

1.4 Аналіз методів розрахунку несної здатності циліндричних бетонних елементів в сталевій обіймі

Починаючи з XX століття початку XXI широке застосування як альтернатива бетонним, металевим та залізобетонним опорам отримують сталезалізобетонні опори. Одне з перших застосувань у будівництві сталебетон отримав в конструкціях мосту. Так, ще в 1919 році при відновленні опор моста через річку Дон Н.М. Абрамовим було запропоновано реалізувати ідеї А. Консідера і В.П. Некрасова, тобто використовувати заповнені бетоном сталеві труби великого діаметра в якості опор. У 1936р. під керівництвом академіка Г.П. Передерія був зведений міст прольотом 101м через річку Неву, із застосуванням великогабаритних пакетів з 40 труб діаметром 140×5мм [24, 25].

Однак, початком широкого розвитку трубобетонних конструкцій прийнято вважати появу так званої, монотрубною системи. У 40-х роках професором В.О. Росновским було запропоновано використовувати як конструктивний елемент мостів, одну тонкостінну сталеву трубу заповнену бетоном, в результаті чого автором були запроектовані і побудовані різні конструкції елементів мостів із застосуванням такого рішення.

Таким чином на протязі значного часу конструкції проміжних мостових опор постійно розвивалися. При цьому розширювався перелік матеріалів, які використовуються для виготовлення несних елементів мостових споруд. В результаті в наш час існує велика кількість різноманітних типів опор, як за матеріалом, так і за формою.

Успішний досвід застосування стовпчастих опор підтвердив їх високу економічну ефективність у порівнянні з масивними опорами. При влаштуванні стовпчастих опор потрібно в 2-4 рази менше бетону, витрати праці скорочуються в 2-3 рази, терміни робіт - в 1,5-2 рази, обсяг земляних робіт зменшується в 10-15 разів. При цьому сталева арматура в залізобетонні захищена від корозії. Але традиційні залізобетонні та сталеві конструкції мають суттєві недоліки. Один з

них – нераціональне використання бетону в розтягнутій зоні, де він фактично не працює. Серед відомих недоліків сталевих конструкцій – надзвичайно низька вогнестійкість і необхідність захисту і від корозії.

Досить виправданою альтернативою бетонним, залізобетонним та металевим є сталезалізобетонні мостові опори, які набули значного поширення в наш час. У цих конструкціях бетон і арматура працюють разом, при цьому арматура повністю сприймає розтягуючі зусилля, хоча її робота в стислій зоні також є ефективною.

Сталезалізобетонні конструкції поєднують в собі багато позитивних характеристик як залізобетонних, так і сталевих конструкцій: вони досить міцні, малогабаритні, володіють вогнестійкістю залізобетону.

Такі конструкції можуть використовуватися у всіх галузях будівництва. Найвигідніше використовувати сталезалізобетон в елементах, які несуть велике навантаження. Ефективними є сталезалізобетонні колони промислових і цивільних споруд, стислі елементи багатопрольотних арок і ферм, опори і прогонові будови мостів, стійки в будівлях рамної конструкції, в житлових та цивільних будівлях і т.д.

Одним з різновидів сталезалізобетонних конструкцій є трубобетонні. Використання трубобетонних конструкцій дозволяє: ефективно задіяти низькоміцний бетон; в 1,5-2 рази знизити витрату бетону, що в 1,8-3 рази знижує масу конструкції; а також удвічі економити витрати праці, в зв'язку з відсутністю арматурних, зварювальних робіт і робіт з установки і демонтажу опалубки. Трубобетонні конструкції (рис. 1.) володіють всіма перевагами металевих конструкцій в плані монтажу, відрізняючись при цьому, більш високою вогнестійкістю; такі конструкції витримують значно більші навантаження, в порівнянні зі звичайно армованими опорами. [26-29].

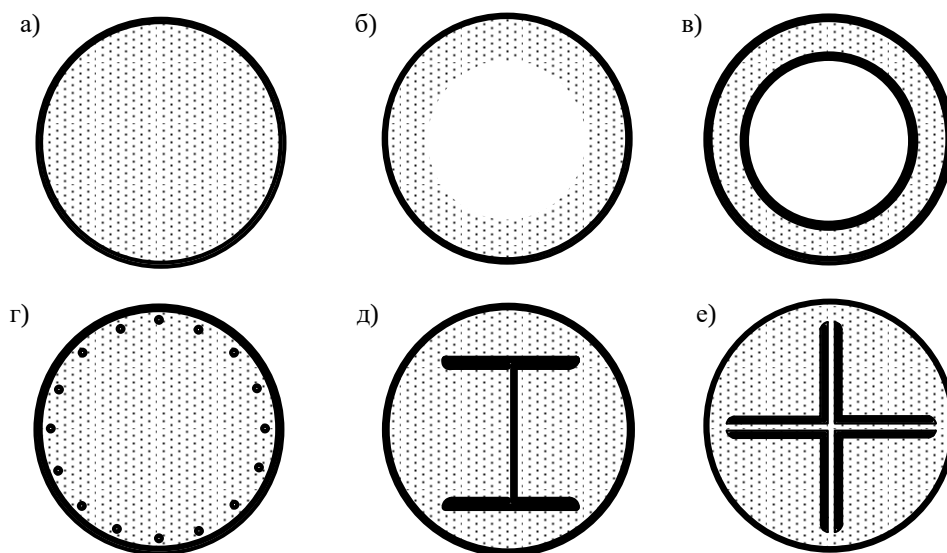


Рисунок 1. Перерізи круглих трубобетонних елементів:

а - бетонне ядро суцільного перетину; б - елемент з ядром з центрифугірованого бетону; в - елемент «труба в трубі»; г - елемент з ядром, армованим стрижневий поздовжньою арматурою; д, е - елемент з ядром, армованим прокатними профілями.

На рисунку 1, наведені різні варіанти поперечних перерізів круглих трубобетонних елементів [30-34], які досліджуються і використовуються в будівництві, як в Україні, так і за її межами.

До недоліків трубобетонних конструкцій слід віднести відносну дефіцитність металевих труб і дещо підвищені, порівняно з залізобетонними, експлуатаційні витрати по захисту поверхні від корозії.

Тому розглянемо ще одним з раціональних шляхів економії бетону і металу є непряме армування. Область застосування непрямої арматури досить широка і охоплює як стовпчасті опори мостів, палі і палі-оболонки так і каркаси промислових і цивільних будівель; арки і склепіння; елементи наскрізних ферм; опори станцій метрополітенів; гідротехнічні споруди і ін.

Перші конструктиви виконані із застосуванням непрямого армування представлені ще на початку минулого століття. Так в 1900р. М.Консідер запропонував конструктив з непрямым армуванням у вигляді спіральної обмотки, з метою створення бічного тиску; Н.М. Абрамов - звивисту арматуру

між поздовжніми стрижнями; в 1907р. В.П. Некрасов рекомендував застосовувати дротяні сітки а Р.Залігер - кільця-хомути (рис. 2).

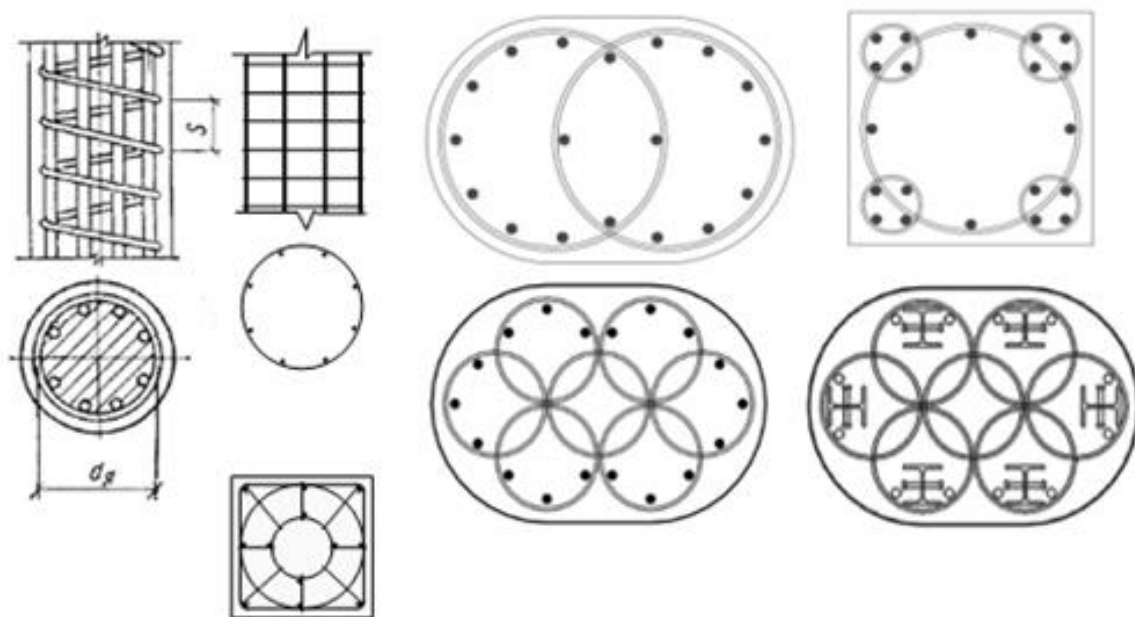


Рисунок 2. Деякі поперечні перерізи непрямого армування

В даний час за кордоном активно ведуться дослідження використання непрямого армування в мостобудуванні. Про що свідчать публікації такими авторами як W.J. Yi, P. Li [35], M.S. Saiidi [36,37], P. R. Paultre, [38], N. Krishnamara [39], A. H. Varma [40], Y.-S. Chung [41], Y. C. Ou [42] та ін.

Перевага непрямого армування полягає в підвищенні несної здатності, економії металу і бетону, що дозволяє збільшити навантаження на центрально-стиснутий залізобетонний елемент приблизно на 50% в порівнянні з навантаженням на армований тільки поздовжньою арматурою. Це в свою чергу дозволяє зменшити розміри поперечного перерізу.

Однак даний тип опор також має ряд недоліків - високу трудомісткість виготовлення конструкцій, а також велику деформативність конструкцій в поздовжньому напрямку. Дана обставина направила вчених до пошуку нових рішень, які увібравши в себе кращі якості непрямого армування, вели б до зменшення трудомісткості і деформативності. Одне з таких рішень було запропоновано Шмуклером В. С. [43] і отримало подальший розвиток в його

науковій школі. А саме використання в якості непрямого армування обойми просічено-витяжного листа (рис. 3).

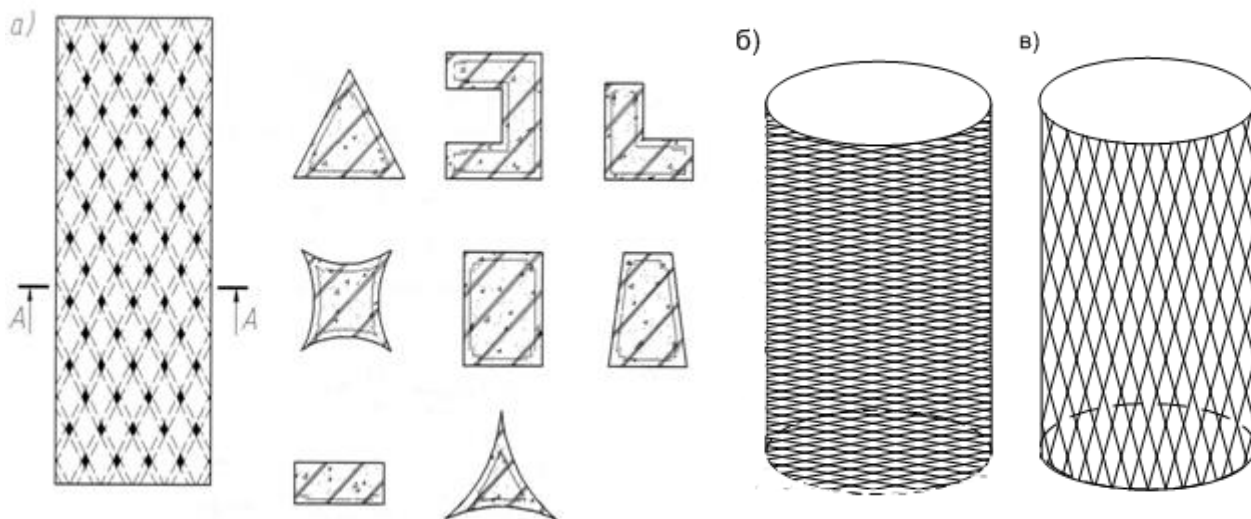


Рисунок 3. Використання в якості непрямого армування обойми
просічено-витяжного листа:

- а) обойма нового типа що запропонована Шмуклером В.С.;
- б),в) обойма нового типа круглого поперечного перерізу, відповідно з
повздовжнім та поперечним розташуванням чарунок відносно твірних

Таким чином актуальність подальшого дослідження сталезалізобетонного конструктиву підтверджується його перевагами в порівнянні з бетонними, залізобетонними та металевими конструктивами антологічних розмірів.

Одні з перших досліджень міцності трубобетону ще у 1932 році провів Г.П. Передерій [44]. Граничне навантаження, що сприймається бетоном, визначалось вченим як різниця між граничним навантаженням на трубобетонний зразок і навантаженням на порожню трубу, визначеним добутком границі текучості матеріалу труби на площу її поперечного перерізу та на коефіцієнт 2,2. Такий метод визначення міцності бетону в трубі не дозволяє простежити роботу бетону та сталі в трубобетонні на різних етапах навантаження. З дослідів зроблений висновок, що головну роль у міцності трубобетону грає метал, а міцність бетону в трубі приблизно дорівнює кубиковій.

У 1933 році О.О. Гвоздєв [45] провів дослідження серії трубобетонних

зразків, що відрізнялися середньою товщиною стінки в результаті проточки по зовнішній поверхні жолобків різної глибини та заповнених жорстким і пластичним бетонами. Дослідами встановлено, що на початку завантаження об'єм зразка зменшується, а наприкінці збільшується перевищуючи початковий. Не підтверджено, що на несну здатність зразків впливає якість бетону. Висловлено припущення, що оболонка на першому етапі завантаження працює в основному як поздовжня арматура, потім, випучуючись в сторони, бетонне ядро все сильніше тисне на трубу. При цьому частина осевого навантаження, що сприймається бетоном збільшується, а частина, що сприймається трубою зменшується. На останньому етапі оболонка працює як спіраль, забезпечуючи міцність бетону боковим тиском на нього. Автором прийнято передумову, що при досить великих навантаженнях в умовах усебічного стиснення бетон переходить у пластичний стан і починає деформуватися спільно з сталевією обіймою. Граничному навантаженню на зразок відповідає пластичний стан бетону й оболонки. Воно пов'язане з граничним опором оболонки в поперечному напрямку боковому тиску бетону й визначається при напруженнях, які відповідають стану плинності.

Розпочинаючи з 40-х років велику програму досліджень трубобетону провів В.А. Росновський [46]. Вважаючи теоретичні викладення О.О. Гвоздева вірними, В.А. Росновський не погоджується з його деякими передумовами, покладеними в основу при теоретичній розробці питання.

О.М. Алперіна [47] дослідила на зразках діаметром 630 мм і товщиною стінки труби 4 та 6 мм вплив масштабного фактора на міцність бетону в трубі. Також досліджено процес утворення тріщин у бетоні. Після зняття металевієї оболонки обстеження поверхні ядра показало, що його руйнування починається з вертикально орієнтованої тріщини. У місцях виходу тріщин до поверхні спостерігалася місцева втрата стійкості стінкою труби.

Дослідами В.А. Росновського, А.Ф. Ліпатова й О.М. Алперіної встановлено, що граничному опору трубобетонних елементів передуює пластична деформація до 2% їхньої довжини, при цьому чим більша міцність бетону тим

менша деформація; міцність бетону в трубі значно перевищує призмову міцність, а саме відносне перевищення збільшується при зменшенні призмової міцності; якість сталі, розмір діаметра та товщина стінки труби не впливають на міцність бетону; граничне навантаження на трубобетонний елемент можна визначати як суму опорів ядра та оболонки, з огляду на трубу як поздовжню арматуру; товщина стінки труби, яка дорівнює одній стоп'ятидесятій частині діаметра, достатня для доведення бетону до пластичного стану.

Дослідження трубобетону були проведені О.А. Довженком [48,49]. Ним випробувано багато трубобетонних зразків різного діаметра та довжини з різними товщинами стінки труби й міцністю бетонного заповнення. Зроблено висновок, що на несну здатність трубобетону впливає як міцність бетону, так і якість і кількість металу. Найбільше підвищення несної здатності отримано при низьких марках бетону. В результаті досліджень деформацій усадки (у трубі це розбухання) в трубобетоні зроблено висновок, що усадка створює сприятливі умови для роботи елемента.

Також масштабні дослідження трубобетону проведені Р.С. Санжаровським [24]. За результатами досліджень зроблений висновок, що основною причиною підвищення міцності бетону в трубі є невелике бокове обтиснення його трубою плюс сприятливі умови твердіння. Висловлено припущення, що труба працює головним чином в поздовжньому напрямку, сприймаючи частину осьового навантаження, в той час як всі інші навантаження сприймаються бетонним ядром. Робота труби обмежується поздовжньою деформацією, що відповідає початку плинності сталі. Зроблено висновок про доцільність застосування тонкостінних труб, оскільки товщина оболонки мало впливає на величину поперечного обтиснення бетону, а отже і на міцність бетону в трубі.

Починаючи з 1964 року Л.І. Стороженко [28,29] проводяться широкі дослідження трубобетону. Проведені експериментальні дослідження підтвердили ефективність трубобетонних конструкцій та дозволили встановити закономірності їх роботи. У роботі [50] причина підвищеної міцності бетону в

трубі пояснюється особливістю його твердіння та виникненням у трубобетонному елементі при завантаженні об'ємного напруженого стану. На основі ґрунтовних експериментальних досліджень, математичного апарату, рішень теорії пружності і оптимальних передумов розроблено теорію, що узагальнює роботу трубобетону та надає можливість проводити оцінку напружено-деформованого стану, що виникає у таких конструкціях.

В.М. Сурдіним [51] проведено експериментально-теоретичні дослідження трубобетону при короткочасній та тривалій дії навантаження. Запропоновано проводити розрахунок несної здатності трубобетону на основі граничних значень поздовжніх деформацій, що обмежують нормальну експлуатацію конструкцій та метод для реалізації такого розрахунку. Широко досліджено реологічні процеси деформування та зміни напруженого стану трубобетону під завантаженням. Розглянуто явища усадки та повзучості бетону в трубобетоні, вплив різних факторів на характер та величину реологічних процесів.

Питання оптимізації трубобетонних елементів кільцевого перерізу розглянуті В.М.Спільчуком у роботі [52]. Автором запропоновано методи для підбору оптимальних характеристик трубобетонного елементу: інваріантний; варіантно-аналітичний; метод на основі удосконаленого симплекс-алгоритму.

Для представлення трубобетонного елементу у процесі оптимізації застосовано методику Л.І. Стороженко [28]. В якості параметрів, що підлягають оптимізації приймалися – зовнішній діаметр D , товщина стінки t , характеристика міцності оболонки R_s , призмova міцність бетону внутрішнього кільця R_b та товщина його стінки δ .

Експериментально досліджено роботу оголовків трубобетонних елементів В.Ф. Пенцом [53]. Було випробувано чотири типи підсилення оголовків трубобетонних елементів при різних способах передачі навантаження та геометричних параметрів самого елемента. Встановлено, що при збільшенні діаметра зразка ефективність роботи бетону в зоні оголовка зменшується.

Ґрунтовне дослідження труобетону проведене Л.К. Лукшою [54]. Прийняті передумови, що міцність бетонного ядра залежить від величини бокового обтиснення, а граничний стан труобетону при розрахунку на міцність – початок плинності оболонки. Розглянуто вплив відносної товщини стінки труби, розрахункового опору металу оболонки та призмової міцності бетону на величину бічного тиску. Зроблено висновок, що збільшення призмової міцності бетону підвищує боковий тиск за інших рівних умов, тому високоміцні бетони більш ефективні в труобетоні.

Дослідження А.П. Нестеровича [55] спрямовані на вивчення впливу масштабного фактора та коефіцієнта армування на міцність труобетонних елементів з діаметрами більшими ніж 500 мм. Виявлено дві схеми руйнування труобетону при осьовому стисненні. Руйнування елементів з невеликим діаметром (159 мм) і високим коефіцієнтом армування ($i = 0,14$) відбувається внаслідок роздроблення бетону й утворення гофрів по периметру обойми, що зумовлено втратою місцевої стійкості стінкою труби при значних осьових деформаціях. Руйнування елементів з великим діаметром відбувається в результаті утворення гофрів по діагоналі зразка з наступним зрізом бетонного ядра по похилому перерізу, що обумовлено втратою здатності оболонки сприймати зусилля зрізу, що виникають у бетонному ядрі. Встановлено, що ефективність роботи обойми залежить головним чином від масштабного фактора та коефіцієнта армування, що впливають на несну здатність труобетону незалежно один від одного. Зменшення коефіцієнта армування й діаметра елемента підвищують ефективність роботи труобетону.

Також дослідження труобетону проведені М. О' Shea та R. Bridge. У [56] вивчена робота тонкостінних труобетонних елементів заповнених високоміцним бетоном (114 МПа). Товщина стінки труби коливалась в межах від 1,15 мм до 3 мм при діаметрі 190 мм. В результаті дослідження авторам вдалось точно зафіксувати деформацію бетону при піковому навантаженні та його наступному швидкому розвантаженні. Встановлено, що в труобетонному елементі круглого поперечного перерізу ядро не перешкоджає місцевій втраті

стійкості труби. Також зафіксовано незначне утримання ядра трубою при сумісному завантаженні перерізу (бетону та сталі). Це явище, як відмічають автори, майже не впливає на роботу та міцність елемента й при розрахунку може не враховуватись. Але при завантаженні лише бетону виникають більші утримуючі сили, що можуть бути прийняті в розрахунок.

Е.Д Чихладзе та його учнями [57,58,59] проведені експериментальні дослідження трубобетонних елементів при осьовому стиску. Вивчався вплив способу прикладення навантаження на трубобетонний елемент, а саме «на бетон і сталь одночасно», «на бетон», «на сталь». По результатах проведених досліджень зроблено висновок, що при передачі «на бетон і сталь одночасно» руйнування зразків, відбувалося із-за випучування обойми в поперечному напрямку з утворенням 2-3 складок по довжині. При передачі навантаження «на бетон» руйнування зразків відбувалося із-за розриву обойми по шву або від надмірних відносних поздовжніх деформацій в бетоні. А при передачі навантаження «на сталь» руйнування характеризувалися випучуванням труб в поперечному напрямку, при цьому труби заповнені бетоном та пусті показали практично однакову несну здатність.

Експериментальні дослідження конструктивних елементів з непрямым армуванням у вигляді спіралі і радіальних кілець виконані Г.П. Передерієм, Н.М. Абрамовим, В.П. Некрасовим, А.С. Курило, В. І. Карпинським і ін. Наприклад, випробування зразків з непрямым армуванням у вигляді кілець і радіальних стрижнів О.Ф. Виноградової показали, що захисний шар бетону зберігався цілим до досягнення граничного навантаження; характер руйнування зразків був крихкий - миттєвий.

З усього вище сказаного відмітимо, що перші передумови про роботу сталевих труб, заповненої бетоном, які однак суперечать один одному запропоновані на підставі проведених дослідів, О.О. Гвоздевим і В.А. Росновським [46,60] (рис. 4).

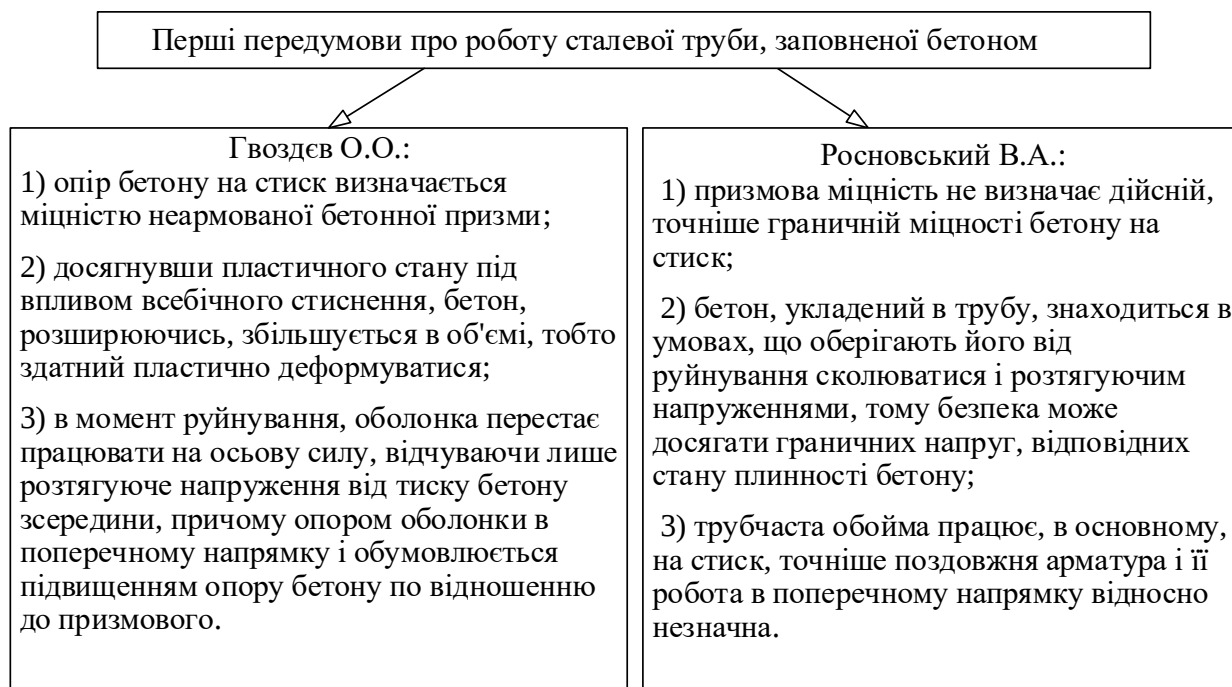


Рисунок 4. Протиріччя перших передумов роботи трубобетонних несних конструктивів

На підставі даних передумов О.О. Гвоздєв [60,61] дійшов висновку, що руйнівне навантаження відповідає пластичному стану обох матеріалів і розрахунок бетону в трубі повинен проводитися виходячи зі стадії руйнування. В результаті початкових теоретичних і експериментальних досліджень роботи стиснутих в центрі трубобетонних конструктивів різними авторами були запропоновані відмінні один від одного формули для визначення руйнівного навантаження (рис.5).

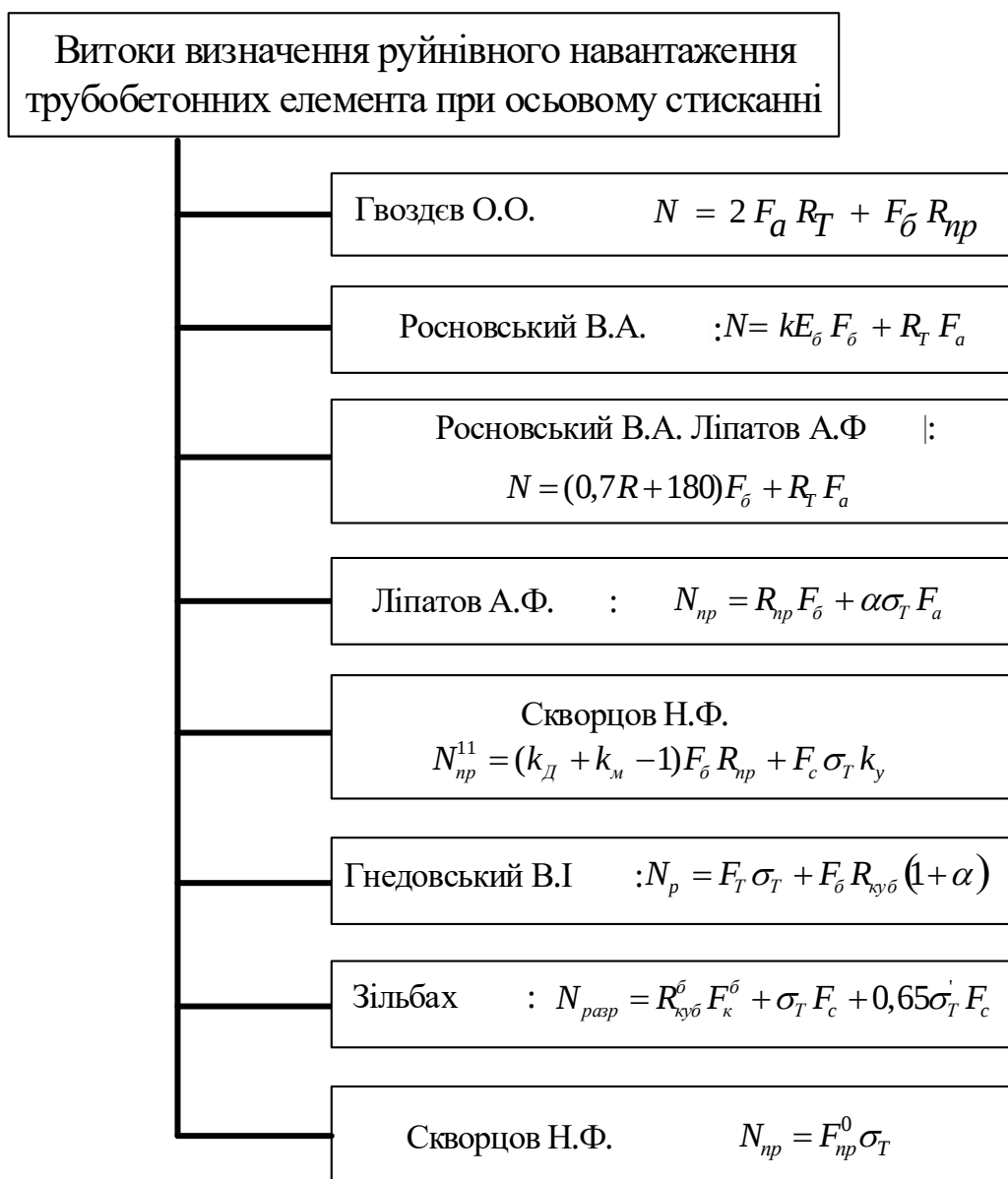


Рисунок 5. Перші формули визначення руйнівного навантаження:

де F_a, F_c – площа перерізу труби; R_T – напруження, відповідне межі текучості метала; F_{σ} – площа перерізу бетонного ядра; R_{np} – призмova міцність бетону; k – постійний коефіцієнт, отриманий з досвіду; E_{σ} – початковий модуль деформації 1-го роду для бетону; R, R_{κ}^{σ} – кубикова міцність бетону; α – коефіцієнт в межах від 1,40 до 4,65, в залежності від бокової дії стінок труб на бетонне ядро; σ_T – межа текучості труби; k_d и k_m – масштабні коефіцієнти впливу, відповідно довжини і поперечних розмірів (в межах від 1,85 до 3,5), які визначаються за відповідними графіками; k_y – коефіцієнт досвідчений для визначення критичного напруження порожніх товстостінних труб, який дорівнює $k_y = 0,765$ при величині діаметрів труб від 40δ до 100δ ; $\alpha = k \sigma_3 / R_p^H$ – коефіцієнт по Бергу, визначений дослідницьким шляхом в формулі В.І. Гнедовського; σ_3 – напруження бетону на відрив в граничному стані; σ_T' – межа текучості металу повздовж труби; F_{np}^0 – інтегральна площа перерізу елемента, приведена до матеріалу труби.

Автор вважає, що в трубах заповнених бетоном, стійкість стінок підвищується і знаходиться між $\sigma_{кр}$, визначеними як $0,765\sigma_B$, і σ_B . Критичне напруження для них з достатньою точністю може бути визначена за формулою:

$$\sigma_{кр} = \frac{1+0,765}{2} \sigma_B \cong 0,90\sigma_B$$

З графіка залежності міцності бетону в трубі від величини її діаметру випливає, що міцність бетону в трубі, як і його кубікова міцність, зростає по мірі зменшення діаметра труби, а також спростовується точка зору проф. В.А. Росновского [46] про те, що міцність бетонного ядра, укладеного в трубу, не залежить від поперечних розмірів ядра.

Дослідами О.Я. Берга [62] встановлено, що при осьовому стисненні бетону до напружень границі опору відриву й утворення перших мікротріщин, подовжня деформація складається з пружної та пластичної частин. Приріст поперечних деформацій поступово збільшується й на границі тріщиноутворення R_{Tr} досягає половини величини приросту подовжніх деформацій. До моменту вичерпання призмової міцності бетону переборюється його опір розтягу в поперечному напрямку. Таким чином, при зростанні напружень від R_{Tr} до R_{np} відбувається розкриття мікротріщин, які з'єднуючись утворюють магістральну тріщину, що розколює зразок у подовжньому напрямку.

Відповідно до гіпотези відриву при об'ємному стисненні вплив відновлюючих сил у зразку настільки великий, що теоретично бетон не повинен руйнуватися. Проте руйнування все-таки відбувається внаслідок зсуву, ковзання окремих частин бетону по похилих площадках. Таким чином рівняння міцності О.Я. Берга при об'ємному напруженому стані має вигляд

$$\frac{\sigma}{R_{np}} = 1 + \frac{K\sigma_3}{R_p},$$

де R_p – опір бетону відриву.

Якщо руйнування зразка при об'ємному напруженому стані відбувається при напруженнях, що перевищують значення R_{np} на величину $R_{np} - R_p = KR_{np}$,

коефіцієнт $K = 1 - R_{Tp}/R_{np}$. Він залежить від міцності бетону і коливається в межах 0,3...0,26.

Таким чином формули представлені на Рисунку 5 мають значні розбіжності теоретичних передумов та гіпотез і не можуть бути використані при проектуванні і будівництві трубобетонних конструкцій, без додаткового дослідження и порівняння. При цьому вони є основою для подальшого вивчення цього сталебетонного конструктиву.

Запропонована В.М. Фоновим і І.Г. Людковським методика розрахунку трубобетонних конструктивів по міцності [63], дозволяє досить точно оцінити несну здатність трубобетонна. Руйнування трубобетонних елементів по похилому перерізі обумовлено невеликим реактивним впливом обойми, котра не здатна протидіяти зсуву. Для оцінки несної здатності трубобетонну доцільно використовувати метод, в основу якого покладено для бетону умова міцності Консідера, для металу умова пластичності Генки-Мізеса:

$$P_{u,d} = P_{bn} A_b + \alpha \sigma_{y,st} A_{st},$$

$$\alpha = \sqrt{1 + (K - 1)^2 / 3},$$

де A_b, A_{st} – відповідно площа поперечного перерізу бетону і сталі; $\sigma_{y,st}$ – межа текучості сталі; K – коефіцієнт ефективності обтиску бетону обоймою:

$$K = 4,8D^{-0,18}(0,03\mu^{-0,72} + 1),$$

Однак цю формулу можна використовувати для визначення K в обмежених інтервалах зміни геометричних і міцних параметрів:

$$0,01 \leq \mu \leq 0,14$$

$$100\text{мм} \leq D \leq 1220\text{мм}$$

$$B20 \leq B \leq B60$$

А.Ф. Мілованов пропонує оцінювати несну здатність залізобетонної колони, попередньо оцінивши несне ядро перерізу. Ця оцінка проводиться за емпіричною формулою.

Знаючи, розрахункові опори бетону та сталі, їх коефіцієнти умов роботи, виконують розрахунок несної здатності колони за формулою

$$N_u = a(R_b \sum \gamma_{bi} A_i + R_s \gamma_s A_s).$$

Граничне навантаження при стисненні визначається як сума зусиль, які сприймаються бетоном і оболонкою:

$$N_u = N_b + N_s,$$

$$N_b = \int_0^R \sigma 2\pi r dr,$$

У роботах Е.Д. Чихладзе та його учнів [57,58,64] несуча здатність трубобетонних елементів визначається за формулою:

$$\bar{N} = \sum_{n=1}^{\beta} \bar{\sigma}_{b1n} A_{bn} + \sum_{m=1}^{\gamma} \sigma_{s1m} A_{sm},$$

де β – число елементів бетонного ядра; γ – число елементів обойми; A_{b1n} , A_{s1m} – відповідно площі поперечного перерізу бетону і сталі.

Граничні поздовжні напруження $\bar{\sigma}_{b1}$ в бетонному ядрі обчислюються з використанням критерію граничного стану, а в сталевому листі $\bar{\sigma}_{s1}$ – енергетичного критерію пластичності Мізеса:

$$\bar{\sigma}_{s1} = \frac{\sigma_T}{\sqrt{1 + \eta_s^2 - \eta_s}},$$

де η_s – відношення поперечних напруг σ_{s2} до поздовжніх σ_{s1} .

Залежність між напруженням і деформаціями в бетоні для випадку простого навантаження прийнята автором у формі закону Гука.

При цьому параметри деформування ($\tilde{E}$ – січний модуль деформацій бетону при стисканні (розтягуванні) і коефіцієнт поперечних деформацій $\bar{\mu}$) залежать від стадії напруженого стану:

$$E(\sigma_o, S_1) = \frac{9K(\sigma_o, S_1)G(S_1)}{G(S_1) + 3K(\sigma_o, S_1)};$$

$$\bar{\mu}(\sigma_o, S_1) = \frac{3K(\sigma_o, S_1) - G(S_1)}{2[G(S_1) + 3K(\sigma_o, S_1)]},$$

де σ_o – середнє напруження; $K(\sigma_o, S_1)$ – січний модуль відносних об'ємних змін бетону; $G(S_1)$ – січний модуль зсуву.

В.А. Катаєв [65] вважає, що матеріал зовнішньої металевої оболонки знаходиться в плоскому напруженому стані, що також підтверджується даними [24,28,66]. Найбільше зусилля обтиску бетону при збереженні його цілісності можуть виникнути, коли деформації труби ще не досягли межі текучості, а поперечні деформації бетонного ядра максимальні. При цьому особливості роботи труобетону залежать від співвідношення міцності матеріалів бетонного ядра і металевої оболонки, і від геометричних характеристик оболонки.

Несна здатність при досягненні прийнятого граничного стану визначається за формулою:

$$N \leq A_s \sigma_{s,z} + A_g \sigma_{g,z},$$

де $\sigma_{s,z}$ и $\sigma_{g,z}$ – напруження в сталій трубі і бетонному ядрі, яке визначається за формулами:

$$\text{для металевої труби } \sigma_{s,z} = \left[E_s - \frac{2\nu_s(\nu_g - \nu_s)r_1^2}{(r_2^2 - r_1^2)d} \right] \epsilon_z;$$

$$\text{для бетону } \sigma_{g,z} = \left[E'_g + \frac{2\nu_g(\nu_g - \nu_s)}{d} \right] \epsilon_z;$$

$$\text{де } d = \frac{1 + \nu_s}{(r_2^2 - r_1^2)E_s} [r_1^2(1 - 2\nu_s) + r_2^2] + \frac{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)}{E'_g}.$$

Дослідження сталебетонних колон наведені також в роботах Л.І. Стороженко [28,67,68]. Так, для розрахунку труобетонних елементів при центральному стиску була запропонована формула:

$$N \leq m_{T\sigma} \varphi_{T\sigma} (\beta R_{np} F_g + \alpha R_m F_m),$$

де $m_{T\sigma}$ – коефіцієнт умов роботи елемента; $\varphi_{T\sigma}$ – коефіцієнт, що враховує гнучкість; β і α – коефіцієнти ефективності роботи бетону і труби, які визначаються за формулами або таблицями, в залежності від класу бетону і товщини стінки труби.

У роботі Л.К. Лукші [69, 70] наводиться розрахунковий апарат, в якому основним критерієм міцності при осьовому стиску труобетонних елемента є залежність:

$$N_{se} \leq \sum_i \sigma_i A_i,$$

де N_{se} – поздовжня стискаюча сила в елементі від зовнішнього навантаження;
 $\sigma_i A_i$ – несна здатність окремих прошарків поперечного перерізу; $i = 1, 2, 3, \dots$ – номер шару елемента; A_i – площа поперечного перерізу i -го шару; σ_i – міцність матеріалу i -го шару при складному напруженому стані, що залежить від виду матеріалу і його взаємодії з матеріалами інших прошарків.

Несна спроможність негнучкого двошарового сталобетонного елемента за умови, що бетонне ядро знаходиться в стані трьохосового стиску, визначається автором [70] за формулою:

$$N_{sc} \geq (f_c + K\sigma_o)A_c + \sigma_{se}A_{se},$$

залежність для визначення бічного тиску має вигляд:

$$\sigma_o = (f_{ye} + \alpha_c f_c) \left[1 - \beta^{\frac{\xi}{(1+\nu_s)}} \right] / \xi;$$

$$\alpha_c = E_s / E_c; \beta_s = d_{se} / d_{si},$$

де A_c, A_{se} – площі поперечних перерізів бетонного ядра і зовнішньої сталевий труби; $\xi = \alpha_c (K - 2\nu_c) - 1$; $\nu_s = \nu_c = 0,5$ – значення коефіцієнтів Пуассона бетону і сталі в граничному стані елемента; f_{ye}, f_c – нормативний або розрахунковий опір сталі зовнішньої труби і бетонного ядра; d_{se}, d_{si} – відповідно зовнішній і внутрішній діаметр труби.

Міцність зовнішньої сталевий труби буде:

$$\sigma_{se} = f_{ye} - \sigma_o \beta_{se} / (\beta_{se} - 1),$$

Значення коефіцієнта ефективності бічного тиску для бетону в дослідженнях інших авторів (Р. Залігер, Річаст, М. Консідер, О. О. Гвоздєв) коливалися в межах від 4 до 5. Автором [70] даний коефіцієнт в першому наближенні приймається постійним і рівним $K = 4$. У другому наближенні обчислюється за гіперболічною формулою:

$$K = 10 - \frac{100\sigma_o}{f_c + 15\sigma_o},$$

У роботі Ю.В.Зайцева [71] запропонована теоретична модель, яка дозволяє диференційовано враховувати довготривалий опір бетону руйнуванню

з врахуванням його фізико-механічних властивостей. Механізм довготривалого руйнування внаслідок повзучості матеріалу представлений ростом тріщин навколо ідеалізованих круглих пор, рівномірно розподілених у однорідній і ізотропній масі. Показано, що у випадку об'ємного стиску $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ коефіцієнт інтенсивності бокового тиску K змінюється в широких межах. При малому боковому тиску, коли руйнування відбувається внаслідок відриву величина K значно перевищує традиційне $K = 4$.

При більш високому боковому тиску, коли руйнування здобуває переважно зсувний характер, значення K зменшується, наближаючись до 4.

Згідно з єврокоду 4 (частина 2) [34,72] для труб круглого перерізу, заповнених бетоном, підвищення міцності бетону враховується за рахунок його обмеження (укладення в обойму). За умови, що відносна гнучкість $\bar{\lambda} = \sqrt{N_{pl,Rk}/N_{cr}}$ не перевищує $0,5 < e/d < 0,1$, а коефіцієнт вкладу сталі становить

$$0,2 \leq \delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,9,$$

де: e – ексцентриситет навантаження, d – зовнішній діаметр стійки, $N_{pl,Rk}$ – характеристичне значення пластичного опору стисненню, N_{cr} – пружна критична нормальна сила для відповідної форми втрати стійкості; $N_{pl,Rd}$ – опір пластичної деформації при стисканні сталезалізобетонного перерізу; A_a – площа поперечного перерізу сталеві частини; f_{yd} – розрахункове значення умовної межі текучості сталі.

Пластичний опір стисненню визначається з урахуванням вищевикладеного [72] за наступним виразом:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{yd} \cdot \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} ,)$$

де t – товщина стінки сталеві труби; A_c , A_a – площа поперечного перерізу бетону і арматури; f_{cd} , f_{ck} – розрахункове і характеристичне значення

циліндричної міцності бетону на стиск; η_c – коефіцієнт, що стосується обмеження для бетону; f_y , f_{sd} – нормальне і розрахункове значення умовної межі текучості конструкційної сталі.

Повне повздовжнє зусилля в короткому центрально стиснутому трубобетонному елементі А.Л Крішаном та його учнями [73] налюбій стадії їх роботи пропонується визначати, як суму вкладів компонентів системи «бетонне ядро – стальна оболонка»

$$N = (R_b + k\sigma_{br})A_b + \left(\frac{A_s}{6} - A_b\right)\sigma_{br} + \\ + \sqrt{(R_s A_s)^2 - (3A_b^2 - \frac{1}{3}A_b A_s + \frac{A_s^2}{12})\sigma_{br}^2},$$

де N – повне повздовжнє зусилля в короткому центрально стиснутому трубобетонному елементі; R_b і R_s – розрахунковий опір осьовому стиску бетону і сталі; k – коефіцієнт бокового тиску (КБТ), прийнятий тут постійним і рівним 4; σ_{br} – боковий тиск по поверхні контакту труби з бетоном; A_b і A_s – площі поперечених перерізів бетонного ядра і оболонки зі сталі.

Остаточний вираз для визначення руйнуючого навантаження короткого центрально стиснутого трубо бетонного елемента має вигляд:

$$N = (R_b + k\sigma_{br})A_b + \alpha_s R_s A_s.$$

Таким чином, цей вираз має більш повніше враховувати особливості напруженого стану трубо бетонного елемента. Причому варто також зазначити, що в залежності від конструктивних геометричних параметрів величина коефіцієнта α_s в формулі може змінюватися в достатньо широкому діапазоні, але частіше знаходиться в інтервалі від 0,1 до 0,5.

Ще один напрямок дослідження трубобетону базується на припущенні, що несуча здатність трубобетонного елемента обумовлюється міцністю ядра [69], а роль труби зводиться до створення реактивного бокового тиску. В даному випадку передбачається, що труба не чинить опір в осьовому напрямку. Розрахункова формула В.Ф. Мареніна має вигляд:

$$N_{т.б} = F_б R_{np} \sqrt{1 + 2\beta k \frac{\sigma_t \delta}{R_p r} + (\beta^2 k^2 - \frac{2}{C_1^2}) (\frac{\sigma_t \delta}{R_p r})^2}$$

де k – коефіцієнт із теорії міцності О.Я. Берга, що залежить від рівня мікротріщинутворення: $k = 1 - \frac{R_t}{R_{np}}$; β – коефіцієнт впливу обойми, який залежить від марки бетону: $\beta = 0,65 + 0,002 R_{np}$; C_1 – коефіцієнт залежний від марки бетону: $C_1 = \frac{R_{np}}{R_p}$; R_t – напруження в одноосностиснутому бетоні при утворенні перших тріщин; r – середній радіус сталеві оболонки.

Потрібно також згадати цікаву по структурі формулу, запропоновану в 1930 р. Меллером [24]:

$$N_{(m.б)} = R_{np} F_б + \sigma_m F_m + 0,65 \sigma'_m F_m,$$

де σ_t, σ'_t – межа текучості оболонки в осьовому і тангенціальному напрямку.

У своїй роботі по розрахунку міцності центрально-стиснутих трубобетонних елементів І.В. Рєзван [74] запропонував формулу визначення міцності при центральному стисненні:

$$N = (1 + 5 \frac{\beta_p}{m} - 1,25 (\frac{\beta_p}{m})^2) R_b A_b + \alpha R_c A_c.$$

Автором зазначається, що формулу міцності трубобетонних елементів можна записати в спрощеному вигляді, емпірично визначивши рівень повздовжнього напруження сталеві оболонки, статистично обробивши данні багаточисельних досліджень.

В той же час згідно з с EN 1994-1-1 [75] без врахування наведеної гнучкості елемента:

$$N = R_b \left(1 + 4,9 \frac{t}{D} \frac{R_c}{R_b} \right) A_b + 0,75 R_c A_c.$$

Також дослідження методів розрахунку трубобетонних елементів на дію осьового стискаючого навантаження ведуться закордоном.

«Уніфікований китайський» метод, запропонований китайськими вченими Min Yu, Xiaoxiong Zha, Jianqiao Ye, Yuting L i[76] для розрахунку міцності і стійкості трубобетонних елементів.

У цьому методі визначаються величини несної здатності при стисненні трубобетонних елементів за міцністю N_0 і стійкості $N_{уст}$. Причому цей підхід можна застосувати не тільки до трубобетонних елементів круглого поперечного перерізу, але і до елементів з полігональним перерізом, в тому числі і прямокутним.

Відповідно до цього методу несна здатність по міцності при осьовому стисненні визначається з виразу:

$$N_0 = (1 + \eta)(f_y A_s + f_c A_{ck}),$$

де: η – коефіцієнт збільшення міцності за рахунок стиснення бетону в трубі, що залежить від кількості граней в трубі n , властивостей матеріалів, а також коефіцієнта суцільності ψ (для випадку не суцільних трубобетонних елементів).

При використанні формули $N_0 = (1 + \eta)(f_y A_s + f_c A_{ck})$ для розрахунку круглих трубобетонних елементів коефіцієнт η приймається рівним 0.

Відзначимо, що паралельно з дослідженнями несної здатності і особливостей роботи трубобетонних конструктивів активно ведуться теоретичні та експериментальні дослідження конструктивів з непрямым армуванням [77]. Так, ще в 1928 р Р. Залігер запропонував формулу для визначення допустимої навантаження N на елемент:

$$N = (F_{\text{я}} + 15F_{\text{е}} + 45F_{\text{н}})\sigma_{\text{б}},$$

де $F_{\text{я}}$ – площа бетонного ядра; $F_{\text{е}}$ – площа перерізу повздовжньої арматури; $F_{\text{н}} = \pi d_{\text{я}}^2 f / g$ – площа поперечного перерізу фіктивної повздовжньої арматури; $d_{\text{я}}$ – діаметр ядра; f – площа перерізу арматури спіралі; g – крок сіток або спіралі; $\sigma_{\text{б}}$ – тимчасовий опір бетону.

Розрахунок елементів з непрямым армуванням сітками з кільцями і радіальних стрижнів запропонований О.Ф. Виноградовою [78] по стадії руйнування:

$$N_p = F_{\sigma} R_{np}'' (1 + \alpha) + F_{a.c} R_a'',$$

де F_{σ} – площа поперечного перерізу; R_{np}'' – призматична (нормативна) міцність бетону; $F_{a.c}$ – площа перерізу повздовжньої арматури; R_a'' – нормальний опір арматури (межа текучості); α – коефіцієнт по Бергу, аналогічно трубобетонному конструктиву.

Теоретичними дослідженнями А.Л. Крішана [73] була визначена формула для знаходження в центральних стиснутих залізобетонних елементах з непрямым армуванням, при умові що в усіх точках створюється рівномірний боковий тиск. З якої, граничне напруження σ_{bzu} можливо знайти за формулою:

$$\sigma_{bzu} = R_{bu} + k \sigma_{bxu},$$

де R_{bu} – міцність бетону при одноосевому стисненні; σ_{bxu} – головне стискаюче напруження; k – коефіцієнт бокового тиску, що залежить від рівня бокового бокового обтиску $m = \frac{\sigma_{bxu}}{\sigma_{bzu}}$ і визначається за формулою:

$$k = \frac{1 + a - am}{b + (1 - b)m},$$

де a і b – коефіцієнти матеріалу, що визначаються із дослідів (для важкого бетону середнє k відповідає $b=0.096$, а нижня границя цих значень – $b=0.118$; при цьому $a=0.5b$).

На думку В.І. Гнедовського [78], за допомогою цієї формули можна проводити розрахунок елементів з поздовжньою і спіральною арматурою, аналогічно конструктиву з сітками.

Випробуваннями непрямого армування активно займаються і за кордоном, наприклад [35-37, 39, 41, 42]. Найбільшого поширення тут отримали конструктивні елементи зі спіральним армуванням. Цей спосіб армування є ефективним, проте складним і трудомістким при виготовленні. Тому необхідна раціоналізація цього конструктиву, що дасть можливість спростити складний технологічний процес. Представлений аналіз існуючих методик теоретичних досліджень різних авторів показав, істотні розбіжності, передумов роботи при стисненні, як в цілому циліндричного несного сталобетонного елемента, так і

його складових у вигляді бетонного ядра і сталевій обійми окремо. Внаслідок чого, має місце існування великої кількості різних методик розрахунку несучої здатності сталобетонного циліндричного стисненого елемента, які мають значні розбіжності, як між собою, так і з експериментальними даними (табл. 1.).

Дані наведені в табл.1. підтверджують актуальність проведення додаткових теоретичних досліджень сталобетонних несних елементів із суцільною обіймою. Паралельно з конструктивами із суцільною обіймою, в перелік теоретичних досліджень несної здатності включені нові конструкції у вигляді сталобетонних циліндричних несучих елементів з сітчастою обіймою (обійма виконана з просічено-витяжного листа).

Таблица 1.

Порівняння теоретичних даних різних авторів.

Автори теоретичного розрахунку	Стороженко Л.І	Крішан А.Л.	Людковський І.Г. Нестерович А.П.	Лукша Л.К.	Кікін А.І. Саржановський Р.С.	Росновський В.А.	Гвоздєв О.О.
відхилення $\sim \varepsilon$, %, від експериментальних даних	6,58	5,21	7,08	2,90	3,40	12,78	16,6

В результаті проведеного аналізу запропоновано гіпотези даних теоретичних розрахунків [79-81]:

- сталева обійма сталобетонного циліндричного несучого елемента працює одночасно як, поперечне армування, до досягнення металом напруження рівного характеристичними значеннями межі текучості (f_{yk}), і як поздовжнє армування, до досягнення напруження, що дорівнює характеристичним значенням межі міцності (f_{tk});

- бетонне ядро поміщене, як в суцільну, так і сітчасту сталеву обійму знаходиться в умовах об'ємного напруженого стану, за рахунок спільності роботи ядра і обійми, а також дії бічного радіального тиску поперечного армування на бетонне ядро.

Для виконання наведених нижче теоретичних досліджень були введені такі передумови:

- геометричні розміри об'єкта дослідження вибиралися таким чином, щоб виключити втрату стійкості;
- спільність роботи бетонного ядра і сталевий обойми забезпечена аж до втрати несної здатності сталебетонного несного елемента в цілому;
- сталебетонний несний елемент відчуває відцентровий стиск з малими ексцентриситетами, впливом яких в ході розрахунків нехтуємо;
- зовнішнє осьове стискаюче зусилля діє тільки на бетонне ядро, в такому випадку сталева обойма ефективніше працює, як поперечне армування, перешкоджаючи поперечним деформаціям розширенню бетонного ядра, укладеного в обойму.

Розрахунок несної здатності сталебетонного циліндричного несного елемента при осьовому навантаженні, враховуючи наведений аналіз існуючих передумов і методів розрахунку, а також гіпотез і передумов, реалізований із застосуванням принципу суперпозиції, тобто несна здатність бетонного ядра і сталевий обойми розглянуті, як дві незалежні складові, що працюють самостійно, без урахування спільності роботи;

При цьому, для врахування підвищеної несної здатності за рахунок обтиску бетонного ядра обоймою приймаємо наступне:

- бетонне ядро, укладене в сталеву обойму відчуває об'ємний напружений стан, тобто трьохосьове стиснення. Причому величина радіальних напружень бетонного ядра, при втраті несної здатності сталебетонного елемента, дорівнює величині бічного опору сталевий обойми поперечних деформацій бетонного ядра, від дії осьового стискаючого зусилля (рис. 6). При цьому вважаємо, що максимальне напруження розтягу сталевий обойми в поперечному напрямку не перевищує характеристичного значення міцності сталі на кордоні текучості (f_{yk});

- величина бічного тиску сталевий обойми на бетонне ядро дорівнює величині бічного опору сталевий обойми, поперечним деформаціям бетонного

ядра від дії осевого стискуючого зусилля, і залежить від співвідношення товщини стінки обойми (δ) і радіусу сталобетонного елемента (R) [80,83]. У цьому випадку, радіальні стискуючі напруження, що сприймаються бетонним ядром, рівні:

$$\sigma_{b,r} = \frac{\delta \cdot f_{yk}}{R},$$

де $\sigma_{b,r}$ – величина радіального стискуючого напруження в бетонному ядрі.

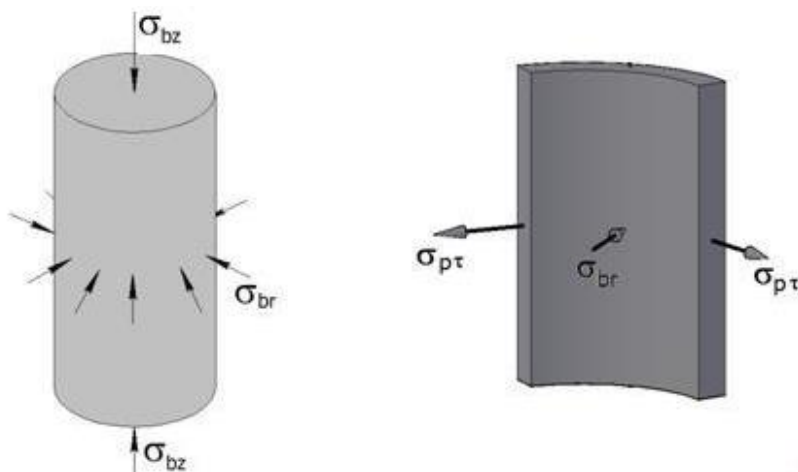


Рисунок 6. Спільна робота бетонного ядра і сталевій обойми

- величина бічного тиску обойми і, отже, радіальні стискуючі напруження, що діють на бетонне ядро, також залежать від коефіцієнта армування поперечного перерізу сталобетонного несного елемента (μ_s), тоді:

$$\sigma_{b,r} = \left(\frac{\delta}{R} + \mu_s \right) f_{yk} ;$$

- вважаємо, що на величину максимальних напружень сталевій обойми в поздовжньому напрямку істотний вплив надає наявність зварного шва і спосіб його виконання, що враховується коефіцієнтом міцності зварного шва обойми φ_{sv} .

З огляду на всі вище перераховані припущення формула для визначення несної здатності, з урахуванням спільної роботи бетонного ядра і сталевій обойми, приймає наступний вигляд:

$$N_{разр} = A_c \cdot f_{ck} + \varphi_{sv} \cdot A_a \cdot f_{tk} + \left(\frac{\delta}{R_m} + \mu_s \right) f_{yk} \cdot A_c; \quad (1)$$

де $N_{разр}$ – несна здатність залізобетонного циліндричного елемента; A_c , A_a – площі поперечних перерізів, відповідно бетонного ядра і сталеві обійми; f_{ck} – характеристична міцність бетону на стиск; f_{tk} , f_{yk} – відповідно, характеристичні значення міцності сталі на розтяг і значення міцності сталі на кордоні текучості; φ_{sv} – коефіцієнт, що враховує зниження міцності залізобетонного елемента за рахунок зварного шва; δ – товщина стінки сталеві обійми; μ_s – коефіцієнт армування поперечного перерізу сталобетонного циліндричного несного елемента $\mu_s = A_a / (A_a + A_c)$; R_m – середній радіус сталеві обійми залізобетонного циліндричного елемента, що дорівнює:

$$R_m = 0,5 \cdot (R_n + R_v),$$

де R_n , R_v – відповідно, зовнішній і внутрішній радіус сталеві обійми залізобетонного елемента.

Наведений розрахунок виконаний з урахуванням об'ємного напруженого стану в бетонному ядрі, що виникає за рахунок радіального обтиснення сталеві обіймою, і справедливий не тільки для сталобетонних несних елементів із суцільною обіймою, але і для визначення несної здатності сталобетонних елементів, де бетонне ядро поміщено в обійму нового типу, тобто сітчасту.

При цьому геометричні характеристики поперечного перерізу циліндричного сталобетонного несного елемента визначаються з урахуванням особливостей поперечного перерізу обійми нового типу, що складається з фактичної площі сталеві сітчастої обійми, а також бетонних клинів, що заповнюють осередку сітчастої обійми.

Фактична площа циліндричної сітчастої обійми визначається як добуток фактичного периметра сітчастої сталеві обійми, з урахуванням пустот осередків, на товщину листа заготовки і дорівнює:

$$A_{as}^{факт} = S_{as} \cdot \delta_s = \pi \cdot \kappa \cdot \delta_s (D_n - \delta_{as}),$$

де S_{as} – периметр циліндричної сітчастої обойми; δ_3 – товщина листа заготовки сталевий сітчастої обойми; δ_{as} – товщина сітчастої обойми, що дорівнює габаритній товщині просіченого листа (S), відповідно ГОСТ [84]; D_n – зовнішній діаметр сталевий сітчастої обойми залізобетонного несучого елемента; κ – коефіцієнт, що враховує геометричні розміри осередків просіченого листа, а саме ширину подачі B , крок осередків B і розмір витяжки за кожен хід штамповки A [84], який визначається з наступного співвідношення:

$$\kappa = \frac{M}{K} = \frac{N}{B}$$

Таким чином, розглянутий конструктив, являє собою композит, у якого просічено-витяжний лист це армування, а бетон, яким заповнюють утворені при виготовленні просічено-витяжного листа порожнини-осередки, з'єднувальний матеріал. При розрахунку несної здатності сталобетонного циліндричного несного елемента бетонний масив, у вигляді клинів, включений в перетин обойми, шляхом приведення площі бетонних клинів до площі сталі, за формулою:

$$A_{c,red} = \frac{A_{a,k} \cdot E_c}{E_a}, \quad (2)$$

де E_a , E_c – відповідно модуль деформації 1-го роду метала і бетону;

$A_{a,k}$ – площа бетонних клинів, сітчастої обойми, що дорівнює:

$$A_{c,k} = A_{as} - A_{as}^{факт},$$

де A_{as} – початкова площа поперечного перерізу сітчастої обойми, товщиною δ_{as} , без врахування складної структури обойми, що дорівнює:

$$A_{as} = \frac{\pi \cdot D_n^2}{4} - \frac{\pi \cdot (D_n - \delta_{as})^2}{2} = \pi \cdot \delta_{as} (D_n - \delta_{as}).$$

Тоді формула (2) має наступний вигляд:

$$A_{c,red} = \frac{E_c}{E_a} \left[\pi \cdot \delta_{as} (D_n - \delta_{as}) - \pi \cdot \kappa \cdot \delta_3 (D_n - \delta_{as}) \right] = \frac{\pi \cdot E_c}{E_a} (D_n - \delta_{as}) [\delta_{as} - \kappa \cdot \delta_3].$$

Звідси наведена площа поперечного перерізу сітчастої обойми $A_{as,red}$ з урахуванням наведеного поперечного перерізу бетонних клинів дорівнює:

$$A_{as,red} = A_{c,red} + A_{as}^{\phi_{акм}} = \pi \cdot (D_H - \delta_{as}) \left[\frac{E_c}{E_a} (\delta_{as} - \kappa \cdot \delta_3) + \kappa \cdot \delta_3 \right] =$$

$$= \pi \cdot (D_H - \delta_{as}) \left[\frac{E_c}{E_a} \delta_{as} + \kappa \cdot \delta_3 \left(1 - \frac{E_c}{E_a} \right) \right],$$

При цьому, бетонні клини, крім часткового виконання функції обойми, за рахунок монолітності з бетонним ядром, утворюють природне зчеплення бетонного ядра і сталевий обойми, внаслідок чого, забезпечується спільність роботи складових сталобетонного елемента нового типу протягом всієї експлуатації.

Враховуючи, наведені вище перетворення, визначена приведена товщина сітчастої обойми $\delta_{as,red}$:

$$\delta_{as,red} = \frac{A_{as,red}}{S_{as}} = \frac{\pi \cdot (D_H - \delta_{as})}{\pi \cdot (D_H - \delta_{as})} \left[\frac{E_c}{E_a} \delta_{as} + \kappa \cdot \delta_3 \left(1 - \frac{E_c}{E_a} \right) \right] =$$

$$= \left[\frac{E_c}{E_a} \delta_{as} + \kappa \cdot \delta_3 \left(1 - \frac{E_c}{E_a} \right) \right] \quad (3)$$

З урахуванням (3) формула (1), для визначення несної здатності сталобетонних циліндричних несних елементів нового типу, приймає наступний вигляд:

$$N_{пзр} = A_c \cdot f_{ck} + \varphi_{sv} \cdot A_{as,red} \cdot f_{tk} + \left(\frac{\delta_{as,red}}{R_m} + \mu_s \right) f_{yk} A_c, \quad (4)$$

Таким чином, за наведеними формулами (1) і (4), визначається несна здатність циліндричного сталобетонного конструктиву, з будь-яким типом сталевий обойми.

В представленій роботі проаналізовано значну частину існуючих методик розрахунку несної здатності як трубобетонних циліндричних елементів будівель та споруд, так і циліндричних елементів з непрямым армуванням, представлені їх переваги та недоліки. Так аналіз існуючих методик теоретичних досліджень різних авторів показав, істотні розбіжності, передумов роботи при стисненні, як в цілому циліндричного несучого сталобетонного елемента, так і його складових у вигляді бетонного ядра і сталевий обойми окремо. Внаслідок чого, має місце

існування великої кількості різних методик розрахунку несучої здатності сталобетонного циліндричного стисненого елемента, які також мають значні розбіжності ($\pm 17\%$), як між собою, так і з експериментальними даними.