

## МОДЕЛИРОВАНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ И РАЗВИТИЯ ТРЕЩИН В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТАХ С ПОМОЩЬЮ ПК ANSYS MECHANICAL

Дорофеев В.С., д.т.н., проф.; Карпюк В.М., к.т.н., доц.;  
асс. Неутов А.С.; Неутов С.Ф., к.т.н., доц.; асс. Макарук В.П.

*Одесская государственная академия строительства и архитектуры,  
Украина*

**Актуальность исследований.** Во многих случаях сопротивление приопорных участков балочных железобетонных элементов, находящихся в сложном напряженном состоянии, является определяющим фактором при проектировании. Вместе с тем, работа этих участков как при кратковременном, так и при длительном нагружении поперечной нагрузкой высокого уровня -  $(0,7 - 0,9)V_{ult}$ , до сих пор остается нерешенной научной проблемой. Одна из причин - громоздкий и сложный расчетный аппарат, практически неприменимый в ручном режиме.

Поэтому, выполнение систематизированных экспериментально-теоретических исследований с целью совершенствования имеющихся и разработки новых современных расчетных моделей сложнонапряженных приопорных участков железобетонных изгибаемых элементов является важной и актуальной задачей.

Для экономии материально-технических ресурсов на западе в настоящее время осуществляется переход к моделям информационного проектирования зданий (BIM). В этом контексте вопросы численного моделирования работы конструкций и их элементов приобретают дополнительную важность и актуальность.

**Цель работы** – исследование возможности нелинейного конечно-элементного моделирования работы приопорных участков железобетонных балок в ПК ANSYS при кратковременном действии нагрузки.

Ярким примером исследований в области моделирования железобетонных изгибаемых конструкций с помощью ПК ANSYS, является работа А.Д. Волански [1], в которой рассматривались вопросы трещинообразования, разрушения, соответствия кривой «нагрузка-деформация» экспериментальным данным для обычных и предварительно напряженных балок. К сожалению эта, и последовавшие за ней работы других авторов [2..3] оставили множество нерешенных вопро-



сов, важных для практики проектирования железобетонных конструкций.

Васудеван и Косандараман[4] рассматривали применимость данного РК для прогнозирования несущей способности и ряда параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов, однако, это исследование, так же, как и предшествующие, касалось работы железобетонных балок в зоне чистого изгиба.

В качестве верификационных данных используются результаты экспериментов, освещенные ранее в статьях авторов[5...7]. Описание процесса моделирования железобетонной балки, детально описано в работе[8]. На рис.1 представлена расчетная схема модели исследуемой балки. Так как балка и приложенная к ней нагрузка – симметричны, то моделируется четверть балки с наложенными на нее дополнительными связями в плоскостях симметрии.

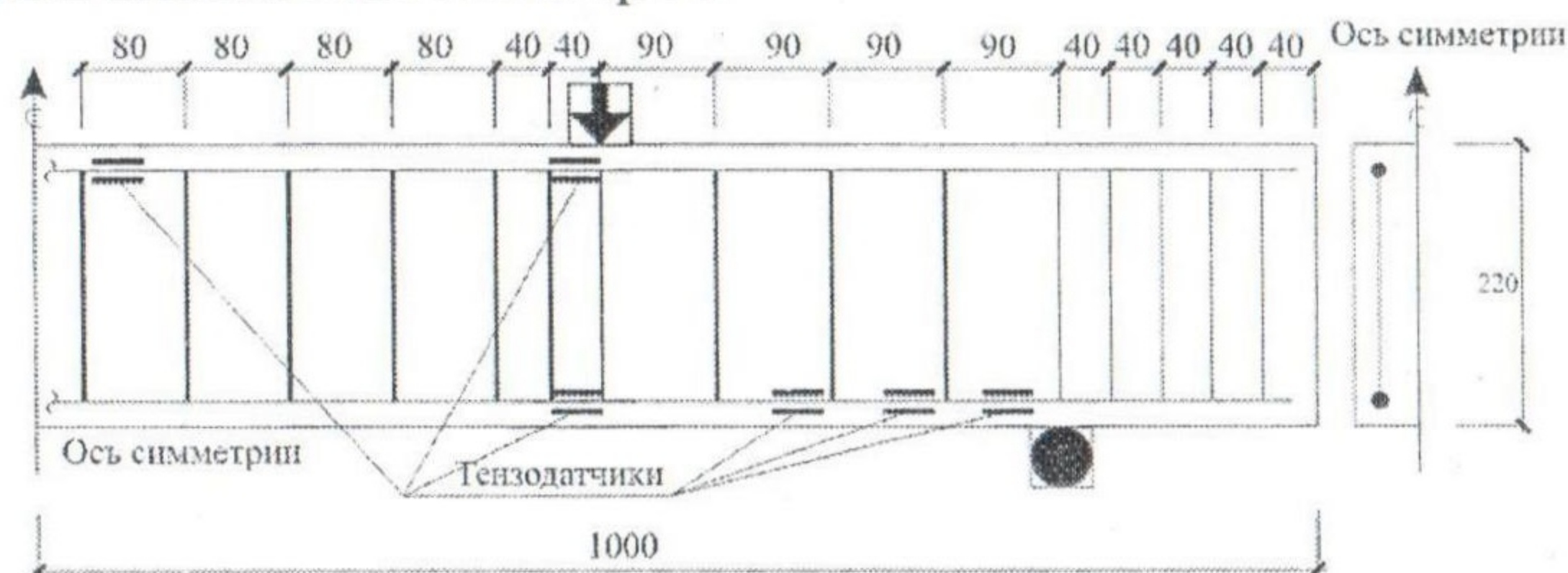


Рис.1 Конструкция, схема наклейки тензорезисторов и нагружения балки

На рис.2 изображены результаты моделирования процесса трещинообразования на наиболее характерных стадиях нагружения балки. РК ANSYS выделяет два различных критерия растрескивания элемента и, соответственно им, – нормальные и наклонные трещины.

Результаты экспериментов свидетельствуют о том, что процесс трещинообразования в моделируемой балке также, как и в аналогичной экспериментальной, начинается с зоны чистого изгиба при уровнях нагрузки близких к  $0,3V_{ult}$ . Наклонные трещины в пролете среза сопоставляемых балок появляются несколько позже при нагрузках порядка  $(0,4...0.7)V_{ult}$ . На этот процесс существенное влияние оказывает класс бетона, количество продольной и поперечной арматуры.

Сопоставляя картину трещинообразования моделируемой балки и натурной (рис. 2) при уровнях нагрузки, близких к  $0,8V_{ult}$ , трудно не заметить их сходства. Следует также отметить, что высота трещин в сравниваемых балках, как в зоне чистого изгиба, так и в приопорных участках одинакова. Следовательно, высоту сжатой зоны бетона и по-



ложение нейтральной линии в натуральных балках можно достаточно точно прогнозировать по моделям.

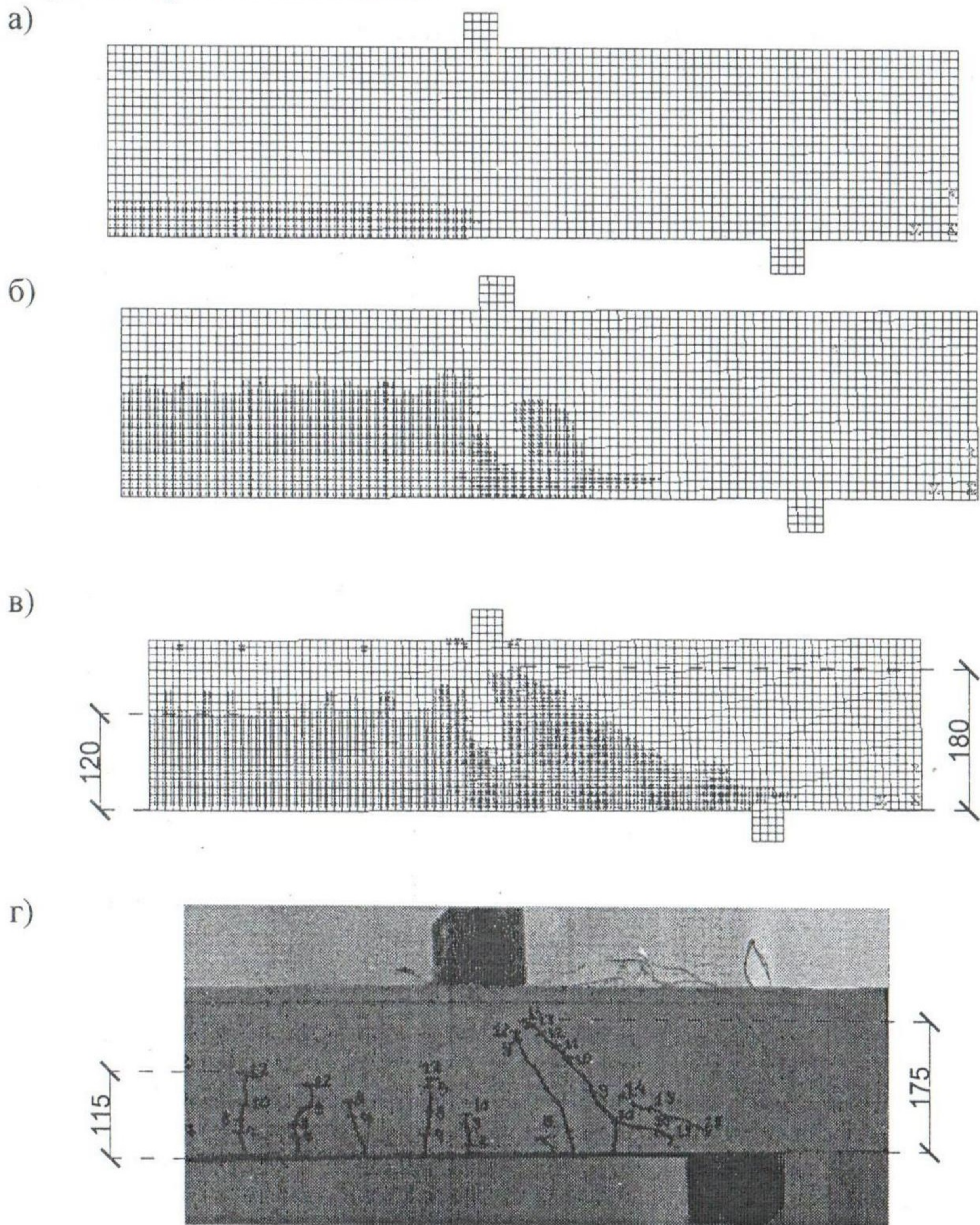


Рис. 2 Моделирование трещинообразования на уровнях:  $0,3V_{ult}$  (а);  $0,5V_{ult}$  (б);  $0,8V_{ult}$  (в); образование и развитие в экспериментальном образце (г)

В табл. 1 представлены экспериментальные параметры трещинообразования в балках серий(17-27) и данные, полученные путем их моделирования с помощью ПК ANSYS.



Таблица 1.

Нагрузка соответствующая трещинообразованию в балках

Серия испытаний	Нормальных		Наклонных	
	$M_{cr,l}^{соотв}$ (мо- дель), кНм	$M_{cr,l}^{соотв}$ (экспер.), кНм	$F_{cr,l}^{соотв}$ (модель), кН	$F_{cr,l}^{соотв}$ (экспер.), кН
0-17	18	20	30	30
0-18	46	50	80	70
0-19	26	27	60	65
0-20	15	28	31	45
0-21	25	33	40	48
0-22	22	32	38	40
0-23	25	33	48	48
0-24	21	26	40	48
0-25	25	30	45	48
0-26	23	30	40	40
0-27	23	30	40	48

Необходимо отметить, что, во-первых, трещины в модели появляются раньше, чем в натуральных балках, во вторых, они развиваются интенсивнее, так как критерием трещинообразования является предел прочности бетона на растяжение.

На рис. 3,4,5,6 представлены напряжения в верхней(сжатой) и нижней(растянутой) продольной арматуре, полученные в результате проведения экспериментальных исследований железобетонных балок(22я серия). Экспериментальные данные получены с помощью цепочки тензодатчиков, наклеенных на растянутой арматуре в зоне чистого изгиба и на расстоянии 9см и 27см от опоры, а также на верхней(сжатой)арматуре в зоне чистого изгиба и под силой(см. рис.1). На тех же рисунках жирной линией представлены аналогичные данные, полученные в результате моделирования напряженно-деформированного состояния той же серии железобетонных балок в PK ANSYS.

Совпадение НДС сжатой арматуры модели и экспериментальных образцов, в целом, носит устойчивый характер как в зоне чистого изгиба, так и в пролете среза.

Опытные деформации растянутой арматуры отличаются от расчетных более значительно. В большей степени это касается зоны чистого изгиба при нагрузках, близких к разрушению, так как процесс трещинообразования в модели носит, практически, лавинообразный харак-



тер, что приводит к значительному росту деформаций в арматуре. В меньшей степени это свойственно растянутой арматуре в пролете среза, хотя рост деформаций в модели и опережает рост таковых в опытных образцах. В растянутой арматуре над опорой деформации модели напротив меньше экспериментальных.

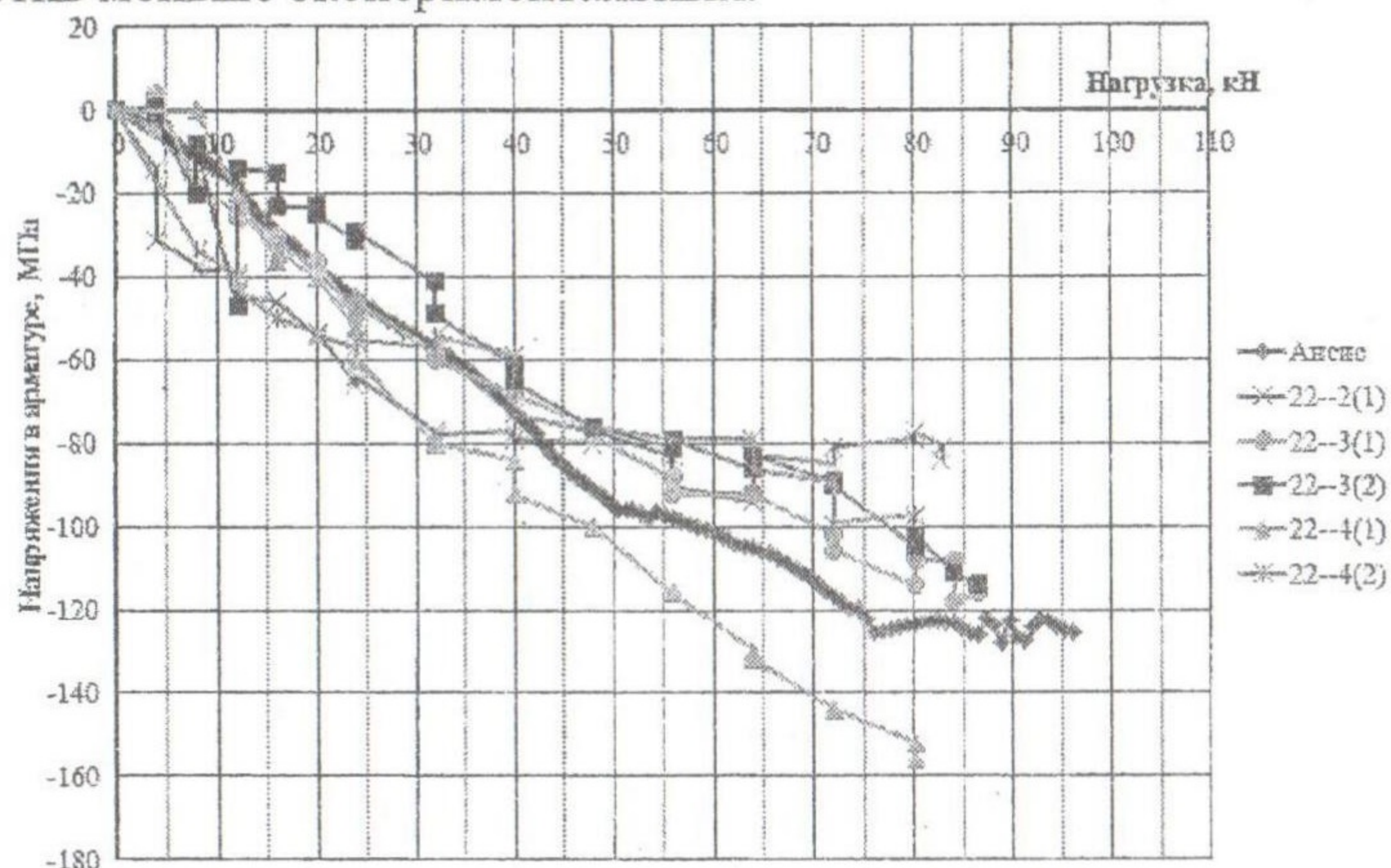


Рис. 3 Расчетные и экспериментальные величины напряжений в сжатой арматуре в пролете среза под силой

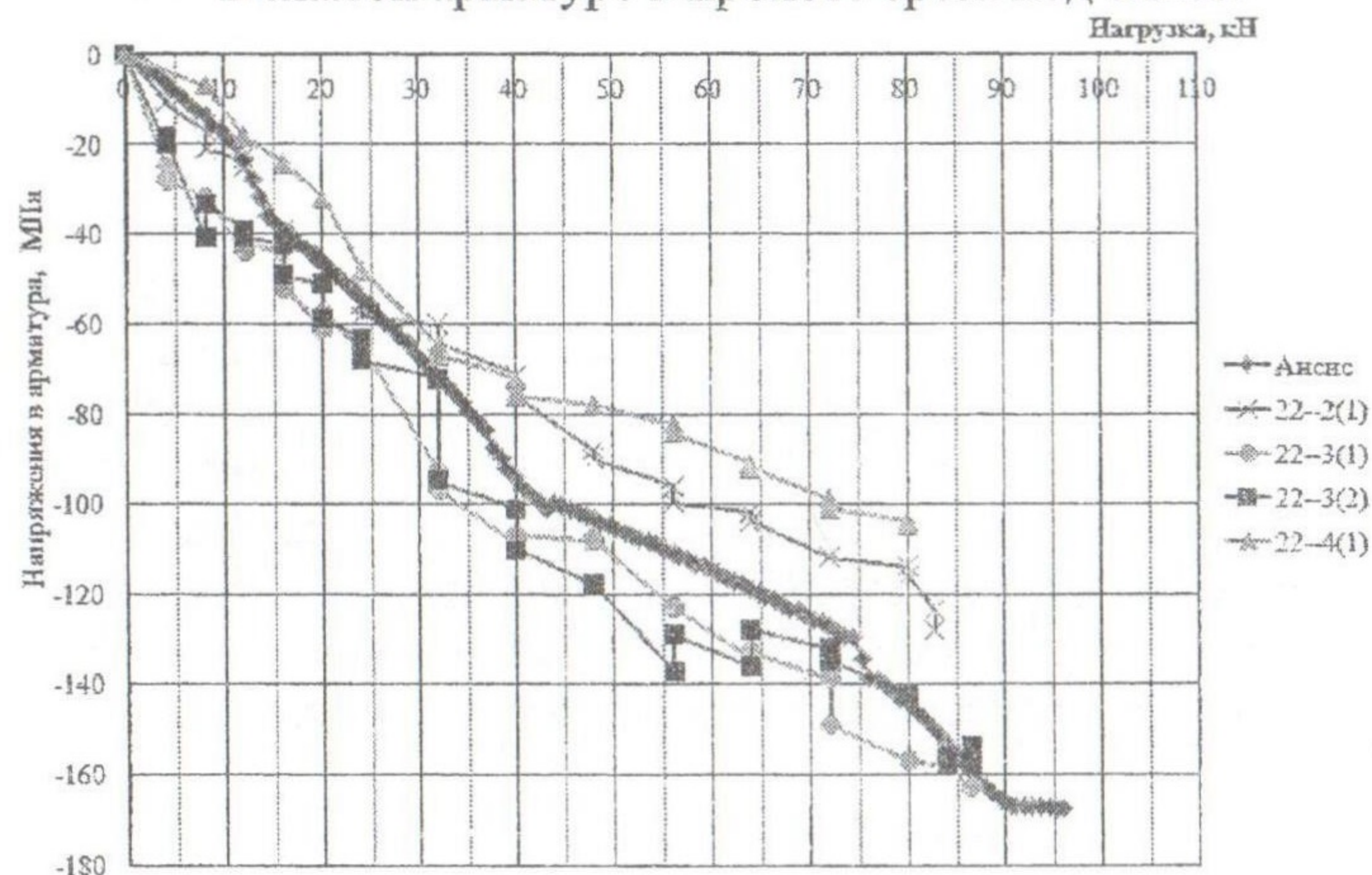


Рис. 4 Расчетные и экспериментальные величины напряжений в сжатой арматуре в зоне чистого изгиба



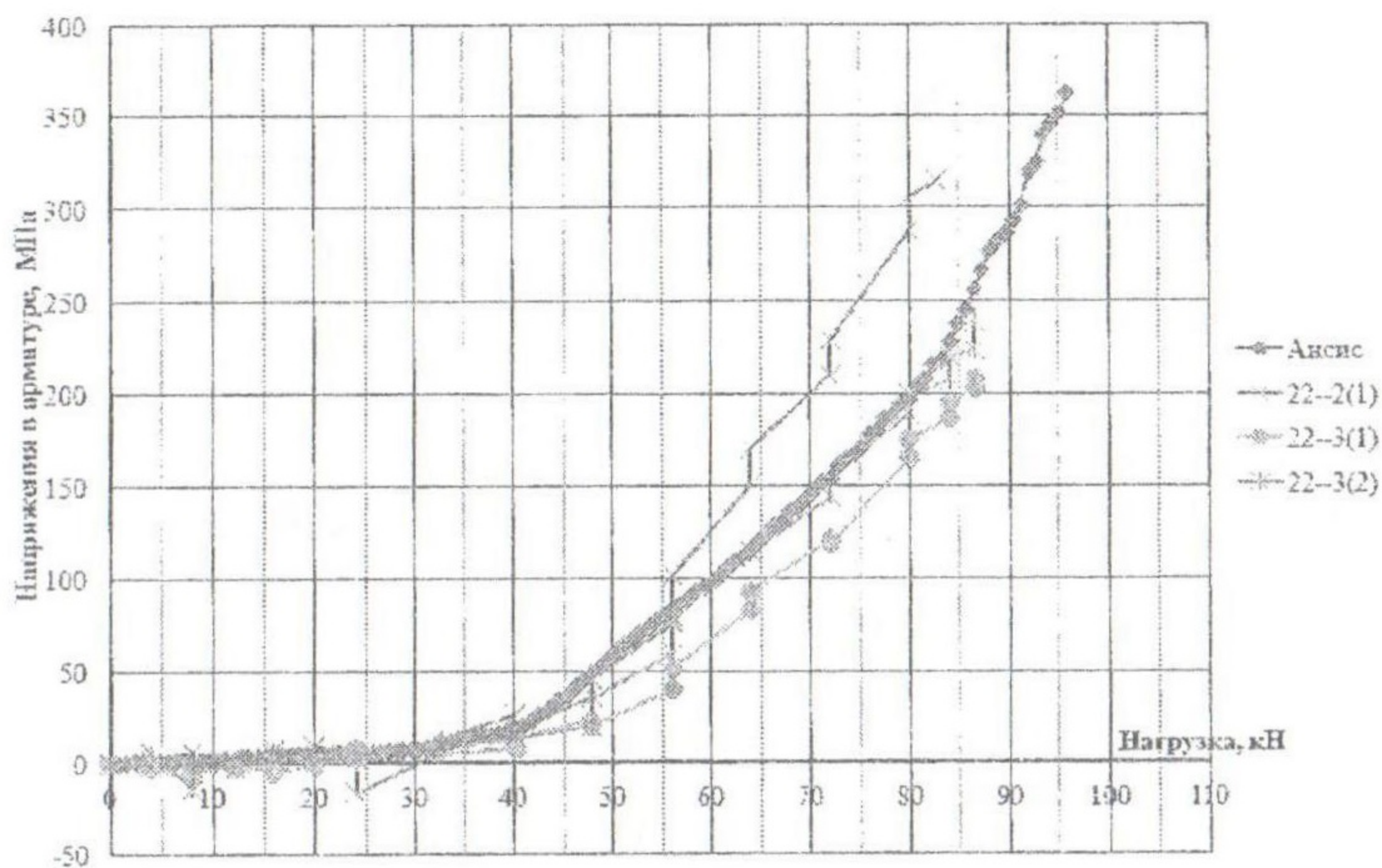


Рис. 5 Расчетные и экспериментальные величины напряжений в растянутой арматуре у опоры

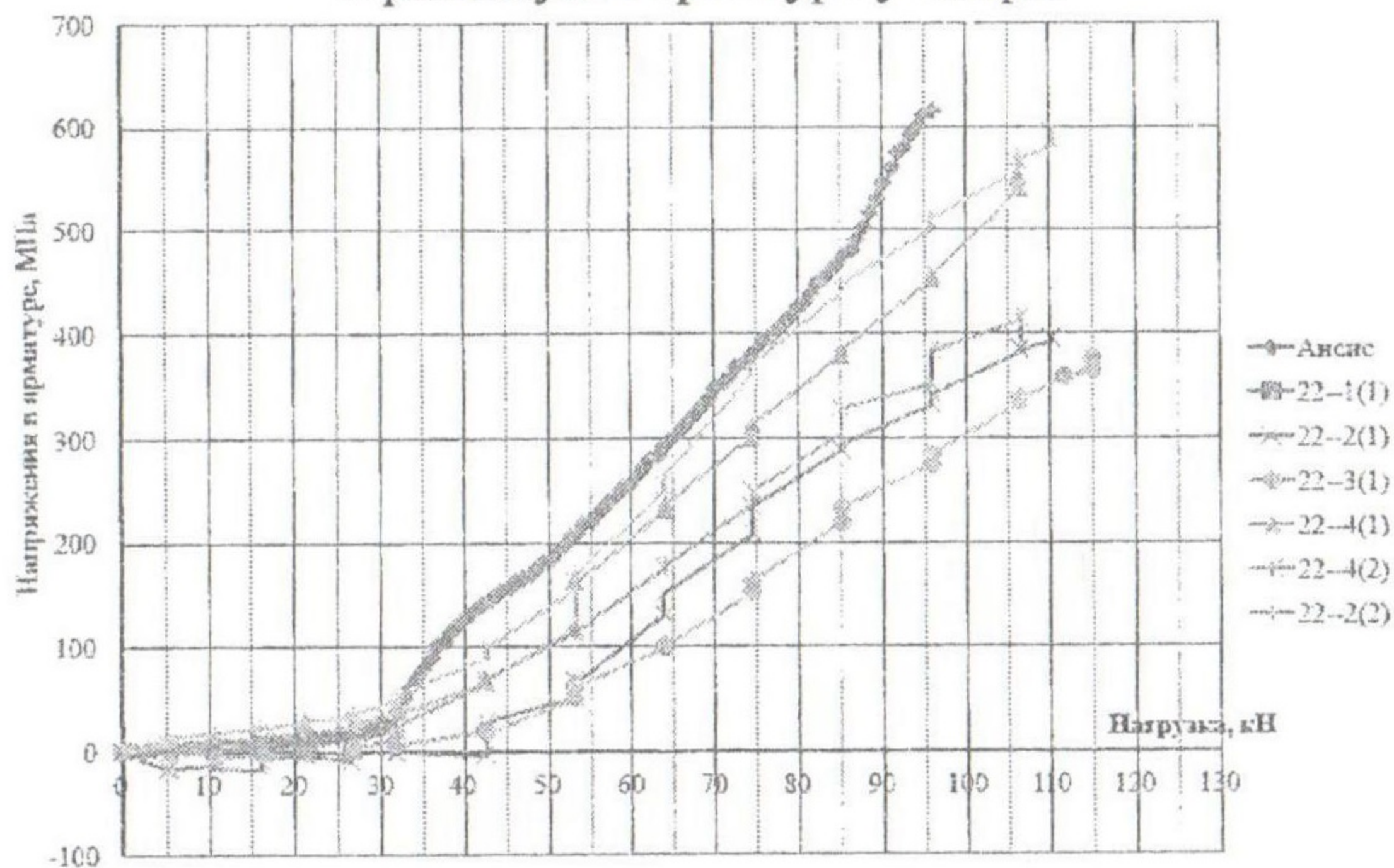


Рис. 6 Расчетные и экспериментальные величины напряжений в растянутой арматуре в точке, расположенной на расстоянии 9 см от опоры

Напряженное состояние поперечной арматуры изучали по схеме, представленной на рис.7.

На рис. 8, 9, 10 представлены зависимости между величиной прикладываемой нагрузки и напряжениями в стержнях поперечной арматуры, расположенной в пролете среза.



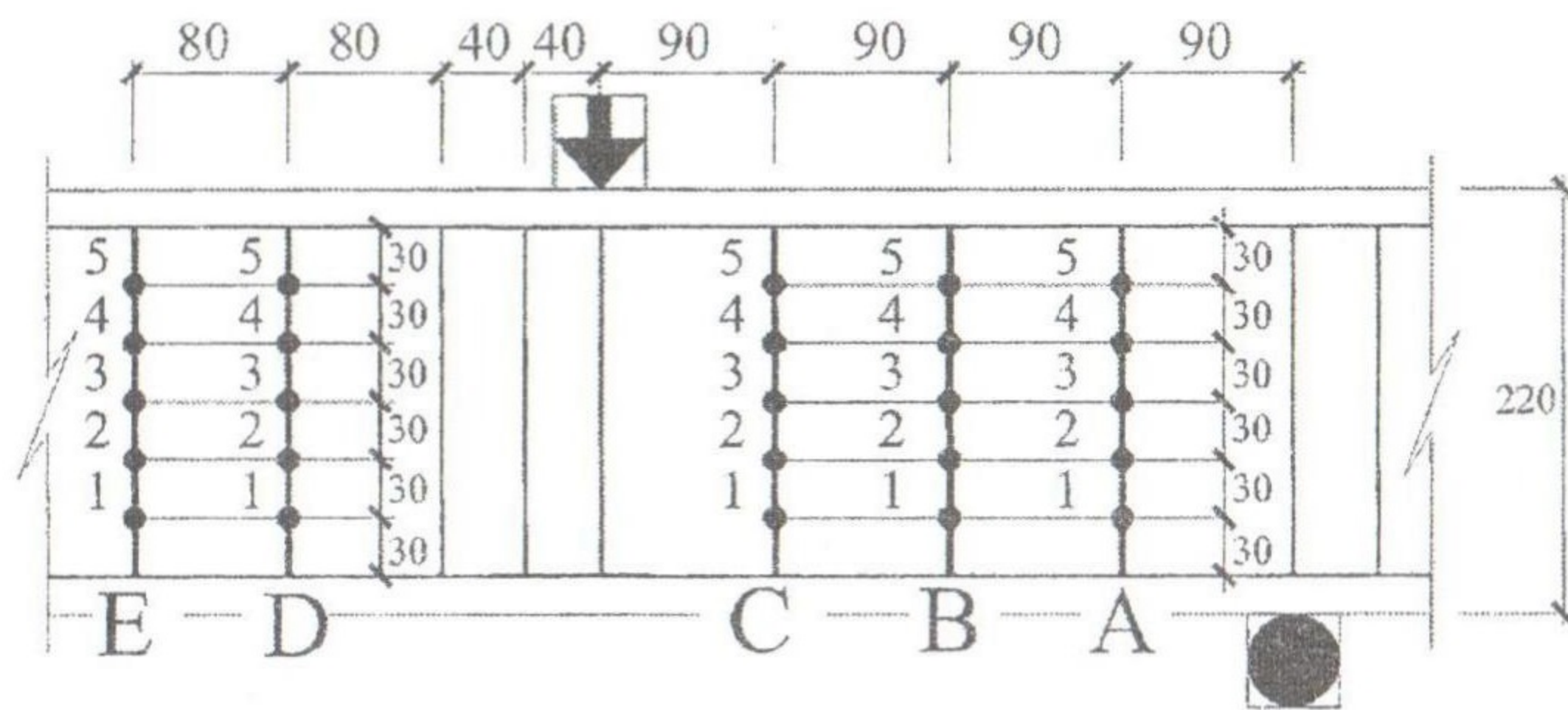


Рис. 7. Характерные точки в стержнях поперечной арматуры А, В, С в пролете среза, D, E - за грузом в зоне чистого изгиба

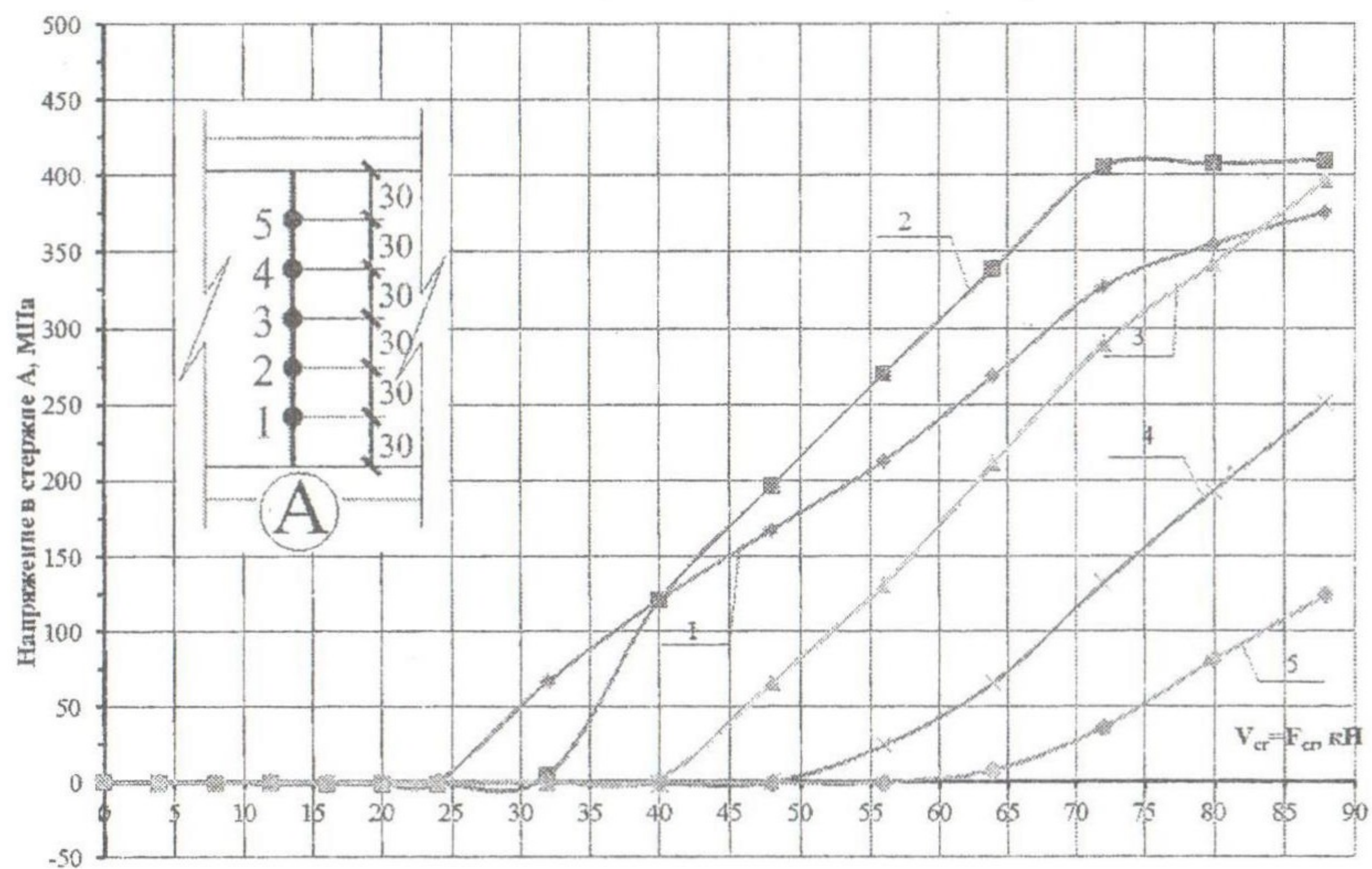


Рис. 8 Зависимость напряжений в расчетных точках стержня поперечной арматуры А от поперечной силы



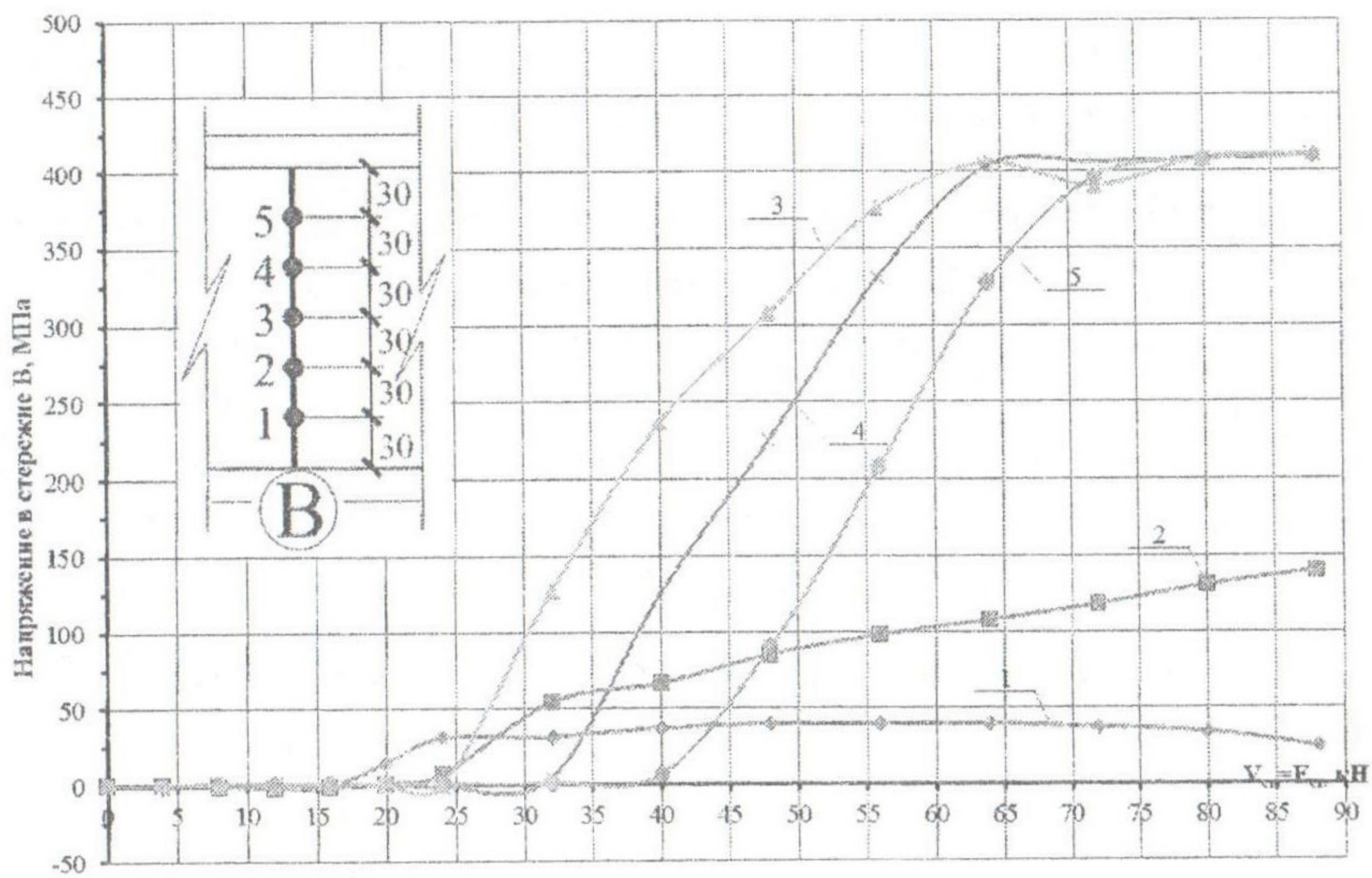


Рис. 9 Зависимость напряжений в расчетных точках стержня поперечной арматуры В от поперечной силы

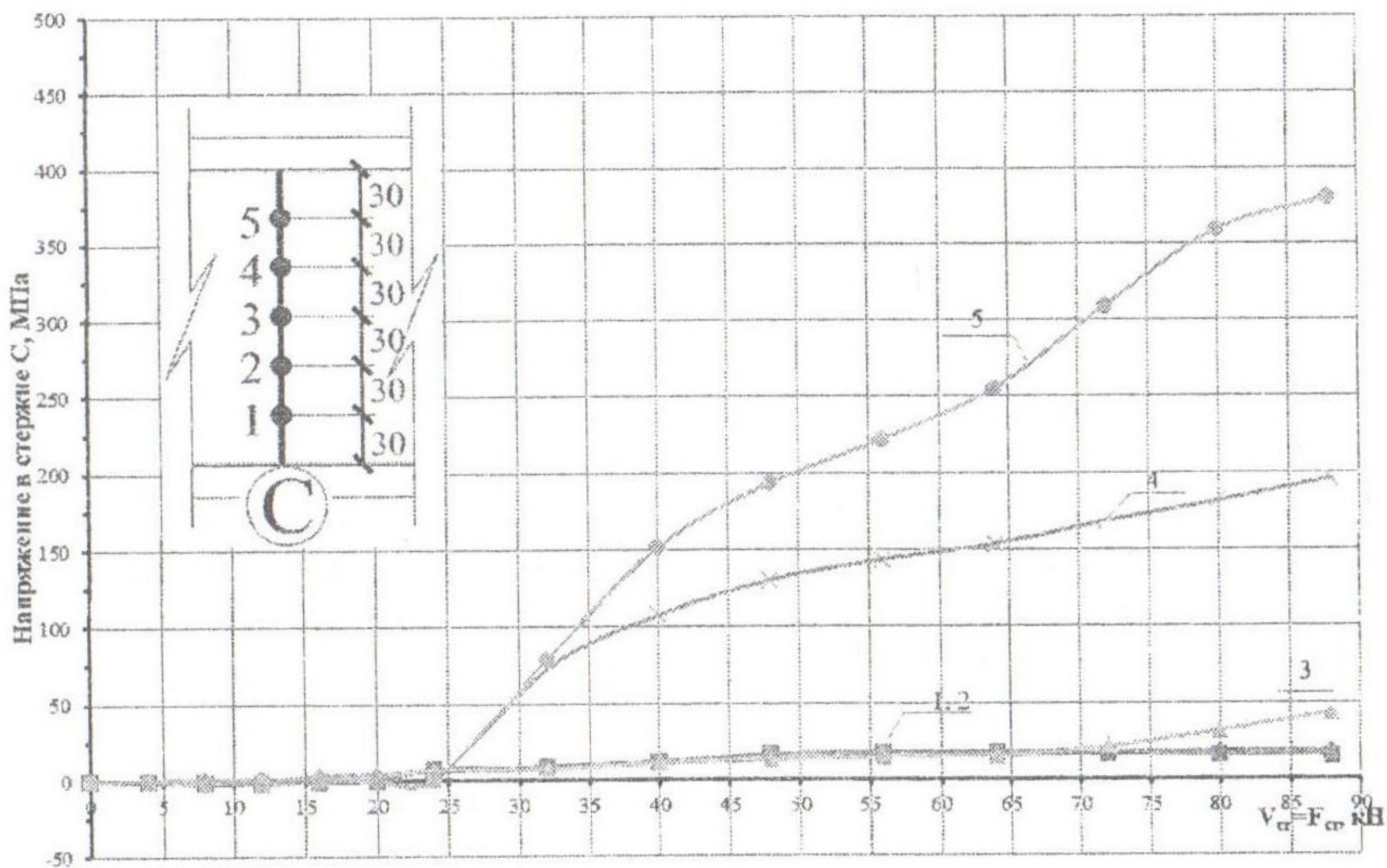


Рис. 10 Зависимость напряжений в расчетных точках стержня поперечной арматуры С от поперечной силы



Результаты моделирования, представленные на рис.8, указывают на то, что напряжения в арматурном стержне А распределены неравномерно.

Первой в работу «включается» самая нижняя точка 1, затем 2 и т.д. Пятая точка вступает в работу лишь при нагрузке, равной  $0,75V_{ult}$ . Самой нагруженной в стержне А является точка 2. При уровне нагрузки  $0,55V_{ult}$  напряжения в этой точке достигают предела текучести. Второй по уровню напряженного состояния в этом стержне является точка 1, третьей – точка 3, расположенная посередине высоты сечения балки. Напряжения на уровне этой точке достигают предела текучести к моменту разрушения.

Стержень В, расположенный посередине пролета среза(рис. 9), является самым нагруженным, т.к. в трех его характерных точках 3,4 и 5 растягивающие напряжения достигают предела текучести. Следует отметить, что в 3х указанных точках напряжения достигают предела текучести при уровнях нагрузки  $(0,75 - 0,8)V_{ult}$ . В нижних точках 1 и 2 напряжения к моменту разрушения достигают соответственно 30 и 140 МПа.

Стержень С, соседствующий с зоной чистого изгиба, значительно меньше помогает бетону работать в пролете среза. Практически по всей высоте этого стержня (точки 1,2,3) напряжения не превышают 50 МПа. В точке 4 напряжения достигают 200 МПа. Самой нагруженной в этом стержне является точка 5 с напряжением 380 МПа, весьма близким к пределу текучести.

Результаты, представленные на рис. 8, 9, 10, позволяют в пролете среза указать направление и зону вероятного появления магистральной наклонной трещины рис. 11. Для этого достаточно соединить между собой опасные точки в каждом из 3х стержней, в которых напряжения достигают максимальных значений. Для стержня А такой точкой по понятным причинам является точка 2. Для стержня В соответственно точки 3 и 4( в этих точках раньше чем в 5ой наступает опасное состояние). В стержне С самой нагруженной точкой является точка 5.

Для полноты картины на рис. 12 приведено напряженное состояние в стержне D, находящемся в зоне чистого изгиба(напряженное состояние для стержня E практически не отличается от такового для стержня D), наибольшие напряжения в стержнях D и E не превышали 35 МПа.



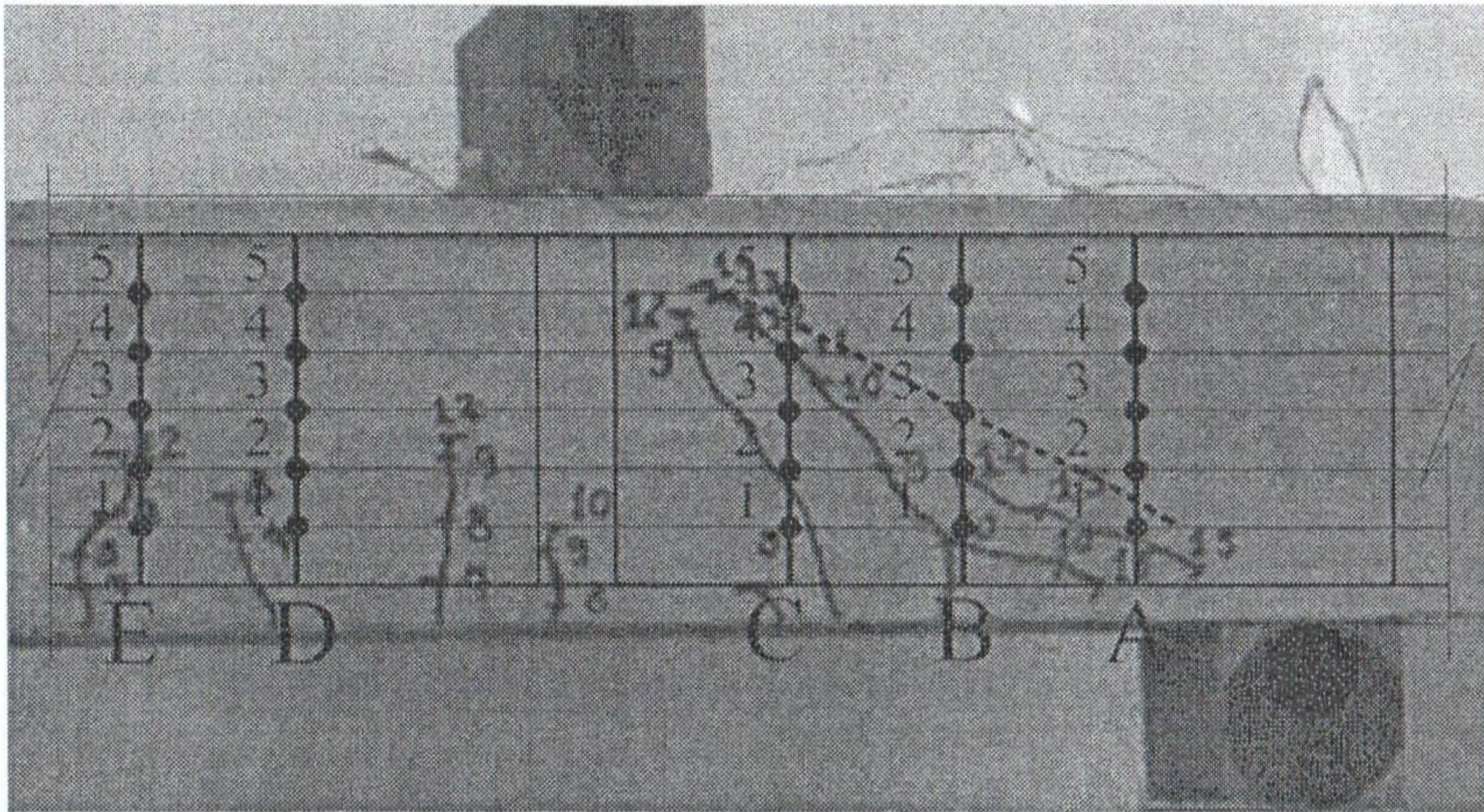


Рис. 11

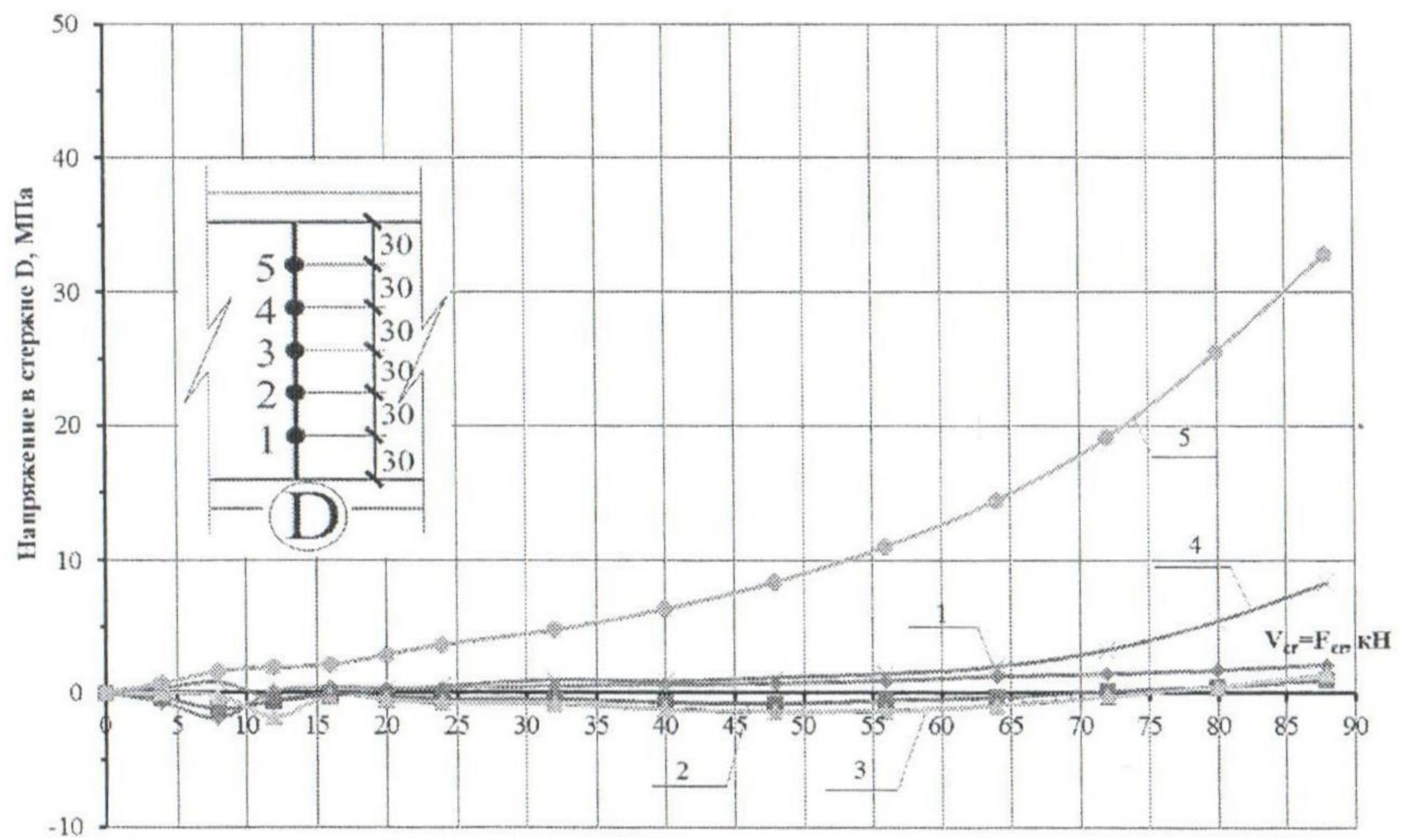


Рис. 12. Зависимость напряжений в расчетных точках стержня поперечной арматуры **D** в зоне чистого изгиба



## *Выводы*

Анализ полученных результатов позволил установить:

1. Напряжения в расчетных точках поперечных стержней балки, полученные при моделировании их НДС в ПК ANSYS, показывали довольно хорошее соответствие и подтверждаются реальным образованием и развитием трещин в опытных балках, а также другими экспериментальными показателями. Имеющиеся расхождения обусловлены идеализацией свойств материалов, модели конструкции и самого метода конечных элементов.

2. Моделирование механизма разрушения опытных образцов-балок в численном эксперименте с помощью ПК ANSYS показывает весьма близкие к наблюдаемым, результаты, а полученная разрушающая нагрузка незначительно отличается от экспериментальной.

3. Момент и поперечная сила трещинообразования, полученные при моделировании НДС, близки к экспериментально наблюдаемым. Необходимо отметить, что картина трещинообразования в модели носит несколько условный характер, а скорость развития трещин в ней выше, чем в экспериментальной балке, что обусловлено свойствами модели бетона Вильяма-Варнке, используемой в ПК ANSYS.

4. Моделирование НДС исследуемых элементов с помощью ПК ANSYS в отличие от других апробированных отечественных программных комплексов (в частности «Лиры», «SCADa», «Мономаха») позволяет прогнозировать образование и развитие как нормальных, так и наклонных трещин на сложнапряженных приопорных участках, а также предвидеть возможный механизм их разрушения.

## **Summary**

There is described the modeling of reinforced rectangular concrete beams cracking in ANSYS Mechanical. Parameters, obtained from this modeling, is compared with experimental ones, such as: normal cracking shear force and bending moment, inclined cracking shear force and bending moment. So opportunity of crack modeling and modeling of destruction mechanism of reinforced concrete beams is studied, thus providing basis for further research.

## *Литература*

1. Anthony J. Wolanski, B.S. Flexural behaviour of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis, Master's Thesis, Marquette University, Milwaukee, Wisconsin – 2004, 87p.



2. Saifullah I., Nazir-uz-zaman M, Uddin S.M. (2011), "Experimental and Analytical Investigation of Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beam", IJET, Vol.11, Issue 02, pp.188-196.

3. Saifullah I., Nazir-uz-zaman M, Uddin S.M. (2011), "Nonlinear analysis of RC beam for Different Shear Reinforcement Patterns by Finite Element Analysis", IJET, Vol.11, Issue 02, pp.173-185.

4. Vasudevan. G, Kothandaraman S. (2011) "Parametric study on Nonlinear Finite Element Analysis on flexural behaviour of RC beams using ANSYS", INTERNATIONAL JOURNAL OF CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING, Vol. 2, Issue 1, pp. 98-11.

5. Дорофеев В.С. Экспериментальные исследования работы приопорных участков железобетонных балок при длительном воздействии нагрузки / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, С.Ф. Неутов, В.П. Макарук, А.С. Неутов // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. № 38. - Одеса: Тов. «Зовнішрекламсервіс». - 2010. - С. 255-262.

6. Дорофеев В.С. О влиянии конструктивных факторов на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов. / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, С.Ф. Неутов, В.П. Макарук, А.С. Неутов. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. № 39, Частина 1. - Одеса: Тов. «Зовнішрекламсервіс». - 2010. - С. 186-199.

7. Дорофеев В.С. Экспериментальні дослідження тріщиностійкості приопорних ділянок зігнутих залізобетонних елементів при тривалій дії навантаження / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, С.Ф. Неутов, В.П. Макарук, А.С. Неутов // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. № 34, Частина 1. - Одеса: Тов. «Зовнішрекламсервіс». - 2009. - С.19-22.

8. Дорофеев В.С. К вопросу о моделировании напряженно-деформированного состояния железобетонных балок в ПК Ansys Mechanical / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, А.С. Неутов, С.Ф. Неутов, В.П. Макарук // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. № 46. - Одеса: Тов. «Зовнішрекламсервіс». - 2012. - С.75-86.