АНАЛІЗ РОБОТИ ПІДПІРНОЇ СТІНИ ПРИ ПОЗАЦЕНТРОВОМУ СТИСКУ

В.Гуренко, М.Тімченко, Д-22-17, ХНАДУ
Керівник проф. каф. МКіБМ Кіслов О.Г

При вивченні курсу «Опір матеріалів» ми розглядали питання роботи стержньових систем з прямолінійними осями. В них виникали такі види простих деформацій: розтяг-стиск, згин, зсув, кручення, але й більш складні деформації, які виникають в результаті їх комбінацій. Такий вид складної деформації називається складний опір. Тобто складний опір це така робота стержня, коли одночасно виникають 2 або 3 вида простих деформацій. На практиці при вивченні роботи будівельних конструкцій або споруд мають справу з такими видами комбінацій простих деформацій: просторовий стиск, косий згин, згин із розтягом, позацентровий стиск, згин із крученням та інш.

В даному дослідженні ми прийняли рішення розглянути такий вид складного опору як позацентровий стиск, при розрахунку конкретної будівельної споруди – масивна підпірна стіна.

Підпірною стіною називається будівельна споруда, яка утримує ґрунти, воду та інш.

Підпірні стіни знаходять своє використання в дорожньому, гідротехнічному будівництві, а також в гірничому ділі і фортифікації:

Підпірні стінки класифікуються по різним ознакам:

1. За призначенням – підтримують ґрунт, насипи, воду, огороджують котловани;
2. За характером роботи – окремі та з будь-якими спорудами;
3. По висоті – низькі (до 10м), середні (10-20м), високі (> 20м);
4. За матеріалом – залізобетонні, бетонні, металеві та інш.;
5. За принципом роботи – масивні, стійкість яких забезпечується їх власною вагою і матеріал випробує стискуючі напруження, напівмасивні, тонкоелементні, тонкі,
6. За способом будівництва розрізняють монолітні та збірні.

Монолітні виконуються з бетону, бутобетону, залізобетону. Вони можуть бути контрфорсними (ребристими), в яких встановлюють контрфорси або поперечні ребра.

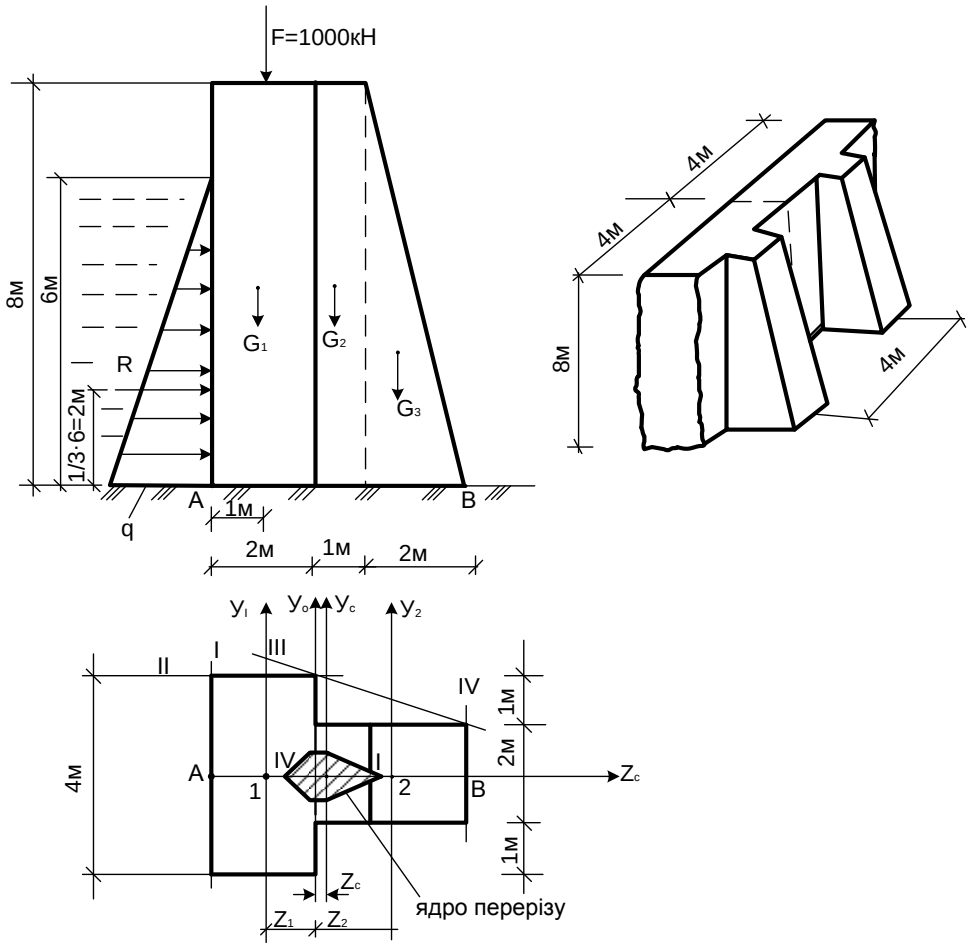
Збірні підпірні стіни виконуються з залізобетону. Підпірні стіни можуть бути побудовані на природничій основі – скельній або нескельній, на штучній основі, або палях.

Навантаження, що діють на підпірну стінку розподіляються на постійні (власна вага, тиск ґрунту, води) та тимчасові (тиск від різноманітних нерухомих навантажень).

Таким чином об’єктом нашого дослідження прийнята масивна підпірна стіна з контрфорсами.

Так як підпірна стіна по всій довжині знаходиться в однакових умовах роботи, для розрахунку достатньо виділити ділянку довжиною 4м з одним контрфорсом.

Матеріал стіни бетон з характеристиками міцності $[\sigma_{ст}] = 8 МПа, [\sigma_р] = 0,8 МПа.$ На підпірну стіну діють стискуюча сила $F = 1000 кН$ та гідростатичний тиск води q і сила власної ваги стінки. Тиск ґрунту та льоду відсутні, основа стінки приймається абсолютно жорсткою (рис.1).



Необхідно визначити нормальні напруження в небезпечних точках основи підпірної стінки і перевірити її на міцність.

Для цього на підставі принципу суперпозиції (принцип незалежності дії сил) складено вираз, як алгебраїчна сума напружень від кожного навантаження окремо

$$\sigma = -\frac{N}{A} \pm \frac{M_{y_c} \cdot z}{I_{yc}} \pm \sum_{i=1}^{n} \frac{F_i e_i}{I_{yc}} z,$$

де N - стискальна сила (сума всіх вертикальних навантажень);

M_{yc} - згинальний момент від гідростатичного тиску;

F_i - окремі вертикальні сили;

e_i - ексцентриситети вертикальних сил;

z - координати розрахункових точок стіни.

1. Визначимо геометричні характеристики поперечного перерізу основи стіни.

Положення центра ваги перерізу розміщується на осі z_c, обчислимо координату відносно допоміжної осі y_o

$$z_c = \frac{z_1 A_1 + z_2 A_2}{A_1 + A_2} = \frac{(-1)8 + 1{,}5 \cdot 6}{8+6} = 0{,}07 м,$$

де $A_1 = 2 \cdot 4 = 8 м^2$, $A_2 = 3 \cdot 2 = 6 м^2$ - площі окремих елементів основи (прямокутників 1 та 2+3) $z_1 = -1 м$, $z_2 = -1{,}5 м$ - координати центрів ваги прямокутників відносно осі y_o проведемо вісь y_c.

Тепер визначимо моменти інерції і радіуси інерції основи підпірної стіни відносно головних центральних осей інерції z_c і y_c.

$$Iz_c = \frac{2 \cdot 4^3}{12} + \frac{3 \cdot 2^3}{12} = 12{,}67 м^4;$$

$$Iy_c = \frac{4 \cdot 2^3}{12} + (1+0{,}07)^2 8 + \frac{2 \cdot 3^3}{12}(1{,}5+0{,}07)^2 6 = 28{,}6 м^4;$$

$$iz_c^2 = \frac{Iz_c}{A} = \frac{12{,}67}{14} = 0{,}905 м^2; \; iy_c^2 = \frac{Iy_c}{A} = \frac{28{,}6}{14} = 2{,}04 м^2.$$

2. Розрахунок навантажень, що діють на стінку.

Такими навантаженнями являють собою:

Сила F, гідростатичний тиск і сили ваги елементів підпірної стіни

а) стискальна сила F =1000кН;

б) гідростатичний тиск розподіляється за лінійним законом і на глибині 6м він становить

$q = 6 \cdot 10 = 60 \, кН / м^2$, де $10 \, кН / м^3$ - сила ваги 1м^3 води.

Рівнодіючу гідростатичного тиску, що діє на стінку шириною 4м, обчислимо за такою формулою

$R = \frac{1}{2} 60 \cdot 6 \cdot 4 = 720\,кН$, точка її прикладення знаходиться на відстані $\frac{1}{3} \cdot 6 = 2\,м$ від основи стіни.

в) сили ваги окремих елементів підпірної стіни G_1, G_2, G_3 визначають з урахуванням щільності бетону $\rho = 24\,кН / м^3$

$G_1 = 4 \cdot 2 \cdot 8 \cdot 24 = 1536\,кН$; $G_1 = 2 \cdot 1 \cdot 8 \cdot 24 = 384\,кН$;

$G_1 = \frac{1}{2} 2 \cdot 2 \cdot 8 \cdot 24 = 384\,кН$.

Ці сили і F розташовані на осі z_c, а відносно осі y_c кожне зусилля має свій ексцентриситет.

$e = 1{,}07\,м$; $e_1 = 1{,}07\,м$; $e_2 = 0{,}43\,м$; $e_3 = 1{,}6\,м$.

3. Розрахунок напружень у небезпечних точках основи стіни

Попередньо визначимо:

а) загальну стискальну силу

$N = F + G_1 + G_2 + G_3 = 1000 + 1536 + 384 + 384 = 3304\,кН$;

б) згинальний момент від гідростатичного тиску

$My_c = 720 \cdot \frac{1}{3} 6 = 1440\,кН \cdot м$;

в) координати небезпечних точок А і В

$Z_A = -(2 + 0{,}07) = -2{,}07\,м$; $Z_B = (3 - 0{,}07) = 2{,}93\,м$.

Напруження в т. А

$$\sigma_A = \frac{3304}{14} - \frac{1440(-2{,}07)}{28{,}6} - \frac{1000(-1{,}07)}{28{,}6}(-2{,}07) - \frac{1536(-1{,}07)}{28{,}6}(-2{,}07) -$$
$$- \frac{384 \cdot 0{,}43}{28{,}6}(-2{,}07) - \frac{384 \cdot 1{,}6}{28{,}6}(-2{,}07) = -271{,}75\,кН / м^2 = -0{,}272\,МПа$$

Напруження в т. В

$$\sigma_B = \frac{3304}{14} - \frac{1440 - 2{,}93}{28{,}6} - \frac{1000(-1{,}07)}{28{,}6} 2{,}93 - \frac{1536(-1{,}07)}{28{,}6} 2{,}93 -$$
$$- \frac{384 \cdot 0{,}43}{28{,}6} 2{,}93 - \frac{384 \cdot 1{,}6}{28{,}6} 2{,}93 = -182{,}39\,кН / м^2 = -0{,}182\,МПа$$

В обох точках виникають стискальні напруження, які значно менші за допустимі значення.

Для підтвердження отриманих результатів скористуємося іншим методом – визначимо напруження у небезпечних точках А і В за допомогою ядрових моментів за формулою

$$\sigma = \frac{Мя}{Iy_c} \cdot Z,$$

де $Мя$ - ядровий момент, що дорівнює сумі моментів усіх діючих сил відносно однієї з вершин ядра перерізу;

Z - координати розрахункових точок А і В.

Тому побудуємо ядро перерізу основи стіни. При побудові ядра треба задавати положеннями нейтральної лінії, як дотичними до контуру перерізу, з використанням симетрії поперечного перерізу.

Координати ядра перерізу дістанемо за формулами

$$Zя = -\frac{i_{y_c}^2}{Zн.л}; \quad Уя = -\frac{i_{Z_c}^2}{Ун.л}$$

Значення $Zн.л$, $Ун.л$, а також координат $Zя$ і $Уя$ наведено в табл. 1.

Таблиця 1

Положення нейтральної лінії	$Zн.л$, м	$Ун.л$, м	$Zя$, м	$Уя$, м
I	-2.07	∞	0,99	0
II	∞	2	0	-1,45
III	5,93	1,98	-0,34	-0,46
IV	2,93	∞	-0,7	0

За результатами побудуємо ядро перерізу (рис.1). Обчислюючи нормальні напруження в т. А, ядровий момент будемо брати відносно вершини ядра перерізу 1, а для т. В – відносно вершини 4.

Ядрові моменти $Мя_{(1)}>0$, $Мя_{(4)}<0$.

Визначимо ядровий момент $Мя_{(1)}$

$$Мя_{(1)} = Fr + G_1r_1 + G_2r_2 - G_3r_3 - Rr_4,$$

де r - плечі сил відносно вершин 1 ядра перерізу $r = 2,06м$; $r_1 = 2,06м$; $r_2 = 0,56м$; $r_3 = 0,61м$; $r_4 = 2м$.

$$Мя_{(1)} = 1000 \cdot 2,06 + 1536 \cdot 2,06 + 384 \cdot 0,56 - 384 \cdot 0,61 - 720 \cdot 2 = 3765кНм$$

Тоді напруження в т. А

$$\sigma_A = \frac{Мя_{(1)}}{Iy_c} \cdot У_A = \frac{3765 \cdot 10^3}{28,6} \cdot (-2,07) = -0,272 \cdot 10^6 \frac{Н}{м^2} = -0,272 МПа$$

Визначимо ядровий момент $Мя_{(4)}$

$$Мя_{(4)} = F \cdot r' + G_1 r_1' + G_2 r_2' - G_3 r_3' - R r_4'$$

де r' - плечі сил відносно вершини 4 ядра перерізу $r' = 0,37 м$;

$r_1' = 0,37 м$; $r_2' = 1,13 м$; $r_3' = 2,3 м$; $r_4' = 2 м$.

$$Мя_{(4)} = 1000 \cdot 0,37 + 1536 \cdot 0,37 - 384 \cdot 1,13 - 384 \cdot 2,3 - 720 \cdot 2 = -1780,4 кНм$$

Тоді напруження в т. В

$$\sigma_B = \frac{Мя_{(4)}}{Iy_c} \cdot У_B = \frac{(-1780,4)10^3}{28,6} \cdot 2,93 = -0,182 \cdot 10^6 \frac{Н}{м^2} = -0,182 МПа$$

Ці напруження збігаються з напруженнями, знайденими за формулами позацентрового стиску.

Таким чином виконані розрахунки дозволили провести аналіз роботи бетонної підпірної стінки при позацентровому стиску, шляхом розкладу зовнішніх навантажень на складові частини – поверхневі і об’ємні (принципи суперпозиції).

АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ДЕФОРМАЦІЙНИХ ШВІВ

Деркач Ю.В., ДМ-41, ХНАДУ
Керівник проф. каф. МКіБМ Більченко А.В.

Деформаційний шов належить до області мостобудування, а саме до конструкцій деформаційних швів, і може бути застосований для сполучення прольотних будов автодорожніх мостових споруд для забезпечення плавного проїзду транспорту та компенсації температурних деформацій елементів прогонової будови.

Деформаційний шов є невід’ємною частиною мосту. Він необхідний для довготривалої експлуатації мостової споруди. При виникненні відмови у роботі деформаційного шва, починається протікання води, що приводе до швидкого прогресу руйнування прольотної будови, збільшення динамічних навантажень, оголення арматури та різкого зменшення довговічності усієї мостової споруди.