

УДК 624.012

УЧЕТ МАЛОЦИКЛОВОГО НАГРУЖЕНИЯ ПРИ ПОВЕРОЧНОМ РАСЧЕТЕ ПЛИТЫ ПУСТОТНОГО НАСТИЛА, УСИЛЕННОЙ НАБЕТОНКОЙ

ОБЛІК МАЛОЦИКЛОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ ПРИ РОЗРАХУНКУ ПЛИТИ ПУСТОТНОГО НАСТИЛУ, ПОСИЛЕНОЮ НАБЕТОНКОЮ

THE LOW CYCLE LOADING INTO ACCOUNT WHEN CHECKING CALCULATING THE HOLLOW-CORE SLAB SECTION ENLARGEMENT BY INCREASING THE REINFORCED CONCRETE CROSS-SECTION FROM TOP

Семенюк С. Д., д.т.н., проф., ORCID ID: 0000-0002-4107-2452
Москалькова Ю. Г., к.т.н., доц. (Белорусско-Российский университет, г. Могилев, Республика Беларусь)

Семенюк С. Д., д.т.н., проф., Москалькова Ю. Г., к.т.н., доц. (Білорусько-Російський університет, м. Могильов, Республіка Білорусь)

Semenyuk S. D., D. Sc. in Engineering, Professor, Moskalkova Yu. G., PhD. in Engineering, Assistant Professor (Belarusian-Russian University, Mogilev, the Republic of Belarus)

В статье приведен пример поверочного расчета многопустотной плиты перекрытия, усиленной наращиванием сечения в сжатой зоне, с учетом действия нагрузок малоциклового характера. Указано, в каких случаях малоцикловое нагружение оказывает влияние на несущую способность железобетонных конструкций.

У статті наведено приклад перевірного розрахунку багатопустотної плити перекриття, посиленою нарощуванням перерізу в стиснутій зоні, з урахуванням дії малоциклового характеру навантажень. Вказано, в яких випадках малоциклове навантаження впливає на несучу здатність залізобетонних конструкцій.

The paper provides an example of checking calculation of hollow-core slab strengthened by section enlargement (increasing the reinforced concrete cross-section) under low-cycle loading condition. The cases when low-cycle loading negative affects the flexural capacity of reinforced concrete structures are considered. This example is analysed and designed in accordance with the provisions of Eurocode 2. The calculation is based on the use of the

transformed stress-strain diagrams diagram for concrete in compression. Transformation principle for stress-strain diagram is coordinate transformations. In this case the special empirical coefficient of compressive concrete strength can be used. The coefficient is determined depending on the type of concrete and the level of loading. The proposed elastic-plastic model is based on the method of ultimate-strength relaxation. This calculation procedure allows to perform the calculation without the use of special software systems. At the same time, the use of a bi-linear stress-strain transformed relation provides sufficient accuracy of the results obtained, which is much larger in comparison with the rigid-plastic model.

Ключевые слова: железобетон, поперочный расчет, плита пустотного настила, малоцикловое нагружение, усиление, наращивание, набетонка залізобетон, повірочний розрахунок, плита пустотного настилу, малоцикловое навантаження, посилення, нарощування, набетонка reinforced concrete, checking calculating, hollow-core slab, low-cycle loading, strengthening, section enlargement

Введение. Учет действия малоцикловых нагрузок важен для общественных зданий, в которых величина временных нагрузок на несущие конструкции изменяется довольно часто, хоть и в небольших пределах.

В случае, если нагружение не превышает верхнего предела микротрещинообразования, на протяжении 10–15 циклов происходит стабилизация прироста пластических деформаций, и конструкция может эксплуатироваться без каких-либо ограничений, однако в зависимости от уровня нагружения ее несущая способность может измениться: при средних уровнях нагрузки (относительные значения нагрузок составляют 0,6–0,7 от разрушающей) несущая способность не изменяется или незначительно увеличивается, но при высоком уровне нагружения (близком к верхней границе микротрещинообразования, т. н. «критической границе») несущая способность железобетонных конструкций может быть существенно снижена. Причем снижение несущей способности происходит не только при постоянном действии малоцикловых нагрузок высокого уровня, но даже при однократном скачке нагрузки в процессе эксплуатации до уровня, превышающего критическую границу. Т. е. если в теле бетона образовались макротрещины (микротрещины начали сливаться с последующим образованием макротрещин), это всегда негативно отражается на несущей способности и приводит к ее уменьшению. Это утверждение было эмпирически обосновано в [1–3].

Пример расчета несущей способности усиленной плиты. Приведенный ниже поперочный расчет был выполнен для многопустотной преднапряженной плиты перекрытия при реконструкции здания

неустановленного назначения под торгово-гостиничный комплекс «Изумруд» по ул. Терновского в г. Круглое. Диск перекрытия был усилен наращиванием сечения в сжатой зоне слоем бетона толщиной 30 мм и установкой дополнительной рабочей арматуры диаметром 12 мм (3 стержня) в пустотах плиты (через одну) с последующим замоноличиванием.

Расчет производился по проектным данным. Армирование плиты принято согласно серии 1.141-1.63.

Бетон усиливаемых плит класса С 12/15, бетон усиления класса С 16/20.

Рабочая арматура плиты: 4 стержня диаметром 12 мм класса S800 площадью $A_{sp} = 450 \text{ мм}^2$, рабочая высота $d_{lp} = 220 - 20 - 0,5 \cdot 12 + 30 = 224 \text{ мм}$; растянутая ненапрягаемая арматура: 3 стержня диаметром 5 мм класса S500 площадью $A_{st} = 78,5 \text{ мм}^2$, рабочая высота $d_1 = 200 - 20 + 30 = 230 \text{ мм}$; дополнительная рабочая арматура (растянутая арматура усиления): 3 стержня диаметром 12 мм класса S500 площадью $A_{st,ad} = 339 \text{ мм}^2$, рабочая высота $d_{1,ad} = 220 - 50 + 30 = 200 \text{ мм}$; сжатая арматура: 9 стержней диаметром 5 мм класса S500 площадью $A_{sc} = 176,7 \text{ мм}^2$, рабочая высота $d_2 = 60 - 0,5 \cdot 5 - 0,5 = 57 \text{ мм}$; высота набетонки (дополнительного слоя бетона в сжатой зоне): $h_{ad} = 30 \text{ мм}$ (рисунок 1).

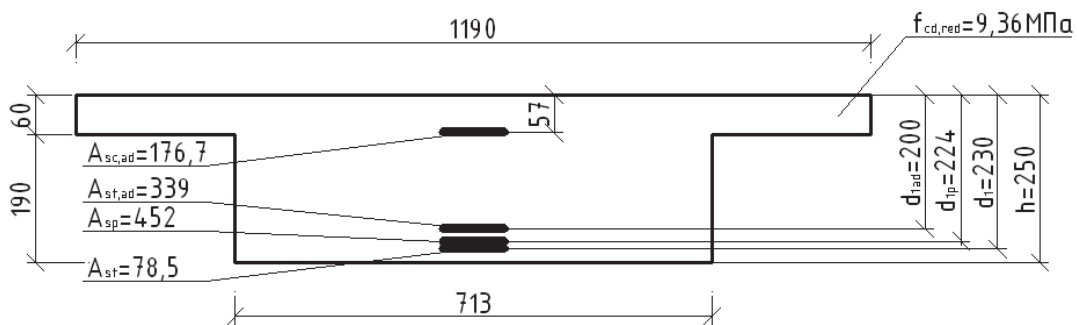


Рис. 1. Приведенное сечение усиленной плиты

Расчетное сопротивление бетона усиливаемой конструкции:

$$f_{cd} = 12/1,5 = 8 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление бетона усиления:

$$f_{cd} = 16/1,5 = 10,67 \text{ МПа.}$$

Статические моменты относительно нижней грани сечения:

$$S_c = 30 \cdot 1160 \cdot \left(220 - \frac{30}{2} \right) + \left[190 \cdot 1175 - 30 \cdot 100 \cdot 3 - 6 \cdot 3,14 \cdot \frac{159^2}{4} \right] \cdot \frac{190}{2} = 16175766,75 \text{ мм}^3 \approx 16,2 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

$$S_{c,ad} = 30 \cdot 1200 \cdot \left(220 + \frac{30}{2} \right) + 30 \cdot 100 \cdot 3 \cdot \left(220 - \frac{30}{2} \right) + \frac{159^2}{4} \cdot 3,14 \cdot 3 \cdot \frac{220}{2} = 16854043,05 \text{ мм}^3 \approx 16,9 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Поскольку в процессе эксплуатации плиты уже получили некоторые повреждения и к моменту усиления находились в определенном напряженно-деформированном состоянии, отличном от начального, то в расчете необходимо учесть предысторию нагружения.

Т. к. усилению подлежат плиты общественного здания, принимаем в предыстории нижний уровень малоциклового нагружения $\eta'_{low} = 0,4$, верхний уровень $\eta'_{low} = 0,7$ (официально объект оформлен как здание неустановленного назначения, однако по плакатам на стенах и рассказам местных жителей очевидно, что несколько лет назад там располагалась школа).

Для тяжелого бетона принимаем эмпирический коэффициент $k_{crc} = 0,67$ [1–5].

Определяем нижнюю границу микротрещинообразования (величину относительной нагрузки, соответствующую началу образования микротрещин) в предыстории нагружения:

$$\eta_{crc}^{0/} = 0,33k_{crc} \cdot \ln \frac{f_{cd}}{f_{cd,0}} - 0,15 = 0,33 \cdot 0,67 \cdot \ln \left(\frac{8}{1} \right) - 0,15 = 0,3098.$$

Определяем верхнюю границу микротрещинообразования (величину относительной нагрузки, соответствующую началу формирования макротрещин) в предыстории нагружения:

$$\eta_{crc}^{v/} = 0,33k_{crc} \cdot \ln \frac{f_{cd}}{f_{cd,0}} + 0,1 = 0,33 \cdot 0,67 \cdot \ln \left(\frac{8}{1} \right) + 0,1 = 0,5598.$$

Расчет производится по трансформированным диаграммам деформирования бетона при малоцикловом нагружении. Трансформирование диаграмм производится путем корректировки параметрических точек, в частности, для прочности бетона применяется эмпирический коэффициент $\gamma_{c,cyc}$, определяемый в зависимости от вида бетона (учтен η_{crc}^v) и уровня нагружения (η_{top}) [1–3]. При $\eta'_{top} = 0,7$ получаем:

$$\gamma'_{c,cyc} = 0,97 \cdot \sqrt{\eta_{crc}^v} - 0,3 \cdot \ln(\eta'_{top}) = 0,97 \cdot \sqrt{0,5598} - 0,3 \cdot \ln(0,7) = 0,8327.$$

Малоцикловая прочность бетона усиливаемой конструкции до усиления:

$$f'_{cd,cyc} = \gamma'_{c,cyc} \cdot f_{cd} = 0,8327 \cdot 8 = 6,6620 \text{ МПа.}$$

К нагружениям высокого уровня относятся нагружения с η_{top} , близкими к верхней границе микротрещинообразования η_{crc}^v . Т. к. рассматриваются бетоны средних классов (С 12/15 и С 16/20), то уровни нагружения свыше $\eta_{top} > 0,6$ могут считаться высокими.

Принимаем в расчете $\eta_{top} = 0,6$.

Определяем верхнюю границу микротрещинообразования (критическую границу) для бетонов усиливаемой конструкции η_{crc}^v и бетона усиления $\eta_{crc,ad}^v$:

$$\eta_{crc}^v = 0,33k_{crc} \cdot \ln \frac{f'_{cd,cyc}}{f_{cd,0}} + 0,1 = 0,33 \cdot 0,67 \cdot \ln \left(\frac{6,6620}{1} \right) + 0,1 = 0,5193.$$

$$\eta_{\text{crc,ad}}^{\text{v}} = 0,33k_{\text{crc}} \cdot \ln \frac{f_{\text{cd,cyc,ad}}}{f_{\text{cd,0}}} + 0,1 = 0,33 \cdot 0,67 \cdot \ln \left(\frac{10,67}{1} \right) + 0,1 = 0,6234.$$

Определяем частный коэффициент γ_{cyc} :

$$\gamma_{\text{c,cyc}} = 0,97 \cdot \sqrt{\eta_{\text{crc}}^{\text{v}}} - 0,3 \cdot \ln(\eta_{\text{top}}) = 0,97 \cdot \sqrt{0,5193} - 0,3 \cdot \ln(0,6) = 0,8523,$$

$$\gamma_{\text{c,cyc,ad}} = 0,97 \cdot \sqrt{\eta_{\text{crc,ad}}^{\text{v}}} - 0,3 \cdot \ln(\eta_{\text{top}}) = 0,97 \cdot \sqrt{0,6234} - 0,3 \cdot \ln(0,6) = 0,9191.$$

Расчетное сопротивление бетона с учетом влияния малоциклового нагружения:

$$f_{\text{cd,cyc}} = \gamma_{\text{c,cyc}} \cdot f'_{\text{cd,cyc}} = 0,8523 \cdot 6,6620 = 5,678 \text{ МПа};$$

$$f_{\text{cd,cyc,ad}} = \gamma_{\text{c,cyc,ad}} \cdot f_{\text{cd,cyc,ad}} = 0,9191 \cdot 10,67 = 9,807 \text{ МПа}.$$

Приведенное сопротивление бетона усиленной конструкции с учетом малоциклового нагружения:

$$f_{\text{cd,red,cyc}} = \frac{f_{\text{cd,cyc}} \cdot S_{\text{c}} + f_{\text{cd,ad,cyc}} \cdot S_{\text{c,ad}}}{S_{\text{c}} + S_{\text{c,ad}}} =$$

$$= \frac{5,678 \cdot 16,2 \cdot 10^6 + 9,807 \cdot 16,9 \cdot 10^6}{16,2 \cdot 10^6 + 16,9 \cdot 10^6} = 7,786 \text{ МПа}.$$

Коэффициент пластичности:

$$\lambda_{\text{c,cyc,red}} = 0,93 - 0,014 \cdot 7,786 = 0,821.$$

Приведенный модуль упругопластичности бетона:

$$E_{\text{c,cyc,red}} = \frac{55 \cdot f_{\text{cd,red,cyc}}}{19 + \eta_{\text{top}} \cdot f_{\text{cd,red,cyc}}} = \frac{55 \cdot 7,786}{19 + 0,6 \cdot 7,786} = 18,1 \text{ ГПа}.$$

коэффициент α_E :

$$\alpha_{E,\text{red}} = \frac{E_{\text{s}}}{E_{\text{c,cyc,red}}} = \frac{200}{18,1} = 11,05.$$

Расчетное сопротивление арматуры принимаем согласно положениям действующих ТНПА: $f_{\text{yd}} = f_{\text{yd,ad}} = 417 \text{ МПа}$, $f_{\text{pd}} = 640 \text{ МПа}$.

Приведенная площадь растянутой арматуры:

$$A_{\text{st,red}} = \frac{A_{\text{sp}} \cdot d_{\text{p1}} + A_{\text{st}} \cdot d_1 + A_{\text{st,ad}} \cdot d_{1,\text{ad}}}{d_{\text{p1}} + d_1 + d_{1,\text{ad}}} =$$

$$= \frac{452 \cdot 224 + 339 \cdot 200 + 78,5 \cdot 230}{224 + 200 + 230} = 286,09 \text{ мм}^2.$$

Приведенная рабочая высота сечения:

$$d_{\text{red}} = \frac{A_{\text{sp}} \cdot d_{\text{p1}} + A_{\text{st}} \cdot d_1 + A_{\text{st,ad}} \cdot d_{1,\text{ad}}}{A_{\text{sp}} + A_{\text{st}} + A_{\text{st,ad}}} =$$

$$= \frac{452 \cdot 224 + 339 \cdot 200 + 78,5 \cdot 230}{452 + 339 + 78,5} = 215,18 \text{ мм}.$$

Приведенное расчетное сопротивление растянутой арматуры:

$$f_{yd,red} = \frac{A_{sp} \cdot f_{pd} + A_{st} \cdot f_{yd} + A_{st,ad} \cdot f_{yd,ad}}{A_{sp} + A_{st} + A_{st,ad}} =$$

$$= \frac{452 \cdot 640 + 339 \cdot 417 + 78,5 \cdot 417}{452 + 339 + 78,5} = 532,92 \text{ МПа.}$$

Расчет производим по упругопластической модели: методу предельных усилий с эпюрой напряжений в бетоне сжатой зоне в виде прямоугольной трапеции (нормативная билинейная диаграмма деформирования бетона).

Определяем положение нейтральной оси: нейтральная ось проходит в полке приведенного сечения плиты, если

$$A_{sc,ad} \cdot \alpha_{E,red} \cdot f_{cd,red,cyc} + 0,5 f_{cd,red,cyc} \cdot h_f \cdot b_f \cdot (1 - \lambda_{c,red}^2) \geq A_{st,red} \cdot f_{yd,red} \cdot (1 - \lambda_{c,red}).$$

Т. к.

$$176,7 \cdot 11,05 \cdot 7,786 + 0,5 \cdot 7,786 \cdot 60 \cdot 1190 \cdot (1 - 0,821^2) -$$

$$- 286,09 \cdot 532,92 \cdot (1 - 0,821) = 78515,2 > 0,$$

следовательно, нейтральная ось проходит в пределах полки приведенного сечения.

Тогда высота сжатой зоны X_c в предельной стадии (3 стадия н.д.с.):

$$X_c = \frac{A_{st,red} \cdot f_{yd,red} \cdot (1 - \lambda_{c,red}) - A_{sc,ad} \cdot \alpha_{E,red} \cdot f_{cd,red,cyc}}{0,5 \cdot f_{cd,red,cyc} \cdot b_f \cdot (1 - \lambda_{c,red}^2)} =$$

$$= \frac{286,09 \cdot 532,92 \cdot (1 - 0,821) - 176,7 \cdot 11,05 \cdot 7,786}{0,5 \cdot 7,786 \cdot 1190 \cdot (1 - 0,821^2)} = 8 \text{ мм.}$$

Поскольку $X_c < d_{ad} = 57$ мм, то арматура, размещенная в верхней части сечения также оказывается растянутой. В этом случае заменяем в расчете A_{sc} на A_{st2} с расчетным сопротивлением $f_{yd} = 417$ МПа.

Таким образом, получаем, что для усиленной плиты перекрытия внешний изгибающий момент M_{Ed} не должен превышать:

$$M_{Ed} \leq 0,9 \cdot M_{Rd} =$$

$$= 0,9 \cdot \left\{ \begin{aligned} &0,5 \cdot f_{cd,red,cyc} \cdot b_f \cdot X_c \cdot \left[(1 + \lambda_{c,red}) \cdot d_{red} - 0,33 \cdot X_c \cdot (1 + \lambda_{c,red} + \lambda_{c,red}^2) \right] + \\ &+ A_{st2} \cdot f_{yd} \cdot (d_{red} - d_2) \end{aligned} \right\} =$$

$$= 0,9 \cdot \left\{ \begin{aligned} &0,5 \cdot 7,786 \cdot 1190 \cdot 8 \times \\ &\times \left[(1 + 0,821) \cdot 215,18 - 0,33 \cdot 8 \cdot (1 + 0,821 + 0,821^2) \right] + \\ &+ 176,7 \cdot 417 \cdot (215,18 - 57) \end{aligned} \right\} \cdot 10^{-6} = 23,53 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Выводы. Несмотря на то, что усиление наращиванием имеет множество недостатков, главным из которых является значительное увеличение собственного веса усиливаемой конструкции, данный способ увеличения несущей способности является очень распространенным. Связано это с тем,

что такое усиление требует минимальных затрат финансов, времени и рабочей силы, поверхность усиливаемой конструкции выступает в виде несъемной опалубки, поверхность усиливающего слоя может служить основой для устройства пола, технология производства работ максимально проста, материалы для усиления общедоступны, от рабочих не требуется никаких специфических знаний и умений.

Поверочный расчет изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных набетонкой в сжатой зоне, проведенный по предложенной методике, позволяет учитывать влияние малоциклового нагружения не только на работу конструкции после усиления, но и в предыстории нагружения (до усиления).

Предлагаемая упругопластическая модель основана на методе предельных усилий, что позволяет выполнять расчет без применения специальных программных комплексов. В то же время использование билинейной трансформированной диаграммы деформирования бетона обеспечивает достаточную точность получаемых результатов, значительно бóльшую в сравнении с жесткопластической моделью [1].

Методика расчета по несущей способности конструкций, подверженных действию малоциклового нагружения, подробно приведена [1, 3, 4]. Обеспеченность точности предлагаемой методики составляет 92 % при отклонении ± 10 %, коэффициент вариации 5,5 % [1].

При поверочном расчете выполняется только проверка несущей способности конструкции, без расчета по деформациям, однако при проектировании новых элементов необходим расчет по двум группам предельных состояний. В [3] приведены предложения по расчету деформативности, однако данные предложения требуют доработки, т. к. их обеспеченность точности невысока: для расчета прогибов обеспеченность точности равна 73 % при отклонении ± 15 %, коэффициент вариации 12 %; для ширины раскрытия трещин – 76 % при отклонении ± 15 %, коэффициент вариации 12 %.

1. Москалькова, Ю. Г. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружениях : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Ю. Г. Москалькова; Белорус.-Рос. ун-т. – Могилев, 2013. – 199 с.

2. Семенюк, С. Д. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружениях : моногр. / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Москалькова. – Могилев : Белорус.-Рос. ун-т, 2017. – 274 с. : ил.

3. Семенюк, С. Д. Расчет прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружениях. Рекомендации / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко. – Могилев: Белорус.-Рос. ун-т, 2013. – 24 с.

4. Семенюк, С. Д. Поверочный расчет изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных набетонкой в сжатой зоне, при малоцикловом нагружении / С. Д.

Семенюк, Ю. Г. Москалькова // Вестник Одесской государственной академии строительства и архитектуры/ ОГАСА ; редкол. : А. В. Ковров[и др.]. – Одесса: ОГАСА, 2017. – С. 51–58.

5. Moskalkova, Yu. H. Behavior of claydite at the stage of microcrack formation / Yu. H. Moskalkova // Наука та будівництво. – Киев, 2017. – № 3 (13). – С. 40–43.

1. Moskalkova, Yu. G. Prochnost i deformativnost izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov. usilennykh narashchivaniyem szhatoy zony. pri staticheskom i malotsiklovom nagruzheniyakh : dis. ... kand. tekhn. nauk : 05.23.01 / Yu. G. Moskalkova; Belarus.-Ros. un-t. – Mogilev, 2013. – 199 s.

2. Semenyuk, S. D. Prochnost i deformativnost izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov. usilennykh narashchivaniyem szhatoy zony. pri staticheskom i malotsiklovom nagruzheniyakh : monogr. / S. D. Semenyuk. Yu. G. Moskalkova. – Mogilev : Belarus.-Ros. un-t, 2017. – 274 s. : il.

3. Semenyuk, S. D. Raschet prochnosti i deformativnosti izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov. usilennykh narashchivaniyem szhatoy zony. pri staticheskom i malotsiklovom nagruzheniyakh. Rekomendatsii / S. D. Semenyuk. Yu. G. Boloshenko. – Mogilev: Belarus.-Ros. un-t, 2013. – 24 s.

4. Semenyuk, S. D. Poverochnyy raschet izgibayemykh zhelezobetonnykh konstruktsiy. usilennykh nabetonkoy v szhatoy zone. pri malotsiklovom nagruzhenii / S. D. Semenyuk. Yu. G. Moskalkova // Vestnik Odesskoy gosudarstvennoy akademii stroitelstva I arkhitektury/ OGASA ; redkol. : A. V. Kovrov [i dr.]. – Odessa: OGASA. 2017. – S. 51–58.

5. Moskalkova, Yu. H. Behavior of claydite at the stage of microcrack formation / Yu. H. Moskalkova // Nauka ta budivnitstvo. – Kiyev, 2017. – № 3 (13). – S. 40–43.