

ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Дорофеев В.С., Карпюк В.М., Ярошевич Н.Н. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина)

Приведена часть результатов по исследованию напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов при комплексном учёте действующих факторов.

Имеющиеся многочисленные экспериментальные данные о характере трещинообразования и прочности наклонных сечений, как правило, обычных изгибаемых и элементарно загруженных балок трудно сопоставимы в виду отсутствия четких планов экспериментов, разброса размеров и прочностей используемых материалов, отсутствия оценки совместного влияния исследуемых факторов и т.п. По указанной причине по мнению авторов [1] новые разработки в этой области еще не достигли такого уровня, что бы быть принятыми в качестве нормативных методов.

В связи с изложенным, в Одесской государственной академии строительства и архитектуры проведены системные экспериментально-теоретические исследования напряженно-деформированного состояния приопорных участков изгибаемых железобетонных элементов. Характеристика исследуемых факторов и уровней их варьирования приведены [2].

Обработав результаты экспериментов по методике [3], получили соответствующие математические модели. О количественном и качественном влиянии основных действующих факторов, как в отдельности, так и во взаимодействии друг с другом на разрушающую поперечную силу и нагрузку, соответствующую появлению первых нормальных и наклонных трещин, можно судить по адекватным математическим моделям (1) ... (6), обладающим достаточной информационной полезностью.

$$\begin{aligned} \bar{Y}(Q_u) = & 70,1 - 37,3 \cdot X_1 + 10,2 \cdot X_2 + 2,4 \cdot X_3 + 12,6 \cdot X_4 + 13,2 \cdot X_1^2 - \\ & - 5,0 \cdot X_2^2 + 1,6 \cdot X_4^2 - 6,0 \cdot X_1 \cdot X_2 - 1,7 \cdot X_1 \cdot X_4 + \\ & + 3,3 \cdot X_2 \cdot X_4 + 2,4 \cdot X_3 \cdot X_4, \kappa H. (\nu = 4,9\%) \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \bar{Y}(M_{u, \text{сормб}}) = & 24,6 + 1,2 \cdot X_1 + 2,6 \cdot X_2 + 0,7 \cdot X_3 + 4,0 \cdot X_4 - 1,8 \cdot X_1^2 - \\ & - 1,6 \cdot X_2^2 + 0,6 \cdot X_4^2 + 1,5 \cdot X_1 \cdot X_4 + 1,1 \cdot X_2 \cdot X_4 + \\ & + 0,7 \cdot X_3 \cdot X_4 + 0,5 \cdot X_3 \cdot X_5, \kappa H \cdot m. (\nu = 4,3\%) \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \bar{Y}(Q_{\text{срц}\perp, \text{сормб}}) = & 20,9 - 13,2 \cdot X_1 + 0,4 \cdot X_2 + 2,6 \cdot X_4 + 6,1 \cdot X_1^2 - \\ & - 0,3 \cdot X_3^2 - 0,3 \cdot X_5^2 - 0,2 \cdot X_1 \cdot X_2 - 1,3 \cdot X_1 \cdot X_4 + \\ & + 1,0 \cdot X_2 \cdot X_5 + 0,4 \cdot X_3 \cdot X_4 + 1,1 \cdot X_3 \cdot X_5, \kappa H. (\nu = 4,3\%) \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \bar{Y}(M_{\text{срц}\perp}) = & 7,3 + 0,1 \cdot X_2 + 0,7 \cdot X_4 - 0,2 \cdot X_1^2 - 0,1 \cdot X_3^2 - 0,1 \cdot X_5^2 + \\ & + 0,2 \cdot X_2 \cdot X_4 + 0,4 \cdot X_2 \cdot X_5 + 0,3 \cdot X_3 \cdot X_4 + \\ & + 0,4 \cdot X_3 \cdot X_5, \kappa H \cdot m. (\nu = 4,0\%) \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \bar{Y}(Q_{\text{срц}\angle}) = & 33,1 - 8,8 \cdot X_1 + 7,6 \cdot X_2 + 1,3 \cdot X_3 + 1,5 \cdot X_4 - 2,1 \cdot X_1 \cdot X_2 + \\ & + 1,1 \cdot X_2 \cdot X_3 + 1,2 \cdot X_3 \cdot X_4, \kappa H. (\nu = 5,8\%) \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} \bar{Y}(M_{\text{срц}\angle, \text{сормб}}) = & 11,6 + 2,7 \cdot X_1 + 2,3 \cdot X_2 + 0,5 \cdot X_3 - 1,5 \cdot X_1^2 + 0,6 \cdot X_1 \cdot X_2 + \\ & + 0,4 \cdot X_2 \cdot X_3 + 0,4 \cdot X_3 \cdot X_4, \kappa H \cdot m. (\nu = 3,2\%) \end{aligned} \quad (6)$$

Анализируя математическую модель (1), видно, что наибольшее влияние на разрушающую поперечную силу оказывает величина относительного пролёта среза (X_1), затем процент продольного нижнего армирования (X_4), прочность бетона (X_2), количество поперечного армирования (X_3). Количество верхнего продольного армирования не оказывает заметного влияния на исследуемый выходной параметр Q_u .

Так, исследуемый выходной параметр (Q_u) увеличивается по сравнению со средним значением 70,1 кН при:

- уменьшении пролёта среза от $3h_0$ до $1h_0$ на 106%;
- увеличении μ_s от 0,013 до 0,023 на 36%;
- увеличении класса бетона от В15 до В35 на 29%;
- увеличении μ_{sw} от 0,0016 до 0,0045 на 7%.

Наличие положительных знаков при квадратичных эффектах X_1^2 , X_4^2 свидетельствует, соответственно, о том, что при дальнейшем увеличении пролёта среза и количества нижней продольной арматуры

за пределами варьирования значение Q_u незначительно и существенно возрастёт. Отрицательный знак при X_2^2 показывает, что дальнейшее увеличение класса бетона не приведёт к существенному росту Q_u .

Существенно взаимодействуют между собой пролёт среза и класс бетона; количество нижней продольной арматуры с пролётом среза, классом бетона и количеством поперечной арматуры.

Казалось бы, неожиданное относительно малое влияние коэффициента поперечного армирования μ_{sw} на выходной параметр объясняется тем, что в проводимых опытах использовали достаточно большое количество поперечной арматуры ($\varnothing 3, 4, 5$ ВрI с шагом 8,75см.), почти предельное для исследуемых элементов. И значительная часть опытных образцов-балок (около 30%) разрушилась одновременно по наклонным и нормальным сечениям.

Аналогичным образом можно было бы описать модели (2) ... (6).

Графическое изображение влияния исследуемых факторов на указанные выходные параметры представлены на рис. 1,2,3,4,5,6.

Выводы

1. Обработка полученных данных даёт возможность установить четкие и однозначные зависимости указанных параметров от исследуемых факторов, что, в конечном итоге, позволит упорядочить и уточнить существующие [4 - 12] представления о напряженно-деформированном состоянии приопорных участков изгибаемых железобетонных элементов, более полно раскрыть физическую картину работы и предложить более совершенные расчетные модели их сопротивления внешней нагрузке.
2. На первом этапе исследований целесообразно уточнить существующую инженерную методику, позволяющую ручным счётом произвести экспертную оценку прочности наклонных сечений железобетонных элементов на срок действия переходного периода (до выпуска новых национальных Норм).
3. Дальнейшее совершенствование теории расчёта приопорных участков изгибаемых железобетонных конструкций необходимо производить, с одной стороны, на основе деформационного метода, позволяющего с единых позиций производить расчёт их прочности, жёсткости и трещиностойкости. с другой стороны, для решения поставленной задачи следует использовать методы теории пластичности механики железобетона, основанные на современных численных методах.

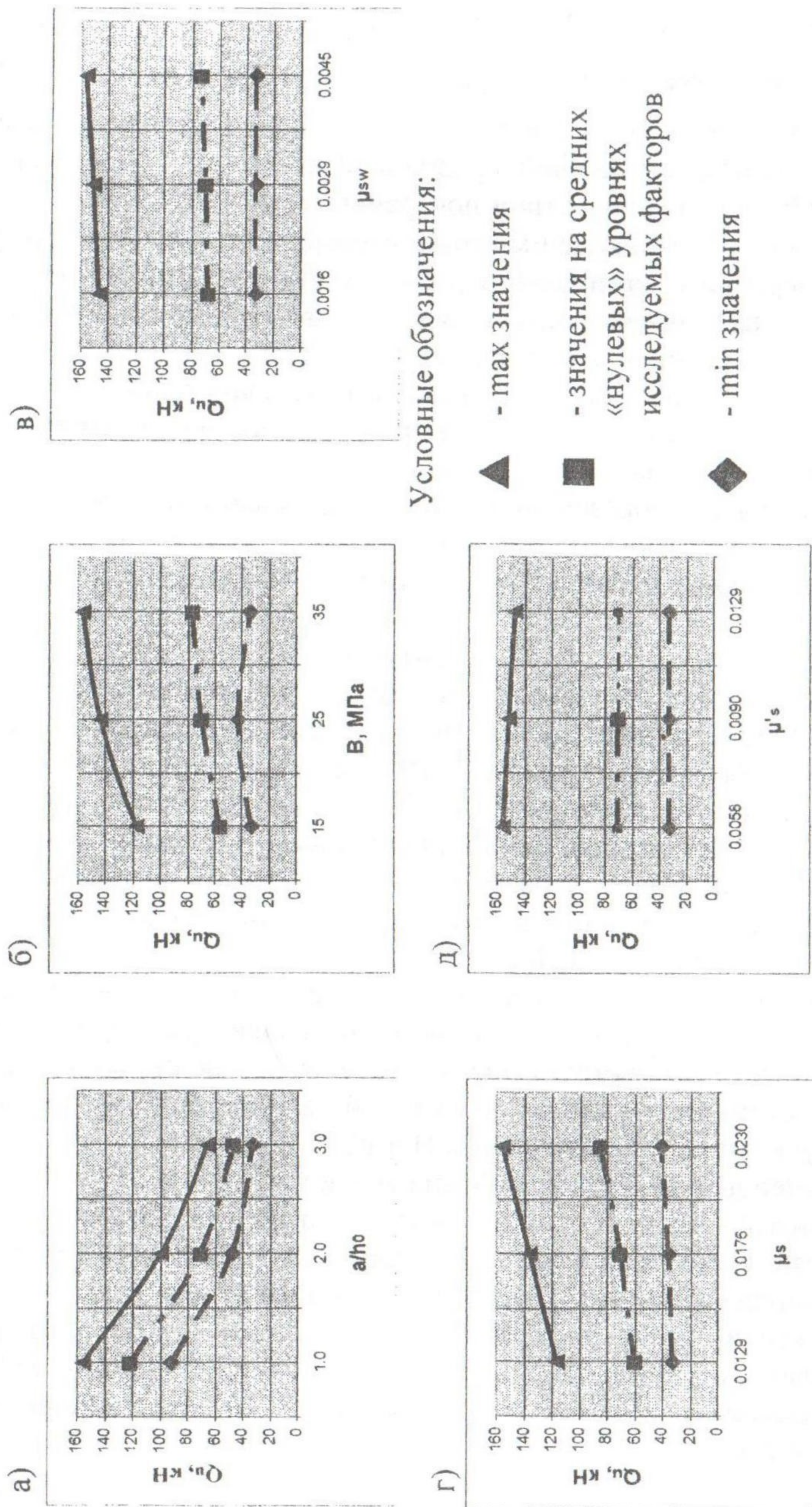


Рис.1. Влияние относительного пролёта среза (а), класса бетона (б), количество поперечного (в), нижнего (г) и верхнего (д) продольного армирования на величину разрушающей поперечной силы.

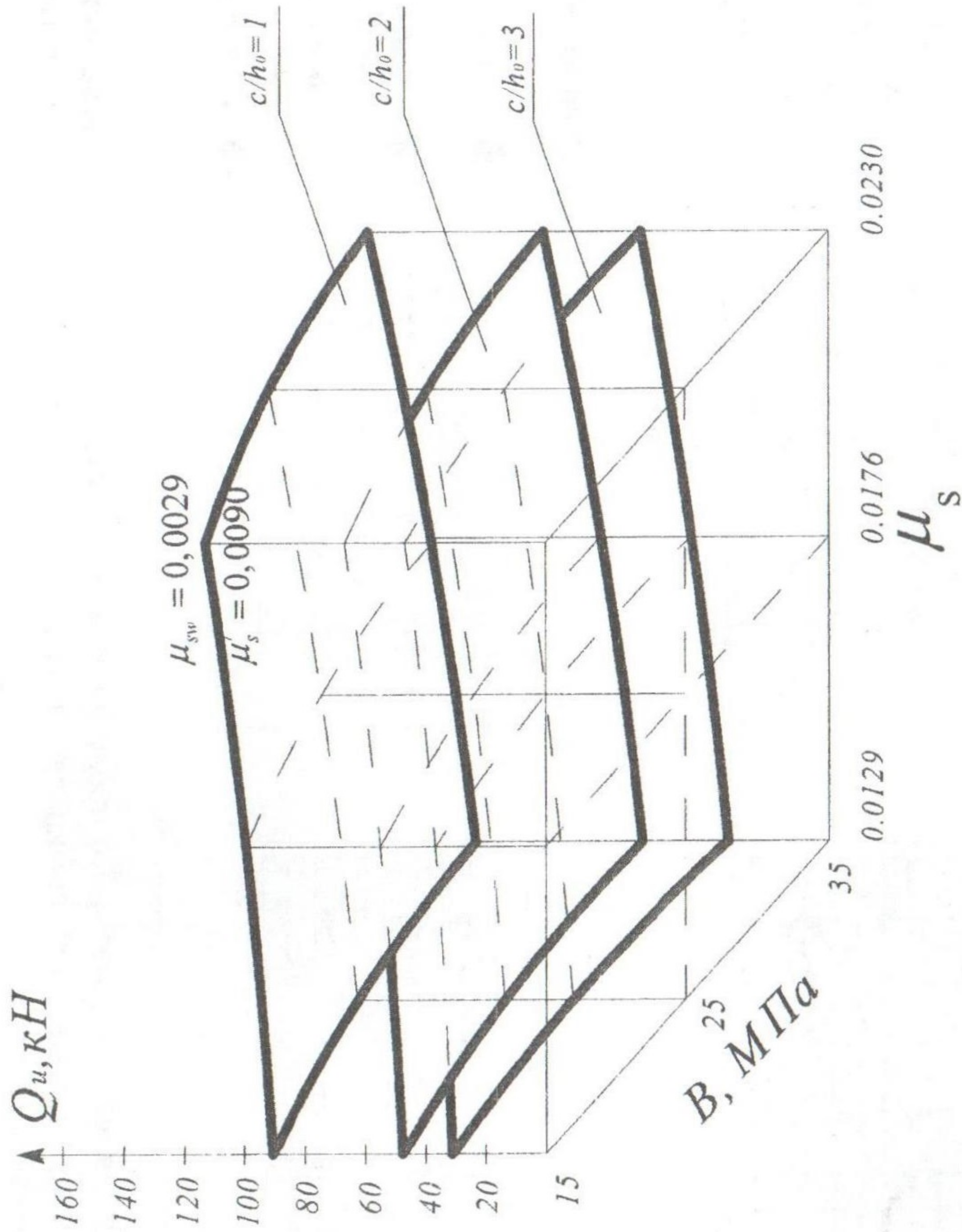


Рис.2. Совместное влияние исследуемых факторов на величину разрушающей поперечной силы.

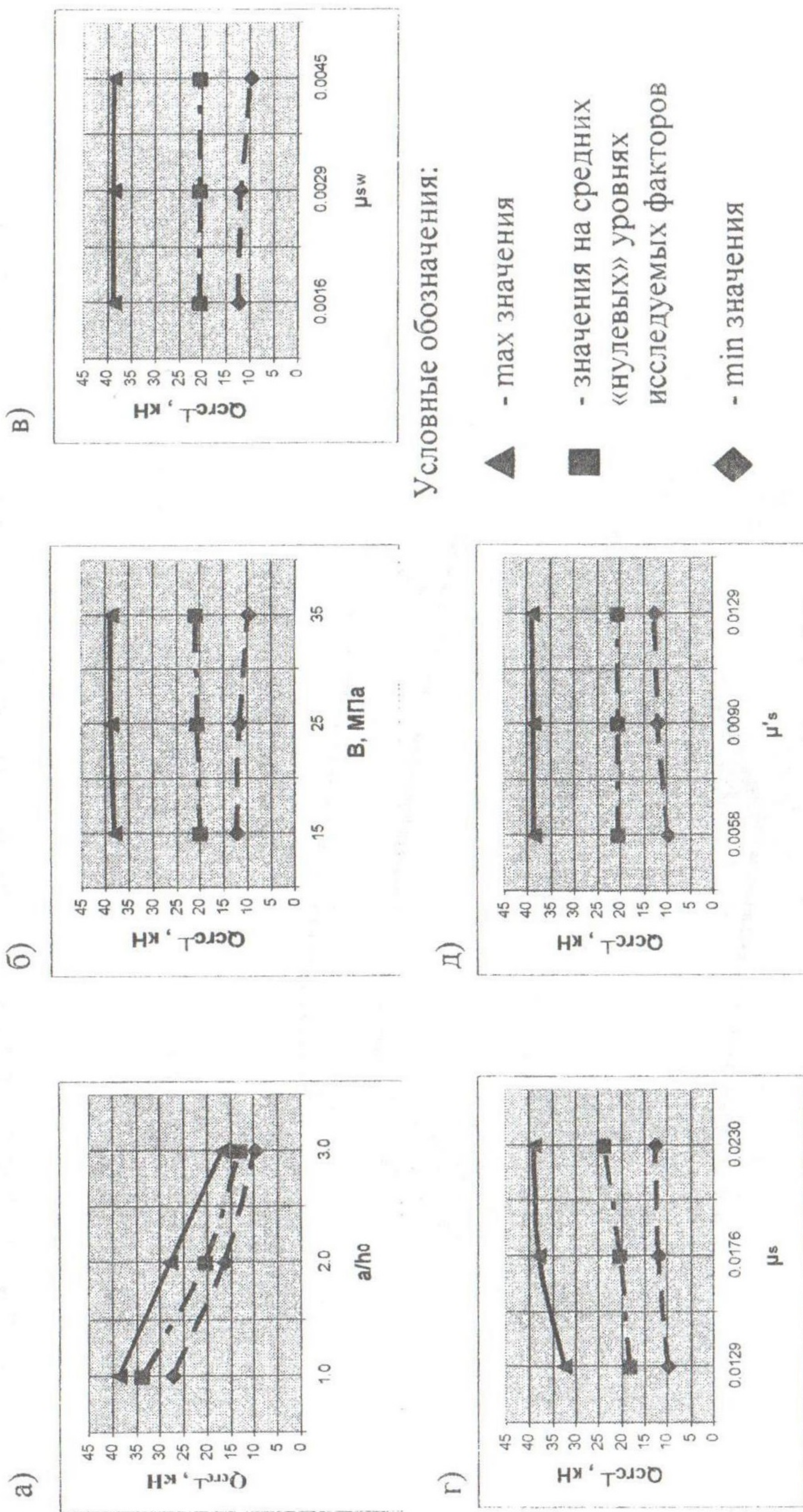


Рис.3. Влияние относительного пролёта среза (а), класса бетона (б), количества поперечного (в), нижнего (г) и верхнего (д) продольного армирования на величину поперечной силы, соответствующую появлению первых нормальных трещин.

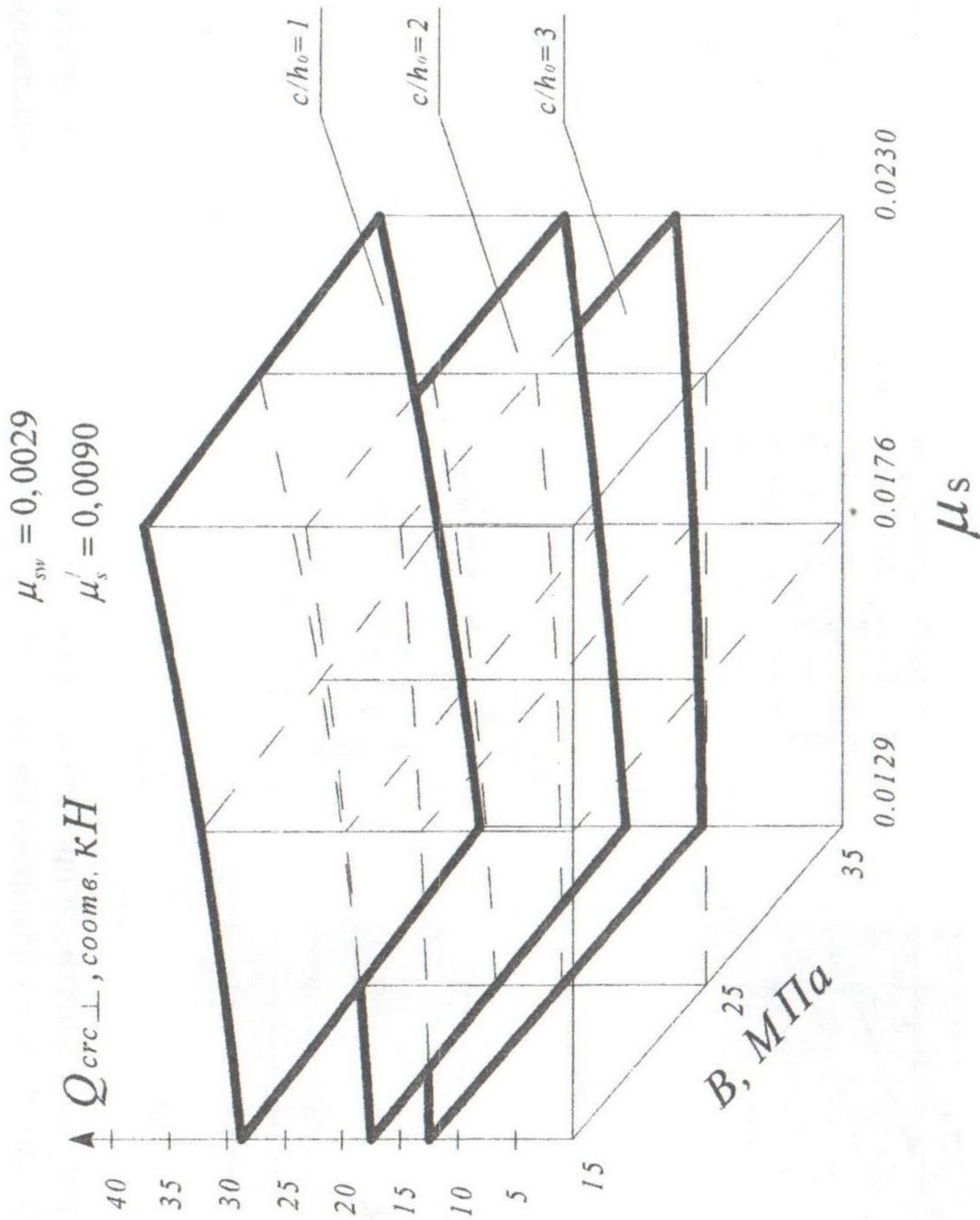


Рис.4. Совместное влияние исследуемых факторов на величину поперечной силы, соответствующую появлению первых нормальных трещин.

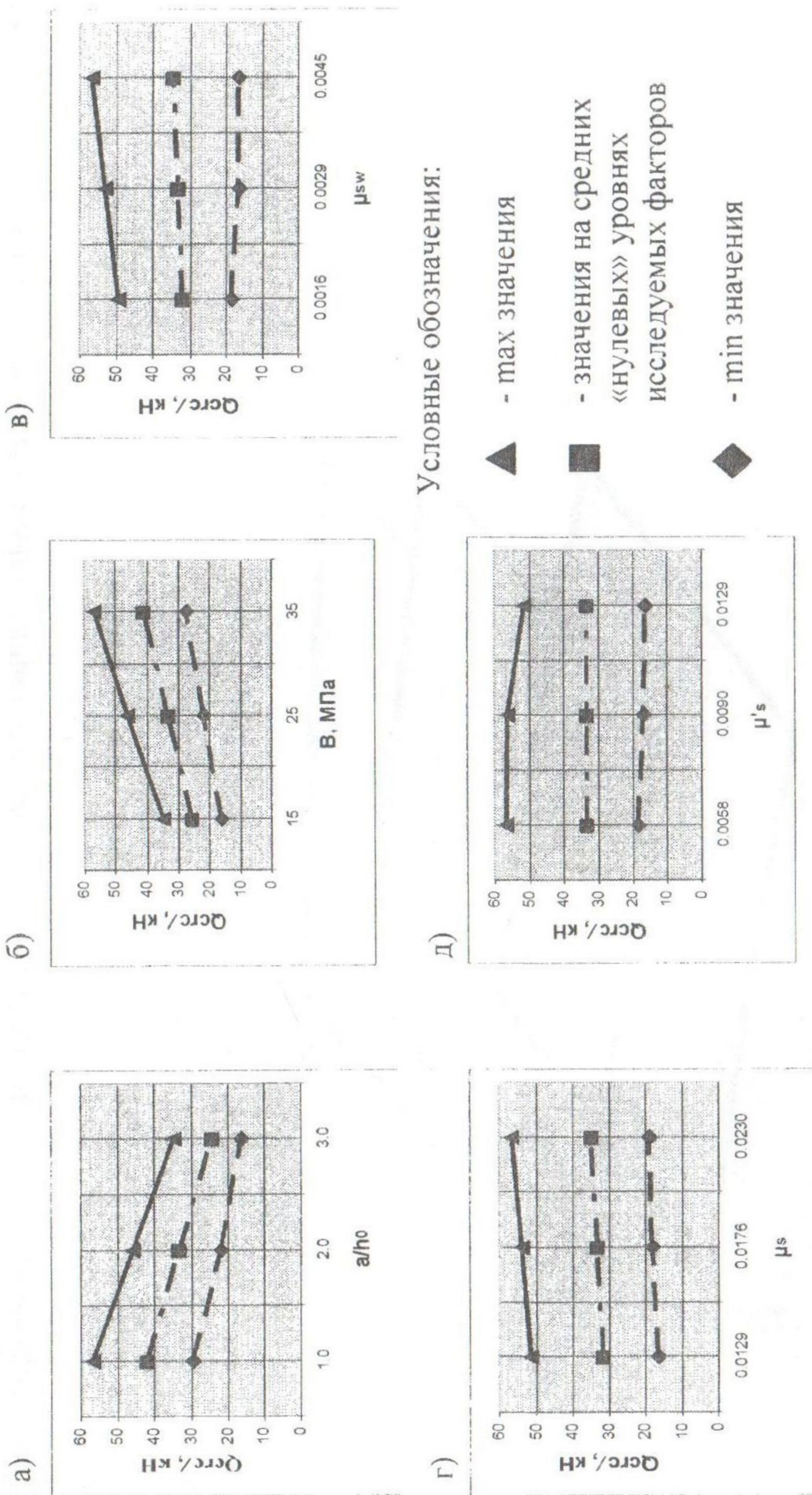


Рис.5. Влияние относительного пролёта среза (а), класса бетона (б), количества поперечного (в), нижнего (г) и верхнего (д) продольного армирования на величину поперечной силы, соответствующую появлению первых наклонных трещин.

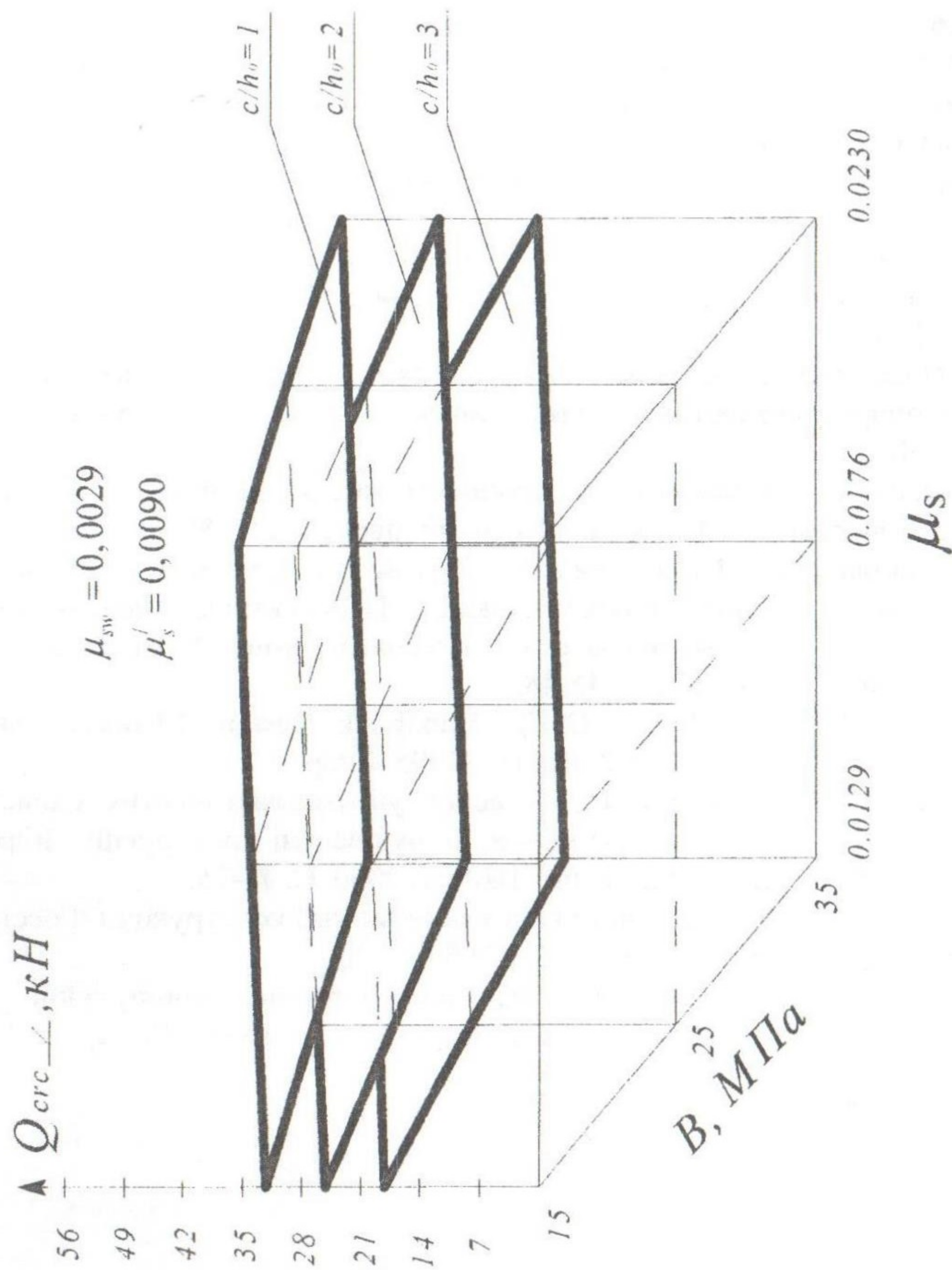


Рис.6. Совместное влияние исследуемых факторов на величину поперечной силы, соответствующих появлению первых наклонных трещин.

Литература

1. Звездов А.И., Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. О новых нормах проектирования железобетонных и бетонных конструкций // Бетон и железобетон. - 2002. - № 2. С. 2 - 6; №3 С. 10-13; №4. С. 16 - 18.
2. Дорофеев В.С., Карпюк В.М., Аветисян А.Г., Крантовская Е.Н., Карпюк Ф.Р., Шепетюк Н.И., Ярошевич Н.Н. О необходимости и постановке системных исследований прочности, трещиностойкости и деформативности приопорных участков железобетонных элементов, испытывающих сложные деформации, с целью уточнения и развития методов их расчета. // Будівельні конструкції/ Зб. наук. праць, вип. 62. -Київ.: НДІБК, 2005. С. 160-167.
3. Вознесенский В.А. Статические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях. - 2-е изд., испр. и доп. - М: Финансы и статистика, 1981, С. 215.
4. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М. : Стройиздат, - 1996. – 416 с.
5. Клованич С.Ф. Механика железобетона в расчетах конструкций. // Будівельні конструкції // Зб. наук. праць, вип. 52 – Київ.: НДІБК, 2000. – С. 107-115.
6. Голишев О.Б. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій і з опору залізобетону / О.Б.Голишев, А.М. Бамбура. – Київ.: Логос, 2004.-340 с.
7. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. – Киев.: Будівельник, 1989. -105 с.
8. Виршилас В.И. , Шнюкшта А.Л. , Кудзис А.П. Статистический анализ прочности балок в наклонных сечениях. // Перспективы развития бетона и железобетона / Материалы к VII Всесоюзн. Конф. – Вильнюс. Изд. Вильнюсского ИСИ, 1972, С.45-48.
9. Concrete Structures Euro – Design Handbook. Design of Concrete Structures to ENN 1992 – Eurocod 2. Berlin, 1995.-308p.
10. Гришин А.В., Гришин В.А. Расчет упругопластических слоистых стержней при сложном нагружении. // Будівельні конструкції/ Збірник наукових праць, випуск 52.- Київ.: НДІБК, 2000. С. 71-75.
11. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции /Госстрой СССР. - М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1985. - 79с.
12. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. Госстрой России.- ГУП “НИИЖБ”, 2003. – 55 с.