

## Введення

**Ціль лекційного курсу:** дати загальні принципи проектування конструктивних схем будинків і споруд з різних видів матеріалів. Виконувати розрахунки навантажень та їх сполучень, обчислювати розрахункові зусилля, визначати на підставі проектних даних фізико-механічні властивості будівельних матеріалів.

Будівельні конструкції – основа будь-якої споруди:

- житлових будинків;
- промислових;
- сільськогосподарських;
- громадських будівель;
- мостів;
- телебашт;
- водопропускних труб

До Б. К. пред'являють вимоги:

- міцності;
- жорсткості;
- стійкості;
- витривалості

Вимоги задовольняють на усіх стадіях:

- виготовлення;
- перевезення;
- монтажу;
- експлуатації

Щоб задовольнити ці вимоги часто розміри конструкції визначають розрахунком.

Конструкції виконують з різних матеріалів:

- метал;
- деревина;
- каміння;
- залізобетон;
- пластмаса

Кожен матеріал має свої

- фізико-механічні властивості;
- переваги та недоліки

і це визначає область його раціонального застосування.

# ЛЕКЦІЯ № 1

## НАВАНТАЖЕННЯ ТА ВПЛИВИ

### ПЛАН

1. Про навантаження та аварії.
2. Класифікація навантажень
3. Нормативні та розрахункові навантаження
4. Правила визначення окремих видів навантажень
5. Застосовувані коефіцієнти

**Мета:** навчитися правильно визначати навантаження, так як їх недоврахування та невірне визначення призводить до аварій.

### **1. Про навантаження та аварії**

Чи усвідомлюємо ми, наскільки несприятливе середовище, в якому живе та творить людина: буревії, землетруси, поводи, пожежі, обвали, зсуви – це лише невелика частина тієї кількості облич, які приймає різноманітна, але сліпа природа, показуючи нам свою грізну могутність. З чисельними небезпеками та стихійними лихами людина наполегливо бореться тисячоліттями, але в результаті цієї боротьби змінилось саме людство, а не природа. Агресивність природи, її примхи залишились тими ж, що й сто, тисячу, десять тисяч років тому.

Похмурий репертуар природи спрямований передусім проти наших будівель та споруд. Конструкції можна порівняти з м'язами, які і вдень і вночі напружені у протистоянні навантаженням. В наявності – незримий конфлікт. Однак м'язова конструкція не завжди буває напружена і це логічно: вона повинна зберігати сили для екстрених ситуацій.

За нормальних експлуатаційних умов основне навантаження – це вага самої конструкції, підлога, обладнання і т. д. У цих умовах напруження нижче граничних тривких можливостей матеріалу. Але ось настає момент, коли за визначеними причинами будова заповнюється людьми до відказу (наш інститут), напруження при цьому різко зростають. Сніг, вітер, дощ, крига – ось ці навантаження, які можуть перевантажити і без того сильно напружений м'яз конструкції. Але ось настає екстремальна ситуація і обставини складаються не самим сприятливим чином,

напруження досягають максимальної величини, матеріал працює на межі своїх можливостей. Чи зумів конструктор передбачити настільки складну, але все ж реальну ситуацію? Він повинен був....

Стіни, меблі, люди, сніг, вітер, землетруси – це навантаження. Але список навантажень може бути подовжений: сонячні промені, пташині зграї на проводах, пил на дахах, тобто з точки зору навантажень усе матеріальне втрачає свій матеріальний облік та перетворюється у сотні кН., які конструкція повинна сприймати.

Людина першого поверху навряд чи замислюється, що може вклатися спати під потенційним пресом у сотні кН.

Навантаження агресивні за своєю природою. Вони підступно відшуковують найменше прогання, найменшу недосконалість конструкції, щоб того ж часу виявити свою руйнуючу силу. Саме навантаження стають причиною будь-якої аварії, про це свідчать тисячі аварій та катастроф. Наприклад:

1. Кінотеатр Нікарбокар у м. Вашингтон – у 1922 р. померло 91 людина. Причиною аварії стало перевищення навантаження снігу на даху кінотеатру на 15 % більше розрахункової кількості.

Навантаження і конструкція увесь термін експлуатації знаходяться у незримому конфлікті, і хто вийде переможцем – залежить від інженера та його уміння.

## **2. Класифікація навантажень**

Конструкції розраховують на дію навантажень. Навантаження встановлюють з урахуванням [3].

В залежності від тривалості дії навантаження бувають: постійні та тимчасові (тривалі, короткочасні та особливі).

### **Постійні**

Їх величина, місце прикладення і напрямок дії ніколи не змінюються. Наприклад:

- вага частин будівель (стіни, перекриття);
- вага ґрунту та його тиск (насипи, засипки, ґрунт на сходах факультету);
- гірський тиск у шахтах;
- вплив передчасного напруження у залізобетоні.

## **Тимчасові**

Їх особливість у тому, що їх величина, напрямок, місце прикладання можуть змінюватись. В окремі періоди часу вона може і зовсім зникнути (сніг). Тимчасові за тривалістю дії поділяють на тривалі, короткочасні та особливі.

### ***Тривалі:***

- вага стаціонарного обладнання;
- вага ємностей, трубопроводів;
- корисне навантаження у бібліотеках, архівах, холодильниках;
- вага відкладень пилю (якщо немає заходів по знищенню);
- частина снігового навантаження у багатосніжному районі (Сибір)

### ***Короткочасні:***

- кранове навантаження;
- вага людей, матеріалів для ремонту;
- снігові;
- вітрові;
- ожеледі;
- навантаження при перевезенні та монтажі;
- корисна (рівномірно розподілена на перекриття): меблі, люди, легке обладнання

### ***Особливі:***

- сейсмічні та вибухові;
- навантаження під час аварій технологічного обладнання;
- гірничі підробки, просадки лесів, мерзлий ґрунт.

## **3. Нормативні та розрахункові навантаження**

Вище приведена класифікація навантажень. Кожне з приведених навантажень має два чисельних значення і називається:

- 1) нормативне навантаження;
- 2) розрахункове навантаження.

***Нормативне навантаження*** дорівнює реальному (фактичному) значенню навантаження. Воно відповідає нормальній експлуатації.

Позначається з індексом «n»:  $g_n$  – постійне навантаження,  $p_n$  – тимчасове,  $q_n$  – загальне,  $\text{н/м}^2$ ,  $\text{кН/м}^2$  – розподілене по поверхні;  $g_n$  – постійне навантаження,  $p_n$  – тимчасове,  $q_n$  – загальне,  $\text{н/м}$ ,  $\text{кН/м}$  – погонне навантаження.

Загальне навантаження визначається за формулою:

$$q_n = g_n + p_n$$

За нормативними навантаженнями визначаються нормативні зусилля:  $M_n$  – момент;  $N_n$  – сила;  $Q_n$  поперечна сила.

**Розрахункове навантаження** визначають з урахуванням мінливості навантаження у несприятливий бік (наприклад, снігове навантаження – найбільш велика мінливість у роках). Розрахункове навантаження отримують помноженням нормативного на коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_f > 1$ .

Постійна  $g = g_n \cdot \gamma_f$ ,  $\text{н/м}^2$ ,  $\text{кН/м}^2$ ,  $\text{кН/м}$ .

Тимчасова  $p = p_n \cdot \gamma_f$ ,  $\text{н/м}^2$ ,  $\text{кН/м}^2$ .

Загальна  $q = g + p$ .

Коефіцієнт надійності  $\gamma_f$  приймається по [3] в залежності від виду навантаження.

За розрахунковими навантаженнями визначають розрахункові зусилля:  $M$ ,  $Q$ ,  $N$ .

#### **4. Визначення розрахункових навантажень різних видів**

Розглянемо, яким чином визначають розрахункові навантаження різних видів.

##### **4.1. Власна вага конструкцій (постійна)**

1) *Нормативне* навантаження визначають за кресленнями конструкції з урахуванням щільності,  $\rho$ , матеріалу:

$$\text{на } 1 \text{ м}^2 \quad g_n = t \cdot \rho \cdot g, \text{ кН/м}^2,$$

де  $t$  – товщина конструкції, м;

$\rho$  - щільність матеріалу,  $\text{кг/м}^3$ ;

$g = 9,81$  – переведення у кН з кг.

зосереджена

$$G_n = v \cdot \rho \cdot g, \text{ кН},$$

де  $v$  - об'єм конструкції;

$\rho$  - щільність;

$$g = 9,81.$$

2) *Розрахункове навантаження*

$$g = g_n \cdot \gamma_f$$

$$G = G_n \cdot \gamma_f,$$

де  $\gamma_f$  – визначається за таблицею 1 [3] в залежності від виду матеріалу:

- для залізобетонних конструкцій  $\gamma_f = 1,1$ ;
- оздоблюючий шар (підлога)  $\gamma_f = 1,2; 1,3$ ;
- ізоляційний матеріал  $\gamma_f = 1,2; 1,3$ .

#### **4.2 Вага стаціонарного обладнання (тимчасове тривале)**

Нормативна  $P_n$  визначається за паспортом обладнання.

Розрахункова  $P = P_n \cdot \gamma_f$ , де  $\gamma_f$  визначається за табл. 2 [3]. Для обладнання дорівнює 1,05, для ізоляції 1,2.

#### **4.3 Кранове навантаження (тимчасове короткочасне)**

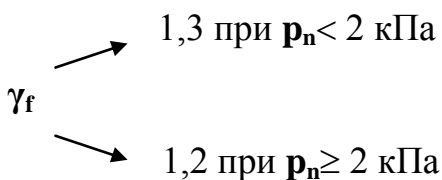
Нормативне навантаження визначається за паспортом крану. Коефіцієнт надійності  $\gamma_f$  визначається за п. 4.8 [3],  $\gamma_f = 1,1$ .

#### **4.4 Рівномірно – розподілене (корисне) навантаження (люди, меблі і т. д.)**

Нормативне  $p_n$ , кН/м<sup>2</sup> (кПа) – приймають за табл. 3 [3]:

- квартири -  $p_n = 1,5$  кПа;
- громадські будівлі – 2,0 кПа;
- читальні зали – 2,0 кПа;
- книгосховища – 4,0 кПа;
- сцени – 5,0 кПа.

Коефіцієнт надійності  $\gamma_f$  визначається за п. 3.7 [3].



#### **4.5 Снігове навантаження (короткочасне)**

Воно залежить від кліматичного району будівництва, профілю та ухилу даху.

*Повне нормативне навантаження*

$$S_n = S_0 \cdot \mu,$$

де  $S_0$ , кПа – навантаження на 1 м<sup>2</sup> горизонтальної поверхні землі для заданого снігового району, визначається за табл. 4 [3].

Всього існує шість снігових районів – карта 1 [3]. Наприклад, м. Донецьк – І-й сніговий район за картою 1 [3],  $S_0 = 0,5$  кПа за табл. 4 [3];

$\mu$  - коефіцієнт переходу від ваги снігу на землі до снігу на даху, визначається за додатком 3 [3] в залежності від схеми даху.

#### **4.6 Вітрове навантаження**

*Нормативне вітрове навантаження* визначають як суму двох складових:

$$W_n = W_m + W_p,$$

де  $W_m$  – середня складова, враховується завжди. Відповідає сталому швидкісному напору.

Це, по суті, статичне навантаження.

$W_p$  - пульсаційна складова. Викликається пульсацією швидкісного напору. Це динамічне навантаження. Її враховують за звичай для високих ( $h > 40$ м) будівель, димових труб, радіо та телемачт, опор ЛЕП.

### **5. Комбінації навантажень**

Як правило, на конструкцію діють одночасно декілька навантажень. Розрахунок конструкцій виконують на комбінації навантажень.

В комбінації включають найбільш несприятливі, але діючі одночасно навантаження.

Існує два види комбінацій: 1 – основні; 2 – особливі.

1. Основні – всі постійні навантаження + тимчасові довготривалі + короткочасні.
2. Особливі - всі постійні навантаження + тимчасові довготривалі + тимчасові короткочасні + одна особлива

При складенні комбінацій короткочасні навантаження враховуються з коефіцієнтами комбінацій  $\Psi < 1$  – п. 1.12 <[3]

$$\Psi = 0,9 \dots 0,95 \text{ – для основних комбінацій}$$

$$\Psi = 0,8 \dots 0,95 \text{ – для особливих комбінацій.}$$

$\Psi$  – враховує невелику ймовірність одночасної дії всіх навантажень.

## 6. Коефіцієнти до навантажень

$\gamma_f$  – коефіцієнт надійності по навантаженням, завжди  $f > 1$ ;

$\gamma_n$  – коефіцієнт надійності по призначенню споруди.

$\gamma_n = 1,0$  – для атомних електростанцій.

$\gamma_n = 0,95$  – для промислових та громадських споруд.

$\gamma_n = 0,9$  – для тимчасових споруд.

На  $\gamma_n$  - помножують навантаження.

$\mu$  - коефіцієнт динамічності.

$\mu = 1,4$  – при підйомі навантаження;

$\mu = 1,6$  – при транспортуванні

На  $\mu$  - помножують навантаження.

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи.

На  $\gamma_c$  - помножують розрахункові опори.



## ЛЕКЦІЯ 2

### Методи розрахунку будівельних конструкцій

План

1. Розрахунок за допустимими напруженнями.
2. Розрахунок за руйнівними зусиллями.
3. Розрахунок за граничними станами.

Розрахунок будівельних конструкцій виконують для забезпечення заданих умов в процесі їх зведення та експлуатації (необхідна міцність, жорсткість, стійкість) при мінімальних витратах матеріалів, грошових ресурсів та праці.

Існують три основних методи розрахунку будівельних конструкцій:

- за допустимими напруженнями;
- за руйнівними зусиллями;
- за граничними станами.

#### 1.1 Розрахунок за допустимими напруженнями

Цей метод було засновано до 1938р. В основу методу були покладені формули опору пружних матеріалів (закон Гука).

Умови міцності

$$\sigma < [\sigma] \quad (1)$$

де  $\sigma$  - діючі в перетинах напруження:  $\sigma_d$  – для бетону,  $\sigma_s$  – для арматури

$[\sigma]$  – допустимі для даного матеріалу напруження.

$$[\sigma] = \frac{\sigma_u}{k}$$

$\sigma_u$  - передбачуване граничне для даного матеріалу напруження;

$k$  – коефіцієнт запасу  $k > 1$  та різний для бетону -  $k_b$  та арматури -  $k_s$ .

$k$  – враховує: невідповідність розрахункової схеми, перевищення навантажень, відхилення дійсних розмірів від проектних.

Недоліки методу:

- не враховуються пластичні властивості матеріалу, а це приводить до невиправданих запасів міцності та перевитрат матеріалів.

До цих пір метод використовується в деяких зарубіжних державах.

### **Розрахунок за руйнівними зусиллями**

Діяв для розрахунку будівельних конструкцій з 1938 по 1955р.

Сутність методу:

Момент від експлуатаційного навантаження  $M$  зрівнюється з руйнівним моментом  $M_u$ , який сприймається перетином.

$$M \leq \frac{M_u}{k} \quad (2)$$

де  $k = \frac{M_u}{M} > 1$   $k$  – коефіцієнт запасу ( $k = 1,5 \dots 2,4$ ).

Достоїнство:

- враховуються пластичні властивості матеріалу (епюра  $\sigma_s$  криволінійна);
- коефіцієнт  $k > 1$  дозволяє оцінити надійність конструкції.

В теперішній час використовується для випробування нових типів конструкцій до руйнування.

Недоліки:

- єдиний коефіцієнт запасу  $k$ .

Він тільки приблизно оцінює:

- мінливість навантажень;
- міцність матеріалів;
- умови роботи конструкції.

Це не забезпечує достатньої надійності конструкції.

### **Розрахунок за граничними станами**

Це основний метод розрахунку будівельних конструкцій засновано в 1955р.

Автори: Стрелецкий Н.С., Гвоздев А.А., Давыдов та інші.

Сутність методу:

Єдиний коефіцієнт  $k$  замінено на систему коефіцієнтів:

- $\gamma_f$  – коефіцієнт надійності по навантаженню;
- $\gamma_m$  – коефіцієнт надійності по навантаженню;
- $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи конструкції.

Це дозволяє роздільно врахувати різні фактори, що впливають на несучу здатність:

- мінливість навантажень;
- мінливість властивостей матеріалів;
- мінливість умов роботи.

Граничним називається стан, де конструкція перестає задовольняти вимогам експлуатації та виготовлення.

СНиП [2] передбачає 2 групи граничних станів:

I-ша група граничних станів – по несучій здатності;

II-га група граничних станів – по пригодності до нормальної експлуатації.

**I-ша група Розрахунки : міцність, стійкість, витривалість**

Приклади: - розрахунок балки на міцність;

- розрахунок підпірної стінки на стійкість;
- розрахунок підкранової балки на витривалість.

Структурна формула розрахунку по I-шій групі граничних станів

$$N \leq \Phi, \quad (3)$$

де  $N$  - найбільше зусилля від невідгідного сполучення навантажень;

$\Phi$  - найменша можлива величина несучої здатності елемента.

Несуча здатність  $\Phi$  залежить від : розмірів конструкції, матеріалу, коефіцієнтів надійності та умов роботи.

**Розрахунки I-ої групи виконують для всіх конструкцій.**

**II-га група граничних станів – розрахунок по пригодності до нормальної експлуатації (при збереженні несучої здатності).**

Нормальна експлуатація – така, яка здійснюється без обмеження технології.

Розрахунки: прогинів, кутів повороту, тріщин.

Приклади: розрахунки тріщин в резервуарах, прогинів підкранових балок.

Структурна формула

$$\Delta \leq [\Delta], \quad (4)$$

де  $\Delta$  - величина деформації від експлуатаційних навантажень. Залежить від розмірів перетину, навантажень, властивостей матеріалів.

$[\Delta]$  - відповідна гранична величина, встановлена нормами що гарантує нормальну експлуатацію конструкції.

Розрахунок по II-гій групі граничних станів виконується тільки для тих конструкцій, для яких недопустимо настання таких сполучень у зв'язку з чим може порушитись нормальна експлуатація.

Наприклад: 1. Якщо у підкрановій балці прогин  $f > \frac{1}{600}l$  то потрібно знизити швидкість руху крана, а це порушення нормальної експлуатації.

2. Розрахунок зміщення верхньої частини каркасних споруд від вітрового навантаження. Гранична величина не більше  $\frac{1}{100}H$ , так як більше зміщення відчувається людьми.

3. Східцеві марші перевіряють на зибкість, коли прогини повинні бути не більші 0,7мм при додатковому навантаженні 1 кН, так як людина буде відчувати ефект «батуту».

4. Резервуари для води не повинні мати тріщини, так як при наявності їх порушується нормальна експлуатація, тому розраховується на утворення та розкриття тріщин.

Навантаження, відповідаючи умовам нормальної експлуатації, називають нормативними. Ці навантаження відповідають нормативним зусиллям:  $M_n, N_n, P_n$ .

Розрахунок по II-гій групі граничних станів виконується тільки на нормативні навантаження.

## ЛЕКЦІЯ 3

### Бетон та арматура – матеріали для залізобетонних конструкцій

План:

1. Поняття про залізобетон. Недоліки та переваги.
2. Бетон.

Класифікація бетонів.

Класи та марки бетонів.

Міцність бетону.

Нормативні опори бетону.

Розрахункові опори бетону.

Деформативність бетону.

3. Арматура.

Класифікація арматури.

Нормативні опори.

Розрахункові опори.

#### 1. Поняття про залізобетон

Будівництво та архітектура 20-21 століть невідривно зв'язана з залізобетоном. Цей універсальний будівельний матеріал відкриває безмежні можливості в створенні нових конструктивних рішень будинків та споруд. Пластичність бетону в сирому вигляді дозволяє легко виготовляти з нього вироби різної форми, а арматура надає міцності при роботі на розтягування, яким бетон не володіє.

Декоративні властивості поверхні бетону, особливо в сполученні з різними оздоблювальними матеріалами набули широкого використання.

Сьогодні з залізобетону виготовляють:

- фундаменти;
- колони, сваї;
- балки, арки, рами, стінові панелі;
- тунелі;
- мости, естакади;
- мачти, димові труби;
- резервуари;

- стадіони, вокзали;
- дорожні та аеродромні покриття;
- річні та морські судна.

Залізобетоном називається штучним будівельним матеріалом, що складається з бетону та арматури, працюючими сумісно, незважаючи на різні фізико-механічні властивості.

Ідея створення залізобетону закладається в використанні бетону для роботи на стиск, а арматури на розтяг. При цьому на розтяг бетон працює в 10-15 раз гірше.

Розглянемо роботу **бетонної** балки на згин (рис.1).

При згині бетонної балки верхні волокна стиснуті, а нижні розтягнуті. Оскільки бетон погано чинить опір розтягуванню то поперечний перетин балки необхідно визначати з умов роботи бетону на розтяг. Тому бетонна неармована балка буде масивною та нераціональною. При цьому міцність зжатої зони бетонної балки стане невикористаною через невелику міцність розтягнутої зони. Руйнування балки виникне при появі першої тріщини в розтягнутій зоні.

Розглянемо роботу залізобетонної балки на згин (рис.2).

Якщо в розтягнуту зону ввести невелику кількість арматури (1-2%) площі поперечного перетину бетону, то несуча здатність балки збільшиться в 10-20 раз.

Характер роботи залізобетонної балки інший, чим бетонної. З появою тріщини в бетоні, всі розтягувальні зусилля в подальшому буде сприйматись арматурою на розтяг. Руйнування балки наступить тоді, коли в одному з перетинів проявиться текучість арматури. Руйнування завершиться роздробленням бетону зжатої зони.

Таким чином армування бетонної балки дозволяє використати міцність сталеві арматури на розтяг, а бетону на стиск. Сумісна робота бетону та арматури в залізобетонній конструкції виявилась можливою через вигідне сполучення факторів.

Фактори:

- надійне щеплення бетону та арматури, що виникає при твердінні бетону;
- близькі по значенню коефіцієнти лінійного температурного розширенню бетону та арматури ( $\alpha_b=1 \cdot 10^{-5} - 1,5 \cdot 10^{-5}$ ,  $\alpha_a=1,1 \cdot 10^{-5} - 1,15 \cdot 10^{-5}$  град<sup>-1</sup>).

Це виключає появу внутрішніх зусиль, що можуть порушити щеплення бетону з арматурою.

Бетон надійно захищає сталеву арматуру від корозії. Таким чином арматура доповнює бетон, компенсує його недоліки, вигідно змінює можливості бетону в залізобетонній конструкції.

## **2. Сутність попередньо напруженої конструкції**

Тріщини в бетоні появляються при напруженнях  $\sigma_s = 20...30$  МПа, що далеко до вичерпання граничного стану міцності арматури. Тріщини небезпечні тому що знижують довговічність конструкції через можливу корозію арматури.

Для підвищення тріщиностійкості застосовують попереднє напруження тих зон, які будуть розтягнуті при експлуатації. Для цього в розтягнутій зоні конструкції додатково встановлюють попередньо напружену арматуру (рис.2).

## **3. Переваги та недоліки залізобетону**

### **Переваги:**

1. Добре чинить опір статичним та динамічним навантаженням, сейсмо та вібростійкий, довговічний, вогнестійкий, чинить опір атмосферним впливам;
2. До 70-80% маси складають місцеві будівельні матеріали (пісок, щебінь, вода);
3. Міцність бетону з часом росте;
4. Залізобетону можуть надані любі конструктивні та архітектурні форми;
5. Експлуатаційні витрати дуже низькі.

### **Недоліки:**

1. Надто висока маса конструкції;
2. Висока тепло та звукопроникливість;
3. Повзучість та усадка бетону при твердінні.

## **3. Бетон**

### **3.1 Класифікація бетонів**

Бетони класифікують по ряду ознак:

- по призначенню (конструктивні та спеціальні);
- по виду в'язучих матеріалів (цементні, шлакові, гіпсові, полімерні);
- по щільності (особливо тяжкі -  $\rho \geq 2500 \text{ кг/м}^3$ , тяжкі –  $\rho = 2200 \text{ кг/м}^3 - 2500 \text{ кг/м}^3$ , полегшений –  $\rho = 1800 - 2200 \text{ кг/м}^3$ , легкий –  $\rho = 500 \text{ кг/м}^3 - 1800 \text{ кг/м}^3$ , особливо легкий –  $\rho < 500 \text{ кг/м}^3$ ).

- по виду наповнювача: на тяжких (щебінь, гравій), на пористих (шлак, пемза), на спеціальних (пінобетон);
- по зерновому складу наповнювача (крупнозернисті та мілко зернисті);
- по структурі (щільний, поризований, ячеїстий, крупнопористий).

Поняття – **тяжкий бетон** це бетон щільної структури на цементному в'язучому, на тяжкому наповнювачі за будь-яких умовах твердіння.

Рекомендації по вибору бетону для конструкції приведені в п. 2.5 ... 2.10 [2].

### Класи та марки бетону

Класи та марки – це показники якості бетону за різними признаками:

Класи характеризують **міцність**

- на стиск – В;
- на розтяг -  $V_t$

2) Марки характеризують

- морозостійкість – F;
- щільність – Д;
- водонепроникливість – W.

Розглянемо класи – їх існує 2.

**Клас «В»** - по міцності на стиск. **В** – це гарантований опір, МПа, еталонних зразків, випробуваних на стиск згідно вимог державних стандартів з забезпеченістю – 0,95. Це означає, що при випробуванні зразків тільки 5% може мати відхилення з пониженням значень механічних властивостей. Зразки це куби розміром 15×15×15 см.

**Клас «В»** - основна характеристика. Вказується в проектних документах у всіх випадках.

До останнього часу була марка «М». Її визначають також на кабах, але з забезпеченістю 0,5 – надто низькою

$$M = \bar{R} = \frac{R_1 + R_2 + \dots + R_n}{n}, \text{ кг/см}^2$$

де  $\bar{R}$  - середня міцність бетону

$R_1, R_2, R_n$  - межі міцності окремих кубиків

n – число випробувань

Зв'язок класу **В** та марки **М** ( $\bar{R}$ )

$$B = \bar{R}(1 - 1,64V) = 0,778\bar{R}$$



де  $V = 0,06 \dots 0,08$  – для заводів з високою технологією

$V = 0,25 \dots 0,28$  – для інших.

В нормативних документах  $V = 0,135$  – середнє значення

В ДБН [1] передбачені класи В3,5 ... В60 для важкого бетону.

**Клас  $V_i$**  - по міцності на розтяг.

За  $V_i$  приймають гарантований опір осьовому розтягу, МПа, контрольних зразків, випробуваних з забезпеченістю 0,95.

Клас  $V_i$  призначається в тих випадках коли ця характеристика має головне значення (для розтягнутих елементів).

Для визначення нормативних характеристик по міцності на розтяг використовуються зразки в вигляді вісімок (розтяг), циліндрів (сколювання по твірній лінії), куби (сколювання по діагоналі).

СНиП [2] передбачає  $V_i = 0,8 \dots 3,2$  для важких бетонів.

**Марки:**

**«F» - марка по морозостійкості.**

За «F» приймають кількість циклів поперемінного від танення та заморожування в зволоженому стані, які витримують контрольні зразки до руйнування.

Марка «F» призначається для конструкцій, що піддаються дії низьких температур у зволоженому стані (цоколь будівлі).

СНиП [2] передбачає F50...F500 для важких бетонів.

**«W» - марка бетону по водо непроникливості.**

За W приймають максимальний тиск води, атм., при яких не спостерігається її просочування через контрольні зразки.

СНиП [1] передбачає W2...W12 для важких бетонів.

Марка W обов'язково призначається для гідротехнічних бетонів, що використовуються в греблях, водонапірних баштах та інш.

**«D» - марка по середній щільності.**

Характеризують середню щільність  $\text{кг/м}^3$ .

СНиП [1] передбачає D2300...D2500 – для важких бетонів.

$S_p$  – марка для напруженого бетону. Призначається при наявності контролю на виробництві та коефіцієнті поздовжнього армування  $\mu = 0,01$ .

Оптимальні класи та марки бетонів вибирають на основі техніко-економічних розрахунків в залежності від типу залізобетонної конструкції, її напруженого стану, способу виготовлення, умов експлуатації.

#### 4. Міцність бетону

##### 4.1 Нормативні опори

Розглянемо випробування кубів на стиск (рис. ).

При випробуваннях кубів (рис. а) по контакту поверхонь виникають сили тертя, що направлені всередину об'єму. Вони відіграють роль стягуючих об'ємів, тому контактні поверхні кубів практично не руйнуються. Зруйновані куби мають форму 2-х зрізаних пірамід. Якщо виключити сили тертя (наприклад нанести на поверхні кубів шар парафіну) характер руйнування змінюється, а міцність зменшується в 2 рази.

Стандартний куб розміром 15×15×15см. Використовуються також зразки інших розмірів, але при оцінці міцності вводять масштабні коефіцієнти  $\sigma$ .

Наприклад: для кубів 10×10×10 см  $\sigma=0,91$

20×20×20 см  $\sigma=1,05$ ,

Тоді

$$R = \sigma \frac{F}{A}, \quad \text{кг/см}^2$$

При випробуванні призм (рис. ) з співвідношенням сторін  $\frac{h}{a} \geq 4$  сили тертя не впливають. Тому отримують призмову міцність, яка менше кубової та проявляється в реальних конструкціях, так як реальні форми конструкції – призма (балки, колони і т.п.).

Основними базисними характеристиками міцності являються нормативні опори бетону:

на стиск –  $R_{bn}$ ;

на розтяг –  $R_{btn}$ .

Як визначають нормативні опори бетону?

$R_{bn}$  - визначають по класу бетону В

$$R_{bn} = B(0,77 - 0,001 B), \text{ але не менше } 072B$$

Чисельні значення  $R_{bn}$  для різних класів «В» наведені в таблицях нормативних документів та довідників.

$R_{btn}$  – визначають двома способами:

1) по класу бетону на розтяг  $B_t$ , тоді  $R_{btm}=B_t$ , якщо міцність контролюється на заводі;

2) по класу бетону на стиск «В», тоді  $R_{btm}=0,5\sqrt[3]{B^2}$  - імперична формула.

Значення  $R_{btm}$  для різних класів бетонів наведені в таблицях [2].

#### 4.2 Розрахункові опори бетону

Розрахункові опори – це мінімальні очікувані характеристики міцності, встановлені з врахуванням мінливості властивостей матеріалів та умов роботи.

Розрахункові опори – отримують шляхом ділення нормативного опору на коефіцієнт надійності по бетону, а саме:

$$1) R_b - \text{на стиск} \quad R_b = \frac{R_{bn}}{\gamma_{bc}} \quad (1)$$

$$2) R_{bt} - \text{на розтяг} \quad R_{bt} = \frac{R_{btm}}{\gamma_{bt}} \quad (2)$$

де:  $R_{bn}$ ,  $R_{btm}$  – нормативні опори бетону,

$\gamma_{bc}$ ,  $\gamma_{bt}$  - відповідні коефіцієнти надійності по бетону при стиску ( $\gamma_{bc}$ ) та розтягу ( $\gamma_{bt}$ ).

$$\gamma_{bc} = 1,3 - \text{табл. 11 [2]}, \quad \gamma_{bt} = 1,5 - \text{табл. 13 [2]}.$$

Коефіцієнти  $\gamma_{bc}$ ,  $\gamma_{bt}$  враховують можливі відхилення міцності бетону в гіршу сторону.

Значення  $R_b$ ,  $R_{btm}$  – обчислені по формулах (1), (2) наведені в табл. 13 [2].

Для II групи (розрахунок по деформаціях)

$$1) \text{ на стиск} \quad R_{b,ser} = \frac{R_{bn}}{\gamma_{bc}} \quad (3) \quad \text{де } \gamma_{bc} = 1 - \text{табл. 11 [2]}$$

$$2) \text{ на розтяг} \quad R_{bt,ser} = \frac{R_{btm}}{\gamma_{bt}} \quad (4) \quad \text{де } \gamma_{bt} = 1 - \text{табл. 11 [2]}$$

Значення  $R_{b,ser}$ ,  $R_{bt,ser}$  – в табл. 12 [2].

Індекс «ser» означає, що прийнята гарантована сертифікована міцність.

В деяких випадках значення  $R_b$ ,  $R_{bt}$  взяті з таблиці 13 [2] помножують на коефіцієнти  $\gamma_{bi} - \gamma_{b1} \dots \gamma_{b12}$  з таблиці 15 [2].

$\gamma_{bi}$  – коефіцієнти умов роботи бетону.

Вони враховують різні фактори (тривалість навантаження, динамічність навантаження, види бетону)

Для II групи  $\gamma_{bi} - \gamma_{b1} \dots \gamma_{b12} = 1$ ,

Тобто розрахункові опори бетону  $R_{b,ser}$ ,  $R_{bt,ser}$  дорівнюють нормативним опорам.

### 4.3 Деформативність бетону

Бетон пружно-в'язкий матеріал. Для нього характерні такі деформації:

1) Об'ємні (не залежать від навантажень):

- **усадка** – зменшення об'єму при твердінні в сухому середовищі;
- **набухання** – при замочуванні чи твердінні у воді;
- **лінійні температурні** при коливаннях температури.

2) Силові (залежать та розвиваються від навантажень):

- **повзучість.**

Усадка – залежить від виду цементу, температури твердіння, віку бетону.

Деформації усадки знаходяться в межах  $\varepsilon_{sh} = 3 \times 10^{-4} \dots 5 \times 10^{-4}$

Деформації набухання в 2...5 раз менше усадки.

Повзучість – спонтанний ріст деформацій при постійному напруженому стані, тобто без збільшення навантаження зростають прогини.

Повзучість залежить:

- від рівня напруженого стану (чим вище, тим більше);
- від виду цементу (чим гірше цемент, тим більша повзучість);
- від температури та вологості середовища (в сухих умовах повзучість більше).

Деформативні властивості характеризуються показниками:

$E_b$  - початковий модуль пружності.

$E_{b,pl}$  - модуль загальних деформацій.

$\mu$  - коефіцієнт поперечних деформацій (Пуассона).  $\mu = 0,2$ .

$G$  - модуль зсовування, МПа.  $G = 0,4 E_b$ .

Розглянемо діаграму стиснення бетонних кубиків  $\sigma - \varepsilon$  (рис.).

0-1 – дотична до кривої  $\sigma - \varepsilon$

$R_{b,u}$  - гранична міцність бетону (тимчасовий опір)

$\varepsilon_{el}$  - пружна деформація

$\varepsilon_{pl}$  - пластична деформація.  $\varepsilon_{pl}$  - в 2 – 5 разів більше  $\varepsilon_{el}$

$\varepsilon_b$  - загальна деформація

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}$$

$E_b$  - визначається з діаграми на початкових етапах роботи (пружна робота)

При  $\sigma_b \leq 0,3R_{b,u}$

$$E_b = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_{el}} = \operatorname{tg} \alpha_0$$

Фізичний зміст модуля пружності  $E_b = \operatorname{tg} \alpha_0$

де  $\alpha_0$  - кут нахилу дотичної 0-1 до кривої  $\sigma - \varepsilon$

Значення  $E_b$  - наведені в табл. 18 [2].

Залежність між напруженнями  $\sigma$  та загальними деформаціями виражаються модулем деформації бетону  $E_{b,pl}$

$$E_{b,pl} = \frac{d\sigma_b}{d\varepsilon_b}, \text{ але } E_b = \operatorname{tg} \alpha_0$$

Це перша похідна напружень по деформаціях

Для кожного рівня напружень  $\alpha$  - змінюється. Тому в практичних розрахунках використовують усереднений модуль деформацій

$$E_b = \operatorname{tg} \alpha_1$$

$\alpha_1$  - кут нахилу січної 0-2 до кривої  $\sigma - \varepsilon$ .

Вияснимо залежність між  $E_b$  та  $E_{b,pl}$ .

Для цього виразимо  $\sigma_b$  - через пружні та загальні деформації для одного й того ж рівня напружень  $\sigma_b$ :

1. Через пружні деформації  $\sigma_b = E_b * \varepsilon_{el}$  (1) – закон Гука

2. Через загальні деформації  $\sigma_b = E_{b,pl} * (\varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl})$  (2)

Прирівнюємо праві частини (1) та (2)

$$E_b * \varepsilon_{el} = E_{b,pl} * (\varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}),$$

звідсіть 
$$E_{b,pl} = E_b * \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}} = \nu * E_b$$

Таким чином  $E_{b,pl} = \nu * E_b$ , де

$\nu$  - коефіцієнт упруго-пластичності бетону

$$\nu = \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_b} - \text{пружні деформації} \quad \nu < 1 \quad \nu \approx 0,15 - 0,45$$

Таким чином  $E_{b,pl} < E_b$

## 5. Арматура

### 5.1 Класифікація арматури

Арматуру в залізобетонних конструкціях встановлюють для сприйняття розтягуючи зусиль. Кількість її визначають розрахунком. Її встановлюють і в стиснутих елементах для підвищення міцності.

Арматуру класифікують:

1. В залежності від технології виготовлення

- стержнева (гарячекатана) Ø6-80мм;
- проволочена (холодно тягнута) Ø3-8мм.

2. По формі поверхні:

- гладка;
- періодичного профілю.

3. По способу використання в залізобетонних елементах

- попередньо напружена;
- ненапружена.

4. По функціональному призначенню

- робоча, конструктивна, монтажна.

Стержнева арматура ділиться на VІІ класів міцності та позначається

А-I – Ø6-40мм; А-II - Ø10-80мм; Ас-II – Ø10-80мм; А- III - Ø6-40мм;

А-IV – Ø 6-28мм; А- V - Ø6-25мм; А-VI - Ø6-25мм.

Стержневу арматуру зміцнюють термічним способом. В позначенні має місце індекс «т».

Ат- III, Ат – IV, Ат – V, Ат – VI.

Додаткові індекси:

С – можливість з'єднання зварюванням А- IVС;

с – північне виконання (холодостійка) Ас – II;

К – корозієстійка А – IVК

в – зміцнення витяжкою А – IIIв.

Проволочена арматура:

2 класа міцності: Вр- I Ø3-5мм; Вр- II Ø3-8мм.

Індекс «р» означає рифлення.

## 5.2 Нормативні опори арматури. Міцність

Розглянемо діаграму  $\sigma - \varepsilon$  - розтяг зразків арматури різних класів.

На діаграмі маються характерні напруження:

$\sigma_y$  - фізична межа текучості. Після його наступу починаються значні деформації подовженості  $\varepsilon_{\%}$ .

$$\varepsilon_{\%} = \frac{l_k - l_0}{l_0} * 100 \%$$

По  $\varepsilon_{\%}$  - мають судження про деформативність арматури. Арматура А-I, А-II, ; Ас-II, А- III – найбільш деформативна.

$\sigma_{02}$  - умови межі текучості. Ці напруження при відносному подовженні  $\varepsilon = 0,2\%$  .

$\sigma_u$  - тимчасовий опір розриву рівний напруженню при розриві.

З діаграми видно:

а) Сталі А-I, А-II, ; Ас-II, А- III – м'які, Деформативні (мається майданчик текучості, а міцність менше ніж у інших сталей).

б) Найбільшу міцність мають проволоки класу В – II та Вр – II.

Нормативні опори:

$R_{sn}$ , МПа – контрольні характеристики міцності, встановлені випробуванням контрольних зразків з забезпеченістю 0,95.

За  $R_{sn}$  приймають:

Для стержневої арматури А-I, А-II, ; Ас-II, А- III  $R_{sn}$  - рівно фізичній межі текучості  $\sigma_y$  ;

$$R_{sn} = \sigma_y$$

Для стержневої арматури А-IV; А- V; А-VI та проволоч В – II та Вр – II  $R_{sn}$  рівно умовній межі текучості -  $\sigma_{02}$  .

$$R_{sn} = \sigma_{02}$$

Для звичайної проволоки Вр – I  $R_{sn}$  рівне 0,75 тимчасового опору

$$R_{sn} = 0,75\sigma_u$$

Значення  $R_{sn}$  наведені в табл.19,20 [2] для різних сталей.

## 5.2 Розрахункові опори арматури

СНиП [2] встановлює розрахункові опори сталей для I-ої та II-ої груп граничних опорів.

Для I-ої групи (розрахунок на міцність)

$R_s$  - на розтяг поздовжньої арматури;

$R_{sw}$  - на розтяг поперечної арматури;

$R_{sc}$  - на стиск.

1. Розрахункові значення отримують:

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} \quad (1),$$

де  $\gamma_s$  коефіцієнт надійності. табл. 21 [2]  $\gamma_s = 1,05-1,2$

$\gamma_s$  - враховує змінність властивостей арматури в гіршу сторону

$R_s$  - використовується в розрахунках по M.

2.  $R_{sw} \approx 0,8R_s$   $R_{sw}$  по табл. 22,23 [2]

використовується при розрахунках по Q.

3.  $R_{sc} = R_s$ , але не більше 500МПа за умов граничного стиснення бетону.

Використовується в розрахунках колон на N.

Значення  $R_s, R_{sw}, R_{sc}$  приймають по табл. 22,23 [2].

В деяких випадках розрахункові опори бетону з табл.22,23[2] збільшують (зменшують) введення коефіцієнтів  $\gamma_{si} \rightarrow \gamma_{s1} \dots \gamma_{s9}$  табл. 24 [2].

$$\gamma_{si} - \text{коефіцієнт умов роботи} \quad R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} * \gamma_{si} \quad (2)$$

$\gamma_{si}$  - враховує вид бетону (тяжкий, легкий), багаторазова повторна дія навантаження та інш.

Для II- ої групи (розрахунок по деформаціям)

$R_{s,ser}$  - розрахункове зусилля на розтяг

$R_{s,ser}$  отримують по (2) при  $\gamma_s = \gamma_{si} = 1$ , тоді

$$R_{s,ser} = R_{sn}$$

Значення  $R_{s,ser}$  вибирають з табл. 19,20 [2].



## Лекція 4

### Тема: ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ ПО КОНСТРУЮВАННЮ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

План:

4. Арматурні вироби.
5. Захисний шар бетону.
6. Розміщення арматури в перетинах.
7. Анкерівка арматури.
8. Стики арматури.

Ціль – вивчити загальні принципи і особливості армування залізобетонних конструкцій.

#### 1. Арматурні вироби

Для залізобетонних конструкцій використовують 3 способи армування:

- 1) Зварними каркасами та сітками;
- 2) Окремими стержнями (в'язані каркаси) при поганій зварюваності арматури;
- 3) Жорсткій арматурі з прокатних профілів.

Розглянемо армування залізобетонних виробів зварними сітками та каркасами.

Сітки: використовують для армування тонких конструкцій (плити, покриття куполів, оболонки, стінки резервуарів, перегородки).

Каркаси: використовують при армуванні лінійних конструкцій (балки, колони, арки, рами та інш.).

Сітки виконують зі стержнів перпендикулярного напрямлення (рис.1).

Маркування по ГОСТ 8478-81  $\frac{D-V}{d-u} A \times L \frac{c_1-c_2}{k}$

D – Ø поздовжніх стержнів;

V – крок поздовжніх стержнів;

d – Ø поперечних стержнів;

u – крок поперечних стержнів;

A – ширина сітки, (мм);

L – довжина сітки, (мм);

$\frac{c_1-c_2}{k}$  - кінці для зварювання.

Примітка: якщо  $c_1, c_2, k=25$ мм, то в манкіровці відсутні ці розміри.

Сітки бувають:

- з поздовжньою арматурою;
- з поперечною арматурою;

- з робочою арматурою в обох напрямках.

Робочу арматуру в марці визначають так: у робочій арматури  $\emptyset$  більше, а крок менше, чим у розподільчій.

Приклад: 
$$C \frac{4Bp - I - 200}{8A - III - 100} 650 \times 1050$$

Сітка з поперечною робочою арматурою  $\emptyset 8A-III$  кроком 100мм. Поздовжня арматура  $\emptyset 4Bp-I$  крок – 200мм. Ширина сітки -650мм, довжина -1050мм, вільні кінці  $c_1=c_2=k=25$ мм.

Сітки можуть бути: рулонні та плоскі. Рулонні сітки виготовляють в залежності від ваги, щоб вона була в межах 100-150кг. Плоскі сітки виготовляють з максимальною довжиною до 11,9м (умови транспортування).

Співвідношення  $\emptyset$  поздовжніх та поперечних стержнів зварних сіток за умовами зварювання наведено в довідниках [5].

Каркаси: плоскі каркаси балок та колон мають вигляд «драбини» (рис.3).

Поздовжні тріщини  $d_1$  можуть розміщатись по різному по відношенню до поперечних стержнів  $d_2$ .

- а) односторонні
- б) двохсторонні
- в) двохрядні.

В зварних каркасах також обов'язково витримувати співвідношення за умовами зварювання діаметрів  $d_1, d_2$ .

Перед бетонуванням плоскі каркаси об'єднують в просторові об'єднуючими стержнями (рис.4).

## 2. Захисний шар бетону

В залізобетонних конструкціях арматуру розміщають на деякій відстані від поверхні конструкції, щоб навколо арматури був захисний шар.

Захисний шар це відстань «в світу» від поверхні елемента до поверхні арматури (рис.4).

Призначення захисного шару:

- 1) забезпечувати сумісну роботу бетону та арматури;
- 2) захистити арматуру від корозії.

Товщину захисного шару призначають по [2] п.5,5 в залежності від виду арматури.

Для поздовжньої робочої арматури товщина захисного шару мм повинна бути, як правило не менше  $\varnothing$  стержня і не менше:

- в плитах  $h \leq 100$ мм - 10мм
- в плитах більше 100мм - 15мм
- в балках  $h \leq 250$ мм - 15мм
- в балках  $h \geq 250$ мм
- в колонах - 20мм
- в фундаментах - 30-70мм.

Для других видів арматури (поперечної, конструктивної, монтажної)

при  $h \leq 250$ мм - 10мм

при  $h \geq 250$  - 15мм.

Для вільної укладки арматури в опалубку кінці стержнів повинні бути коротшими, чим форма (рис.5).

### **3. Розміщення арматури в перетинах**

Розміщення арматури в перетинах повинно бути таким, щоб забезпечити якісне бетонування без пустот та раковин та забезпечити сумісну роботу бетону та арматури.

В [2], п.5.12 нормується відстань «в світу» між поздовжніми стержнями зварних та в'язаних каркасів. Ці відстані повинні бути не менше найбільшого діаметра стержнів, а також:

а) для горизонтально-бетонуємих елементів (балок) не менше (рис.6)

$\geq 25$ мм – для нижньої арматури;

$\geq 30$ мм для верхньої арматури;

$\geq 50$ мм для арматури 3-го ряду знизу.

б) для вертикально – бетонуємих елементів (колон) – 50мм (рис.7).

в) при використанні каркасів з 2-х стороннім розміщенням арматури -  $\geq 2d \geq 40$ мм (рис.8).

### **4. Анкерівка арматури**

Анкеровка арматури направлена на запобігання прослизання арматури в бетоні та забезпечення сумісної роботи арматури з бетоном. Особливо важлива анкерівка на крайніх опорах та в вузлах, де можливо висмикування з бетону розтягнутих стержнів арматури. Розглянемо основні вимоги:

1) Розтягнуті гладкі стержні в'язаних каркасів та сіток забезпечують крюками на кінцях (рис.9). В зварних сітках та каркасах крюки не роблять, тому що стержні  $\perp$  напрямлення виконують роль анкерів.

2) Стержні періодичного профілю роблять без крюків (анкерівка відбувається за рахунок профілю).

3) На крайніх вільних опорах плит та балок поздовжні розтягнуті стержні  $\varnothing\langle d \rangle$  анкерують шляхом запуску за грань опори на величину  $l_{an}$ :

а) в плитах поздовжню арматуру заводять на довжину  $l_{an}=5d$  (рис.10). Крім того за грань опори встановлюють хоч один стержень  $\perp$  напрямлення з діаметром анкерного стержня  $d_a \geq 0,3d$ ;

б) в балках поздовжню арматуру заводять за опору на  $l_{an}=10d$ , а за грань опори розміщують 2 стержні  $\perp$  напрямлення з  $d_a \geq 0,5d$  (рис.11).

Примітка: довжина  $l_{an}$  можливо зменшити до  $l_{an,min} \geq 5d$  при умові застосування спеціальних анкерів, якими служать: лапки для арматури періодичного профілю, шайби, коротиші, приварка до закладних деталей.

4) Анкерівка в теоретичних перетинах:

В загальному вигляді стержні ненапруженої арматури  $\varnothing d$  повинна бути заведена за перетин, в якому вони використовуються з повним розрахунковим опором,  $R_s$  на довжину  $l_{an}$  (ф-ла 186 [2]):

$$а) l_{an} = \left( \omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) d, \text{ але не менше}$$

$$б) l_{an} = \lambda_{an} d, \text{ та на менше}$$

$$в) l_{an} = l_{an,min}$$

З трьох значень вибирають більше.

Тут  $\omega_{an}, \Delta\lambda_{an}, \lambda_{an}$  - приймають по таблиці 37 [2] в залежності:

- профілю арматури (гладка чи періодичного профілю);
- стик в стиснутому чи розтягнутому бетоні.

Значення  $R_s, R_b$  - приймають по таблицям 22, 23, 13 [2].

По формулі 186 [2] розраховують стики сіток в плитах та каркасах балок та колон, а також анкерівки в вузлах рам (рис.11).

#### 4. Стики арматури

1) Арматурні стержні стикують на зварці встик (рис.12).

Це складно – так як потрібний кондуктор для фіксації та спів падання стержнів.

2) Можливо стикування без зварювання внапуск, якщо  $\emptyset$  арматури не перевищує 36мм.

Розрізняють:

- робочі стики – коли стикується робоча арматура. Робочі стики розраховуються за умовами анкеровки  $l = l_{an}$  - ф-ла 186 [2];
- неробочі стики – проектуються без розрахунку.

Стики сіток для різних випадків приведені на рис. 13, 14, 15, 16.