

ГОДИШНИК НА УНИВЕРСИТЕТА ПО АРХИТЕКТУРА, СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ – СОФИЯ

Първа научно-приложна конференция с международно участие
„СТОМАНОБЕТОННИ И ЗИДАНИ КОНСТРУКЦИИ – ТЕОРИЯ И ПРАКТИКА“

22 – 23 октомври 2015

22 – 23 October 2015

First Scientific-Applied Conference with International Participation

“REINFORCED CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES – THEORY AND PRACTICE”

ANNUAL OF THE UNIVERSITY OF ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING AND GEODESY – SOFIA

48 ^{ТОМ}
vol.

2015

св. 12 – III
fasc.

ОБСЛЕДВАНЕ, УСИЛВАНЕ И НАТУРНО ИЗПИТВАНЕ НА СГЛОБЯЕМО-МОНОЛИТНА СТОМАНОБЕТОННА ПОДОВА КОНСТРУКЦИЯ

Ат. Георгиев¹, Д. Димов²

Ключови думи: стоманобетонна плоча, обследване, усилване, статично пробно натоварване

Научна област: изпитване на строителни конструкции

РЕЗЮМЕ

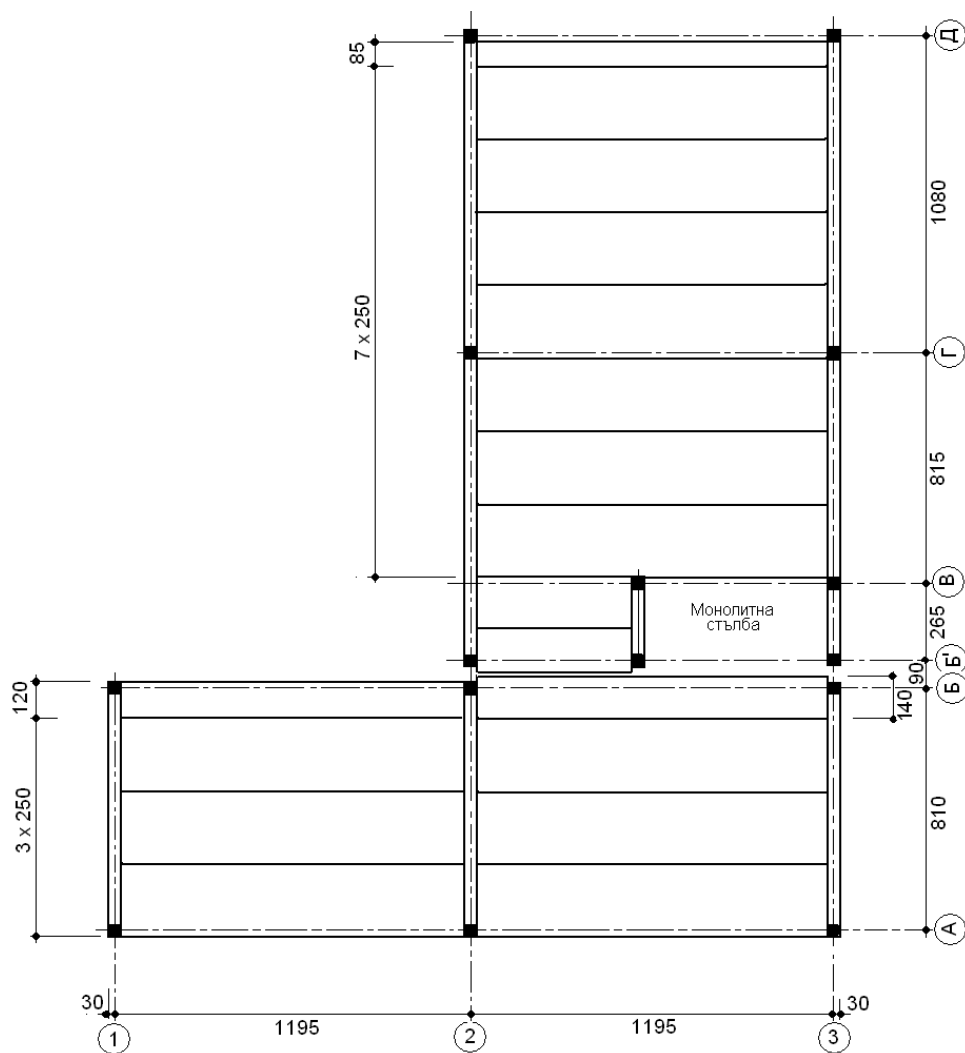
В статията са представени методите и техниките на възстановяване на надеждността на дефектирала специфична подова конструкция. Тя е изпълнена от модифицирани монтажни ребрести елементи тип Predalles и тънка монолитна плоча. Поради неспазване на технологията на изпълнение, конструкцията е получила значителни начални провисвания и пукнатини само от собствено тегло. При обследванията се установиха и други отклонения от проектното решение. Анализите доказаха необходимост от усилване, за което върху типов участък беше приложено пилотно решение с външно залепена въглеродна тъкан (FRP). Този участък беше изпитан с еквивалентно вертикално статично пробно натоварване, при което в критичните области се достигнаха ефекти с до 10% по-големи от характеристикните им проектни стойности. Резултатите от изпитването потвърдиха очакваната редукция на размера на измерваните провисвания. Индикация за повишената коравина на конструкцията са и по-малките стойности на остатъчните деформации след разтоварването – до 10% спрямо пълните от изпитвателното натоварване.

¹ Атанас Георгиев, проф. д-р инж., кат. „Масивни конструкции“, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: atanasg@vip.bg

² Димитър Димитров, проф. д-р инж., кат. „Масивни конструкции“, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: dimov_fce@uacg.bg

1. Параметри на подовата конструкция

Разглежданата междуетажна конструкция представлява сглобяемо-монолитна плоча в двуетажната офисна част на производствено-административна сграда. Тя е Г-образна в план, но е разделена с фуга на две правоъгълни части – едната към производственото хале, другата към административната постройка (фиг. 1).



Фиг. 1. План на подовата конструкция

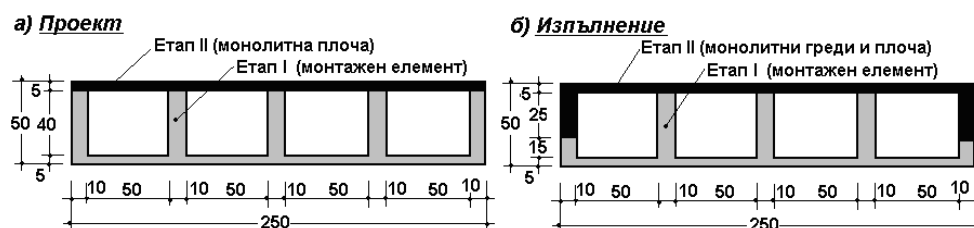
Плочата е сглобяемо-монолитна, изпълнена през 2011 г. от модифицирани (ребрести) монтажни елементи (предплочи) тип Predalles и тънка монолитна плоча. Кухините между ребрата са оформени от блокове EPS (стиропор). Типовите предплочи са с ширина 250 cm, а общата дебелина на конструкцията е 50 cm (фиг. 2). Полетата са еднопосочни със схема проста греда и статически отвори 11,50 m, а опорите им са монтажни греди с напречно сечение обърнато T.

2. Обследвания и изпитвания

Те са проведени в периода 20.06 – 10.07.2015 г. на място и в лабораторията на катедра „Масивни конструкции“. По това време върху подовата конструкция не бяха изпълнени функционалните елементи – настилки, окачени тавани, стени, фасади.

2.1. Контролни геометрични заснемания

Установи се съществено отклонение от проекта [9] на геометрията (размерите на външните ребра) на предплочите (фиг. 2).



Фиг. 2. Напречен разрез при типова предплоча с ширина 250 cm

2.2. Установени повреди

Регистрирани са големи провисвания (до 50 mm) в средата на полетата само от собственото тегло на плочата.

Характерни за почти всички предплочи са напречните нормални пукнатини с ширина на места до 0,6 mm по долната им плоча, която е с дебелина 5 cm между ребрата (фиг. 3). Те, както и провисванията, са се появили още при монтажа и последвалата замонолитка по (най-вероятно) следните причини:

- поради същественото изменение, регистрирано на фиг. 2, монтажните елементи са с по-малка коравина и са чувствителни на провисване в монтажното състояние;
- концентрирането на надлъжната армировка в ребрата на предплочите и изключително слабото надлъжно армиране на долната плоча (фиг. 4) е основна причина за широките пукнатини между ребрата (фиг. 3);
- липсва проект и не е ясно временното междинно подпиране на панелите в монтажното състояние, но ако е изпълнявано, проблемите са били в нивелацията му.

Значима повреда са и пукнатините над опората по ос 2, където в замонолитката е предвидена недостатъчна армировка за съвместимост на деформациите.



Фиг. 3. Поглед към провисналото и напукано поле 2-3/Г-Д

2.3. Изпитвания на бетона

Фактическите характеристики и състоянието на вложените бетони, необходими за проектиране на възстановяването, са установени в съответствие с [1] и използването на няколко метода:

Изследване на проби от бетона – сондажни ядки, взети от вътрешните ребра на предплочите (“монтажен” бетон) и от крайните ребра (монолитен бетон), от които са оформени цилиндрични проби с диаметър 79 mm и височина 80 mm. Те са подложени на следните изпитвания:

- експресно определяне на дълбочината на карбонизация (неутрализация) на бетона чрез третиране на ядките с разтвор на фенолфталеин в спирт;
- определяне на обемната плътност;
- ултразвукова диагностика на пробите за установяване на статичния модул на деформация;
- изпитване за якост на натиск.

Изпитвания чрез повърхностната твърдост, проведени с механичен твърдомер на Schmidt.

Обобщените резултати от изпитванията са следните:

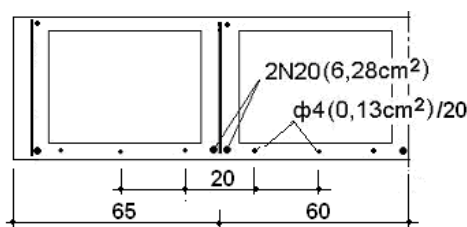
- карбонизацията е до 10 mm в дълбочина, което означава, че бетонът е запазил защитните си функции;
- обемната плътност на изследваните пробни тела е от 2320 до 2400 kg/m³, което е показател за еднороден бетон с плътност, близка до максималната съгласно [2,5];
- установените класове по якост на натиск на бетоните съгласно [2, 5] са: за предплочите C30/37 (по проект C30/37), а на горната плоча C40/50 (по проект C30/37).

2.4. Контрол на армировката

Контролното проучване за установяване на съответствието с проекта се извърши чрез сканиращ апарат *Ferrosan PS200* на *HILTI Corporation*.

При площното и линейното напречно сканиране по долната повърхност на предплочите с ширина 250 cm се установи следното:

- за армирането на долната плоча е използвана предвидената в проекта мрежа от стомана клас Вр-I [5], Ø4 през 20 cm;
- предвидената в проекта надлъжна армировка по 2N20, клас А-III [5], в ребрата, се установи само във вътрешните, а в крайните ребра прътът е един (фиг. 4).



Фиг. 4. Установената долна армировка в предплочата

3. Заключение за техническото състояние и препоръки

Въз основа на проведените обследвания, изпитвания и анализи, за подовата конструкция може да се обобщи следното:

3.1. Установените фактически качества на вложените материали (бетон и армировка) съответстват по характеристики на изискванията на актуалните български норми за проектиране [4], на европейския стандарт [2] и на проекта [8].

3.2. Установените незначителни дефекти по елементите на подовата конструкция могат да се отстранят.

3.3. Регистрираните повреди (пукнатини и провисвания) в голямата си част са все още допустими, тъй като граничните им стойности са съответно:

– ширина на пукнатини около 0,4 mm;

– максимални стойности на провисвания около $L/250 = 46$ mm.

3.4. Актуалното техническо състояние на плочата обаче трябва да се класифицира като незадоволително, тъй като тя е под въздействие само на собственото си тегло, а от пълните експлоатационни натоварвания следващото развитие на повредите е неизбежно. Това означава, че сборно-монолитната плоча е с недопустимо редуцирана експлоатационна годност и дълготрайност и трябва да се усили.

3.5. Това не се отнася за главните монтажни греди на конструкцията, които са в много добро техническо състояние.

3.6. За усиление на плочата са целесъобразни два подхода:

– изпълнение на нови междинни опори (колони и ригели) с цел намаляване на статическите отвори, които са с дължина 11,40 m – това е свързано с намеса в архитектурното пространство, което, предвид функцията, ще е сериозен компромис;

– усиление на напречните сечения чрез апликиране на носещи елементи по повърхността на плочата – доливка горе или ефективни въглеродни елементи долу.

Следващите изследвания и проектирането са насочени към прилагането на метода с външно залепена карбонова тъкан. В случая той е целесъобразен, защото:

– към момента на усиляването върху плочата ще е въведено едва около 50% от пълното експлоатационно натоварване, което е добър показател за ефективност;

– технологията е свързана с прилагане на полимерно лепило, с което се запълват и пукнатините по долната повърхност на панелите (предплочите).

4. Принципи при проектиране на усиляването

В изчисленията са приети установените фактически характеристики на материалите. Въздействията и моделите за проектиране са приети съгласно съвременната система конструктивни еврокодове [2] и добрите практики [6, 7].

4.1. Геометричен модел (статическа схема)

Всички полета са еднопосочни с по един отвор 11,40 m (проста греда), като широчината им се формира от различен брой замонолитени една за друга предплочи.

В изчисленията е моделирано и изследвано самостоятелното поле 2-3/А-Б.

4.2. Вертикални натоварвания

Функционалните постоянни натоварвания са приети съгласно съгласуваните с възложителя елементи:

- лек двоен (инсталационен) под: $g_k \leq 0,50 \text{ kN/m}^2$;
- окачен таван: $g_k \leq 0,30 \text{ kN/m}^2$;
- преместваеми преградни стени: $q_k = 0,80 \text{ kN/m}^2$

Експлоатационните натоварвания са с базова характеристична стойност $3,0 \text{ kN/m}^2$ (офиси), която е редуцирана в съответствие с вероятността ѝ при големи площи на полетата: $q_k = 0,8 \cdot 3,00 = 2,40 \text{ kN/m}^2$.

Общата характеристична стойност на проектните натоварванията, които предстои да се въвеждат върху подовата конструкция, е $g_k + q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$. Тя е съществена за избора на степента на изпитвателното пробно натоварване.

4.3. Изчисляване и избор на въглеродните елементи

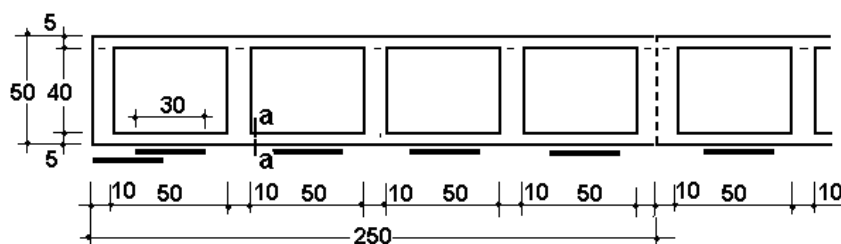
Изхожда се от изискванията за носимоспособност на критичните елементи от крайна ивица (предплоча), като се прилагат моделите в [6, 7]:

– на фактическо крайно ребро (такива са ребрата по оси А, Б и Д на фиг. 1) да се повиши носимоспособността на огъване до стойност, която съответства на предвидената в проекта армировка 2N20 (клас В420), тъй като установената (вж. т. 2.4) е 1N20;

– в натоварената на “чист” опън долна плоча на панелите да се достигне поне минималното надлъжно армиране, което гарантира отваряне на допустими нормални пукнатини.

В съответствие с резултатите от изчислителните проверки за усилването е приета утвърдена система с външно залепена въглеродна тъкан (FRP), която е със следните параметри (фиг. 5):

- ширина на плата 300 mm;
- номинална дебелина $\geq 0,15 \text{ mm}$;
- модул на еластичност $\geq 230 \text{ GPa}$;
- гранична деформация при опън $\geq 0,015$.

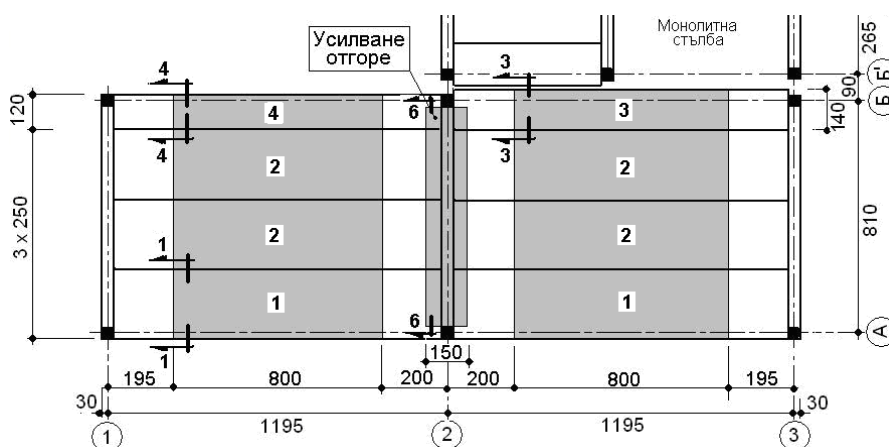


Фиг. 5. Разположение на въглеродните платна в напречното сечение

Съществена е проверката на срязване между усилените полета от долната плоча и ребрата с наличните напречни пръти от мрежата в плочата (сечение *a-a* на фиг. 5).

Проверките за общо срязване на подовата конструкция в схемата проста греда с отвор 11,40 m показват достатъчна носимоспособност, без необходимост от напречна армировка. Причина за това е широчината 20 cm на ребрата, приета за крайните четвъртини на предплочите. В съответствие с това конструктивно решение е избрана и дължината от 800 cm на зоната на усилване на плочите в направление на статическите им отвори – навлизане и застъпване на въглеродните ивици в крайните четвъртини с дължина $2d \approx 100$ cm (фиг. 6).

Монолитната плоча върху предплочите е изпълнена непрекъсната над опората (гредата) по ос 2 на фиг. 6, но с недостатъчна армировка за съвместимост на деформациите. Там също е предвидено адекватно усилване с въглеродна тъкан.



Фиг. 6. Фрагмент от плана за усилване на подовата конструкция

5. Натурно изпитване с пробно статично натоварване

Основната цел на изпитването е да се установи ефектът на възприетия метод за усилване върху деформативността на плочата.

5.1. Изследвани елементи, сечения и параметри

Проектираното усилване беше изпълнено върху предвидената за изпитване крайна предплоча по ос А между оси 2 – 3, която е в най-тежко техническо състояние.

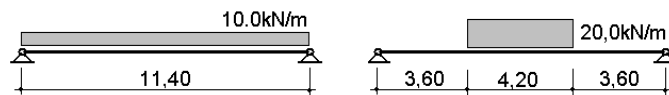
Измервани бяха провисванията и деформациите на ребрата в средата на отвора на усилената и съседната предплоча, които са меродавни за статическата схема проста греда. Провисванията са определени като разлика между измерените вертикални премествания и поддаването на опорите (в случая огъването на гредите по оси 2 и 3, отчетено с провисомери П-02 и П-03 на фиг. 8).

5.2. Пробно натоварване и техника

Степента на натоварване е приета при следните предпоставки:

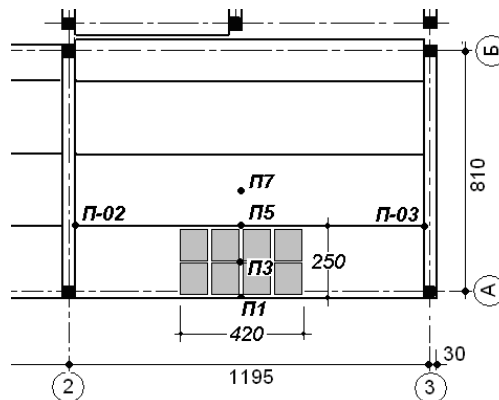
– прието е да се симулира пълната характеристична стойност на натоварването върху усилената ивица (предплоча) с широчина 2,50 m, което предстои да се въведе при експлоатацията на подовата конструкция: $4,0 \cdot 2,50 = 10,0$ kN/m;

– тъй като се проучва явлението огъване, за да е ефективно, изпитвателното натоварване е съсредоточено в средната третина на ивицата (фиг. 7), а еквивалентната му на пълното натоварване стойност е завишена с 20% (това е необходимо поради напречното разпределение върху съседната панела, което е доказано в пространствен изчислителен модел).



Фиг.7. Експлоатационно (вляво) и еквивалентно изпитвателно натоварване

За натоварване са използвани 8 бр. пластмасови бидони с размери в план 100/120 cm, пълнени на четири степени с вода до максималното им брутно единично тегло 10,5 kN (фиг. 8).



Фиг. 8. План с изпитвателното натоварване и с основните провисомери (П)

Провисванията са измервани с прецизен нивелир и лати с точност 0,01 mm, а за контрол – с механични индикаторни провисомери също с точност 0,01 mm.

Деформациите са измервани с преносим механичен тензометър, тип Хугенбергер (Швейцария), с точност 0,001 mm и база 500 mm, с който е постигната точност за ε в размер на $2 \cdot 10^{-6}$ или 0,002‰, (mm/m).



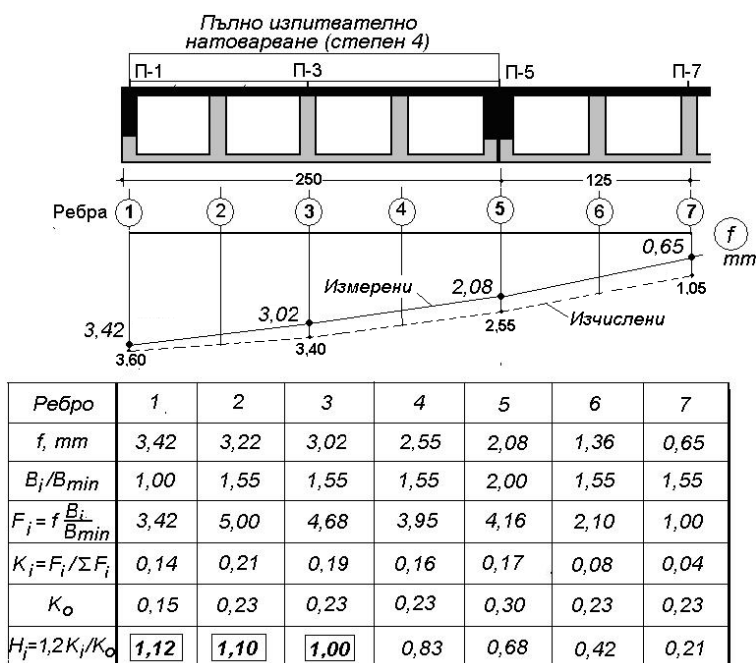
Фиг. 9. Поглед към усиленото поле с изпитвателното натоварване

5.3. Резултати от измерванията и анализи

Тук са представени само резултатите от измерените провисвания в средата на изследваното поле и техният анализ.

5.3.1. Напречното разпределение на провисванията е очаквано и съответства по вид на теоретично определеното (фиг. 10). За меродавните крайни ребра отношението на измерените и изчислените от изпитвателно натоварване стойности (т.нар. *конструктивен коефициент* [8]) е в границите от 0,90 до 0,95 и е обичайно при нормално поведение на конструкциите. Трябва да се отбележи, че теоретичните стойности (средно 1/3000 от отвора) са определени с еластичната коравина на стоманобетонните елементи, без да се отчита ефектът от тяхното усилване.

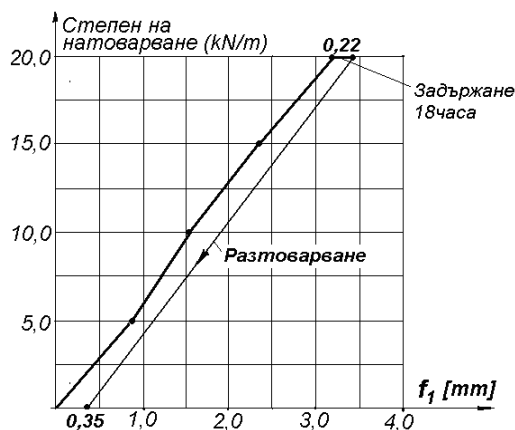
5.3.2. Въз основа на измерените провисвания f и на относителната коравина на ребрата $B_i / \sum B_i$, в таблицата на фиг. 10 е определен коефициент за напречно разпределение на изпитвателното натоварване K_i върху всяко ребро. При пълно (симетрично) експлоатационно натоварване на цялото поле 2-3/А-Б и предпоставката за приблизително еднакво провисване на ребрата разпределението K_o зависи само от относителната им коравина. Като се има предвид, че изпитвателното натоварване върху изследваната ивица е прието с 20% по-висока стойност от експлоатационното за ивицата (т. 5.2), за всяко ребро е определен т.нар. *коефициент на общо действие* H_i (отношение на усилията от изпитвателен и експлоатационен товар). За меродавните крайни ребра той е в границите от 1,00 до 1,10, което дефинира изпитването им като *усилено* [8].



Фиг. 10. Измерени максимални провисвания в средата на ребрата и определяне на коефициента на общо действие H_i на изпитвателното натоварване

5.3.3. Диаграмите на изменение на провисванията в зависимост от степента на *кратковременното* статично пробно натоварване (фиг. 11) показват еластичен характер на работа на усилената стоманобетонна конструкция. В напълно допустими граници са и установените нараствания на максималните провисвания при задържане, както и остатъчните провисвания в размер на около 10%.

5.3.4. В критичните усиленни зони на изследваното поле не се установи образуване на нови нормални пукнатини.



Фиг. 11. Провисването в средата на крайното ребро 1 в зависимост от степента на изпитвателното натоварване

6. Заключение

Въз основа на резултатите от проучванията, проектирането и натурното статично изпитване на типово поле на сборно-монолитната плоча може да се обобщи следното:

6.1. Комплексното обследване на повредени елементи и конструкции с експериментално потвърждаване на приетите изчислителни модели и методи за усиляване е най-надеждният подход за осигуряване на тяхната носимоспособност, експлоатационна годност и дълготрайност.

6.2. Ефектът върху носимоспособността на стоманобетонните елементи и възли на външно залепените въглеродни елементи е безспорен и доказан в практиката. За ограничаване на провисвания и отваряне на пукнатини те могат да са ефективни, ако се изпълняват при ограничени стойности на въведените натоварвания – до 50% от пълните експлоатационни въздействия.

ЛИТЕРАТУРА

1. БДС EN 13791:2007. Оценяване на якостта на натиск на бетона в конструкции и готови бетонни елементи.

2. БДС EN 1992-1-1, Еврокод 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Общи правила и правила за сгради. 2005.

3. *БДС EN 1998-3: 2005*. Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия. Оценка и възстановяване/усилване на сгради.
4. *Наредба № 3* за основните положения за проектиране на конструкциите на строежите и за въздействията върху тях. 2005.
5. *Норми* за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. 1988 (изм. 2008).
6. *ACI Committee 440*. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. 2008.
7. *Design and use of externally bonded fiber reinforced polymer reinforcement (FPR) for RC structures*. FIB, 2001.
8. *Димов, Д.* Обследване и изпитване на строителни конструкции и мостове. УАСГ, София, 2010.
9. *Технически проект*, част Конструктивна, “Кастело Прикаст” ООД. 2010.

INVESTIGATION, STRENGTHENING AND TESTING OF PRECAST-MONOLITHIC RC FLOOR STRUCTURE

A. Georgiev¹, D. Dimov²

Keywords: reinforced concrete slab, investigation, strengthening, static test loading

Research area: testing of structures

ABSTRACT

The paper presents methods and techniques for recovering the reliability of a defected specific floor structure, which is executed by modified precast ribbed elements type “Predalles” and a thin monolithic slab. On account of non-observance of the technologies of execution, the structure has received considerable initial deflections and cracks due to natural weight only. During the investigations some other deviations from the project decision have been established. The analyses proved the necessity for strengthening. Pilot performance with externally stocked carbon material (FRP) has been applied on a typical section. This section was tested with equivalent vertical static proof loading, where in critical regions effects up to 10% above the characteristic project values are reached. The results from the testing confirm the expected reduction of the size of the measured deflections. The smaller values of residual deformations after reloading – up to 10% compared to the totals from the test loading, also indicate the increased rigidity of the structure.

¹ Atanas Georgiev, Prof. Dr. Eng., Dept. “Reinforced Concrete Structures”, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd, Sofia 1046, e-mail: atanasg@vip.bg

² Dimitar Dimov, Prof. Dr. Eng., Dept. “Reinforced Concrete Structures”, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd, Sofia 1046, e-mail: dimov_fce@uacg.bg

