

Рис. 4 Середній запас за формулою Л.І. Онищика з урахуванням коефіцієнту  $A$  за формулою (3)

Обчислення конструктивного коефіцієнту за формулою з норм, в якому значення  $A$  залежить тільки від межі міцності цегли на стиснення і коефіцієнтів (які враховуються від виду кладки), не правильно тому, що при одній і тій же самій міцності цегли і розчину можна отримати міцність кладки, яка відрізнятиметься між собою в 3 рази.

#### ВИСНОВКИ

1. Уточнено значення коефіцієнта  $n$ , який входить до виразу знаменника формули проф. Л.І. Онищика, для старої цегляної кладки.
2. Уточнений конструктивний коефіцієнт  $A$ , який враховується при визначенні міцності цегляної кладки при дії короточасного стискаючого навантаження.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. Андрух С.Л. Методы по определению прочности и обследованию каменных конструкций / С.Л. Андрух // Вісник Сумського національного аграрного університету (серія Будівництво). – Суми, 2003. – Вип. 9. – С. 5 – 6.
2. ДСТУ Б В.2.7-61-97. Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови. – К.: Держкоммістобудування, 1997. – 33 с.
3. Пат. 27391 Україна, МПК51 G01N 3/08 Спосіб визначення міцності цегляної кладки: Пат. 27391 Україна, МПК51 G01N 3/08 / Андрух С.Л.; Заявн. Андрух С.Л. – u200707523; Заяв. 04.07.2007; Опубл. 10.01.2008, Бюл. № 1. – 4 с.
4. Рекомендации по обследованию и оценке технического состояния крупнопанельных и каменных зданий // ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: 1988. – 57 с.

УДК 624.042:624.016

### МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БЕЗКАПІТЕЛЬНИХ ВУЗЛІВ МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ ІЗ СТАЛЕБЕТОННИМИ КОЛОНАМИ

Гасенко А.В., Пігуль О.В., Маган І.В.

**Постановка проблеми у загальному вигляді.** У останні роки сталобетонні колони все більш частіше застосовуються як конструктивний стиснутий елемент у збірному монолітних залізобетонних каркасах цивільних та промислових будівель. Це можна пояснити вдалим поєднанням сталі та бетону так як виникають взаємовигідні умови для їх роботи під навантаженням [7]. Бетонне ядро підвищує місцеву стійкість і несучу здатність металевої оболонки та відпадає необхідність захищати її від корозії з

внутрішньої сторони. Металева оболонка створює сприятливі умови для твердіння бетонної суміші, уповільнює утворення мікротріщин у бетоні при дії граничних зусиль чим зумовлює об'ємний напружений стан бетонного осердя, захищає бетон від зовнішніх механічних впливів. Проста технологія виготовлення, забезпечення високої швидкості будівництва при зведенні збірномонолітних будівель, значна економія металу за рахунок підвищення загальної несучої здатності конструкції застосовуючи бетон, більша порівняно із металевими конструкціями вогнестійкість роблять сталобетонні колони особливо вигідними [2].

**Аналіз останніх досліджень та публікацій.** Проектування безбалкових залізобетонних монолітних перекриттів ведеться вже останні 30...40 років. Для поєднання перекриття із залізобетонними колонами та забезпечення жорсткості рами всієї будівлі використовують збірні чи монолітні капітелі. Проте використання капітелей у житлових приміщеннях має досить низький естетичний та технологічний рівень.

Вузли поєднання трубобетонних колон з іншими елементами будівлі (бази та оголовки колон, консолі для спирання балок), розробляються сучасними науковими школами. Існує ряд досліджень роботи трубобетонних конструкцій [4], напружено-деформованого стану вузлів конструкцій та місць концентрації напружень в них [3]. Розрахунок і конструювання вузлів сталобетонних конструкцій на сьогодні розроблені недостатньо, що сповільнює впровадження їх у практику будівництва. Проектування цих конструкцій ведеться в основному згідно з діючими СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции" та посібників до них. За останні десятиліття проводяться дослідження напружено-деформованого стану вузлів поєднання сталобетонних колон прямокутного поперечного перерізу з сталевими балками перекриття чи монолітним залізобетонним перекриттям, особливостей їх роботи [5, 6], розробляються рекомендації щодо проектування вказаних конструкцій.

Таким чином до цього часу не вирішена проблема повного комплексного проектування цих конструкцій, яка полягає у визначенні розмірів опорної сталевий частини, її конструкції, встановлення додаткових арматурних стержнів у опорній частині. Ці елементи повинні бути простими й економічними у виготовленні та надійними в експлуатації.

**Формулювання цілей статті.** Метою даної роботи є аналіз результатів розрахунку методом скінчених елементів напружено-деформованого стану вузлів сталезалізобетонних колон із швелерів з монолітним залізобетонним перекриттям без застосування капітелей.

**Виклад основного матеріалу.** У безкапітельних безбалкових монолітних перекриттях для збільшення жорсткості перекриття в цілому, а також міцності на зламвання та особливо на продавлювання у місці примикання плити до колон, влаштовують металеві пластини навколо колон. Їх розміризначаються із умови міцності на продавлювання [3, 6].

Розрахунок на продавлювання плити виконується по периметру металевих пластин. Передбачається, що продавлювання відбувається по поверхні піраміди, бокової сторони якої нахилені під кутом  $45^\circ$  до вертикалі (рис. 1).

Перевірка міцності на продавлювання плити виконується по формулі [6]:

$$F \leq \alpha \cdot R_{br} \cdot u_m \cdot h_0, \quad (1)$$

де  $F$  - продавлююча сила, що приймається рівною сумі сил, які передаються через перекриття на колону, яка розглядається, за відрахуванням навантажень, прикладених до верхньої основи піраміди продавлювання;

$\alpha$  - коефіцієнт, що для важкого бетону приймається рівний 1;

$R_{br}$  - розрахунковий опір бетону на розтяг;

$u_m$  - середньоарифметичне значення периметрів верхньої та нижньої основ піраміди, що утворюються при продавлюванні в межах робочої висоти перерізу;

$h_0$  - робоча висота перерізу на ділянці, що перевіряється.

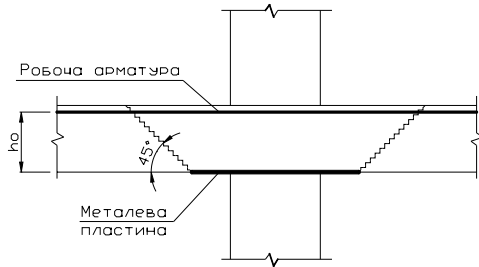


Рис. 1. Схема для розрахунку залізобетонної монолітної плити на продавлювання

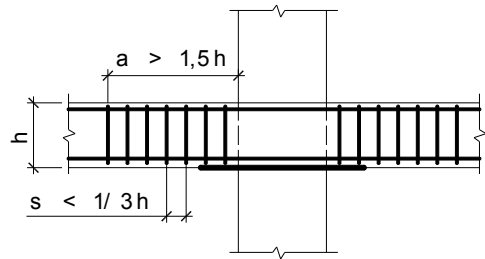


Рис. 2. Встановлення поперечної арматури в зоні продавлювання плити

Якщо умова (1) не виконується, то збільшують розміри в плані опорної металевої пластини чи встановлюють додаткові хомути, перпендикулярні до площини плити (див. рис. 2). При встановленні додаткової поперечної арматури, розрахунок на продавлювання виконується із умови:

$$F \leq F_b + 0,8 \cdot F_{sw}, \quad (2)$$

але не більше  $2 \cdot F_b$ . Зусилля  $F_b$  приймається рівним правій частині нерівності (1), а  $F_{sw}$  визначається як сума всіх поперечних зусиль, що сприймаються хомутами, які перетинають бокові грані розрахункової піраміди продавлювання, по формулі:

$$F_{sw} = \sum R_{sw} \cdot A_{sw}, \quad (3)$$

де  $R_{sw}$  не повинно перевищувати значення для арматури класу А-І. При врахуванні поперечної арматури значення  $F_{sw}$  повинно бути не менше  $0,5 \cdot F_b$ .

Під час розрахунку металевої опорної плити, стискаючі напруження в бетоні плити  $\sigma_b$  над опорною металевою пластиною вважають розподіленим рівномірно:

$$\sigma_b = N / A_{пл} \leq R_b \cdot \gamma_b \cdot \alpha \quad (4)$$

де  $N$  - навантаження на одну колону;

$A_{пл}$  - площа опорної пластини (без врахування площі колони);

$R_b$  - розрахунковий опір бетону на стик;

$\gamma_b$  - коефіцієнт умов роботи бетону.

Найбільш розповсюджені конструкції опорних сталевих пластин навколо прямокутних сталевих колон зображені на рисунку 3. Опорна металева пластина під дією навантажень працює на згин. Розглядаючи пластину, закріплену до траверс та колони, можна виділити характерні ділянки (рис. 3):

I – консольна, защемлена у місці закріплення до траверси;

II – оперта та відповідно защемлена з трьох сторін.

Розглянута конструкція безкапітельного вузла поєднання сталобетонної колони прямокутного поперечного перерізу із залізобетонним монолітним перекриттям була досліджена методом скінченних елементів з використанням сучасних програмних комплексів скінченно-елементного аналізу. Розміри вузла були прийняті згідно проекту громадської будівлі торгово-розважального центру. Колона виконана із двох швелерів 30 заповнених бетоном класу В25. Монолітне залізобетонне перекриття товщиною 200 мм виконане із бетону класу В30. Конструкція опорної плити згідно рисунка 3, В.

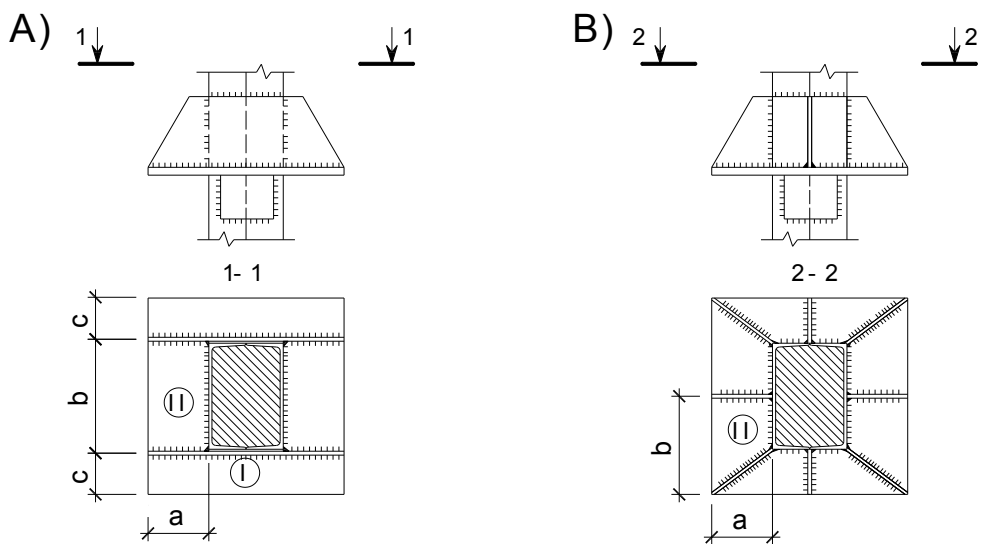


Рис. 3. Опорні вузли плити на сталобетонну колону

Моделювання напружено-деформованого стану (НДС) моделей зразків було виконано за допомогою програмного комплексу скінченно-елементного аналізу MSC NASTRAN на електронно-обчислювальних машинах. Ця програма скінченно-елементного аналізу визнано лідером у даному напрямку із-за повного огляду явищ різної фізичної природи досліджуваних матеріалів.

Геометричні моделі досліджуваних віртуальних зразків створювалися безпосередньо в підпрограмі Femap. Сталева та бетонні частини створювалися окремо. Обов'язково виконувався контроль геометричних характеристик створеного плоского перерізу: площі, положення центра ваги, моментів інерції, моментів опору і радіусу інерції відносно головних осей. У результаті порівняння геометричних характеристик модельованого перерізу та даних із сортаменту прокатних профілів виявлена розбіжність складає до 0,5%, що в межах допусків на прокат.

Матеріали моделі – сталь і бетон – задавалися окремо, як ізотропні. Всі властивості матеріалів задавалися у вигляді скалярних величин. Значення фізико-механічних характеристик матеріалів (модуль пружності Юнга  $E$  і коефіцієнт поперечних деформацій  $\nu$ ) та закону деформування ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) бралися згідно діючих норм.

Наступним кроком моделювання після створення геометричної моделі було створення якісної скінченно-елементної сітки. При розрахунку дуже велике значення має симетрична сітка, так як в іншому випадку розподіл напружень і пластичні деформації матимуть несиметричний вигляд. При виборі типу та розмірів скінченних елементів, на які розбивалась утворена модель, враховано час створення об'ємної скінченно-елементної сітки, необхідний дисковий простір для проведення персональним комп'ютером розрахунку, точність та збіжність отриманих результатів при розрахунку моделей розбитих різними елементами. Після виконання серії розрахунків однієї і тієї ж моделі, розбитої різними об'ємними елементами (гексаедрами чи тетраедрами із стороною від 0,5 до 10% від найбільшого габаритного розміру зразка), та після порівняння збіжності отриманих результатів, вирішено розбивати модель на тетраедри із стороною рівною десятій частині висоти використовуваного швелера для металевої оболонки колони модельованого вузла. При таких розмірах скінченно-елементної сітки відхилення від середнього значення напружень порахованого по результатам всіх розрахунків складає

до 1,5%, а необхідні ресурси персонального комп'ютера для проведення розрахунку майже однакові у порівнянні з більш крупною сіткою.

Після розбиття об'ємних деталей модельованого вузла (сталеві та бетонні частин) на скінченні елементи проводилося об'єднання співпадаючих вузлів на гранях сталі та бетону. На рисунку 4 показано вигляд модельованого вузла після розбиття сталеві частини на скінченні елементи.

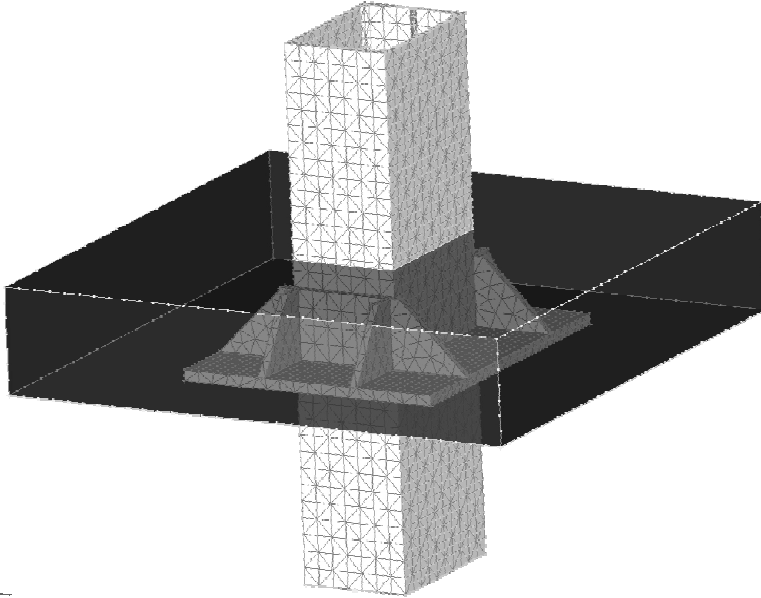


Рис. 4. Загальний вигляд моделі вузла після розбиття сталеві частини на скінченні елементи

Згідно розрахункові схеми прикладеним навантаженням до вузла було рівномірно-розподілене зусилля по монолітному перекриттю. Нижній частині колони було заборонено поступальні й обертальні переміщення по всіх трьох осях. Верхній частині колони – поступальні переміщення у площині перпендикулярній поперечному перерізу колони та обертальні переміщення по всіх трьох осях. Така схема завантаження та закріплення вузла максимально наблизила модельований вузол до його реальної роботи в каркасі будівлі.

У результаті проведення розрахунків методом скінченних елементів за допомогою електронно-обчислювальних машин були отримані графіки розподілу відносно головних осей деформацій і напружень на поверхні моделей та їх числові значення із вказуванням екстремумів. Виконано детальний аналіз місць концентрації напружень у моделі вузла. Вигляд моделі вузла після деформування показано на рисунку 5. На стовпчику справа показана величина деформацій в метрах.

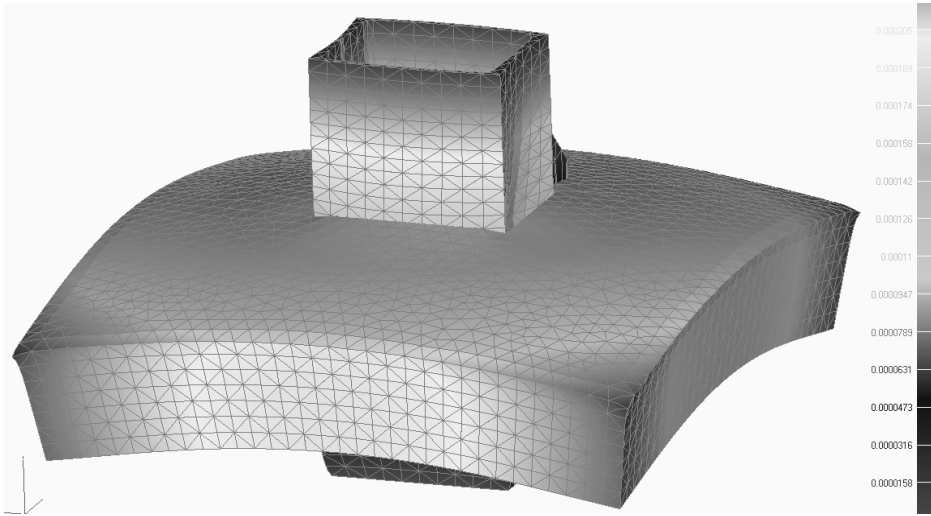
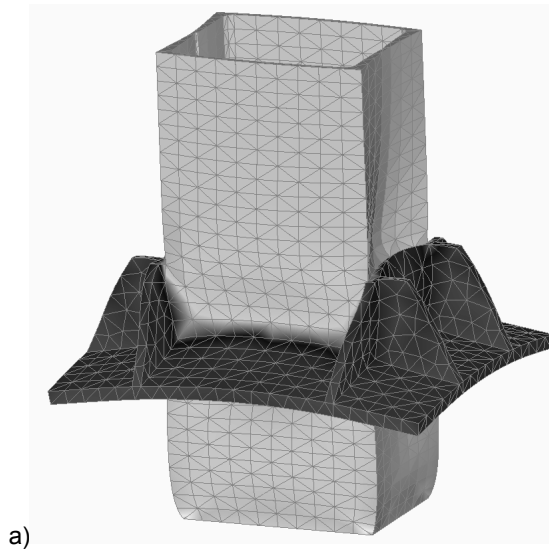
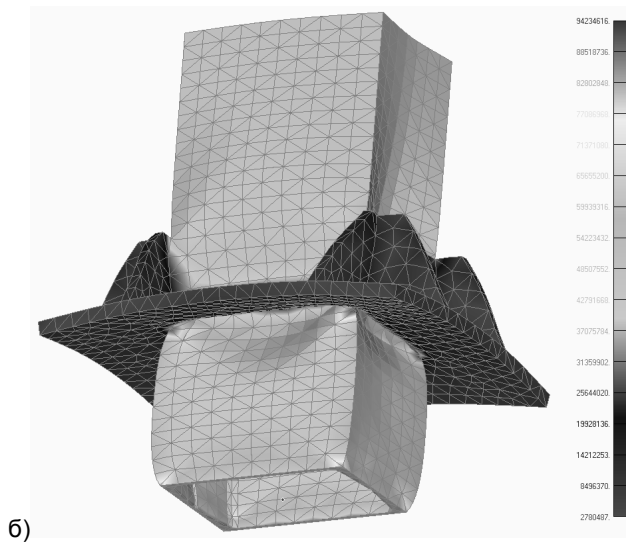


Рис. 5. Схема деформування вузла

На рисунку 6 показано вигляд металевої частини вузла – колони та опорного столика з ребрами жорсткості – після прикладення навантаження. На стовпчику справа показані величини напружень на поверхні металевої частини вузла згідно кольорового відтінку. Напруження досягають найбільших значень у зварних швах, що приєднують опорну пластину до швелерів колони.





б)

Рис. 6. Схема деформування сталеві частини вузла

Виконано аналіз значень нормальних та дотичних напружень по всіх головних осях моделі вузла. Аналізуючи нормальні напруження по осях  $x$  та  $y$  (осі перекриття), відмічено концентрацію розтягуючих напружень у фасонних листах, що приєднують опорну пластину до сталебетонної колони. Порівняно з напруженнями в інших частинах вузла, концентрація напружень у розтягнутих зварних швах приєднання фасонних листів до колони сягає майже подвійно збільшеного значення.

Нормальні напруження до поздовжньої осі колони приймають максимальних значень у колоні. Проте слід відмітити, що в колоні ці напруження виникають від стискаючої сили, а майже вся опорна пластина сприймає навантаження розтягу. Напруження розтягу у пластині приблизно в 6 разів менші за напруження стиску в колоні.

Найбільші дотичні напруження, як і передбачалось, виникають у місцях приєднання опорної конструкції вузла до колони. Це пояснюється максимальними значеннями поперечної сили у монолітній плиті у вказаних точках.

**Висновки.** З отриманих результатів дослідження можна зробити висновок, що використання комп'ютерної програми для моделювання напружено-деформованого стану вузла дозволив виявити місця на конструкції із найбільшими напруженнями. Під час порівняння збіжності отриманих результатів при розрахунку моделей вузла, розбитих різними об'ємними скінченними елементами (тетраедрами чи гексаедрами) із різними розмірами, вирішено розбивати моделі зразків на тетраедри із стороною приблизно 1/10 від поперечного розміру колони.

Безкапітальний вузол з'єднання сталебетонної колони з монолітним залізобетонним перекриттям є досить простим при проектуванні, монтажі та експлуатації. При його застосуванні забезпечується необхідна жорсткість каркасу всієї будівлі при одночасному збільшенні корисного житлового об'єму, у порівнянні із стандартним вузлом з капітеллю. Така конструкція вузла забезпечує приблизну рівномірність всіх елементів вузла (колони, монолітного перекриття, опорної металеві конструкції та зварних швів).

#### ЛІТЕРАТУРА

1. Гринёв В.В. Анализ напряженно-деформированного состояния при сжатии кладки из вибропрессованных бетонных, пустотных камней с использованием компьютерного моделирования / В.В. Гринёв. – Зб. наук. пр. "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди", вип. 15. – Рівне: НУВГтаП, 2007. – С. 142-149.

2. Клименко Ф.Е. Сталобетонные конструкции с внешним полосовым армированием / Ф.Е. Клименко. – К.: Будівельник, 1984. – 88 с.
3. Клыков В.М. Экспериментально-теоретические исследования рамных узлов конструкций из гнутых профилей / В.М. Клыков, Г.Я. Эстрин. – Донецк, 1971. – С. 31–40. – (Вопросы совершенствования строительства)
4. Назаров О.В. Напряжено-деформований стан трубобетонних елементів при місцевих силових впливах / О.В. Назаров: Автореферат дис. на здобуття канд. техн. наук. – Київ, 2004. – 20 с.
5. Семко О.В. Експериментально-теоретичне дослідження безфасонних вузлів із швелерів / О.В. Семко, А.В. Гасенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГтаП, 2008. – Вип. 16. – С. 338–344.
6. Семко О.В. Особливості конструювання і розрахунку вузлів сталобетонних колон з швелерів / О.В. Семко, А.В. Гасенко // Будівельні конструкції: зб. наук. пр. – К.: НДІБК, 2006. – Вип. 65. – С. 183–186.
7. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні конструкції / Л.І. Стороженко, О.В. Семко. – Полтава, 2001. – 55 с.

УДК 539.3:624.04

## **МЕТОДИКА РАСЧЕТА НДС КУСОЧНО-ОДНОРОДНЫХ ТЕЛ С ТРЕЩИНАМИ С УЧЕТОМ ОБРАЗОВАНИЯ ЗОН ПРЕДРАЗРУШЕНИЯ**

**Дудик М.В.**

**Постановка проблемы в общем виде.** Трещины, включения, зоны предразрушения и другие дефекты структуры являются концентраторами напряжений и существенно влияют на конструкционную прочность механизмов и сооружений. Их учет необходим для более детального описания напряженно-деформированного состояния (НДС) как в окрестности наиболее опасных относительно возможного развития трещин точек, так и всей конструкции в целом.

Используемые на практике методики расчета НДС, как правило, не учитывают возникновение в окрестности концентраторов напряжений зон предразрушения, которые, несмотря на то, что снижают уровень напряжений вблизи концентратора, все же образуют область материала, предрасположенную к разрушению при увеличении нагрузок. Это связано с тем, что определение зон предразрушения само по себе является сложной проблемой, поскольку форма и размеры зоны заранее неизвестны, а также отсутствуют общепринятые определяющие уравнения в указанной области нелинейной деформации материала.

Наибольшие успехи на данный момент достигнуты в теоретических исследованиях зон предразрушения в однородных телах, однако они не изменили существенно общие подходы к технологии инженерных расчетов конструкционной прочности деталей машин и сооружений. В кусочно-однородных телах проблема определения зон предразрушения оказывается еще более сложной из-за необходимости учета особенностей геометрии соединяемых частей тела, а также различия их упругих свойств.

**Анализ последних исследований и публикаций.** Представления о влиянии зон предразрушения на прочность тел появились после работ Ирвина и Орована [1-3], которые показали, что пластические зоны могут существенно изменить значения критических напряжений, приводящих к страгиванию трещин. Однако, их расчет требовал решения сложных упруго-пластических задач с неопределенными границами, что привело к созданию различных теоретических моделей зон и методов их определения. Поэтому в настоящее время при решении задач о расчете НДС вблизи вершины трещины с учетом образования зон предразрушения обычно предполагается использование некоторых модельных представлений о зоне [4-8].