

УДК 624.012.45:624.07.2

*М.В. Корнієнко, к.т.н., професор
Л.А. Мурашко, к.т.н., професор
Т.В. Диптан, старший викладач*

О.В. Козак, аспірант

Київський національний університет будівництва та архітектури

ПРОЕКТУВАННЯ ЦЕНТРАЛЬНО ЗАВАНТАЖЕНИХ ПЛИТНИХ ФУНДАМЕНТІВ ПІД ОКРЕМІ КОЛОНИ ЗА СУЧАСНИМИ НОРМАМИ

Розглянуто особливості проектування стовпчастих залізобетонних фундаментів за європейськими нормами.

Ключові слова: продавлювання, напруженій стан ґрунту, міцність за матеріалом.

*Н.В.Корниенко, к.т.н., профессор
Л.А.Мурашко, к.т.н., профессор
Т.В. Диптан, старший преподаватель
О.В.Козак, аспирант*

Киевский национальный университет строительства и архитектуры

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД ОТДЕЛЬНОСТОЯЩИЕ КОЛОННЫ ПО СОВРЕМЕННЫМ НОРМАМ

Рассмотрены особенности проектирования столбчатых железобетонных фундаментов по европейским нормам.

Ключевые слова: продавливание, напряженное состояние грунта, прочность по материалу.

*M.V. Korniyenko, Ph.D.
L.A. Murashko, Ph.D.
T.V. Dyptan, Engineer
O.V. Kozak, postgraduate student
Kyiv National University of Building and Architecture*

DESIGN OF CENTRAL LOADED PLATE BASES UNDER SEPARATE COLUMNS IN ACCORDANCE WITH MODERN STANDARDS

The features of the columnar design of reinforced concrete foundations for European standards.

Keywords: *punching, stress state of soil, the strength of the material.*

Вступ. З 2013 р. у практику проєектування в Україні додатково введено Європейські будівельні норми, що мають скорочене позначення EN. Вони враховують усі світові досягнення в проєктуванні, зведенні та експлуатації будівельних об'єктів. Проєктування за EN визначається як самостійне, і підмінити вимоги цих норм або змішувати з існуючими будівельними нормами чи іншими стандартами не дозволяється.

Проєктування будівель та споруд, їх основ і будівельних елементів за EN виконується за граничними станами з використанням часткових

коєфіцієнтів, що тільки наближено відповідає вимогам проектування за «Державними будівельними нормами» (ДБН) та «Строительными нормами и правилами» (СНиП). Без європейського досвіду інженер-проектувальник не може сьогодні виконувати розрахунки та створювати будівельні конструкції. Тому важливим кроком для практики, що прискорює перехід до проектування за принципами та правилами EN, є відкрите обговорення особливостей цього процесу з приведенням спочатку найпростіших прикладів та порівняння отриманих результатів з розрахунками за ДБН.

У цій публікації розглянуто проектування залізобетонних стовпчастих фундаментів під колону. При цьому розглядається стійка розрахункова ситуація, що найчастіше зустрічається на практиці. Основна увага приділяється розрахунку таких фундаментів за граничним станом – за міцністю (стан STR), у той час як необхідні етапи проектування такі, як збір навантаження, визначення характеристик ґрунту основи і матеріалу фундаменту, розрахунок фундаментів за несучою здатністю основи (граничний стан STR/GEO), які передують розрахунку його як залізобетонної конструкції, детально не розглядаються.

Ресурсоекономність будівель і споруд значно залежить від конструктивних рішень фундаментів та трудомісткості їх зведення. Останнім часом у європейській практиці широко використовуються фундаменти неглибокого закладання, плоскі фундаментні плити квадратної чи прямокутної форми в плані (рис. 1).

З'єднання таких плит-фундаментів з монолітними колонами виконується за допомогою арматурних випусків (рис. 1), а збірних – за допомогою стаканів (карманів), анкерних болтів чи арматурних випусків (рис. 1).

Незважаючи на простоту конструкції, проектування таких фундаментів вимагає проведення ретельних розрахунків. За спрощеною статичною схемою плитні фундаменти класифікуються як жорсткі консольні елементи відносно колон (чи стовпів) (рис. 1). Навантаженням на фундамент служить реактивний тиск ґрунту, який урівноважує зовнішні зусилля N та M , що передаються на фундамент від колон каркаса будівлі.

Огляд останніх джерел досліджень і публікацій. Загальну процедуру проектування плитних фундаментів за досвідом європейських країн та вимог нормативних документів [1,2,5,6] наведено на рис. 2. Обчислення згинальних моментів у розрахункових перерізах, сил продавлювання за контрольними периметрами, а також поперечних сил (рис. 2) під дією середнього тиску в ґрунті p_m виконують як для звичайної консольної конструкції відносно граней колони (чи стовпа).

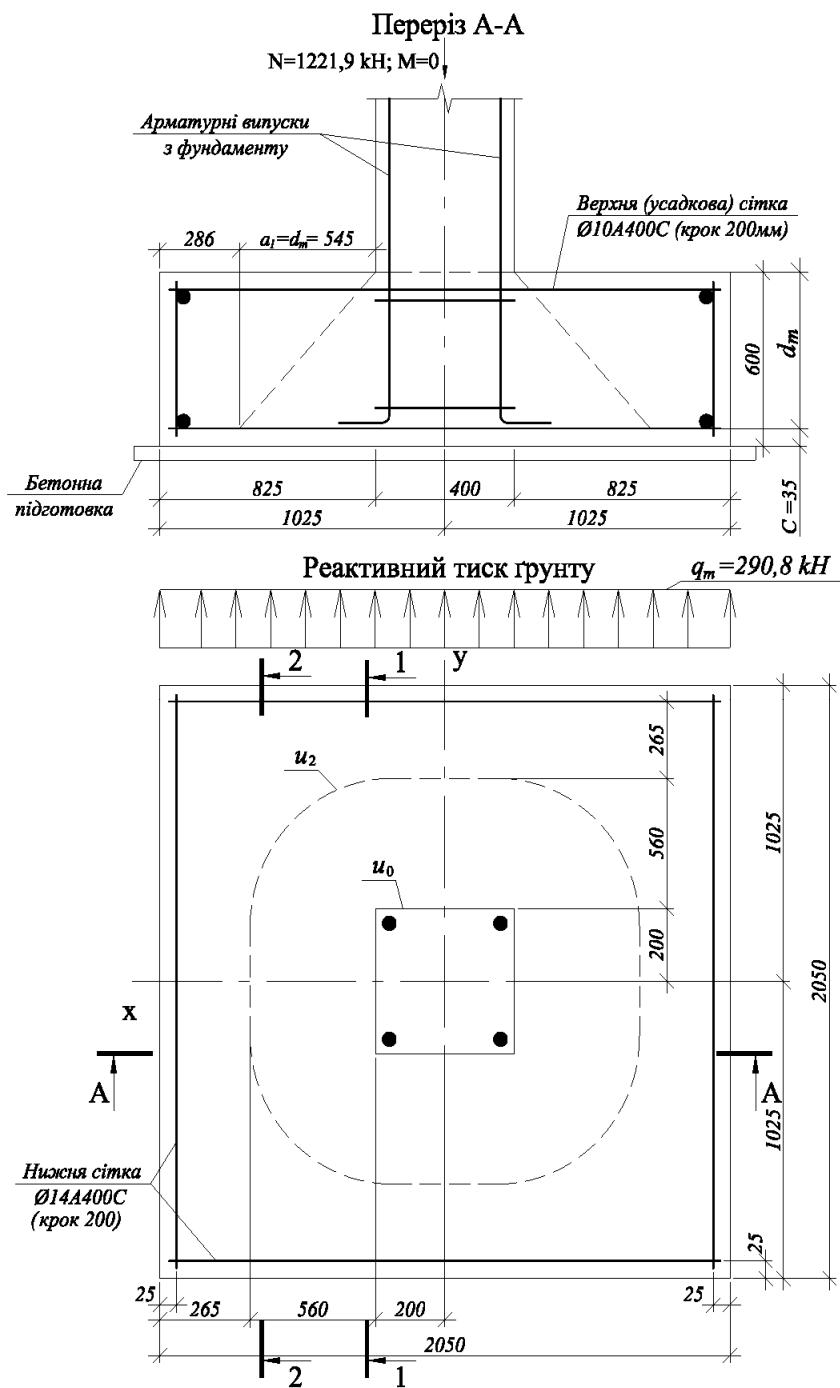


Рис. 1. Конструктивна схема плоского (плитного) фундаменту

Підкреслимо, що для звичайних цивільних каркасних будівель при проектуванні враховуються тільки постійні та змінні впливи, порядок визначення яких оговорено в нормативних документах [2 – 5]. При цьому методика визначення впливів від власної ваги [3], вітру [5] та снігу [4] практично використовується завжди для всіх типів будівель і споруд. Зауважимо, що в розрахунку фундаментів не беруть до уваги зусилля в конструкціях, які можуть виникати при пожежі.



Рис. 2. Загальна процедура проектування плоских (плитних) фундаментів

На основі визначених характеристичних значень впливів від окремих елементів будівельних конструкцій визначаються комбінації впливів, які для стійких та переходних розрахункових ситуацій для всіх випадків, включаючи і фундаменти, визначаються за формулами (6.10) для стану STR чи (6.10 а) та (6.10 в) для стану STR/GEO [6]. При цьому необхідні часткові коефіцієнти приймаються за національними додатками до EN (в Україні це зміни № 1 до ДСТУ-Н [2, 3, 6, 7, 8], вимоги яких з 2013 р. ураховуються при розрахунку основ і фундаментів).

У практичних розрахунках фундаментів за станом STR/GEO враховують результати геотехнічних звітів (звітів з інженерно-геологічних вишукувань), що відповідають рекомендаціям норм [7] та приймають рішення щодо визначення характеристичних (X_k), репрезентативних (X_{rep}) і розрахункових (X_d) параметрів окремих шарів ґрунтів. Тут X – параметр, що розглядається, а індекси вказують на значення величини показника. Відповідні часткові коефіцієнти, що використовуються при їх визначенні, подано в додатку А [7].

Видлення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. Розрахунок основи фундаментів неглибокого закладання за нормативним документом [6] виконується за несучою здатністю, в той час як за ДБН,

СНиП він виконується за деформаціями. Несучуздатність (міцність) ґрунту несучого шару основи ЕПрекомендують визначати за формулою Чена (1975), наведеною в додатку Д [6]. Особливістю цього розрахунку є те, що він виконується з використанням трьох проектних підходів, що забезпечують проектування з урахуванням геотехнічних дій та наведені в додатку А [6]. Такі альтернативні підходи забезпечують високу надійність розрахунків основи і фундаменту, тому що враховують можливість зміни як дій, так і параметрів ґрунту. Така зміна забезпечується використанням різних комбінацій дій та розрахункових параметрів ґрунту. Пояснення до таких розрахунків можна знайти в навчальному посібнику [9].

Для розширеного розуміння розділів EN, що регламентують проектування основ і фундаментів, можна використовувати керівництва та посібники, видані до EN в різних країнах Європи. Автори рекомендують перш за все скористатися рекомендаціями, наведеними в списку літератури [1 – 10].

Основний матеріал і результати. Коротко наведемо розрахунки за міцністю матеріалу (ULS/STR), що визначені в нормах [1], та подамо до них коментарі.

Визначення міцності перерізів плити за 1-ю групою граничних станів передбачає:

1. Перевірку міцності неармованого бетону плити на зріз при продавлюванні колоною чи стовпом, завантажених силою N по їх периметру u_0 (рис. 1). Зазвичай оцінювання міцності прийнятої товщини плити фундаменту виконують, дотримуючись умови

$$\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd,max}, \quad (1)$$

де ν_{Ed} – напруження зрізу на площині перерізу по периметру u_0 ,

$$\nu_{Ed} = N_{Ed} / u_0 \cdot d, \text{ МПа}; \quad (2)$$

$$\nu_{Rd,max} = 0,5\nu_1 f_{cd} < 0,5f_{cd}, \quad (3)$$

де $\nu_1 = 0,6(1 - f_{ck} / 250)$. (4)

2. Визначення площі арматури A_{sx} та A_{sy} по напрямках осей X та Y в перерізі 2-2. При передбаченій невеликій площі арматури, розрахунок виконують у послідовності за алгоритмом табл. 4.1 [8] як для згинальних елементів з одиночним армуванням при середніх значеннях робочої висоти перерізів d , а при очікуванні значних діаметрів поздовжньої арматури плити ($\varnothing \geq 20$ мм) і великому значенні захисного шару бетону ($c \geq 35$ мм) доцільно площу арматури A_{sx} та A_{sy} обчислювати при значеннях робочої висоти плити d_x і d_y відповідно по напрямках осей X та Y (рис. 3).

3. Обчислення міцності на зріз при продавлюванні контурів u_2 та u_1 .

4. Визначення міцності на зріз перерізів, де поперечна сила V_{Ed} максимальна (наприклад, переріз 1-1 чи 2-2 на рис. 1).

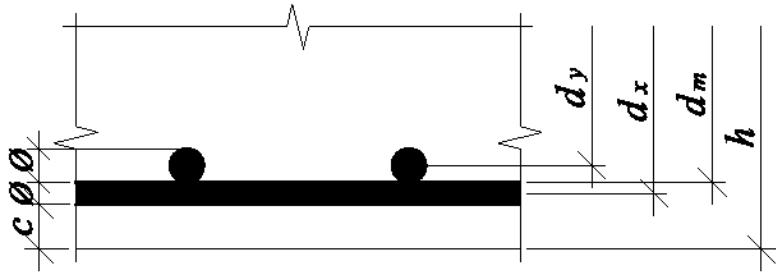


Рис. 3. До визначення розрахункових перерізів по напрямку осей X та Y

Розрахункові поперечні сили V_{Ed} визначають як у консольному елементі ширину b (де b – ширина фундаменту) в тих перерізах, які збігаються з контурами продавлювання, чи в місцях, де змінюється висота фундаменту. При достатній висоті плити h і незначних зовнішніх навантаженнях проектиують фундаменті плити без розрахункового поперечного армування, а при обмеженій товщині фундаментної плити доводиться вводити поперечну арматуру. Перевірку міцності перерізів на зріз виконують як для прямокутних перерізів за алгоритмами табл. 6.2 [10].

Розрахунок плити фундаменту на зріз при продавлюванні має певні відмінності від розрахунку плит перекриттів: вважається, що продавлюючою силою служить сумарне навантаження на плиту від реактивного тиску ґрунту за винятком реакції тиску ґрунту в межах контрольного контуру продавлювання, що розглядається,

$$V_{Ed,p} = N - \Delta V_{Ed}, \quad (5)$$

де N – розрахункова поздовжня сила, що передається на фундамент від колони чи стовпа;

ΔV_{Ed} – середнє значення реактивного тиску ґрунту на площі S в межах периметра продавлювання, що розглядається,

$$\Delta V_{Ed} = S \cdot q_m \cdot d_m; \quad (6)$$

S – площа в межах контрольного периметра u_1 або u_2 ,

$$S = 4a_k^2 + \pi a^2 / 4. \quad (7)$$

Для контуру u_2 : $a = 2d_m$, для контуру u_1 : $a = 4d_m$; a_k – розмір сторони колони чи стовпа; d_m – середня розрахункова висота плити по контуру периметра продавлювання (рис. 3).

При розрахунках контурів u_1 та u_2 на продавлювання (рис. 1) перевіряють умову

$$\nu_{Ed} = V_{Ed} / u \cdot d_m \leq \nu_{Rd,c}, \quad (8)$$

де ν_{Ed} – напруження на площі контрольного периметра; V_{Ed} – розрахункове зусилля продавлювання, кН; u – довжина контрольного периметра продавлювання; $\nu_{Rd,c}$ – напруження зсування (зрізу), яке може

витримати бетон фундаментної плити, величина якого відповідно до п. 4.8.4.2 [2] визначається за формулою

$$v_{Rd,c} = G_{Rd,c} k (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a + k_1 \cdot G_{cp}, \quad (9)$$

де $G_{Rd,c} = 0,18/1,5$; $k = 1 + \sqrt{200/d}$; $\rho_1 = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$; ρ_x і ρ_y – коефіцієнти армування плити фундаменту за напрямком осей X та Y ; a – відстань від грані колони чи стовпа до периметра, міцність якого перевіряють. Найчастіше $a=d$ та $a=2d$ відповідно для контурів u_2 й u_1 , $k_1 = \sigma_{cp} = 0$ – для плоских плит, армованих ненапружену арматурою.

У тих випадках, коли нерівність (8) не дотримується, необхідно збільшити товщину плити h або змінити клас бетону С, або ввести поперечне армування. Визначення необхідної площині поперечної арматури виконують у послідовності, передбаченій алгоритмом [10].

Подамо практичні рекомендації щодо конструювання плитних фундаментів:

1. Під плитою обладнують бетонну підготовку товщиною 80 – 100 мм з бетону класу С8/10.

2. Захисний шар для нижнього ряду арматури плити приймають не меншим за збільшений діаметр арматури на 10 мм і не меншим ніж 35 мм.

3. Мінімальна площа арматури одного напрямку не може бути меншою ніж $A_{s,min} = 0,26(f_{ctm}/f_{cd})bd_m \geq 0,0013bd_m$, а максимальна площа арматури – не більшою за $0,04bd_m$ мм^2 .

4. Відповідно до рекомендацій, мінімальний діаметр арматури нижньої сітки не може бути меншим ніж $\varnothing 8$ мм.

5. При товщині плоскої плити фундаменту, більшій за 500 мм, установлюють у верхній зоні додаткову сітку проти усідання зі стержнів $\varnothing 8 – 10$ мм з їх кроком 200 – 300 мм в обох напрямках, а при пошаровому бетонуванні плит установлюють проміжні сітки в кожному шарі.

6. Арматурні випуски з плити для з'єднання «внапуск» зі стержнями колони чи стовпа визначають шляхом розрахунку за міцністю перерізу по нижньому перерізу колони (стовпа) і приймають за площею, не меншою ніж $A_{s,min} \geq 0,02A_c$ (де A_c – площа перерізу колони або стовпа). Анкерування випусків – за вимогами [8].

7. У випадку армування плити поперечною арматурою дотримуються вимог мінімального коефіцієнта армування, встановленого нормами [8].

Для кращого розуміння особливостей практичної реалізації вимог EN[1] до проектування залізобетонних фундаментів наведемо приклад розрахунку центрально завантаженого фундаменту з плоскою плитою. Із цією метою скористаємося вихідними даними, що прийняті для прикладу з геотехнічних розрахунків у навчальному посібнику [9].

Розрахункове навантаження на фундамент: $M = 0$; $N = 1221,9$ кН. Реактивний тиск ґрунту $q_m = 290,8$ кПа. Розміри колони 400×400 мм. Розміри підошви фундаменту $a \times b = 2,05 \times 2,05$ м. Товщина плити фундаменту $h = 600$ мм. Орієнтовано прийнято діаметр арматурної сітки фундаменту зі стержнів $\varnothing 16$ мм. Матеріали фундаменту: бетон класу C20/25 ($f_{ck} = 20$ МПа, $f_{cd} = 14,5$ МПа), арматура зі стержнів класу A400C ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 365$ МПа).

Загальний вигляд плитного фундаменту і принцип його армування наведено на рис. 1.

Захисний шар бетону при використанні арматури $\varnothing 16$ мм $C = 16 + 10 = 26$ мм. Відповідно до рекомендацій п. 4 приймаємо $C = 35$ мм.

Розрахункові параметри фундаменту (рис. 1):

– корисна (середня) висота плити (рис. 3):

$$d_m = h - (c + \varnothing) = 600 - (35 + 16) = 549 \approx 550 \text{ мм};$$

– корисна висота плити по напрямках осей X та Y :

$$d_x = h - (c + \varnothing/2) = 600 - (35 + 16/2) = 557 \text{ мм};$$

$$d_y = h - (c + \varnothing + \varnothing/2) = 600 - (35 + 16 + 16/2) = 541 \text{ мм}.$$

Зусилля в розрахункових перерізах (рис. 1):

– в перерізі 1-1 (розміри в метрах)

$$M = (b \cdot q_m) L_0^2 / 2 = 2050 \cdot 290,8 \cdot 0,825^2 / 2 = 202,87 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– в перерізі 2-2:

$$V_{Ed} = b q (a_1 - d_m) = 2,05 \cdot 290,8 (0,825 - 0,550) = 163,9 \text{ кН}.$$

Зсувне (зрізаюче) зусилля по периметру колони u_0

$$V_{Ed} = N = 1221,9 \text{ кН}.$$

Площа фундаменту в межах периметра u_2 , м^2 , за формулою (7) при $a = 2d_m$ та продавлююча сила:

$$S_2 = a_k^2 + 4 \cdot a_k \cdot d_m + \pi \cdot d_m^2 = 0,4^2 + 4 \cdot 0,4 \cdot 0,550 + 3,14 \cdot 0,550^2 = 1,99 \text{ м}^2;$$

$$V_{Ed} = V_{Ed} - S \cdot q_m = 1221,9 - 1,99 \cdot 290,8 = 643,21 \text{ кН}.$$

Примітка: Розміри сторін контрольного периметра u_1 збігаються з межами фундаменту ($a_k = 2d_m = 400 + 2 \cdot 550 = 1500 \approx 1025$ мм), тому перевірку фундаменту на продавлювання по периметру u_1 не виконують.

Площу арматури визначаємо за алгоритмом [10] при $d_y = 541$ мм та $b = 2050$ мм:

$$1. \alpha_m = M / bd^2 f_{cd} = 202,87 \cdot 10^3 / 2050 \cdot 541^2 \cdot 14,5 = 0,023.$$

2. При $\alpha_m = 0,023$ коефіцієнт $\zeta = 0,988$.

Приймаємо $\zeta = 0,95$.

3. $A_s = M / d f_{yel} = 202,87 \cdot 10^3 / 541 \cdot 0,95 \cdot 365 = 1081,4 \text{ мм}^2$.
4. $A_{s,min} = 0,26(f_{ctm} / f_{yk})bd = 0,26(2,2 / 400)2000 \cdot 541 = 1585,9 \text{ мм}^2$.
5. Оскільки $A_{sy} = 1081,4 \text{ мм}^2 < A_{s,min} = 1585,9 \text{ мм}^2$, то приймають в обох напрямках по 11Ø14A400С площею $A_s^{prov} = 1692,9 \text{ мм}^2$.

Перевірка плити на продавлювання колоною по контуру колони u_0 .

1. Напруження зрізу на площині зрізу по периметру колони u_0 :

$$\nu_{Rd,c} = V_{Ed} / u_0 \cdot d_m = 1221,9 \cdot 10^3 / (4 \cdot 400 \cdot 550) = 1,39 \text{ МПа.}$$

2. Максимальний опір бетону на зріз (формули (3) та (4)):

$$\nu_{Rd,max} = 0,5\nu_1 f_{cd} = 0,5 \cdot 0,6(1 - f_{ck} / 250)f_{ck} = 0,3 \cdot (1 - 20 / 2050)14,5 = 4,0 \text{ МПа.}$$

3. $\nu_{Ed,max} = 4 \text{ МПа} > \nu_{Rd,c} = 1,39 \text{ МПа}$, тому вважається, що висоту плити $h = 600 \text{ мм}$ прийнято достатньою для сприйняття зсувних зусиль на периметрі u_0 .

Перевірка плити на зріз при продавлюванні по периметру u_2 .

Міцність бетону на периметрі u_2 , розташованого на відстані d_m від колони, визначають у такій послідовності з урахуванням п.4.8.4.2 [2] при $V_{Ed} = 438,4 \text{ кН}$; $b = 2050 \text{ мм}$; $d = d_m = 550 \text{ мм}$:

1. $k = 1,0 + \sqrt{200 / d_m} = 1 + \sqrt{200 / 550} = 1,6$.
2. $\rho_x = 1692,9 / 2050 \cdot 557 = 0,0014$;
- $\rho_y = 1692,9 / 2050 \cdot 541 = 0,0015$;
- $\rho_1 = \sqrt{\rho_x \rho_y} = \sqrt{0,0014 \cdot 0,0015} = 0,00145$.

3. Міцність бетону на зріз при $a = d_m$:

$$\nu_{Rd,c} = (0,18 / 1,5)l(100 \cdot \rho_1 f_{ck})^{1/3}(2d / a) = 0,12 \cdot 1,56(100 \cdot 0,00145 \cdot 20)^{1/3}(2) = 0,535 \text{ МПа.}$$

4. Напруження по площині контрольного периметра u_2 при його довжині $L_2 = 4 \cdot 400 + \pi(2 \cdot 550)^2 / 4 = 5054 \text{ мм}$ становлять:

$$\nu_{Ed} = V_{Ed} / (L_2 \cdot d_m) = 641,21 \cdot 10^3 / (5054 \cdot 550) = 0,231 \text{ МПа.}$$

5. Оскільки $\nu_{Ed} = 0,231 \text{ МПа} < \nu_{Rd,c} = 0,535 \text{ МПа}$, то необхідність армування плити поперечною арматурою відсутня.

Перевірка міцності перерізу 2-2 за поперечною силою (табл. 6.2 [10]).

У варіанті, що розглядається, при $V_{Ed} = 158,0 \text{ кН}$; $b = 2050 \text{ мм}$; $d_y = 541 \text{ мм}$; $k = 1,56$ та $\rho = \rho_y = 0,0015$ міцність неармованого бетону на зріз становитиме

$$k = 1 + \sqrt{200 / d_y} = 1 + \sqrt{200 / 541} = 1,61;$$

$$\nu_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,61 \cdot (100 \cdot 0,0015 \cdot 20)^{1/3} = 0,59 \text{ МПа.}$$

Фактичні напруження зрізу в перерізі 2-2

$$\nu_{Ed} = V_{Ed} / bd_m = 163,9 \cdot 10^3 / (2050 \cdot 541) = 0,148 \text{ МПа.}$$

Оскільки $\nu_{Ed} = 0,148$ МПа < $\nu_{Rd,c} = 0,59$ МПа, опір зрізу бетону в перерізі 2-2 достатній і поперечну арматуру не встановлюють. В інших випадках ($\nu_{Ed} > \nu_{Rd,c}$) обчислюють площу поперечної арматури за алгоритмом [10] або змінюють клас бетону чи товщину плити h .

Конструкцію фундаменту, що виконана відповідно до рекомендацій, наданих вище, показано на рис. 1. Для інших прикладів і випадків розрахунок за матеріалом може вимагати зміни розмірів фундаментів, що й виконується за необхідності повторного виконання цих передбачених перевірок. Розрахунок за граничним станом SLS, що полягає у визначені осідання основи, подано в посібнику [9].

Висновки:

1. За рекомендаціями нормативного документа [6] загальні розміри фундаментів неглибокого закладання виконують на основі оцінювання міцності несучого шару, користуючись трьома підходами, пояснення до яких наведено в посібнику [9].

2. При перевірці міцності конструкції фундаменту суттєва увага приділяється оцінюванню на зріз при продавлюванні по контуру колони, на основному контурі продавлювання на відстані $2d$ від грані колони (чи стовпа), а також на проміжних відстанях до додаткових контурів на відстані $a < 2d$.

3. Основна арматура плити приймається відповідно до результатів стандартних розрахунків, але не меншою ніж $A_{s,min}$, встановлено за нормами [8].

4. При товщині фундаментної плити 500 мм і більше встановлюють верхню сітку проти усідання зі стержнів $\varnothing 10 - 12$ мм, а при більшій товщині – в кожному шарі висотою 400 – 500 мм.

Література

1. EN 1992-1-1-2004: Eurocode 2: Design of concrete structures. – Part 1-1: General rules and rules for buildings.
2. ДСТУ-Н В.1.2-13:2008. Основи проектування конструкцій. Настанова. (EN 1990:2002, IDT) / Мінрегіонбуд України. –К.: ДП «Укрархбудінформ», 2009. (зі зміною № 1 від 2013). – 101 с. (зміна № 1 – 9 с.). Чинний від 01.07.2009.
3. ДСТУ-Н EN 1991-1-1:2010. Навантаження на споруди. Частина 1-1: Основні навантаження. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження. Настанова (EN 1991-1-1:2002, IDT) / Мінрегіонбуд України, 2010 (зі зміною №1 від 2013). – 48 с. (зміна №1 – 9 с.). Чинний від 2010 р.
4. ДСТУ-Н EN 1991-1-3:2010. Навантаження на споруди. Частина 1-3: Основні навантаження. Снігові навантаження. Настанова (EN 1991-1-3:2003, IDT) / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (зі зміною №1 від 2013). – 51 с. (зміна №1 – 19 с.). Чинний від 2010 р.
5. ДСТУ-Н EN 1991-1-4:2010. Навантаження на споруди. Частина 1 – 4: Основні навантаження. Вітрові навантаження. Настанова (EN 1991-1-4:2005, IDT) / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (зі зміною №1 від 2013). – 157 с. (зміна № 1 – 18 с.). Чинний від 2010 р.

6. ДСТУ-Н EN 1997-1:2010. Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 1: Загальні правила. Настанова (EN 1997-1:2004, IDT) / Мінрегіонбуд України. –К.: Мінрегіонбуд України, 2011 (зі зміною №1 від 2013). – 190 с. (зміна №1 – 19 с.). Чинний від 01.07.2013.
7. ДСТУ-Н EN 1997-2:2010. Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 2: Дослідження і випробування ґрунту (EN 1997-2:2007, IDT) / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. Чинний від 01.07.2013.
8. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд. Настанова (EN 1992-1-1:2004, IDT) / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011 (зі зміною № 1 від 2013). Чинний від 2013 р.
9. Корнієнко, М.В. Розрахунок стовпчастих монолітних фундаментів за Європейськими нормами / М.В. Корнієнко, Т.В. Диптан, А.М. Ращенко // Навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів. – К.: КНУБА, 2013. – 63 с.
10. Мурашко, Л.А. Розрахунок за міцністю перерізів нормальніх та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів / Л.А. Мурашко, В.М. Колякова, Д.В. Сморкалов. – К.: КНУБА, 2012. – С. 44 – 56.

На дійшла до редакції 08.10.2013

© М.В. Корнієнко, Л.А. Мурашко, Т.В. Диптан, О.В. Козак