

## ІНЖЕНЕРНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ПОПЕРЕДНЬО-НАПРУЖЕНИХ ТАВРОВИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

Дорофєєв В.С., Карпюк В.М., Карп'юк Ф.Р., Шулепа Я.Б.

*(Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса, Україна)*

В результаті виконаного експерименту одержані математичні залежності впливу різних факторів на величину поперечної сили, що сприймається перерізом, довжину проекції небезпечної похилої тріщини  $s_0$ , величину нагельного ефекту  $Q_s$ , а також коефіцієнт  $\varphi_{b2}$ . Приведені результати розрахунку несучої здатності дослідних балок, виконані за рекомендаціями діючого СНиП 2.03.01-84\*, російського СНиП 52.01, Єврокода 2, з використанням вдосконаленої інженерної методики та їхнє порівняння з дослідними даними.

В останні 10-15 років назріла проблема перегляду чинних [1] і створення нових вітчизняних національних норм проектування. І якщо розрахунку нормальних перерізів прогінних залізобетонних конструкцій у літературі присвячено багато, то прогнозу несучої здатності приопорних ділянок - мало. За думкою авторів [2], розробників російських національних норм [3], чисельні пропозиції щодо розрахунку міцності похилих перерізів прогінних залізобетонних конструкцій ще не досягли того рівня, щоб їх можна було прийняти у якості нормативних. У зв'язку з цим в нових російських нормах [3] пішли шляхом спрощення із виразу (66) для  $Q_b$  зникли коефіцієнти  $\varphi_f$  та  $\varphi_n$ , а також понизили значення коефіцієнта  $\varphi_{b2}$  з 2,0 до 1,5, що, в цілому, як видно із порівняння табл. 1, привело до зменшення точності прогнозу несучої здатності похилих перерізів: коефіцієнт варіації  $\nu$  збільшився від 21,9% за [1] до 56,3% за [3], що підтверджує актуальність даної роботи.

Виходячи з цього, на кафедрах залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів ОДАБА були виконані широкомаштабні експериментальні дослідження [4], одержані нові дані про НДС приопорних ділянок попередньо-напружених таврових залізобетонних балок за методикою [5].

Порівняння результатів розрахунків міцності похилих перерізів дослідних балок за різними нормативними методиками з даними експерименту (таблиця) показало незадовільну їхню збіжність.

До завершення розробки і уточнення існуючої деформаційної моделі або інших моделей, заснованих на теорії пластичності залізобетону, експрес оцінку міцності похилих перерізів залізобетонних елементів, що згинаються, уперихідний період рекомендується виконувати за вдосконаленою авторами статті інженерною методикою діючого СНиП 2.03.01-84\*[1], яка базується на адекватних математичних моделях основних параметрів працездатності дослідних балок.

Ці моделі комплексно ураховують дію дослідних факторів і мають достатню інформаційну забезпеченість. Після видалення незначимих і перерахунку тих коефіцієнтів в рівняннях регресії, що залишилися, заміни кодованих змінних на натуральні значення ці моделі перетворюються на звичайні поліноми першої або другої степені, які можна застосувати при такому співвідношенні дослідних факторів:  $c/h_0=0,75...3,25$ ;  $b/f/b=1,75...4,25$ ;  $h/f/h_0=0,14...0,40$ ;  $\mu_{sw}=0,0016...0,0060$ ;  $\sigma_{sp}=0...375$ МПа при середніх значеннях коефіцієнта повздожнього армування ( $\mu_{sw}=0,0024...0,0014$ ).

Відносну довжину проекції похилої тріщини визначаємо за допомогою полінома:

$$\frac{\hat{c}_0}{h_0} = -0.4 + 0.869a/h_0 + 0.00143\sigma_{sp} - 0.0057a/h_0\sigma_{sp} \quad (1)$$

Звідси величина проекції похилої тріщини:

$$\hat{c}_0 = \left( \frac{\hat{c}_0}{h_0} \right) = (-0.4 + 0.869a/h_0 + 0.00143\sigma_{sp} - 0.0057a/h_0\sigma_{sp})h_0 \quad (2)$$

Величина поперечної сили, яка сприймається поперечною арматурою:

$$\bar{Q}_{sw} = c_0 \cdot \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} \quad (3)$$

Причому поперечна арматура, яку пересікає похила тріщина, досягає межі текучості.

Таблиця

Результати порівняння розрахунків несучої здатності похилих перерізів  
попередньо напружених таврових залізобетонних балок  
з експериментальними даними

№ досліду	Експериментальні дані	Розрахункові значення несучої здатності, кН визначені за методикою:			
	Значення математично-руйнуючої поперечної сили $Q_E$ , кН	СНиП 2.03.01-84*	СНиП 52.101-2004 (Росія)	Єврокод-2	з використанням вдосконаленої інженерної методики розрахунку
1	109,65	82,36	68,14	19,30	104.1
2	145,25	118,30	68,14	19,30	143.9
3	95,59	94,30	40,22	7,24	94.3
4	65,43	44,68	40,22	7,24	63.0
5	141,59	118,30	68,14	19,30	142.1
6	97,43	82,36	68,14	19,30	93.8
7	75,65	51,84	40,22	7,24	71.0
8	97,25	86,21	40,22	7,24	94.7
9	146,31	118,30	68,14	19,30	142.2
10	101,15	73,71	68,14	19,30	97.6
11	71,93	51,84	40,22	7,24	69.0
12	92,53	99,70	40,22	7,24	89.1
13	128,75	99,70	40,22	7,24	129.3
14	69,59	50,05	40,22	7,24	67.7
15	105,49	73,90	68,14	19,30	101.4
16	112,09	96,80	68,14	19,30	107.5
17	85,22	68,80	52,94	12,70	82.5
18	118,10	127,80	52,94	12,70	117.3
19	91,23	83,55	52,94	12,70	86.7
20	79,45	83,55	52,94	12,70	78.0
21	91,06	83,55	52,94	12,70	86.3
22	79,62	83,55	52,94	12,70	78.6
23	103,55	97,11	68,14	19,30	94.1
24	70,77	66,59	40,22	7,24	72.6
25	88,95	83,55	52,94	12,70	85.7
26	81,73	80,66	52,94	12,70	79.4
27	85,34	94,61	52,94	12,70	82.5
		$\bar{v}=21,9\%$	$\bar{v}=56,3\%$	$\bar{v}=103,5\%$	$\bar{v}=4,3\%$

Коефіцієнт  $\varphi_{b2}$ , який інтегрально ураховує декілька факторів, для важкого бетону може бути визначений за допомогою залежності:

$$\begin{aligned} \hat{\varphi}_{b2} = & 1.92 + 0.522a/h_0 - 0.17b'_f/b + 0.22h'_f/h_0 + \\ & + 200.56\mu_{sw} - 0.0478\sigma_{sp} + 0.0528a/h_0^2 - 0.63a/h_0h'_f/h_0 - \\ & - 193.28a/h_0\mu_{sw} + 0.0044a/h_0\sigma_{sp} + 16.67b'_f/b\mu_{sw} + \\ & + 0.0027b'_f/b\sigma_{sp} + 0.045h'_f/h_0\sigma_{sp} + 4.84\mu_{sw}\sigma_{sp} \end{aligned} \quad (4)$$

Коефіцієнти  $\varphi_f$  та  $\varphi_n$ , як підтвердили експериментальні дослідження, доцільно визначити за [1]:

$$\varphi_f = 0.75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} \quad (5)$$

$$\varphi_n = 0.1 \frac{P}{R_{bt}bh_0} \quad (6)$$

Поперечна сила, яка сприймається бетоном:

$$\hat{Q}_b = \frac{\hat{\varphi}_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \times b \times h_0^2}{e} \quad (7)$$

Величина нагельного ефекту, що сприймаються повздовжньою арматурою:

$$\begin{aligned} \hat{Q}_s = & 12.0 - 2.264a/h_0 - 1.8b'_f/b - 9.995h'_f/h_0 - 444.44\mu_{sw} + \\ & + 0.207\sigma_{sp} - 4.176a/h_0h'_f/h_0 + 470.007a/h_0\mu_{sw} - \\ & + 0.0315a/h_0\sigma_{sp} + 9.999b'_f/bh'_f/h_0 - 166.668b'_f/b\mu_{sw} - \\ & - 1234.454h'_f/h_0\mu_{sw} + 0.2976h'_f/h_0\sigma_{sp} - 33.498\mu_{sw}\sigma_{sp}, kH \end{aligned} \quad (8)$$

Величина руйнуючої поперечної сили по похилій тріщині:

$$\left[ \hat{Q} \right] = \hat{Q}_s + \hat{Q}_b + \hat{Q}_{sw} \quad (9)$$

Вплив дослідних факторів на вихідний параметр  $\varphi_{b2}$  показано на рис.1. Як видно з математичної моделі (4),  $\varphi_{b2}$  найбільше залежить від

коефіцієнта поперечного армування ( $\mu_{sw}$ ), і відношення ширини звісів полиці до товщини ребра ( $b'_f / b$ ) (рис. 2, 3).

### **Висновки**

1. Порівняння результатів розрахунків несучої здатності похилих перерізів за нормативними методиками з експериментальними даними показало незадовільну їхню збіжність (табл.1).
2. На перехідний період до становлення деформаційного методу доцільне використання за пропонованої інженерної методики для прогнозу міцності похилих перерізів ЗБК.
3. Для випадків складного навантаження балок бажано розвивати деформаційну модель їхньої роботи, застосовувати сучасні методи механіки залізобетону з урахуванням його пластичних та пружно-пластичних властивостей.

### **Література**

1. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. - 79с.
2. 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.
3. СП 52-101-2004. Бетонные и железобетонные конструкции. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. Госстрой России.- ГУП "НИИЖБ", 2004. - 55с
4. Дорофеев В.С., Карлюк В.М., Аветисян А.Г., Крантовская Е.Н., КарпюкФ.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.
5. Вознесенский В.А. Статические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях. - 2-е изд., испр. и доп. - М: Финансы и статистика, 1981, С. 215.
6. ENV 1992-1-1: Eurocod 2; Design of Concrete Structures. Part 1; General rules and Rules for Buildings. European Prestandart. June, 1992.

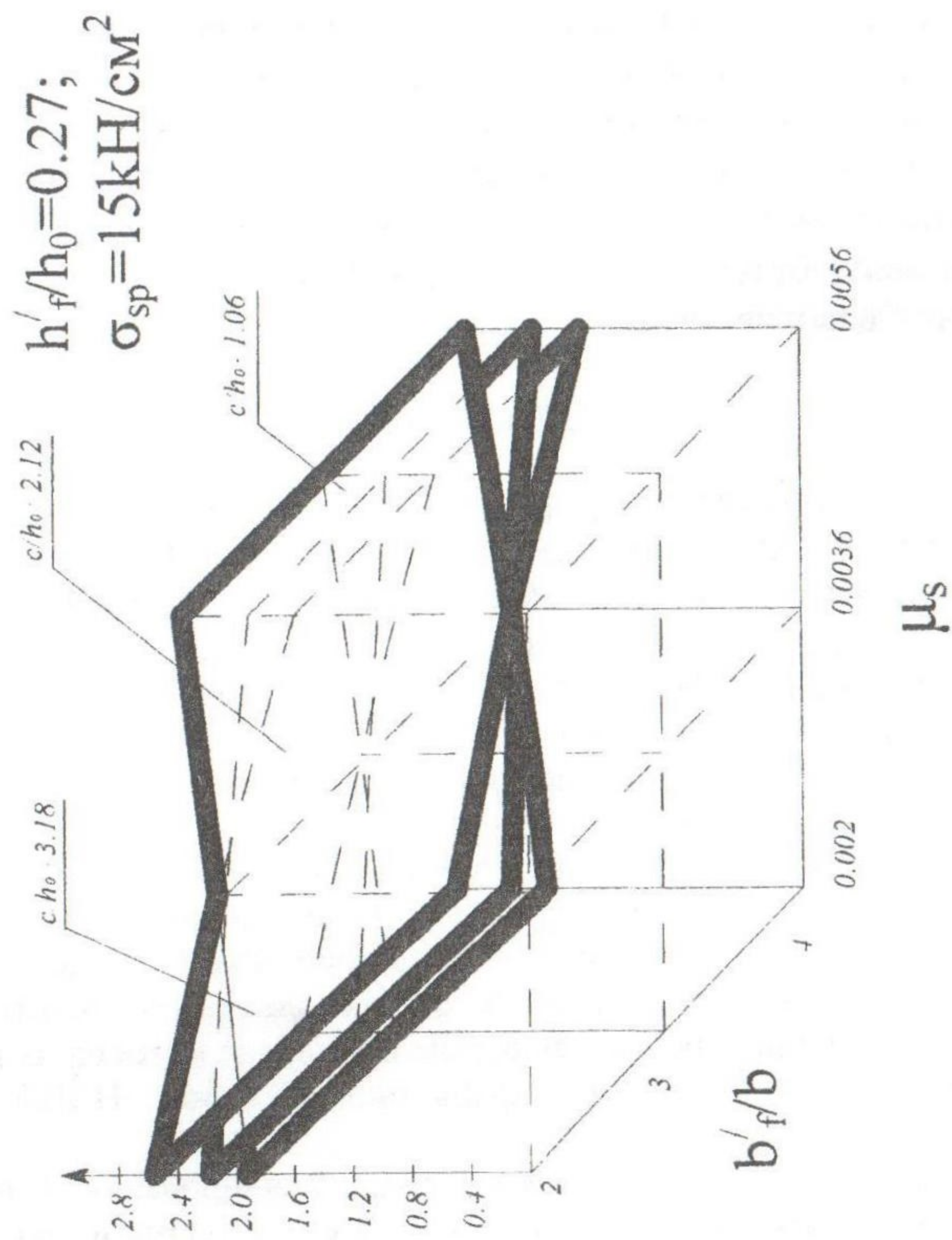


Рис. 1. Сумісний вплив факторів (відносного прогону зрізу  $c/h_0$ , відношення зв'язів полицки  $b'_f/b$ , та поперечного армування  $\mu_{sw}$ ) на величину коефіцієнта  $\phi_{b2}$ , який інтегрально уявляє вид, напружений стан бетону і м'язивої сили зчеплення

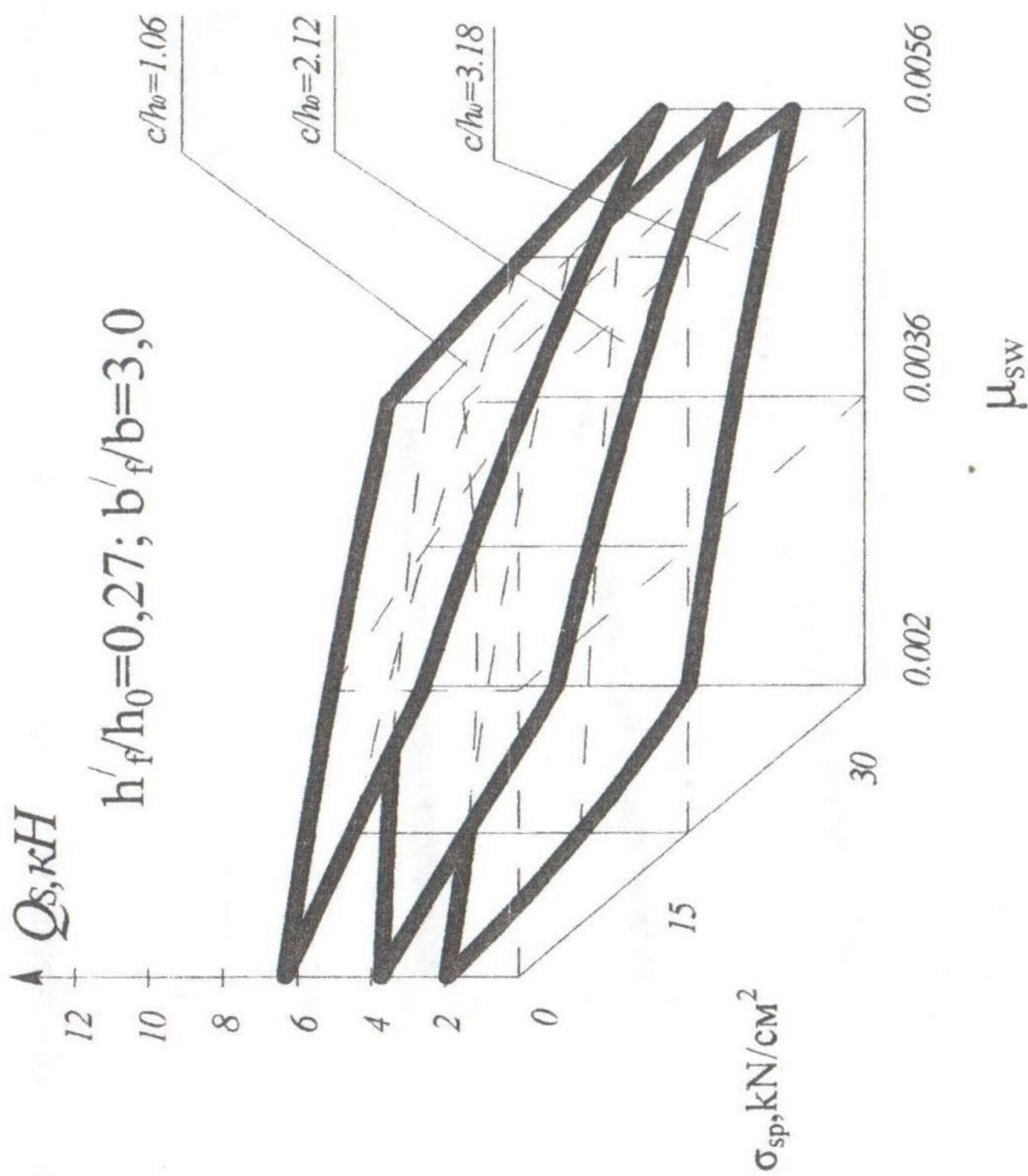


Рис.2. Сумісний вплив факторів (відносного прогону зрізу  $c/h_0$ , поперечного армування  $\mu_{sw}$  та величини попереднього напруження  $\sigma_{sp}$ ) на величину нагельного ефекту  $Q_s$  що сприймається повздовжньою арматурою.

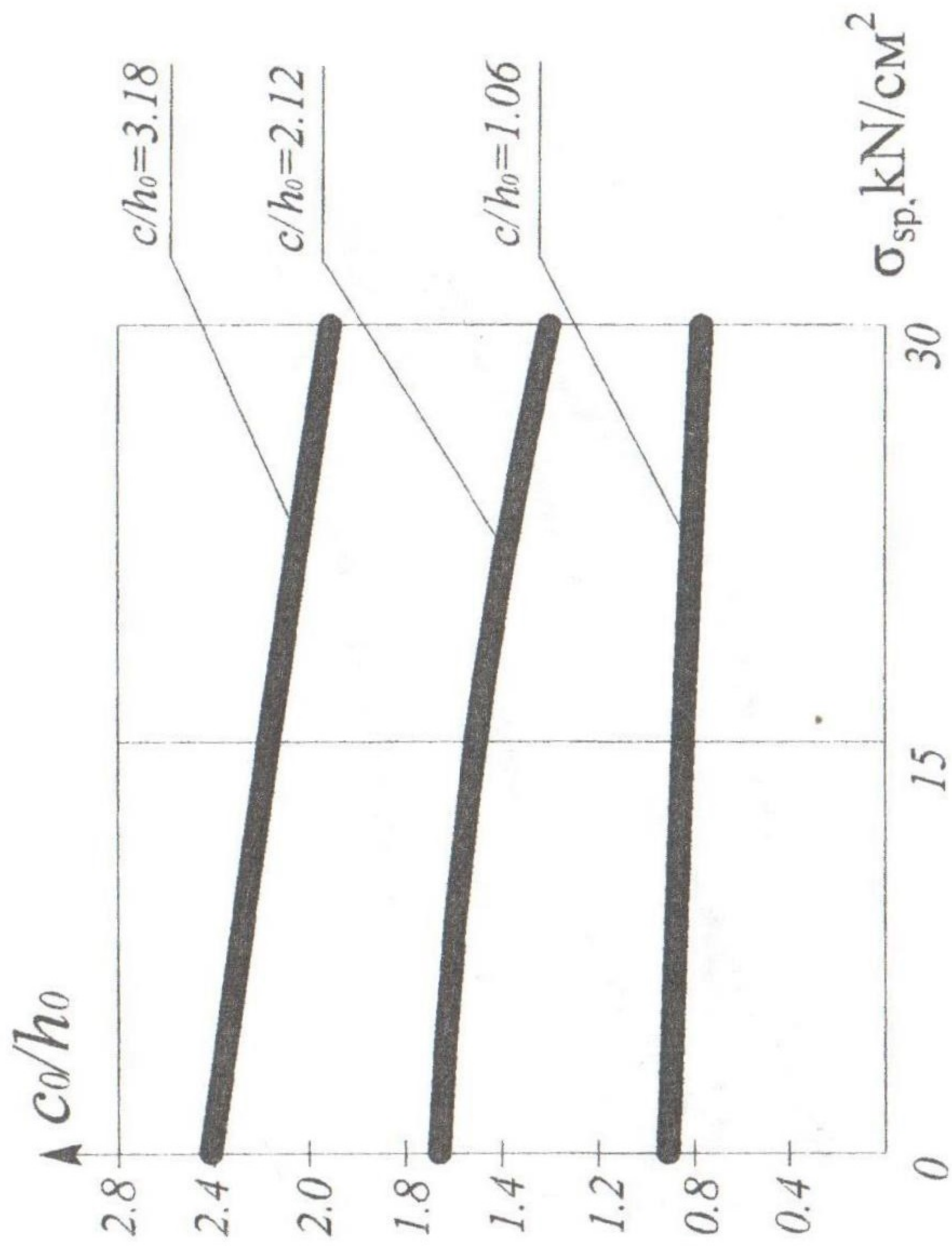


Рис.3. Сумісний вплив факторів (відносного прогону зрізу  $a/h_0$  та величини попереднього напруження  $\sigma_{sp}$ ) на величину  $c/h_0$