

УДК 519. 642: 624. 0446 624. 15

**А. С. Моргун, д. т. н., проф.; І. М. Меть****ВРАХУВАННЯ ПЕРЕРОЗПОДІЛУ ЗУСИЛЬ ПІД ЧАС ДОСЛІДЖЕННЯ  
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СУМІСНОЇ РОБОТИ  
СИСТЕМИ "ОСНОВА – ФУНДАМЕНТ – БУДІВЛЯ"**

*Проаналізовано вплив сумісної роботи системи "основа – фундамент – будівля" на перерозподіл внутрішніх зусиль у надземній частині.*

***Ключові слова:** напружено-деформований стан, числове моделювання, перерозподіл зусиль, осідання опор.*

**Вступ**

Традиційний розрахунок зусиль у статично визначених конструкціях базується на тому, що конструктивні елементи ідеально пружні та їхні жорсткості не залежать від величини й тривалості дії сили, а також на тому, що незначні деформації дозволяють рахувати незмінними геометричні величини, які входять в умови рівноваги.

У залізобетонних конструкціях спостерігаються, крім пружних деформацій, також деформації непружні: текучості, повзучості, усадки, температурні, зміщення опор та інші.

Через це напружено-деформований стан (НДС) будівель як в умовах експлуатації, так і на межі несучої спроможності суттєво відрізняється від стану, визначеного із розрахунку цієї ж системи як пружної. При рості навантажень, пропорційних одному параметру, НДС системи зростає в більшості випадків непропорційно цьому параметру. Співвідношення між різними напруженнями та деформаціями змінюються в доволі широких межах. Непружні деформації призводять до перерозподілу зусиль, який нерідко здійснює значний вплив на несучу здатність конструкцій, жорсткість і тріщиностійкість.

Перерозподіл зусиль призводить до підвищення несучої здатності системи, тому врахування цього розподілу може допомогти зекономити матеріали. З іншої сторони, непружні деформації наземної та підземної частини будівель, утворення тріщин, ковзання частинок ґрунту, як правило, знижують жорсткість. Зумовлена цим явищем затримка росту зусиль у одних елементах, за рахунок прискореного росту зусиль в інших, може мати наслідки як утворення, так і запобігання утворенню тріщин чи їх розкриття. Отже, врахування перерозподілу зусиль сприяє більш точній оцінці експлуатаційних якостей системи й може вказувати на доцільність заходів, що покращують властивості елементів системи для підняття жорсткості та тріщиностійкості.

Аналітичне рішення проблеми взаємовпливу складових системи отримати доволі складно, оскільки потрібно враховувати багато факторів: жорсткісні характеристики споруди, міцнісні та деформативні характеристики ґрунтів активної зони, реологію ґрунтів, історію навантаження масиву ґрунту, а також активні зони фундаментів будівель, які розташовані поряд.

**Постановка завдання, визначальні співвідношення**

Для розгляду завдання залучено механіку суцільних середовищ і числовий метод скінчених елементів (МСЕ).

Проведено розрахунки епюр  $M$ ,  $Q$ ,  $N$ , шести варіантів плоского залізобетонного каркасу будівель (рис. 1) за класичним методом переміщень та порівняно з результатами їх розрахунку за ПК "Ліра" на: а) власну вагу, б) одночасну дію власної ваги та вимушених осідань опор. Жорсткість залізобетонних стійок квадратного перерізу (30 см × 30 см)  $EI = 2025 \text{ т}\cdot\text{м}^2$ , жорсткість ригеля прямокутного перерізу (30 см × 37,8 см)  $EI = 4050 \text{ т}\cdot\text{м}^2$ .

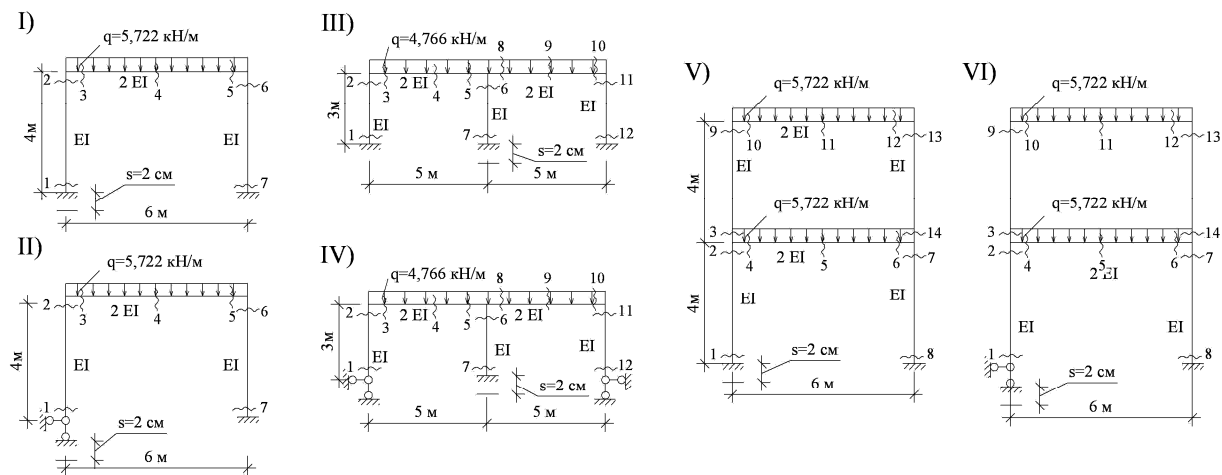


Рис. 1. Варіанти розглянутих розрахункових схем каркасів і характерні перетини

На рис. 1 у схемах I і II розглянуто поведінку одноповерхової однопролітної рами в різних умовах закріплення лівої стійки (жорстке, шарнірне) під час її вимушеного осідання. У схемах III і IV досліджено одноповерхові двопролітні рами з різними видами закріплення крайніх стійок і під час вимушеного осідання середньої опори. У схемах V та VI проаналізовано перерозподіл зусиль під час вимушеного осідання лівої опори від 2 до 8 см з кроком 2 см.

Результати розрахунків епюр згинальних моментів  $M$  (кН·м), поперечних сил  $Q$  (кН), поздовжених сил  $N$  (кН) зведено в таблиці, аналогічній табл. 1 даних розрахунків для першої схеми (рис. 1, I). У таблиці в чисельнику наведено значення епюр  $M$ ,  $Q$ ,  $N$  з урахуванням вимушеного осідання опор, у знаменнику – величини епюр  $M$ ,  $Q$ ,  $N$  без врахування вимушеного осідання опор. Отже, результат такого відношення характеризував картину зміни відповідного зусилля ( $M$ ,  $Q$ ,  $N$ ) для кожного характерного перетину, відтворюючи картину перерозподілу зусиль у більшу чи меншу сторону. Таке відношення слугує своєрідною частинною похідною (градієнтом) функції зміни епюри  $M$ ,  $Q$  або  $N$  по відношенню до розрахунку рамного каркасу без врахування роботи підземної частини будівлі. Саме цей градієнт (співвідношення) дає загальну характеристику поведінки досліджуваної функції (зміни  $M$ ,  $Q$ ,  $N$ ) біля конкретного характерного перетину. Його напрямок показує напрям найшвидшого зростання чи зменшення функції ( $M$ ,  $Q$ ,  $N$ ).

Результати досліджень зміни внутрішніх зусиль для схем подано на рис. 2, 3, 4. Згинальний момент у жорстко закріпленій осідаючій колоні (I схема) зростає в 3,82 раза, у крайній колоні та

ригелі – в 1,27 раз, також спостерігається перерозподіл поздовженої сили N – зменшення до 0,73 від початкового значення в осідаючій колоні та відповідно на 27% N збільшується в кутовій стійці.

Таблиця 1

Дані розрахунків M, Q, N для першої схеми

N характерного перетину	M з урахуванням осідання		Q з урахуванням осідання		N з урахуванням осідання	
	M з урахуванням осідання	M без урахування осідання	Q з урахуванням осідання	Q без урахування осідання	N з урахуванням осідання	N без урахування осідання
1	19,9	5,29 = 3,88	-3,893	-3,854 = 1,01	-12,464	-17,161 = 0,73
2	4,403	-10,287 = -0,43	-3,893	-3,854 = 1,01	-12,464	-17,161 = 0,73
3	4,403	-10,287 = -0,43	12,459	17,161 = 0,73	-3,924	-3,854 = 1,02
4	8	15,465 = 0,52	-4,707	0 = 0	-3,924	-3,854 = 1,02
5	-25,134	-10,287 = 2,44	-21,873	17,161 = 1,27	-3,924	-3,854 = 1,02
6	-25,134	-10,287 = 2,44	3,891	3,854 = 1,01	-21,868	-17,161 = 1,28
7	-9,951	5,129 = -1,87	3,891	3,854 = 1,01	-21,868	-17,161 = 1,28

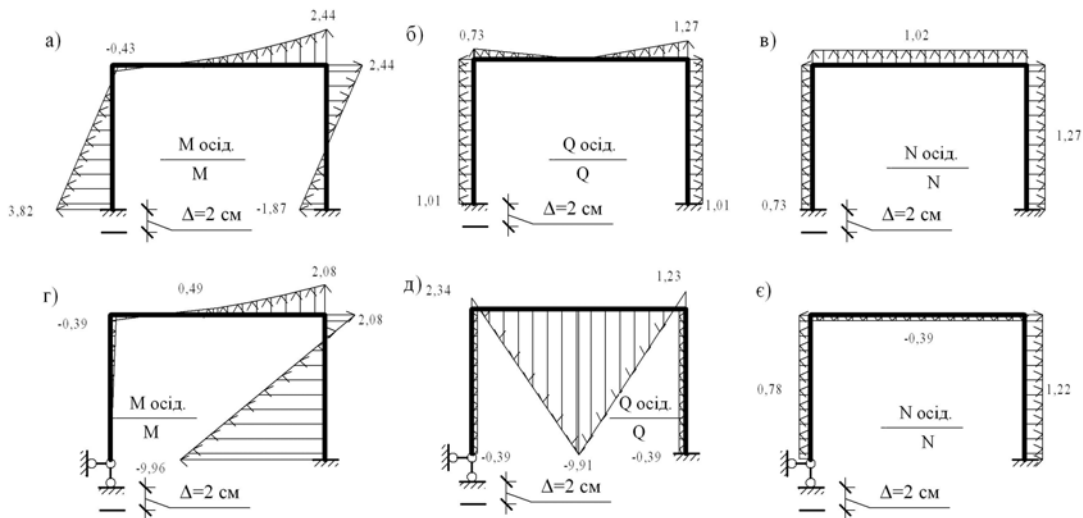


Рис. 2. Градієнти зміни внутрішніх зусиль (M, Q, N): а, б, в – для варіанту схеми I; г, д, е – для варіанту схеми II

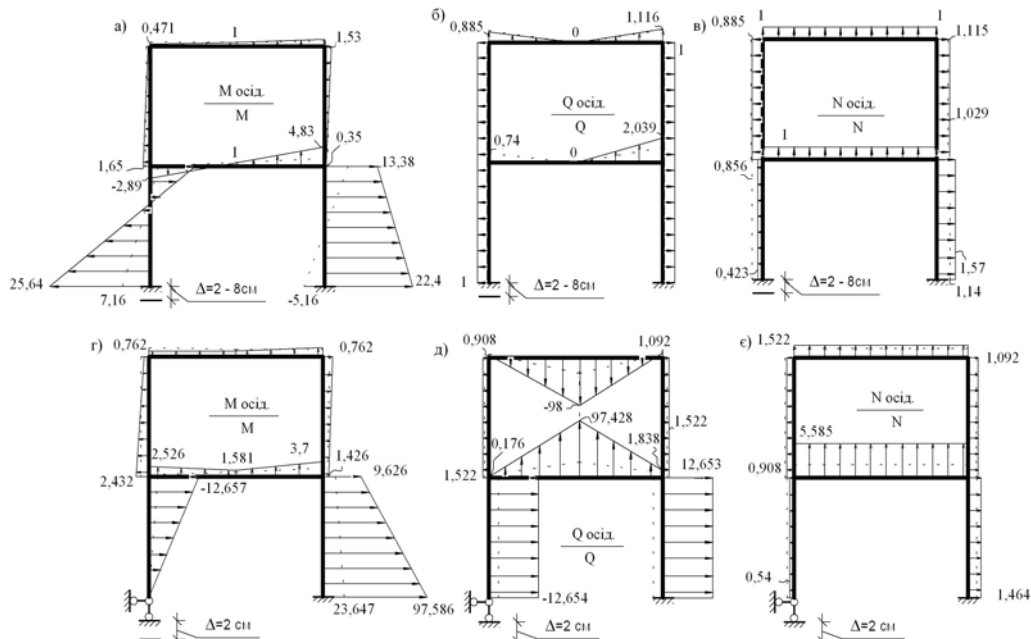


Рис. 3. Градієнти зміни внутрішніх зусиль (M, Q, N): а, б, в – для варіанту схеми V; г, д, е – для варіанту схеми VI

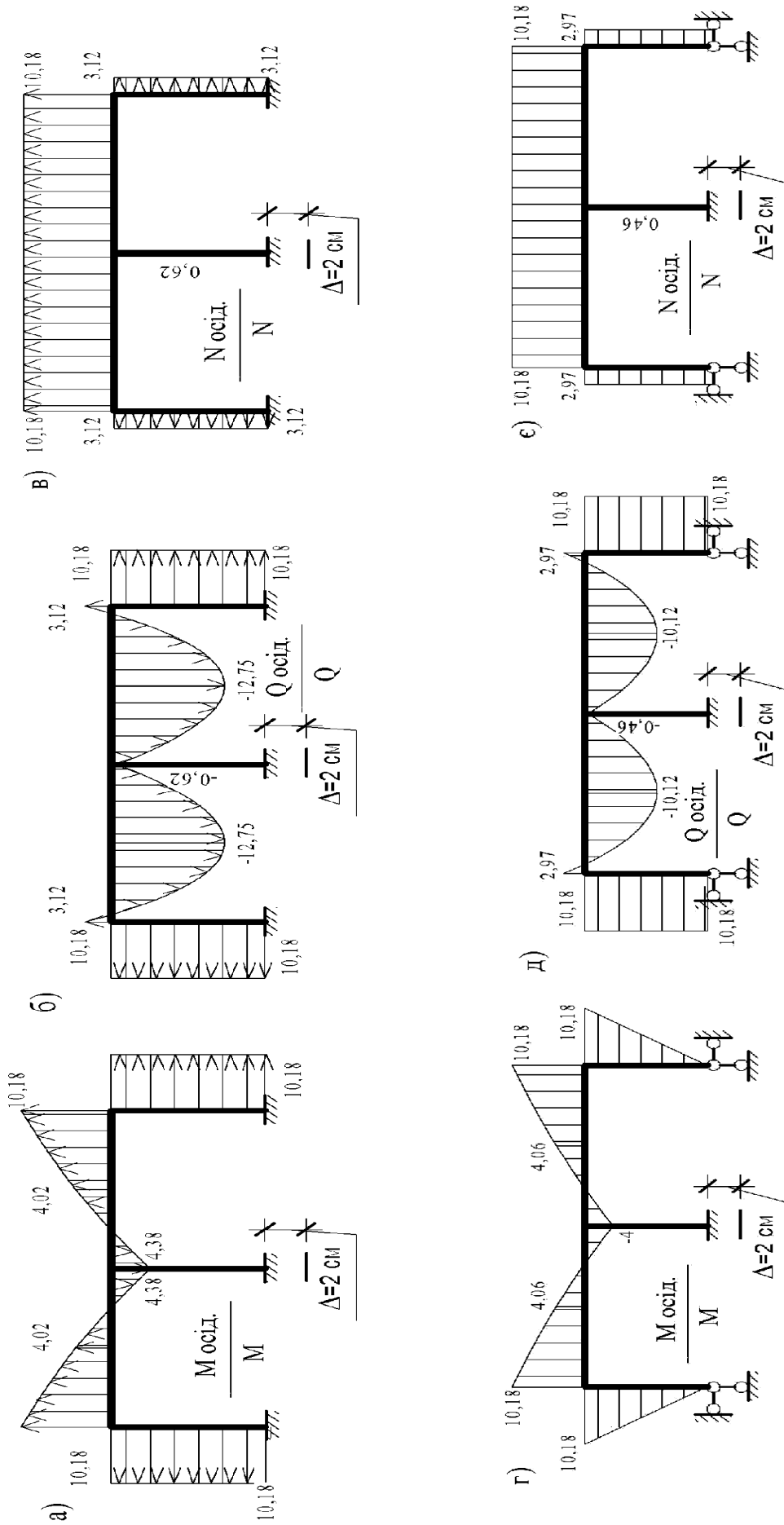


Рис. 4. Градієнт зміни внутрішніх зусиль (M, Q, N): а, б, в – для варіанту схеми Ш; г, д, е – для варіанту схеми IV

Осідання шарнірно опертої колони (схема II, рис. 2 г, д, є) збільшує згинальний момент у 9,96 разів,  $Q$  в ригелі – в 9,91 раза. Картина перерозподілу  $N$  практично ідентична схемі I – зменшення  $N$  в осідаючій лівій колоні на 22% і таке ж збільшення  $N$  в крайній протилежній колоні.

Осідання середньої колони на 1 см (схеми III, IV, рис. 4) призводять до різкого збільшення в 10,1 раза  $M$  в крайніх колонах як при жорсткому, так і при шарнірному їх закріпленні. Спостерігається в 10,18 раза збільшення  $Q$  в крайніх колонах та в 12,75 – 10,12 разів зростання  $Q$  в ригелях при обох видах закріплення. Зростає  $N$  в крайніх стійках приблизно в 3 рази та в ригелі – в 10,18 разів.

На рис. 3 а, б, в (схема V) наведено динаміку перерозподілу зусиль під час осідання лівої опори від  $\Delta = 2$  см до  $\Delta = 8$  см. Спостерігається різке збільшення згинальних моментів у стійках першого поверху при  $\Delta = 2$  см – у 5 – 7 разів, при  $\Delta = 8$  см – у 26 – 23 рази. Величина осідання лівої опори від 2 см до 8 см на згинальні моменти другого поверху впливає слабо (лише в 1,53 раза). Осідання лівої опори збільшує поперечну силу в ригелях (приблизно в 2 рази) та зменшує поздовжену силу  $N$  у лівій стійці, яка осідає до 0,43 від початкової величини (при  $\Delta = 2$  см) до 0,86 ( $\Delta = 8$  см). у протилежній колоні збільшується від 1,14 при  $\Delta = 2$  см до 1,57 при  $\Delta = 8$  см.

У схемі VI результати числового розрахунку фіксують різке збільшення згинального моменту  $M$  у неосідаючій, жорстко закріпленій колоні та поперечної сили  $Q$  в ригелях як 1-го, так і 2-го поверхів, поздовжена сила  $N$  у просідаючих колонах як першого, так і другого поверху зменшується до 46% і на стільки ж збільшується в неосідаючій колоні.

### Висновки

1. Перерозподіл зусиль поздовженої сили  $N$  практично не залежить від виду закріплення колон (жорстке чи шарнірне) та сприяє зменшенню  $N$  в осідаючих колонах, перекидаючи зусилля  $N$  на крайні неосідаючі колони на таку ж величину, на скільки вони зменшуються в осідаючих колонах.
2. Найбільший перерозподіл згинального моменту  $M$  у двоповерховому каркасі виникає в колонах та ригелі першого поверху, мало впливаючи на елементи другого поверху.
3. Проектування споруд з урахуванням перерозподілу зусиль є актуальним для сьогодення, оскільки дозволяє найбільш ефективно використовувати матеріали, бо їхня кошторисна вартість увесь час зростає.

### СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Бартоломей Л. А. Прогноз осадок сооружений с учетом совместной работы основания, фундамента и надземных конструкций / Л. А. Бартоломей; Перм. гос. техн. ун - т. – Пермь: Б. и., 1999. – 148 с.: ил. – ISBN 5881512103:40.
2. Городецкий А. С. Информационные технологии расчёта и проектирования строительных конструкций / Городецкий А. С., Шмуклер В. С., Бондарев А. В.; учебное пособие. – Харьков: НТУ ХПИ, 2003. – 889 с. – ISBN 966-664-084-8.
3. Моргун А. С. Аналіз впливу пружнопластичних деформацій ґрунтів основи на перерозподіл зусиль у багатоповерхових будівлях / А. С. Моргун, І. М. Меть // Збірник наукових праць ІнБТЕГП. Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – 2009. – № 6. – С. 27 – 32.

**Моргун Алла Серафимівна** – доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри промислового та цивільного будівництва, ІнБТЕГП, тел. 59-82-10, e-mail: [alla@proft.com.ua](mailto:alla@proft.com.ua).

**Метє Іван Миколайович** – аспірант кафедри промислового та цивільного будівництва, ІнБТЕГП, e-mail: [van.met@mail.ru](mailto:van.met@mail.ru).

Вінницький національний технічний університет.