучен, но, как показывают эксперименты [14], это явление существует у бетона и горных пород [9, 12].

К настоящему времени известен сравнительно надежный физический закон с нисходящей ветвью бетона для условий осевого сжатия. Этот закон позволил развить расчет прочности нормальных сечений ЖБЭ на основе известной «деформационной модели».

2. Специфическое перераспределение напряжений в опасной области бетона ЖБК, где процесс *запредельного разупрочнения* на более деформированном участке *конкурирует* процессом *допредельного догрузки* на менее деформированном участке. При этом сначала преобладает догрузка, а потом разупрочнение, между которыми существует состояние баланса,

приводящее к достижению *строгого максимума* несущей способности. Такое перераспределение напряжений возможно в условиях неоднородных НДС и обеспечивается *совместностью деформаций* (например, законом плоских сечений), приводящей к *естественному жесткому нагружению* с устойчивым деформированием участка разупрочнения бетона в ЖБК. Благодаря указанному перераспределению напряжений проявляется нисходящая ветвь физических зависимостей и *экстремальный критерий прочности* (см. ниже). Сущность перераспределения напряжений в псевдопластическом элементе раскрывается при рассмотрении *соответствия состояний* участков опасной области бетона в ЖБК, описываемых физической зависимостью  $\sigma_{ij} - \varepsilon_{ij}$ , и зависимостью «параметр нагрузки  $F$  - характерная деформация  $\varepsilon_{ij, ch}$ ». Это соответствие детально рассмотрено на примере бетона сжатой зоны нормальных сечений [19].

3. Экстремальный критерий прочности (ЭКП), определяющий предельный параметр нагрузки  $F_u$  ЖБК условием *строгого максимума*

$$F_u = F(\varepsilon_{ch}) \Big|_{\varepsilon_{ch} = \varepsilon_{ch,u}} = \max, \quad (2)$$

где  $\varepsilon_{ch,u}$  - характерная предельная деформация (перемещение) [2] бетона, соответствующая предельному параметру нагрузки. Введение ЭКП в деформационную модель вместо неточного деформационного критерия прочности, используемого в нормах всех стран мира, приводит к *замкнутой* теории прочности нормальных сечений ЖБЭ [19], позволяющей *вычислять* предельную деформацию бетона с учетом влияния не только его прочности, но и вида НДС элемента, типа диаграммы растяжения арматуры, формы сечения ЖБЭ, количества растянутой и сжатой арматуры, величины преднапряжения и др. Используя метод [19], можно решать разнообразные практические задачи прочности нормальных сечений ЖБЭ без дополнительных эмпирических зависимостей.

**Рекомендуемая расчётная модель.** В современных условиях незавершенности

для бетона МХР и теории псевдопластичности, учитывая результаты экспериментально-теоретических исследований прочности бетонных элементов при разнообразных сложных неоднородных НДС, в частности [6, 17, 18], рекомендуется находить предельную нагрузку на основе модели ИП тела с последующим (если необходимо) уточнением согласно опытным данным. При анализе применимости к бетону модели ИП тела полезно ввести более точную по сравнению с диаграммой Прандтля диаграмму упруго-идеально-пластического (УИП) тела с *ограниченной площадкой текучести* [17]. Так, на уровне максимума реальных кривых  $\sigma_{ij} - \varepsilon_{ij}$  всегда можно ввести *площадку условной текучести* (ПУТ), достаточно близкую к действительной кривой (например, с отклонением до 5%) и с определёнными деформациями в начале и конце ПУТ. При этом восходящий участок можно приблизительно принять прямолинейным, как и нисходящий. В результате получается физический закон УИП тела с ограниченной ПУТ и нисходящей ветвью.

Очевидно, что с увеличением пластических свойств бетона протяженность ПУТ возрастает и ее длина может быть достаточной для реализации *главного условия применимости модели ИП тела*. Это условие требует чтобы критерий прочности (пластичности) одновременно реализовался по всей опасной области (поверхности разрушения), полностью пересекающей элемент, и чтобы эта одновременность существовала в течение хотя-бы мгновения, после чего не имеет значения, что будет происходить с элементом впоследствии, «то есть будет ли он течь неограниченно или же разлетится на отдельные куски» [11]. Поэтому внешне хрупкое (внезапное) разрушение не означает неприменимости модели ИП тела. Если же длина ПУТ невелика, будет оказывать влияние нисходящая ветвь физического закона, снижающая несущую способность элемента. В этом случае предельная нагрузка, найденная по модели ИП тела, должна быть уточнена на основе опытных данных. Это уточнение связано с учетом влияния

класса прочности бетона, так как его пластические свойства снижаются с ростом прочности. Такое уточнение не снижает значения зависимостей теории идеальной пластичности, которые выявляют значимые параметры, но пластические свойства бетона в ряде случаев учитывают недостаточно точно.

**Рекомендуемый метод расчета прочности.** В настоящее время признается, что наиболее продуктивными способами решения задач прочности являются способы, основанные на прямых методах вариационного исчисления и соответствующих вариационных принципах. При этом особой простотой отличаются решения в разрывных функциях скоростей на основе принципа виртуальных скоростей (перемещений), используемого в рамках модели ИП тела. Такой расчет эквивалентен методу предельного равновесия, широко применяемому к стержневым, пластинчатым и оболочечным конструкциям. Здесь же он применяется к массивным трехмерным конструкциям и элементам, требующим описания сложного неоднородного НДС на поверхности разрушения как поверхности  $S_l$  разрыва скоростей. Это описание содержит функционал используемого вариационного принципа, для составления которого необходимо задать подходящее условие пластичности. Последнее принимается для хрупкого разрушения как (1), а для псевдопластического в виде условия прочности Баландина-Гениева [3]. В результате при действии одной внешней нагрузки  $F$  получаются функционалы для хрупкого разрушения

$$I = R_{ct} \int_{S_l} \Delta V'_n dS_l - FV', \quad (3)$$

для псевдопластического разрушения [6]

$$I = (R_c - R_{ct}) \int_{S_l} \left[ B^2 + 0,25 \left( \frac{\Delta V'_t}{\Delta V'_n} \right)^2 \right] \times \Delta V'_n dS_l - FV' \quad (4)$$

где  $R_c, R_{ct}$  – пределы прочности бетона при осевом сжатии и растяжении,  $B^2 = \left[ 1 + \chi / (1 - \chi)^2 \right] / 3$ ,  $\chi = R_{ct} / R_c$ ,  $v'$  – скорость в направлении силы  $F$ ,  $\Delta V'_n, \Delta V'_t$  – скачки на поверхности разрушения

$S_i$  нормальной и касательной составляющих скорости, штрих означает варьируемые величины.

**Примеры расчета.** Найдем предельную нагрузку при определении прочности бетона путем испытания на вырыв по ГОСТ 22690-88 (Россия) и DS 423-31 (Дания). Для ГОСТ 22690-88 рассмотрим случай анкерного устройства типа I. Методика ГОСТ 22690-88 обеспечивает свободное формирование верхнего основания конуса вырыва (рис. 2, а), в результате чего разрушение имеет отрывной характер, когда надо применять функционал (3). В методике DS 423-31 вырывающий прибор опирается на кольцо, создающее область сжатия бетона, в толщине которой проходит коническая поверхность среза (рис. 2, б). Здесь разрушение является псевдопластическим и нужно использовать функционал (4). Таким образом, в методике ГОСТ 22690-88 угол конуса вырыва  $\gamma$  (см. рис. 2) определяется физическими свойствами бетона, а в методике DS423-31 он задается условиями испытания.

Принимая кинематические механизмы разрушения согласно рис. 2, имеем для обеих методик

$$dS_l = 2\pi(r_s + x)dl, dl = dx/\sin \gamma, \quad (5)$$

$$\Delta V'_n = V' \sin \gamma, \quad \Delta V'_t = V' \cos \gamma. \quad (6)$$

Подставляя (5), (6) в (3), (4), получим после интегрирования и приравнивания нулю функционалов предельные нагрузки для методик

ГОСТ 22690-88

$$F_u = 2\pi R_{ct} h t g \gamma (r_s + 0,5 h t g \gamma), \quad (7)$$

DS 423-31

$$F_u = 2\pi (R_c - R_{ct}) h [B^2 t g \gamma + 0,25 / t g \gamma] (r_s + 0,5 h t g \gamma). \quad (8)$$

Вычисления значений  $t g \gamma$  из (7) по опытному  $F_u^{test}$  обнаружили четкую закономерность, аппроксимированную функцией

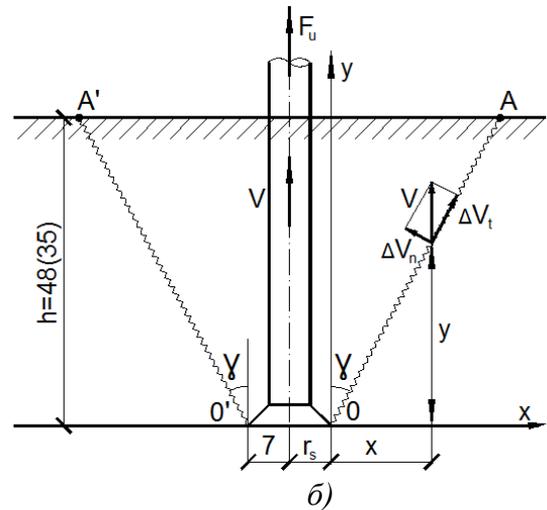
$$t g \gamma = 0,514 R^{0,226}. \quad (9)$$

Замена в (7) предела прочности  $R_{ct}$  на  $R$  приводит к окончательной формуле для ГОСТ 22690-88

$$F_u = 1772 R^{0,6} h t g \gamma (r_s + 0,5 h t g \gamma), \quad (10)$$

где  $F_u$  в кН,  $R$  в МПа,  $h, r_s$  в метрах,  $t g \gamma$  определяется по (9).

а)



б)

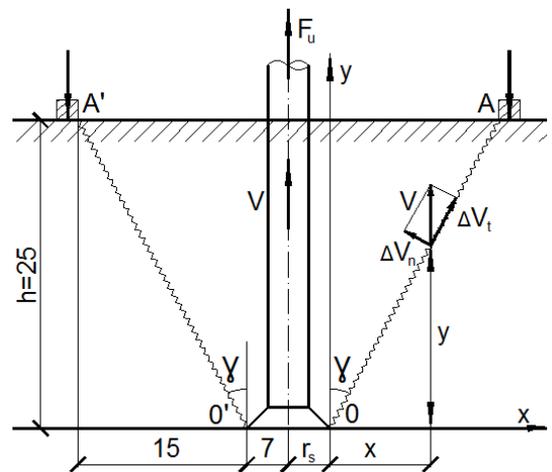


Рис. 2. Кинематические механизмы разрушения при испытании на вырывание бетона по ГОСТ 22690-88 (а) и DS 423-31 (б). Размеры в миллиметрах.

В формуле (8)  $t g \gamma = 0,6$  и требуется уточняющий коэффициент, показавший четкую закономерность, учитывающую влияние прочности бетона на его пластические свойства

$$\alpha = (0,8567 + 0,0316 f_c) / (1 + 0,0691 f_c), \quad (11)$$

в которой  $f_c$  - цилиндрическая прочность в МПа.

Рис. 3 показывает хорошую сходимость с экспериментами уточненных теоретических формул предельной нагрузки, получаемых на основе модели ИП тела.

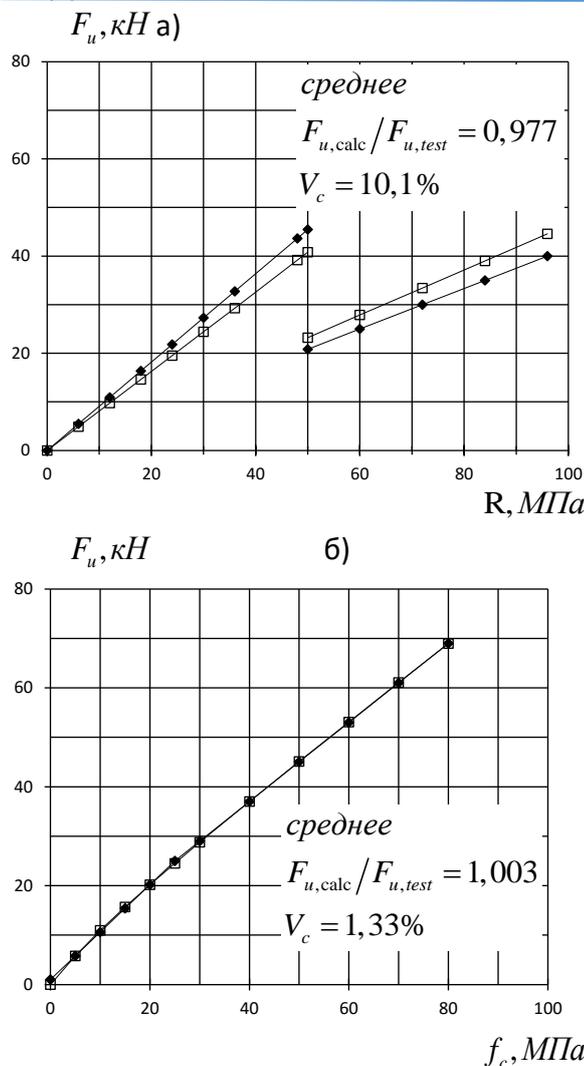


Рис. 3. Сравнение уточненных теоретических (—◆—) и опытных (—□—) кривых  $F_u - R$  и  $F_u - f_c$  испытаний на вырывание бетона по ГОСТ 22690-88 (а) и DS 423-31 (б)

**Выводы.** Возможны случаи хрупкого, псевдопластического и пластического поведения бетона. Отмечены важнейшие черты хрупкого и псевдопластического поведения, описываемого различными физическими зависимостями и условиями прочности. МХР и теория псевдопластичности бетона составляют две развивающиеся основы для совершенствования расчетов бетонных и ЖБК. В современных условиях незавершенности этих основ можно значительно усовершенствовать расчеты при сложных неоднородных НДС, используя модель ИП тела. Такие расчеты существенно упрощаются, если они выполняются на основе вариационного принципа виртуальных скоростей и разрывных полей скоростей.

ЛИТЕРАТУРА:

1. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон. – М.: Стройиздат, 1971. – 208 с.
2. Геммерлинг А.В. Расчет стержневых систем. – М. Стройиздат, 1974. – 207 с.
3. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
4. Зайцев Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. – М.: Стройиздат, 1982. – 196 с.
5. Качанов Л.М. Основы теории пластичности. Изд. 2-е, перераб. и доп. – М.: Наука, 1969. – 420 с.
6. Митрофанов В.П. Вариационный метод в теории идеальной пластичности бетона // Строительная механика и расчет сооружений. – 1990. – №6. – с. 23-28.
7. Митрофанов В.П., Довженко О.А. Развитие деформационной анизотропии бетона при осевом сжатии // Бетон и железобетон. – 1991. – №10. – с. 9-11.
8. Митрофанов В.П., Пинчук Н.М., Митрофанов П.Б. Общая теория железобетона как основа системы расчетов в нормах будущего / Бетон и железобетон – взгляд в будущее, III Всероссийская (IIМеждународная) конференция по бетону и железобетону, Москва, 12-16 мая 2014 г., том I. – с. 99-110.
9. Николаевский В.Н. Механика пористых и трещиноватых сред. – М.: Недра, 1984. – 232 с.
10. Перегудов Ф.И., Тарасенко Ф.П. Введение в системный анализ. – М.: Высш. шк., 1989. – 367 с.
11. Работнов Ю.Н. Сопротивление материалов. – М.: Физматгиз, 1962. – 456 с.
12. Райс Дж. Механика очага землетрясения. Пер. с англ. – М.: Мир, 1982. – 217 с.
13. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.
14. Ставрогин А.Н., Протосеня А.Г. Пластичность горных пород. – М.: Недра, 1970. – 301 с.
15. Черепанов Г.П. Механика хрупкого разрушения. – М.: Наука, 1974. – 640 с.
16. *fib* Bulletins 55, 56. Model Code 2010. Final draft. vol. 1, vol. 2, 2012. – 350 p.
17. Mitrofanov V. The theory of Perfect Plasticity as the Elementary Mechanics of a Pseudo-plastic Ultimate State of Concrete: Bases, Limitations, Practical Aspects, Improving. Proc. of the 2<sup>nd</sup> *fib* Congress, June 5–8, 2006, Naples, Italy. – paper ID 7–6.

18. Mitrofanov V., Pogrebnoy V., Dovzhenko O. Strength of Concrete Elements Under Shear Action According to the Theory of Plasticity and Tests. Proc. of the 2<sup>nd</sup> fib Congress, June 5–8, 2006, Naples, Italy. – paper ID3–61.

19. Mitrofanov V.P. Extreme strength criterion and design of RC Elements // Structural Concrete. Journal of the fib. – 2009. – 10. – № 4. – pp. 163–172.

УДК 624.074

**Стоянов Е.Г., Набока А.В.**

*Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.Н. Бекетова*

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ПЛИТ В СОСТАВЕ ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ**

Объектом исследования являются сборные многопустотные железобетонные предварительно напряженные плиты перекрытий, изготавливаемые по безопалубочной стендовой технологии. Плиты выполняются шириной 1200 мм, высотой 220 мм, перекрывают пролеты от 4.2 м до 9.0 м, запроектированы под расчетную временную нагрузку сверх собственного веса от 4.5 кН/м<sup>2</sup> до 21.0 кН/м<sup>2</sup>.

Плиты армируются высокопрочной канатной арматурой К1400, К1500.

Для серийного производства таких плит авторами разработана методика их расчета, базирующаяся на национальных нормах [1,2], и на рекомендациях Еврокода 2 [3,4].

При разработке рекомендаций по проектированию плит были определены следующие критерии:

- минимизация затрат на изготовление и монтаж;
- применение минимально возможного класса бетона;
- рационально принимаемая длина опирания концевых участков плит на каменную кладку без дополнительного усиления торцов плит.

Для выполнения указанных требований плиты запроектированы без поперечной и конструктивной арматуры.

Класс бетона для плит и рациональная длина опирания плиты на стену определялись, исходя из требований отсутствия трещин в верхней фибре бетона в момент

отпуска напрягаемой арматуры, достаточности прочности бетона торцевых опорных участков плит под действием сжимающей нагрузки от вышележащих этажей и достаточности прочности плиты в наклонных сечениях.

При этом, рекомендовано для плит проектируемой номенклатуры применять бетон классов С30/35 и С32/40, длину опирания на стены принимать 120...200 мм в зависимости от пролетов плит и временной расчетной нагрузки.

Для разных пролетов и нагрузок авторами разработаны проектные решения плит, работающих по балочной схеме [5,6].

Настоящим исследованием авторы предлагают усовершенствование конструктивного решения перекрытия, создавая возможность совместной работы плит в составе диска.

Предлагается решение, при котором между отдельными балочными плитами организуются рациональные типы связей, позволяющие существенно уменьшить деформации перекрытия и перераспределить нагрузку между плитами. При этом, ячейка перекрытия, состоящая из нескольких плит, ограничена со всех четырех сторон стенами или ригелями, на которые плиты опираются шарнирно.

В отличие от этажной схемы опирания плит [7], в предлагаемом решении все плиты опираются друг на друга по «цепной» схеме, когда все плиты опираются по