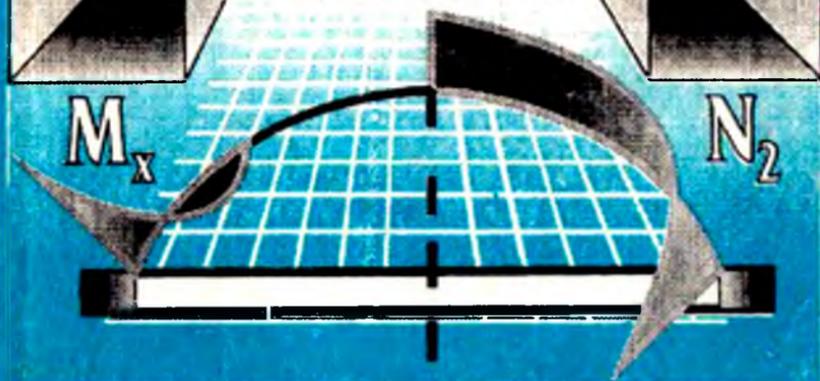


Б.А.АСҚАРОВ
Ш.Р.НИЗОМОВ
Б.А.ҲОБИЛОВ

ТЕМИРБЕТОН

ва тош-ғишт
конструкциялари



“ЎЗБЕКИСТОН”

Б. А. АСҚАРОВ, Ш. Р. НИЗОМОВ,
Б. А. ҲОБИЛОВ

ТЕМИРБЕТОН ВА ТОШ-ҒИШТ КОНСТРУКЦИЯЛАРИ

*Ўзбекистон Республикаси Олий
ва ўрта махсус таълим вазирлиги
олий ўқув юртларининг
«Саноат ва фуқаро қурилиши»
мутахассислиги талабалари учун
дарслик сифатида тавсия этган*

ТОШКЕНТ
«ЎЗБЕКИСТОН»
1997

Тақризчилар: т.ф.д. проф. Т. Ж. ЖУНУСОВ (Қаз НИИССиА),
т.ф.д. проф. С. Р. РАЗЗОҚОВ (Сам ДАҚИ)

Муҳаррир М. САЪДУЛЛАЕВ

Мазкур дарсликда бетон, темирбетон ва тош-ғишт каби ашёларнинг асосий физик-механик хоссалари, йиғма ва куйма темирбетон конструкцияларини лойиҳалашга доир маълумотлар; бино ва иншоотларнинг турли конструкциялари ҳисоби ҳақида назарий ва амалий билимлар баён этилган. Ҳар бир назарий билим аниқ мисоллар ва унинг ечими билан бирга олиб борилган. Мураккаб ҳисоб-китоб ишларини осонлаштириш мақсадида ЭҲМ учун блок схемалар берилган.

Марказий Осиёнинг иссиқ иқлим шароитида ишлайдиган конструкциялар ҳисобига алоҳида ёндошилган. Республикамизнинг аксарият шаҳарлари зилзилавий ҳудудларда жойлашганлигини назарда тутиб, бино конструкцияларига зилзила кучлари таъсири масалалари ҳам муаллифлар эътиборидан четда қолмаган. Илк бор ўзбек тилида ёзилган ушбу дарслик китобхонга тушунарли бўлиши учун оддий иборалар ва атамалардан фойдаланишга интилинди. Дарслик қурилиш соҳасида ўқийдиган ва ишлайдиган мутахассисларга мўлжалланган.

ISBN 5—640—02210—8

3305000000—004
А —————97
М 351 (04)—97



© «ЎЗБЕКИСТОН» нашриёти 1997

СЎЗ БОШИ

Ўзбек тилига давлат тили мақомининг берилиши ўзбек миллий ва маданий жамоатчилиги олдига талай вазифалар қўйди. Авваллари техника олий ўқув юртларида асосан умумтаълим фанлари ўзбек тилида ўқитилган бўлса, эндиликда умуммуҳандислик ва махсус фанларни ҳам ўзбек тилида ўқитиш масаласи кун тартибига қўйилди. Ушбу масаланинг ижобий ҳал этилиши, ўз навбатида, ана шу фанлар бўйича ўзбек тилида дарслик ва ўқув қўлланмаларини чоп этишни тақозо этади. Қўлингиздаги китоб темирбетон ва тош-ғишт конструкциялари соҳасида олиб борилган илмий-услубий изланишлар маҳсули бўлиб, ўзбек тилида ёзилган биринчи дарсликдир.

Рус ва чет тилларда чиққан бошқа дарсликлардан фаркли ўларок, ушбу дарсликда темирбетон конструкцияларига Марказий Осиёнинг қуруқ иссиқ иқлим шароити, шунингдек кучли зилзилалар таъсирини ҳисобга олиш муаммолари ҳам алоҳида кўриб ўтилган. Назарий мавзулар янада тушунарли бўлиши учун дарсликда мисол ва масалалар ечишга кенг ўрин берилган, қўплаб расмлар келтирилган.

Мазкур дарслик «Саноат ва фуқаро қурилиши» ихтисоси дастурига мослаб ёзилган. Бироқ дарсликдан қурилишнинг бошқа ихтисослик бўйича ўқийдиган талабалар ва қурилиш муҳандислари ҳам фойдаланишлари мумкин.

Муаллифлар китоб сифатини яхшилашга хизмат қилган қимматли фикрлари учун тақризчилар т. ф. д. проф. Т. Ж. Жунусовга (Каз НИИССиА) ҳамда т. ф. д. проф. С. Р. Раззоқовга (СамДАҚИ) ўзларининг самимий миннатдорчиликларини изҳор этадилар.

Дарсликнинг сифатини яхшилаш юзасидан билдириладиган барча фикр мулоҳазаларни муаллифлар миннатдорчилик билан қабул қиладилар.

КИРИШ

Мазкур дарсликнинг мақсади китобхонга темирбетон конструкцияларини ҳисоблаш ва лойиҳалаш усулларини ўргатишдан иборатдир. Темирбетон конструкциялари фани муҳандисни шакллантирадиган фанлардан бири бўлиб, унинг асосларини чуқур ўзлаштирмак ҳар қандай бинокор муҳандис учун ҳам қарз, ҳам фарздир.

Темирбетон конструкцияларини лойиҳалаш назарияси техника фанлари соҳаларидан бири бўлиб, тежамкор ва мустаҳкам элементлар яратиш устида иш олиб боради.

Мустаҳкамлик, бикирлик ҳамда кўпга чидамлик қурилиш конструкцияларига қўйиладиган асосий талаблардир. Бинокор-муҳандис конструкциянинг шундай ечимини топиши керакки, бунда конструкция ҳам юқоридаги талабларга жавоб берсин, ҳам тежамли бўлсин. Бу эса масалани оптимал лойиҳалаш муаммосига олиб келади.

Темирбетон конструкцияларини лойиҳалаш назарияси татбиқий фан бўлганлиги сабабли механика, математика, материаллар қаршилиги сингари асосий табиий фанларнинг қонун-қоидаларига асосланади.

Ҳаёт ва қурилиш тажрибаси шуни кўрсатдики, ҳозирги замон капитал қурилишининг асосини темирбетон конструкциялари ташкил этади. Капитал қурилишга ажратилган маблағнинг 25 % темирбетон конструкцияларига, атиги 3 % металл конструкцияларига, 13,5 % эса ёғоч буюмларига сарфланар экан. Демак, бинокорлар олдида темирбетон конструкцияларининг техник-иқтисодий кўрсаткичларини яхшилаш, буюмларнинг таннархини арзонлаштиришдек муҳим вазифа турибди. Бу вазифани ижобий ҳал этиш учун темирбетон конструкцияларига дахлдор бўлган назарий ва амалий билимларни чуқур ўрганиш талаб этилади. Мазкур дарсликнинг мақсади ҳурматли ўқувчини шу соҳадаги энг асосий маълумотлар билан таништиришдан иборатдир. Назарий билимлар

Ўқувчига янада тушунарлироқ бўлиши учун китобда кўплаб мисоллар ечими билан келтирилган.

Дарсликда бирликларнинг Халқаро тизими (СИ) дан, СТ СЭВ 1565—79 нинг ва ИСО 3898 рақамли «Белгилар ва асосий рамзлар» Халқаро стандартининг янги тизимидан фойдаланилди.

Дарслик қурилиш соҳасининг «Саноат ва фуқаро қурилиши» 2903 (СФҚ) мутахассислиги талабалари учун мўлжалланган.

ТЕМИРБЕТОН ВА ТОШ-ҒИШТ КОНСТРУКЦИЯЛАРИ СОҲАСИДА ҚАБУЛ ҚИЛИНГАН ҲАРФИЙ БЕЛГИЛАР

1. Бетон ва темирбетон конструкциялари

1. Бетон тавсифлари

- R — бетоннинг кубик мустаҳкамлиги
 R_n — бетоннинг кубик меъёрий (норматив) мустаҳкамлиги
 R_{bn} — бетоннинг призма меъёрий (норматив) мустаҳкамлиги
 $R_b; R_{b, ser}$ — биринчи ва иккинчи чегаравий ҳолатлар учун бетоннинг призма мустаҳкамлиги ҳисобий қийматлари
 $R_{bt, n}$ — бетоннинг ўқ бўйлаб чўзилишга бўлган меъёрий қаршилиги
 $R_{bt}; R_{bt, ser}$ — биринчи ва иккинчи чегаравий ҳолатлар учун бетоннинг ўқ бўйлаб чўзилишга бўлган ҳисобий қаршилиги
 $R_{bt, c}$ — эгилишда бетоннинг чузилишга бўлган ҳисобий қаршилиги
 $R_{b, toc}$ — бетоннинг сиқилишга бўлган ҳисобий қаршилиги
 $R_{b, sh}$ — бетоннинг қирқилишдаги ҳисобий қаршилиги
 $R_{crc}^0; R_{crc}^v$ — микродарз ҳосил бўлишининг юқориги ва пастки чегараларига мос келувчи кучланишлар
 R_{bp} — бетоннинг узатиш мустаҳкамлиги
 E_b — бетон эластиклигининг бошланғич модули
 G_b — бетоннинг силжиш модули

2. Арматура тавсифлари

- R_{sn} — арматуранинг чўзилишга бўлган меъёрий (норматив) қаршилиги
 $R_s; R_{s, ser}$ — биринчи ва иккинчи гуруҳ чегаравий ҳолатлар учун арматуранинг чўзилишга бўлган ҳисобий қаршилиги

- R_{sw} — кўндаланг арматуранинг ҳисобий қаршилиги
 R_{sc} — арматуранинг сиқилишга бўлган ҳисобий қаршилиги
 E_S — арматуранинг эластик модули

3. Кучланишлар

- σ_b — бетондаги сиқилувчи кучланиш
 σ_{bt} — бетондаги чўзувчи кучланиш
 σ_{br} — олдиндан сиқиш босқичида бетондаги сиқувчи кучланиш
 σ_S — арматурадаги кучланиш
 σ_{sp} — арматурадаги дастлабки кучланиш
 $\sigma_{el}; \sigma_{0,02}$ — физик ва шартли эластиклик чегараси
 $\sigma_y; \sigma_{0,2}$ — физик ва шартли оқувчанлик чегараси
 σ_u — вақтли қаршилиқ

4. Деформациялар

- ϵ_b — бетоннинг сиқилишдаги деформацияси
 ϵ_{bt} — бетоннинг ўқ бўйлаб чўзилишдаги деформацияси
 ϵ_{el} — эластик деформациялар
 ϵ_{pl} — пластик деформациялар (тоб ташлаш)
 ϵ_u — чегаравий чўзилиш деформацияси
 ϵ_S — арматура деформациялари
 ϵ_{Sl} — киришиш деформацияси

5. Коэффициентлар

- μ — арматуралаш коэффициенти
 γ_{sp} — арматураларнинг таранглаш аниқлиги коэффициенти
 $\gamma_{bc}; \gamma_{bt}$ — сиқилган ва чўзилган бетон бўйича ишончлилик коэффициенти
 γ_c — арматура бўйича ишончлилик коэффициенти
 γ_f — юк бўйича ишончлилик коэффициенти
 γ_n — бино ёки иншоотнинг вазифаси бўйича ишончлилик коэффициенти
 γ_{bi} — бетоннинг ишлаш шароити коэффициенти
 γ_{si} — арматуранинг ишлаш шароити коэффициенти
 ν — бетоннинг кўндаланг деформацияси коэффициенти (Пуассон коэффициенти)
 α — арматура эластик модулининг бетон эластиклик модулига нисбати

6. Геометрик тавсифлар

- A — кўндаланг кесимдаги бетоннинг юзаси
 A_b — бетон сиқилган зонасининг кесим юзаси
 A_{bt} — бетон чўзилган зонасининг кесим юзаси
 $A_s; A'_s$ — S ва S' арматураларнинг кесим юзалари
 $A_{sp}; A'_{sp}$ — олдиндан зўриктирилган арматуралар S_p ва S'_p нинг кесим юзалари
 A_{sw} — кўндаланг стерженларнинг (хомутларнинг) юзаси
 $A_{s, inc}$ — букилган стерженлар кесимининг юзаси
 A_{red} — келтирилган кесим юзаси
 J — бетон кесимининг оғирлик марказидан ўтувчи ўққа нисбатан инерция моменти
 J_{red} — келтирилган кесимнинг оғирлик марказига нисбатан инерция моменти
 W_{red} — келтирилган кесимнинг четки чўзилган толага нисбатан қаршилик моменти
 W_{pl} — шунинг ўзи, бироқ бетоннинг ноэластик ишини ҳисобга оладиган қаршилик моменти
 r — элементнинг эгрилик радиуси
 e_0, tot — келтирилган кесимнинг оғирлик марказидан ўтувчи ўққа нисбатан бўйлама кучлар тенг таъсир этувчисининг елкаси (эксцентриситети)

II. Тош-ғишт конструкциялари

- m_g — узоқ муддатли куч таъсирини ҳисобга олувчи коэффициент
 φ — бўйлама эгилиш коэффициенти
 R — деворнинг сиқилишга бўлган ҳисобий қаршилиги
 N_g — узоқ муддатли юклардан ҳосил бўлган ҳисобий бўйлама куч
 A_c — кучланишлар эпюраси тўғри тўртбурчак бўлганда элемент кесимининг сиқилган қисми юзаси
 ω — девор сиқилган қисмининг ҳисобий қаршилигининг ортишини эътиборга олувчи коэффициент
 φ_c — кесимнинг сиқилган қисми учун бўйлама эгилиш коэффициенти
 λ_{nc} — элементнинг эгилувчанлиги
 H — элементнинг ҳисобий баландлиги
 h_c — кўндаланг кесим сиқилган қисмининг баландлиги

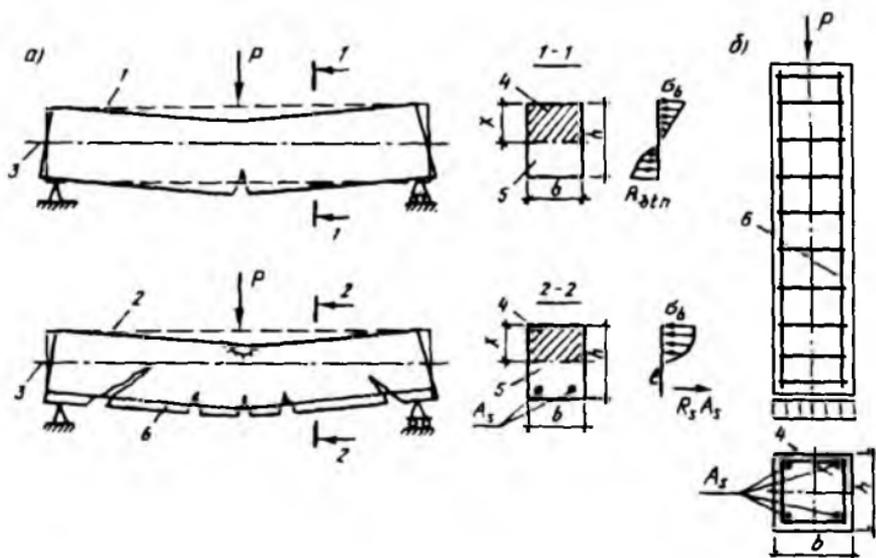
- i_c — кўндаланг кесим сиқилган қисмининг инерция радиуси
 $У$ — элемент кесимининг оғирлик марказидан елка томондаги қиррасигача бўлган масофа
 A — элемент кесимининг юзаси
 e_0 — елка (эксцентриситет)
 F — юк
 γ_c — деворнинг ишлаш шароити коэффиценти
 l_0 — деворнинг ҳисобий узунлиги
 R_{u} — девор материалининг сиқилишга бўлган муваққат қаршилиги
 φ_l — номарказий сиқилишда бўйлама эгилиш коэффиценти
 γ_{cs} — девор таркибидаги арматуранинг ишлаш шароити коэффиценти
 R_{skb} — арматураланган ғишт деворнинг сиқилишга бўлган ҳисобий қаршилиги
 μ — деворни арматуралаш коэффиценти
 α_{sk} — арматураланган ғишт деворнинг эластик тавсифи
 b — девор қалинлиги
 R_{sku} — арматураланган ғишт деворнинг сиқилишга бўлган муваққат қаршилиги
 A_{st} — сим тўр арматурасининг юзаси
 c — сим тўр катаги ўлчами
 k — девор материалига боғлиқ бўлган коэффицент.

БЕТОН ВА АРМАТУРАНИНГ ФИЗИҚ-МЕХАНИК ХОССАЛАРИ. ТЕМИРБЕТОН

1.1. Темирбетоннинг моҳияти

Тош ва ёғоч ибтидоий одамнинг дастлабки қурилиш материали ҳисобланган. Кейинчалик инсон хом ғишт, пишиқ ғишт ва бетон тайёрлашни ўрганди.

Бетон сиқилишга яхши, чўзилишга суст қаршилик кўрсатадиган сунъий материалдир. Бетоннинг чўзилишга бўлган мустаҳкамлиги сиқилишга нисбатан 10—15 мартаба кам. Шунинг учун ҳам уни *анизотроп материал* дейилади. Анизотроп материаллар — турли хил йўналиш бўйича хоссалари ҳар хил бўлган материаллардир. Бетоннинг анизотроплиги бетон ва темирбетон конструкцияларни ҳисоблашда жиддий қийинчиликларга олиб келади. Бетон чўзилишга суст қаршилик кўрсатганлиги



1.1- расм. Элементларнинг куч таъсирида ишлаши.

a — эгилувчи элемент; b — сиқилувчи элемент. 1 — бетон; 2 — темирбетон; 3 — нейтраль катлам; 4 — сиқилиш зонаси; 5 — чўзилиш зонаси; 6 — пўлат арматура.

сабабли арматурасиз балка кўп юк кўтара олмайди. Агар балканинг чўзилиш зонасига арматура* жойланса, балканинг юк кўтариш қобилияти анча (тахминан 20 маротаба) ортади (1.1- расм, а). Сиқилишга ишлайдиган темирбетон элементлари ҳам пўлат стерженлар билан арматураланади. Пўлат сиқилишга ҳам, чўзилишга ҳам яхши каршилиқ кўрсатганлиги туфайли сиқилувчи элементнинг юк кўтариш қобилиятини анча оширади (1.1- расм, б).

Пўлат арматура жойлашган бетон *темирбетон* деб аталади**. Темирбетондан ишланган қурилиш конструкцияси темирбетон конструкцияси деб юритилади.

Куйидаги сабаблар бетон билан пўлат арматуранинг биргаликда ишлашига шароит яратади:

1. Бетон қотиш жараёнида пўлат арматурага маҳкам ёпишади (тишланади);

2. Зич бетон пўлат арматурани занглашдан ва ёнғиндан асрайди;

3. Пўлат билан оғир бетоннинг температура таъсирида чизикли кенгайиш коэффициентлари бир-бирига жуда яқин (бетон учун $\alpha_b = (1 \div 1,5) \cdot 10^{-5}$; арматура учун эса $\alpha_s = 1,2 \cdot 10^{-5}$).

Ана шу учта муҳим хосса туфайли темирбетон конструкцияларини яратиш имкониятига эга бўлинди. Аммо темирбетоннинг афзаллик ва нуқсонлари ҳам бор.

Темирбетоннинг куйидаги афзалликлари унинг қурилишда кенг тарқалишига имкон яратди: ўта мустаҳкамлиги; кўпга чидамлилиги; оловбардошлиги; зилзилабардошлиги; маҳаллий материаллардан фойдаланиш имконияти; конструкцияга исталган шакл бериш имконияти.

Куйидагилар темирбетоннинг нуқсонларига киради: вазнининг оғирлиги; иссиқлик ва товушни осон ўтказиши; мустаҳкамлаш ва тузатишнинг қийинлиги; ёрилиши мумкинлиги; бетон ётқазилгач, арматура ҳолатини текшириш қийинлиги ва ҳоказо.

Бетонда ёрик пайдо бўлишининг олдини олиш учун уни чўзилган арматура ёрдамида сиқилади. Бундай конструкциялар *олдидан зўриқтирилган темирбетон конструкциялари* деб аталади.

* Арматура лотинча «armatura» — куруланиш, кучайтириш, жиҳозлаш деган маънони билдиради.

** Арматура пўлатдан қилинади, шунинг учун уни пўлат бетон дейиш тўғри булар эди. Лекин қурилиш соҳасида темирбетон деган атама қабул қилинган.

1.2. Бетоннинг асосий физик-механик хоссалари

Боғловчи, тўлдирувчи ва сув аралашмасининг қотишидан ҳосил бўлган сунъий тош *бетон* * деб аталади.

Бетон анизотроп материал бўлиб, унинг мустаҳкамлиги қуйидаги омилларга боғлиқ: таркиби; боғловчи ва тўлдирувчининг хили; сув ва цементнинг нисбати (W/C) тайёрлаш усули; қотиш шароити; бетоннинг ёши; намуналарнинг шакли ва ўлчамлари.

Бетон қоришмасида W/C қанча кичик бўлса, бетоннинг мустаҳкамлиги шунча юқори бўлади, цемент кам сарфланади.

1.2.1. Бетоннинг мустаҳкамлик синфлари. Норматив қаршиликлар ва бетон маркалари. Бетон бир жинсли бўлмаганлиги ва турли хил омилларнинг таъсир этиши натижасида хоссалари кенг миқёсда ўзгарувчан бўлади, лекин шунга қарамай, ҳисоб ишларида маълум даражада ишонарли бўлган мустаҳкамлик кўрсаткичларидан фойдаланишга тўғри келади.

Бетоннинг норматив кубик мустаҳкамлиги (норматив қаршилик) деганда қуйидаги формуладан аниқланадиган миқдор тушунилади:

$$R_n = R_m (1 - 1,64 V), \quad (1.1)$$

бу ерда R_m — бетоннинг ўртача статистик мустаҳкамлиги; V — бетон мустаҳкамлигининг ўзгарувчанлик коэффициенти бўлиб, оғир ва енгил бетонлар учун ўртача 0,135 ни ташкил этади.

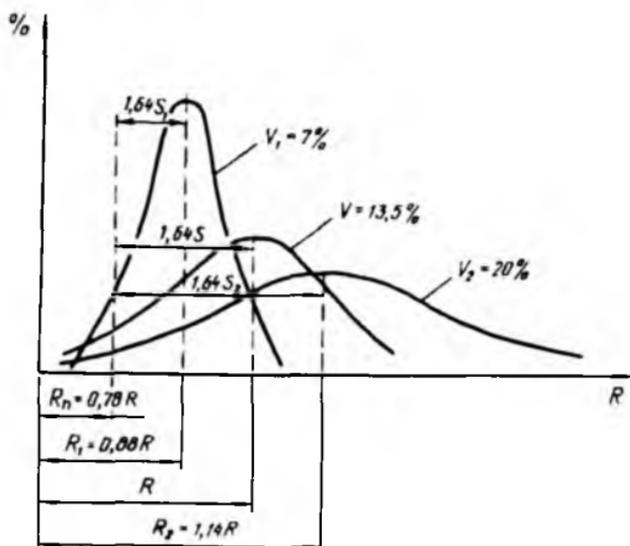
Бетоннинг сиқилиш мустаҳкамлиги синфлари B ҳарфи билан белгиланиб, миқдор жиҳатидан (1.1) формула орқали аниқланган кубик мустаҳкамлигига тенг бўлади. Бетоннинг мустаҳкамлик бўйича синфлари ёки норматив қаршиликлари назорат қилинадиган тавсиф ҳисобланади. Бу тавсиф бетон буюмнинг ишчи чизмасида қайд этилади, буюмни тайёрлашда унга қатъий амал қилиш зарурий талаб ҳисобланади.

(1.1) формуладан кўриниб турибдики, бетоннинг талаб этилган кубик мустаҳкамлиги R_n ёки мустаҳкамлик бўйича синфи B ни ҳосил қилиш R_m билан V га боғлиқ.

Иш яхши ташкил этилган корхоналарда бетон юқори

* Бетон лотинчада — «beton» — тоғ тоши деган маънони билдиради.

даражада бир жинсли килиб тайёрланса (ўзгарувчанлик коэффициенти V кичик бўлса), ўртача мустаҳкамлик R_m ҳам камаяди, натижада цемент тежаллади. Агар ўзгарувчанлик коэффициенти катта бўлса, у ҳолда бетоннинг зарурий норматив мустаҳкамлигига эга бўлиши учун унинг ўртача мустаҳкамлигини оширишга тўғри келади. Бу эса ўз навбатида цемент сарфини оширади. Ўзгарувчанлик коэффициенти $V=0,135$ бўлганда $R_n=0,78 R$ бўлади. Агар $V=0,07$ бўлса, норматив қаршилиқ R_n нинг ўша қиймати-ни олиш учун бетоннинг ўртача мустаҳкамлигини камайтириш мумкин, яъни $R_1 < R$ (1.2- расм):



1.2- расм. Ўзгарувчан коэффициент V нинг турли қийматлари ва бетоннинг керакли норматив қаршилиги R_n ни олиш имконини берадиган, бетон ўртача мустаҳкамлиги R_q га мос бўлган нормал тақсимлаш эгри чизиклари.

$$R_1 = \frac{R_n}{1 - 1,64 \cdot 0,07} = \frac{0,78}{1 - 1,64 \cdot 0,07} = 0,88 R.$$

$V=0,2$ бўлса, $R_2 > R$ бўлади, яъни

$$R_2 = \frac{0,78}{1 - 1,64 \cdot 0,2} = 1,14 R$$

демак ўзгарувчанлик коэффициенти катта бўлса, бетоннинг ўртача мустаҳкамлигини оширишга тўғри келар экан.

Бетон призмаларининг сиқилиш R_{bn} ва чўзилиш $R_{btн}$ бўйича норматив қаршилиқлари (тажриба йўли билан

аниқланмаса) кубик мустаҳкамлиги орқали аниқланади. Агар бетоннинг бўйлама чўзилишга бўлган норматив қаршилиги тажриба йўли билан аниқланса, у ҳолда қуйидаги формуладан фойдаланилади:

$$R_{btн} = R_{btм} (1 - 1,64 V), \quad (1.2)$$

бу ерда $R_{btм}$ — бетоннинг чўзилишдаги ўртача мустаҳкамлиги.

Бетоннинг чўзилиш мустаҳкамлиги бўйича синфлари B_t миқдор жиҳатидан унинг чўзилишдаги мустаҳкамлигига тенг бўлиб 0,95 аниқликда (1.2) формуладан аниқланади. Бетоннинг мустаҳкамлигига баҳо берадиган асосий кўрсаткич унинг *кубик* мустаҳкамлигидир.

Бетоннинг сиқилиш мустаҳкамлиги бўйича синфи — B бетон кубларни синаш йўли билан аниқланади. Кубнинг қирралари 15 см дан бўлиб, 28 сутка мобайнида $20 \pm 2^\circ\text{C}$ ҳароратда, ҳаво намлиги 95 % дан кам бўлмаган шароитда сақлангандан кейин синалади. Бетоннинг кубик мустаҳкамлиги қуйидаги формула ёрдамида аниқланади:

$$R = \frac{F_u}{A_{b, tot}}, \quad (1.3)$$

бу ерда F_u — бузувчи куч; $A_{b, tot}$ — кубикнинг кўндаланг кесим юзи.

Бетон ва темирбетон конструкциялар учун оғир бетоннинг сиқилишга бўлган мустаҳкамлиги бўйича қуйидаги синфлар кўзда тутилган: $B 3,5$; $B 5$; $B 7,5$; $B 10$; $B 12,5$; $B 15$; $B 20$; $B 25$; $B 30$; $B 35$; $B 40$; $B 45$; $B 50$; $B 55$; $B 60$.

Оғир бетондан ишланадиган темирбетон конструкцияларида синфи $B 7,5$ дан паст бўлган бетонларни қўллаш рухсат этилмайди. Такрорий юклар таъсир этадиган конструкцияларда синфи $B 15$ дан юқори бўлган бетонлар қўлланилади. Сиқилувчи темирбетон элементлари $B 15$ дан кам бўлмаган бетонлардан ва катта юк остида бўладиган конструкцияларда эса (масалан, кўп қаватли биноларнинг қуйи қават устунларида) синфи $B 25$ дан кам бўлмаган бетонлар қўллаш тавсия этилади.

Зўриқтирилган бетон учун $B20...B60$ бўлган бетон синфлари кабул қилинади. Ҳисоб ишларида бетоннинг призма мустаҳкамлиги ишлатилади. Бетоннинг призма мустаҳкамлиги кубик мустаҳкамлигининг 72—77 % ини ташкил этади: $R_b = 0,75 R$.

Бетоннинг бўйлама чўзилиш мустаҳкамлиги

бўйича синфи B_t кўпгина иншоотларда (масалан, гидротехника иншоотларида) бетон мустаҳкамлигининг асосий кўрсаткичи ҳисобланади. Бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги сиқилишдагига нисбатан 10—20 марта кам бўлиб, қуйидаги эмпирик формула ёрдамида аниқланади:

$$R_{bt} = 0,5 \sqrt[3]{R^2} \quad (1.4)$$

Бўйлама чўзилиш мустаҳкамлиги бўйича бетоннинг қуйидаги синфлари белгиланган: B_t 0,8; B_t 1,2; B_t 1,6; B_t 2; B_t 2,4; B_t 2,8; B_t 3,2. Бетон синфи конструкциянинг вазифаси ва ишлаш шароитига боғлиқ ҳолда техник-иқтисодий кўрсаткичлар асосида белгиланади.

Бетоннинг қирқилишдаги мустаҳкамлиги $R_{sh} = 2R_{bt}$, синишдаги (скальвание) мустаҳкамлиги $(1,5...2)R_{bt}$, кўп сонли такрорий юкланишлардаги мустаҳкамлиги $R_r = (0,95...0,5)R_{bt}$ бўлади.

Шундай қилиб, турли хил куч таъсири остида бетоннинг механик мустаҳкамлиги тахминан қуйидаги қийматларга эга:

кубикларни сиққанда	R
призмаларни сиққанда	$(0,7...0,8) R$
ўқ бўйлаб чўзилишда	$(0,05...0,1) R$
эгилишдаги чўзилишда	$(0,1...0,18) R$
соф қирқилишда	$(0,15...0,3) R$
ёрилишда	$(0,1...0,2) R$

Бетоннинг совуқбардошлик бўйича маркаси деганда сув шимдирилган бетонни навбатма-навбат музлатиб эритганда бетон намуналари бардош берадиган цикллар сони тушунилади. Оғир бетон учун совуқбардошлик бўйича қуйидаги маркалар белгиланган: F 50; F 75; F 100; F 150; F 200; F 300; F 400; F 500.

Сув ўтказмаслик бўйича бетон маркаси синалаётган намунадан сув сизиб ўтиши кузатилмайдиган босимни ифодалайди. Сув ўтказмаслик маркалари — W 2; W 4; W 6; W 8; W 10; W 12, бунга мос келадиган сув босимлари — 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2 МПа. Зўриктирилган бетон учун W 12 дан кам бўлмаслиги керак.

Зичлик бўйича бетон маркаси унинг қуририлган ҳолатдаги ўртача зичлигини ифодалайди. Енгил бетонларнинг зичлик бўйича маркаси D 800 дан D 2000 га қадар ҳар 100 ораликда ўзгариб боради. Зичлиги 2000—2200 кг/м^3 бўлган бетонлар ўрта вазни,

2200 кг/м³ дан ортиқ бўлганлари эса оғир бетонларга кириди.

Бетон ва арматуранинг ҳисобий қаршиликлари

Чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи учун бериладиган бетоннинг ҳисобий қаршиликлари R_b ва R_{bt} нинг ишончлилик даражаси 0,997 га тенг. Уларнинг қийматлари норматив қаршиликларни ишончлилик коэффициентига бўлиш орқали аниқланади (1.1- жадвал):

$$\begin{aligned} \text{сикилиш учун } R_b &= R_{bn} / \gamma_{bc}; \\ \text{чўзилиш учун } R_{bt} &= R_{btn} / \gamma_{bt}; \end{aligned}$$

бу ерда γ_{bc} ва γ_{bt} бетоннинг сиқилиш ва чўзилишдаги ишончлилик коэффициентлари. Бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги бўйича синфини белгилашда $\gamma_{bc} = 1,3$, чўзилиш бўйича эса $\gamma_{bt} = 1,5$ олинади.

1.1.- жадвал

Оғир бетоннинг норматив ва ҳисобий қаршиликлари, МПа

Бетоннинг сиқилиш мустаҳкамлиги синфи	Призма мустаҳкамлиги		Бўйлама чўзилишда	
	$R_{bn}, R_{b,ser}$	R_b	R_{btn}, R_{btser}	R_{bt}
B10	7,5	6,0	0,85	0,57
B20	15,0	11,5	1,40	0,90
B30	22,0	17,0	1,80	1,20
B40	29,0	22,0	2,10	1,40
B50	36,0	27,5	2,30	1,55
B60	43,0	33,0	2,50	1,65

Лозим бўлган ҳолларда бетоннинг ҳисобий қаршилиги иш шароити коэффициенти γ_{bi} га кўпайтирилади. Мазкур коэффициент элементнинг ишлаш шароити, иш босқичлари, кесим ўлчамлари ва бошқа омилларга қараб бирдан катта ёки кичик бўлиши мумкин.

Кўп қарра такрорланувчи юкларда бетоннинг ҳисобий қаршиликлари R_b ва R_{bt} иш шароити коэффициенти $\gamma_{bi} \leq 1$ га кўпайтирилади. γ_{bi} нинг қиймати кучланишлар циклининг носимметрик коэффициенти $\rho_b = \sigma_{b, \min} / \sigma_{b, \max}$ ҳамда бетоннинг тури ва намлигига боғлиқ ҳолда аниқланади. Конструкцияни узоқ муддатли юк таъсирига ҳисоблашда агар бетон мустаҳкамлигининг ошиб бориши-

ни таъминловчи шароит мавжуд бўлмаса (масалан, атроф муҳит намлиги 75 % дан юқори бўлса), у ҳолда оғир бетоннинг ҳисобий қаршилиги $\gamma_{b2}=0,9$ га кўпайтирилади. Кўтарма кран, шамол, зилзила, портлаш сингари қисқа муддатли юклар таъсир этса, $\gamma_{b2}=1,1$ олинади.

Бетоннинг қаршилигига икки ўқли кучланиш ҳолати ҳам таъсир этади. Агар бетон элемент бир йўналишда — чўзилишга, перпендикуляр йўналишда-сиқилишга ишласа, бетоннинг қаршилиги камаяди; бу ҳол иш шароити коэффициенти γ_{b4} орқали эътиборга олинади.

γ_{bi} коэффициенти орқали бетоннинг ҳисобий қаршилигига таъсир этадиган бошқа омиллар ҳам — элементларни бетонлаш шароити (γ_{b3}), музлаш — эриш шароити (γ_{b6}), куёш нури таъсири (γ_{b7}) ва бошқалар ҳисобга олинади.

Чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи учун бетоннинг ҳисобий қаршилиги кўпинча миқдор жиҳатидан норматив қаршиликларга тенг бўлади $R_{b, ser}=R_{bn}$ ва $R_{bt, ser}=R_{btn}$. Чунки бетоннинг сиқилиш γ_{bc} ва чўзилиш γ_{bt} даги ишончлилиқ коэффициенти бирга тенг деб олинади, бетоннинг иш шароити коэффициенти γ_{bi} эса факат куйидаги ҳоллардагина ҳисобга олинади:

— кўп қаррала такрорий юклар таъсири остида бўлган темирбетон элементларни ёриқлар ҳосил бўлишига ҳисоблашда ($R_{bt, ser}=R_{btn}\gamma_{b4}$);

— оғма ёриқлар пайдо бўлишига ҳисоблашда ($R_{bt, ser}=R_{btn}\gamma_{b4}$);

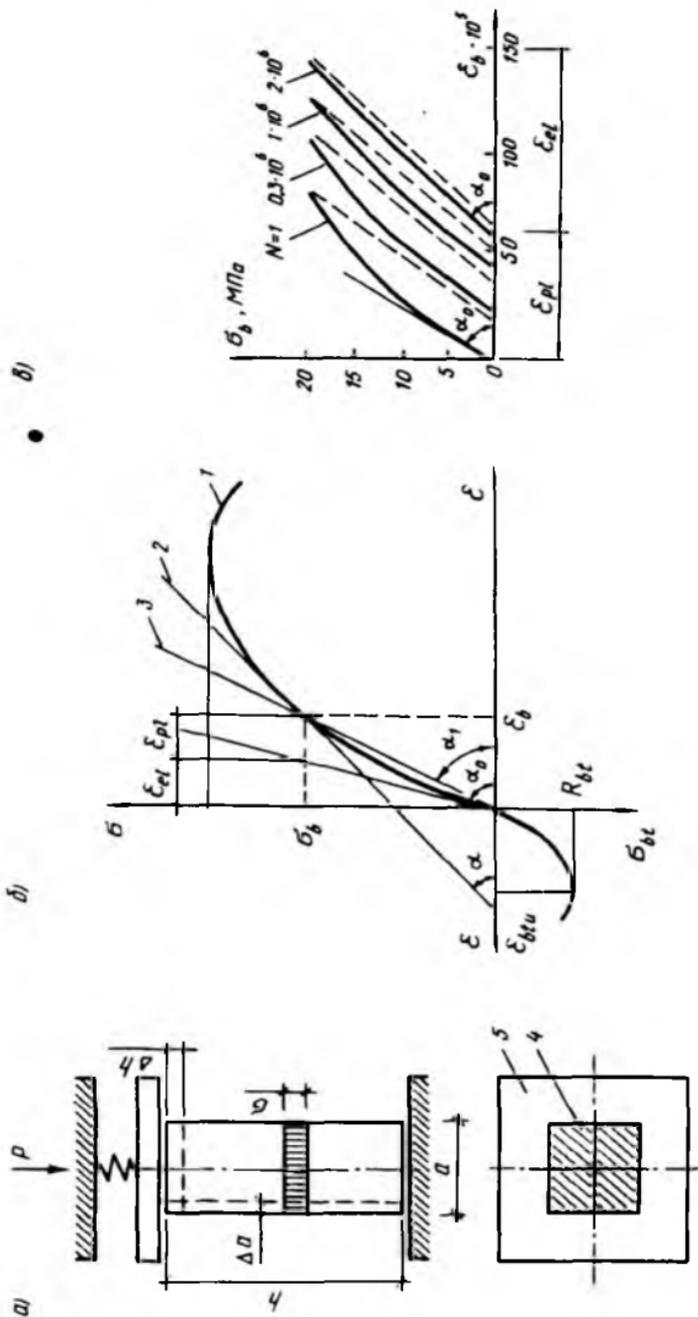
— кўп қаррала такрорий юклар таъсири остида бўлган темирбетон элементларни оғма ёриқлар пайдо бўлишига ҳисоблашда иккита иш шароити коэффициенти эътиборга олинади ($R_{bt, ser}=\gamma_{b1}\gamma_{b4}R_{btn}$).

Арматуранинг норматив қаршилиги R_{sh} пўлатнинг оқиш чегарасига тенг бўлади, ҳисобий қаршилиги эса $R_s=R_{sn}/\gamma_s$ кўринишда ифодаланлади. Чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича арматурада ҳам $R_{s, ser}=R_{sn}$

1.2.2. Бетон деформацияси. Материалнинг деформациясига баҳо беришда иккита миқдордан: нормал кучланиш σ ва нисбий деформация ϵ дан фойдаланамиз (1.3- расм). Умумий ҳолда бетоннинг тўлиқ деформацияси эластик ва пластик қисмлардан ташкил топади:

$$\epsilon_b = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl}. \quad (1.5)$$

Бу ерда ϵ_{el} — эластик деформация; ϵ_{pl} — пластик деформация. Бетоннинг кўп қаррала юкланиши ва юкдан бўшали-



1.3-расм. Бетоннинг деформацияланиш диаграммаси:
 а - бетоннинг сиклиши; б -- деформация — кучланиш графиги; в -- кўп қаррало юкланиш ва бўшаниш ҳолати / —
 тўла деформация; 2 — уринма; 3 — кесувчи; 4 — намуна; 5 — таянч плитаси.

ши ҳолатида ϵ_{ep} ҳам ҳисобга олинади. ϵ_{ep} — юк тўлик олингандан сўнг эластик қайтиш деформацияси (1.3- расм,в).

Бетон деформациялари модули. Материаллар қаршилиги фанидан маълумки, эластиклик чегарасида кучланиш σ билан нисбий деформация ϵ орасидаги боғланиш чизикли конуниятга эга. Чизикли боғланиш ҳисоб ишларида катта қулайликлар яратади. Бироқ бетон бир жинсли материал бўлмаганлиги сабабли σ билан ϵ орасидаги боғланиш чизикли эмас (1.3- расм). Графикнинг бошланғич қисмидагина σ — ϵ боғланиши чизикли характерга эга; кучланиш ортган сари эгри чизик тўғри чизикдан узоқлаша боради. Бу ҳол темирбетон конструкцияларини лойиҳалашда маълум қийинчиликлар туғдиради.

Боғланишни чизикли ҳолга келтириш мумкинми, деган савол туғилади. Бундай қилиб бўлмайди. Қилиб бўлган тақдирда ҳам конструкция эластиклик чегарасида ишлайди. Бунда конструкция қимматга тушади, чунки унга ортиқча материал сарфланади, бинобарин, конструкция ортиқча мустаҳкамлик захирасига (запасига) эга бўлади.

Бетоннинг сиқилишдаги бошланғич эластиклик модули (куч бир зумда қўйилган ҳол учун) қуйидагича ифодаланади:

$$E_b = \operatorname{tg} \alpha_0 = \frac{\sigma_b}{\epsilon_{el}}. \quad (1.6)$$

Бетоннинг сиқилишдаги тўлик деформацияси модули

$$E'_b = \operatorname{tg} \alpha = \frac{d\sigma_b}{d\epsilon_b}$$

Бетоннинг ўртача эластик-пластик модули эса қуйидаги кўринишга эга:

$$E'_b = \operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{\sigma_b}{\epsilon_b} \quad (1.7)$$

Шундай қилиб, бетон материали учун кучланиш ва деформация орасидаги боғланиш, 1.3- расмда тасвирлангандек, эгри чизик кўринишига эга. Эгри чизикка ўтказилган уринма ёки кесувчи билан горизонтал ўқ орасидаги бурчак тангенс $\operatorname{tg} \alpha$ материалнинг деформация модулини ифодалайди.

Бетоннинг эластик-пластик модули (1.6) ва (1.7) га биноан эластиклик модули орқали ифодаланиши мумкин: бундан

$$E_b \varepsilon_{el} = E'_b \varepsilon_b,$$

$$E'_b = E_b \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_b} \quad (1.8)$$

Бетоннинг эластик деформацияларининг тўла деформацияга нисбати *эластиклик коэффициенти* деб аталади: $\lambda_{el} = \varepsilon_{el} / \varepsilon_b$, пластик деформацияларнинг тўла деформацияга нисбати эса бетоннинг *пластиклик коэффициенти* деб аталади: $\lambda_{pl} = \varepsilon_{pl} / \varepsilon_b$. Қуйидаги

$$\lambda_{el} = \varepsilon_{el} / \varepsilon_b = (\varepsilon_b - \varepsilon_{pl}) / \varepsilon_b = 1 - \lambda_{pl} \quad (1.9)$$

нисбатни эътиборга олсак, бетоннинг эластиклик пластиклик модули қуйидаги кўринишни олади:

$$E'_b = \lambda_{el} E_b = (1 - \lambda_{pl}) E_b. \quad (1.10)$$

Назарий жиҳатдан бетоннинг эластиклик коэффициенти $\lambda_{el} = 0,3$ дан (ўта соф пластик ашёлар учун) $\lambda_{el} = 1$ га қадар (ўта соф эластик ашёлар учун) ўзгариши мумкин. Бирок тажрибаларнинг кўрсатишича, λ_{el} амалда 0,3—0,9 оралиғида ўзгарар экан. Кучланиш ва юкнинг таъсир этиш муддати ортиб бориши билан эластиклик коэффициенти камая боради.

Чўзилишда ҳам, сиқилишда ҳам кучланиш — деформация диаграммаси эгри чизиқли эканлиги маълум. Бетоннинг сиқилиш ва чўзилишдаги бошланғич эластиклик модуллари бир-биридан кам фарқ қилади, шу боисдан амалда уларни бир хил олиш мумкин (1.3-расм, б).

Юқоридагиларга ўхшаш чўзилиш учун эластиклик ва пластиклик коэффициентлари, шунингдек бетоннинг эластиклик-пластиклик модули тушунчаларини киритишимиз мумкин:

$$E'_{bt} = \lambda_{el,t} E_b = (1 - \lambda_{pl,t}) E_b. \quad (1.11)$$

Эластиклик модули бетоннинг синфи ортиши билан ортиб боради. Нормаларда табиий шароитда қотган оғир бетон учун қуйидаги эмпирик формула тавсия этилади:

$$E_b = 55400 B / (21 + B).$$

В20 ÷ В50 синфли оддий бетоннинг эластиклик модули 27000 — 39000 МПа оралиғида бўлади, бу пўлатнинг эластиклик модулидан 5—8 маротаба кам.

Бетон учун Пуассон коэффициентининг бошланғич киймати $\nu = 0,2$ бўлиб, бу киймат кучланиш ортиши билан

ортиб боради. Бетоннинг силжиш модули $G = E_b/2(1 + \nu)$ га ёки $0,4 E_b$ га тенг.

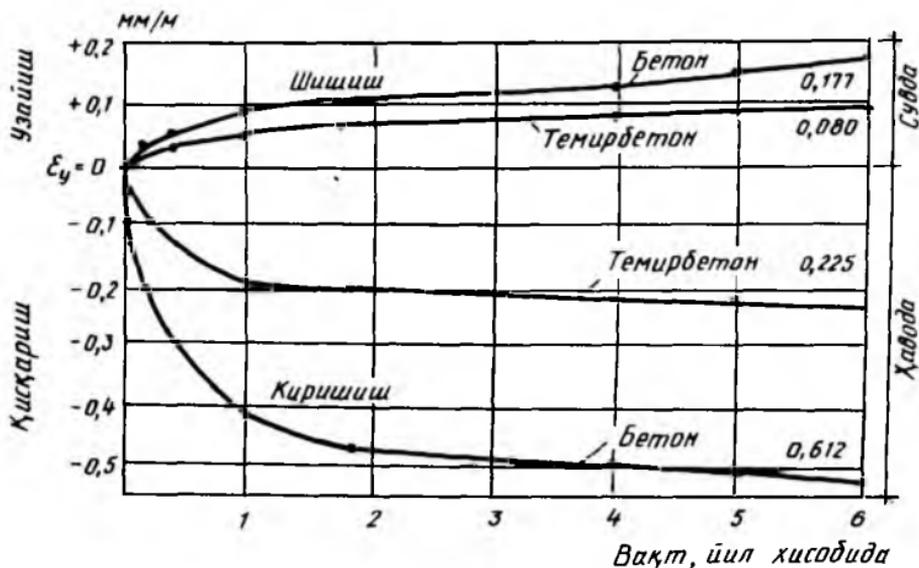
Хулоса қилиб айтганда бетоннинг деформацияси, бир томондан бетоннинг таркибига, мустаҳкамлиги ва зичлигига, тўлдирувчилар ва цементнинг эластик-пластик хоссаларига, бошқа томондан кучланиш ҳолатларига, юкнинг қиймати ва давомийлигига ҳамда иқлим шароитига боғлиқдир.

1.2.3. Бетоннинг киришиши ва тоб ташлаши. Кучланишлар камайиши (релаксацияси). Бетоннинг муҳим хоссаларидан бири унинг ҳажмий ўзгаришидир. Бундай ўзгариш цементнинг сув билан бирикиши чоғида рўй берадиган физик-кимёвий жараёнлар, бетондаги намликнинг ўзгариши (хавода қотганда намнинг буғланиши, сувда қотганда намликнинг ортиши), қотиш жараёнида ўзидан иссиқлик ажралиши, ташқи муҳит ҳароратининг ўзгариши ва ниҳоят, ташқи юкларнинг таъсири натижасида вужудга келади.

Бетон ҳажмининг ўзгаришга олиб келадиган сабаблардан бири — киришишдир (усадка). Бетоннинг киришиши юкоридаги ҳодисалар оқибатида рўй беради. Бетоннинг тўлиқ киришишини икки хил деформациянинг (росмана киришиш ва нам таъсирида киришиш) йиғиндисифатида тасаввур этиш мумкин. Росмана киришиш цемент билан сувнинг бирикиши натижасида ҳақиқий ҳажмнинг камайишидан ҳосил бўлади. Бу жараён қайтмас бўлиб, кичрайган ҳажм шундайлигича қолади. Нам таъсиридаги киришиш бетон таркибидаги намликнинг ўзгаришидан ҳосил бўлади; бу жараён қисман қайтувчандир: бетон қуруқ хавода қотса, унинг ҳажми кичраяди (киришади); сернам шароитда қотса, унинг ҳажми катталашади, бўртади. Нам таъсиридаги киришиш оқибатида вужудга келган деформация, росмана киришиш деформациясидан 10—20 марта катта бўлиб, киришиш деформацияларининг асосий манбаи ҳисобланади.

Киришиш (бўртиш) нинг миқдори ϵ_{sl} цемент тури, бетон таркиби, уни ётқизиш шароити, муҳитнинг намлиги ва ҳарорати каби омилларга боғлиқ бўлиб, ўртача қиймати киришишда 0,3 мм/м ва бўртишда 0,10 мм/м атрофида бўлади. Бетон арматураланса, унинг киришиши ҳам, бўртиши ҳам камаяди.

Киришиш деформацияси вақт ўтган сари камая боради (1.4- расм). Айни пайтда узоқ муддат давом этиши мумкин. Киришиш сиртдан бошланиб, бетон қуриган сари



1.4- расм. Бетон ва темирбетонни вақт бўйича қырышыш ва кўпчыш деформацияларининг ривожланиши.

ичкарилаб боради. Қуёш нурлари таъсирида бетон тез қуриса, (Марказий Осиё шароитида айнан шундай бўлади), унинг сиртида ёриклар пайдо бўлади.

Қырышыш оқибатида бетонда «хусусий» ички кучланишлар пайдо бўлади. Бу кучланишлар конструкциянинг ёрилишбардошлиги ва бикирлигини пасайтиради, бинобарин, иншоотнинг сув ўтказмаслик қобилияти ҳамда кўпга чидамлилиги ҳам камаяди. Олдиндан зўриктирилган конструкцияларда бетоннинг қырышыши олдиндан уйғотилган кучланишларнинг қисман йўқолишига олиб келади.

Бетонга узоқ вақт мобайнида юк ёки кучланиш (шу жумладан ҳарорат, чўкиш ва бошқалардан ҳосил бўлган кучланиш)лар таъсир этганда унда вужудга келадиган ноэластик деформация **тоб ташлаш** (ползучесть) деб аталади. Узоқ вақт давомида вужудга келган тоб ташлаш деформациялари қисқа муддатли кучлар деформациясидан бир неча марта катта бўлиши мумкин. Бетоннинг тоб ташлаши катта амалий аҳамиятга эга, шунинг учун ҳам конструкцияларни ҳисоблаш ва лойиҳалашда у албатта эътиборга олинади.

Бетоннинг тоб ташлаши чизиқли ёки чизиқсиз бўлиши мумкин. Чизиқли тоб ташлашда кучланиш билан деформация орасидаги боғланишни чизиқли деб қаралса бўлади.

Бундай боғланиш сиқувчи кучланиш унча катта бўлмаган ҳолларда, масалан $\sigma_b \leq 0,5 R_b$ чегарасида учрайди. Кучланиш каттароқ бўлган ҳолларда тоб ташлаш деформацияси чизиксиз бўлади: бунда деформация кучланишга қараганда тезроқ ўсиб боради.

Бетоннинг чизикли тоб ташлаши вақт ўтиши билан, киришишига ўхшаб, сўниб боради. Сўниб боришининг сабаби шундаки, цемент таркибидаги гил тоб ташлаш хусусиятига эга бўлиб, намлик камайгач, хажман кичраяди, қовушқоқлиги ортади. Бундан ташқари, гилнинг деформацияланиши кучланишларнинг қайта тақсимланишига олиб келади: гил тузилмаси ўзидаги юкни кристалл ўсимтага узатади. Айни бир пайтда бетон тўлдиргичлари юкни кўпроқ қабул қилиб, қотган цементдаги кучланиш камаяди.

Юқори даражадаги кучланишларда (чизиксиз тоб ташлаш) юқорида айтилган ҳодисалардан ташқари бетонда микро ёриқлар пайдо бўлади ва ўсиб боради. Бу ҳол қайтмас жараён ҳисобланиб, деформациянинг тез ўсиб боришига олиб келади.

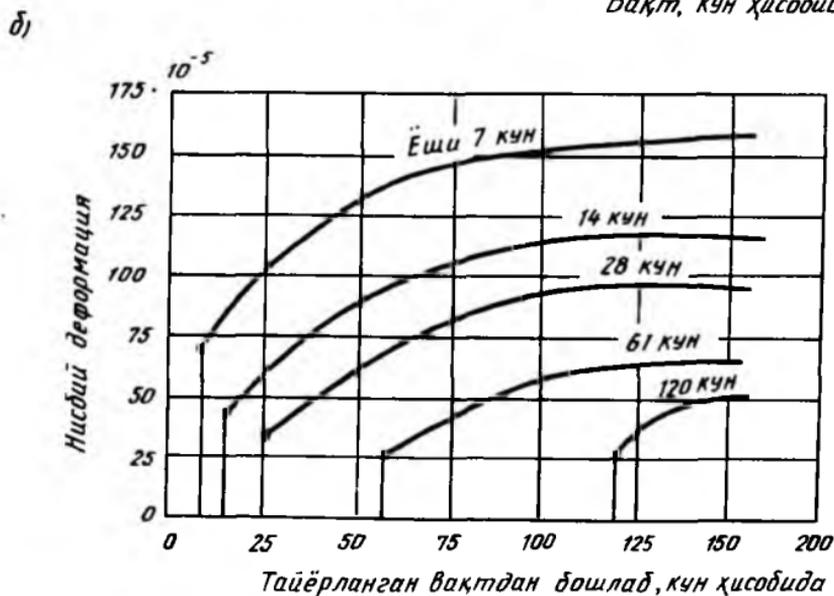
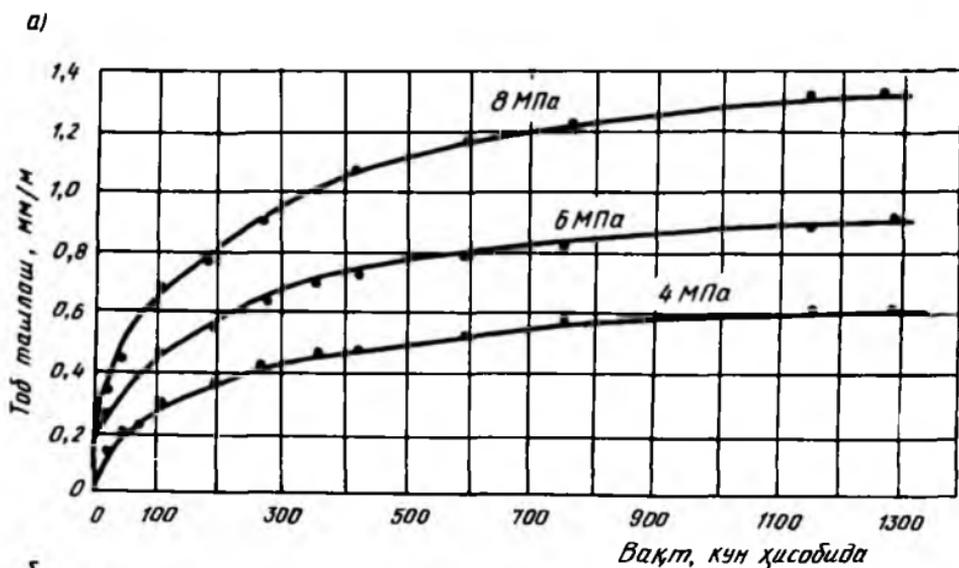
Бетоннинг киришишига таъсир этган омиллар тоб ташлаш миқдори ва ривожига ҳам таъсир этади. Тажрибаларнинг кўрсатишича, бетон таркибида цемент ва сув миқдорининг оширилиши бетоннинг киришиши ва тоб ташлашини кучайтиради. Эластиклик модули катта бўлган тўлдиргичлар ишлатилса, муҳит намлиги оширилиб, ҳарорат пасайтирилса, конструкция ҳажми (кўндаланг кесим ўлчамлари) катталаштирилса, бетоннинг киришиши ва тоб ташлаши камаяди.

Бетоннинг тоб ташлашига кучланиш ҳолати, кучланиш миқдори, юкланиш вақтидаги бетоннинг ёши ва бошқалар таъсир этади. Кучланишнинг ортиши билан тоб ташлашнинг ортиб бориши 1.5-а расмда яққол кўриниб турибди. Бетон тайёр бўлгач, қанча кеч юкланса, тоб ташлаш деформацияси шунча кичик бўлади (1.5-б расм), чунки бетоннинг ёши ўсган сари кристалл ўсимта мустаҳкамланиб, гилнинг қовушқоқлиги ортиб боради.

Бетоннинг тоб ташлаши миқдорий жиҳатдан тоб ташлаш тавсифи билан баҳоланади:

$$\varphi_t = \epsilon_{pl(t)} / \epsilon_{el} \quad (1.12)$$

бу ерда $\epsilon_{pl(t)}$ — вақтнинг t дақиқасида нисбий тоб ташлаш деформацияси; ϵ_{el} — юкланиш чоғида ($t=0$ дақиқада) нисбий эластик деформация.



1.5- расм. Вақт бўйича тоб ташлаш деформациясининг ривожланиши.
 а — турли кучланишларда; б — турли ёшларда юкланганда.

Тоб ташлаш миқдори тоб ташлаш ўлчови $C(t)$ орқали ифодаланган қулай. 1 МПа кучланишда ҳосил бўлган тоб ташлаш деформацияси ўлчов бирлиги деб қабул қилинган. Демак кучланиш миқдори σ_b бўлса, тоб ташлаш деформацияси $\epsilon_{pl(t)} = C(t) \cdot \sigma_b$ бўлади, унинг чегаравий қиймати тоб ташлаш ўлчовининг чегаравий қиймати «с» орқали қуйидагича ифодаланadi:

$$\epsilon_{pl} = C \sigma_b \quad (1.13)$$

Тоб ташлаш деформациясини тоб ташлаш тавсифи φ оркали ҳам аниқласа бўлади. (1.9), (1.7) ва (1.12) формулалардан қуйидаги ифода келиб чиқади:

$$\varepsilon_{pl} = \lambda_{pl} \varepsilon_b = \lambda_{pl} \frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{\lambda_{pl}}{\lambda_{el}} \cdot \frac{\sigma_b}{E_b} = \varphi \frac{\sigma_b}{E_b}, \quad (1.14)$$

Тоб ташлаш тавсифи φ билан тоб ташлаш ўлчови «с» орасида (1.13) ва (1.14) ифодага асосан қуйидаги боғланиш мавжуд:

$$\varphi = C E_b \quad (1.15)$$

Тоб ташлаш тавсифи φ нинг чегаравий қийматлари кўп омилларга боғлиқ бўлиб, оғир бетонлар учун 1—4; энгил бетонлар учун 2—5 оралиғида олинади.

Бетондаги тоб ташлаш ҳодисаси билан кучланишлар релаксацияси (камайиши) тушунчаси орасида узвий боғланиш бор. Бетоннинг бошланғич деформацияси ўзгармас бўлиб, вақт ўтиши билан ундаги кучланишларнинг камайиши ҳодисаси **кучланишлар релаксацияси** деб аталади. Релаксация шarti $\varepsilon_b = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} = \text{const}$ кўринишида ифодаланади. Кучланишлар релаксацияси ҳам тоб ташлаш сингари вақт ўтиши билан сўниб боради.

1.2.4. Бетоннинг қотишига ва тузилишига куруқ иссиқ иқлимнинг таъсири. Ҳозирги кунга қадар куруқ иссиқ иқлим шароитида бетоннинг узокқа чидамлилиги бўйича тўлиқ илмий асосланган талаблар ишлаб чиқилмаган, асосий эътибор унинг мустақкамлигига қаратиб келинмоқда. Йилнинг иссиқ даврларида ҳароратнинг баландлиги ва нисбий намликнинг камлиги туфайли бетон таркибидан сув қочиб, цементнинг гидротацияси тўлалигича амалга ошмайди ва бетон тегишли физик-механик хоссаларини олиб улгурмайди. Шу сабабли темирбетон конструкцияларини тайёрлашда бетоннинг таркибидаги сувни сақлаш, қуёш радиацияси ва бошқа зарарли таъсирлардан асраш каби турли тадбирларни амалга оширишга тўғри келади. Куруқ иссиқ иқлим шароитида қурилишнинг сифатини ошириш мақсадида тез қотадиган ўта мустақкам портландцементлар ва энгил ғовакли тўлдиргичлар ишлаб чиқиришни кенг йўлга қўйиш талаб этилади. Республика-мизда ғовакли энгил тўлдиргичлардан асосан керамзит, аглопорт ва бошқа ашёлар қўлланилади. Булардан тайёрланган бетонлар қуриш жараёнида сувнинг маълум қисмини ўзига шимиб, намликни ушлаб туради; ҳарорат

кўтарилганда унинг бир қисмини сарф қилади. Натижада цементнинг гидротацияси учун нормал ҳолат вужудга келади [5].

Қуруқ иссиқ иқлим бетон ишлари технологиясини ҳам анча мураккаблаштиради: ҳарорат ортганда бетон қоришмасига қуйиладиган сув сарфи ортади; натижада цемент микдорини оширишга тўғри келади. Бетонни ётқизишга қадар силжувчанлиги тез йўқолади, яъни бетон қуюқлашиб боради, натижада бетон ишлари таннархи ортади ва бошқа салбий натижалар юзага келади. Бунга юқори ҳарорат, намликнинг пастлиги, қотиш вақтидаги сувнинг нотекис буғланиши ва бетон сиртининг қуриши сабаб бўлади. Бунинг натижасида бетон қоришмасини ётқизишдаги силжувчанлик таъминланмайди, қабул қилинган ташиш ва ётқизиш шароитлари, шунингдек конструкция сиртига ишлов бериш шароитлари бузилади. Йилнинг ёз фаслида бетон қоришмасини тайёрлашда уни ётқизишга кетадиган вақт иложи борица қисқа бўлиши керак: $t = 20^{\circ}\text{C}$ ли қоришмалар учун 30—60 минутдан, $t = 30^{\circ}\text{C}$ ли қоришмалар учун 15—30 минутдан, $t = 35^{\circ}\text{C}$ ли қоришмалар учун эса 10—15 минутдан ошмаслиги лозим.

Ҳароратнинг юқорилиги вақт ўтиши билан қоришма консистенциясининг ўзгаришига, цементнинг гидротацияланишига ва тишланишининг (сцепление) тезлашувига таъсир этади; айти бир пайтда бетон таркибидаги сувнинг қочиши бунга асосий омил бўлиб қолади. Бетон танасидан сувнинг тезда буғланиши бетон қоришмасининг таркибига, сув микдориغا, сув ва цемент нисбатига (В/Ц), цемент ва тўлдиргичнинг турига ва бошқа омилларга боғлиқдир. Бундай шароитда бетон қоришмасининг киришиши (усадка) тезлашиб, у салбий оқибатларни келтириб чиқаради. Буғланиш тезлиги $0,7 \text{ кг/м}^2\text{г}$ бўлганида энг кўп киришиш 3,5—3,6 мм/м ни, $0,8 \text{ кг/м}^2\text{г}$ да 3,9—4,0 мм/м ва $0,85 \text{ кг/м}^2\text{г}$ да эса 4,5 мм/м ни ташкил этади.

Қуёш нуридан ёмон муҳофаза қилинган ёки очик ҳолатда қолган бетон биринчи сутканинг ўзидаёқ 50—70 % гача сувни йўқотади, бунда унинг асосий қисми қотишнинг дастлабки 6—7 соатига тўғри келади. Сувнинг бундай кўп қочишида янги тузилмаларнинг зичлашуви содир бўлиб, бунинг натижасида цемент дончаларининг гидратацияланмаган қисмини ичига нам кириши камаяди. Оқибатда, қотаётган бетондаги цементнинг гидротацияланиши секинлашади ёки тўхтайтиди, бетоннинг мустаҳкамлиги ёмонлаша бошлайди.

Янги ётқизилган бетондан сувнинг тез буғланиши бетоннинг физик-механик хоссаларини анча ёмонлаштиради, қотаётган бетоннинг барвақт ёрилишига сабаб бўлади, чунки киришиш деформацияси бу ҳолда 0,6—0,7 мм/м гача етади. Бу катталик бетоннинг одатдаги шароитда киришишидан 2—3 марта ортиқдир. Бетоннинг катта миқдордаги киришиши ва бунинг устига ҳароратнинг тез ўзгариб туриши унда катта ички кучланишлар ҳосил қилади, бунинг натижасида бетонда майда дарзлар пайдо бўлади.

Қуруқ иссиқ иқлим шароитида тўла деформация зичланиш жадаллигидагина эмас, балки коришманинг дастлабки қулай ётқизувчанлиги ва унинг вақт мобайнида ўзгариш табиатига ҳам боғлиқ. Бетондаги ҳарорат ташқи иқлим шароитига, конструкциянинг шаклига, арматураларнинг сони ва жойлашишига, ҳажмига боғлиқ бўлади. Бетоннинг иссиқлик таъсирида кесим бўйича юқоридан пастга қараб нотекис исиши конструкцияда ҳарорат фарқи (градиент) ни вужудга келтиради. Бу фарқ кесим юзасида ички кучланишлар пайдо бўлишига сабаб бўлади. Бетон қатламлари бўйича ҳароратнинг тақсимланиши билан унинг гигрометрик ҳолати ўртасида боғланиш бор. Бетонда турли қатламларнинг сув йўқотиши турлича бўлади. Ташқи қатлам сувни энг кўп йўқотиб, ичкарилаган сайин сувнинг йўқолиши камая боради. Шу боисдан бетонни парваришлашнинг асосий вазифаси бетонда сув қочишининг ва шу туфайли ҳажмий деформацияларнинг вужудга келишининг олдини олишдан иборатдир. Натижада қотаётган бетондаги салбий оқибатларнинг олдини олиш учун:

— бетоннинг устига намланган ёпқичлар (қаиш плита, тахта шит, брезент ва ҳ.к.) ёпилади;

— бетон таркибидаги тўлдирғичлар енгил — ғовакли тўлдирғичлар билан алмаштирилади, тез қотувчи юқори маркали цементлар ишлатилади, В/Ц қиймати камайтиради ва ҳ.к.

1.3. Темирбетон конструкциялари арматураси

1.3.1. Арматураларнинг турлари. Арматуралар стерженли ва симли арматураларга бўлинади. Сиртининг шаклига қараб текис ва даврий профилли арматуралар бўлади. Даврий профилли арматура текис арматурага

караганда бетон билан мустаҳкамрок боғланади. Арматуранинг ишлатиш усулига қараб у зўриктирилган ва оддий арматурага бўлинади. Арматура конструкция таркибида бажарадиган вазифасига кўра ишчи ва монтаж арматурага бўлинади. Ишчи арматура ҳисоблаш йўли билан, монтаж арматураси эса конструктив мулоҳазаларга кўра ўрнатилади. Таксимловчи арматура ҳам шартли равишда монтаж арматураси турига кўшилади.

Темирбетон элементлари камида 0,05 % ва кўпи билан 3,5 % микдорда арматураланади. Арматуралаш фоизининг энг кичик микдори, арматураланган элементнинг чўзилишга бўлган ҳисобий қаршилиги соф бетон элементнинг чўзилишга бўлган қаршиликдан кичик бўлмаслиги керак, деган шартдан келиб чиқади. Арматуралашнинг максимал микдори эса иқтисодий мулоҳазалар ва ҳисоблар асосида белгиланади.

Ўзининг механик хоссаларига қараб арматурабоп пулатлар қуйидаги синфларга бўлинади (1.6- расм):

а) стерженли арматуралар:

А—I қиздириб прокатланган (текис сиртли);

А—II, А—III, А—IV, А—V, А—VI қиздириб прокатланган (даврий профилли);

Ат—III, Ат—IV, Ат—V, Ат—VI ўтда тобланган ва термо-механик ишлов берилган;

б) симли арматуралар:

Вр—I совуқлайин чўзилган (оддий даврий профилли);

В — I текис сиртли;

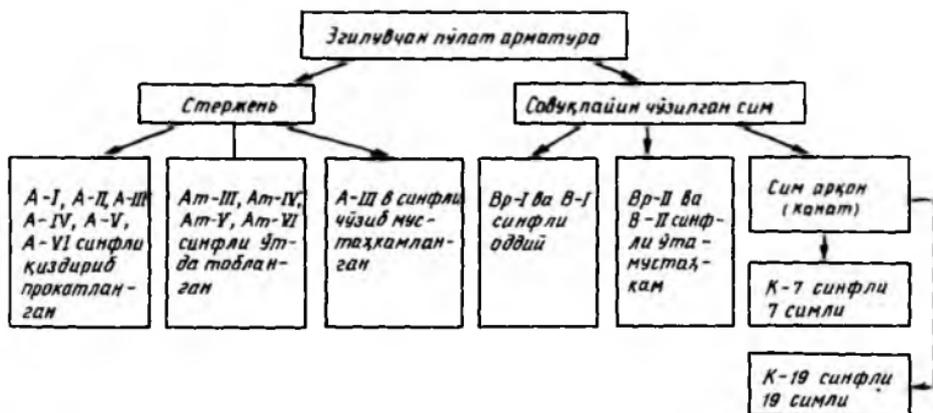
В — II юқори даражада мустаҳкам (текис);

Вр — II юқори даражада мустаҳкам (даврий профилли);

Қ—7, Қ—19 (В — II синфли симдан тўкилган сим аркон-канат);

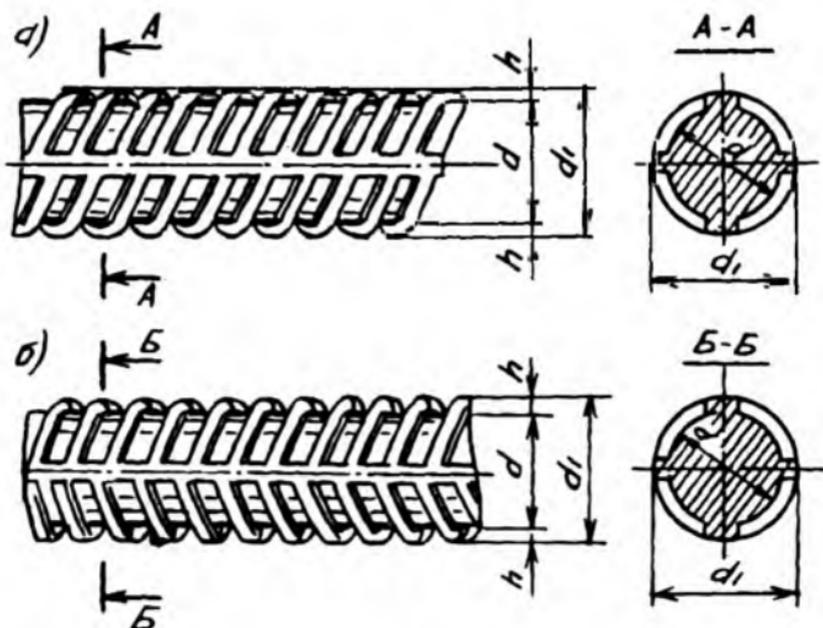
Оддий арматура сифатида А—I, А—II, А—III, ва Вр—I, В—I синфли арматуралардан фойдаланилади. Зўриктириладиган арматура сифатида эса А—IV, А—V, А—VI, Ат—V, Ат—VI, Вр—II, В—II ва Қ—7, Қ—19 синфли арматуралар ишлатилади.

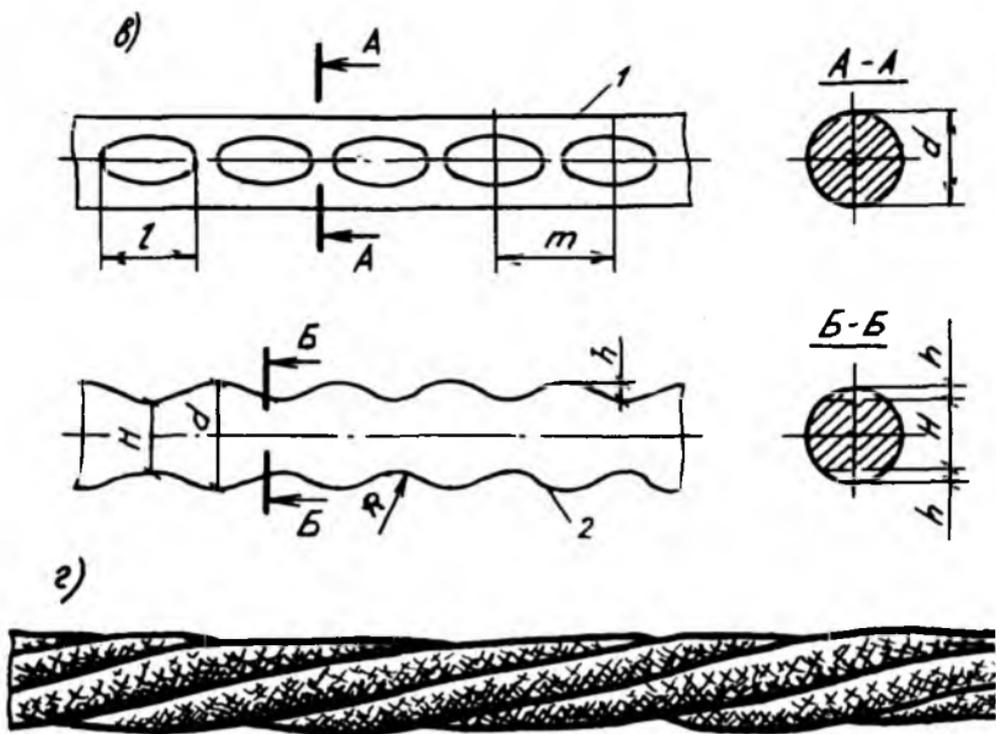
Агар стерженли арматура кучланиш остида занглашга (коррозия)га нисбатан ўта турғун бўлса, унинг синфий белгисига «к» ҳарфи қўшилади (масалан, Ат—IV К), агар пайванд монанд бўлса «С» ҳарфи қўшилади (масалан, Ат—IV С). Агар арматурада ҳар иккала хусусият мавжуд бўлса, «СК» ҳарфлари қўшилади (масалан, Ат—V СК).



1.6- расм. Темирбетон конструкциялар учун эгилювчи пўлат арматураларнинг турлари.

Темирбетон конструкцияларида даврий профилли стерженли арматуралар кенг қўлланилади (1.7- а, б расм). Арматура сиртининг даврий профилли шакли (яъни унинг гадир-будурлиги) унинг бетон билан ёпишувини янада оширади, бу эса ўз навбатида бетон чўзилишга ишлаганида ёриқларнинг кенгайишини камайтиради, арматурани бетон билан бириктирадиган махсус чоралар кўришдан халос этади.





1.7- расм. Темирбетон конструкцияларда ишлатиладиган эгилувчан пўлат арматуранинг асосий турлари.
 а ва б — даврий профилли иссиққайин тортилган арматура пўлати; в — сим; г — ситаркон. 1 — гадир-будур томони; 2 — силлик томони.

1.4. Арматураларнинг физик-механик хоссалари

Арматураларнинг физик-механик хоссалари пўлатнинг кимёвий таркиби, ишлабчиқариш ва ишлов бериш усулларига боғлиқ. А—I, А—II, А—III синфли юмшоқ пўлатларда углерод 0,2—0,4 фоизни ташкил этади. Углероднинг миқдори оширилса, пўлатнинг мустаҳкамлиги ортиб, қайишқоклиги ва пайвандланувчанлиги камаяди. Агар пўлат таркибига марганец ва хром қўшилса, унинг қайишқоклиги камаймаган ҳолда мустаҳкамлиги ортади; кремний қўшилса, пўлатнинг мустаҳкамлиги ортиб, пайвандланувчанлиги ёмонлашади.

Пўлатнинг мустаҳкамлигини қиздириб тоблаш ёки оддий чўзиш йўли билан оширса ҳам бўлади. Пўлатни қиздириш йўли билан тоблаганда уни 800—900°С га қадар қиздирилади, сўнгра кескин совутилади; кейин яна

300—400°C га қадар қиздириб, аста совутилади. Бунинг натижасида пўлат арматуранинг мустаҳкамлиги ортади.

Пўлат арматурани 3—5 % га чўзилса, унинг ички кристалл тузилиши маълум даражада ўзгаради, бу ўзгариш арматура мустаҳкамлигини оширади. Арматура қайта чўзилса, чўзилиш диаграммаси бошланғич диаграммадан фарқ қилади (1.8- расм).

Маълумки, пўлатнинг асосий физик-механик ҳоссалари материал намунасини чўзишга синиш жараёнида олинadиган «кучланиш-деформация» ($\sigma - \epsilon$) диаграммасида ўз аксини топади. Бу диаграммага кўра арматура пўлатлари қуйидаги турларга бўлинади:

1. Оқиш чегараси аниқ кўринадиган юмшоқ пўлатлар.

2. Оқиш чегараси аниқ кўринмайдиган ўтда тобланган пўлатлар.

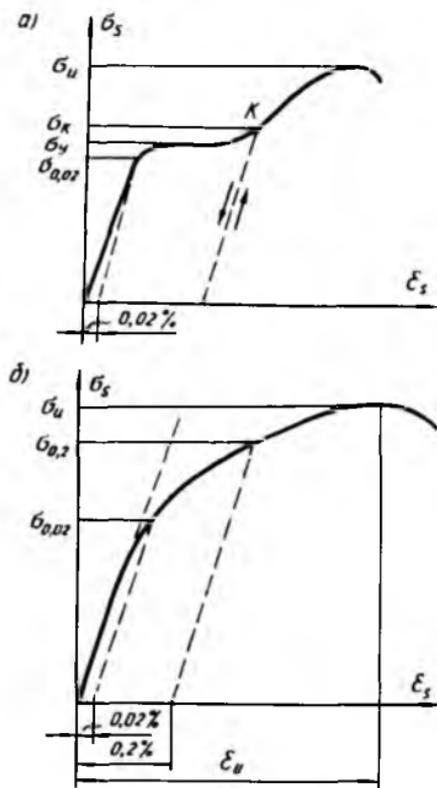
3. Деярли узилгунга қадар « $\sigma - \epsilon$ » диаграммасида чизиқли боғланишга эга бўлган ўта мустаҳкам пўлатлар.

Пўлатнинг асосий мустаҳкамлик тавсифлари қуйидагилардир: — биринчи турдаги пўлатлар учун оқиш чегараси σ_y , яъни эластиклик чегараси доирасида бўлади

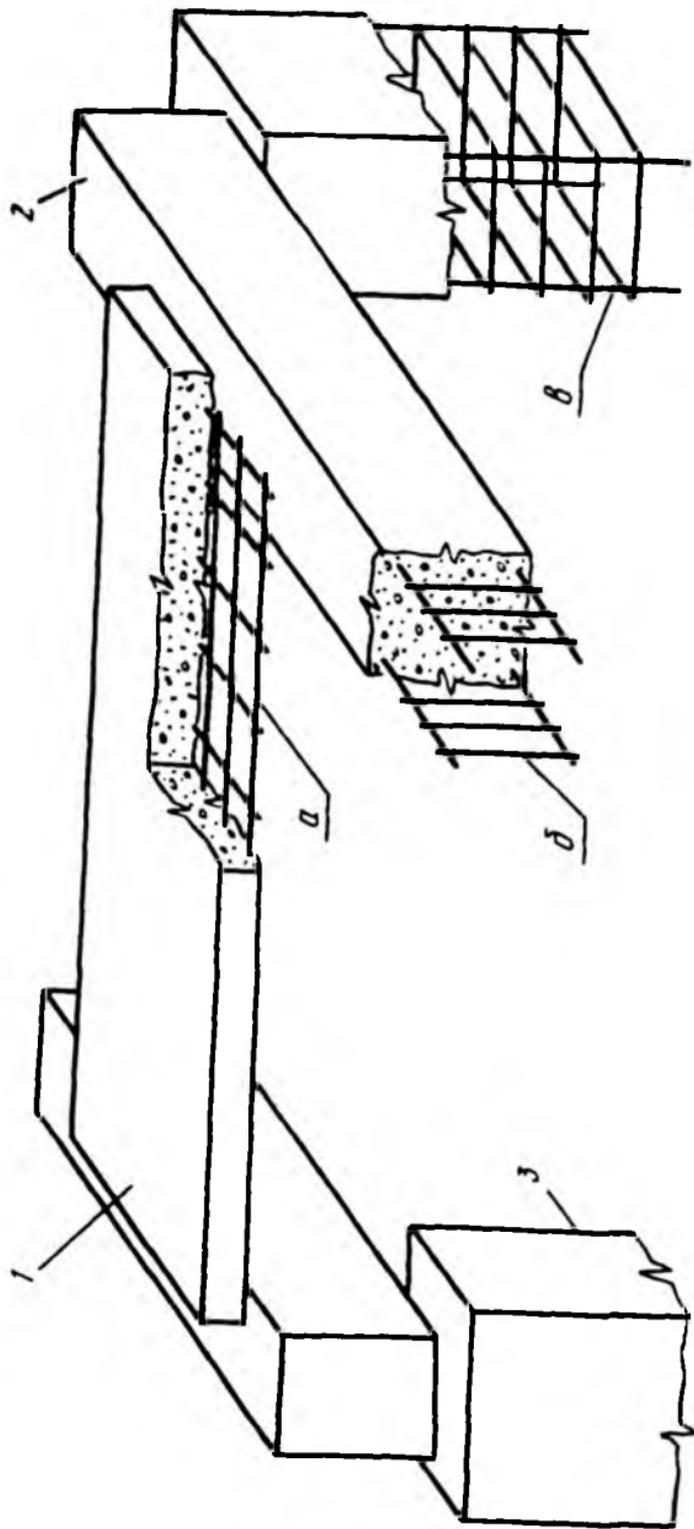
(1.8- расм, а); — иккинчи ва учинчи турдаги пўлатлар учун шартли оқиш чегараси $\sigma_{0,2}$ бўлиб (бу кучланишнинг шундай қийматики, бунда намунанинг қолдиқ деформацияси 0,2 % ни ташкил этади), шартли эластиклик чегараси $\sigma_{0,02}$ бўлади. (1.8- расм, б)

— пўлатнинг вақтли қаршилиги (мустаҳкамлик чегараси) — σ_{su} ; — узилишдаги чегаравий узайиш ва ҳоказо.

Кам углеродли пўлатларда оқиш майдончаси мавжуд бўлиб, пластиклиги 20 % ни ($\epsilon_n = 20\%$) ташкил этади. Мўл углеродли пўлатларнинг пластиклиги икки маротаба



1.8- расм. Арматура пўлатининг характерли диаграммалари. а — оқиш майдончаси мавжуд; б — оқиш майдончаси йўқ.



1.9-расж. Темирбетон конструкцияларни арматуралаш.
 1 — илга; 2 — тўси; 3 — устун; а — сим — тўр; б — ясси каркас; в — хажмий каркас.

кам бўлади. Чегаравий узайиши қисқа бўлган арматуралар мўрт бўлиб, юк таъсирида бирданига узилиши ва конструкция бузилиши мумкин. Пластик хоссалари юқори бўлган пўлатлар темирбетон конструкцияларининг ишлаши учун қулай шароит яратади; статик ноаниқ системаларда, шунингдек динамик кучлар таъсирида бунинг аҳамияти айниқса каттадир.

Меъёрий ҳужжатларда арматуранинг узилишдаги нисбий узайишининг энг кам миқдори берилади. Бу қийматлар А—I—25 %; А—II—19 %; А—III—14 %; А—IV—А—VI—6 % га ва термик мустаҳкамланган арматура учун эса А_т—IV; А_т—V; А_т—VI нисбий узайиш 8,7 ва 6 % га тенг.

Юмшоқ пўлатлар (А—I, А—II, А—III) оддий ҳароратда тоб ташламайди. Юқори углеродли арматуралар эса, бетонга ўхшаб, тоб ташлаш хусусиятига эга. Ўтда тобланган арматураларни пайвандлаш ярамайди, чунки бунда арматура кизиганида мустаҳкамлиги пасаяди.

Арматуралаш усуллари. Темирбетон элементлари пайвандланган сим-тўр ёки каркаслар, алоҳида серженлардан тўкилган арматуралар, бикир прокат профиллар ва бошқалар билан арматураланади. Булар ичида сим-тўр ва каркас билан арматуралаш энг кўп тарқалган усуллардир. 1.9-расмда қобирғали ёпма плитани арматуралашга доир намуна берилган.

2-606

ТЕМИР БЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ҲИСОБЛАШ УСУЛЛАРИ

2.1. Темирбетон элементларида кучланиш ва деформация

Бетонда кучланиш билан деформация орасидаги боғланиш чизикли эмас. Бетон таркибига арматура қўшилган тақдирда ҳам бу боғланиш чизиксизлигича қолаверади. Шу сабабдан эластик материаллар қаршилиги назарияси темирбетон учун яроқсиздир. Айни бир пайтда бетон ва темирбетоннинг тоб ташлаш (ползучесть), киришиш иссиқлик таъсири (усадка) каби хоссалари, чўзилиш зонасида ҳосил бўладиган ёриқлар темирбетон конструкцияларнинг кучланиш — деформацияланиш ҳолатига кучли даражада таъсир этади. Булардан ташқари, ана шу хоссалар бетон ва арматуранинг турига, юқнинг таъсир этиш муддатига

боғлиқ эканлигини эътиборга олинса, темирбетон қарши-лигининг мукамал назариясини яратиш нақадар мураккаб масала эканлиги янада ойдинлашади.

Темирбетон элементларнинг юк кўтариш қобилияти бўйича ҳисоблаш назарияси ўзининг ривожланиш ва такомиллашиш жараёнида уч асосий даврни босиб ўтди. Биринчи — дастлабки даврда темирбетон элементларни ҳисоблашда эластик темирбетон (рухсат этилган кучланишлар бўйича ҳисоблаш) назариясидан фойдаланилган. Бу назария материаллар қаршилиги фанидаги формулаларга асосланган эди.

Ривожланишнинг иккинчи даври А. Ф. Лолейт ва А. А. Гвоздевнинг илмий ишларидан олинган (1931 й.) муҳим хулосалардан бошланади. Бу хулосалар асосида бузилиш босқичи бўйича ҳисоблаш усули яратилади. Мазкур усул бўйича ишлаб чиқилган темирбетон конструкцияларни ҳисоблаш нормалари ва техник шартлари 1938 йилдан 1955 йилга қадар қўлланишда бўлади.

Ривожланишнинг учинчи даврида (1955 й.) янги усул — чегаравий ҳолатлар бўйича ҳисоблаш усули яратилди. Бу усул ҳозирги кунда ҳам қўлланишда бўлиб, давр талаби бўйича йил сайин такомиллашиб бормокда.

2.1.1. Темирбетоннинг сиқилишдаги кучланиш ва деформациялари. Сиқилишга ишлайдиган темирбетон элементлари бўйлама ва кўндаланг стерженлар (хомут) билан арматураланади (1.1-расм, б қар.) Хомутлар бир томондан бўйлама арматураларни сиқилиш жараёнида қабаришдан асраса, иккинчи томондан алоҳида бўйлама стерженларни ясси ёки фазовий каркасларга бирлаштириб туради. Темирбетон элементлар ўқ бўйлаб сиқилганда арматурада вужудга келадиган деформация бетон деформациясига тенг бўлади:

$$\varepsilon_s = \sigma_s / E_s = \varepsilon_b = \sigma_b / E_b^1 = \sigma_b / \sqrt{E_b}. \quad (2.1)$$

Ушбу тенглама арматура ва бетон деформациясининг бирдамлик шартини ифодалайди.

Иккинчи томондан, элементнинг мувозанат шартидан фойдаланиб, бетон ва арматурага таъсир этувчи ташқи ва ички кучларнинг тенглигини ифодаловчи тенглама тузиш мумкин.

$$N = \sigma_b A_b + \sigma_s A_s, \quad (2.2)$$

бу ерда A_s — бўйлама арматура юзаси; A_b — бетон кесим юзи. (2.1) дан арматурадаги кучланишни аниқлаймиз:

$$\sigma_s = \sigma_b E_s / \sqrt{E_b} = \sigma_b \alpha / \sqrt{\nu}, \quad (2.3)$$

бу ерда E_s/E_b — келтириш коэффициенти.

(2.3) ни (2.2) га қўйсақ,

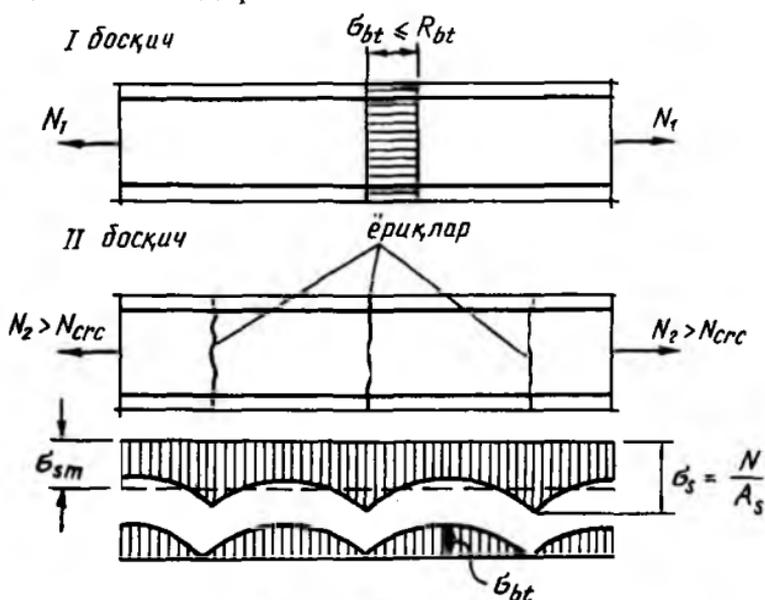
$$N = \sigma_b A_b + \sigma_s \alpha A_s / \bar{\nu} = \sigma_b A_b (1 + \alpha \mu / \bar{\nu}), \quad (2.4)$$

бундан $\sigma_b = \frac{N}{A_b (1 + \alpha \mu / \bar{\nu})}$ келиб чиқади.

Бу формуладаги $\mu = A_s / A_b$ арматуралаш коэффициенти деб аталади.

Бетон ва арматурадаги кучланиш эластиклик коэффициенти $\bar{\nu}$ га боғлиқ. Бундан ташқари элемент узоқ вақт мобайнида юк остида бўлса, тоб ташлаш натижасида $\bar{\nu}$ коэффициенти камаяди, бу эса бетондаги кучланишнинг пасайишига олиб келади. Бунда арматурадаги кучланиш (2.2) га биноан ортиши керак. Шундай қилиб, вақт ўтиши билан ички кучлар арматура ва бетон орасида қайта тақсимланиб боради.

Ташқи кучларнинг миқдори оширилса, бетондаги кучланиш мустаҳкамлик чегараси R_b га тенглашади, арматурадаги кучланиш эса (2.3) га мувофиқ $\sigma_s = R_b \alpha / \bar{\nu} = 4 \alpha R_b$ бўлади, чунки бузилиш вақтида $\bar{\nu} = 0,25$. (2.3) ифодадан кўриниб турибдики, сиқилувчи элементлар бузилиши олдида арматурада вужудга келадиган чегаравий кучланиш, пўлатнинг механик хоссаларидан ташқари, бетоннинг эластик-пластик хоссаларига ҳам боғлиқдир.



2.1- расм. Ўқ бўйлаб ҳўзилганда кучланиш ҳолати.

2.1.2. Темирбетоннинг чўзилишдаги кучланиш ва деформациялари. Темирбетон элементлари ўқ бўйлаб чўзилганда уч хил кучланиш — деформацияланиш босқичи рўй беради. **Биринчи босқичда** элементда ёриқлар бўлмайди, бетондаги кучланиш барча кесимлар учун бирдай $\sigma_{bt} \leq R_{bt}$ бўлади (2.1-расм). Бетон билан арматуранинг деформацияси элементнинг бутун узунлиги бўйлаб тенглигини сақлайди, чунки улар орасидаги ёпишув (бирикув)га путур етмайди:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{\text{бет}} = \sigma_{\text{бет}} / E_{\text{бет}} = \sigma_{\text{бет}} / \bar{\nu}_t E_{\text{бет}} \quad (2.5)$$

арматурадаги кучланиш

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s = \sigma_{\text{бет}} E_s / \bar{\nu}_t E_{\text{бет}} = \sigma_{\text{бет}} \alpha / \bar{\nu}_t \quad (2.6)$$

Юкнинг ортиб бориши билан **1а — босқич** ниҳоясига яқинлашади, бетон дарз кетиш ҳолатига келиб қолади. Бетондаги кучланиш чўзилишдаги мустаҳкамлик чегарасига тенглашади, деформация эса (2.5) га асосан $\varepsilon_{\text{бет}} = R_{\text{бет}} / \bar{\nu}_t E_{\text{бет}}$ бўлади. Тажрибаларга суяниб, $\bar{\nu}_t = 0,5$ олиш мумкин, бунда $\varepsilon_{\text{бет}} = 2R_{\text{бет}} / E_{\text{бет}}$ ва арматурадаги кучланиш:

$$\sigma_s = R_{\text{бет}} \alpha / \bar{\nu}_t = 2\alpha R_{\text{бет}} \quad (2.7)$$

бўлади.

Ёриқ ҳосил қилувчи зўриқиш, бетон ва арматурадаги зўриқишлар йиғиндисига тенгдир:

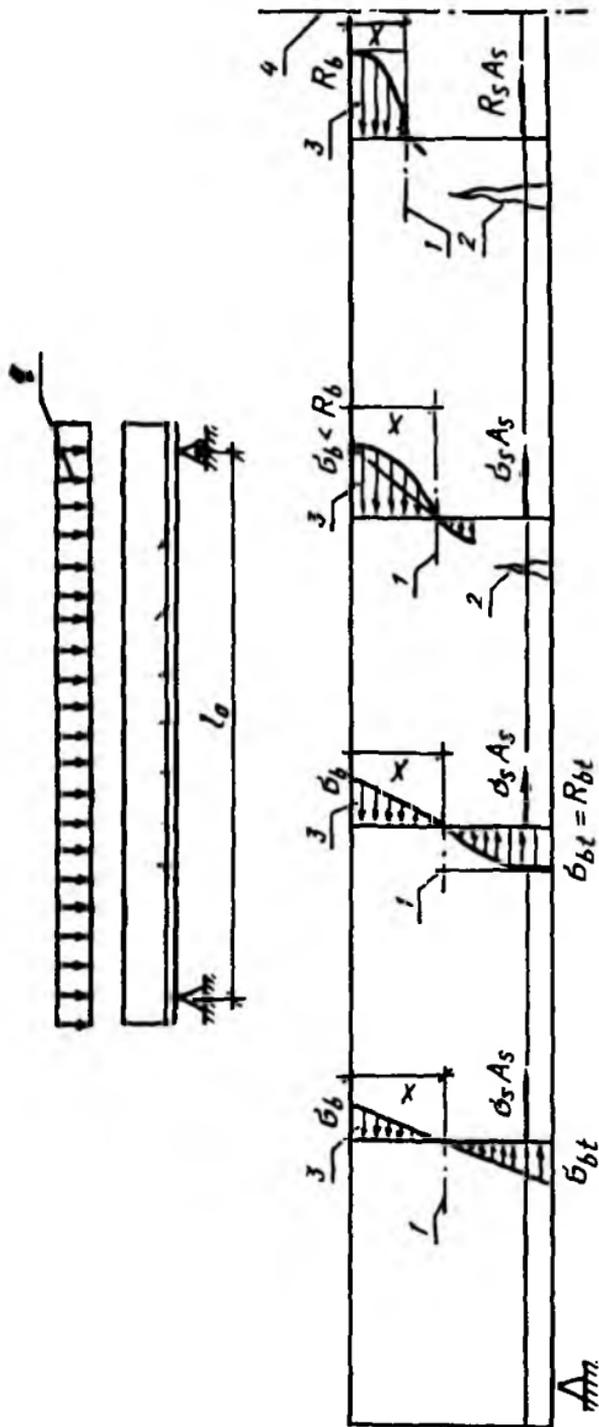
$$N_{\text{ср}} = R_{\text{бет}} A + 2\alpha R_{\text{бет}} A_s = R_{\text{бет}} (A + 2\alpha A_s) \quad (2.8)$$

Юк яна оширилса, бетон дарз кетади, кучланиш — деформацияланиш ҳолатининг **II босқичи** бошланади. Дарз кетган (ёрилган) кесимларда чўзилишга ёлғиз арматура, ёриқлар орасидаги кесимларда эса арматура бетон билан биргаликда қаршилик кўрсатади. Ёриқдан узоклашган сари арматурадаги кучланиш камайиб, бетондаги кучланиш орта боради, чунки ёриқлар орасидаги масофада бетон аввалгидек ишлайди.

III босқичда арматурадаги кучланиш вақтинча қаршилик R_s га тенглашади ва темирбетон элемент зўриқиш $N = A_s R_s$ бўлганда синади.

2.1.3. Темирбетоннинг эгилишдаги кучланиш ва деформациялари. Темирбетон тўсин эгилганда унинг кесимларидаги эгувчи моментнинг қийматиға қараб навбати билан кучланиш — деформацияланиш ҳолатининг уч босқичи рўй беради.

I босқичда юк кам бўлади, бетон ва арматурадаги кучланиш ҳам шунга яраша бўлиб, бетон асосан эластик



III босқич

II босқич

I^a босқич

I босқич

2.2-расм. Эгилувчи элементнинг кучланиш ва деформацияланиш ҳолатининг босқичлари.

I — нейтрал қатлам; 2 — ёриқлар; 3 — эпюралар; 4 — симметрия ўқи.

чегарада деформацияланади. Кучланишлар эпюраси сиқилиш ва чўзилиш зоналарида деярли тўғри чизикли бўлади (2.2- расм.) . Юкнинг ортиши билан бетон ва арматурадаги кучланиш ортади, бетонда эластик ва ноэластик деформациялар ривожланади, кучланишлар эпюраси бироз эгрилашади, тўсиннинг нейтрал ўқи сиқилиш зонаси томон силжийди. Бу **босқич 1-а** деб белгиланади. Мазкур босқичда бетоннинг чўзилиш зонаси ҳам дарздан ҳоли бўлади, зўриқишлар бутун кесим бўйича қабул қилинади. Кучланишларни аниқлашда эластик материаллар қаршилиги формуласидан фойдаланиш мумкин. Босқичнинг охирида тўсиннинг чўзилган тола қатламидаги кучланиш бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлик чегараси $R_{\text{ф}}$ га тенглашади. Темирбетон элементларнинг ёрилишга бардошлилиги шу босқич бўйича ҳисобланади.

II босқичда бетоннинг чўзилиш зонасида ёриқлар пайдо бўлади. Ёрилган кесимда бетондаги кучланиш нолга тенг деб олинади. Ёриқ билан нейтрал ўқ орасидаги кичкина чўзилиш зонаси ҳисобга олинмайди. Сиқилиш зонасида бетондаги кучланиш сиқилишдаги мустаҳкамлик чегарасидан кам бўлиб, чўзилувчи арматурадаги кучланиш аввал σ_s га, босқич охирида эса R_s га тенглашади. Бу босқич конструкцияларни чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича ҳисоблашда асосий босқич саналади.

III босқич элементнинг синиши (бузилиши) олдидаги босқичдир. Бунда бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланишлар эпюраси пластик деформациялар эвазига эгрилашади. Бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланиш R_b га, арматурадаги кучланиш R_s ёки σ_s га тенглашади. Чўзилиш зонасидаги ёриқлар катталашади, тўсин биқирлиги камаяди, солқилик тез ўсиб бориб, тўсин синади.

III босқичда тўсиннинг синиши чўзилувчи арматуранинг сони ва механик хоссаларига боғлиқ. Агар тўсин ўз меъёрида арматураланган бўлса, синиш чўзилган арматура томонидан бошланади. Арматурадаги кучланиш оқиш чегарасига етганда, арматуранинг пластик деформацияси ва тўсиннинг солқилиги тез ўсиб боради, бунинг оқибатида бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланиш мустаҳкамлик чегарасига етади ва бетон емирилади. Шундай қилиб, темирбетон элемент синишидан илгари, унда «пластик шарнир» ҳосил бўлади, бу кесимда бетон ва арматурадаги кучланиш чегаравий қийматга эришади. Бунга асосланиб (А. Ф. Лолейт таклифига кўра), юк кўтариш қобилияти бўйича ҳисоблаш формулаларини,

статиканинг мувозанат шартларидан фойдаланиб чиқарса бўлади.

Эгиловчи элементларда чўзилувчи арматуранинг микдори меъёридан кўп бўлса, емирилиш бетоннинг сиқилиш зонасидан бошланади, бунда чўзилувчи арматурадаги кучланиш чегаравий қийматга етиб бормаслиги мумкин.

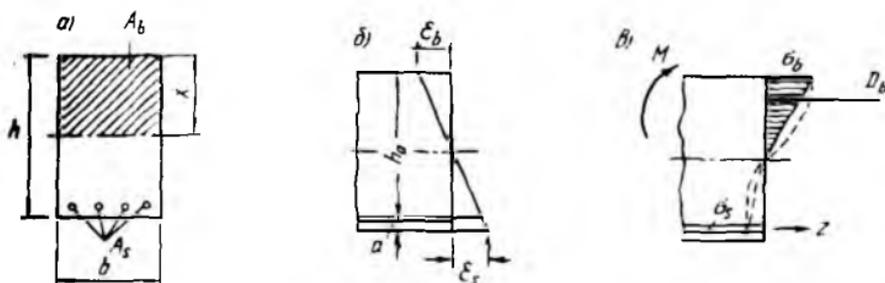
Юкланган темирбетон тўсиннинг турли моментли қесимларида бир вақтнинг ўзида кучланиш деформацияланиш ҳолатининг учала босқичини кузатиш мумкин (2.2-расм).

Бузувчи зўриқишлар ҳамда чегаравий ҳолатлар усулининг замирида III босқич ётади. Ушбу босқич конструкция элементларини чегаравий ҳолатларининг I гуруҳи бўйича ҳисоблашда асосий босқич саналади.

2.2. Конструкциялар мустаҳкамлигини рухсат этилган кучланишлар ва бузувчи зўриқишлар усулларида ҳисоблаш

Рухсат этилган кучланишлар бўйича ҳисоблаш усули темирбетонини эластик материал сифатида ишлашига асосланади, бироқ темирбетоннинг асосий хоссалари ҳам қисман ҳисобга олинади. Қесим танланганда, бетон ва арматурадаги кучланиш рухсат этилган кучланишлардан ошмайдиган қилиб танланади.

Темирбетон эластиклик назариясининг асосий коидалари қуйидагилардан иборат. Ҳисоб ишлари эгилишдаги кучланиш ҳолатининг II босқичи бўйича олиб борилади: сиқилиш зонасида кучланишлар эпюраси учбурчак шаклида деб фараз этилади, чўзилиш зонасида бетоннинг иши ҳисобга олинмайди, чўзувчи кучларни арматура қабул қилади, деб ҳисобланади (2.3-расм).



2.3-расм. Эгилишдаги кучланиш деформацияланиш ҳолати: а — қесимни арматуралаш; б — деформациялар эпюраси; в — кучланишлар эпюраси.

чегарада деформацияланади. Кучланишлар эпюраси сиқилиш ва чўзилиш зоналарида деярли тўғри чизикли бўлади (2.2- расм,). Юкнинг ортиши билан бетон ва арматурадаги кучланиш ортади, бетонда эластик ва ноэластик деформациялар ривожланади, кучланишлар эпюраси бироз эгрилашади, тўсиннинг нейтрал ўқи сиқилиш зонаси томон силжийди. Бу **босқич 1-а** деб белгиланади. Мазкур босқичда бетоннинг чўзилиш зонаси ҳам дарздан ҳоли бўлади, зўриқишлар бутун кесим бўйича қабул қилинади. Кучланишларни аниқлашда эластик материаллар қаршилиги формуласидан фойдаланиш мумкин. Босқичнинг охирида тўсиннинг чўзилган тола қатламидаги кучланиш бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлик чегараси $R_{\text{с}}$ га тенглашади. Темирбетон элементларнинг ёрилишга бардошлилиги шу босқич бўйича ҳисобланади.

II босқичда бетоннинг чўзилиш зонасида ёриқлар пайдо бўлади. Ёрилган кесимда бетондаги кучланиш нолга тенг деб олинади. Ёриқ билан нейтрал ўқ орасидаги кичкина чўзилиш зонаси ҳисобга олинмайди. Сиқилиш зонасида бетондаги кучланиш сиқилишдаги мустаҳкамлик чегарасидан кам бўлиб, чўзилувчи арматурадаги кучланиш аввал σ_s га, босқич охирида эса R_s га тенглашади. Бу босқич конструкцияларни чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича ҳисоблашда асосий босқич саналади.

III босқич элементнинг синиши (бузилиши) олдидаги босқичдир. Бунда бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланишлар эпюраси пластик деформациялар эвазига эгрилашади. Бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланиш R_b га, арматурадаги кучланиш R_s ёки σ_s га тенглашади. Чўзилиш зонасидаги ёриқлар катталашади, тўсин биқирлиги камаяди, солқилик тез ўсиб бориб, тўсин синади.

III босқичда тўсиннинг синиши чўзилувчи арматуранинг сони ва механик хоссаларига боғлиқ. Агар тўсин ўз меъёрида арматураланган бўлса, синиш чўзилган арматура томонидан бошланади. Арматурадаги кучланиш оқиш чегарасига етганда, арматуранинг пластик деформацияси ва тўсиннинг солқилиги тез ўсиб боради, бунинг оқибатида бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланиш мустаҳкамлик чегарасига етади ва бетон емирилади. Шундай қилиб, темирбетон элемент синишидан илгари, унда «пластик шарнир» ҳосил бўлади, бу кесимда бетон ва арматурадаги кучланиш чегаравий қийматга эришади. Бунга асосланиб (А. Ф. Лолейт таклифига кўра), юк кўтариш қобилияти бўйича ҳисоблаш формулаларини,

статиканинг мувозанат шартларидан фойдаланиб чиқарса бўлади.

Эгиловчи элементларда чўзилувчи арматуранинг микдори меъёридан кўп бўлса, емирилиш бетоннинг сиқилиш зонасидан бошланади, бунда чўзилувчи арматурадаги кучланиш чегаравий қийматга етиб бормаслиги мумкин.

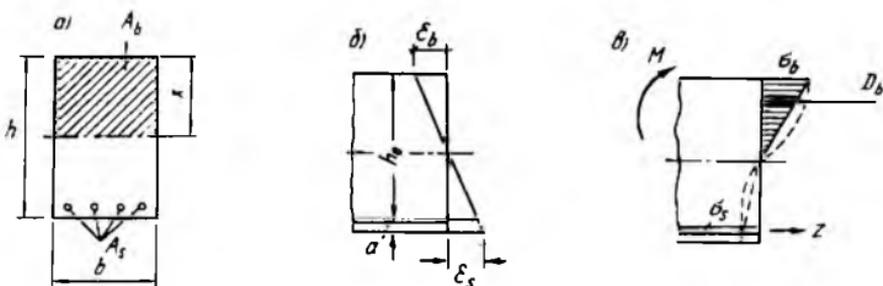
Юкланган темирбетон тўсиннинг турли моментли кесимларида бир вақтнинг ўзида кучланиш деформацияланиш ҳолатининг учала босқичини кузатиш мумкин (2.2-расм).

Бузувчи зўриқишлар ҳамда чегаравий ҳолатлар усулининг замирида III босқич ётади. Ушбу босқич конструкция элементларини чегаравий ҳолатларининг I гуруҳи бўйича ҳисоблашда асосий босқич саналади.

2.2. Конструкциялар мустаҳкамлигини рухсат этилган кучланишлар ва бузувчи зўриқишлар усулларида ҳисоблаш

Рухсат этилган кучланишлар бўйича ҳисоблаш усули темирбетонини эластик материал сифатида ишлашига асосланади, бироқ темирбетоннинг асосий хоссалари ҳам қисман ҳисобга олинади. Кесим танланганда, бетон ва арматурадаги кучланиш рухсат этилган кучланишлардан ошмайдиган қилиб танланади.

Темирбетон эластиклик назариясининг асосий қондалари қуйидагилардан иборат. Ҳисоб ишлари эгилишдаги кучланиш ҳолатининг II босқичи бўйича олиб борилади: сиқилиш зонасида кучланишлар эпюраси учбурчак шаклида деб фараз этилади, чўзилиш зонасида бетоннинг иши ҳисобга олинмайди, чўзувчи кучларни арматура қабул қилади, деб ҳисобланади (2.3-расм).



2.3- расм. Эгилишдаги кучланиш деформацияланиш ҳолати: а — кесимни арматуралаш; б — деформациялар эпюраси; в — кучланишлар эпюраси.

Ясси кесимлар фарази (гипотезаси) ўз кучига эга деб қаралади. Бунинг натижасида кўндаланг кучлар, бетоннинг биржинсли эмаслиги, турли эластик хоссаларга эга бўлган ашёларнинг мавжудлиги, бетоннинг киришиши, чўзилиши зонасида ёрикларнинг ҳосил бўлиши сингари қатор таъсирлар остида кесимнинг қийшайиши эътиборга олинмайди. Кучланишнинг қандай бўлишидан қатъи назар сиқилиш зонасидаги бетоннинг эластиклик модули ўзгармас деб олинади, ҳисоб ишларида бетоннинг маълум синфи учун ўзгармас бўлган меъёрий сон $\alpha = E_s/E_b$ қўлланилади.

Кучланишларни аниқлашда деформация кучланишга тўғри пропорционал деб саналади, яъни Гук қонуни амал қилади. Бироқ сиқилиш ва чўзилиш зоналари учун ўзига мос эластиклик модуллари олинади.

Темирбетон элементларида материаллар қаршилиги формулаларини қўллаш учун, унинг кесимини статик жиҳатдан тенг кучли бўлган бир жинсли кесимга келтирилади. Бетон ва арматуранинг биргаликда ишлаши, улар орасида бирикув (сцепление)нинг мавжудлиги туфайли арматура билан бетоннинг деформацияси бир хил бўлади, яъни $\epsilon_s = \epsilon_b$; шунга кўра $\sigma_s/E_s = \sigma_b/E_b$, бунда

$$\sigma_s = E_s \sigma_b / E_b = \alpha \sigma_b. \quad (2.9)$$

Бунинг маъноси шуки, арматура кесимнинг ҳар бир юза бирлигига шартли равишда бетон юзининг « n » та бирлиги мос келади. 2.3- расмда тасвирланган темирбетон элементининг келтирилган кесим юзи:

$$A_{red} = A_b + \alpha A_s = bx + \alpha A_s. \quad (2.10)$$

Ана шу келтирилган кесимнинг нейтрал ўққа нисбатан инерция моменти:

$$J_{red} = \frac{bx^3}{3} + \alpha A_s (h_0 - a)^2 \quad (2.11)$$

(бу ерда арматуранинг ўз ўқига нисбатан инерция моменти кичик сон бўлгани учун эътиборга олинмаган).

Бетон ва арматурадаги кучланиш материаллар қаршилиги формулаларидан топилади:

$$\sigma_b = M \cdot X / J_{red} \text{ ва } \sigma_s = M (h_0 - x) / J_{red} \quad (2.12)$$

Сиқилиш зонаси баландлиги x ни келтирилган кесимнинг нейтрал ўққа нисбатан статик моменти нолга тенглиги шартидан топамиз:

$$S_{red} = \frac{bx^2}{2} - \alpha A_s (h_0 - x) = 0 \quad (2.13)$$

Рухсат этилган кучланишлар усули талайгина жиддий камчиликларга эга. Биринчидан, II босқичда бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланишлар эпюраси аслида учбурчак эмас, эгри чизикли шаклга эга. Иккинчидан, α сонининг қиймати доимий эмас, у бетондаги кучланиш микдори, бетоннинг таркиби, ёши, иқлимий шароити ва бошқа омилларга боғлиқ.

Ҳисобий қийматларни тажриба натижалари билан таққослаш шуни кўрсатдики, темирбетон элементларнинг арматурасида вужудга келадиган ҳисобий кучланиш амалий кучланишдан ҳамма вақт катта бўлади; бу эса пўлатни ортиқча сарфлашга олиб келади. Бунда α сонининг ўзгариши арматурадаги кучланиш микдорига кам таъсир этади. Бетондаги кучланиш эса α сонининг қабул қилинган микдорига қараб, ҳақиқий қийматдан катта ёки кичик бўлиши мумкин.

Шундай қилиб, бу усул бир томондан, бетон ва арматурадаги кучланишнинг ҳақиқий қийматини аниқлаш, иккинчи томондан, конструкцияларни олдиндан белгиланган мустаҳкамлик захираси бўйича лойиҳалаш имкониятини бермайди. Шу билан бирга тажрибалар эластик назария ўта мустаҳкам бетон ва арматураларга тўғри келмаслигини кўрсатди.

Мазкур усулнинг ана шу камчиликлари темирбетон элементларини ҳисоблашнинг мукамалроқ усулини яратиш заруратини уйғотди. Бузувчи зўриқишлар усули шу тариқа дунёга келди. Усулнинг замирида қуйидаги қоидалар ётади:

1. Ҳисоб ишлари кучланиш ҳолатларининг учинчи, яъни бузилиш босқичи асосида бажарилади. Ҳисоблаш формулаларида бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлик чегараси ва пўлатнинг оқиш чегарасидан фойдаланилади. Бетон чўзилиш зонасида ишламайди, деб қаралади.

2. Бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланишлар эпюраси тўғри тўртбурчак шаклида қабул қилинади, аслида эпюра эгри чизикли бўлади. Бу ҳисоб аниқлигига қўп таъсир этмай (2 % дан кам), формулани анча соддалаштиради.

3. Ана шунга асосланган ҳолда, элементнинг бузилиши олдидаги мувозанат шартидан фойдаланиб, бузувчи зўриқишлар аниқланади. Элементга таъсир этадиган куч рухсат этилган зўриқишдан катта бўлмаслиги керак.

Рухсат этилган зўриқиш бузувчи зўриқиш (куч)ни мустаҳкамлик захираси коэффициентига бўлиш орқали аниқланади, яъни $M \leq M_u/K$, $N \leq N_u/K$. Бу ерда M_u ва N_u — бузувчи момент ва бўйлама куч, K — мустаҳкамлик захираси (запаси) коэффициенти бўлиб, қиймати 1,2...1,8 оралиғида олинади. Бу усулда ташки юклар таъсирида бетон ва арматурада уйғонадиган кучланишларнинг қиймати номаълум бўлиб қолади, бироқ мустаҳкамлик захираси коэффициенти маълум бўлади, бунинг аҳамияти муҳимроқдир. Ясси кесимлар фарази, материалларнинг эластиклик модули ва сонига бўлган эҳтиёж йўқолади.

Бузувчи зўриқишлар усулида темирбетоннинг эластик — пластик хоссалари, юк остидаги элементнинг ишлаш ҳолати тўғрироқ ҳисобга олинади. Арматура ишидан тўлароқ фойдаланиш эвазига, рухсат этилган кучланишлар усулидагига нисбатан, анчагина металл тежалади.

Ягона мустаҳкамлик захираси коэффициентини қўллаш туфайли юкларнинг ўзгарувчанлиги ва материалларнинг мустаҳкамлигини эътиборга олиш имкониятининг йўқлиги усулнинг камчилигидир.

2.3. Чегаравий ҳолатлар бўйича ҳисоблаш

1955 йилдан бери темирбетон конструкциялари шу усул бўйича ҳисобланади. Чегаравий ҳолатлар усули бузувчи кучлар усулининг такомиллашган варианты ҳисобланади. Бу усулга кўра конструкциянинг мустаҳкамлиги бир эмас, бир неча коэффициентлар орқали ҳисобланади. Мазкур усул бўйича ҳисобланган конструкциялар бирмунча тежамли бўлади.

Конструкцияларни бу усул бўйича ҳисоблаганда, уларнинг чегаравий ҳолатлари аниқланади. Конструкция элементлари ташки кучларга қаршилик кўрсата олмай қоладиган ҳолат — *чегаравий ҳолат* деб аталади.

Чегаравий ҳолатлар икки гуруҳга бўлинади. Биринчи гуруҳ бўйича элементлар мустаҳкамлик, устиворлик, чидамлилиқ, совуқбардошлиқ ва ҳоказоларга ҳисобланади. Иккинчи гуруҳ бўйича конструкциялар бикирлик ва ёриқбардошлиққа ҳисобланади.

Чегаравий ҳолатлар усулида қуйидаги коэффициентлар тизими қўлланилади:

- 1) юкларга доир ишончлилиқ коэффициенти γ_{if} ;

- 2) бетонга доир ишончлилик коэффициентлари γ_{bc} ва γ_{bt} ;
- 3) арматурага доир ишончлилик коэффициентлари γ_s ;
- 4) бетоннинг иш шароити коэффициентлари γ_{bi} ;
- 5) арматуранинг иш шароити коэффициентлари γ_{si} ;

Чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи бўйича ҳисоблаш орқали конструкциялар бузилишининг (муштаҳкамликка ҳисоблаш), конструкция шакли устиворлиги йўқолишининг (устиворликка ҳисоблаш), чарчаш натижа-сида бузилишнинг, кўп қарра такрорланувчи юклар таъсирида бузилишининг, куч омиллари ҳамда ноқулай ташқи муҳитнинг (кетма-кет музлаш-эриш, намиқиш-қуриш, ҳароратнинг ўзгариши) зарарли таъсири остида бузилишнинг олди олинади.

Чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича бажариладиган ҳисоблар конструкциянинг меъёридан ортиқча деформацияланиши (солқиликлар, бурилиш бурчаклари) ва тебранишларининг олдини олади, ёриқларнинг пайдо бўлиши, ривожланиши ва ёпилишини тартибга солади.

Чегаравий ҳолатлар усулида ҳисоблаш йўли билан конструкциянинг бутун хизмати давомида, шунингдек тайёрлаш, ташиш ва ўрнатиш даврида юк кўтириш бўйича чегарадан чиқиб кетмаслиги таъминланади. Чегаравий ҳолатлар биринчи гуруҳи бўйича ҳисоблаш ғоясини қуйидаги тенгсизлик орқали ифодаласа бўлади:

$$N(\sum N_{ni}\gamma_f\gamma_n\gamma_c) \leq \Phi \Sigma S; R_{ni}; \gamma_{mi}; \gamma_i) \quad (2.14)$$

(2.14) ифоданинг чап қисми ҳисобий зўриқиш бўлиб, ҳисобий юк ва турли таъсирларнинг энг ноқулай комбинациясидан ҳосил бўлган максимал зўриқишни ифодалайди. Бу зўриқишнинг қиймати норматив юклардан ҳосил бўлган зўриқиш N_{ni} дан ташқари, юкнинг ўзгарувчанлигини эътиборга олувчи юк бўйича ишончлилик коэффициентлари γ_f га, вазифаси бўйича ишончлилик коэффициентлари γ_n га ва (конструкциянинг реал юкланиш шароитини эътиборга олувчи) юкларнинг уйғунлашув коэффициентлари γ_c га боғлиқдир. Табиийки, ҳисобий зўриқиш кесимнинг юк кўтариш қобилияти Φ дан ортиб кетмаслиги керак. Φ нинг ўзи материалларнинг норматив қаршилиги R_{ni} ; материаллар бўйича ишончлилик коэффициентлари γ_{mi} ; материал ва конструкцияларнинг ишлаш шароити коэффициентлари γ_i ; юк кўтариш қобилиятига таъсир этувчи, геометрик ва бошқа омилларга боғлиқ бўлган S параметрга боғлиқ микдордир.

Иккинчи гуруҳ бўйича эгилишга ҳисобланганда меъёрий юклардан ҳосил бўлган эгилиш f нормада кўрса-

тилган рухсат этилган f_u дан ортиб кетмаслиги керак $f \leq f_u$
(12- илова)

Юклар ва таъсирлар. Ишлаш жараёнида конструкция материали турли хил таъсирлар ва турли хил юкларни ўзига қабул қилади. Таъсирлар кучли (силовые) ва кучсиз (несиловые) бўлиши мумкин.

Кучли юкларга, яъни ташқи куч сифатида таъсир этадиган юкларга қуйидагилар киради:

— фойдали юклар, яъни конструкция қабул қилиши лозим бўлган юклар (машина ва асбоб-ускуналар вазни, технологик материаллар ҳамда одамлар оғирлиги кабилар);

— зилзила ва динамик кучлар таъсирида вужудга келадиган инерцион юклар ва ҳоказо.

Ҳарорат, намлик, радиация, зарарли муҳит каби таъсирлар кучсиз, яъни кучга боғлиқ бўлмаган таъсирларга киради.

Темирбетон конструкцияларни ҳисоблаш назарияси ана шу таъсирларнинг барчасини инobatга ола билиши зарур. Мазкур дарсликда таъсирларнинг энг асосийлари билан танишиб ўтамиз.

Ҳисоблаш жараёнида иштирок этадиган юкларни белгилашда конструкциянинг мустаҳкам ва айни бир пайтда тежамли бўлишини ёдда тутишимиз лозим. Юклар конструкциянинг вазифасига қараб турларга ажратилади. Норматив (меъёрий) юкларнинг турлари «Юклар ва таъсирлар» деб номланган қурилиш нормалари ва қондаларида (СНиП 2.01.07—85) батафсил баён этилган [9]. Норматив юклар конструкциянинг тежамлилик талабларига жавоб берадиган тарзда белгиланади.

Лойиҳалаш жараёнида конструкцияга уни тайёрлаш, саклаш, ташиш пайтида, шунингдек иншоотни тиклаш даврида таъсир этадиган юкларни эътиборга олиш лозим бўлади. Ҳисоб ишларида юкларнинг норматив ва ҳисобий қийматларидан фойдаланилади. Конструкциядан ўз меъёрида фойдаланиш чоғида норма [9] бўйича унга қўйилиши мумкин бўлган юкларнинг максимал қиймати *норматив (меъёрий)* деб аталади.

Юкнинг ҳақиқий қиймати билан норматив қиймати орасидаги фарқ юклар бўйича ишончлилик коэффиценти γ_f ёрдамида ҳисобга олинади. Бу коэффицентларнинг қиймати кўпинча бирдан катта бўлади: ($\gamma_f = 1,1 \div 1,3$), конструкциянинг ўзи ҳисобий юк таъсирига ҳисобланади.

Ҳисобий юкни аниқлаш учун норматив юк g_n ишончилилик коэффицентига кўпайтирилади:

$$q = g_n \gamma_f. \quad (2.15)$$

Конструкцияга таъсир этадиган юклар **доимий ёки вақтинча** (муваққат) бўлади. Конструкция ёки иншоотнинг бутун умри давомида унга таъсир этиб турадиган юк **доимий юк** дейилади. Конструкциянинг хусусий оғирлиги, унга қўйилган турли жиҳозларнинг вазни, олдиндан уйғотилган зўриқишнинг таъсири кабилар доимий юкларга киради (2.4- расм).



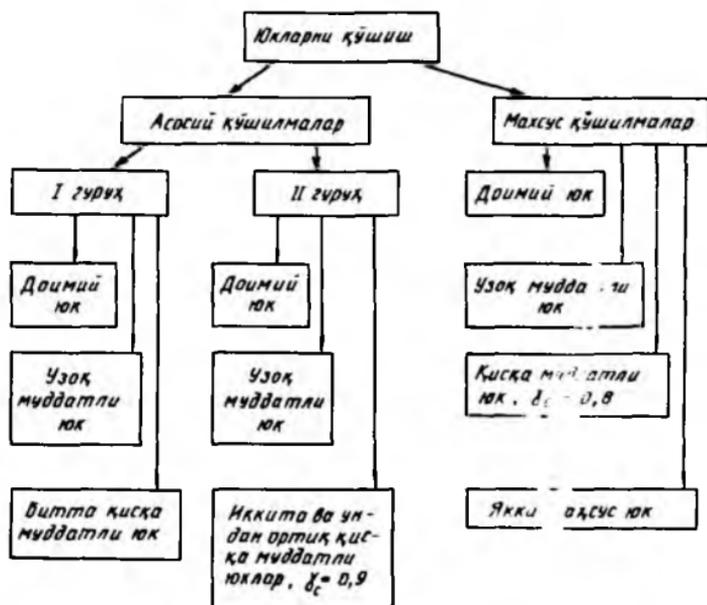
2.4- расм. Юклар ва таъсирларнинг турлари.

Муваққат, яъни вақтинча таъсир этадиган юклар икки турга бўлинади: узоқ муддат ва қисқа муддат таъсир этадиган юклар. Технологик жараёнларга боғлиқ бўлган таъсирлар узоқ муддатли муваққат юкларга киради. Масалан, элеваторга тўлдирилган дон йилнинг маълум муддати давомида конструкцияга босим кучи билан таъсир этади. Шамол, қор сингари таъсирлар қисқа муддатли юкларга мисол бўла олади. Зилзила ва портлаш кучлари каби таъсирлар маҳсус юкларга киради.

Хўш, лойиҳалаш жараёнида бу юклардан қай тарзда фойдаланилади? Юкори даражадаги ҳарорат билан қорни бир вақтнинг ўзида ҳисобга олса бўладими? Албатта бўлмайди. Ёки узоқ муддатларда такрорланадиган зилзила кучи билан юкнинг тўлиқ қийматини бир йўла ҳисобга олишда мантиқ борми? Конструкцияга таъсир этадиган реал юкни аниқлаш учун юкларнинг қайси турларини қўшиш мумкинлигини билиш зарур.

Бу муаммо курилиш нормаларида [9] ҳал этилган, яъни қандай ҳолларда қандай юк ва таъсирлар қўшилиши мумкин эканлиги белгилаб қўйилган.

Биринчи гуруҳ бўйича асосий қўшилмаларга — доимий, узоқ муддатли ва битта қисқа муддатли юклар киради. Иккинчи гуруҳ бўйича асосий қўшилмаларга — доимий, узоқ муддатли, икки ва ундан ортиқ қисқа муддатли юклар киради. Қисқа муддатли юкларни ҳисобга киритишда қўшилмалар коэффиценти (коэффициент сочетаний) $\gamma_c=0,9$ олинади (2.5-расм).



2.5-расм. Юкларни қўшиш тарҳи.

Юкларнинг махсус қўшилмалари — доимий, узоқ муддатли, қисқа муддатли ва битта махсус юкдан ташкил топади. Бунда қисқа муддатли юклар $\gamma_c=0,8$ коэффициентга кўпайтирилади, махсус юк эса тўлалигича олинади.

Шуни таъкидлаш лозимки, конструкцияларни ноэластик ҳолат бўйича ҳисоблашда баъзи коэффицентларга (масалан, юк бўйича ишончлилик коэффиценти γ_f , вазифаси бўйича γ_n , қўшилиш бўйича γ_c га) ташки кучлар эмас, балки ташки кучлар билан чизиксиз боғланишда бўлган ички кучлар кўпайтирилади.

ОЛДИНДАН ЗЎРИҚТИРИЛГАН ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРИ

3.1. Асосий тушунчалар

Тайёрлаш жараёнида сунъий равишда (олдиндан) бетонда сиқилиш ва арматурада чўзилиш кучланишлари уйғотилган темирбетон конструкциялари **олдиндан зўриктирилган конструкциялар** деб аталади. Олдиндан уйғотилган кучланиш конструкция элементларининг ёрилиш бардошлиги ва бикирлигини сезиларли даражада оширади, ўта мустаҳкам пўлатлардан самарали фойдаланиш имконини яратади.

Бетоннинг чўзилувчанлиги кўпи билан 0,15—0,2 мм/м эканлиги маълум. Бетон билан арматура биргаликда ишлагани сабабли арматурадаги кучланиш бетон дарз кетишидан илгари $\sigma_s = \epsilon_s E_s = 0,2 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5 = 40$ МПа дан кўп бўлмайди; бу эса фойдаланиш чоғидаги кучланишдан бир неча марта камдир. Бетондаги ёриқларнинг кенглиги кучланиш $\sigma_s = 150 \dots 170$ МПа бўлганда ҳам 0,1...0,2 мм дан ошмайди. Арматурадаги кучланишнинг ортиши билан бетондаги ёриқлар кенгайиб боради ва кучланиш 400—500 МПа га етганда ёриқларнинг кенглиги йўл қўйилмайдиган даражага етади. Шундай қилиб, оддий темирбетонда ёриқларнинг ҳаддан ташқари кенгайиб кетиши ўта мустаҳкам пўлатлардан самарали фойдаланиш имконини бермайди.

Олдиндан зўриктирилган конструкцияларнинг афзаллиги уларнинг ёриқбардошлиги ва бикирлиги юкори даражада эканлигидадир. Ана шу хосса туфайли ўта мустаҳкам пўлат ва бетондан унумли фойдаланиш имконияти туғилади, бунинг натижасида арматура оддий темирбетондагига нисбатан 30—70 % камроқ сарф бўлади. Айни пайтда бетон сарфи ҳам камайиб, конструкция вази енгиллашади. Олдиндан зўриктирилган конструкцияларда В 20...В 60 синфли бетон ва ўта мустаҳкам арматура ишлатилади. Ўта мустаҳкам материалларнинг қўлланилиши темирбетон конструкциясининг кўндаланг кесимларини кичрайтириш имконини беради; бу эса конструкция нархини пасайтиради, чунки бетон билан арматуранинг нархи мустаҳкамликка нисбатан секинроқ ортади. Олдиндан зўриктирилган темирбетон конструкция-

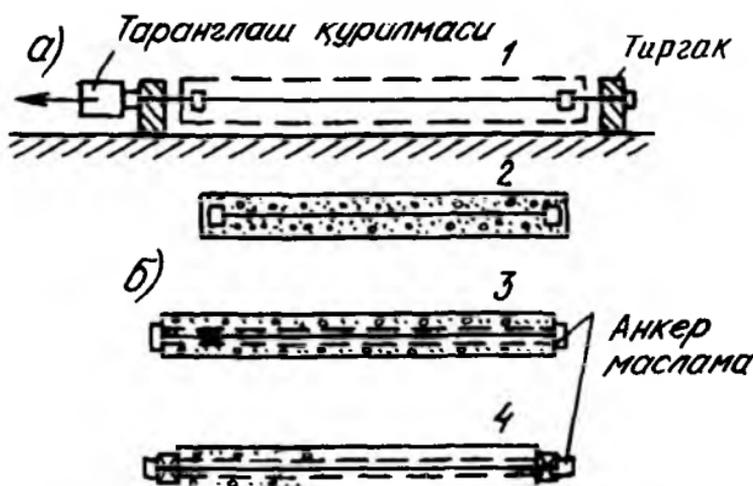
лари ўзининг занглашга қарши ўта турғунлиги, кўпга чидамлилиги ва бардошлилиги билан фарқ қилади. Конструкцияларни олдиндан зўриктирилиши оралик (пролет)ларни катталаштириш, кесимларни кичиклаштириш эвазига улардан самарали фойдаланиш доирасини кенгайтиради. Бетонда чўзувчи кучланишлар пайдо бўладиган конструкцияларда (эгиловчи элементлар, кувурлар, резервуарлар, миноралар ва ҳ.к.) олдиндан зўриктирилган темирбетондан фойдаланиш мақсадга мувофиқдир.

Олдиндан зўриктирилган конструкцияларни тайёрлаш учун кўп меҳнат сарфланади, махсус ускуналар ҳамда юқори малакали ишчилар талаб этилади; булар унинг камчилиги ҳисобланади. Олдиндан зўриктирилган конструкцияларда фақат сиқилиш эмас, балки чўзувчи кучланишлар ҳам уйғотадиган қўшимча кучлар (масалан, сиқувчи кучлар) — мавжуд бўлади; бу кучлар конструкцияни тайёрлаш ва монтаж қилиш жараёнида ёриқлар пайдо қилиши мумкин. Тарангланган арматурадан бетонга узатиладиган кучли зўриқиш бетоннинг айрим ерларини (масалан, элемент учи, анкерлар остини) емириши ҳамда бетон билан арматура орасидаги ёпишувга путур етказиши мумкин. Махсус конструктив чоралар қўллаш орқали бу ходисаларнинг олдини олса бўлади.

Олдиндан зўриктирилган конструкцияларнинг тежамкорлигига баҳо беришда шуни унутмаслик керакки, иқтисодий самарадорликнинг асосий кўрсаткичи — келтирилган харажатлар ва конструкциянинг амалдаги нархидир. Конструкциянинг иқтисодий самарадорлигига фақат бетон билан пўлатнинг сарфига қараб баҳо бериб бўлмайди, чунки бу кўрсаткичлар конструкция нархининг атиги 60 % ни ташкил этади холос. Шунинг учун ҳам олдиндан зўриктирилган темирбетон конструкцияларини тайёрлаш технологиясини такомиллаштириш ва арзонлаштириш масаласи энг долзарб муаммолардан бири ҳисобланади.

3.2. Тайёрлаш усуллари

Олдиндан зўриктирилган конструкцияларни тайёрлаш жараёнида арматурани бетон қуйишдан илгари тиргакларга тираб ёки бетон қотгандан кейин бетоннинг ўзига тираб таранглаш мумкин (3.1- расм). Арматурани таранглашнинг асосан учта усули: механик, электротермик ва физик-кимёвий (ўз-ўзини зўриктириш) усуллари мавжуд.



3.1- расм. Олдиндан зўриктирилган темирбетон конструкцияларни тайёрлашнинг асосий усуллари:
a — арматурани тиргакларга тираб таранглаш; *b* — арматурани бетонга қадаб таранглаш; 1 — арматурани таранглаш ва элементни бетонлаш; 2, 4 — тайёр элементлар; 3 — элемент арматурасининг чўзилишдан олдинги кўриниши.

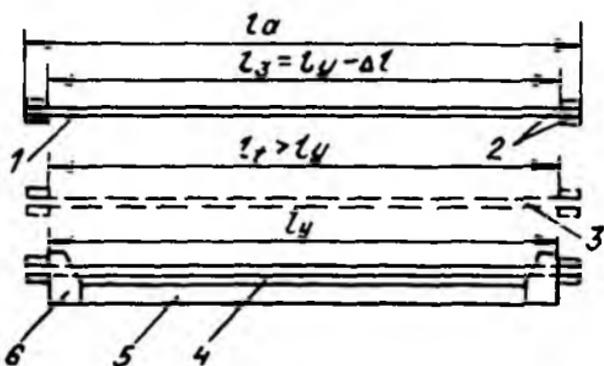
Арматурани механик усул билан таранглашда кўпинча гидравлик домкратлардан фойдаланилади. Бу усулда арматурада катта зўриқиш ҳосил қилишдан ташқари, таранглаш кучини ҳам аниқ ўлчаса бўлади. Бунда чўзиладиган стерженларни домкрат цилиндрига бириктирилади, домкратнинг поршени элемент учига (торец) ёки махсус тиргакларга тиралади. Кудратли домкратларда тарангланадиган арматурани поршень билан бириктирилади. Даста (пучковая) арматурани таранглашда икки йўналишда ишлайдиган енгил кўчма домкратдан фойдаланилади.

Айланма стол ёрдамида ўта мустаҳкам симдан узлуксиз арматуралаш усули ҳам самаралидир. Мазкур усул ёрдамида бир ва икки ўкли кучланиш ҳолатида бўладиган тўсин, панель ва қувур сингари турли конструкцияларни олдиндан зўриктириш мумкин. Таранг тортилган сим билан узлуксиз арматуралаш усули олдиндан зўриктирилган резервуарларни бунёд этишда ҳам кенг қўлланилади, бунда махсус кўзгалма машиналардан фойдаланилади. Бу усулни таранг тортилган ипни ғалтакка ўрашга ўхшатса бўлади.

Арматурани таранглашнинг электротермик усули кейинги йилларда кенг тарқалди: эндиликда олдиндан

зўриктирилган конструкцияларнинг 3/4 қисми шу усул билан тайёрланмоқда.

Усулнинг афзаллиги унинг ўта соддалиги ва исталган корхонада қўллаш имконияти мавжудлигидадир. Ишлатиладиган ускуналар 5—10 марта арзон, конструкция тайёрлаш учун сарфланадиган меҳнат ҳам 2—3 мартаба кам. Бироқ таранглаш аниқлиги механик усулдагига қараганда анча паст. Бундан ташқари бу усулда кўпинча иссиқлайин чўзилган симлардан фойдаланилади, чунки бошқача ўта мустаҳкам симларда юксак кучланиш ҳосил қилиш учун жуда катта температурада қиздиришга тўғри келади, бу эса симнинг механик хоссасига салбий таъсир этиши мумкин.



3.2- расм. Арматурани электротермик усулда таранглаш:
1 — совуқ стержень; 2 — анкерлар; 3 — кизиган стержень; 4 — совуған (тарангланган) стержень; 5 — қолип; 6 — тиргаклар.

Арматурани электротермик усул билан таранглашда арматура стерженларининг узунлигини (анкерлар оралиғини) қолип тиргакларидан маълум масофага калтароқ олинади (3.2- расм). Арматурадан ток ўтказиб, уни 300—400°C га қадар қиздирилади. Узайган стерженларни қолипнинг тиргакларига эркин жойланади, совиш жараёнида тиргаклар стерженнинг қисқаришига қаршилик кўрсатади. Шу йўл билан совиган стерженлар олдиндан зўриктирилади. Шундан сўнг қолипга бетон етказилади ва бетон етарли мустаҳкамликка эришгандан сўнг арматурани маҳкамлаш ускуналари (анкерлар) дан бўшатилади, бўшаган арматура қисқариб бетонни сиқади.

Баъзан ўта мустаҳкам симларни таранглашда икки усулни биргаликда қўшиб ишлатиш ҳоллари ҳам учрайди. Қўшма усулга кўра қиздирилган сим айланма стол ёрдамида узлуксиз равишда тарангланади. Таранглаш-

нинг бу усулида кучланишнинг 50 % и механик усулда, қолган 50 % и қиздириб совутиш натижасида ҳосил қилинади. Бунинг оқибатида машинанинг маҳсулдорлиги икки маротаба ортади, конструкцияси ихчамлашади, олдиндан уйғотилган кучланишнинг назорат қилинадиган қиймати яна ҳам аниқлашади.

Таранглашнинг физик-кимёвий усули ўз-ўзидан зўриқадиган конструкцияларни тайёрлашда қўлланилади. Бунда кенгаювчан цементдан тайёрланган бетоннинг ўзи кенгайиши оқибатида арматурада кучланиш пайдо бўлади. Арматурада уйғонган чўзувчи кучланишлар бетонни сикади. Шу тариқа конструкция олдиндан зўриқади.

Республикамизда олдиндан зўриқтирилган конструкцияларнинг асосий қисми, оддий темирбетон элементлари сингари, марказлаштирилган усулда қорхоналарда тайёрланилади. Бундай ҳол уларни тайёрлаш жараёнини автоматлаштириш ва механизациялаш, конструкция сифатини яхшилаш ва арзонлаштириш имкониятини яратади. Баъзи ҳолларда таранглаш ишлари бевосита қурилиш майдончасининг ўзида амалга оширилади. Бунга катта ораликли ва йирик ўлчамли конструкциялар, алоҳида бўлақлари заводларда тайёрланиб, қурилиш майдончасида йиғиладиган темирбетон конструкциялари мисол бўла олади. Бундай ҳолларда конструкциянинг ўзи тиргак ва зифасини ўтайди, бетон ётқизиш жараёнида конструкцияда арматура учун туйнук ёки ўйик қолдирилган бўлади. Туйнуклар бетон қотиши жараёнида суғуриб олиннадиган резина шланглар ёки пўлат қувурлар ёрдамида ҳосил қилинади ёки махсус тайёрланган сирти ғадир-будур пўлат қувурлар бетон ичида қолдирилади. Бетон етарли мустаҳкамликка эришгач, туйнук ёки ўйикдан ўтказилган арматура таранг тортилади ва учлари маҳкамланади (анкерланади). Кейин арматура билан бетон орасидаги ёпишувни таъминлаш ва арматурани занглашдан асраш мақсадида туйнукка 0,5—0,6 МПа босим остида цемент қоринма ҳайдалади.

3.3. Олдиндан зўриқтирилган темирбетон элементларни конструкциялаш

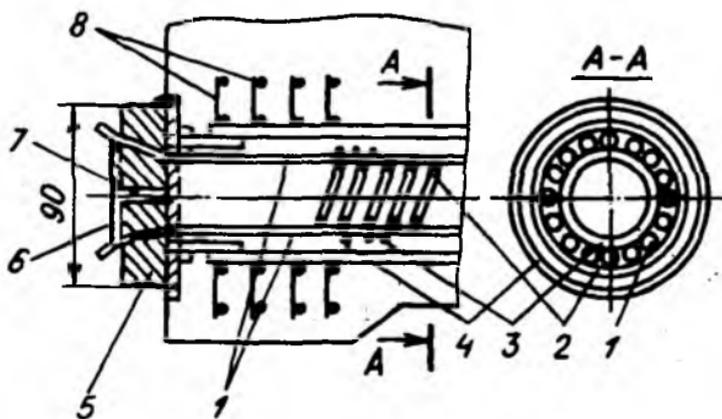
Олдиндан зўриқтирилган элементлар учун арматура пўлатлари конструкция тури, бетон синфи, таъсир этувчи кучларнинг тавсифи (характери), атроф муҳитнинг ҳарорати ва зарарлилиги, ишлаш шароити ва бошқа омилларга

боғлиқ ҳолда танланади. Иложи борича мустаҳкамлиги юқорирок бўлган арматура танлашга ҳаракат қилиш керак. Бетоннинг синфи конструкциянинг тури, бетоннинг хили, тарангланган арматуранинг синфи ва диаметри, анкерларнинг бор-йўқлигига қараб белгиланади.

Элементлар диаметри 5 мм гача бўлган Вр-II синфли сим билан анкерсиз арматураланса, бетоннинг синфи В20 дан, диаметри 6 мм ва ундан ортиқ бўлса — В30 дан кам бўлмаслиги лозим. К-7 ва К-19 синфли арқонсимон арматура қўлланган элементлардаги бетоннинг синфи камида В30 олинади. Агар А — V (Ат — V) ва Ат — VI синфли стерженли анкерсиз арматура ишлатилса, арматура диаметри 18 мм гача бўлганда бетон синфи камида В20 ва В30, арматура диаметри 20 мм ва ундан ортиқ бўлганда В25 ва В30 дан кам бўлмаслиги керак.

Бетоннинг узатиш мустаҳкамлиги $R_{бр}$, яъни бетонни сикиш дақиқасидаги мустаҳкамлиги унинг синфини 50 % идан ҳамда 11 МПа дан кам бўлмаслиги, А — VI, Ат — VI, К — 7, К — 19, Вр — II сингари ўта мустаҳкам арматура-ларда эса 15,5 МПа дан кам бўлмаслиги зарур (19-илова).

Тарангланган арматурани бетонга яхши бирикуви ва зўриқишларнинг бетонга узатилишини таъминлаш мақсадида арматуранинг учига анкер деб аталган махсус маҳкамловчи мослама ўрнатилади. Арматурани тиргакларга тираб таранглаганда, агар арматура билан бетон ўзича пухта бирикса, масалан, арматура даврий профилли



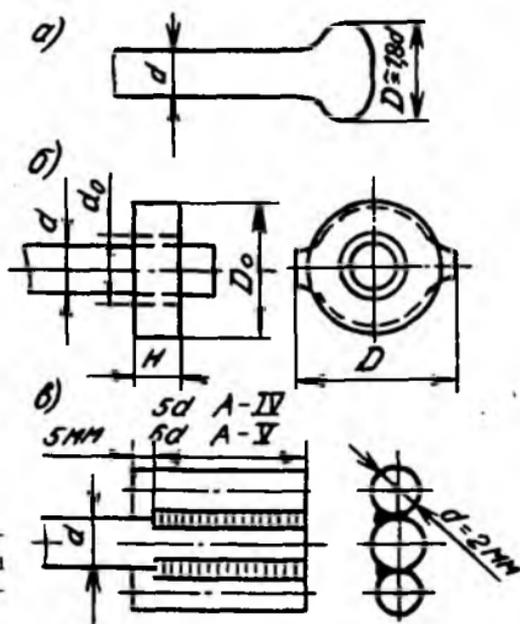
3.3-расм. 18 та симдан ташкил топган арматура тутами:

1 — тарангланган арматура; 2 — диаметри 2 мм бўлган спираль сим; 3 — диаметри 1 мм бўлган сим боғлама; 4 — канал ишлаш; 5 — дастак; 6 — копкак (пробка); 7 — канални тўлдириш тешиги; 8 — элемент учига қўйилган сим тўр.

пўлатдан ёки сим арконлар (канат) дан ташкил топган бўлса, анкер ускуналамаса ҳам бўлади. Бироқ бунинг учун бетон юкори даражада мустаҳкам бўлиши, бундан ташқари, махсус конструктив чоралар қўлланган (қўшимча кўндаланг арматуралар ўрнатилган, ҳимоя қатламининг қалинлиги оширилган) бўлиши лозим.

Арматурани бетонга тираб таранглаганда унинг учига анкер мослама ҳамма вақт шарт, аммо тиргакларга тираб тортганда махсус анкерлар ўрнатиш шарт эмас.

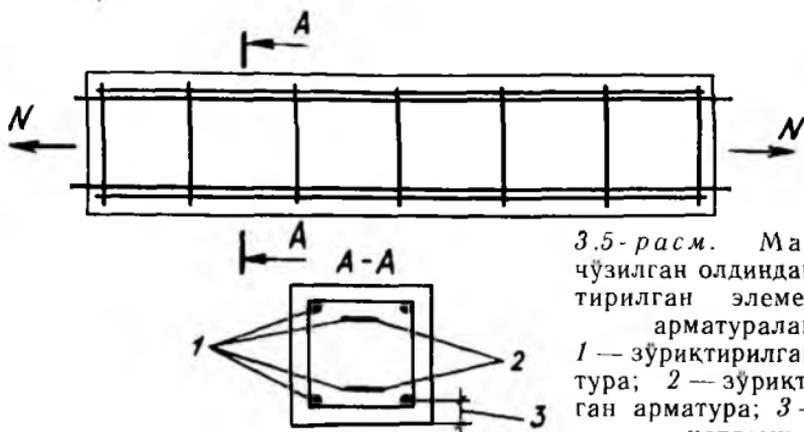
Бинокорликда алоҳида ингичка симларни тўплаб дасталанган арматуралардан ҳам фойдаланилади (3.3- расм); тутамлама арматура айланма — каркас 2 атрофида параллель жойлашган ва узунасига ҳар 1 метрда белдамчилар билан боғланган ингичка симлар 1 дан ташкил топади. Тутамлама арматура икки томонлама ишлайдиган домкрат билан тарангланади.



3.4- расм. Тарангланган стерженли арматурага вақтинча қўйилган технологик анкерлар.

Стерженли арматурани бетонга ёки тиргакка тираб таранглаганда унинг учига каллак (3.4- расм, а), қистирма ҳалка (3.4- расм, б) ёки пайвандланган тахтакач (3.4- расм, в) кўринишида вақтинчалик технологик анкерлар ускуналанади. Шу мақсадда кўчма қискичлар, масалан, учмуштумли қискичлардан ҳам фойдаланилади.

Айлана кесимли конструкциялар (резервуарлар, қувурлар ва ҳ.к.) ўта мустаҳкам сим билан узлуксиз

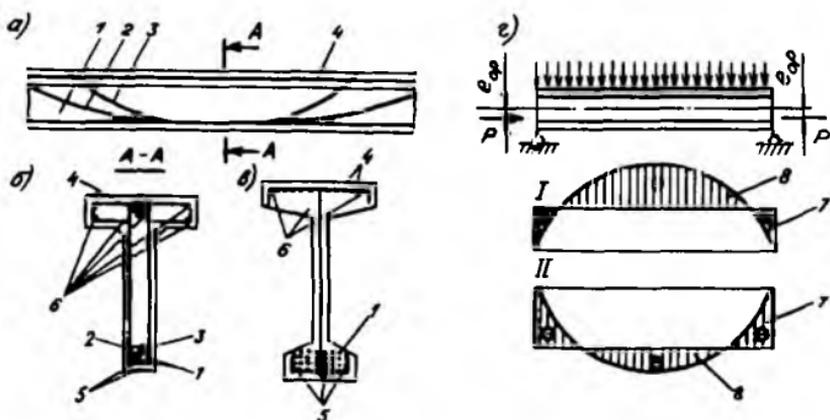


3.5-расм. Марказий чўзилган олдиндан зўриктирилган элементларни арматуралаш:

1 — зўриктирилган арматура; 2 — зўриктирилмаган арматура; 3 — химоя катлами.

равишда арматураланса, симнинг бир учи ўрама спирал остига маҳкамланади ва иккинчи учи сиқувчи болтга ўралиб, бетонда қолдирилган металл тахтакачга бураб тигизланади.

Олдиндан зўриктирилган темирбетон конструкцияларда тарангланган арматура таъсир этувчи кучга қараб жойлаштирилади. Марказий чўзиладиган элементларда (фермаларнинг пастки тасмалари, тортқичлар ва ҳ.к.) тарангланган арматура кесим бўйлаб бир текисда жойлаштирилади (3.5-расм). Резервуар ва қувурларнинг деворлари махсус машиналар ёрдамида ўта мустаҳкам сим билан арматураланади ёки ҳалқа симлар ўралиб, домкрат ёки тортувчи муфтлар ёрдамида тарангланади.



3.6-расм. Олдиндан зўриктирилган эгилувчи элементларни арматуралаш 1—4 — зўриктирилган арматура; 5, 6 — зўриктирилмаган арматура; 7 — сиқувчи зўриқишдан ҳосил бўлган кучланишлар эпюраси; 8 — ташқи юқлар таъсирида ҳосил бўлган кучланишлар эпюраси.

Эгилувчи номарказий чўзилувчи ва елкаси катта бўлган номарказий сиқилувчи элементларнинг кесими кўштавр, тавр ва қутисимон шаклларда лойиҳаланади. Эгилувчи элементларда тарангланган асосий арматурани чўзилиш зонасига жойланади, баъзан кесим юзаси $A'_{sp} = (0,15...0,25) A_{sp}$ бўлган тарангланган арматура сиқилиш зонасига ҳам ўрнатилади (3.6- расм, а—в). Тарангланган арматурани сиқилиш зонасига жойлашдан мақсад шуки, у номарказий сиқилган (тайёрлаш жараёнида) бетонни ёрилишдан асрайди, чунки эгилувчи тўсиннинг сиқилиш зонаси бундай пайтда чўзилишга ишлай бошлайди ва тўсинда ёрилиш хавфи пайдо бўлади.

3.6- расм, г да сиқувчи куч ва ташқи ёйиқ ва юк таъсирида тўсинда вужудга келадиган кучланишлар эпюраси тасвирланган; бу ерда елка e_{op} ўзгармас бўлиб, кучланиш моментлар эпюрасига мувофиқ равишда парабола бўйича ўзгаради. Эпюраларнинг алгебраик йиғиндисини олганда (йиғинди эпюра 3.6- расм, г да штрихлаб кўрсатилган) тўсиннинг пастки қиррасидаги чўзувчи кучланишлари анча камаяди, агар сиқувчи куч P ва унинг елкаси тўғри танланса, ўша кучланиш бутунлай йўқолиши мумкин. Тўсиннинг таянч яқинидаги юкори қисмида сиқувчи P кучдан ҳосил бўлган чўзувчи кучланиш сақланиб қолади, тўсиннинг шу участкаси емирилиши ҳам мумкин, элемент учидаги кучланишларни камайтириш мақсадида пастки тарангланган арматуранинг бир қисми букиб қўйилади (3.6- расм, а). Бунда елка e_{op} ҳамда сиқувчи куч P , демак, чўзувчи кучланиш ҳам элементнинг учи томон кичрайиб боради. Таянч яқинидаги оғма кесимда ҳосил бўладиган бош чўзувчи кучланишларни қабул қилишда ҳам тарангланган арматурани букиш фойдадан холи эмас.

Эгилувчи элементларга таъсир этувчи кўндаланг кучнинг қиймати салмоқли бўлса, тўсиннинг таянчга яқин қисмида зарурат бўлган ҳолда, бўйлама арматурадани ташқари, кўндаланг арматура — хомутлар ҳам тарангланади. Таянч атрофида тўсиннинг икки ўқ йўналишида олдиндан зўриктирилиши оғма кесимлар бўйича ёрилишнинг олдини олади.

Олдиндан зўриктирилган конструкцияларда, айниқса арматура бетонга тираб тарангланадиган ҳолларда, зўриктириладиган арматуралар A_{sp} ва A'_{sp} дан ташқари зўриктирилмаган оддий арматуралар A_s ва A'_s ҳам жойлаштирилади. Бундай арматураларнинг кесим юзала-

ташланади. Арматуранинг бетонга тираб тортишда ҳосил бўлган кучланишнинг назорат қилинадиган қиймати қуйидаги формуладан аниқланади:

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \alpha (P/A_{red} + Pe_{op} Y_{sp}/J_{red}), \quad (3.3)$$

бу ерда P — олдиндан уйғотилган кучланишлар тенг таъсир этувчиси; e_{op} — елка; Y_{sp} — келтирилган кесимнинг оғирлик марказидан тарангланган арматурадаги зўриқишлар тенг таъсир этувчисигача бўлган масофа (3.7- расм); $\alpha = E_s/E_b$.

Назорат қилинадиган кучланиш σ_{con2} нинг қиймати шундай белгиланиши керакки, ҳисобий кесимда σ_{sp} га тенг бўлган кучланиш ҳосил бўлсин.

Арматуранинг таранглаш чоғида унда олдиндан уйғотилган кучланишлар вақт ўтиши билан қайтмас йўқотувлар эвазига камайиб боради. Ушбу йўқотувлар бетоннинг киришиши ва тоб ташлаши, пўлатдаги кучланишларнинг релаксацияси (камайиши), анкерлар деформацияси, арматуранинг туйнук деворларига ишқаланиши ва бошқалар натижасида содир бўлади. Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларни ҳисоблашда ана шу йўқотувларни эътиборга олиш лозим, чунки уларнинг қиймати айрим ҳолларда анча сезиларли бўлиши (бошланғич назорат қилинадиган кучланиш σ_{sp} нинг 30—40 % ини ташкил этиши) мумкин.

Арматурада олдиндан уйғотилган дастлабки кучланишларнинг қиймати доимий эмас, вақт ўтиши билан кучланишлар камайдиган. Камайишнинг бирламчи ва иккиламчи деб аталувчи турлари бор. **Бирламчи камайишлар** элемент тайёрланаётган ва бетон сиқилаётган даврда содир бўлади. **Иккиламчи камайишлар** эса бетон сиқилгандан кейин содир бўлади.

Бирламчи камайишларга қуйидагилар киради:

1. Арматурадаги кучланишлар релаксацияси туфайли камайиш σ_1 ;
2. Температура фарқи туфайли камайиш σ_2 ;
3. Анкерлар деформацияси туфайли камайиш σ_3 ;
4. Арматурадаги ишқаланиш туфайли камайиш σ_4 ;
5. Пўлат қолиплар деформацияси туфайли камайиш σ_5 ;
6. Бетон сиқилишининг дастлабки соатларида бетондаги тоб ташлаш туфайли камайиш σ_6 .

Иккиламчи камайишларга қуйидагилар киради:

7. Арматурадаги кучланишлар релаксацияси $\sigma_7 = \sigma_1$;
8. Бетоннинг киришиши σ_8 ;

9. Бетоннинг тоб ташлаши σ_9 ;

10. Қувур ва резервуарларга ўралган арматура таъсирида бетоннинг эзилиши туфайли камайиш σ_{10} ;

11. Йиғма элемент блоклари орасидаги чокларнинг сиқилиши туфайли вужудга келадиган камайиш σ_{11} .

Ҳар бир камайиш алоҳида формула ёрдамида аниқланади.

1. Тарангланган арматурадаги кучланишларнинг релаксацияси натижасида кучланишларнинг йўқолиши асосан (олдидан уйғотилган) кучланишнинг қиймати σ_{sp} га ва арматуранинг турига боғлиқ:

сим арматура тиргакларга тираб механик усулда тарангланса

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s, ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}; \quad (3.4)$$

стерженли арматура учун

$$\sigma_1 = 0,1 \sigma_{sp} - 20. \quad (3.5)$$

2. Тарангланган арматура билан тортқич орасидаги температуралар фарқи Δt ҳам В15...В40 синфли бетонни буғлаш ёки қиздириш жараёнида олдидан уйғотилган кучланишнинг қуйидаги миқдорда камайишига олиб келади:

$$\sigma_2 = 1,25 \Delta t, \quad (3.6)$$

бу ерда Δt нинг аниқ қиймати берилмаса 65°C га тенг қилиб олинади. Бетоннинг синфи В45 ва ундан юқори бўлса (3.6) формуладаги 1,25 коэффиценти 1,0 га алмаштирилади.

3. Тортқич мосламаси билан боғланган анкерларнинг деформациясидан олдидан уйғотилган кучланишнинг йўқолиши қуйидаги миқдорни ташкил этади:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_s \quad (3.7)$$

бу ерда Δl_1 — бетон билан анкер орасига қўйиладиган шайба ёки қистирманинг сиқилиши бўлиб, қиймати 1 мм га тенг; Δl_2 — стакансимон анкернинг деформацияси, қиймати 1 мм га тенг; тиргакларга тираб тарангланганда $\Delta l_1 + \Delta l_2 = \Delta l = 2$ мм деб олинади; l — тарангланаётган стерженнинг узунлиги, мм.

4. Арматура билан туйнук деворлари, бетон сиртлари ёки эғувчи мосламалар орасидаги ишқаланиш оқибатида

олдиндан уйғотилган кучланишларнинг йўқолиши куйидаги формуладан аниқланади:

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} \cdot \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \theta}} \right) \quad (3.8)$$

бу ерда e — натурал логарифмлар асоси; ω — туйнукнинг лойихавий ҳолатига нисбатан оғишини эътиборга оладиган коэффициент ($\omega = 0 \dots 0,003$); ω — арматурада таранглаш мосламасидан ҳисобий кесимгача бўлган масофа, м; δ — арматура билан туйнук девори орасидаги ишқаланиш коэффициенти, ($\delta = 0,35 \dots 0,65$); θ — туйнукнинг эгри участкасидаги ёйнинг марказий бурчаги, рад. Эгувчи мосламаларга ишқаланиш натижасида юз берадиган йўқотувни аниқлашда (3.8) формуладаги $\omega x = 0$ деб олинади.

5. Пулат қолипнинг деформацияланиши оқибатида содир бўладиган кучланишлар йўқолиши куйидаги формуладан аниқланади:

$$\sigma_5 = \eta \frac{\Delta l}{l} E_s \quad (3.9)$$

бирок 30 МПа дан кам олинмайди. Формуладаги Δl — қолипнинг бўйлама деформацияси; l — тиргакларнинг ташқи қирралари орасидаги масофа. Арматура механик усулда тарангланса

$$\eta = (n - 1) / 2n \quad (3.10)$$

бўлади, бу ерда n — ҳар хил вақтда тортиладиган стерженлар гуруҳи сони.

Тиргакларга таяниб тарангланган арматура бўшатиладиган, олдиндан уйғотилган кучланиш бетонни сиқа бошлайди, бунда бетонда эластик деформациялар билан бир қаторда тезкор тоб ташлаш юз беради.

6. Бу ҳол олдиндан уйғотилган кучланишларнинг маълум миқдорда йўқолишига (камайишига) олиб келади:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq \alpha \text{ бўлганда} \quad \sigma_6 = 40\sigma_{bp} / R_{bp}; \quad (3.11)$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > \alpha \text{ бўлганда} \quad \sigma_6 = 40\alpha + 85\beta (\sigma_{bp} / R_{bp} - \alpha), \quad (3.12)$$

Бу ерда σ_{bp} — арматуранинг сиқилишидан бетонда ҳосил бўлган кучланиш; $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp}$ бўлиб 0,8 дан ортик олинмайди; $\beta = 5,25 - 0,185 R_{bp}$, бу коэффициентнинг қийматлари 1,1...2,5 оралиғида бўлади.

Темирбетон элементга иссиқ ишлов берилса, (3.11) ва (3.12) формулалардан топилган йўқотувчилар 0,85 коэффициентга кўпайтирилади.

7. Арматурада релаксация туфайли йўқотув $\sigma_7 = \sigma_1$.

8. Бетоннинг узок муддатли тоб ташлаши натижасида зўриқишларнинг берилишидан то эксплуатацион юкларнинг қўйилишигача бўлган вақт мобайнида йўқотилган кучланишлар оғир бетон учун қуйидаги формулалардан топилади:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75 \text{ бўлганда } \sigma_9 = 150\sigma_{bp}/R_{bp}; \quad (3.13)$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75 \text{ бўлганда } \sigma_9 = 300(\sigma_{bp}/R_{bp} - 0,375) \quad (3.14)$$

Бу ерда ҳам агар элементга иссиқ ишлов берилса, йўқолган кучланиш миқдори 0,85 га камайтирилади.

9. Вақт ўтиши билан содир бўладиган киришиш деформациялари ҳам олдиндан уйғотилган кучланишларнинг йўқолишига олиб келади. Тиргакларга тираб таранглаганда йўқолиш миқдори В35, В40, В45 ва бундан катта синфли оғир бетонлар учун $\sigma_8 = 40; 50$ ва 60 МПа ни ташкил этади. Бетонга тираб тарангланганда киришиш натижасида содир бўладиган йўқотиш $30; 35$ ва 40 МПа ни ташкил этади. Олдиндан уйғотилган кучланишнинг йўқолиши йиғма блоклардан ташкил топган конструкция чоклари орасидаги деформация — σ_{11} , спирал қўринишида ўралган сим арматура остидаги бетоннинг эзилиши — σ_{10} сингари сабаблар туфайли ҳам содир бўлади.

10. Спирал ва ҳалқасимон арматуранинг симлари остида бетоннинг эзилишидан вужудга келган йўқотув σ_{10} фақат бетонга ўраб тарангланадиган элементлар (ташқи диаметри d_{ext} 300 см гача бўлган қувурлар, резервуарлар) дагина ҳисобга олинади:

$$\sigma_{10} = 70 - 0,22 d_{ext}. \quad (3.15)$$

11. Йиғма конструкцияларнинг алоҳида бўлаклари орасидаги чокларнинг сиқилишидан вужудга келадиган йўқотув σ_{11} қуйидаги формуладан топилади:

$$\sigma_{11} = n\Delta l E_s / l, \quad (3.16)$$

бу ерда n — чўзиладиган арматура бўйлаб жойлашган чоклар сони; Δl — чоклар деформацияси бўлиб, бетон билан тўлдирилган ҳар бир чок учун 0,3 мм га, бетонсиз

уланган чок учун 0,5 мм га тенг бўлади; l — тарангланаётган арматура узунлиги, мм.

Олдиндан зўриктирилган конструкцияларни ҳисоблашда бетоннинг сиқилиши тугагунга қадар бўлган йўқотувлар σ_{los1} билан сиқилиш тугагандан кейин юз берган йўқотувлар σ_{los2} ни бир-биридан фарк қилиш лозим, йўқотувларнинг тўлиқ қиймати $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2}$ бўлади.

Арматурани тиргакларга тираб таранглаганда σ_{los1} арматурадаги кучланишнинг камайиши, температуралар фарқи, анкерлар деформацияси, арматуранинг ишқаланиши, қолип деформацияси, тезкор тоб ташлашлар эвазига вужудга келади, яъни $\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6$, σ_{los2} эса бетоннинг тоб ташлаши ва киришишидан ҳосил бўлади: $\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9$

Арматурани бетонга тираб таранглаганда арматурадаги кучланишни бирламчи йўқолиши σ_{los1} анкерлар деформацияси ва арматуранинг ишқаланишидан, яъни $\sigma_{los1} = \sigma_3 + \sigma_4$ арматурадаги кучланишнинг иккиламчи камайиши, — σ_{los2} бетоннинг тоб ташлаши ва киришиши, арматура симлари остида бетоннинг эзилиши, йиғма блокли конструкцияларда чоклар деформациясидан вужудга келади, яъни $\sigma_{los2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}$. Йўқотувларнинг умумий сон қиймати σ_{los} норма бўйича 100 МПа дан кам олинмайди.

3.4.1. Бетон ва арматурадаги кучланишларни аниқлаш.

Олдиндан зўриктирилган элементнинг бўйлама ўқига тик бўлган кесимдаги кучланишлар бетон кесими ва тарангланган ҳамда тарангланмаган арматура кесимлари юзасидан ташкил топган келтирилган юза учун эластик жисмдаги каби аниқланади. Барча бўйлама арматуралардаги сиқувчи кучларнинг тенг таъсир этувчиси P ташқи куч сифатида қабул қилинади.

Тенг таъсир этувчи куч P ва унинг келтирилган юза оғирлик марказигача бўлган елкаси e_{op} қуйидаги формуладан аниқланади (3.7- расм):

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s; \quad (3.17)$$

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P}, \quad (3.18)$$

бу ерда σ_{sp} ва σ'_{sp} — тарангланган A_{sp} ва A'_{sp} арматуралардаги кучланишлар, σ_s ва σ'_s — тарангланмаган A_s ва A'_s арматуралардаги кучланишлар.

Бетондаги кучланиш умумий ҳолда номарказий сиқи-
лиш ҳолатидаги элемент каби куйидаги формуладан
аниқланади:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{Pe_{op}}{J_{red}} Y, \quad (3.19)$$

бу ерда $A_{red} = A_b + \alpha(A_{sp} + A'_{sp} + A_s + A'_s)$ бетон кесими-
га келтирилган юза; J_{red} — келтирилган кесим оғирлик
марказидан ўтувчи ўққа нисбатан A_{red} юзадан олинган
инерция моменти; Y — келтирилган кесимнинг оғирлик
марказидан кучланиши аниқланаётган толагача бўлган
масофа (3.7- расм, б). $\alpha = E_s/E_b$; E_b ва E_s — бетон ва
арматуранинг эластик модуллари.

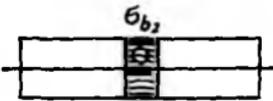
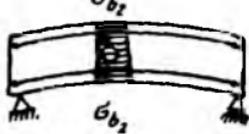
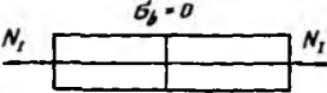
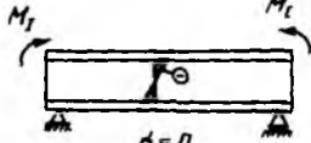
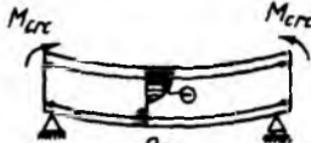
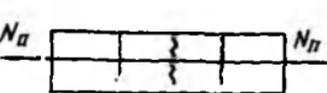
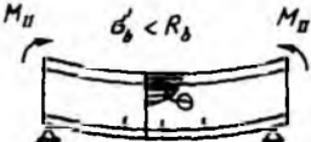
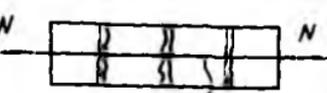
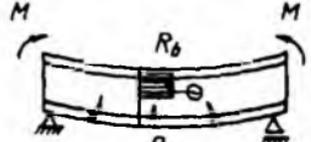
Бетон ва арматурадаги кучланишлар назорат қили-
нувчи кучланишларни текширишда, тоб ташлаш ва кўп
каррала юклар таъсирида вужудга келадиган йўқотувлар-
ни аниқлашда, ёрилишбардошлик ва деформацияларни
ҳисоблашда ва бошқа шу каби ҳолларда топилади.

3.4.2. Кучланиш ҳолати босқичлари. Олдиндан зўриқ-
тирилган темирбетон конструкцияларда бетонни сиқиш
бошланганидан уни ташқи кучлар таъсирида емирилиши-
гача бўлган кучланишлар ҳолати бир неча характерли
босқичларга бўлинади. Ўқ бўйлаб чўзиладиган элементга
марказий сиқувчи ва ташқи кучлар таъсирини кўриб
ўтайлик. Бетон сиқилгандан кейин элементда куйидаги
кучланиш ҳолати таркиб топади:

— йўқотувларнинг бирламчи турлари содир бўлгач —
бетонда σ_{b1} , арматурада $\sigma_{sp} - \sigma_{los1} - \alpha\sigma_{b1}$;

— йўқотувларнинг ҳамма турлари содир бўлгач —
бетонда σ_{b2} , арматурада $\sigma_{sp} - \sigma_{los} - \alpha\sigma_{b2}$ кучланиш ҳосил
бўлади. Бу ерда 1 индекси кучланишлардан бирламчи
йўқотувлар, 2 индекси эса барча йўқотувлар айириб
ташланганлигини билдиради. Элементнинг бу ҳолатида
олдиндан уйғотилган кучланишлар муҳим қарор топган
бўлиб, ташқи кучлар қўйилгунга қадар O босқичга
киритса бўлади (3.1- жадвал). Ташқи чўзувчи кучлар
ортган сари бетонда олдиндан уйғотилган сиқувчи
кучланишлар камайиб, арматурадаги чўзувчи кучла-
нишлар орта боради. Бетонда олдиндан уйғотилган
кучланишлар сўнганда, арматурадаги кучланиш $\sigma_{sp2} =$
 $= \sigma_{sp} - \sigma_{los}$ бўлади. Шу ҳолатдан бошлаб элемент оддий
темирбетон элементи каби ишлайди, чунки унда олдиндан
уйғотилган кучланишлар сўнган бўлади. Элементнинг бу
ҳолати 1 босқичга киради. Ташқи кучларнинг янада
ортиши бетонда чўзувчи кучланишлар пайдо қилади, бу

Олдиндан зуриктирилган элементларда кучланиш ҳолатларининг босқичлари.

Кучланиш ҳолатлари босқичлари	Марказий сиқилган элементнинг ўқ бўйлаб чўзилиши	Номарказий сиқилган элементнинг эгилиши
<p>0 (қарор топган олдиндан ўйғотилган кучланишлар)</p>		
<p>I₀ (бетон сиқилишини сўниши)</p>		
<p>I_a (дарз кетишдан олдинги ҳолат)</p>		
<p>II (бетондаги ёриқлар)</p>		
<p>III (емирилиш)</p>		

кучланишлар орта бориб, чўзилишдаги мустаҳкамлик чегараси R_{bt} га тенглашиши мумкин. Элементнинг бу ҳолат; I_a босқичга кириб, элементни ёриқлар пайдо бўлишига ҳисоблаш ана шу босқичга асосланади.

Навбатдаги II босқичда бетонда ёриқлар пайдо бўлади, бироқ арматурадаги кучланиш ҳисобий қаршиликдан кичикроқ бўлади. Кучнинг янада ортиши эле-

ментда III босқични юзага келтиради, бу босқичда элемент емирилади.

Номарказий сиқилган элемент кўндаланг эгилганда 0 босқичда қарор топган кучланишлар кесим баландлиги бўйича чизикли ўзгаради (3.1-жадвал). Бетоннинг тарангланган арматура даражасида энг кўп сиқилган жойида олдиндан уйғотилган кучланишларнинг сўниши элемент I_0 босқичда эканлигидан далолат беради.

3.4.3. Олдиндан зўриктирилган темирбетон элементларни мустақкамликка ҳисоблаш. Элементлар биринчи чегаравий ҳолатлар бўйича ҳисобланганда қуйидаги таъсирлар: ташқи кучлар билан бирга олдиндан уйғотилган сиқувчи кучлар; элементни тайёрлаш, ташиш ва ўрнатиш жараёнида вужудга келадиган бошқа кучлар таъсири эътиборга олинади.

Чегаравий ҳолатда бетон ва арматурадаги кучланиш ҳисобий қаршилик даражасига етади. Агар зўриктирилган арматура A'_{sp} сиқилиш зонасида жойлашган бўлса, у ҳолда чегаравий ҳолатда кучланиш

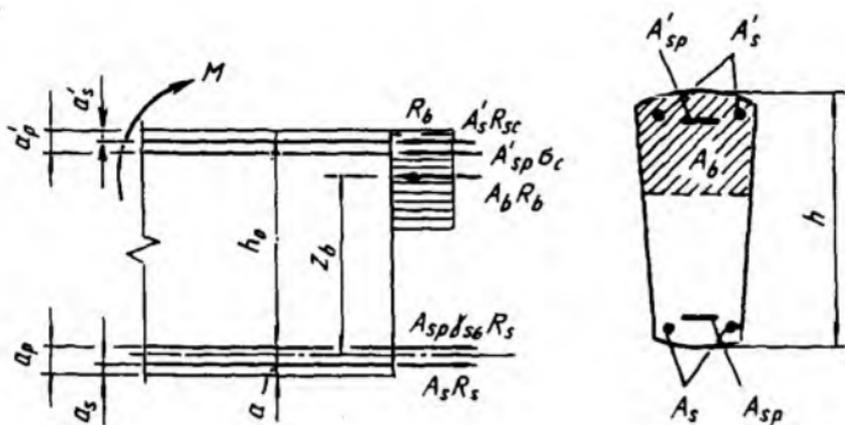
$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc,u} - \gamma_{sp} \sigma'_{sp} \quad (3.20)$$

бўлади, бундаги $\sigma_{sc,u}$ нинг изоҳи 4.2.2 параграфда берилган; $\gamma_{sp} = 1,1$ олдиндан зўриктириш аниқлиги коэффициенти; $\sigma'_{sp} = A'_{sp}$ арматурасида олдиндан уйғотилган чўзилиш кучланиши.

$\gamma_{sp} \sigma'_{sp} < \sigma_{sc,u}$ бўлганда A'_{sp} даги кучланиш σ_{sc} сиқилувчан бўлади. Бу ҳолда σ_{sc} нинг қиймати арматуранинг сиқилиш бўйича ҳисобий қаршилиги R_{sc} дан камроқ олинади. Агар $\xi < \xi_R$ бўлса, кучланишнинг ортиши нормаларга биноан арматуранинг ҳисобий қаршилиги R_s ни γ_{s_6} коэффициентга кўпайтириш йўли билан ҳисобга олинади. Аслида γ_{s_6} билан ξ орасидаги боғланиш чизикли эмас, бироқ нормаларда соддалаштириш мақсадида бу боғланиш чизикли деб олинади:

$$\gamma_{s_6} = \eta - (\eta - 1) (2\xi/\xi_R - 1) \leq \eta, \quad (3.21)$$

бу ерда η — арматура синфига боғлиқ коэффициент бўлиб, А — IV ва Ат — IV синфлар учун $\eta = 1,2$; А — V, Ат — V, В — II, Вр — II ва К — 7, К — 19 синфлар учун $\eta = 1,5$; А — VI ва Ат — VI синфлар учун $\eta = 1,1$. ξ ва ξ_R нинг қийматлари R_s нинг ҳисобий қийматига қараб ҳисобланади.



3.8- расм. Олдиндан зўриктирилган элементни мустаҳкамликка ҳисоблашда зўриқишлар схемаси ва кучланишлар эпюраси.

$\xi \leq \xi_R$ бўлган ҳол учун эгиловчи элементларнинг нормал кесимлари қуйидаги формула ёрдамида ҳисобланади (3.8- расм):

$$M \leq R_S S_b + R_{SC} S_S + \sigma_{SC} S'_{SPi} \quad (3.22)$$

$$R_b A_b = \gamma_{S6} R_S A_{SP} + R_S A_S - R_{SC} A'_S - \sigma_{SC} A'_{SP} \quad (3.23)$$

бу ерда σ_{SC} (3.20) формуладан топилади; γ_{S6} — (3.21) формуладан аниқланади; қолган қийматларнинг маъноси (4.14) формулада берилган.

$\xi > \xi_R$ бўлганда арматурадаги кучланиш ҳисобий қийматга етиб бормайди ва стерженларнинг i -катори учун унинг қиймати қуйидаги формуладан аниқланади:

$$\sigma_{Si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \omega/1,1} (\omega/\xi_i - 1) + \sigma_{SPi} \quad (3.24)$$

бу ерда σ_{SPi} — ҳисобланаётган босқичда элементда олдиндан уйғотилган кучланишнинг қиймати; қолган ҳарфларнинг изоҳи (4.10) формулада берилган.

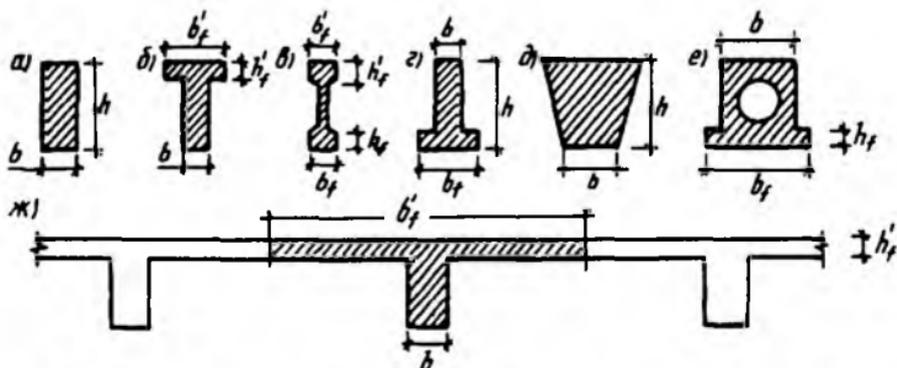
ЭГИЛУВЧИ ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ КОНСТРУКЦИЯЛАШ ВА МУСТАҲҚАМЛИККА ҲИСОБЛАШ

4.1. Бир ораликли тўсин, плита ва панелларни конструкциялаш

Темирбетон тўсинларнинг кўндаланг кесимлари турли шаклларга эга бўлиши мумкин. Булар ичида энг кўп тарқалганлари тўғри тўртбурчак (4.1-расм, а), токчаси юқорида жойлашган тавр (4.1-расм, б) ва қўштавр (4.1-расм, в) шакли кесимлардир. Шулар билан бир қаторда токчаси пастда жойлашган тавр (4.1-расм, г), трапециясимон (4.1-расм, д), ичи бўш (4.1-расм, е) ва бошқача шакли кесимлар ҳам қўлланади. Тавр шакли кесимлар алоҳида тўсинларда ҳам, қовурғали монолит ёпмаларда ҳам учрайди (4.1-расм, ж).

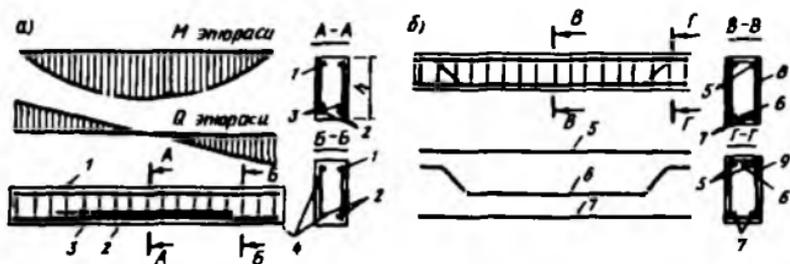
Кўндаланг кесимлар баландлиги одатда тўсин узунлигининг $1/10—1/20$ қисмини, кенглиги эса баландликнинг $1/2—1/4$ қисмини ташкил этади. Кўндаланг кесим ўлчамларини бирхиллаштириш мақсадида тўсиннинг баландлиги (агар $h \leq 500$ мм бўлса) 50 мм ва ($h > 500$ мм бўлса) 100 мм га каррали қилиб олинади; тўсиннинг кенглиги 100, 120, 150, 180, 200, 250 мм, давоми 50 мм га каррали бўлади.

Бўйлама ишчи арматура, озгина химоя қатлами қолдирилган ҳолда, тўсиннинг чўзилиш зонасига жойланади. Қия кесимларда қаршиликни ошириш мақсадида кўндаланг арматуралар ўрнатилади. Бундан ташқари,



4.1-расм. Темирбетон тўсинларнинг кўндаланг кесим юзалари.

кўндаланг арматурани маҳкамлаш ва фазовий каркас ҳосил қилиш учун тўсиннинг сиқилиш зонасига монтаж арматураси қўйилади.

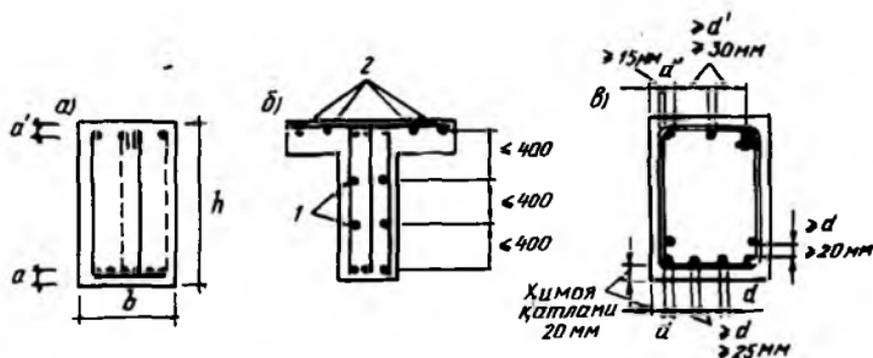


4.2- расм. Бир ораликли тўсинларни арматуралаш.
 а — пайванд каркаслар; б — тўқима каркаслар.

Тўсинлар асосан пайвандланган каркаслар билан (4.2- расм, а), баъзи ҳолларда тўқима каркаслар билан (4.2- расм, б) арматураланади. Пайванд тўрлардаги чўзилувчи стерженлар 2 таянчга қадар олиб борилади, 3 стержень ораликда узиб қўйилади. Монтаж стерженлари 1 ва кўндаланг 4 стерженлар қирқувчи кучларни қабул қилади. Тўқима каркасдаги бўйлама чўзилувчи стержень 7 ҳам таянчга қадар мўлжалланган, 6 — букилган стержень, 5 — монтаж стержени, 8 — очик хомут, 9 — ёпик хомут.

Тўсин кесимидаги ясси пайванд тўрларнинг сони турлича бўлиши мумкин. Тўсин кесимининг кенглиги 100—150 мм бўлса — битта, кенглик каттароқ бўлса — иккита ва ундан ортиқ тўр ўрнатилади. Пулатни тежаш мақсадида ишчи бўйлама арматураларнинг бир қисми таянчларгача етказилмай, ораликда узиб қўйилиши мумкин. Бу иш ҳисобларга асосланган ҳолда амалга оширилади. Бироқ (тўсиннинг кенглиги 150 мм ва ундан ортиқ бўлса) камида икки стержень таянчга қадар давом эттирилиши зарур. Алоҳида ясси тўрлар стерженлар ёрдамида бирлаштирилиб, фазовий каркас ҳосил қилинади.

Тўсинлар тўқима каркаслар билан арматураланса, кўндаланг кучларни қабул қилиш учун хомутлар ўрнатилади. Агар сиқилиш зонасидаги бўйлама стерженлар иккитадан ортмаса — очик хомут, иккитадан ортса ва ҳисоб бўйича сиқилиш зонасига арматура қўйилиши лозим бўлса — ёпик хомут қўйилади. Тўсиннинг кенглиги 350 мм дан катта бўлса, тўрт симли хомут қўйиш тавсия этилади;



4.3- расм. Пайванд ва тўқима каркас билан арматураланган тўсиннинг кўндаланг кесимлари:

a — тўқима каркасларнинг тўрт симли хомутлари; b — тавр кесимли тўсинларни арматуралаш; $в$ — бўйлама стерженлар орасидаги масофа; 1 — тўсин ён қиррасидаги диаметри 10—12 мм бўлган арматура; 2 — тавр кесимли тўсин токчасига қўйиладиган пайвандланган симтўрнинг бўйлама стерженлари.

бундай хомут иккита икки симли хомутдан ташкил топади (4.3- расм, а). Тўқима каркасларда бўйлама ишчи арматуранинг бир қисмини таянч яқинида букиб, сиқилиш зонасига киритиб қўйиш мақсадга мувофикдир (4.2- расм, б). Тўсиннинг бу қисмида чўзилувчи арматура камрок талаб этилади, бироқ кўндаланг кучларни (бош чўзувчи кучланишларни) қабул қилиш учун кўпроқ арматура талаб этилади. Букмалар асосан 45° бурчак остида ўтказилади, бироқ баланд тўсинларда (баландлиги 800 мм дан ортиқ бўлса) букилиш бурчагини 60° га қадар ошириш, баландлиги паст бўлган тўсинларда 30° га қадар камайтириш мумкин. Стерженлар айлана ёйининг радиуси $10d$ дан кам бўлмаган радиус билан букилади ва узунлиги сиқилиш зонасида $10d$ дан, чўзилиш зонасида $20d$ дан кам бўлмаган тўғри чизикли участка билан тугайди. Тўқима каркасларда силлик стерженларнинг учи, бетон билан пухтароқ боғланиши учун, илгакли қилинади.

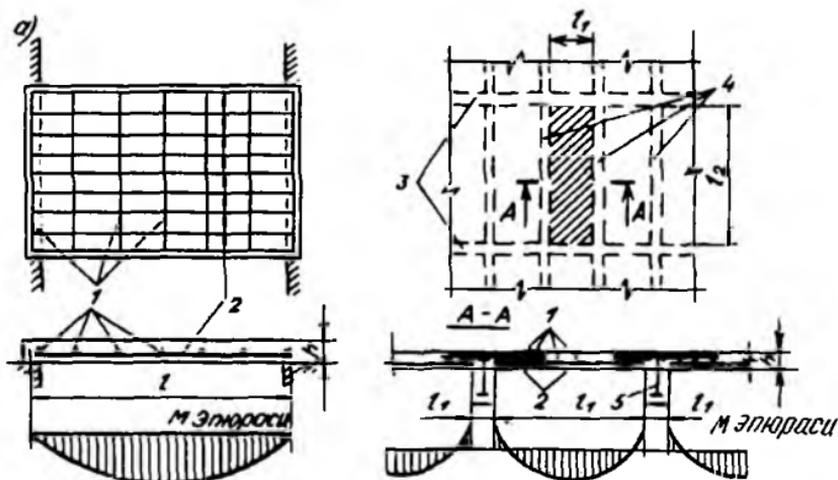
Ишчи бўйлама арматуранинг диаметри 10—40 мм оралиғида олиниши зарур. Тўқима каркас хомутларининг диаметри тўсин кесимининг баландлиги 800 мм гача бўлса — камида 6 мм, 800 мм дан ортиқ бўлса — камида 8 мм олинади. Монтаж арматурасининг диаметрини 10—12 мм олса бўлади.

Тўсин кесимининг баландлиги 700 мм дан катта бўлса, тўсиннинг иккала ён сирти яқинига ҳар 400 мм ораликда диаметри 10—12 мм бўлган бўйлама стерженлар ўрнатиш тавсия этилади (4.3- расм, б). Бу стерженлар кесимлари-

нинг йиғинди юзаси тўсин ковурғаси кесим юзасининг 0,1 % идан кам бўлмаслиги керак. Тавр кесимли баъзи тўсинларда пайвандланган каркаслар билан бир қаторда токчаларни арматуралаш учун пайванд турлари ишлатилади (4.3- расм, б).

Бетон ётқазиш ва зичлаштиришни қулайлаштириш учун, шунингдек арматура билан бетон орасидаги ёпишув ишончлироқ бўлиши учун бўйлама стерженлар орасидаги масофа арматура диаметридан кичик бўлмаслиги ҳамда пастки арматуралар оралиғи 25 мм дан, устки арматуралар оралиғи 30 мм дан кам бўлмаслиги лозим (4.3- расм, в). Арматуралар кесим баландлиги бўйича икки қатордан ортик бўлса, бўйлама стерженлар орасидаги масофа горизонтал йўналишда 50 мм дан кам бўлмаслиги керак.

Хомутлар орасидаги масофа тўсин кесимининг баландлиги $h \leq 450$ мм бўлса — $1/2h$ ёки кўпи билан 150 мм, агар кесим баландлиги 450 мм дан катта бўлса — $1/3h$ ёки кўпи билан 300 мм олинади. Бу талаб таянчларга яқин участкалар учун тааллуқлидир. Тўсинга текис ёйиқ куч қўйилган бўлса, таянч олди участкаси $l/4$ деб, агар йиғиқ кучлар қўйилган бўлса, таянчдан биринчи йиғиқ кучгача бўлган масофа қабул қилинади. Тўсиннинг қолган қисмларида хомутлар орасидаги масофа $3/4h$ гача оширилиши мумкин, лекин хомут масофаси 500 мм дан ошмаслиги керак.



4.4- расм. Тўсинсимон яхлит плиталарни арматуралаш:

а — эркин таянган бир оралиқли плита; б — тўсинлар билан монолит бириккан, кўп оралиқли узлуксиз плита; 1 — тақсимловчи арматура; 2 — ишчи арматура; 3 — асосий тўсинлар; 4 — иккинчи даражали тўсинлар; 5 — иккинчи даражали тўсиннинг арматура каркаси.

Ўлчамларидан бири (калинлиги) қолган икки ўлчамидан анча кичик бўлган темирбетон элементлар *плиталар* деб аталади. Плиталар яхлит, текис ва ковурғали бўлади: ораликлари сонига қараб — бир ораликли (4.4- расм, а) ва кўп ораликли (4.4- расм, б); тайёрлаш усулига қараб — йиғма, монолит ва йиғма — монолит бўлиши мумкин.

Плиталар ўзаро тик стерженлардан ташкил топган тўрлар билан арматураланади. Агар ишчи арматура фақат бир йўналишга керак бўлса, у ҳолда иккинчи йўналишдаги арматура зўриқишларни тақсимлаш ва бўйлама арматураларни ўзаро боғлаш вазифасини ўтайди. Бу арматура бетоннинг температура таъсирида ва киришиши натижасида вужудга келадиган деформацияни жиловлайди, ташишда қулайлик туғдирадиган тўр ҳосил қилади.

Яхлит плиталарнинг қалинлиги одатда $h = 50 \dots 100$ мм олинади. Катта ораликнинг кичик ораликка нисбати $l_2/l_1 > 3$ бўлган тўсинсимон плиталарда, шунингдек ўлчамлар нисбатидан катъи назар, контур бўйлаб таянган плиталарда, биринчи ҳолда ишчи арматура l_1 оралик бўйлаб, иккинчи ҳолда — плитанинг таяниш чизиғига тик равишда қўйилади. Икки йўналишда эгиладиган плиталарда ишчи арматура ҳар иккала йўналишда жойлаштирилади.

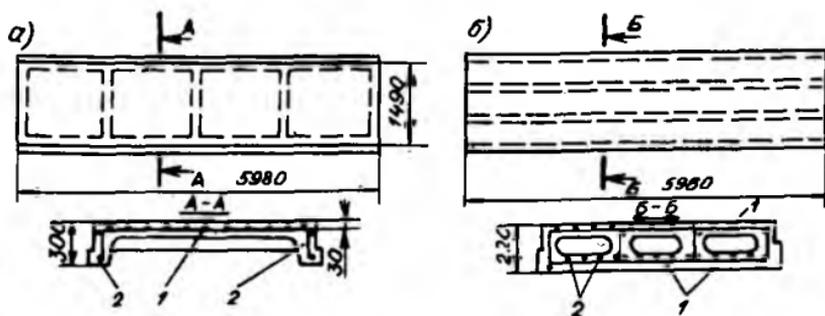
Тўсинсимон плиталарнинг ишчи арматуралари плитанинг чўзилувчи сиртига яқин жойлаштирилиши зарур; бунда, албатта, талаб этилган ҳимоя қатлами қолдирилади. Икки йўналишда эгиладиган плиталарда калта томон l_1 га параллель бўлган арматура чўзилувчи сиртга яқинроқ жойланади, чунки бу йўналишда эғувчи моментнинг қиймати, l_2 йўналишдаги моментга қараганда каттароқ бўлади. Ишчи арматура чўзилувчи сиртга яқин жойлашса, ички моментнинг елкаси ортади, арматурадаги зўриқиш камаяди, демак, пўлат тежаллади.

Эркин таянган плиталарда арматура тўри фақат пастки чўзилиш зонасига, кўп ораликли узлуксиз плиталарда эса, эғувчи моментлар эпюрасига мувофиқ равишда, таянчлар оралиғида пастки ва таянч устида эса устки чўзилиш зонасига жойланади.

Плиталарнинг ҳисобий узунликлари: ковурғали монолит плиталарда — очик оралик узунлигига тенг бўлади, эркин таянган плиталарда — очик оралик узунлигига плита қалинлигини қўшиб олинади. Плиталарда ишчи арматуралар диаметри 5—12 мм, монтаж арматураларни-

ки эса 4—8 мм олиниши мумкин. Ишчи арматуранинг умумий юзаси ҳисоб асосида белгиланади; монтаж арматурасининг юзаси конструктив равишда қабул қилинади; бу юза энг катта момент ҳосил бўладиган кесимдаги ишчи арматура юзасининг 10%идан кам бўлмаслиги лозим. Ишчи стерженлар орасидаги масофа плитанинг ўрта қисмида ва таянч устида, плита қалинлиги $h_n \leq 150$ мм бўлса — кўпи билан 200 мм, агар $h_n > 150$ мм бўлса — кўпи билан $1,5 h_n$ олинади. Стерженлар оралиғи қолган участкаларда 350 мм дан ортмаслиги керак. Таксимловчи арматуралар оралиғи ҳам кўпи билан 350 мм олинади.

Плиталарни ўрама ёки текис кўринишда тайёрланган стандарт пайванд симтўрлар билан арматуралаш мақсадга мувофиқдир. Бундай симтўрлар диаметри 3—5 мм бўлган оддий арматурабоп симлардан ёки диаметри 6—10 мм бўлган А—III синфли даврий профилли пўлатдан ишланади. Пўлатни тежаш мақсадида ишчи стерженларнинг бир қисми, таянчгача етказилмай, эгувчи моментлар эпюрасига мувофиқ равишда, ораликда узиб қўйилиши мумкин. Таянчгача етказиладиган стерженларнинг кесим юзаси, энг катта мусбат эгувчи моментга мос бўлган кесимдаги арматуралар кесим юзасининг 1/3 қисмидан кам бўлмаслиги керак.



4.5- расм. Йиғма панелларни арматуралаш:

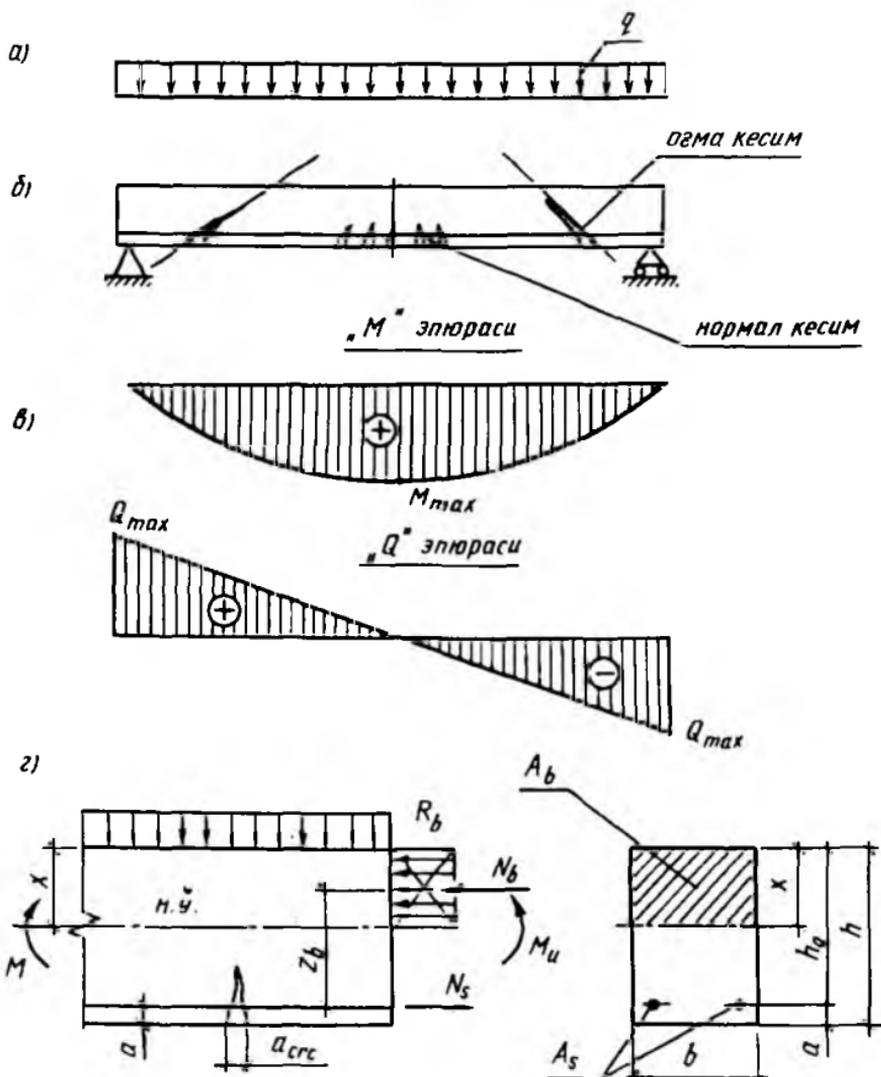
а — ковуғғали ёпма панели; б — ораёпмалар учун бўшлиқли панель; 1 — арматура симтўрлари; 2 — ковуғғаларнинг яси арматура каркаслари.

Бузилиш босқичида чўзилиш зонасидаги бетон куч қабул қилмаслигини ҳисобга олиб, бу зонадаги бетоннинг юзасини камроқ олса бўлади, бу зонадаги бетон юзаси чўзилувчан арматурани камраб олса кифоя. Бетон юзасининг кичрайтирилиши материал сарфини камайтириб, конструкция вазнини енгиллаштиради. Бундай плита-

ларнинг қовурғалари пастга қараган бўлади (4.5- расм, а). Агар меъморий жиҳатдан шифтнинг текис бўлиши талаб этилса, қовурға юқорига қаратилади; токчанинг қалинлиги 25—30 мм га қадар камайтиради.

4.2. Эгилувчи элементлар мустаҳкамлигини нормал кесимлар бўйича ҳисоблаш

Тўсиннинг юк кўтариш қоибилияти ниҳоясига етгач, у ё нормал ёки оғма кесим бўйича емирилади (4.6- расм,



4.6- расм. Эгилувчи элементни ҳисоблаш.

а — ёйик юк; б — тўсин; в — эпюралар; г — яқка арматурали элементни мустаҳкамликка ҳисоблаш.

б). Нормал кесим бўйича емирилиш эгувчи момент таъсирида, оғма кесим бўйича эса кўндаланг куч таъсирида рўй беради. Меъёрида арматураланган темирбетон элементларнинг емирилиши чўзилувчи арматурадан бошланади (4.2.1- параграфга к.). Арматурадаги кучланиш оқиш чегарасига етганда, бетоннинг сиқилиш зонаси баландлиги кескин кичраяди, бу эса бетоннинг емирилишига олиб келади. Чўзилувчи арматуралар сони кўп бўлган тўсинларда емирилиш сиқилиш зонасидаги бетондан бошланади, бунда арматурадаги кучланиш оқиш чегарасидан анча кичик бўлади; бу албатта тежамкорликка зиддир.

Темирбетон тўсинлар бузилишидаги ана шу икки ҳолга мос равишда икки хил ҳисоблаш усули ишлаб чиқилган:

а) **биринчи усулга** кўра ҳисоб нормал миқдорда арматураланган темирбетон элементларнинг емирилиши чўзилувчи арматурадаги кучланиш ҳисобий қаршиликка етишганда рўй берадиган ҳол учун бажарилади;

б) **иккинчи усулга** кўра ҳисоб арматура миқдори керагидан ортикча бўлган элементларда емирилиш бетоннинг сиқилиш зонасидан бошланадиган ҳол учун амалга оширилади.

4.2.1. Якка арматурали тўғри тўртбурчак кесимли элементлар. Бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланишлар эпюраси тўғри бурчакли қилиб олинади (аслида эса эпюра эгри чизикли бўлади). Шунда ҳисоб анча соддалашади (4.6- расм, г).

Геометрик тавсифлар:

$$A_b = bX; z_b = h_0 - 0,5X$$

h_0 — ишчи баландлик; a — химоя қатлами.

Сиқилиш зонасининг баландлиги X ни аниқлаш учун статиканинг мувозанат тенгламасини тузамиз:

$$R_s A_s - R_b b X = 0; \quad (4.1)$$

бу ердан

$$R_b b X = R_s A_s. \quad (4.2)$$

Бундан сиқилаётган зонанинг баландлиги X келиб чиқади

$$X = \frac{R_s A_s}{R_b b}. \quad (4.3)$$

Элемент учун мустақкамлик шартни қуйидаги қўри-
нишга эга:

$$M \leq N_b \cdot Z_b;$$

$$\text{бетон бўйича } M \leq R_b b x (h_0 - 0,5 x); \quad (4.4)$$

$$\begin{aligned} \text{арматура бўйича } M &\leq N_s \cdot Z_b; \\ M &\leq R_s A_s (h_0 - 0,5 x). \end{aligned} \quad (4.5)$$

Агар $X = \xi h_0$ бўлса, унда $\xi h_0 = \frac{R_s A_s}{R_b b}$ бўлади. Бундан бе-
тон сиқилиш зонасининг нисбий баландлиги:

$$\xi = \frac{A_s R_s}{R_b b h_0} = \mu \frac{R_s}{R_b}, \quad (4.6)$$

бу ерда $\mu = A_s / b h_0$ — арматуралаш коэффиценти; $\mu \cdot 100$ — арматуралаш фоизи.

(4.6) формуладан қўринадикки, μ нинг ортиши билан ξ ҳам ортиб боради. Бетон сиқилиш зонасининг нисбий ба-
ландлиги чегаравий қийматини (4.6) формулага қўйиб,
арматуралаш коэффицентининг энг катта қийматига эга
бўламиз:

$$\mu_{\max} = \xi_R R_b / R_s, \quad (4.7)$$

бу ерда ξ_R — нисбий баландлик ξ нинг чегаравий қиймати.

(4.7) формуладан арматуралашнинг максимал қийма-
ти бетон ва арматуранинг ҳисобий қаршилиқларига боғ-
лиқ эканлиги яққол қўриниб турибди.

Шу билан бирга нормаларда арматуралашнинг мини-
мал қиймати ҳам белгилаб қўйилган. Эгилувчи стержен-
лар учун чўзилишга ишловчи арматуранинг минимал
кесим юзаси $A_s = 0,0005 b h_0$ қилиб белгиланган (b — тўғри
тўртбурчакли кесимнинг эни). Агар элементнинг армату-
ралаш фоизи белгиланган минимумдан кичик бўлса, уни
арматураланмаган бетон элемент сифатида ҳисоблаш
лозим.

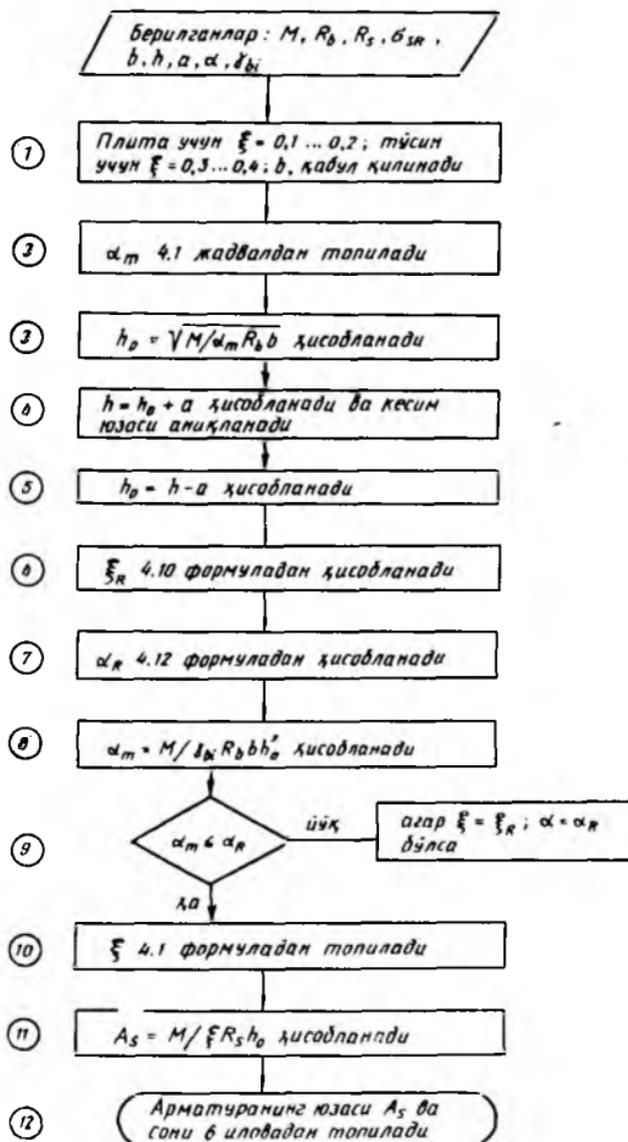
Арматуралашнинг оптимал фоизи тўсинлар учун $\mu =$
 $= 1 \dots 2 \%$, плиталар учун $\mu = 0,3 \dots 0,6 \%$.

4.2.2. Тўғри тўртбурчакли кесимларни жадвал бўйича
ҳисоблаш. Амалда яққа арматурали тўғри тўртбурчак
кесимли элементлар жадвал ёрдамида ҳисобланади [2].
Бунинг учун (4.4) ва (4.5) формулаларга ўзгартириш
киритамиз: $M \leq R_b b x (h_0 - 0,5 x)$, агар $x = \xi h_0$ бўлса, $M \leq$

$\leq R_b b \xi h_0 (h_0 - 0,5 \xi h_0)$ бўлади h_0 ни қавсдан ташқари чикарамиз $M \leq R_b b h_0^2 \xi (1 - 0,5 \xi)$; агар $\xi (1 - 0,5 \xi) = \alpha_m$ деб белгиласак, $M \leq R_b b h_0^2 \alpha_m$ келиб чиқади.

Бу ердан

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad (4.8')$$



4.7- расм. Яқка арматурали эгиловчи элементларнинг арматура юзасини топиш.

Шу ишни арматура учун ҳам такрорлаймиз: $M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x)$, $x = \xi h_0$ ни билган ҳолда $M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5\xi h_0)$ дан h_0 ни кавсдан ташқарига чиқарамиз: $M \leq R_s A_s h_0 (1 - 0,5\xi)$.

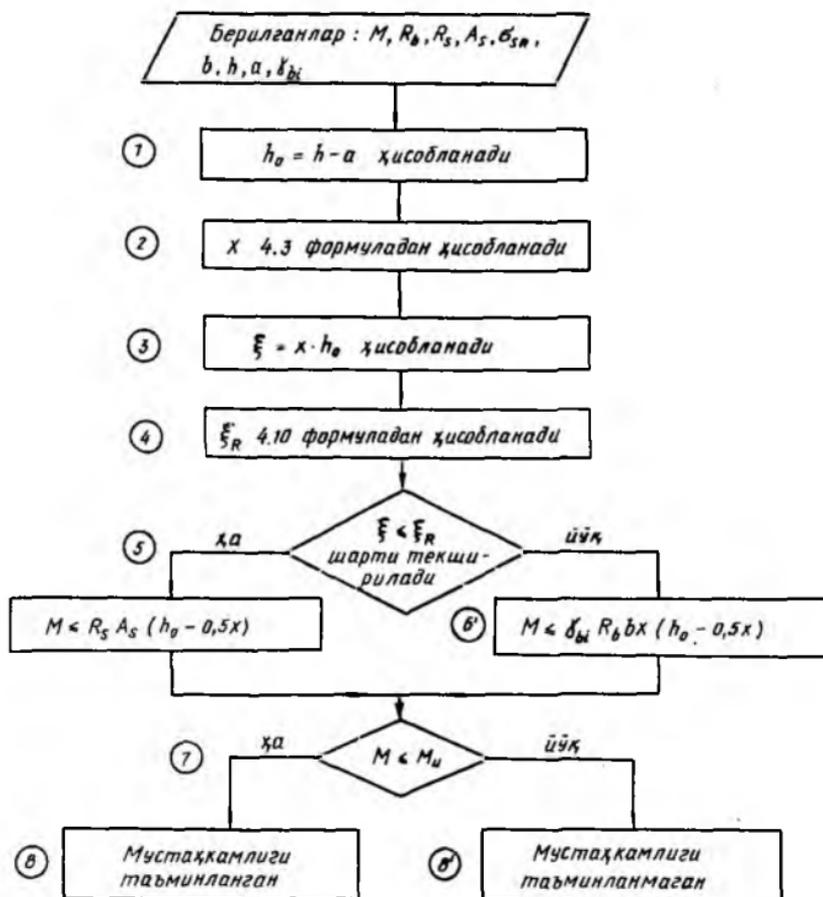
Агар $1 - 0,5\xi = \zeta$ деб белгиласак, $M \leq R_s A_s h_0 \zeta$ келиб чиқади.

Бу тенгламадан арматуранинг юзасини топамиз:

$$A_s = \frac{M}{R_s h_0 \zeta} \quad (4.9)$$

Агар тўғри тўртбурчакли кесимнинг ўлчамлари маълум бўлса, α_m орқали 4.1-жадвалдан ζ коэффициент аниқланади, сўнгра (4.9) формуладан арматура юзаси A_s топилади. (4.7-расм).

Маълумки, сиқилиш зонасининг баландлиги X нинг ишчи баландлик h_0 га нисбати бетон сиқилиш



4.8-расм. Эгилувчи элементларни мустаҳкамликка ҳисоблаш.

зонасининг *нисбий баландлиги* деб аталади ва ξ ҳарф билан белгиланади, яъни $\xi = \frac{x}{h_0}$. ξ нинг чегаравий қиймати ξ_R тарзида ифодаланади. $\xi = \xi_R$ бўлганда элемент чегаравий ҳолатда бўлиб, арматурадаги кучланиш R_s га тенглашади.

Табийки, ξ_R нинг чегаравий қиймати ва шунга мос

4.1-жадвал

ξ, ζ, α_m қиймати

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,25	0,875	0,219	0,49	0,755	0,370
0,02	0,99	0,02	0,26	0,87	0,226	0,50	0,75	0,375
0,03	0,985	0,03	0,27	0,865	0,235	0,51	0,745	0,380
0,04	0,98	0,039	0,28	0,86	0,241	0,52	0,74	0,385
0,05	0,975	0,048	0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,390
0,06	0,97	0,058	0,30	0,85	0,255	0,54	0,73	0,394
0,07	0,965	0,068	0,31	0,845	0,262	0,55	0,725	0,399
0,08	0,96	0,077	0,32	0,84	0,269	0,56	0,72	0,403
0,09	0,955	0,085	0,33	0,835	0,275	0,57	0,715	0,408
0,10	0,95	0,095	0,34	0,83	0,282	0,58	0,71	0,412
0,11	0,945	0,104	0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,12	0,94	0,113	0,36	0,82	0,295	0,60	0,7	0,420
0,13	0,935	0,122	0,37	0,815	0,301	0,61	0,695	0,424
0,14	0,93	0,13	0,38	0,81	0,309	0,62	0,69	0,428
0,15	0,925	0,139	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,92	0,147	0,40	0,8	0,320	0,64	0,68	0,435
0,17	0,915	0,156	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,91	0,164	0,42	0,79	0,332	0,66	0,67	0,442
0,19	0,905	0,172	0,43	0,785	0,337	0,67	0,665	0,446
0,20	0,9	0,18	0,44	0,78	0,343	0,68	0,66	0,449
0,21	0,895	0,188	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,89	0,196	0,46	0,77	0,354	0,70	0,65	0,455
0,23	0,885	0,204	0,47	0,765	0,359	0,71	0,645	0,458
0,24	0,880	0,211	0,48	0,760	0,365	0,72	0,640	0,461

чегаравий арматуралаш мавжуд; бу чегарадан ўтгач, емирилиш чўзилган арматурадан эмас, балки сиқилган бетондан бошланади. Ҳисобнинг биринчи ва иккинчи ҳоллари орасидаги чегара ҳам ана шундан иборатдир (4.8-расм).

Шундай қилиб, агар $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ бўлса, элементлар биринчи ҳолнинг формулалари (4.1) ва (4.4) асосида ҳисобланади. Агар $\xi > \xi_R$ бўлса, ҳисоб иккинчи ҳол формулалари бўйича амалга оширилади. Тажрибаларнинг кўрсатишича ξ_R нинг қиймати бетон ва арматуранинг хоссаларига боғлиқ бўлади. Бетоннинг мустаҳкамлиги ортган сари, унинг қайишқоқлиги пасайиши ҳисобига, бетоннинг сиқилиш зонасида фурсатидан илгарирок мўрт емирилиш содир бўлади, бу эса ξ_R нинг камайишига олиб келади. Тажрибаларнинг кўрсатишича, бетон ва арматуранинг мустаҳкамлиги ортгани сари ξ_R нинг қиймати камай боради. Демак кесимнинг сиқилиш зонаси кичрая боради. ξ_R қуйидаги формуладан топилади:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}. \quad (4.10)$$

Бу ерда ω бетон сиқилиш зонасини тавсифлайдиган миқдор бўлиб, $\omega = \alpha - \beta R_b$ формуладан топилади. Бундаги α — бетоннинг хилига боғлиқ бўлган коэффициент $\alpha = (0,85 - 0,75)$; β — бетонга боғлиқ бўлмаган коэффициент ($\beta = 0,008$); σ_{SR} — арматурадаги чўзилиш кучланиши, МПа, арматуранинг хилига қараб олинади; $\sigma_{sc,u}$ — сиқилиш зонасида жойлашган арматурада ҳосил бўладиган чегаравий кучланиш; унинг қиймати $\gamma_{b2} \geq 1,0$ бўлса, 400 МПа ва $\gamma_{b2} < 1$ бўлса, 500 МПа га тенг бўлади. Элементлар сиқилиш босқичида ҳисобланса $\sigma_{sc,u} = 330$ МПа.

Оқиш майдончаси мавжуд бўлмаган пўлат билан арматураланган темирбетон элементларнинг сиқилиш зонаси нисбий баландлигининг чегаравий қиймати (4.10) дан аниқланади. Бунда арматурадаги кучланиш

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{sp2} - \Delta\sigma_{spi}, \text{ МПа}$$

бўлади. Бу ерда σ_{sp2} — барча йўқотувлар ҳисобга олинганда арматурада олдиндан уйғотилган кучланишнинг қиймати; $\Delta\sigma_{spi}$ — олдиндан уйғотилган кучланишнинг қиймати эластиклик чегарасидан ошганда арматурада вужудга

келадиган ноэластик деформациялардан ҳосил бўлган қўшимча йўқотув $A - IV$, $A - V$, $A - VI$ синфли стер-
 женли арматура учун $\Delta\sigma_{spi} = 1500 \frac{\sigma_{spi}}{R_{si}} - 1200 \geq 0$, арма-
 туранинг бошқа хиллари учун $\Delta\sigma_{sm} = 0$

Темирбетон элементлар учун кесим танлашда шуни назарда тутиш лозимки, тенг кучли мустаҳкамликка эришиш учун, кесим ўлчамлари билан арматуралаш фоизини ўзаро мослаштириш керак. Масалан, элемент кесимининг баландлиги ортиши билан арматура кесим юзасининг кичрайиши (4.9) формуладан кўриниб турибди. Конструкцияларни ҳисоблашда уларнинг энг тежамкор ва арзон нусхаларини танлашга интилмоқ зарур. Тажриба-ларнинг кўрсатишича, тўсинларда $\xi = 0,2 \dots 0,3$ ва плита-ларда $\xi = 0,1 \dots 0,25$ олинса, маблағ тежалади.

Элемент якка тартибда арматураланганда, сиқилиш зонасидаги бетон бузилмаган ҳолда қабул қила оладиган моментнинг чегаравий қиймати қуйидаги формула билан ифодаланади:

$$M_R = \alpha_R b h_0^2 R_b; \quad (4.11)$$

бу ерда

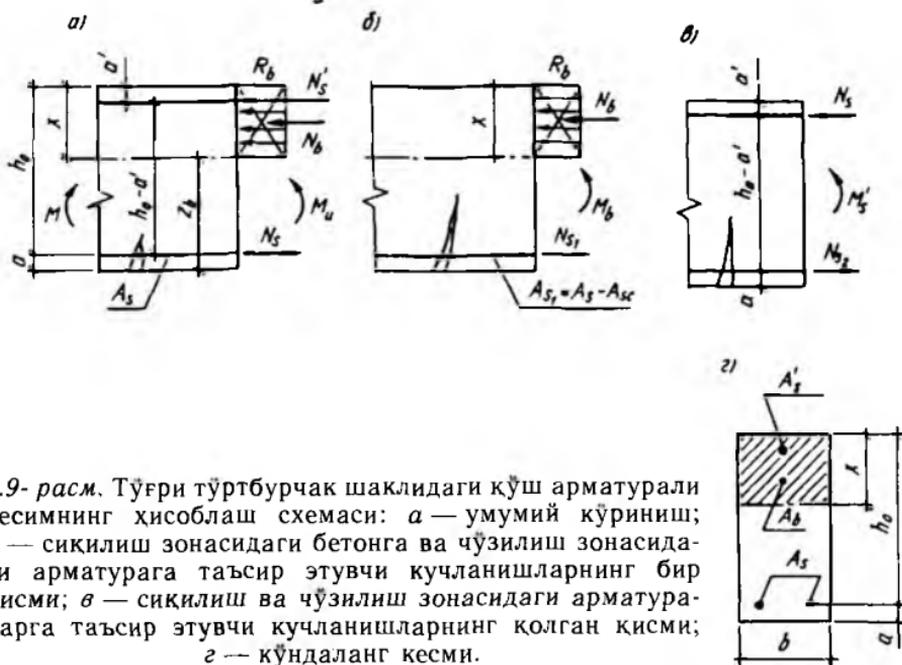
$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R). \quad (4.12)$$

Ҳисобнинг иккинчи ҳолида $\xi > \xi_R$ яъни элементнинг емирилиши сиқилиш зонасидан бошланади, деб олинади. Арматуралаш фоизини керагидан ортикча олиш темирбетон элементларнинг мустаҳкамлигини сезидарли даражада оширмайди. Бундай элементлар мустаҳкамлигини $x = \xi_R h_0$ деб олиб, (4.4) формула ёрдамида ҳисобласа бўлади. Ҳисобни янада аниқроқ бажариш мақсадида (4.1) ва (4.5) формулалардаги R_s нинг ўрнига σ_s ни қўйиш тавсия этилади, чунки арматурадаги кучланиш сиқилиш зонасидаги бетоннинг барвақт емирлиши оқибатида ҳисобий қаршилиқ қийматига етиб бора олмайди.

Ҳар бир i - қаторда жойлашган стержендаги кучланиш қуйидаги формуладан аниқланади:

$$\sigma_{Si} = \frac{\sigma_{sc, u}}{1 - \omega - 1/l} \cdot \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right); \quad (4.13)$$

бу ерда $\xi_i = X/h_{oi}$, h_{oi} — энг сиқилган нуқтадан тегишли қатор арматурасининг оғирлик марказидан ўтувчи ўқкача бўлган масофа.



4.9- расм. Тўғри тўртбурчак шаклидаги қўш арматурали кесимнинг ҳисоблаш схемаси: а — умумий кўриниш; б — сиқилиш зонасидаги бетонга ва чўзилиш зонасидаги арматурага таъсир этувчи кучланишларнинг бир қисми; в — сиқилиш ва чўзилиш зонасидаги арматураларга таъсир этувчи кучланишларнинг қолган қисми; г — кўндаланг кесми.

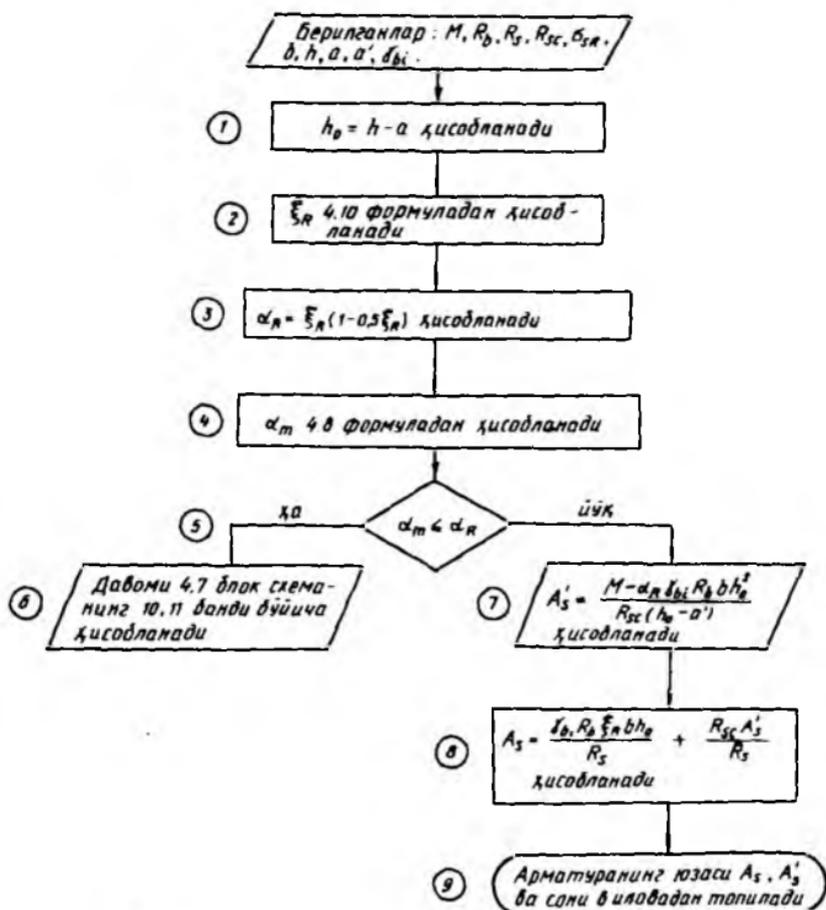
σ_{si} кучланишлари ҳар қандай ҳолда ҳам ҳисобий қаршилиқлар R_s ва R_{sc} нинг абсолют қийматларидан ортиб кетмаслиги зарур. Бундай ҳолда ҳисоб мувозанат тенгламалари билан (4.13) формулани биргаликда ечиш орқали бажарилади.

4.2.3. Тўғри тўртбурчак шаклидаги қўш арматурали кесимларни мустаҳкамликка ҳисоблаш. Бетоннинг сиқилиш зонасига арматура қўйиш кам фойда берсада, баъзан шундай қилишга тўғри келади.

Сиқилиш зонасига арматура қўйидаги уч ҳолда қўйилади;

- 1) элементнинг кўндаланг кесим ўлчамлари чегараланган бўлса;
- 2) бетоннинг синфини ошириб бўлмаса;
- 3) элементга икки хил ишорали эғувчи моментлар таъсир этса.

Қўш арматурали кесимларни ҳисоблаш формулалари ҳам яқка арматура кесимлар учун берилган формулалар каби тузилади (4.9- расм). Агар яқка арматура қўйганда $x > \xi_R h_0$ бўлса, у ҳолда сиқилиш зонасига ҳисоб бўйича арматура қўйиш лозим бўлади. Сиқилиш зонасидаги арматура қабармаслиги учун, ҳар 50 см масофага хомутлар қўйилади (4.10- расм).



4.10- расм. Қўш арматурали эгиловчи элементларнинг арматура юзаси A_s ва A'_s топиш.

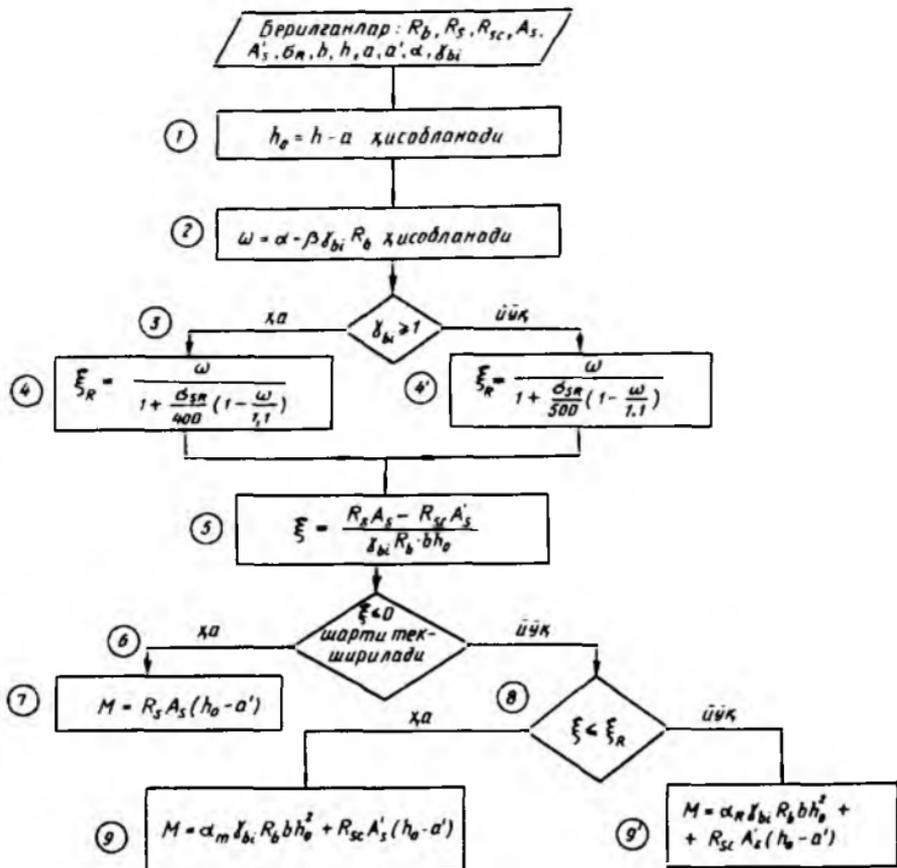
Тўғри тўртбурчак шаклидаги қўш арматурали кесим учун эгилишдаги мустақкамлик шарти куйидаги кўринишга эга:

$$\begin{aligned}
 M &\leq M_b + M'_s; \\
 M &\leq R_b A_b Z_b + R_{sc} A'_s Z'_s; \\
 M &\leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a').
 \end{aligned}
 \quad (4.14)$$

Бу ерда M_s ва M'_s — сиқилган зонада сиқилган бетон ва сиқилган арматура қабул қиладиган ички моментлар.

Сиқилиш зонасининг чегараси $R_x = R_s A_s - R_{sc} A'_s$ мувоzanат тенгласидан топилади. Бунда $X \leq \xi_R h_0$ шарт бажарилади деб қаралади.

Бу ерда ξ_R — арматура ва бетоннинг хоссаларига боғлиқ бўлган коэффициент, ξ нинг чегаравий қиймати (4.11- расм).



4.11- расм. Қўш арматурали эгилувчи элементларни мустаҳкамликка ҳисоблаш.

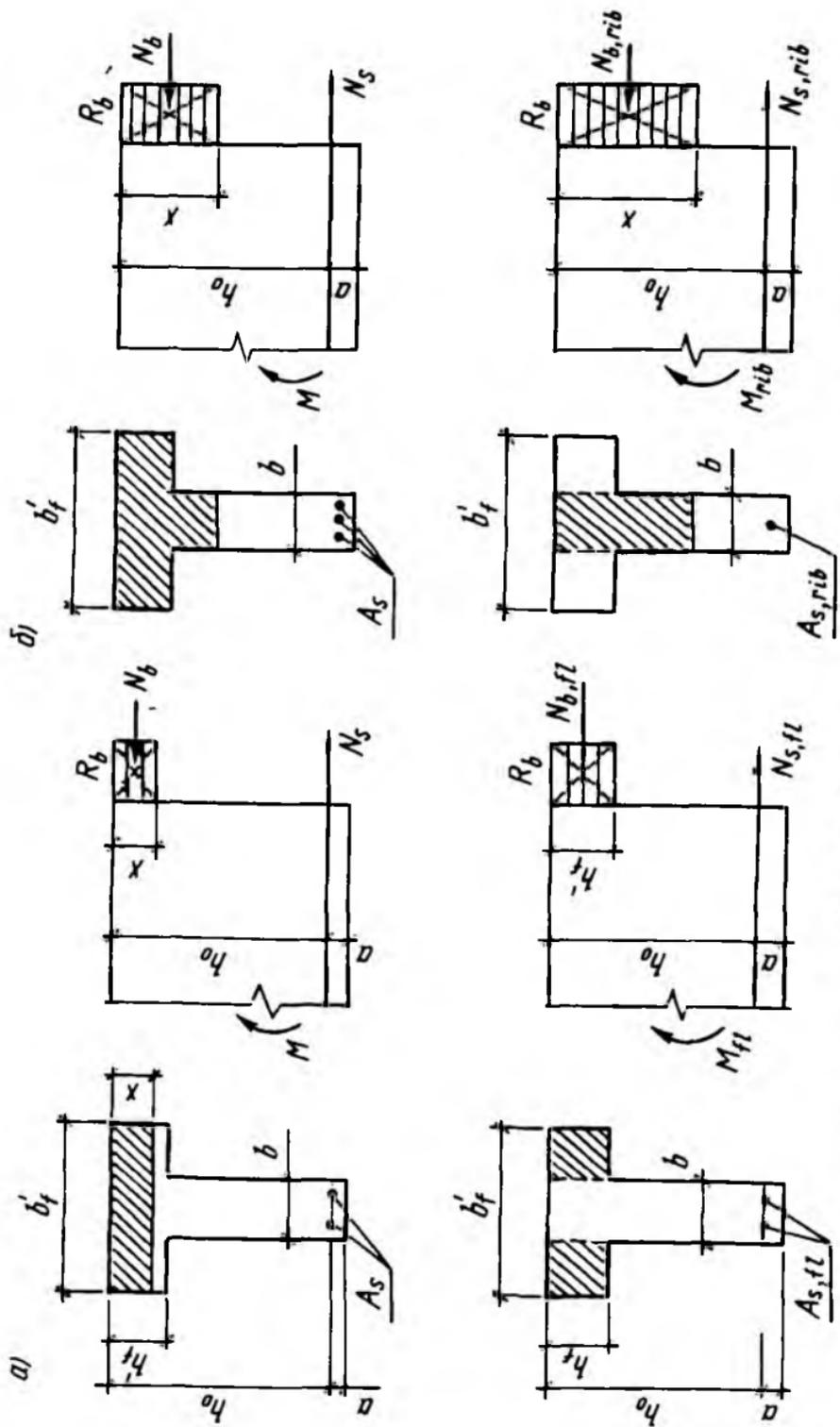
4.2.4. Тавр шаклли кесимларни мустаҳкамликка ҳисоблаш. Тавр шаклли кесимларни ҳисоблашда қуйидаги икки ҳол учраши мумкин:

- 1) нейтрал ўқ токчадан (полкдан) ўтган ҳол;
- 2) нейтрал ўқ қовурғадан ўтган ҳол (4.12- расм).

Агар сиқилган токчанинг қаршилиги арматура қарши-лигидан ортиқ бўлса, у ҳолда мувозанатни таъминлаш учун сиқилиш зонасининг бир қисмидан фойдаланиш кифоя қилади. Бу эса 1- ҳолга мос келади.

Агар сиқилган токчанинг қаршилиги арматура қар-шилигидан кам бўлса, мувозанатни таъминлаш учун қовурғанинг бир қисмини ишга солиш зарур бўлади, бунда нейтрал ўқ қовурғадан ўтади (2- ҳол).

Агар $X \leq h_f$ бўлса, ҳисоб тўғри тўртбурчакли кесим учун берилган формулалар асосида бажарилади (1- ҳол).



4.12-расс. Тавр шаклидаги кесим:
 а - нейтраль ўк тоқчадан ўтган ҳол; б - нейтраль ўк ковургадан ўтган ҳол.

Нейтрал ўқ учун $R_b b_f X = R_s A_s$;

$$X = \frac{R_s A_s}{R_b \cdot b_f}. \quad (4.15)$$

Мустаҳкамлик шarti:

$$M \leq R_b b_f X (h_0 - 0,5x). \quad (4.16)$$

Агар $X > h_f$ бўлса, нейтрал ўқ ҳолати (сиқилиш зонаси чегараси қуйидаги тенгламадан топилади (2- ҳол):

$$R_s A_s = R_b b x + R_b (b_f - b) h_f. \quad (4.17)$$

Бу ҳол учун мустаҳкамлик шarti қуйидагича бўлади:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b_f - b) h_f (h_0 - 0,5h_f). \quad (4.18)$$

Тавр шаклли кесимлар учун $X \leq \xi h_0$ шarti кано-атлантирилиши зарур. Чўзилувчи арматуранинг юзаси A_s ни аниқлаш учун (4.17) ва (4.18) ифодаларни ўзгартирамиз. Бунда $X = \xi h_0$ деб оламиз:

$$R_s A_s = \xi R_b b h_0 + R_b (b_f - b) h_f. \quad (4.19)$$

(4.18) формуланинг биринчи ҳадини ўзгартирамиз:

$$R_b b \xi h_0 (h_0 - 0,5h_0) = R_b b h_0^2 \xi (1 - 0,5\xi) = \alpha_m R_b b h_0^2. \quad (4.20)$$

У ҳолда (4.18) формула қуйидаги кўринишни олади:

$$M \leq \alpha_m R_b b h_0^2 + R_b (b_f - b) h_f (h_0 - 0,5h_f). \quad (4.21)$$

A_s ни аниқлаш учун (4.21) дан α_m топилади, сўнгра 4.1-жадвалдан ξ аниқланади, кейин (4.19) формуладан A_s топилади.

Тавр шаклли юзаларда нейтрал ўқ ҳолатини аниқлаш. Нейтрал ўқ ҳолати қуйидаги белгилар бўйича аниқланади:

- 1) Агар A_s ва кесим ўлчамлари маълум бўлса, $R_s A_s \leq R_b b_f h_f$ бўлганда, нейтрал ўқ токчадан ўтади;
- 2) Агар ҳисобий эғувчи момент ва кесим ўлчамлари маълум бўлиб, A_s номаълум бўлса, у ҳолда $M \leq R_b b_f h_f (h_0 - 0,5h_f)$ бўлганда нейтрал ўқ токчадан ўтади, акс ҳолда ўқ коворғани кесиб ўтади.

4.3. Тавр қўштавр ва қутисимон кесимли элементлар

Токчаси сиқилиш зонасида жойлашган тавр кесимли эғилувчи элементлар алоҳида тўсин кўринишида ёки

ковурғали ёпма таркибида кенг қўлланилади. Бундай кесимнинг мақбул томони шундан иборатки, буларда бетоннинг чўзилиш зонасидаги ишламайдиган юзаси кичиклаштириб, сиқилиш зонасидаги юзаси, аксинча, катталаштирилган. Токчаси чўзилиш зонасида жойлашган тавр шаклли элементлар кам ишлатилади. Токчанинг чўзилиш зонасига жойлаштирилиши элементнинг мустаҳкамлигини оширмайди. Бундай кесимлар тўғри тўртбурчак шаклли кесимлар сингари ҳисобланиб, кенглиги қовурғанинг энига тенг қилиб олинади.

Тавр кесимли элементларнинг токчаси сиқилиш зонасида жойлашса, ҳисоб жараёнида унинг кенглиги чегараланади. Токча юпка бўлиб, қовурғадан чиққан қисми узун бўлса, қовурға билан токчанинг уланган ерида кучланишлари ортиб кетади, соддароқ қилиб айтганда синадиган ҳолга тушиб қолади. Шунинг учун токчанинг ёпма узунлиги (свес) ҳисоб жараёнида чекланади. Бу узунлик элемент узунлигининг $1/6$ қисмидан ошмаслиги керак. Бундан ташқари элементдаги кўндаланг қовурғалар узунлиги бўйлама қовурғалар узунлигидан катта бўлса, ёки кўндаланг қовурғалар умуман бўлмаса, $h_f < 0,1h$ бўлганда, токчанинг ёпма узунлиги $6h_f$ дан ошмаслиги лозим (4.8-расм). Агар $h_f \geq 0,1h$ бўлса, токчанинг кенглиги b_f бўйлама қовурғаларнинг ён сиртлари орасидаги масофага тенг қилиб олинади.

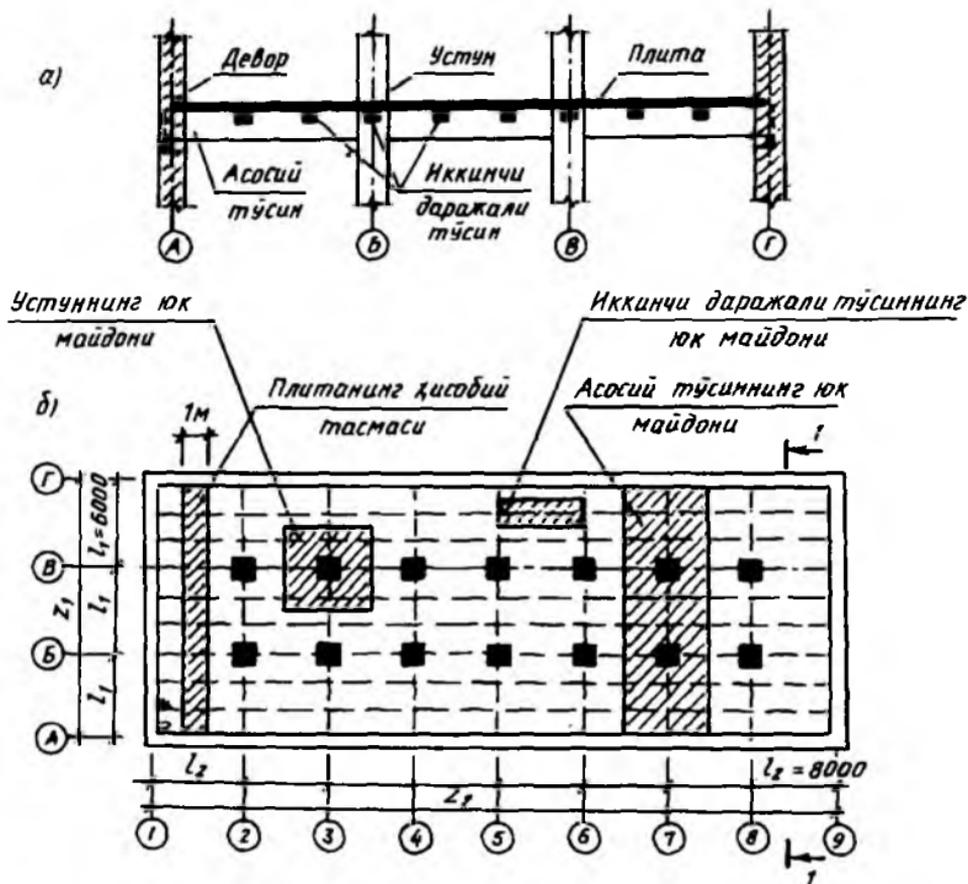
Алоҳида тўсиқларда токчанинг ҳисобий кенглиги қовурғанинг ҳар иккала томонида: $h_f \geq 0,1 h$ бўлганда $6h_f$ дан ошмаслиги; $0,05 \leq h_f \leq 0,1h$ бўлганда $3h_f$ дан катта бўлмаслиги лозим. Агар $h_f < 0,05h$ бўлса, токчанинг қанотлари умуман ҳисобга олинмайди, кесим шакли тўғри тўртбурчак деб қабул қилинади ҳамда шунга яраша ҳисобланади.

Қўштавр ёки қутисимон кесимли элементларни мустаҳкамликка ҳисоблашда, уларни тенг кучли тавр шаклли кесимга келтирилади. Бунда чўзилувчи токча ҳисобга олинмайди, чунки чўзилиш зонасида жойлашган бетон дарз кетгач, ишдан чиқади. Барча чўзилувчи арматуралар қовурғага тўпланади, ишчи баландлик h_0 ўзгаришсиз қолаверади. Қовурғанинг кенглиги қутисимон элементнинг вертикал деворлари қалинликларининг йиғиндисига ёки қўштавр қовурғаси энига тенг бўлади.

1- м и с о л. Монолит ёпма плитани ҳисоблаш ва конструкциялаш.

Плита кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак бўлган кўп ораликли узлуксиз тўсин сифатида ҳисобланади. Плитани ҳисоблаш учун ёпмадан 100 см кенгликда узун тасма ажратиб олинади, иккинчи даражали тўсин ва деворлар унинг таянчлари деб қаралади (4.13- расм).

1-1 бўйича кесим



4.13- расм. Бинолар тархи:
а — бинонинг кўндаланг қиркими.

Плитага таъсир этувчи юкларни тўплаш, ҳисобий зўриқишларни аниқлаш ва арматура кесимини танлаш 1,0 м кенгликдаги тасма учун бажарилади. Плитанинг 1 м^2 га тўғри келган юк, тасманинг 1 м узунлигига тўғри келган юкка тенгдир. Плитанинг қалинлигини ихтиёрий равишда қабул қилиб, унинг 1 м^2 га тўғри келадиган ҳисобий юк аниқланади. Қулайлик учун ҳисоб ишлари куйидаги жадвал кўринишида амалга оширилади:

1 м² плитага таъсир этувчи юклар

Юкларнинг турлари	Норматив юк, кН/м ²	Ишончлилик коэффициен- ти, γ	Ҳисобий юк, кН/м ²
Доимий юклар:			
а) қалинлиги $h_{пл}$ бўлган плитанинг хусусий огирлиги $1 \times 1 \times 25,0 \times h_{пл}$		1,1	
б) қалинлиги δ , хажм огирлиги γ бўлган пол ос- ти тўшамаси $1 \times 1 \times \delta \times \gamma$		1,2	
в) полнинг массаси (огирлиги)		1,1	
ЖАМИ	$g_{пл}^k$		$g_{пл}$
Муваққат (фойдали) юк	p^k	1,2	p
	$q^k = g_{пл}^k + p^k$		$q = g_{пл} + p$
Тўлиқ юк			

Иккинчи даражали тўсиннинг кўндаланг кесими ўлчамлари қуйидаги ифодалар асосида танланади:

$$h_{вт.б} = (1/12 \div 1/20) l_{вт.б}$$

$$b_{вт.б} = (0,3 \div 0,5) h_{вт.б}$$

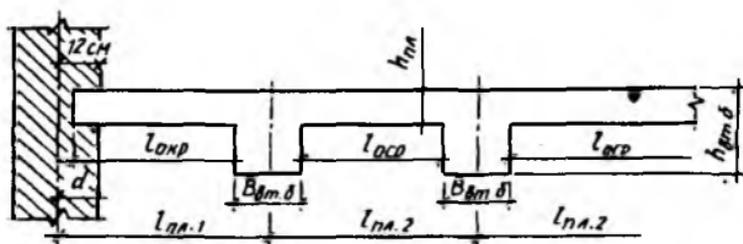
Иккинчи даражали тўсиннинг баландлиги 5 см га қаррали бўлиши лозим, кенглигини эса 10, 15, 18, 20, 22, 25 см каби ўлчамларда яхлитлаш мақсадга мувофиқ.

Плитанинг ҳисобий узунлиги қуйидаги ифодалардан аниқланади (4.14-расм):

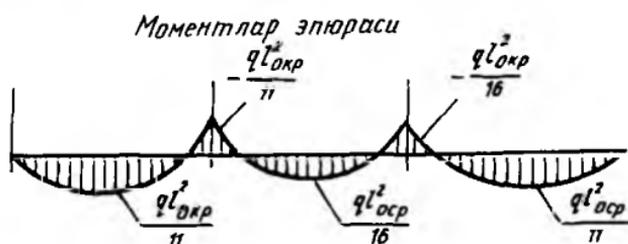
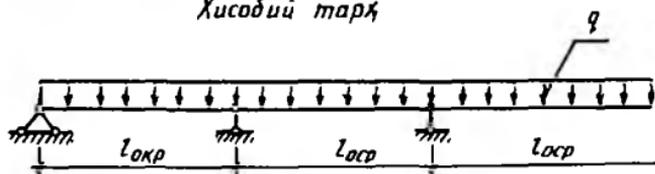
$$l_{o,kr} = l_{пл1} - d + \frac{12}{2} - \frac{b_{вт.б}}{2}; \quad l_{o,cr} = l_{пл2} - b_{вт.б}$$

Бу ерда d — девор ўқидан унинг ички сиртигача бўлган масофа; 12 см — плитанинг деворга киритилган қисми узунлиги; $l_{пл1}$ — девор билан биринчи, (иккинчи даражали) тўсин ўқлари орасидаги масофа; $l_{пл2}$ — ораликдаги иккинчи даражали тўсинлар ўқлари орасидаги масофа.

Тенг ораликли ёки ораликлари орасидаги фарқ 20 % дан ортиқ бўлмаган узлуксиз плиталарда вужудга



Ҳисобий тарҳ



4.14- расм. Плитадаги ҳисобий зўриқишларни аниқлаш.

келадиган ҳисобий моментлар қуйидаги формулалардан аниқланади:

а) биринчи оралик ва ораликдаги биринчи таянч учун:

$$M_1 = \pm \frac{q l_{0,кр}^2}{11} \quad (4.22)$$

б) ўрта ораликлар ва оралик таянчлар учун:

$$M_2 = \pm \frac{q l_{0,оср}^2}{16} \quad (4.23)$$

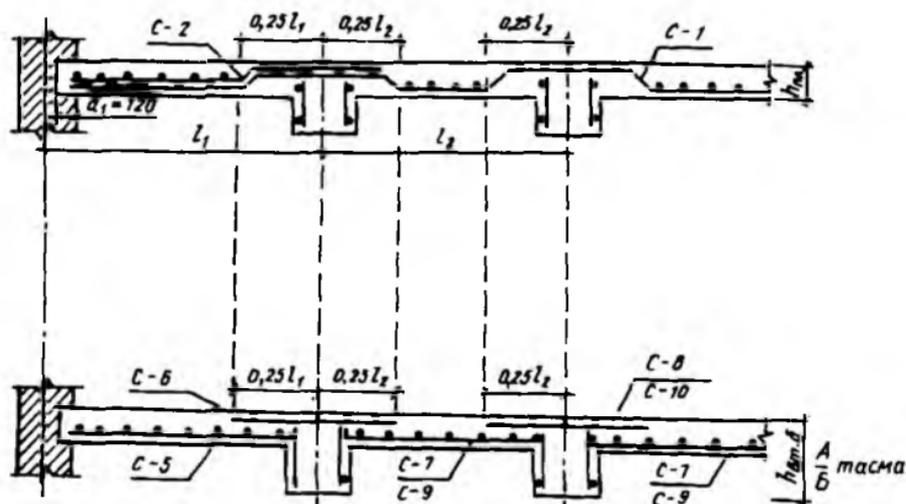
Бўйлама арматуранинг кесим юзаси $A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0}$ фор-

муладан аниқланади. Бу ерда M — ҳисобий эғувчи момент, кН·м; R_s — арматуранинг ҳисобий қаршилиги, Па; h_0 — кесимнинг ишчи баландлиги; $h_0 = h_{пл} - a$; a — ҳимоя қатлами бўлиб, плита учун 10 ÷ 15 мм қалинликда олинади; $h_{пл}$ — плитанинг қалинлиги; ζ — қуйидаги микдор оркали 4.1 жадвалдан олинади:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \gamma_{bi} b h_0^2};$$

бу ерда R_b — бетоннинг сиқилишга бўлган ҳисобий қаршилиги (призма мустаҳкамлиги); b — плитанинг ҳисобий кенглиги — 100 см; γ_{bi} — бетоннинг иш шароити коэффиценти.

Плита пайвандланган симтўр билан арматураланади. Симтўрнинг ишчи арматуралари бўйлама йўналишда жойлашган бўлиб, Вр — I синфли симдан ишланади. Симтўрнинг маркази ўрта ораликлар учун зарур бўлган арматуранинг юзасига қараб танланади. Симтўрни ёпманинг бутун узунлиги бўйлаб ётқизилади. Четки оралик ва четдан иккинчи таянчдаги арматура юзаси ётқизилган симтўр юзасидан каттарок бўлади. Шунинг учун четки оралик ва иккинчи таянчга қўшимча симтўр тўшалди (4.15-расм).



4.15-расм. Плитани арматуралаш:

a — пайвандланган ўрама симтўрлар; *b* — пайвандланган ясси симтўрлар.

Плиталарда бетон қабул қила оладиган кўндаланг кучнинг қиймати ташқи кўндаланг кучдан катта бўлади. Шунинг учун плита кўндаланг кучлар таъсирига ҳисобланмайди.

Плитани ҳисоблаш:

Берилган:

- бинонинг ўлчами $Z_1 \times Z_2 = 18,0 \times 56,0$ м;
- устунлар оралиғи $l_1 \times l_2 = 6,0 \times 8,0$ м;
- қават баландлиги $H_3 = 4,0$ м;
- дераза ўрни $b_n \times h_n = 1,8 \times 1,8$ м;
- ташқи деворнинг қалинлиги — 2 ғишт;
- ғишт ва коришма маркаси — «75»;
- қаватлараро ёпмага тушадиган норматив муваққат юк $P = 5,0$ кН/м²;
- томга тушадиган юк $P'_n = 0,75$ кН/м²;
- бетон синфи — В 25;
- арматура синфи — А — III;
- кўндаланг ва монтаж арматура синфи — А — I;
- пайвандланган симтўр — В_p — I ва А — I.

Ҳисобий узунликлар ва юклар. Иккинчи даражали тўсинлар орасидаги масофани 2 м, плитанинг қалинлигини $h_{нл} = 6$ см деб қабул қиламиз. Тўсинларнинг кўндаланг кесимларини қуйидагича белгилаймиз: асосий тўсин учун

$$h_{элб} = \frac{l_1}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{ см}; \quad b_{элб} = 0,4 \cdot 60 = 25 \text{ см}; \quad \text{иккинчи}$$

$$\text{даражали тўсин учун: } h_{стб} = \frac{l_2}{16} = \frac{800}{16} = 50 \text{ см};$$

$b_{стб} = 0,4 \cdot 50 = 20$ см. Периметри бўйлаб қобирға қопланган оралиқ плитасининг ҳисобий узунлиги икки тўсиннинг қирралари орасидаги масофага тенг: кўндаланг йўналишда $l_{о,ср} = l_{нл} - b_{стб} = 2,0 - 0,2 = 1,8$ м, бўйлама йўналишда $l_0 = l_2 - b_{элб} = 8,0 - 0,25 = 7,75$ м. Ҳисобий узунликлар нисбати $7,75:1,8 = 4,3 > 2$ бўлгани учун плита қиска йўналишда ишлайди, деб қабул қилинади. Бу эса плитанинг кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак бўлган узлуксиз балка сифатида ҳисоблаш имконини беради. Плита кесимининг кенглиги $b_{нл} = 100$ см, баландлиги $h_{нл} = 6$ см бўлиб, иккинчи даражали тўсин ва деворларга таянади. Оралиқ плитанинг ҳисобий узунлиги $l_{о,ср} = 1,8$ м, четки плитаники $l_{о,кр} = 2,0 - 0,25 + 0,06 - \frac{0,20}{2} = 1,71$ м.

Оралиқлар сони 5 тадан ортиқ бўлса, плита 5 оралиқли тўсин сифатида ҳисобланади.

Ёпма плитасининг 1 м² сатҳига (ҳисоблаш тасмасининг 1 м узунлигига) таъсир этувчи юклар йиғиндиси 4.3 жадвалда келтирилган.

Юкнинг тури	Номратив юк, кН/м ²	Ишончлилиқ коэффициенти		Ҳисобий юк, кН/м ²
		юк бўйича, γ_f	вазифаси бўйича γ_n	
Доимий юклар:				
1. Плитанинг хусусий оғирлиги 25×0,06	1,5	1,1	0,95	1,57
2. Полости тайёрлови (цемент сувоқδ = 2 см) 22×0,02	0,44	1,2	0,95	0,50
3. Сопол плиткалар δ = 15 мм, 20×0,015	0,30	1,1	0,95	0,31
Доимий юклар жами	2,24	—	—	2,38
Муваққат (фойдали) юк	5,0	1,2	0,95	5,70
Тўлиқ юк	7,24	—	—	8,10

Плиталардаги зўриқишларни аниқлаш. Ҳисобий эғувчи моментлар пластик деформация эътиборга олинган ҳолда аниқланади. Ҳисобий «А» тасмаси (полоса) учун (4.13- расмдаги 1 ва 2 ўқлар ораси);

1. Узлуксиз балканинг биринчи оралиғи ва ораликдаги биринчи таянчда ҳосил бўладиган момент:

$$M_1 = \pm \frac{q l_{o, \text{кр}}^2}{11} = \pm \frac{8,1 \cdot 1,71^2}{11} = \pm 2,15 \text{ кНм.}$$

2. Ўрта ораликлар ва ўртадаги таянчларда ҳосил бўладиган момент:

$$M_2 = \pm \frac{q l_{o, \text{кр}}^2}{16} = \pm \frac{8,1 \cdot 1,8^2}{16} = \pm 1,64 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Агар $\frac{h_{пл}}{l_{o, \text{кр}}} \geq \frac{1}{30}$ бўлса, гир атрофи кобирға билан ўралган плитада («Б» тасмаси) (4.13- расмдаги 2,3 ва кейинги ўқлар ораси) вужудга келадиган эғувчи момент, керки кучи таъсирида 20 % га камаяди. Бизда $\frac{6}{180} = \frac{1}{30}$ бўлгани учун ўрта оралик ва таянчдаги моментлар 20 фоизга камайтиради:

$$M_2^I = \pm 0,8 \cdot 1,64 = \pm 1,31 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Ҳисобий кўндаланг кучларни топмасак ҳам бўлади. Чунки бундай плиталарда бетон қабул қиладиган кўндаланг куч таъсир этувчи кўндаланг кучдан анча катта бўлади. Шунинг учун плита кўндаланг куч таъсирига ҳисобланмайди.

Плитанинг мустаҳкамлигини ҳисоблаш. Мустаҳкамлик шартига мувофиқ ишчи арматурани танлашдан олдин плита қалинлигининг максимал момент таъсирига бўлган бардошини текшириб кўрамиз:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b \gamma_{b2} b_{нл}}} = \sqrt{\frac{215000}{0,1 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 100(100)}} = 4,1 \text{ см,}$$

бу ерда $\alpha_m = 0,1$. Бу миқдор $\xi = 0,1 \div 0,15$ бўлганда плитанинг тежамли қалинлигига тўғри келади (4.1-жадвал).

Плита кесимининг тўлиқ баландлиги $h_{нл} = h_0 + a = 4,1 + 1,5 = 5,6$ см бўлиши керак. Бирок плитанинг аввалги баландлиги $h_{нл} = 6$ см ни қолдирамиз, у ҳолда ишчи баландлик $h_0 = h_{нл} - a = 6,0 - 1,5 = 4,5$ см бўлади. Бу ерда a арматуранинг ҳимоя қатлами қалинлиги.

Плитани икки хил йўл билан арматуралаш мумкин: биринчи йўлга кўра диаметри 4 мм бўлган, B_p — I синфли симдан ишланган бўйлама арматураси ишловчи бўлган ўрама симтўр ётқизилади; иккинчи йўлга кўра эса диаметри 6 мм дан кам бўлмаган А — I синфли арматурадан ишланган, кўндаланг симлари юк кўтарадиган, пайвандланган ясси симтўр қўлланилади.

Плитанинг мустаҳкамлигини таъминлаш учун зарур бўлган арматура кесимининг юзаси A_s ни аниқлаймиз. Ҳисобий «А» тасмаси учун:

1. Биринчи оралик ва иккинчи таянчда:

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b2} R_b b_{нл} h_0^2} = \frac{215000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 4,5^2 (100)} = 0,081.$$

4.1-жадвалдан интерполяция йўли билан $\xi = 0,958$ ни топамиз.

Арматура кесимининг юзи:

1- йўл бўйича арматураланганда:

$$A_{s1} = \frac{M}{R_s \xi h_0} = \frac{215000}{365 \cdot 0,958 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 1,37 \text{ см}^2.$$

2- йўл бўйича арматураланганда:

$$A_{s2} = \frac{215000}{225 \cdot 0,958 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 2,25 \text{ см}^2.$$

2. Ўрта оралик ва ўрта таянчларда:

$$\alpha_m = \frac{164000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 4,5^2 \cdot (100)} = 0,062; \zeta = 0,968.$$

Арматура кесимининг юзаси:

$$1\text{- йўл бўйича} \quad A_{s3} = \frac{164000}{365 \cdot 0,968 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 1,03 \text{ см}^2;$$

$$2\text{- йўл бўйича} \quad A_{s4} = \frac{164000}{225 \cdot 0,968 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 1,67 \text{ см}^2.$$

Ўрта оралик ва ўрта таянчларда, «Б» тасмаси учун:

$$\alpha_m = \frac{131000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 4,5^2 \cdot (100)} = 0,05; \zeta = 0,974.$$

Арматура кесимининг юзаси:

$$1\text{- йўл бўйича} \quad A_{s5} = \frac{131000}{365 \cdot 0,974 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 0,82 \text{ см}^2;$$

$$2\text{- йўл бўйича} \quad A_{s6} = \frac{131000}{225 \cdot 0,974 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 1,33 \text{ см}^2.$$

Плитани конструкциялаш.

Плиталарни биринчи йўл бўйича арматуралаганда ишчи бўйлама стерженлар иккинчи даражали тўсинларга кўндаланг равишда жойлашади, кўндаланг стерженлар ёндош симтўрлар устига 5 ÷ 10 см чикиб туради.

«А» тасмасида асосий симтўр С — 1 нинг маркасини арматуранинг кесим юзасига қараб танлаймиз

$$A_{s3} = \frac{4 B_p - 1 - 100}{B_p - 1 - 200} 2660 \times Z, \quad \text{бунинг юзи} \quad A_s = 1,26 >$$

$> 1,03 \text{ см}^2$. Асосий симтўрни ёпманинг бутун узунлиги бўйлаб ётқизилади. Биринчи оралик ва иккинчи таянчга қўшимча симтўр ётқизиш талаб этилади. Унинг юзаси $A_{s, қўш} = A_{s1} - A_{s3} = 1,37 - 1,03 = 0,34 \text{ см}^2$ олинади ва таянч

ортига $0,25 l$ масофага ўтиб туради. $\frac{4Bp-1-200}{3Bp-1-200} 2660 \times L$

типидаги С — 2 симтўрни қабул қиламиз. Унинг юзаси $A_s = 0,63 > 0,34 \text{ см}^2$.

«Б» тасмасида асосий симтўр С — 3 ни юза A_{s5} га мувофиқ равишда танлаймиз. Юзаси $A_s = 0,98 > 0,82 \text{ см}^2$ бўлган $\frac{4Bp-1-150}{3Bp-1-200} 2660 \times L$ симтўрни қабул

қиламиз. Қўшимча С — 4 симтўрни $A_{s, қўш} = A_{s1} - A_{s5} = 1,37 - 0,82 = 0,55 \text{ см}^2$ бўйича танлаймиз. Юзаси $A_s = 0,63 > 0,55 \text{ см}^2$ бўлган $\frac{4Bp-1-200}{3Bp-1-200} 2660 \times L$ симтўрни

қабул қиламиз. Симтўрларнинг жойлаштирилиши 4.15-расм, а да кўрсатилган.

Плитани иккинчи йўл билан арматуралаганда ораликларга ҳам, таянчларга ҳам биттадан симтўр ётқизилади. Симтўр узунлиги $L = 7775 \text{ см}$. Симтўрлар иккинчи даражали тўсинлар бўйлаб жойлаштирилади.

«А» тасмага тааллуқли биринчи ораликка юзаси $A_s = 2,51 > 2,22 \text{ см}^2$, бўлган $\frac{4Bp-1-200}{8A-1-200} 1770 \times L$ типдаги

С — 5 симтўри ётқизилади. Ораликдаги биринчи таянчга С — 5 дан фақат эни билан ($b = 900 \text{ мм}$) фарқ қилувчи С — 6 тўри ўрнатилади. Ўрта оралик ва ўрта таянчларга юзаси $A_s = 1,84 > 1,67 \text{ см}^2$, эни 1840 ва 900 мм бўлган $\frac{4Bp-1-200}{6A-1-150}$ типдаги С — 7 ва С — 8 симтўрлари жойланади.

«Б» тасмасининг ўрта ораликлари ва ўрта таянчларига юзаси $A_s = 1,41 > 1,33 \text{ см}^2$, эни С — 7 ва С — 8 тўрларининг эни каби бўлган $\frac{4Bp-1-200}{6A-1-200}$ типдаги С — 9 ва С —

10 симтўрлари ётқизилади.

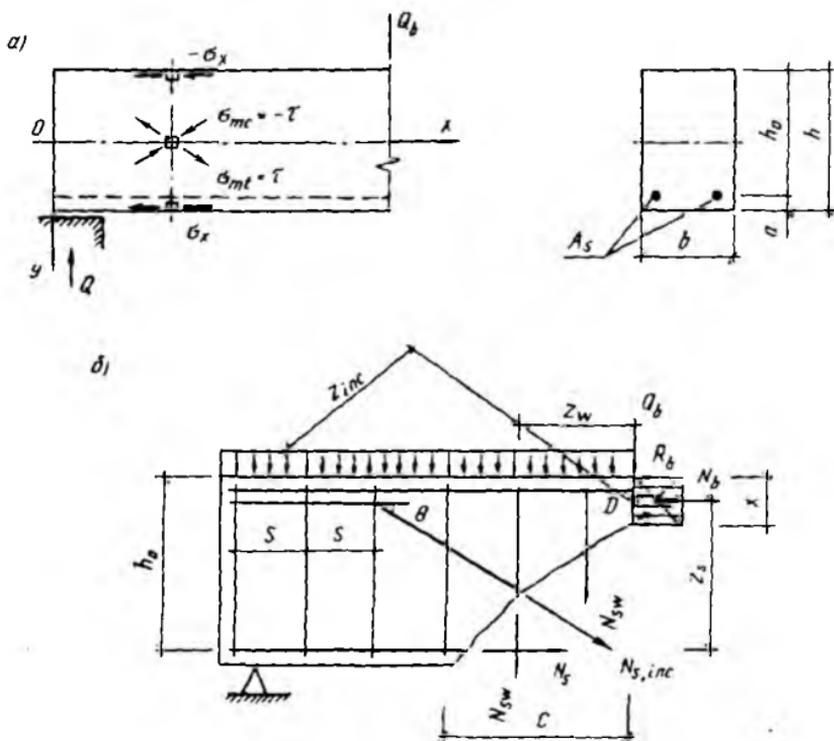
Плиталарни 2-йўл билан арматуралаш услуби 4.15-расм, б да тасвирланган.

4.4. Эгилувчи элементлар оғма кесимларининг мустаҳкамлигини ҳисоблаш

Эгилувчи элементларнинг эгувчи момент ва кўндаланг кучлари катта кийматга эга бўлган қисмларидаги оғма кесимлар мустаҳкамликка текширилади. Бунда элементларнинг бузилишида қуйидаги икки ҳол учраши мумкин:

- 1) элемент фақат кўндаланг куч таъсирида бузилади;
- 2) элемент ҳам кўндаланг куч, ҳам эғувчи момент таъсирида бузилади.

Биринчи ҳолда кўндаланг кучнинг катта қиймати таъсирида оғма кесимда силжиш рўй беради (4.16- расм).



4.16- расм. Оғма кесимнинг ҳисоблаш тарҳи.

a — бош кучланиш йўналишининг тарҳи; *b* — оғма кесимда кўндаланг кучлар таъсири.

Қия ёриқлар уринма кучланишлар τ энг катта қийматга эга бўлган ён қирраларнинг ўрталаридан бошланади:

$$\tau_{\max} = \sigma_{mt} = \frac{Q}{bh_0}, \quad (4.24)$$

бу ерда σ_{mt} — ноль чизик сатҳидаги бош чўзувчи кучланиш. Бузилиш чоғида элементнинг бир қисми иккинчи қисмига нисбатан силжийди. Бундай бузилиш элементларнинг ўзаро.оғишига қаршилик кўрсатадиган, бетонга мустаҳкам бириккан (анкерланган) ишчи арматура мавжуд бўлган ҳолдагина рўй бериши мумкин. Сиқувчи ва қирқувчи кучларнинг биргаликдаги таъсири

натижасида бетоннинг сиқилиш зонаси бузилади (қирқилади). Шунинг учун ҳам оғма кесимларнинг кўндаланг кучлар таъсирига бўлган мустаҳкамлиги мажбурий равишда ҳисобланади.

4.4.1. Оғма кесимларга кўндаланг кучлар таъсири. Тажрибаларнинг кўрсатишича, оғма кесимларнинг кўндаланг кучлар таъсирига бўлган мустаҳкамлиги етарли даражада бўлмаса, балка шу кесим бўйлаб емирилади. Агар ташқи юклардан ҳосил бўлган кўндаланг кучлар киймати оғма кесим қабул қила оладиган кўндаланг кучдан кичик бўлса, у ҳолда оғма кесимнинг мустаҳкамлиги таъминланган бўлади:

$$Q_D \leq Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b, \quad (4.25)$$

бу ерда Q_D — ташқи юклардан ҳосил бўлган кўндаланг куч; D — сиқилиш зонаси маркази; Q_{sw} — оғма кесимда жойлашган хомутлардаги зўриқишлар йиғиндиси; $Q_{s,inc}$ — оғма кесимда жойлашган оғма стерженлардаги зўриқишларнинг вертикал ўққа проекциялари йиғиндиси; Q_b — бетоннинг сиқилиш зонаси қабул қила оладиган кўндаланг куч.

Хомутлардаги зўриқишлар қуйидаги формулалардан топилади:

$$Q_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw}$$

ёки

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot C, \quad (4.26)$$

бу ерда C — оғма кесим проекцияси; q_{sw} — хомутлардаги зўриқиш интенсивлиги, яъни элементнинг узунлик бирлигига мос бўлган зўриқиш бўлиб, қуйидаги формуладан топилади:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S}. \quad (4.27)$$

$Q_{s,inc}$ нинг микдори қуйидаги формуладан аниқланади:

$$Q_{s,inc} = \sum R_{sw} A_{s,inc} \cdot \sin \theta. \quad (4.28)$$

Q_b кучи қуйидагича аниқланади:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{C}, \quad (4.29)$$

бирок $Q_b \geq \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0$ дан кам бўлмаслиги лозим.

Акс ҳолда бетоннинг қаршилиги етарли бўлмайди. Бундай ҳолда хомутларнинг сонини ва диаметрини ёки бетоннинг синфини ошириш керак бўлади.

φ_{b2} коэффициент бетоннинг турига қараб 1,5...2 оралиғида олинади. $\varphi_{b3}=0,4...0,6$ — бу ҳам бетонга боғлиқ. Сиқилувчи токчаларнинг таъсирини ҳисобга олувчи коэффициент φ_f қуйидаги формуладан топилади:

$$\varphi_f = \frac{0,75(b'_f - b)h'_f}{bh_0} \leq 0,5. \quad (4.30)$$

Бўйлама кучлар таъсирини ҳисобга олувчи коэффициент φ_n қуйидаги формулалардан топилади:

а) сиқувчи бўйлама кучлар мавжуд бўлганда:

$$\varphi_n = \frac{0,1N}{R_{bt}bh_0} \leq 0,5; \quad (4.31)$$

б) чўзувчи бўйлама кучлар мавжуд бўлганда

$$\varphi_n = \frac{0,2N}{R_{bt}bh_0} \leq 0,8. \quad (4.32)$$

Коэффициентлар йиғиндинси $1 + \varphi_n + \varphi_f \leq 1,5$

4.4.2. Оғма кесимларга эғувчи моментлар таъсири.

Эғувчи моментнинг қиймати аста ортиб бориши натижасида бош чўзувчи кучланишлар

$$\sigma_{m1} = -0,5\sigma_x + \sqrt{(0,5\sigma_x)^2 + \tau^2} \quad (4.33)$$

ҳам ортиб бориб, бетоннинг чўзилишдаги қаршилиги $R_{bt, ser}$ га етганда элементда қия ёрик пайдо бўлади. Бетоннинг чўзилиш зонаси ишдан чиқади, барча чўзувчи кучлар бўйлама ва кўндаланг арматураларга узатилади. Элемент бўлақлари кесимнинг оғирлик маркази D да жойлашган оний айланиш марказига нисбатан ўзаро бурилади (4.16- расм, б). Бундай ҳолда арматура яхши анкерланмаган бўлса, суғирилиб чиқиши; бетоннинг сиқилиш зонаси кичрайиб, бузилиш рўй бериши мумкин. Бунда кучланишлар оқиш чегараси σ_y га ёки вақтинчалик қаршилиқ σ_u га тенглашади.

Оғма кесимнинг эғувчи момент бўйича мустаҳкамлик шarti қуйидагича ифодаланади:

$$M_D \leq M_s + M_{sw} + M_{s, inc} \quad (4.34)$$

бу ерда M_D — таянч реакция ва ташқи кучлардан D нуктага нисбатан олинган момент; M_s — бўйлама арматурадаги зўриқишдан олинган момент; $M_s = R_s A_s Z$; M_{sw} — оғма кесимда жойлашган хомутлардаги зўриқишлардан олинган момент; $M_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw} Z_{sw}$; $M_{s, inc}$ — оғма стерженлардаги зўриқишлардан олинган момент; $M_{s, inc} = \Sigma R_{s, inc} A_{s, inc} \cdot Z_{s, inc}$.

Эгувчи моментларнинг оғма кесимларга бўлган таъсири элементнинг таянч зонасида текширилади. Агар маълум конструктив талабларга амал қилинса, мустаҳкамликка ҳисоблашга ҳожат қолмайди.

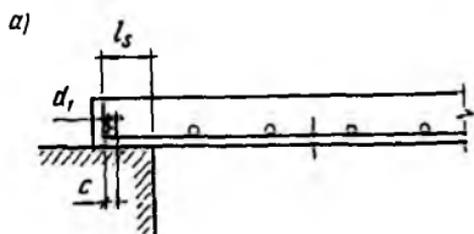
Агар нормал кесим бўйича аниқланган чўзилувчи арматурани таянчларгача давом эттириб, учлари анкерлаб кўйилса, исталган оғма кесимнинг эгувчи момент таъсирига бўлган мустаҳкамлиги таъмин этилган бўлади. Анкерлашни кучайтириш мақсадида баъзан таянч зонасига қўшимча арматура жойланади ёки стержень учларига пластиналар пайвандланади.

Оғма кесимларнинг моментлар бўйича ҳисоби. Оғма кесимларнинг мустаҳкамлиги моментлар бўйича (4.34) формула ёрдамида текширилади. Элемент энг ҳавфли оғма кесимининг бўйлама ўққа бўлган проекцияси C_1 проекциялар тенгламасидан топилади. Энг ҳавфли оғма кесим таянчга яқин кесимдан бошланади. Бу кесимда ташқи кучлардан ҳосил бўлган момент M ёриқ ҳосил қилувчи момент M_{crs} га тенг бўлади (8 бобга қаранг).

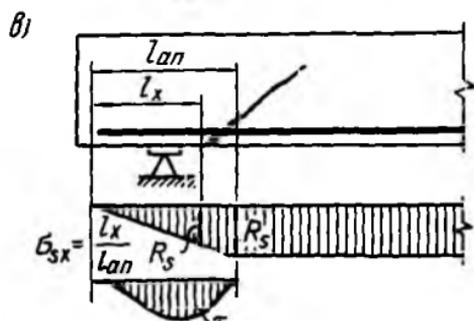
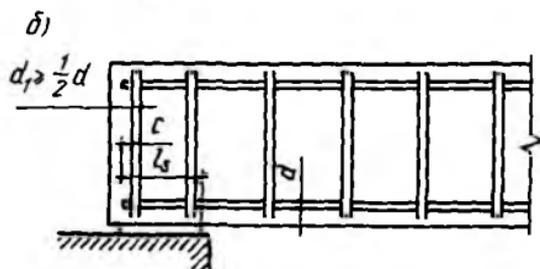
Оғма кесимларни ҳисоблашда нейтрал ўқ ҳолати барча кучларнинг бўйлама ўққа бўлган проекциялари тенгламасидан аниқланади.

Қатор конструктив тадбирлар амалга оширилса, оғма кесимларнинг момент бўйича юк кўтариш қобилияти нормал кесимларникидан кам бўлмайди; бундай ҳолларда оғма кесимларни момент бўйича ҳисоблашга эҳтиёж қолмайди.

Элементнинг оғма кесим бўйича мустаҳкамлигини таъминлайдиган конструктив тадбирлар қуйидагилардан ташкил топади. Аввало, хомутлар ва букмалар орасидаги масофалар, хомутларнинг диаметрлари, шунингдек букмаларнинг жойланиши юқорида келтирилган талаблар даражасида бўлиши лозим. Қолаверса чўзилган бўйлама арматуранинг бетонга мустаҳкам бирикиши (анкерланиши) ҳам катта роль ўйнайди, чунки бунда арматура имкониятларидан тўла фойдаланилади. Эгилувчи элемент эркин таянса, бирикишни пухталаш мақсадида бўйлама



4.17- расм. Эгилувчи элементлар эркин таянганда чўзилувчи бўйлама арматуранинг анкерлаш. а — плита; б — тўсин; в — бетон орасидаги арматуранинг анкерлаш зонаси бўйлаб кучланишларнинг ўзгариши.



арматуранинг учи элементдан ташқарига камида $5d$ масофага чиқариб қўйилади. Агар (4.29) шарт каноатлантирилмаса, яъни ҳисобга кўра кўндаланг арматура талаб этилса, у ҳолда арматуранинг чиққан қисми узунлиги $l_s \geq 10d$ олинади (4.17-расм).

Пайванд тўрларда силлик сиртли бўйлама арматураларнинг учига l_s масофада камида битта, агар ҳисоб бўйича кўндаланг арматура талаб этилса, камида иккита анкерловчи (бириктирувчи) кўндаланг арматура пайвандланиши лозим. Энг четки анкерловчи стержендан бўйлама стерженнинг учигача бўлган масофа $d \leq 10$ мм бўлса, 15 мм дан, $d > 10$ мм бўлса, $1,5d$ дан кам бўлмаслиги керак. Анкерловчи стерженнинг диаметри энг йўғон бўйлама арматура диаметрининг ярмидан кичик бўлмаслиги зарур. Агар бўйлама стерженлар махсус йўллар билан анкерланган бўлса (масалан, қўйилма деталларга пайвандланса), у ҳолда арматуранинг очик куч l_s ни кичрайтириш мумкин. Агар анкер (бириктиргич) лар бўлмаса, арматуранинг учигаги нормал кучланиш нолга тенг бўлади; элемент учидан узоклашган сари арматура билан бетон орасидаги тишлашиш (сцепление) ҳисобига кучланиш орта боради ва l_{an} масофада (4.17- расм, в) унинг қиймати тўлиқ ҳисобий қаршилиқ R_s

га тенглашади. Анкерлаш зонасининг узунлиги қуйидаги формула билан аниқланади:

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d. \quad (4.35)$$

Чўзилиш зонасидаги даврий профилли арматура учун $\omega_{an} = 0,7$ ва $\Delta \lambda_{an} = 11$, текис сиртли арматура учун эса $\omega_{an} = 1,20$ ва $\Delta \lambda_{an} = 11$. Бундан ташқари l_{an} 250 мм дан ва $20d$ дан кам бўлмаслиги керак. Четки озод таянчларда анкерлаш зонаси узунлиги кўндаланг арматура ва кўндаланг йўналишдаги сиқилиш кучланишлари таъсири-ни эътиборга олган ҳолда ҳисобланади. Кейинги омиллар анкерлаш зонасини ихчамлаштиради.

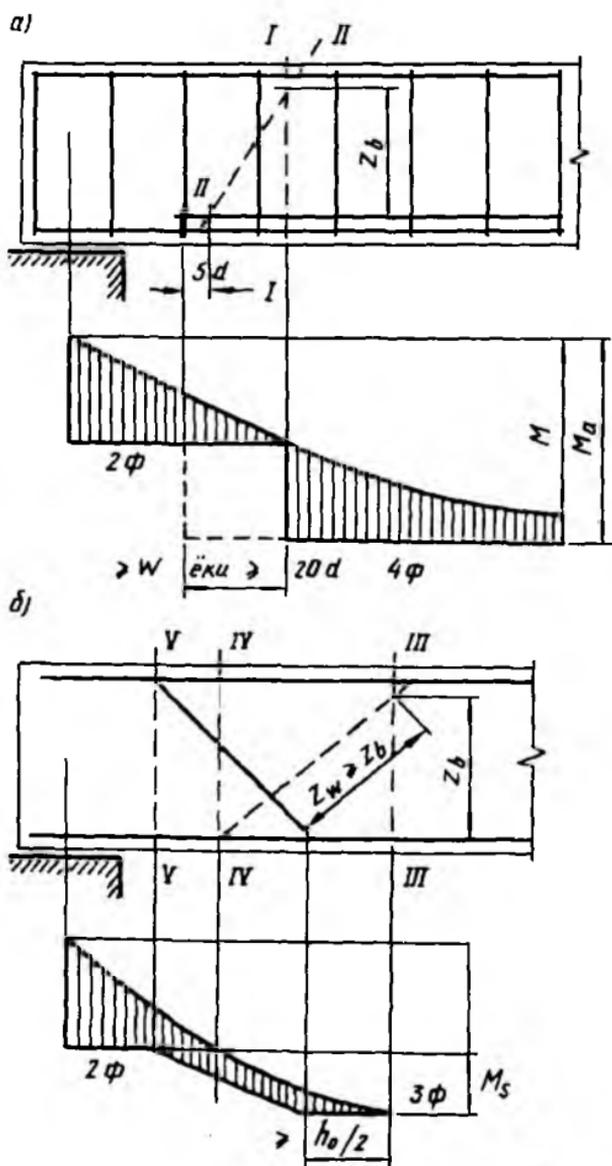
Эгиловчи элементларни конструкциялашда чўзилишга ишлайдиган бўйлама арматуранинг бир қисми, тежамкор-лик мақсадида, таянчгача етказилмай, ораликда узиб қўйилиши мумкин. Тўқима каркасларда айрим бўйлама стерженлар баъзан букиб қўйилади. Бўйлама арматура-ларнинг букиш ёки узиш жойлари ҳисоб орқали белгила-нади. Букишнинг ҳам бажаралиши лозим бўлган шарти бор: II—II оғма кесим мустаҳкамлиги нормал кесим I—I мустаҳкамлигидан кам бўлмаган тақдирдагина стер-женни букиш мумкин (4.18- расм). Агар букманинг бошла-ниш қисми нормал кесимдан $h_0/2$ дан кам бўлмаган масо-фада жойлашса, юқоридаги шарт бажарилган бўлади.

Чўзилувчи стерженни узишда, моментлар бўйича оғма кесимлар мустаҳкамлигини таъминлаш мақсадида унинг узунлигини назарий узилиш нуктасидан (4.18- расм, а; I—I кесим) қуйидаги масофага тенг микдорда узайти-риш лозим:

$$W = (Q - Q_{inc}) / (2q_{sw} + p) + 5d; \quad (4.36)$$

бу ерда Q — стерженнинг назарий узилиш нуктасидан ўтувчи, нормал кесимдаги ҳисобий кўндаланг куч; $Q_{inc} = A_{s,inc} R_s \sin X$ — ўша кесимда букмалар қабул қиладиган кўндаланг куч; $q_{sw} - W$ участкада (4.27) формуладан топилади. Шунингдек стерженнинг назарий узилиш нукта-сидан чиқиб турадиган узунлиги $20d$ дан кам бўлмаслиги лозим.

Стерженнинг узилиш ёки букилиш жойларини аниқ-лаш учун эгувчи моментлар эпюраси билан бир қаторда ўша масштабда арматуранинг моментлар эпюраси қурила-



4.18-расм. Материаллар эпюрасини куриш ва чўзилувчи бўйлама арматуранинг узилиш (а) ҳамда букилиш (б) нукталарини аниқлаш.

ди. Бу эпюра элемент кесимларининг чўзилувчи арматура билан биргаликда амалда қабул қиладиган эғувчи моментлар эпюраси ҳисобланади. Арматура эпюрасини куришда ички кучлар momenti $M = R_s A_s Z_b$ бўлади, бу ерда Z_b — ички жуфт куч елкаси.

Арматуранинг моментлар эпюраси букмалар бўлмаса поғона шаклга эга бўлади; ҳар бир поғонанинг баландлиги узилган стерженга бериладиган моментнинг қийматига

тенг бўлади. Арматуранинг моментлар эпюраси барча участкаларда эгувчи моментлар эпюрасини қоплаб олиши зарур (4.18- расм). Ушбу расмдаги мисолда энг катта моментга мослаб бир хил диаметрли тўртта стержень танланган; уларнинг ҳақиқий юзаси талаб этилган юзадан биров каттарок, шунинг учун ҳам $M_s > M$. Агар икки стержень узиладиган бўлса, дастлаб уларнинг назарий узилиш нуктаси аниқланади. Бу нукта M эпюраси билан икки стержень қабул қиладиган моментга тенг бўлган горизонтал чизикнинг кесишув нуктасида ётади. Шу нуктадан бошлаб $20d$ ёки W масофани ўлчаб (қайси бири катта бўлса ўша олинади), амалда узиладиган нукта топилади. Бу нукта нормал ва оғма кесимлар (I — I ва II — II) бўйича элемент мустаҳкамлигининг тенглигини таъминлайди.

Ўзилишчи стерженларни букишда нормал III — III ва оғма IV — IV кесимларнинг мустаҳкамликлари тенглиги таъминланади (4.18- расм, б), чунки букманинг бошланиш қисми III — III кесимдан $h_0 / 2$ дан кам бўлмаган масофада жойлашган, букманинг учи эса — стержень талаб этилмайдиган кесим IV — IV дан нарида ётади. 4.18- расм, б да букманинг учи V — V кесимда тўхтаган, аммо уни IV — IV кесимдан чапроқда исталган ергача ўзгартириш мумкин.

2- мисол. Иккинчи даражали монолит тўсиннинг мустаҳкамлигини оғма кесимлар бўйича ҳисоблаш.

Берилган:

Тўсиннинг узунлиги $l_2 = 8,0$ м.

Қаватлараро ёпмага тушадиган норматив муваққат юк $p = 5,0$ кН/м².

Бетон синфи В 25.

(Қолган маълумотлар 3- мисолда берилган)

Иккинчи таянчдаги максимал кўндаланг куч чапда $Q_{max} = 85,8$ кН, $c = 0,25$. $l_0 = 0,25 \cdot 775 = 194$ см масофада бетон оғма кесим бўйича қабул қиладиган кўндаланг кучни аниқлаймиз:

$Q_{b4} = M_B : c = 50,36 : 1,94 = 26,0$ кН, бу ерда $M_B = 2(1 + \varphi_f + \varphi_n) \gamma_{b2} R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 36,5^2 (100) = 50,36 \cdot 10^5$ Н·см = 50,36 кН·м; φ_f ва φ_n — сиқилган токча ва арматуранинг олдиндан зўриктирилишини ҳисобга олувчи коэффициент ($\varphi_f = \varphi_n = 0$).

$$Q_{b4} = 26 \text{ кН} < Q_{bmin} = 0,6 \gamma_{b2} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 36,5 \cdot (100) = 41,4 \cdot 10^3 \text{ Н} = 41,4 \text{ кН}.$$

$Q_{\max} \leq Q_{b4}$ шарти каноатлантирилмади, шу сабабли ҳисоблаш йўли билан кўндаланг арматура қўйиш лозим бўлади.

$$\begin{aligned} \text{Куйидагиларни аниқлаймиз: } q_1 &= g + \frac{P}{2} = 7,06 + \frac{11,4}{2} \\ &= 12,76 \text{ кН/м; } Q_{\eta} = 2 \sqrt{M_b q_1} = 2 \sqrt{50,36 \cdot 12,76} = 50,7 \text{ кН;} \\ \frac{Q_{b1}}{0,6} &= \frac{50,7}{0,6} = 84,5 \text{ кН; } \frac{M_b}{h_0} + Q_{b1} = \frac{50,36}{0,365} + 50,7 = 188,7 \text{ кН.} \end{aligned}$$

$188,7 \text{ кН} > Q_{\max} = 85,8 \text{ кН} > 84,5 \text{ кН}$ бўлгани учун хомутлардаги зўриқиш *

$$q_{sw} = \frac{(Q_{\max} - Q_{b1})^2}{M_b} = \frac{(85,8 - 50,7)^2}{50,36} = 24,46 \text{ кН/м}$$

$$\frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2h_0} = \frac{85,8 - 50,7}{2 \cdot 0,365} = 48,1 \text{ кН/м дан кам бўлмаслиги}$$

керак. Хомутдаги зўриқишни $q_{sw} = 48,1 \text{ кН/м}$ деб қабул қиламиз.

Конструктив нуқтаи назардан хомутлар орасидаги масофа таянч атрофида $\frac{1}{2}h = \frac{40}{2} = 20 \text{ см}$ ва 15 см дан,

оралиқларда $\frac{3}{4}h = \frac{3}{4}40 = 30 \text{ см}$ ва 50 см дан ошмаслиги

зарур. Бундан ташқари таянч атрофида хомутлар орасидаги энг катта масофа сифатида

$$S_1 = \frac{1,5\gamma_{b2} R_{b1} b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 36,5^2 (100)}{85,8 \cdot 10^3} = 44,02 \text{ см}$$

қабул қилиниши мумкин. Биз хомутлар орасидаги масофа-

* $Q_{\max} \leq \frac{Q_{b1}}{0,6}$ бўлганда, $q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4 M_B}$ олинади, бироқ

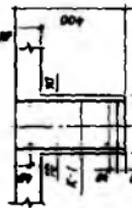
$\frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2h_0}$ дан кам бўлмаслиги керак. $Q_{\max} > \frac{M}{h_0} + Q_{b1}$ бўлса,

$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{h_0}$ бўлади. Агар $g_{sw} < \frac{Q_{b\min}}{2h_0}$ бўлса, q_{sw}

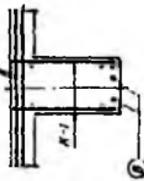
куйидаги формуладан топилади:

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 \right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{2h_0} \right)^2}$$

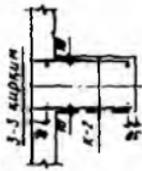
1-1 қарғым



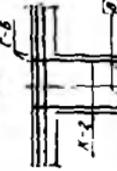
2-2 қарғым



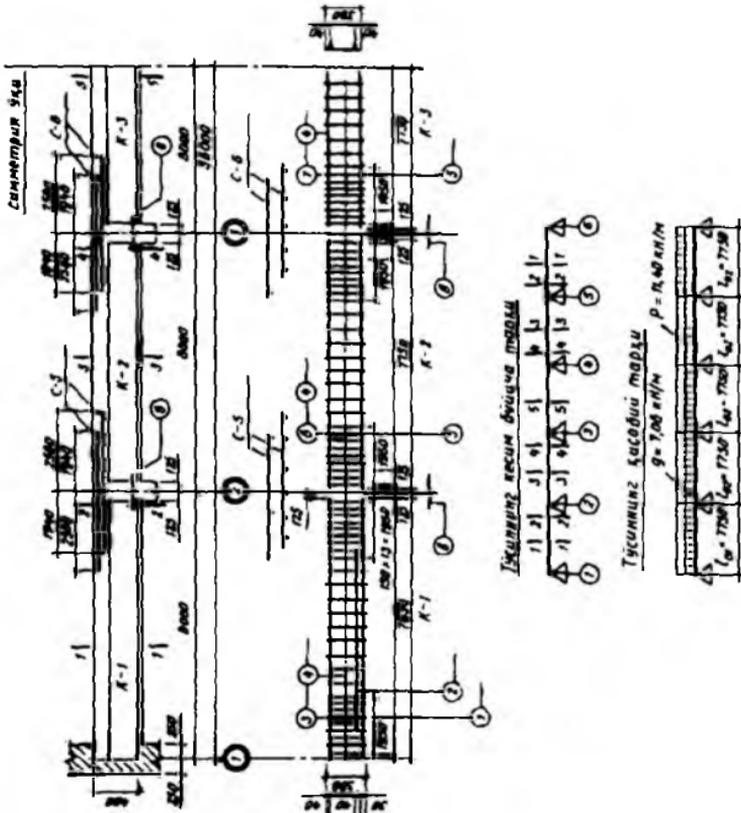
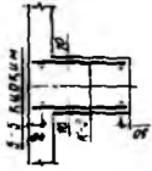
3-3 қарғым



4-4 қарғым



5-5 қарғым



4.19-расм. Іккинші даражалы түсініні арматуралаш.

ни таянч атрофида 15 см, ораликда эса 30 см деб кабул қиламиз (4.19-расм).

Агар арматура синфи А — 1, диаметри $d=6$ мм бўлса, у ҳолда иккита каркас билан арматураланадиган тўсин учун талаб этилган хомутлар юзаси

$$A_{sw} = \frac{g_{sw} S_1}{R_{sw}} = \frac{48,1 \cdot 15 \cdot (10)}{175 \cdot (100)} = 0,412 \text{ см}^2 \text{ бўлади. Бунга кўра}$$

$2\emptyset 6 \text{ А} - 1$ кабул қилинади ($A_{sw}=0,57 > 0,412 \text{ см}^2$). Таянч атрофида хомутларда ҳосил бўладиган ҳақиқий зўриқиш қуйидагига тенг бўлади:

$$g_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_1} = \frac{175 \cdot 0,57 \cdot (100)}{15} = 665 \text{ Н/см} = 66,5 \text{ кН/м};$$

$$g_{sw1} = 66,5 \text{ кН/м} > \frac{Q_{b\min}}{2h_0} = \frac{41,4}{2 \cdot 0,365} = 56,7 \text{ шарти каноатлантирилади}^*.$$

Оғма кесимнинг кўндаланг куч таъсирига бўлган мустаҳкамлигини $Q \leq Q_b + g_{sw} C_0$ шарти бўйича текшира-миз. Q оғма кесимнинг охирига таъсир этади: $Q = Q_{\max} - q_1 c = 85,8 - 1276 \cdot 1,22 = 70,2 \text{ кН}$, бу ерда C — оғма кесимнинг бўйлама ўққа проекцияси.

$$0,56 g_{sw1} = 0,56 \cdot 66,5 = 37,24 \text{ кН/м} > g_1 = 12,76 \text{ кН/м}$$

$$\text{бўлгани сабабли}^{**} C = \sqrt{\frac{M_b}{g_1}} = \sqrt{\frac{50,36}{12,76}} = 1,99 \text{ м мик-}$$

дор

$$\frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_0 = \frac{2,0}{0,6} \cdot 0,365 = 1,22 \text{ м дан ортиб кетмаслиги зарур.}$$

$C = 1,22 \text{ м}$ деб кабул қиламиз.

$$Q_b + g_{sw1} \cdot C_0 = 41,4 + 66,5 \cdot 0,73 = 89,9 \text{ кН,}$$

бу ерда C_0 — оғма ёриқнинг бўйлама ўққа проекцияси бўлиб қуйидаги формуладан топилади:

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{g_{sw1}}} = \sqrt{\frac{50,36}{66,5}} = 0,87 \text{ м,}$$

* Бу шартнинг каноатлантирилишида $M_B = 2h_0^2 g_{sw} \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}}$, $c_0 = 2h_0$ деб олинган.

** $q_1 > 0,56 g_{sw}$ бўлса, $C = \frac{M_B}{q_1 + g_{sw}}$ деб олинади.

бирок C дан ва $2h_0 = 2 \cdot 0,365 = 0,73$ м дан ортиб кетмаслиги лозим. Биз $c_0 = 0,73$ м деб оламиз.

Шундай қилиб, $70,2 \text{ кН} < 89,9 \text{ кН}$ шарти бажарила-япти. Демак, тўсин оғма кесим бўйича етарли мустаҳкамликка эга экан.

Тўсиннинг оғма ёриқлар орасидаги мустаҳкамлиги $Q_{\max} \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_b R_b b h_0$ шарт бўйича текширилади. Бу ерда φ_{w1} — хомутлар таъсирини ҳисобга олувчи коэффициент бўлиб, қиймати 1,3 дан ошмаслиги керак:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7,0 \cdot 0,0019 = 1,07 < 1,3;$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b s_1} = \frac{0,57}{20 \cdot 15} = 0,0019; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 7,0,$$

$$\varphi_b = 1 - 0,01R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,855.$$

У ҳолда $0,3\varphi_{w1}\varphi_b\gamma_{b2}R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,07 \cdot 0,855 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 36,5 \times \times (100) = 261,5 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{\max} = 85,8 \text{ кН}$. Тўсиннинг ёриқлар орасидаги мустаҳкамлиги ҳам етарли даражада экан.

5- б о б

ҚОБИРҒАЛИ ЯХЛИТ (МОНОЛИТ) ТЕМИРБЕТОН ЁПМАНИ ҲИСОБЛАШ ВА КОНСТРУКЦИЯЛАШ

5.1. Қобирғали ёпманинг тузилиши

Қобирғали ёпмалар асосий ва иккинчи даражали тўсин ҳамда плиталардан ташкил топади. Ёпманинг барча элементлари ўзаро яхлит (монолит) бириккан бўлиб, кўпинча В 20—В 30 синфли бетондан ишланади. Қобирғали яхлит ёпманинг моҳияти шундан иборатки, бунда тежамкорлик мақсадида чўзилиш зонасидаги бетоннинг анчагина қисми олиб ташланиб, бу ерда фақат қобирға ва чўзилувчан арматура колдирилади. Қобирғанинг токчаси плита деб аталиб, иккинчи даражали тўсинларга таянади ва эгилишга ишлайди. Иккинчи даражали тўсинлар асосий тўсинларга, асосий тўсинлар эса ўз навбатида устун ёки деворларга таянади. Асосий тўсинлар бино узунлиги бўйлаб ёки унга кўндаланг равишда жойлашиши мумкин (4.13- расм).

Агар бўйлама деворларда дераза ўринлари катта бўлса, биринчи ечимдан фойдаланиш мақсадга мувофиқ. Бино шифти тузукроқ ёритилиши лозим бўлса, иккинчи ечим қўл келади, чунки бунда иккинчи даражали тўсинларнинг йўналиши ёруғлик оқими йўналиши билан бир хил бўлади.

Иккинчи даражали тўсинлар орасидаги масофа плиталарнинг ўлчамларига боғлиқ ҳолда белгиланади:

а) вақтинчалик (муваққат) фойдали юкнинг қиймати $6,0 \div 10,0$ кН/м² бўлса, плитанинг узунлиги $2,0 \div 2,3$ м;

б) муваққат фойдали юк қиймати $10,0 \div 15,0$ кН/м² бўлса, плита узунлиги (иккинчи даражали тўсин ўқлари орасидаги масофа) $1,5 \div 2,0$ м олинади.

Ёпма тарҳини чизаётганда иккинчи даражали тўсин ўқларини устун ўқлари билан мос тушишига алоҳида эътибор бермоқ лозим (4.13- расм, а).

Қаватлараро қобирғали ёпмалар плиталарининг қалинлиги одатда $6 \div 10$ см оралиғида, камдан-кам ҳолларда ундан хиёл каттароқ олинади. Ўрта ораликларда тўсин билан плитанинг узунлиги бир хил, четки ораликларда эса тўсин узунлиги ўрта ораликка нисбатан биров калтароқ олинади. Бундай ҳолда, четки оралик моментлари ҳамда четдан иккинчи таянчда вужудга келадиган моментлар ўрта ораликлардаги моментларга миқдор жиҳатидан яқинлашади. Бу эса ўз навбатида арматуралаш шароитини қулайлаштиради. Бироқ бунда четки ва ўрта ораликлардаги ҳисобий узунликлар фарқи иккинчи даражали тўсинлар учун 10 % ва плиталар учун 20 % дан ортиб кетмаслиги зарур.

Ёпма элементларининг ҳисоби пластик деформациялар оқибатида зўриқишларнинг қайта тақсимланишини эътиборга олган ҳолда бажарилади [2].

5.2. Иккинчи даражали тўсинларни ҳисоблаш ва конструкциялаш

Иккинчи даражали тўсинлар кўп оралиқли тавр шаклли узлуксиз балка сифатида ҳисобланиб, асосий тўсин ва деворлар улар учун таянч вазифасини ўтайди. Ҳисоб жараёнида, плиталар сингари, буларнинг ҳам юк кўтариш қобилияти аниқланади. Иккинчи даражали тўсинга таъсир этувчи юк икки тўсин орасида жойлашган юк майдончасида тўпланadi (4.13- расм). Юкларни жадвал кўринишида ҳисоблаш тавсия этилади.

Иккинчи даражали тўсинларнинг ҳисобий узунликларини аниқлаш учун асосий тўсиннинг кесим ўлчамларини қуйидаги тенгликлар асосида танлаймиз:

$$h_{эл.б} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{15} \right) L_{эл.б}; \quad \beta_{эл.б} = (0,3 \div 0,5) h_{эл.б}.$$

Иккинчи даражали тўсинлар деворга 25 см кириб туради. Шунга кўра уларнинг ҳисобий узунлиги қуйидаги формулалардан аниқланади:

$$а) \text{ четки оралик учун } l_{01} = l_1 - d + \frac{25}{2} - \frac{B_{\text{эл.б.}}}{2};$$

$$б) \text{ ўрта оралик учун } l_{02} = l_2 - B_{\text{эл.б.}}$$

Моментларнинг умумлашма (оггибающая) эпюраларини қуриш. Умумлашма эпюралар — ораликларни энг нобоп юклаганда ташқи кучлар ва конструкциянинг хусусий оғирлигидан ҳосил бўлган эгувчи моментлар графигидир. Умумлашма эгувчи моментлар эпюрасини қуриш учун ҳисобий моментнинг қийматлари қуйидаги формуладан аниқланади:

$$M = \beta j i (g + p) l_{0i}^2; \quad (5.1)$$

бу ерда l_{0i} — иккинчи даражали тўсиннинг ҳисобий узунлиги; β_{1i} — мусбат моментлар учун 5.1-расмдан олинadиган коэффициент; β_{2i} — манфий моментлар учун 5.1-жадвалдан олинadиган коэффициент.

Ҳисобий кўндаланг кучлар эса қуйидаги формулалардан аниқланади:

$$а) \text{ четки таянчда } Q_A = 0,4ql_{01}; \quad (5.2)$$

$$б) \text{ ораликдаги биринчи таянчда (чапда) } Q_B = 0,6ql_{01}; \quad (5.3)$$

в) ораликдаги биринчи таянчда (ўнгда) ва ўрта таянчларда

$$Q_B^{\text{ПР}} = 0,5ql_{02} \quad (5.4)$$

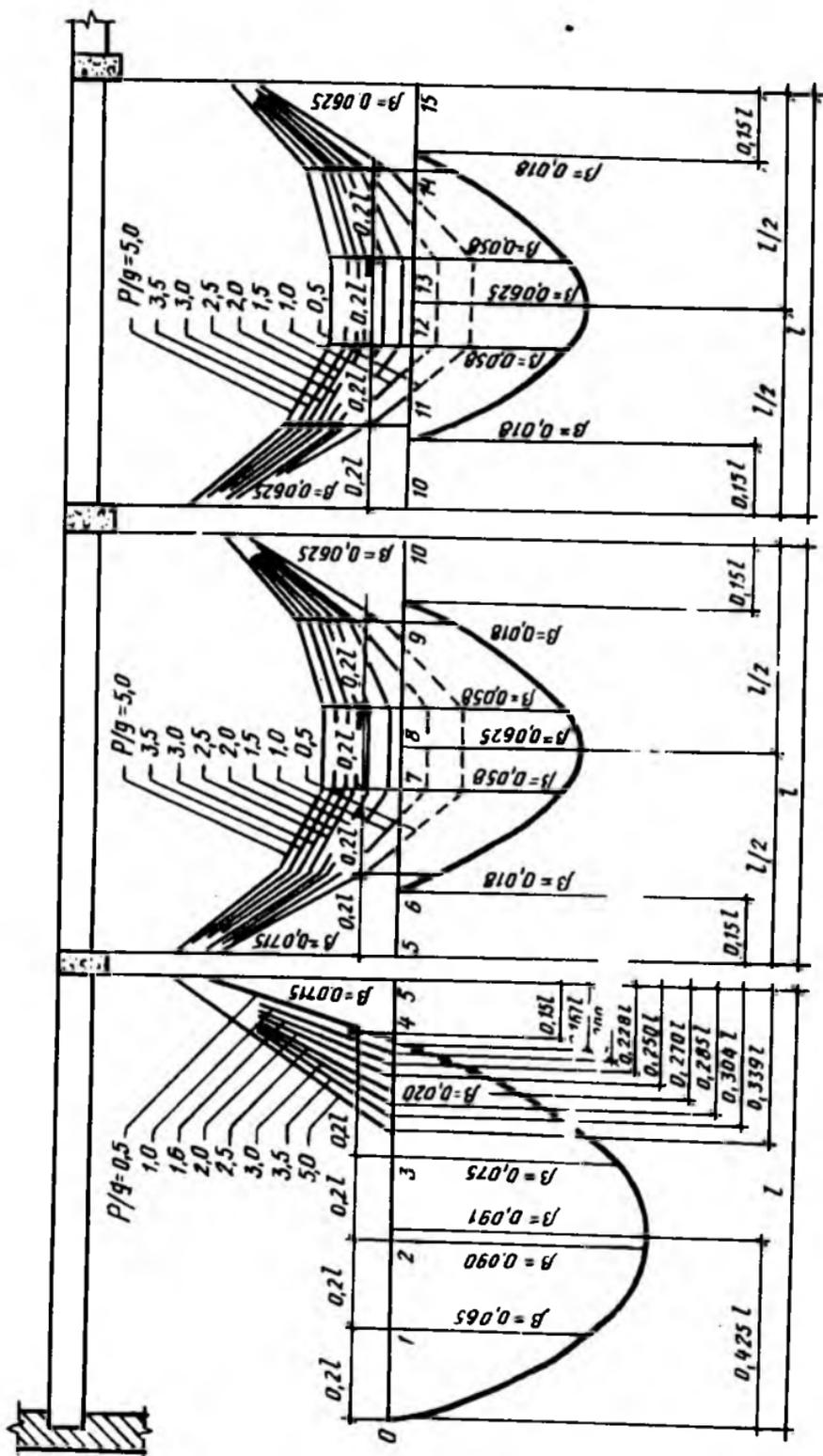
Кесим танланаётганда, иккинчи даражали тўсиннинг биринчи ораликдаги ўнг таянчи кесими, аниқлик киритиш мақсадида шу таянч momenti таъсирига қайти ҳисобланади; чунки бу жойда плита чўзилишга ишлайди. Бунда кесим тўғри тўртбурчакли деб қаралади:

$$h_{0,\text{ст.б.}} = 1,8 \sqrt{\frac{M}{\gamma_{0i} R_b b_{\text{ст.б.}}}}; \quad (5.5)$$

бу ерда $b_{\text{ст.б.}}$ — тўсиннинг кенглиги (илгари унинг қиймати конструктив равишда қабул қилинган эди).

Иккинчи даражали тўсиннинг тўлик баландлиги қуйидагича аниқланади:

$$h_{\text{ст.б.}} = h_{0,\text{ст.б.}} + a + \frac{d}{2};$$



5.1-расм. Теги оралликли узлуксиз тўсинлар учун хисобий моментлар эпюралари.

нукталарнинг тартиб рақами													
Р/д	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		
0,5	-0,0715	-0,01	+0,022	+0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625		
1	-0,0715	-0,02	+0,016	+0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	-0,0625		
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	±000	-0,020	-0,0625	-0,019	+0,004	+0,004	-0,019	-0,0625		
2	-0,0715	-0,03	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625		
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625		
3	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,010	-0,01	-0,028	-0,0625		
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625		
4	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,030	-0,015	-0,015	-0,03	-0,0625		
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,020(1)	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625		
5	-0,0715	-0,04	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625		

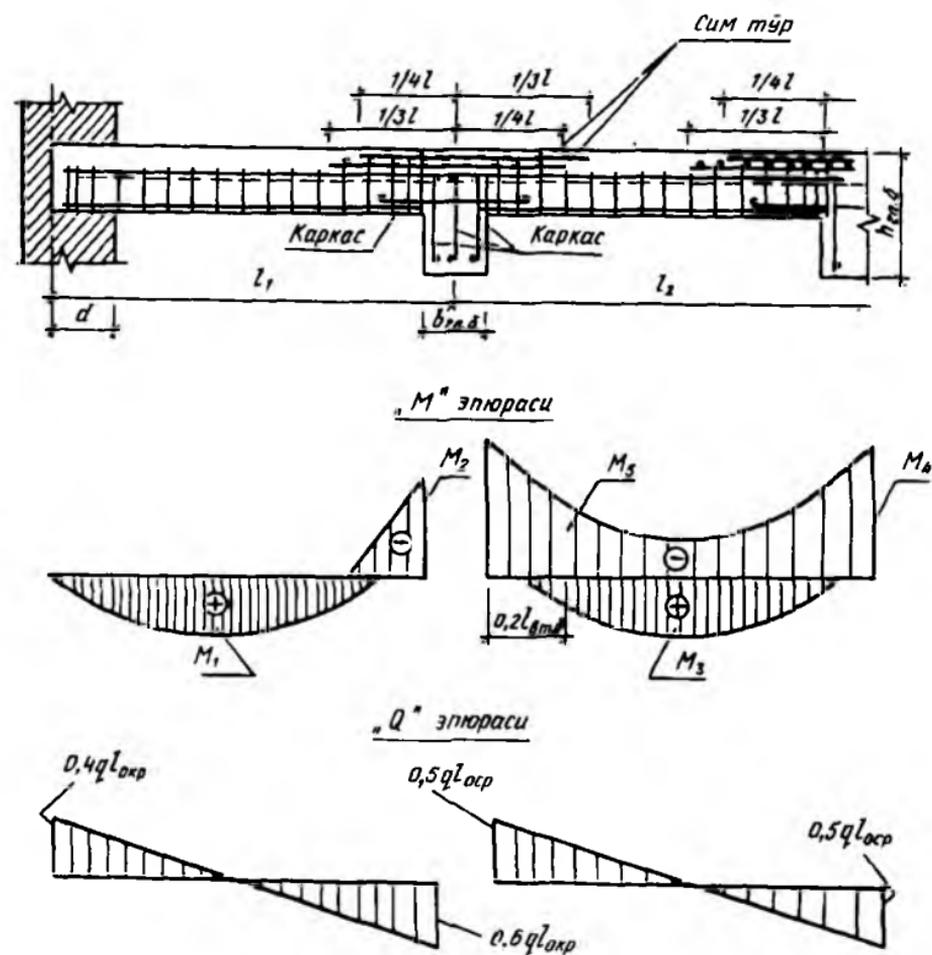
бу ерда a — бетоннинг химоя қатлами ($a=25 \div 30$ мм);
 d — ишчи арматуранинг диаметри ($d=16 \div 40$ мм). Иш-
 нинг сўнгида 1- мисолда баён этилган кўрсатмаларга амал
 қилиб, кесимнинг узил-кесил ўлчамлари қабул қилина-
 ди.

Қабул қилинган ўлчамларнинг талабга жавоб бериш-
 бермаслиги қуйидаги шарт асосида текширилади:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b_{\text{ср}} h_0, \text{ вт. б} \quad (5.6)$$

бу ерда φ_{w1} ва φ_{b1} — норма [10] дан олинadиган
 коэффициентлар. Агар бу шарт бажарилмаса, у ҳолда
 қабул қилинган ўлчамлар катталаштирилади.

Ўлчамлар узил-кесил қабул қилинганч, илгари топилган
 ҳисобий эғувчи моментлар бўйича тўртта нормаль кесим



5.2- расм. Иккинчи даражали тўсинни арматуралаш.

учун ишчи арматуранинг кесим юзасини аниқлаймиз: бунда тўсин биринчи ва ўрта ораликда (M_1, M_3) — тавр кесимли балка сифатида, биринчи оралик ва ўрта таянчларда (M_2, M_4) тўғри тўртбурчак кесимли балка сифатида қоралади (5.2-расм). Бунда тавр шакли кесимнинг кенглиги b_f' иккинчи даражали тўсин ўқлари орасидаги масофага тенг қилиб олинади; аммо $h_{нл}/h_{орт.б} \geq 1$ бўлганда тўсиннинг ҳисобий узунлиги $1/3$ қисмидан ошиб кетмаслиги, $h_{нл}/h_{орт.б} < 0,1$ бўлганда кесим кенглиги $b_f' \leq 12h_{нл} + b_{орт.б}$ дан ошмаслиги зарур.

Тўсиннинг бўйлама ўқиға кўндаланг бўлган нормал кесимнинг ҳисоби куйидаги шартни қаноатлантириши лозим:

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R \quad (5.7)$$

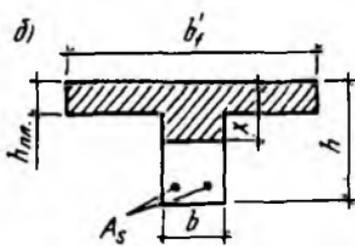
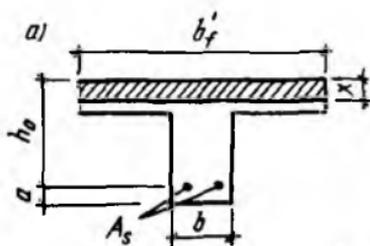
Бетон сиқилиш зонаси нисбий баландлигининг чегаравий ξ_R қиймати (4.10) формуладан топилади, формуладаги $\omega = 0,85 - 0,008 R_{сг}$; $\sigma_{sr} = R_s$ (бизнинг ҳол учун), $\sigma_{ссу}$ — қиймати 4.2.2 п. дан олинади.

Кесимларни M_1 ва M_3 моментлари бўйича ҳисоблашдан илгари нейтрал ўқнинг ўтган ўрнини аниқлаб олишимиз зарур.

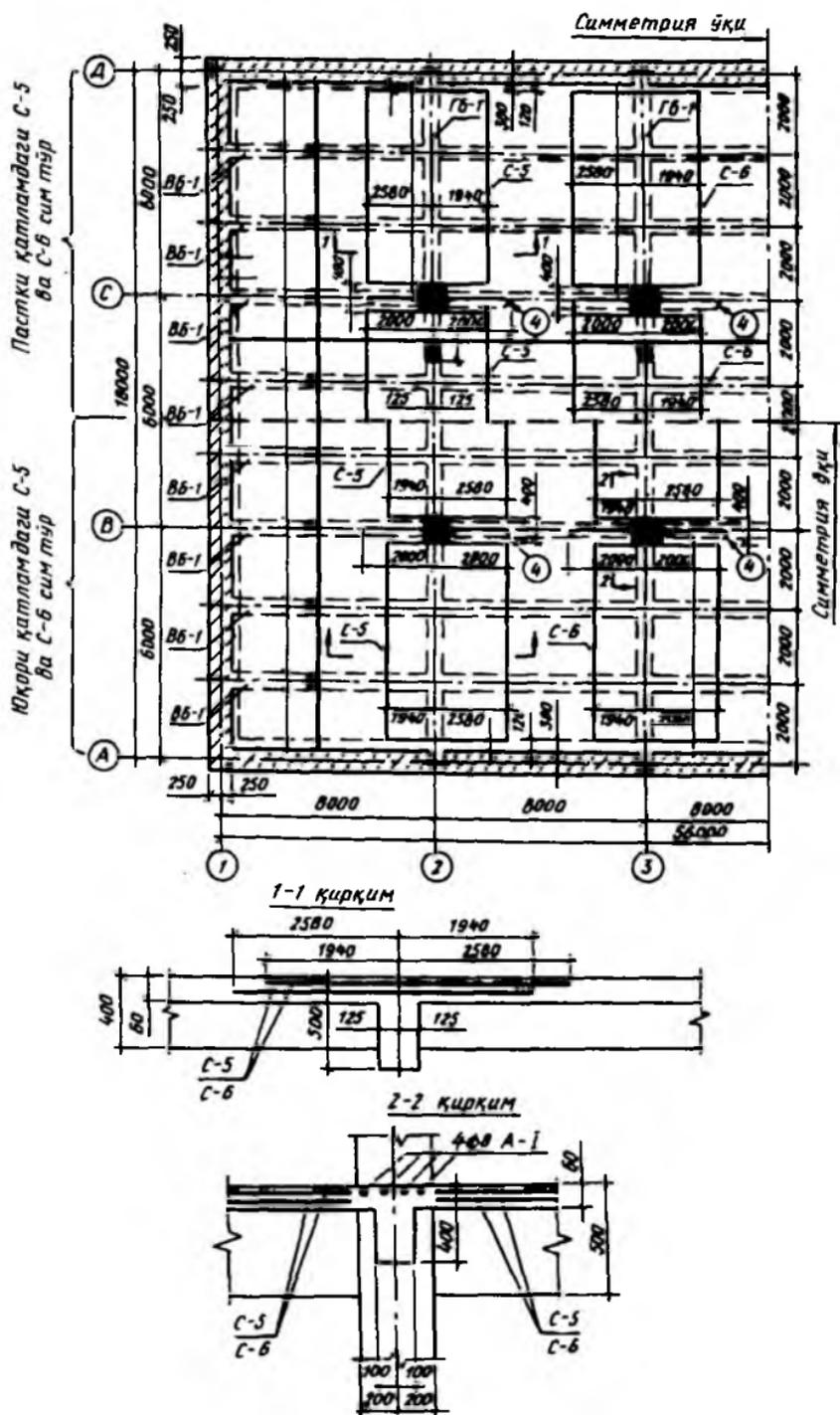
Агар (4.16) формуладаги (бунда $x = h_{нл}$ деб олинади) шарт қаноатлантирилса, нейтрал ўқ таврнинг токчасидан ўтади ва ҳисоб тўғри тўртбурчакли кесим учун амалга оширилади (5.3-расм, а). Борди-ю (4.16) шарт бажарилмаса, у ҳолда нейтрал ўқ қобирғадан ўтади ва ҳисоб (4.21) формула бўйича бажарилади (5.3-расм, б).

Ўша формуладан

$$\alpha_m = \frac{M - R_b (b_f' - e_{орт.б}) h_{нл} (h_0 - 0,5 h_{нл})}{R_b b_{орт.б} h_0^2} \quad (5.8)$$



5.3-расм. Нейтрал ўқ жойлашувининг мумкин бўлган ҳоллари.



5.4- расм. Иккинчи даражали түсинниңг таянч қисмини арматуралаш.

топилади, кейин α_m га қараб 4.1- жадвалдан ζ аниқланади. Талаб этилган арматуранинг юзаси қуйидаги формуладан топилади:

$$A_s = [\zeta b_{\text{стр.б}} h_0 + (b_j^1 - b_{\text{стр.б}}) h_{\text{пл}}] \frac{R_b}{R_s} \quad (5.9)$$

A_s нинг топилган қийматига қараб, ишчи арматуранинг сони ва диаметри аниқланади. Арматура каркасларининг сони кесимнинг кенглигига боғлиқ: агар $b_{\text{стр.б}} \leq 15$ см бўлса — 1 та каркас, $b_{\text{стр.б}} = 15 + 25$ см бўлса — 2 та каркас, $b_{\text{стр.б}} > 25$ см бўлса — 3 та каркас ўрнатилади. Одатда ҳар бир каркас битта ёки иккита ишчи стерженга эга бўлади. Ясси каркаслар ҳосил қилиш учун юқори зонага диаметри ишчи стержен диаметрининг ярмидан кичик бўлмаган монтаж стерженлари пайвандланади. Иккинчи даражали тўсинларнинг оралиқ таянчларга яқин қисмлари симтўрлар билан арматураланади (5.4- расм). Ясси каркасларнинг юқори қисмига қўйилган арматуралар юзасининг етарлилигини текшириш учун кесим манфий момент M_5 таъсирига ҳисобланади.

5.2.1. Қия кесимлар мустақкамлигини ҳисоблаш. Тўсин узунлик бирлигида ҳосил бўладиган, кўндаланг стерженлар қабул қиладиган ҳисобий зўриқиш қуйидаги формуладан аниқланади:

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2} R_{st} b h_0^2} \quad (5.10)$$

бу ерда φ_{b2} — оғир бетон учун 2 га тенг бўлган коэффициент [10].

Кўндаланг стерженлар диаметрини тахминан қабул қилиб, улар орасидаги масофани аниқлаймиз:

$$S = \frac{R_{sw} A_{sw} n}{q_{sw}} \quad (5.11)$$

бу ерда R_{sw} — кўндаланг арматуранинг чўзилишга бўлган ҳисобий қаршилиги; A_{sw} — битта кўндаланг стерженнинг кесим юзаси; n — тўсин кесимидаги кўндаланг стерженлар сони (каркаслар).

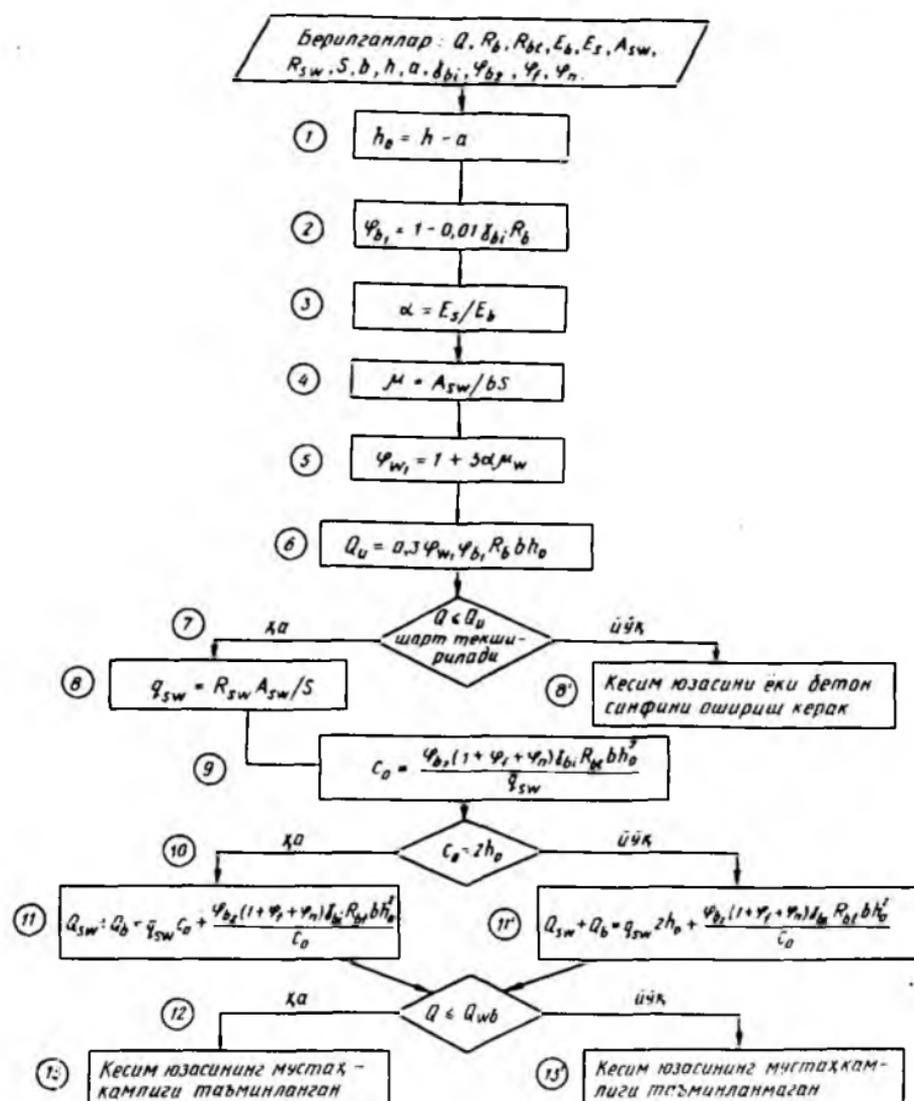
Кўндаланг стерженлар орасидаги масофа конструктив нуқтаи назардан қуйидагича бўлиши лозим: $h \leq 45$ см бўлса, $S \leq \frac{h}{2}$; $h > 45$ см бўлса, $S \leq h/3$. Юқоридаги

усуллар орқали топилган масофанинг энг кичиги ҳисоб учун узил-кесил қабул қилинади.

Кесимнинг юк кўтариш қобилияти қуйидаги шарт бўйича текширилади:

$$Q \leq Q_{WB} = 2 \sqrt{\varphi_{b2} R_{bt} b_{от} h_{от}^2 q_{SW}} \quad (5.12)$$

Агар бу шарт бажарилмаса, у ҳолда кўндаланг стерженлар орасидаги масофа кичрайтирилади ёки стерженлар диаметри катталаштирилади. (5.5-расм). Одатда кўнда-



5.5-расм. Эгилувчи элементни қия кесим бўйича йиғиқ куч таъсирида мустаҳкамликка ҳисоблаш (букма арматура бўлмаган ҳол учун)

ланг стерженлар диаметри $5 \div 12$ мм атрофида олинади. Кўндаланг стерженларнинг қабул қилинган қадами (оралиқ масофаси) тўсиннинг таянчга яқин (оралиқнинг $1/4$) қисмида ишлатилади, тўсиннинг қолган қисмида кўндаланг стерженлар қадами $S \leq 3/4h$ бўлади.

3- м и с о л . Иккинчи даражали тўсинларни ҳисоблаш ва конструкциялаш намунаси

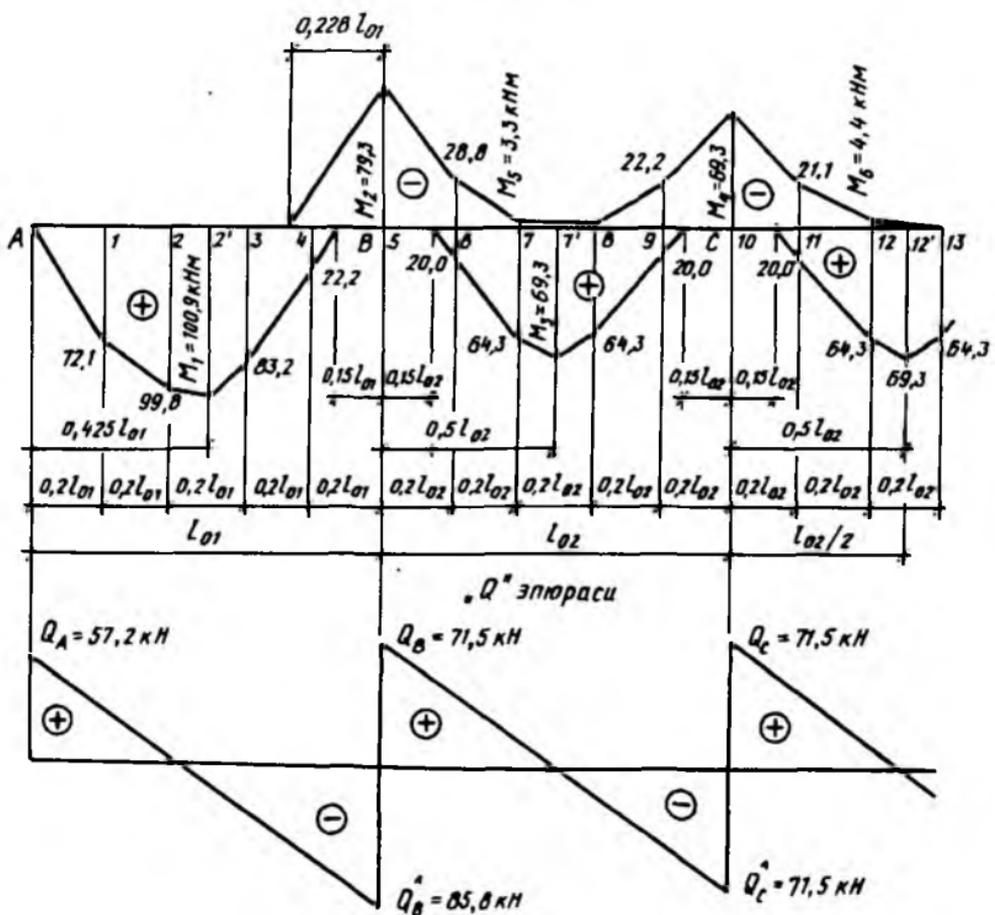
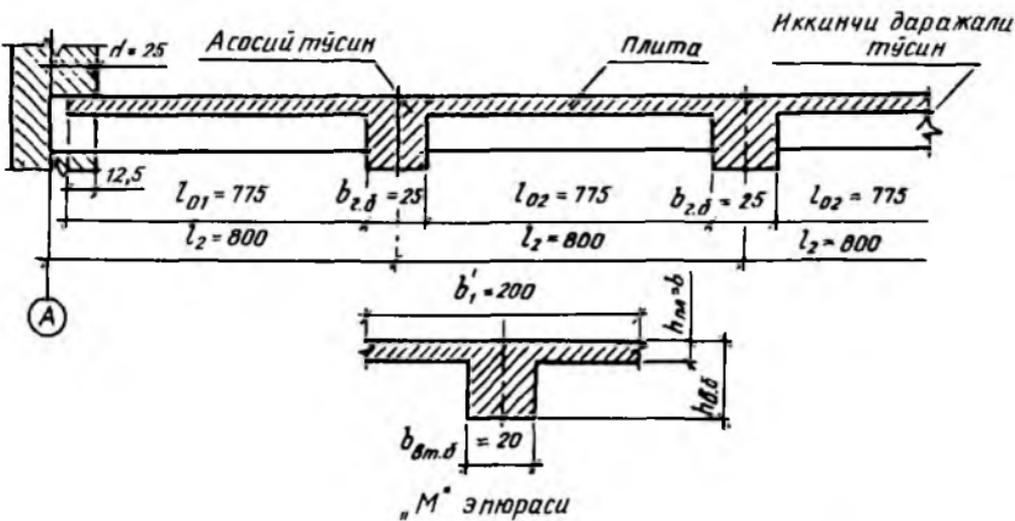
Ҳисобий оралиқлар ва юklar. Иккинчи даражали тўсинларни кўп оралиқли узлуксиз балкалар сифатида ҳисобланади. Тўсиннинг кўндаланг кесими тавр шаклида бўлиб, у асосий тўсин ва деворларга таянади. Тўсиннинг узунлиги $l_2=8,0$ м, қаватлараро ёпмага тушадиган норматив муваққат юк $P_n=5,0$ кН/м², бетон синфи В25. Тўсиннинг ҳисобий узунликлари қуйидаги тартибда аниқланади:

$$\begin{aligned} \text{— четки оралиқларда} \quad l_{01} &= l_2 - d + \frac{0,25}{2} - \frac{b_{д.л.б}}{2} = \\ &= 8,0 - 0,25 + \frac{0,25}{2} - \frac{0,25}{2} = 7,75 \text{ м; } \text{ўрта оралиқларда } l_{02} = \\ &= l_2 - l_{д.л.б} = 8,0 - 0,25 = 7,75 \text{ м.} \end{aligned}$$

Эни 2,0 м бўлган юк тасмасидан тўсиннинг ҳар бир метрига тўғри келадиган текис — ёйилган юкни ҳисоблаймиз (5.2- жадвал).

5.2- жадвал

Юк турлари	Норматив юк, кН/м	Ишончлилик ко- эффициентлари		Ҳисобий юк, кН/м
		γ_f	γ_n	
Доимий юklar:				
1. Плита ва полнинг огирлиги (4.3- жадвал- дан)	$2,24 \times 2 = 4,48$	—	—	$2,38 \times 2 = 4,76$
2. Тўсин қобирғаси- нинг 1 пм. огирлиги $1 \times (0,5 - 0,06) \times 0,2 \times 25$	2,20	1,1	0,95	2,30
Доимий юкнинг жами	6,68	—	—	7,06
Муваққат (фойдали) юк $5,0 \times 2,0$	10,0	1,2	0,95	11,40
Тўлиқ юк	16,68	—	—	18,46



5.6- расм. Иккинчи даражали тўсиндаги ҳисобий зўриқишларнинг умумлашма эпюралари.

Иккинчи даражали тўсиннинг эгувчи моментлари

Кесим рақам-лари	X_i	ql_{oi}^2 кН м	β_{ij}		M, кН · м	
			+	-	+	-
0	—	$18,46 \cdot 7,75^2 = 1108,8$	—	—	—	—
1	0,2 l_{01}		0,065	—	72,1	—
2	0,4 l_{01}		0,090	—	99,8	—
2	0,425 l_{01}		0,091	—	100,9	—
3	0,6 l_{01}		0,075	—	83,2	—
4	0,8 l_{01}		0,020	—	22,2	—
5	l_{01}		—	0,0715	—	79,3
5	—	$1108,8$ $l_{01} = l_{02}$	—	0,0715	—	79,3
6	0,2 l_{02}		0,018	0,026	20,0	28,8
7	0,4 l_{02}		0,058	0,003	64,3	3,3
7	0,5 l_{02}		0,0625	—	69,3	—
8	0,6 l_{02}		0,058	0	64,3	—
9	0,8 l_{02}		0,018	0,02	20,0	22,2
10	l_{02}		—	0,0625	—	69,3
10	—	$1108,8$	—	0,0625	—	69,3
11	0,2 l_{02}		0,018	0,019	20,0	21,1
12	0,4 l_{02}		0,058	0,004	64,3	4,4
12	0,5 l_{02}		0,0625	0	69,3	—

Ҳисобий зўриқишлар. Қайта тақсимланган ҳисобий моментларнинг умумлашма эпюраларини $M = \beta_{ij}(q + p)l_{oi}^2$ формула ёрдамида кураимиз. Моментни тўсиннинг ҳар $0,2l$ кесими учун аниқлаймиз. Формуладаги β коэффициентининг мусбат қийматлари 5.1- расмдан, манфий қийматлари эса $\frac{p}{q} = \frac{11,4}{7,06} = 1,61$ га мос равишда 5.1- жадвалдан аниқланади. Ҳисоб натижалари 5.3- жадвалда келтирилган.

Ҳисобий кўндаланг кучларни аниқлаймиз:

— четки таянчда $Q_A = -0,4ql_{01} = -0,4 \cdot 18,46 \cdot 7,75 = -57,2$ кН;

— ораликдаги биринчи таянчнинг чап томонида

$$Q_B = 0,6ql_{01} = 0,6 \cdot 18,46 \cdot 7,75 = 85,8 \text{ кН};$$

— ораликдаги биринчи таянчнинг ўнг томони ва ўрта таянчларда

$$Q_B^{ap} = Q = \pm 0,5ql_{02} = \pm 0,5 \cdot 18,46 \cdot 7,75 = \pm 71,5 \text{ кН.}$$

Тўсиннинг умумлашма эпюралари 5.6-расмда берилган.

Иккинчи даражали тўсиннинг мустаҳкамлигини нормал кесимлар бўйича ҳисоблаш. Тўсин кўндаланг кесимининг аввал танланган ўлчамларини иккинчи таянчдаги момент таъсирига текшириб кўрамиз. Таянч атрофида плита чўзилиш ҳолатида бўлгани сабабли ҳисоб тўғри тўртбурчакли кесим учун бажарилади:

$$h_0 = 1,8 \sqrt{\frac{M_2}{\gamma_{b2} R_b b_{\text{от.б}}}} = 1,8 \sqrt{\frac{7930000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot (100)}} = 31,4 \text{ см.}$$

$a = 25$ мм ва $d = 20$ мм деб қабул қилиб, кесимнинг тўлик баландлигини аниқлаймиз:

$h_{\text{от.б}} = h_0 + a + \frac{d}{2} = 31,4 + 2,5 + 1 = 34,9$ см. Узил-кесил кесим ўлчамларини $h_{\text{от.б}} \times b_{\text{от.б}} = 40 \times 20$ см деб қабул қиламиз. У ҳолда $h_0 = 40 - 2,5 - 1 = 36,5$ см.

Тўсин мустаҳкамлигини қуйидаги шарт бўйича текширамиз:

$$Q \leq 0,3\varphi\omega, \varphi_{b1} R_b b_{\text{от.б}} h_0$$

бу ерда $\varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,855$; $\varphi_{\omega 1} = 1,0$ бўлади. У ҳолда:

$$85,8 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0,3 \cdot 1 \cdot 0,855 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 36,5 \cdot (100) = 271,5 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

Шарт қаноатлантирилди, қабул қилинган ўлчамларда тўсин етарли мустаҳкамликка эга экан.

Иккинчи даражали тўсинлар ораликларда А — Ш синфли пайвандланган каркас билан, таянчларда эса Вр — I синфли ўрама симтўр билан арматураланади.

Ишчи арматуранинг юзини 4 та ҳисобий нормал кесим учун аниқлаймиз: иккинчи ва ўрта таянчларда тўғри тўртбурчак кесимли тўсин сифатида M_2 ва M_4 моментлари бўйича (4.19-расм), биринчи ва ўрта ораликларда эса тавр кесимли тўсин сифатида M_1 ва M_3 моментлари бўйича.

Тўсиннинг тавр кесимида ноль чизигининг ҳолатини аниқлаймиз:

$$\begin{aligned} M &= \gamma_{b2} R_b b h_{nl} (h_0 - 0,5h_{nl}) = \\ &= 0,9 \cdot 14,5 \cdot 200 \cdot 6 (36,5 - 0,5 \cdot 6) (100) = 524,6 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = \\ &= 524,6 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_1 = 100,9 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Демак, ноль чизик таврнинг тоқчасидан ўтар экан, шунинг учун бу кесимни ҳам кенглиги $b_f = 200$ см бўлган тўғри тўртбурчакли кесим сифатида ҳисоблаймиз.

Ишчи арматуранинг кесим юзини аниқлаймиз:

1. Биринчи оралик учун ($M_1 = 100,9$ кН·м):

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b2} R_b b_f^1 h_0^2} = \frac{100,9 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 200 \cdot 36,5^2 \cdot (100)} = 0,029,$$

4.1- жадвалдан $\zeta = 0,985$.

Арматуранинг талаб этилган кесим юзи:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{100,9 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,985 \cdot 36,5 \cdot (100)} = 7,69 \text{ см}^2$$

6- иловадаги жадвал асосида арматуранинг сони ва диаметрини белгилаймиз:

$$4 \text{ } \emptyset 16 \text{ A—III}, A_s = 8,04 > 7,69 \text{ см}^2.$$

Каркасинг устки стерженлари конструктив равишда белгиланади:

$$2 \text{ } \emptyset 10 \text{ A—I}, A_s = 1,57 \text{ см}^2.$$

2. Ўрта ораликларда ($M_3 = 69,3$ кН·м):

$$\alpha_m = \frac{69,3 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 200 \cdot 36,5^2 \cdot (100)} = 0,020; \zeta = 0,99$$

$$A_s = \frac{69,3 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,99 \cdot 36,5 \cdot (100)} = 5,25 \text{ см}^2$$

Жадвалдан: $4 \text{ } \emptyset 14 \text{ A—III}, A_s = 6,15 > 5,25 \text{ см}^2$.

Каркасинг устки стерженлари А—I синфли арматурадан ишланиб, юзаси ҳисоблаш йўли билан аниқланади. 2 ва 3 ораликларда арматура юзаси 7 ва 12 кесимлардаги манфий моментлар $M_5 = -3,3$ кН м ва $M_6 = -4,4$ кН м бўйича аниқланади.

3- ораликда:

$$\alpha_m = \frac{4,4 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 36,5^2 \cdot (100)} = 0,013 \quad \zeta = 0,994.$$

$$A_s = \frac{4,4 \cdot 10^5}{225 \cdot 0,994 \cdot 36,5 \cdot (100)} = 0,54 \text{ см}^2.$$

Конструктив нуқтаи назардан қуйидагиларни қабул қиламиз:

$$2 \varnothing 10 A-1, A_s = 1,57 > 0,54 \text{ см}^2.$$

3. Оралиқдаги биринчи таянчда ($M_2 = -79,3$ кН м, симтўрнинг кўндаланг арматураси диаметри $d = 6$ мм, синфи А—III):

$$\alpha_m = \frac{79,3 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 36,5^2 \cdot (100)} = 0,228; \zeta = 0,869.$$

Талаб этилган арматура юзаси $A_s = \frac{79,3 \cdot 10^5}{355 \cdot 0,869 \cdot 35,5 \cdot (100)} = 7,042 \text{ см}^2$ бўлиб, эни $b_f = 200$ см бўлган токчага икки қават симтўр кўринишида жойлаштирилади. Токчанинг ҳар бир метрига битта симтўр учун $A_s^1 = \frac{A_s}{b_f^1 \cdot 2} = \frac{7,042}{2 \cdot 2} = 1,76 \text{ см}^2$ юза тўғри келади. $\frac{4B_p-1-200}{6A-III-150}$ 4520xL типдаги юзи $A_s = 1,84 < 1,76 \text{ см}^2$ бўлган симтўр қабул қиламиз. Симтўрларнинг ишчи кўндаланг стерженларининг узилиш жойларини бир томонда таянчдан $\frac{l_{02}}{4} = \frac{7750}{4} = 1940$ мм, карама-қарши томонда $\frac{l_{01}}{3} = \frac{7750}{3} = 2580$ мм масофада белгилаймиз (5.4-расм).

4. Қолган ўрта таянчларда ($M_4 = -69,3$ кН·м):

$$\alpha_m = \frac{69,3 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 36,5^2 \cdot (100)} = 0,199; \zeta = 0,889.$$

$$A_s = \frac{69,3 \cdot 10^5}{355 \cdot 0,889 \cdot 36,5 \cdot (100)} = 6,01 \text{ см}^2.$$

Юқоридаги каби $A_s^1 = \frac{6,01}{2 \cdot 2} = 1,5 \text{ см}^2$. Бунга мос симтўр

$\frac{4B_p-1-200}{6A-III-150}$ 4520xL бўлиб, юзи $A_s = 1,84 > 1,5 \text{ см}^2$.

Иккинчи даражали тўсинларни конструкциялаш. Иккинчи даражали тўсинлар оралиқда пайвандланган каркаслар билан, таянчларда эса пайвандланган ясси симтўрлар билан арматураланади (4.19; 5.4-расмлар).

Четки ораликлар К—1, иккинчи ораликлар К—2, колган барча ўрта ораликлар К—3 каркаси билан арматураланади. Тўсиннинг биринчи оралик таянчлари бир-бирига нисбатан силжиган иккита С—5, бошқа барча таянчларда С—6 симтўрлари билан арматураланади. С—5 ва С—6 симтўрлари асосий тўсин йўналиши бўйлаб ётқизилади. Бу тўрларнинг кўндаланг стерженлари ишловчи ҳисобланади (5.4- расм).

Ишчи бўйлама арматура бир қисмининг узилиш жойлари ашёлар эпюраси асосида белгиланиб, К—1 учун 4.19- расмда тасвирланган. К—1 ва К—2 ҳамда К—2 ва К—3 каркаслари алоҳида бириктирувчи стерженлар ёрдамида ўзаро боғланади.

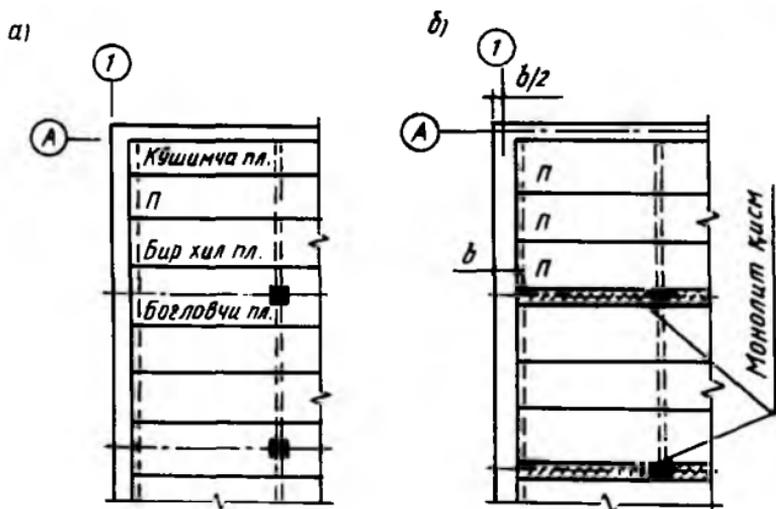
6-606

БИНОЛАРНИНГ ЙИҒМА ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРИНИ ҲИСОБЛАШ ВА КОНСТРУКЦИЯЛАШ

6.1. Йиғма ёпманинг тузилишини белгилаш (компановка қилиш)

Йиғма ёпманинг тузилишини белгилаш жараёнида қуйидаги масалалар ҳал этилади.

а) Деворларни режа ўқларига боғлаш. Деворларни режа ўқларига боғлашнинг «ноль» усулига кўра, ўқлар

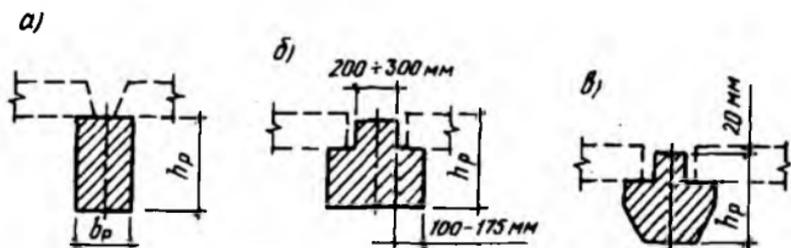


6.1- расм. Ёпма панелларини жойлаштириш намуналари.

ташқи деворнинг ички сиртидан ўтади (6.1- расм, а) ёки ички сирт ўқдан 200, 250, 300 мм масофага қочирилади (6.1- расм, б). Панелларнинг деворга кириб турадиган қисми 100 мм дан, ригелларники эга 250 мм дан кам бўлмаслиги керак. Ригеллар ғиштли деворнинг арматура-ланган қисмига таяниши мумкин.

б) Ригелларни жойлаштириш. Ригелларни бионинг узунаси бўйлаб ёки кўндаланг тартибда жойлаштириш кўп омилларга, чунончи иқтисодий, меморий, конструктив ва технологик жиҳатларга боғлиқ. Масалан, бўйлама деворларда катта деразалар кўзда тутилса, ригелларни кўндаланг равишда жойлаштирган маъқул, шунда бионинг кўндаланг йўналишдаги бикирлиги ортади. Бошқа томондан, агар ригеллар бўйлама йўналишда ўрнатилса, ригеллардаги монтаж ишлари тежалади, бино хоналарини ёритишда ҳам афзаллиги бор.

в) Панель турини танлаш. Кўп қаватли биноларда бўшлиқли ва қобирғали ёпма панеллар ишлатилади. Бўшлиқли панеллар уй-жой ва жамоат бинолари қурилишида, қобирғали панеллар эса кўпинча саноат бинолари томларида қўлланилади.



6.2- расм. Панелларнинг ригелга таяниш усуллари.

г) Ригель кўндаланг кесимининг шаклини танлаш. Агар панеллар ригелнинг устига ўрнатилса, у ҳолда унинг кесими тўғри тўртбурчак шаклида олинади (6.2- расм, а). Бунда кесим баландлиги $h_p = (1/8 \div 1/10)l$ атрофида танланади (бу ерда l — ригель узунлиги). Панеллар тавр шаклли ригелнинг тоқчасига таянса, баландлик $h_p = 0,1l$ олинаши мумкин. Ҳисоб натижаларига қараб, олдиндан қабул қилинган ўлчамлар қолдирилади ёки ўзгартирилади.

д) Устунларнинг кўндаланг кесим ўлчамларини танлаш. Устунларнинг кўндаланг кесимлари аксарият ҳолларда квадрат шаклида олинади ва унинг кесим ўлчамлари бутун иморат баландлиги бўйлаб ўзгаришсиз қолади.

Фойдали юк микдори 6 кН/м^2 гача бўлиб, қаватлар сони 3 тадан ошмаса, кесимни 300×300 мм, бошка ҳолларда 400×400 мм олса бўлади. Кесим ўлчамлари ҳисоблаш ва конструкциялаш жараёнида ўзгартирилиши мумкин.

е) Панелларнинг номинал эини белгилаш ва уларни жойлаштириш. Бўшлиқли панелларнинг эни (кенглиги) ни 1200 дан 2400 мм гача, қобирғали панелларникини 1000 дан 1800 мм гача қабул қилиш мумкин. Бунда панель эининг ўзгариб бориш изчиллиги 100 мм ни ташкил этади. Боғловчи панеллар эини (туридан қатъий назар) 1000 дан 1800 мм гача олиш мумкин. Панелларни жойлаштиришда уларнинг ўлчам бўйича хилларини мумкин қадар камроқ олишга айни пайтда қуйма қисмларнинг камроқ бўлишига интилиш зарур.

6.2. Йиғма темирбетон панелларни ҳисоблаш ва конструкциялаш

Қобирғали панелларнинг баландлигини 50 мм га каррали равишда $h = (1/15 \div 1/20)l$ доирасида бўшлиқли панелларнинг баландлигини эса 20 мм га каррали равишда $h = (1/25 \div 1/30)l$ чегарасида олиш тавсия этилади. Қобирғали панелларнинг юқори токчалари қалинлигини 5 мм га каррали равишда $35 \div 60$ мм олиш лозим. Қобирғанинг пастки қисми кенглиги 10 мм га каррали равишда $70 \div 100$ мм олинади. Қобирғанинг юқори қисми кенглиги қобирға ички сиртининг 1:10 нисбатда оғишига қараб белгиланади. Бўшлиқли панеллар токчасининг минимал қалинлиги 5 мм га каррали равишда $25 \div 40$ мм олинади, бўшлиқлар орасидаги қобирғанинг кенглиги ҳам ана шу чегарада бўлади. Бўйлама ва кўндаланг қобирғаларнинг токчага туташган жойларига радиуси 50 мм дан кам бўлмаган наволар ишлаш кўзда тутилади. Номинал ўлчамлардан конструктив ўлчамларга ўтаётганда туташувчи элементлар орасида қолдириладиган тирқиш ҳам эътиборга олинади. Қобирғали ва бўшлиқли панелларнинг юқори қисми конструктив кенглиги номинал кенгликдан $40 \div 50$ мм калтарок қабул қилинади. Агар панель ригелнинг токчасига таянадиган бўлса, у ҳолда панелнинг конструктив узунлиги панель билан ригель девори орасида $15 \div 20$ мм ли бўшлиқ қоладиган қилиб белгиланади.

Епма панелларининг ҳисоблаш тархи (схемаси) бир ораликли (шарнирли таянган) балка кўринишида олина-

ди. Панелнинг ҳисобий узунлиги тариқасида унинг таяниш юзалари орасидаги масофа олинади.

Панелга таъсир этувчи юклар. Ёпма панелларига доимий (плита ва полнинг хусусий оғирлиги) ва муваққат (фойдали) юклар таъсир этади. Муваққат юклар ўз навбатида қисқа ва узок муддат таъсир этувчи юкларга бўлинади. Панелни ҳисоблаш жараёнида 1 м^2 юза учун берилган юкни погон — метрда ўлчанадиган юкка ўтказиш лозим бўлади. Бунинг учун юзага оид юкни панель энига кўпайтирилади. Панелни чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи бўйича ҳисоблашда тўлиқ ҳисобий (доимий плюс барча муваққат) юкдан, чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича ҳисоблаганда эса узок муддат таъсир этувчи норматив (доимий плюс узок муддатли муваққат) юкдан, қисқа муддатли ва тўлиқ норматив юклардан фойдаланилади. Юкларнинг миқдори нормалар асосида аниқланади [9].

Ҳисобий зўриқишларни аниқлаш. Қобирғали ва бўшлиқли панеллар текис ёйиқ юк қўйилган бир ораликли статик аниқ балка сифатида ҳисобланади. Панель ўртасидаги максимал эгувчи момент

$$M = \frac{q_i l_0^2}{8}, \quad (6.1)$$

максимал кўндаланг куч

$$Q = \frac{q_i l_0}{2} \quad (6.2)$$

формула ёрдамида аниқланади. Бу ерда q_i — тўлиқ узок муддатли ёки қисқа муддатли юк, l_0 — панелнинг ҳисобий узунлиги.

Қобирғали панелларнинг токчаси (томонлар нисбати ≤ 2 бўлганда) контур бўйлаб таянган плита ёки (томонлар нисбати > 2 бўлганда) бўйлама қобирғаларга маҳкамланган плита сифатида ҳисобланади. Ҳисобий узунлик сифатида қобирғалар орасидаги очиқ масофа қабул қилинади. Плитанинг ўртасида ҳосил бўладиган максимал эгувчи момент (4.22) формуладан топилади.

4- м и с о л. Йиғма ёпма элементларини ҳисоблаш намуналари

Ёпма панеллари кўндаланг ригелларга, ўртадаги ригеллар устунларга, четки ригелларнинг бир учи устунга, иккинчи учи деворга таянади. Ҳисоблаш тархи уч

ораликли узлуксиз балка кўринишида қабул қилинади. Горизонтал юкларни қаватлараро ёпмалар қабул қилиб, юк кўтарувчи деворларга узатади. Вертикал юкларни каркас элементлари қабул қилади.

Қобирғали ёпма плиталарини ҳисоблаш. Қобирғали плитанинг номинал кенглиги 1500 мм бўлиб, олдиндан зўриктирилган, ёрилишбардошлик бўйича учинчи тоифа (категория)га мансуб (рухсат этилган ёрилиш кенглиги: қиска муддат учун $a_{crc}=0,3$ мм, узоқ муддат учун $a_{crc}=0,2$ мм). А — VI синфли арматура механик равишда тарангланади ва атмосфера босими остида иссиқнам шароитда ишлов берилади. Бетоннинг узатиш мустаҳкамлиги $R_{bp}=0,7 \cdot B=0,7 \cdot 40=28$ МПа. Арматурада олдиндан уйғотилган кучланиш $\sigma_{sp}=0,8R_{sn}=0,8 \cdot 980=784$ МПа. Бу микдорни ҳисобда қўллашдан илгари уни таранглаш аниқлиги коэффиценти ($\gamma_{sp}=1 \pm \Delta\gamma_{sp}=1 \pm 0,1$) га кўпайтирилади. Агар олдиндан зўриктириш плитага яхши таъсир этса, ишора манфий, салбий таъсир этса — ишора мусбат олинади. Таранглаш аниқлиги ҳисобга олинганда олдиндан уйғотилган кучланиш $\sigma_{sp}=(1-0,1) \cdot 784=705$ МПа ёки $\sigma_{sp}=(1+0,1)784=862$ МПа бўлади.

Плитанинг ҳисобий узунлиги ва кўндаланг кесими. Ригель кўндаланг кесими ўлчамларини олдиндан белги-

лаймиз: $h_p=\frac{1}{10}l_1=\frac{600}{10}$ см; $b_p=0,35 h_p=21$ см, аммо

$b_p=20$ см деб қабул қиламиз. Ригелнинг кесими тавр

шакли бўлиб, пастда жойлашган токчасининг эни 45 см. Плиталар орасидаги тирқиш масофа, шунингдек

плита билан ригель қобирғаси орасидаги масофа ҳам $\delta=15$ мм деб олинса, плитанинг конструктив узунлиги

$l_k=l_2-b_p-2 \cdot 1,5=800-20-3=777$ см бўлади. Плитанинг

ҳисобий узунлигини аниқлашда таянч ўқлари плита учи билан 6 см ни ташкил этади, деб олинади: $l_0=777-2 \cdot$

$\cdot 6=765$ см. Плита кесимининг баландлиги $h=\frac{l_0}{20}=\frac{765}{20}=38,2$ см.

$h=35$ см деб оламиз. У ҳолда ишчи баландлик $h_0=h-a=35-4=31$ см бўлади.

Бўйлама қобирғанинг кенглиги пастда 7 см, тепа токчанинг кенглиги $b_f=146$ см, калинлиги $h_f=6$ см.

Бўйлама қобирғанинг кенглиги пастда 7 см, тепа токчанинг кенглиги $b_f=146$ см, калинлиги $h_f=6$ см.

$\frac{h_f}{h}=\frac{6}{35}=0,17 > 0,1$ бўлгани учун b_f ҳам 146 см олинади.

Келтирилган кесим кобирғасининг ҳисобий кенглиги $b = 2 \cdot 7 = 14$ см (6.3- расм).

Епманинг 1 м^2 га тўғри келадиган юк 6.1- жадвалда келтирилган.

6.1- жадвал

Юк турлари	Норматив юк, кН/м^2	Ишончлилик коэффициенти		Ҳисобий юк, кН/м^2
		γ_1	γ_n	
Доимий юклар				
1. Плитанинг хусусий оғирлиги	2,5	1,1	0,95	2,61
2. Цемент сувоқ, $\delta = 2$ см	0,44	1,2	0,95	0,5
3. Сопол плиткалар, $\delta = 1,5$ см	0,30	1,1	0,95	0,31
жами	3,24	—	—	3,42
Муваққат (фойдали) юк	5,0	1,2	0,95	5,7
Шу жумладан:				
узоқ муддатли	4,0	1,2	0,95	4,56
қисқа муддатли	1,0	1,2	0,95	1,14
Тўлиқ юк	8,24	—	—	9,12
Шу жамладан:				
узоқ муддатли	7,24	—	—	7,98
қисқа муддатли	1,0	—	—	1,14

Эни $1,5$ м бўлган плитанинг ҳар 1 м узунлигига тўғри келадиган ҳисобий юк: доимий юк $q = 3,42 \cdot 1,5 = 5,13$ кН/м ; тўлиқ юк $q = 9,12 \cdot 1,5 = 13,68$ кН/м . 1 м узунликка тўғри келадиган норматив юк: доимий юк $g_n = 3,24 \cdot 1,5 = 4,86$ кН/м ; тўлиқ юк $q_n = 8,24 \times 1,5 = 12,36$ кН/м , шу жумладан узоқ муддат таъсир этувчи юк $7,24 \cdot 1,5 = 10,86$ кН/м .

Ҳисобий ва норматив юклардан ҳосил бўлган зўриқишлар. Тўлиқ ҳисобий юкдан ҳосил бўлган эгувчи момент ва кўндаланг куч

$$M = \frac{q_0^2}{8} = \frac{13,68 \cdot 7,65^2}{8} = 100,1 \text{ кНм}; \quad Q = \frac{13,68 \cdot 7,65}{2} = 52,3 \text{ кН}.$$

Тўлиқ норматив юкдан ҳосил бўлган

$$M = \frac{12,36 \cdot 7,65^2}{8} = 90,4 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ ва } Q = \frac{12,36 \cdot 7,65}{2} = 47,3 \text{ кН}.$$

Узоқ муддат таъсир этувчи норматив юкдан ҳосил бўлган момент:

$$M = \frac{10,86 \cdot 7,65^2}{8} = 79,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита токчасини эгилишга ҳисоблаш. Плитанинг токчаси бўйлама қобирғаларга таяниб, кўндаланг йўналишда эгилишга ишлайди. Ҳисоблаш учун 1 м кенгликда тасма ажратиб олинади. Қобирғанинг кенглиги 10 см бўлса, токчанинг ҳисобий узунлиги $l_0 = 146 - 2 \cdot 10 = 126$ см бўлади. 1 м узунликдаги тасма учун тўлиқ ҳисобий юк $q' = 9,12 - 2,61 + 0,06 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 8,08$ кН/м (6.1-жадвалга қ.). Токчанинг қобирғага қисман кириб туришини эътиборга олсак, ҳисоблаш тасмасида вужудга келадиган эгувчи момент

$$M = \frac{8,08 \cdot 1,26^2}{11} = 1,17 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ бўлади. Токча кесимининг иш-}$$

чи баландлиги $h_0 = h - a = 6 - 1,5 = 4,5$ см. Плитанинг токчаси ўрама симтўр билан арматураланади. Ишчи кўндаланг арматуранинг диаметри $d = 4$ мм, синфи Вр — 1.

Арматура кесим юзасини топиш учун керак бўладиган коэффициентларни аниқлаймиз:

$$\alpha_m = \frac{M'}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{1,17 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 22 \cdot 100 \cdot 4,5^2 \cdot (100)} = 0,02; \quad \zeta = 0,99.$$

Арматуранинг зарурий кесим юзаси

$$A_s = \frac{M'}{R_s \zeta h_0} = \frac{1,17 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,99 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 0,72 \text{ см}^2.$$

Бунга асосан $\frac{4B_p - 1 - 200}{4B_p - 1 - 150} 1450 \times L$ типдаги симтўрни танлаймиз, унинг юзаси $A_s = 0,84 > 0,72 \text{ см}^2$.

Плита мустаҳкамлигини нормал кесимлар бўйича ҳисоблаш. Кесим тавр шаклида бўлиб, унинг токчаси сиқилиш зонасида жойлашган. $M \leq \leq \gamma_{b2} R_b b \zeta h_f \cdot (h_0 - 0,5h_f)$ шартини текшириш орқали ҳисоблаш ҳолатини белгилаймиз. $M = 100,1 \text{ кНм} < 0,9 \cdot 22 \cdot 146 \cdot 6(31 - 0,5 \cdot 6) \times (100) = 485,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Шарт қаноатлангирилди, демак нейтрал ўқ токчадан ўтади ($x < h_f$). Шунга кўра кесимни тўғри тўртбурчак шаклида оламиз, кенглиги $b_f = 146$ см.

Сиқилиш зонасида жойлашган қобирғанинг оғма ёриқлар орасидаги мустаҳкамлигини текширамиз: $Q \leq \leq 0,3\varphi_{\text{н}}\varphi_{\text{б}}\gamma_{b2} R_b b h_0$.

$$Q = 52,3 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,032 \cdot 0,802 \cdot 0,3 \cdot 22 \cdot 14 \cdot 31 \cdot (100) = 213,4 \text{ кН},$$

$$\text{бу ерда } \varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \frac{21 \cdot 10^4}{32,3 \cdot 10^3} \cdot 0,001 = 1,032 < 1,3,$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01\gamma_{b2}R_b = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,802,$$

кўндаланг арматуралаш коэффициентини $\mu_w = 0,001$ олинган. Шарт қаноатлантириляпти, демак плита кесимининг ўлчамлари етарли даражада.

α_m ва ζ ни аниқлаймиз:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2}R_b b_f h_0^2} = \frac{100,1 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 22 \cdot 146 \cdot 31^2 (100)} = 0,036; \zeta = 0,981.$$

Бетоннинг сиқилиш зонасидаги тавсифи $\omega = 0,85 - 0,008\gamma_{b2}R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,69$. Сиқилиш зонасидаги бетоннинг нисбий баландлиги чегаравий қиймати:

$$\zeta_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,69}{1 + \frac{401}{500} \left(1 - \frac{0,69}{1,1}\right)} = 0,53;$$

$$\text{бу ерда } \sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{SP} - \Delta\sigma_{SP} = 815 + 400 - 705 - 109 = 401 \text{ МПа};$$

$$\Delta\sigma_{SP} = 1500 \frac{\sigma_{SP1}}{R_s} - 1200 = 1500 \frac{593}{815} - 1200 = 109 \text{ МПа};$$

σ_{SP1} — агар $\gamma_{SP} < 1,0$ бўлса, олдиндан зўриктирилган ар-

матураларда σ_3 , σ_4 ва σ_5 йўқотишларни ҳисобга олган ҳолда аниқланади. Анкерлар деформацияси туфайли

$$\text{йўқотиш } \sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{3,65}{8500} 19 \cdot 10^4 = 82 \text{ МПа}, \quad d = 16 \text{ мм}$$

бўлганда $\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 16 = 3,65$ мм, $l = 8500$ мм қолипдаги маҳкамлагичнинг ташқи қирралари орасидаги масофа; $\sigma_5 = 30$ МПа — пўлат қолипларнинг деформацияланишидан ҳосил бўлган йўқотиш; $\sigma_4 = 0$. У ҳолда

$$\sigma_{SP1} = \sigma_{SP} - \sigma_3 - \sigma_5 = 705 - 82 - 30 = 593 \text{ МПа бўлади.}$$

Бинобарин $\xi = 0,036 < \xi_R = 0,53$. Арматуранинг иш шароити коэффициентини

$$\begin{aligned}\gamma_{S6} &= \xi_1 (\xi - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) = \\ &= 1,1 - (1,1 - 1) \cdot \left(2 \frac{0,036}{0,53} - 1 \right) = 1,186,\end{aligned}$$

(бирок ξ_1 дан ошмаслиги керак), бу ерда A — VI синфли арматура учун $\xi_1 = 1,1$. Шунинг учун $\gamma_{S6} = 1,1$ олинади.

Бўйлама қобирғалардаги олдиндан зўриктирилган арматуранинг кесим юзаси

$$A_{SP} = \frac{M}{\gamma_{S6} R_{S6} \gamma h_0} = \frac{100,1 \cdot 10^5}{1,1 \cdot 815 \cdot 0,981 \cdot 31 \cdot (100)} = 3,67 \text{ см}^2$$

6-илова асосида $2\text{Ø}16$ А—VI, $A_S = 4,02 > 3,67 \text{ см}^2$ қабул қилинади.

Плита мустаҳкамлигини оғма кесимлар бўйича ҳисоблаш. Таянчдаги максимал кўндаланг куч $Q = 52,3 \text{ кН}$. $c = 0,25l_0 = 0,25 \cdot 7,65 = 1,91 \text{ м}$ бўлганда, оғма кесимда бетон қабул қила оладиган кўндаланг куч

$$\begin{aligned}Q_{b4} &= \frac{M_b}{c} = \frac{48,5}{1,91} = 25,4 \text{ кН бўлади. Бу ерда } M_b = 2(1 + \varphi_f + \\ &+ \varphi_n) \gamma_{bt} R_{bt} b h_0^2 = 2(1 + 0,09 + 0,34) 0,9 \cdot 1,4 \cdot 14 \cdot 31^2 (100) = \\ &= 48,5 \text{ кН} \cdot \text{м. } (1 + \varphi_f + \varphi_n) \text{ нинг қиймати } 1,5 \text{ дан катта} \\ &\text{олинмайди.}\end{aligned}$$

$$\varphi_f = \frac{0,35 \cdot 3h'_j \cdot h'_j}{bh_0} = \frac{0,35 \cdot 3 \cdot 6 \cdot 6}{14 \cdot 31} = 0,09 < 0,5;$$

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P_2}{\gamma_{b2} R_{bt} b h_0} = 0,1 \frac{183,6 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 1,4 \cdot 14 \cdot 31 \cdot (100)} = 0,34 < 0,5.$$

Барча йўқотишлар ҳисобга олинса ва $\gamma_{SP} = 0,9$ бўлса, сиқилиш зўриқиши $P_2 = 0,9 \cdot 204 = 183,6 \text{ кН}$ бўлади.

$$Q_{b4} = 25,4 \text{ кН} < Q_{b, \min} = 0,6(1 + \varphi_f + \varphi_n) \gamma_{b2} R_{bt} b h_0$$

$$= 0,6 \cdot 1,43 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 14 \cdot 31 \cdot (100) = 46,9 \text{ кН бўлгани учун,}$$

$$Q_{b4} = Q_{b, \min} = 46,9 \text{ кН деб қабул қиламиз. } Q_{\max} \leq Q_{b4}$$

шарти бажарилмаяпти, шунинг учун ҳисоблаш йўли билан кўндаланг арматура танлашимиз зарур:

$$q = g + \frac{P}{2} = 5,13 + \frac{5,7 \cdot 1,5}{2} = 9,4 \text{ кН/м;}$$

$$Q_{b1} = 2 \sqrt{M_b q} = 2 \sqrt{48,5 \cdot 9,4} = 42,7 \text{ кН;}$$

$$\frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{42,7}{0,6} = 71,2 \text{ кН.}$$

$Q_{\max} = 52,3 < 71,2$ кН бўлгани учун кўндаланг арматуранинг зарурий зўриқиши қуйидаги формуладан топилади:

$$g_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{bl}^2}{4M} = \frac{52,3^2 - 42,7^2}{4 \cdot 48,5} = 4,7 \text{ кН/м.}$$

Бу микдор $\frac{Q_{\max} - Q_{bl}}{2h_0} = \frac{52,3 - 42,7}{2 \cdot 0,31} = 15,5$ кН/м дан кам бўлмаслиги керак. Шунинг учун $g_{sw} = 15,5$ кН/м деб қабул қиламиз.

Хомутлар орасидаги маоофа (хомутлар қадами) таянч яқинида $\frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5$ см, лекин 15 см дан ошмаслиги; ораликда эса $\frac{3}{4}h = \frac{3}{4}35 = 26,3$ см, бироқ 50 см дан ошмаслиги лозим. Таянч яқинида йўл қўйиладиган энг катта қадам:

$$S_{\max} = \frac{1,5(1 + \varphi_n) \gamma_{b2} R_{bt} b h_0^2}{Q_{\max}} =$$

$$= \frac{1,5 \cdot 1,34 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 14 \cdot 31^2 \cdot (100)}{52,3 \cdot 10^3} = 65,2 \text{ см}$$

Юқоридаги шартга биноан хомутлар қадами таянч яқинида $S_1 = 15$ см, ораликда эса $S_2 = 25$ см деб қабул қиламиз. У ҳолда кўндаланг арматура юзаси

$$A_{sw} = \frac{g_{sw} S_1}{R_{sw}} = \frac{15,5 \cdot 15 \cdot (10)}{265(100)} = 0,1 \text{ см}^2 \text{ бўлади. Бунга асосан}$$

$2\emptyset \times 4 \text{ Вр} - 1$ ($A_s = 0,25 \text{ см}^2$) қабул қилинади. Хар бир бўйлама қобирға диаметри 10 мм бўлган А — 1 синфли стержендан тайёрланган каркас билан арматураланади.

Кўндаланг арматура ҳосил бўладиган ҳақиқий зўриқиш $g_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_1} = \frac{265 \cdot 0,25 \cdot (100)}{15} = 442 \text{ Н/см} = 44,2 \text{ кН/м}$

бўлади. $g_{sw} \geq \frac{Q_{b\min}}{2h_0} = \frac{46,9}{2 \cdot 0,31} = 756,5 \text{ Н/см} = 75,6 \text{ кН/м}$

шарти қаноатлантирилмади. Шунинг учун M_b нинг қийматини ўзгартирамиз:

$$M_b = 2h_0^2 \cdot g_{sw} \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} = 2 \cdot 31^2 \cdot 44,2 \frac{2}{0,6} = 28,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 31 = 62$ см деб оламыз. $0,56g_{sw} = 0,56 \cdot 44,2 = 24,8 > q_1 = 9,4$ кН/м бўлгани учун энг нобоп оғма кесимнинг проекциясини куйидаги ифодадан топамиз:

$$c = \frac{M_b}{q_1} = \frac{28,3}{9,4} = 1,74 \text{ м. } \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_0 = \frac{2}{0,6} 0,31 = 1,03 \text{ м бўлганли-$$

ги сабабли $c = 1,03$ м ва $Q_b = Q_{b,\min} = 46,9$ кН деб қабул қиламиз ва $Q_b + g_{sw}c_0 \geq Q$ шартини текширамыз. Бу ерда Q оғма кесимнинг учидаги кўндаланг куч бўлиб, $Q = Q_{\max} - q_1c = 52,3 - 9,4 \cdot 1,03 = 42,6$ кН бўлади.

$Q_b + g_{sw}c_0 = 46,9 + 44,2 \cdot 0,62 = 74,3$ кН $> Q = 42,6$ кН шартини бажарилаяпти. Демак плитанинг оғма кесим бўйича мустаҳкамлиги етарли даражада экан.

Келтирилган кесимнинг геометрик тавсифлари. Эластиклик модуллари нисбати

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19 \cdot 10^4}{32,3 \cdot 10^3} = 5,85. \text{ Келтирилган кесим юзаси}$$

(6.3-расмдан) $A_{red} = A_b + \alpha A_{sp} = 146 \cdot 6 + 14 \cdot 29 + 5,85 \cdot 4,02 = 1306$ см². Келтирилган кесимнинг пастки қиррадан ўтган ўққа нисбатан статик моменти $S_{red} = 146 \cdot 6 \cdot 32 + 14 \cdot 29 \cdot 14,5 + 5,85 \cdot 4,02 \cdot 4 = 34013$ см³. Келтирилган кесимнинг оғирлик маркази масофалари

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{34013}{1306} = 26 \text{ см; } h - y_0 = 35 - 26 = 9 \text{ см. Келти-$$

рилган кесимнинг инерция моменти $J_{red} = J_b + \alpha J_{sp}$

$$= \frac{14,6 \cdot 6^3}{12} + 6^2 \cdot 146 \cdot 6 + \frac{14 \cdot 29^3}{12} + 11,5^2 \cdot 14 \cdot 29 + 22^2 \cdot 5,85 \cdot$$

$\cdot 4,02 = 127694$ см⁴. Келтирилган кесимнинг пастки ва устки юзалари қаршилик моментлари

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y_0} = \frac{127694}{26} = 4911 \text{ см}^3;$$

$$W'_{red} = \frac{J_{red}}{h - y_0} = \frac{127694}{9} = 14188 \text{ см}^3. \text{ Келтирилган кесимнинг}$$

чўзилиш зонаси бўйича эластик — пластик қаршилик моменти: фойдаланиш босқичида $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 4911 = 8594$ см³; тайёрлаш ва сиқилиш босқичида $W'_{pl} = \gamma' W'_{red} = 1,5 \cdot 14188 = 21282$ см³. Токчаси сиқилиш зонасида жойлашган тавр ёки тўғри тўрбурчакли кесимлар учун $\gamma = 1,75$; токчаси чўзилиш зонасида жойлашган тавр шакли кесимлар учун $\gamma' = 1,5$.

Келтирилган кесимнинг оғирлик марказидан устки ва пастки ядро нукталаригача бўлган масофалар:

$$r = \varphi_n \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,85 \frac{4911}{1306} = 3,2 \text{ см};$$

$$r' = \varphi_n \frac{W'_{red}}{A_{red}} = 0,85 \frac{14188}{1306} = 9,2 \text{ см}; \text{ бу ерда}$$

$$\varphi_n = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{B, ser}} = 1,6 - 0,75 = 0,85 \text{ бўлиб, } \frac{\sigma_b}{R_{b, ser}} = 0,75 \text{ деб}$$

қабул қилинган.

Олдиндан зўриктирилган арматурадаги йўқотишлар 3.4- параграф асосида аниқланади. Бунда арматуранинг таранглиниш аниқлиги $\gamma_{SP} = 1,0$ олинади.

Бирламчи йўқотишлар (бетонни сиқишдан илгари содир бўладиган):

— стерженли арматурани механик усулда тарангланганда кучланишлар релаксацияси (камайиши) туфайли йўқотиш $\sigma_1 = 0,1\sigma_{SP} - 20 = 0,1 \cdot 784 - 20 = 58,4$ МПа;

— тарангланган арматура билан тиргак ҳароратлари орасидаги фарқ туфайли йўқотиш $\sigma_2 = 0$ (бунинг сабаби шуки, қолиплаган маҳсулот буғлаш бўлмасида бир хил ҳарорат остида бўлади);

— тарангловчи ускуна анкерларининг деформацияси туфайли йўқотиш $\sigma_3 = 82$ МПа (плитанинг нормал кесимлари ҳисобига қаралсин);

— арматурадаги ишқаланиш туфайли йўқотиш $\sigma_4 = 0$ (чунки ишқаланиш йўқ);

— пўлат қолипнинг деформацияланиши туфайли йўқотиш $\sigma_5 = 30$ МПа.

Йўқотишлар йиғиндиси $\sigma_1 = \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_5 = 58,4 + 82 + 30 = 170,4$ МПа. Арматура бўшатишганда бетонда ҳосил бўладиган сиқилиш зўриқиши $P_0 = A_{SP}(\sigma_{SP} - \sigma_1) = 4,02(784 - 170,4)(100) = 246,7$ кН. Бу зўриқиш билан келтирилган кесим оғирлик маркази орасидаги елка $e_{op} = y_0 - a = 26 - 4 = 22$ см.

Бетондаги сиқилиш кучланиши

$$\begin{aligned} \sigma_{bP} &= \frac{P_0}{A_{red}} + \frac{P_0 y_0 e_{op}}{J_{red}} = \\ &= \left(\frac{246700}{1306} + \frac{246700 \cdot 22 \cdot 26}{127694} \right) \frac{1}{100} = 13 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

У ҳолда $\sigma_{bP}/R_{bP} = \frac{13}{28} = 0,46 \leq 0,75$ бўлади.

Плитанинг хусусий оғирлигидан ҳосил бўлган момент $M_{c.b} = \frac{2,5 \cdot 1,5 \cdot 7,65^2}{8} = 27,4$ кН м ни ҳисобга олганда, та-
рангланган арматура зўриқиши P_0 таъсирида бетонда
вужудга келган сиқилиш кучланиши

$$\sigma_{bP} = \frac{P_0}{A_{red}} + \frac{P_0 e_{0P}^2}{J_{red}} - \frac{M_{c.b} \cdot e_{0P}}{J_{red}} = \frac{246700}{1306(100)} + \frac{246700 \cdot 22^2}{127694(100)} - \frac{27,4 \cdot 10^5 \cdot 22}{127694(100)} = 6,5 \text{ МПа.}$$

$\frac{\sigma_{bP}}{R_{bP}} = \frac{6,5}{28} = 0,23$ бўлганда, бетоннинг тезкор тоб ташлаши
натижасида арматурадаги кучланишлар йўқолиши
қуйидаги формуладан аниқланади:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \frac{\sigma_{bP}}{R_{bP}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,23 = 7,8 \text{ МПа.}$$

Бирламчи йўқотишлар $\sigma_{los,1} = \sigma_1 + \sigma_6 = 170,4 + 7,8 =$
 $= 178,2$ МПа. Бирламчи йўқотишлар ҳисобга олинганда
бетонда ҳосил бўладиган сиқилиш зўриқиши
 $P_1 = A_{SP}(\sigma_{sp} - \sigma_{los,1}) = 4,02(784 - 178,2) \cdot (100) = 243,5$ кН;
бу зўриқишдан ҳосил бўлган бетондаги максимал сиқилиш
кучланиши

$$\sigma_{bP} = \left(\frac{243500}{1306} + \frac{243500 \cdot 22 \cdot 26}{127694} \right) \cdot \frac{1}{(100)} = 12,8 \text{ МПа;}$$

$$\frac{\sigma_{bP}}{R_{bP}} = \frac{12,8}{28} = 0,46.$$

Иккиламчи йўқотишлар (сиқилиш зўриқишлар
ри бетонга узатилгандан кейин содир бўладиган):

— бетоннинг киришишидан ҳосил бўладиган йўқотиш-
лар $\sigma_9 = 40$ МПа;

— бетоннинг тоб ташлашидан ҳосил бўладиган йў-
қотиш $\sigma_9 = 150 \alpha \frac{\sigma_{bP}}{R_{bP}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,46 = 58,7$ МПа, бу ер-

да буғ билан ишлов берилган бетон учун $\alpha = 0,85$.

Иккиламчи йўқотишлар $\sigma_{los,2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 58,7 =$
 $= 98,7$ МПа.

Тўлиқ йўқотишлар $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 178,2 + 98,7 =$
 $= 276,9$ МПа > 100 МПа.

Тўлиқ йўқотишлар эътиборга олинганда сиқилиш
зўриқиши $P_2 = A_{SP}(\sigma_{SP} - \sigma_{los}) = 4,02(784 - 276,9) \cdot (100) =$
 $= 204$ кН бўлади.

Қобирғали йиғма плитани конструкциялаш. Қобирғали плиталарда олдиндан зўриктирилган асосий ишчи арматурани қобирғаларга жойланади. Плитанинг токчаси (супа-часи) симтўр билан, кўндаланг қобирғалари — пайвандланган ясси каркаслар билан, бўйлама қобирғалар эса — ясси каркас ва олдиндан зўриктирилган арматура билан копланеди. Олдиндан зўриктирилган арматура сифатида даврий профилли А — VI синфли пўлат стержень ишлатилади.

Плита токчасига ётқизиладиган пайвандланган симтўр Вр — I синфли оддий симдан тайёрланади. Бўйлама ва кўндаланг қобирғаларнинг ясси каркаслари А — III синфли даврий профилли стерженлардан ишланади. Монтаж арматурасига А — I синфли сим ишлатилади. Барча арматуралар ГОСТ 5781—82 бўйича олинади. Плитани арматуралаш тартиби 6.3-расмда тасвирланган.

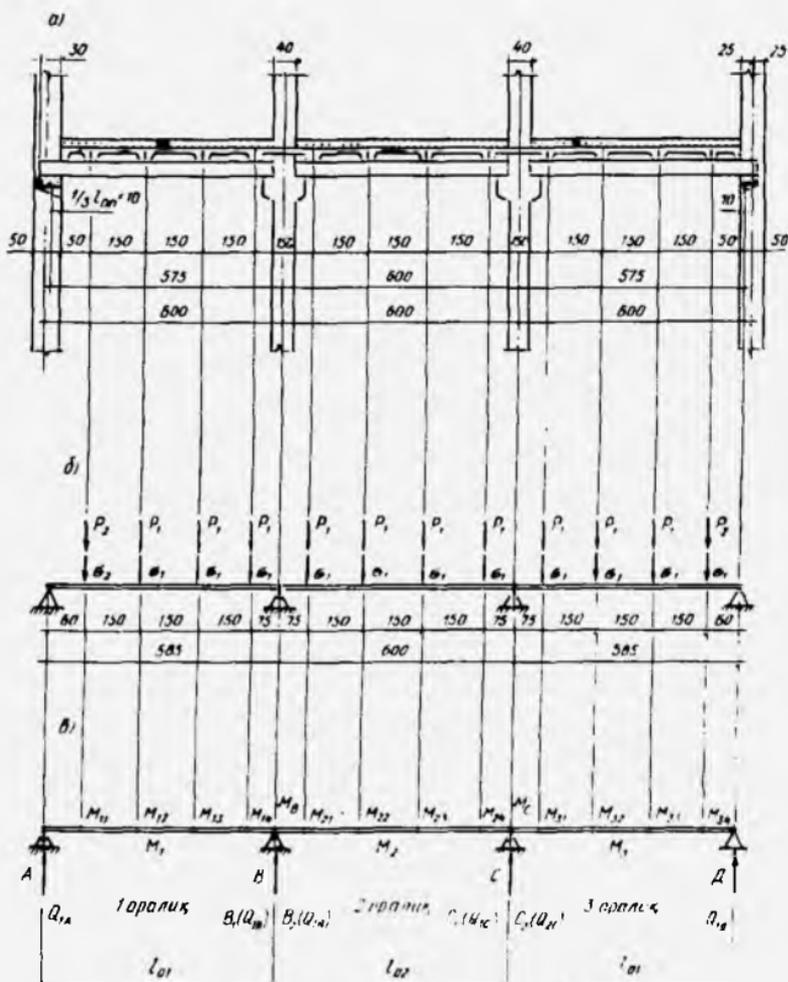
Плитанинг гишт деворга таяниш узунлиги ҳисоблаш йўли билан белгиланади. Бунда деворнинг ўша қисми сиқилишга ҳисобланади. Таяниш узунлиги ҳар қандай ҳолда ҳам 120 мм дан кам бўлмаслиги лозим.

5- м и с о л. Ригель (сарров)ларни ҳисоблаш.

Ҳисоблаш тархи ва юклар. Каркасинг биқирлигини ошириш, ашёларни тежаш, ёпманинг конструктив баландлигини кичрайтириш мақсадида сарровларни узлуксиз (кўп ораликли) қилиб лойиҳалаш тавсия этилади. Йиғма темирбетон элементлардан ташкил топган сарровларнинг узлуксизлигини таъминлаш учун уландиган элементларнинг учларига маҳкамланган металл тахтачалар бир-бирига пайвандланади, сўнг бетонланади.

Уч ораликли раманинг сарровларини ҳисоблаш тартиби билан танишиб ўтамиз. Сарровнинг ҳисоблаш тарҳини уч ораликли узлуксиз балка кўринишида қабул қиламиз. Четки сарровларнинг бир учи деворга 30 см кириб туради, иккинчи учи устунга таянади. Ўрта сарровнинг иккала учи устунга таянади. Сарровлар оддий темирбетондан тайёрланиб, чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи бўйича ҳисобланади. Ҳисоб жараёнида арматура ва бетонда ҳосил бўлиши мумкин бўлган пластик шарнир ва у туфайли эғувчи моментнинг қайта тақсимланиши эътиборга олинади. Сарровларнинг ҳисобий узунликлари таянч ўқлари орасидаги масофага тенг бўлади: четки сарровлар учун

$$l_{01} = 600 - 25 + \frac{30}{3} = 585 \text{ см; } \text{ўрта ораликдаги сарров учун}$$



6.4- расм. Ригелни ҳисоблашга доир:

а — бинонинг схематик кўндаланг қирқими; б — ҳисоблаш тарҳи; в — ригель кесимларидаги эгувчи момент ва кўндаланг кучлар.

$l_{02}=600$ см. Сарров кесимининг шакли ва ўлчамлари 6.4- расмда кўрсатилган.

Сарровга қобирғали плиталарнинг оғирлиги таянч нуқталарда йиғиқ куч сифатида, ўзининг оғирлиги эса текис ёйиқ куч сифатида таъсир этади. Агар сарровга тўрттадан ортиқ йиғиқ куч қўйилган бўлса, уларни текис ёйиқ куч сифатида қабул қилиб, ҳисобий ички учлар M ва Q ларни 2-иловадан топиш мумкин. Биз кўраётган мисолда (6.4- расм) сарровга доимий G ва муваққат P кучлардан ташкил топган 4 та куч қўйилган. Бу мисолда сарровнинг хусусий оғирлигидан ташкил топган

текис ёйиқ куч ҳам тегишли жойларда тўпланиб, йиғиқ куч ҳолига келтирилган ва бошқа юклардан ҳосил бўлган йиғиқ кучларга қўшилган.

Ҳисобий юкларни аниқлаймиз. Юк майдончаси G_1 ва P_1 учун $1,5 \times 8$ м; G_2 ва P_2 учун $1,05 \times 8$ м.

Плитанинг хусусий оғирлиги, пол конструкцияси (6.1-жадвал) ва сарровнинг хусусий оғирлигидан ҳосил бўлган доимий юк:

$$G_1 = 3,42 \cdot 1,5 \cdot 8,0 + \\ + \left[0,6 \cdot 0,2 + 2 \frac{(0,15 + 0,3)}{2} \cdot 0,15 \right] 1,5 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 48,4 \text{ кН};$$

$$G_2 = 3,42 \cdot 1,05 \cdot 8,0 + \left[0,6 \cdot 0,2 + 2 \frac{(0,15 + 0,3)}{2} \cdot 0,15 \right] \cdot 1,05 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 33,9 \text{ кН}.$$

Муваққат (фойдали) юк:

$$P_1 = 5,7 \cdot 1,5 \cdot 8,0 = 68,4 \text{ кН}; \quad P_2 = 5,7 \cdot 1,05 \cdot 8,0 = 47,9 \text{ кН}.$$

Сарровни ҳисоблаш тарҳи 6,4-расмда берилган.

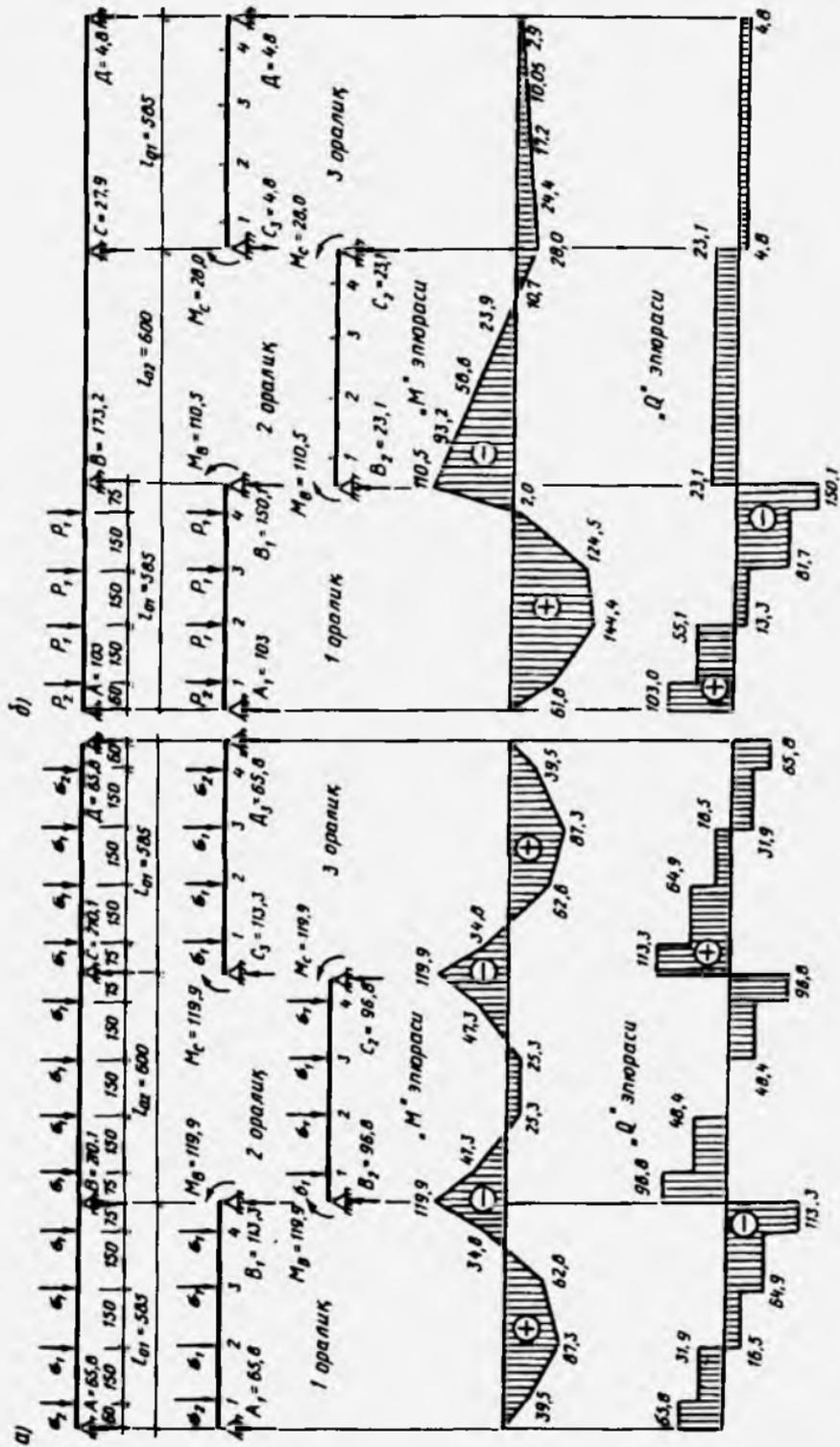
Ҳисобий юклардан ҳосил бўлган зўриқишлар. Сарровнинг статик ҳисоби билан танишиб ўтамиз. Таянч моментларини 3-илова асосида аниқлаймиз, бунга кўра ҳар қандай симметрик ташки юк интенсивлиги $P_{\text{эк}}$ бўлган текис ёйиқ куч билан алмаштирилади. Чапдаги таянчдан X масофада ётган кесимдаги ички кучлар қуйидаги формулалардан топилади:

$$\text{эғувчи моментлар } M_x = M_x^0 + \frac{M_{n-1}(l_n - X)}{l_n} + \frac{M_n X}{l_n};$$

$$\text{кўндаланг кучлар } Q_x = Q_x^0 + \frac{M_n - M_{n-1}}{l_n}.$$

Изланаётган таянч реакциясини (масалан, n — таянч учун) қуйидаги формуладан аниқлаш мумкин: $R_n = [Q_{n+1}]_{x=0} - [Q_n]_{x=l_n}$. Юқоридаги формулаларда M_x^0 ва Q_x^0 — оддий балкада ташки юклардан ҳосил бўлган эғувчи момент ва кўндаланг кучлар; M_{n-1} ва M_n сарровнинг чап ва ўнг таянчлардаги моментлари; Q_{n+1} ва Q_n таянчнинг ўнг ва чап қисмидаги кўндаланг кучлар.

Эғувчи момент ва кўндаланг кучлар доимий юк (Π) ва муваққат юкларнинг турли хил кўринишлари (B_1, B_2, B_3, B_4) учун алоҳида ҳисоблаб топилади, сўнгра тегишли



6.5- расм. Юқланган рителларда ҳисобий зўриқиш эпюраларини куриш:

а — Доимий юк ($G_1=48,4$ кН; $G_2=33,9$ кН) билан юқланганда; б — биринчи оралик муваккат юк ($P_1=68,4$ кН; $P_2=47,9$ кН) билан юқланганда.

Ригель кесімлерінде хисобий юклар таъсирінде хосил булган эгувчи моментлар.

Юклар	Юкларни тарқи	Моментларнинг қийматлари, кНм													
		оралиқларда										тажанияларда			
		M ₁₁	M ₁₂	M ₁₃	M ₁₄	M ₂₁	M ₂₂	M ₂₃	M ₂₄	M ₃₁	M ₃₂	M ₃₃	M ₃₄	M ₈	M _с
P		39,5	87,3	62,6	34,8	47,3	25,3	25,3	47,3	34,8	62,6	87,3	39,5	119,9	119,9
B ₁		61,8	144,4	124,5	2,0	93,2	58,6	23,9	10,7	24,4	17,2	10,1	2,9	110,5	28,0
B ₂		-6,7	30,4	52,1	73,8	18,0	120,6	120,6	18,0	73,8	52,1	30,4	6,7	84,6	84,6
B ₃		64,7	154,5	141,7	26,4	82,5	82,5	82,5	26,4	141,7	154,5	64,7	82,5	82,5	
B ₄		52,7	111,2	67,6	78,7	82,2	56,8	93,3	27,1	50	35,3	20,6	5,9	20,3	57,3
Юкларни тарқалар бўйича қўйиши		P + B ₁	101,3	231,7	187,1	32,8	140,5	33,3	1,4	79,8	97,3	42,4	230,4	-91,9	
		P + B ₂	30,8	56,9	10,5	108,6	29,3	145,9	29,3	108,6	10,5	56,9	30,8	204,5	204,5
		P + B ₃	104,2	241,8	204,3	-8,4	129,8	57,2	57,2	129,8	-8,4	204,3	104,2	202,4	202,4
		P + B ₄	91,8	190,5	130,2	113,5	129,5	82,1	118,6	20,2	84,8	27,3	33,6	322,9	171,2

холда (яъни $P + B_1$; $P + B_2$; $P + B_3$; $P + B_4$ кўринишида) жамланади.

Сарровга доимий юк қўйилган ҳол (6.5- расм, II).

Таянч моментлари (2- илова)

$M_b = M_c = -0,1P_{\kappa}l_0^2 = -0,1 \cdot 3,33 \cdot 6,0^2 = -119,9$ кНм;
бу ерда $P_{\kappa} = 33G/8l_0 = 33 \cdot 48,4/8 \cdot 6 = 33,3$ кН/м (6.2- жадвал)

Биринчи оралик. Оддий балканинг таянч реакциялари

$$A_1 = \frac{33,9 \cdot 5,25 + 48,4(3,75 + 2,25 + 0,75)}{5,85} = 86,3 \text{ кН},$$

$$B_1 = \frac{33,9 \cdot 0,6 + 48,4(2,1 + 3,6 + 5,1)}{5,85} = 92,8 \text{ кН}$$

Оралик моментлари (кН·м):

$$M_{11} = 86,3 \cdot 0,6 - \frac{119,9 \cdot 0,6}{5,85} = 39,5,$$

$$M_{12} = 86,3 \cdot 2,1 - 33,9 \cdot 1,5 - \frac{119,9 \cdot 2,1}{5,85} = 87,3.$$

$$M_{13} = 86,3 \cdot 3,6 - 33,9 \cdot 3 - 48,4 \cdot 1,5 - \frac{119,9 \cdot 3,6}{5,85} = 62,6,$$

$$M_{14} = 86,3 \cdot 5,1 - 33,9 \cdot 4,5 - 48,4(3 + 1,5) - \frac{119,9 \cdot 5,1}{5,85} = -34,8.$$

Кундаланг кучлар (кН):

$$Q_{A-11} = 86,3 - \frac{119,9}{5,85} = 65,8;$$

$$Q_{11-12} = 86,3 - 33,9 - \frac{119,9}{5,85} = 31,9,$$

$$Q_{12-13} = 86,3 - 33,9 - 48,4 - \frac{119,9}{5,85} = -16,5,$$

$$Q_{13-14} = 86,3 - 33,9 - 2 \cdot 48,4 - \frac{119,9}{5,85} = -64,9,$$

$$Q_{14-B} = B_1 = 86,3 - 33,9 - 3 \cdot 48,4 - \frac{119,9}{5,85} = -113,3.$$

Иккинчи оралик. Оддий балканинг таянч реакциялари

$B_2 = C_2 = 48,4 \cdot 2 = 96,8$ кН. Оралик моментлари (кН·м):

$$M_{21} = 96,8 \cdot 0,75 - \frac{119,9(6-0,75)}{6,0} - \frac{119,9 \cdot 0,75}{6,0} = -47,3,$$

$$M_{22} = 96,8 \cdot 2,25 - 48,4 \cdot 1,5 - \frac{119,9(6-2,25)}{6,0} - \frac{119,9 \cdot 2,25}{6,0} = 25,3.$$

Қолган қийматлар иккинчи ораликнинг уртасига нисбатан симметрик равишда аниқланади. Кундаланг кучлар:

$$Q_{B-21} = B_2 = 96,8 + \frac{(-119,9) + 119,9}{6} = 96,8;$$

$$Q_{21-22} = 96,8 - 48,4 + 0 = 48,4; \quad Q_{22-23} = 96,8 - 2 \cdot 48,4 + 0 = 0,$$

$$Q_{23-24} = 96,8 - 3 \cdot 48,4 + 0 = -48,4; \quad Q_{C-24} = C_2 = 96,8 - 4 \cdot 48,4 = -96,8.$$

Сарровни мумкин бўлган вариантларда муваққат юк билан юклаш.

Биринчи оралик (6.5- расм, B_1)

Таянч моментлари (2- илова)

$$M_B = -0,067 P_{\text{эк}} J_0^2 = -0,067 \cdot 48,2 \cdot 5,85^2 = -110,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_C = 0,017 P_{\text{эк}} J_0^2 = 0,017 \cdot 48,2 \cdot 5,85^2 = 28 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{бу ерда } P_{\text{эк}} = \frac{33}{8} \cdot \frac{P}{l_0} = \frac{33}{8} \cdot \frac{68,4}{5,85} = 48,2 \text{ кН/м}.$$

Биринчи оралик. Оддий балканинг таянч реакциялари

$$A_1 = \frac{47,9 \cdot 5,25 + 68,4(3,75 + 2,25 + 0,75)}{5,85} = 121,9 \text{ кН};$$

$$B_1 = \frac{47,9 \cdot 0,6 + 68,4(2,1 + 3,6 + 5,1)}{5,85} = 131,2 \text{ кН}.$$

Оралик моментлари (кН·м):

$$M_{11} = 121,9 \cdot 0,6 - \frac{110,5 \cdot 0,6}{5,85} = 61,8;$$

$$M_{12} = 121,9 \cdot 2,1 - 47,9 \cdot 1,5 - \frac{110,5 \cdot 2,1}{5,85} = 144,4$$

$$M_{13} = 121,9 \cdot 3,6 - 47,9 \cdot 3 - 68,4 \cdot 1,5 - \frac{110,5 \cdot 3,6}{5,85} = 124,5.$$

$$M_{14} = 121,9 \cdot 5,1 - 47,9 \cdot 4,5 - 68,4 - (3 + 1,5) - \frac{110,5 \cdot 5,1}{5,85} = 2,0.$$

Кундаланг кучлар (кН):

$$Q_{A-11} = A = 121,9 - \frac{110,5}{5,85} = 103;$$

$$Q_{11-12} = 121,9 - 47,9 - \frac{110,5}{5,85} = 55,1;$$

$$Q_{12-13} = 121,9 - 47,9 - 68,4 - \frac{110,5}{5,85} = -13,3;$$

$$Q_{13-14} = 121,9 - 47,9 - 2 \cdot 68,4 - \frac{110,5}{5,85} = -81,7$$

$$Q_{14-B} = B_1 = 121,9 - 47,9 - 3 \cdot 68,4 - \frac{110,5}{5,85} = -150,1.$$

Иккинчи оралик. Оддий балканинг таянч реакциялари $B_2' = C_2' = 0$.

Оралик моментлари (кН·м):

$$M_2 = -\frac{110,5(6-0,75)}{6} + \frac{28 \cdot 0,75}{6} = -93,2;$$

$$M_{22} = -\frac{110,5(6-2,25)}{6} + \frac{28 \cdot 2,25}{6} = -58,6;$$

$$M_{23} = -\frac{110,5(6-3,75)}{6} + \frac{28 \cdot 3,75}{6} = -23,9;$$

$$M_{24} = -\frac{110,5(6-5,25)}{6} + \frac{28 \cdot 5,25}{6} = 10,7.$$

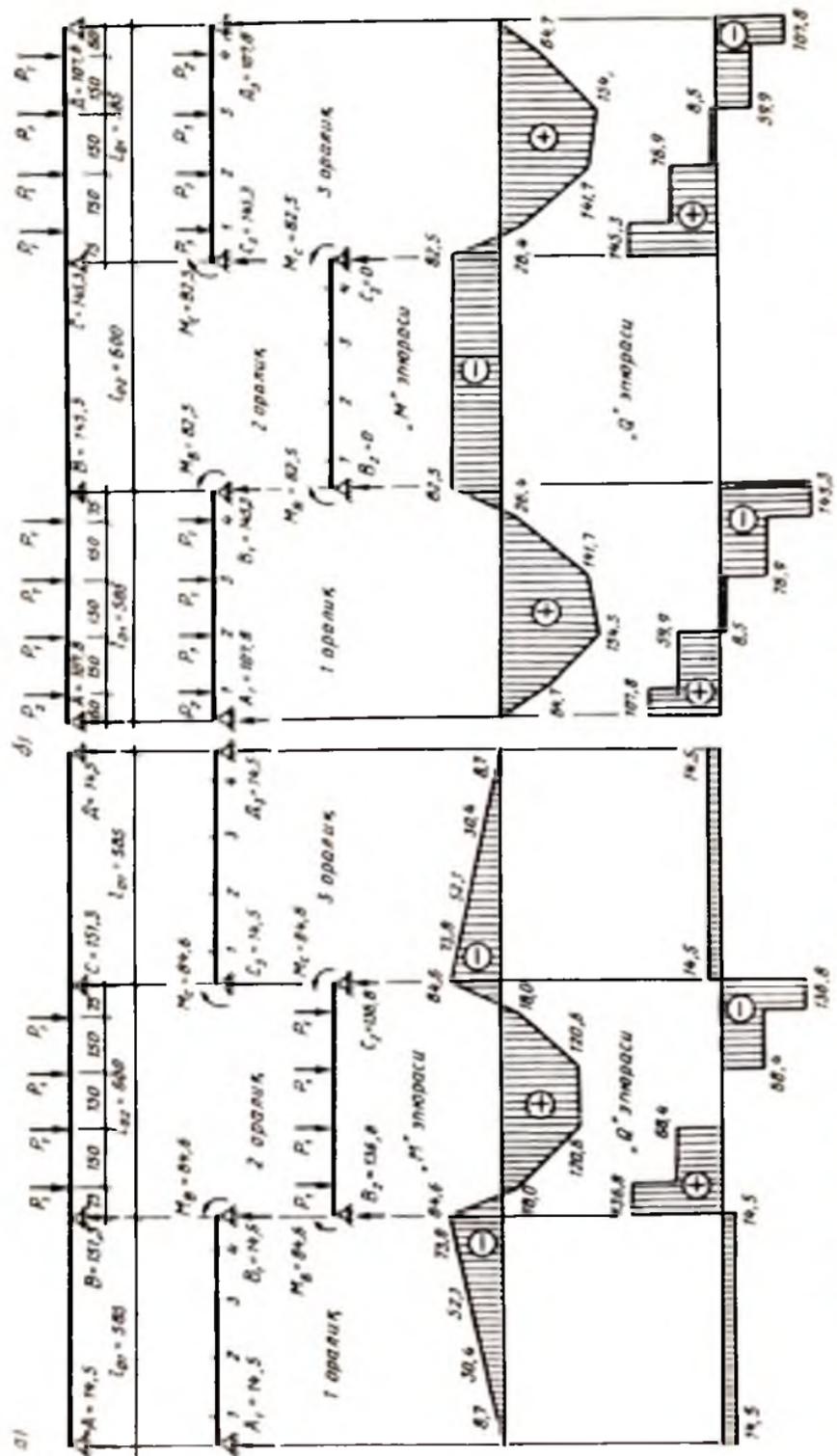
$$\begin{aligned} \text{Кундаланг кучлар } Q_{B-21} &= Q_{21-22} = Q_{22-23} = Q_{23-24} = \\ &= Q_{24-C} = B_2 = C_2 = \frac{28 - (-110,5)}{6} = 23,1 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Учинчи оралик. Оддий балканинг таянч реакциялари $C_3' = D_3' = 0$.

Оралик моментлари (кН·м):

$$M_{31} = \frac{28(5,85-0,75)}{5,85} = 24,4; \quad M_{32} = \frac{28(5,85-2,25)}{5,85} = 17,2;$$

$$M_{33} = \frac{28(5,85-3,75)}{5,85} = 10,05; \quad M_{34} = \frac{28(5,85-5,25)}{5,85} = 2,9.$$



б. б. расм. Муваққат юк билан юклаган рителдаги хисобий зўриқишлар энкерасини курсит. а — биринчи оралик юклаганда, б — биринчи ва учинчи ораликлар юклаганда ($P_1 = 68.4$ кН, $P_2 = 47.9$ кН)

Кундаланг кучлар:

$$\begin{aligned} Q_{C-31} &= Q_{31-32} = Q_{32-33} = Q_{33-34} = \\ &= Q_{34-D} = C_3 = D_3 = -\frac{28}{5,85} = -4,8 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Иккинчи ораликни BC ни муваққат юк билан юклаш (6.6- рasm, B_2).

Таянч моментлари (2- и л о в а):

$$M_B = M_C = -0,05 P_{\text{эк}} l_0^2 = -0,05 \cdot 47 \cdot 6^2 = -84,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

бу ерда $P_{\text{эк}} = \frac{33}{8} \cdot \frac{68,4}{6} = 47,0 \text{ кН/м}$.

Биринчи оралик. Оддий балканинг таянч реакци-ялари $A'_1 = B'_1 = 0$.

Оралик моментлари (кН·м):

$$M_{11} = -\frac{84,6 \cdot 0,6}{5,85} = -8,7; \quad M_{12} = -\frac{84,6 \cdot 2,1}{5,85} = -30,4;$$

$$M_{13} = -\frac{84,6 \cdot 3,6}{5,85} = -52,1; \quad M_{14} = -\frac{84,6 \cdot 5,1}{5,85} = -73,8.$$

Кундаланг кучлар:

$$Q_{A-11} = Q_{11-12} = Q_{12-13} = Q_{14-B} = B_1 = -\frac{84,6}{5,85} = -14,5 \text{ кН}.$$

Иккинчи оралик. Оддий балканинг таянч реакци-ялари

$$B'_2 = C'_2 = 2 \cdot 68,4 = 136,8 \text{ кН}$$

Оралик моментлари (кН·м):

$$M_{21} = 136,8 \cdot 0,75 - \frac{84,6(6-0,75)}{6} - \frac{84,6 \cdot 0,75}{6} = 18,0;$$

$$\begin{aligned} M_{22} &= 136,8 \cdot 2,25 - 68,4 \cdot 1,5 - \\ &- \frac{84,6(6-2,25)}{6} - \frac{84,6 \cdot 2,25}{6} = 120,6. \end{aligned}$$

Қолган қийматлар иккинчи ораликнинг ўртасига нисбатан симметрик равишда аниқланади. Кундаланг кучлар:

$$Q_{B-21} = B_2 = 136,8 + \frac{(-84,6) - (-84,6)}{6} = 136,8;$$

$$Q_{21-22} = 136,8 - 68,4 + 0 = 68,4;$$

$$Q_{23-24} = 136,8 - 3 \cdot 68,4 + 0 = -68,4;$$

$$Q_{22-23} = 136,8 - 2 \cdot 68,4 + 0 = 0;$$

$$Q_{24-C} = C_2 = 136,8 - 4 \cdot 68,4 = -136,8.$$

Учинчи ораликдаги кийматлар биринчи оралик билан бир хил бўлади.

Биринчи ва учинчи ораликларни муваққат юк билан юклаш (6.6-расм, B_3). Таянч моментлари:

$$M_B = M_C = -0,05P_{\text{эк}0} = -0,05 \cdot 48,2 \cdot 5,85^2 = -82,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Биринчи оралик. Оддий балканинг таянч реакциялари

$$A'_1 = 121,9 \text{ кН}; \quad B'_1 = 131,2 \text{ кН}.$$

Оралик моментлари (кН·м):

$$M_{11} = 121,9 \cdot 0,6 - \frac{82,5 \cdot 0,6}{5,85} = 64,7;$$

$$M_{12} = 121,9 \cdot 2,1 - 47,9 \cdot 1,5 - \frac{82,5 \cdot 2,1}{5,85} = 154,5;$$

$$M_{13} = 121,9 \cdot 3,6 - 4,69 \cdot 3 - 68,4 \cdot 1,5 - \frac{82,5 \cdot 3,6}{5,85} = 141,7;$$

$$M_{14} = 121,9 \cdot 5,1 - 47,9 \cdot 4,5 - 68,4(3 + 1,5) - \frac{82,5 \cdot 5,1}{5,85} = 26,4.$$

Кундаланг кучлар (кН):

$$Q_{A-11} = A = 121,9 - \frac{82,5}{5,85} = 107,8;$$

$$Q_{11-12} = 121,9 - 47,9 - \frac{82,5}{5,85} = 59,9;$$

$$Q_{12-13} = 121,9 - 47,9 - 68,4 - \frac{82,5}{5,85} = -8,5;$$

$$Q_{13-14} = 121,9 - 47,9 - 2 \cdot 68,4 - \frac{82,5}{5,85} = -76,9;$$

$$Q_{14-B} = B_1 = 121,9 - 47,9 - 3 \cdot 68,4 - \frac{82,5}{5,85} = -145,3;$$

Иккинчи оралик. Оддий балканинг таянч реакциялари $B'_2 = C'_2 = 0$.

Таянч моментлари (кН·м):

$$M_{21} = - \frac{82,5(6-0,75)}{6} - \frac{82,5 \cdot 0,75}{6} = -82,5,$$

$$M_{22} = -\frac{-82,5(6-2,25)}{6} - \frac{82,5 \cdot 2,25}{6} = -82,5.$$

Қолган қийматлар иккинчи оралиқнинг ўртасига нисбатан симметрик равишда аниқланади.

Қундаланг кучлар (кН):

$$\begin{aligned} Q_{B-21} = Q_{21-22} = Q_{22-23} = Q_{23-24} = Q_{24-C} = B_2 = C_2 = \\ = \frac{-82,5 - (-82,5)}{6} = 0. \end{aligned}$$

Учинчи оралиқ. Оддий балканинг таянч реакциялари

$$C_3 = B_1 = 131,2 \text{ кН}; D_3 = A_1' = 121,9 \text{ кН}.$$

Қундаланг кучлар (кН):

$$Q_{C-31} = C_3 = 131,2 + \frac{82,5}{5,85} = 145,3;$$

$$Q_{31-32} = 131,2 - 68,4 + \frac{82,5}{5,85} = 76,9;$$

$$Q_{32-33} = 131,2 - 68,4 \cdot 2 + \frac{82,5}{5,85} = 8,5;$$

$$Q_{33-34} = 131,2 - 68,4 \cdot 3 + \frac{82,5}{5,85} = -59,9;$$

$$Q_{34-D} = D_3 = 131,2 - 68,4 \cdot 3 - 47,9 + \frac{82,5}{5,85} = -107,8.$$

Биринчи ва иккинчи оралиқ (AB ва BC) ни муваққат юк билан юклаш (6.7-расм, B_4). Таянч моментлари (2-иллова):

$$M_B = -0,117P_{3к}l_0^2 = -0,117 \cdot 48,2 \cdot 6^2 = -203,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

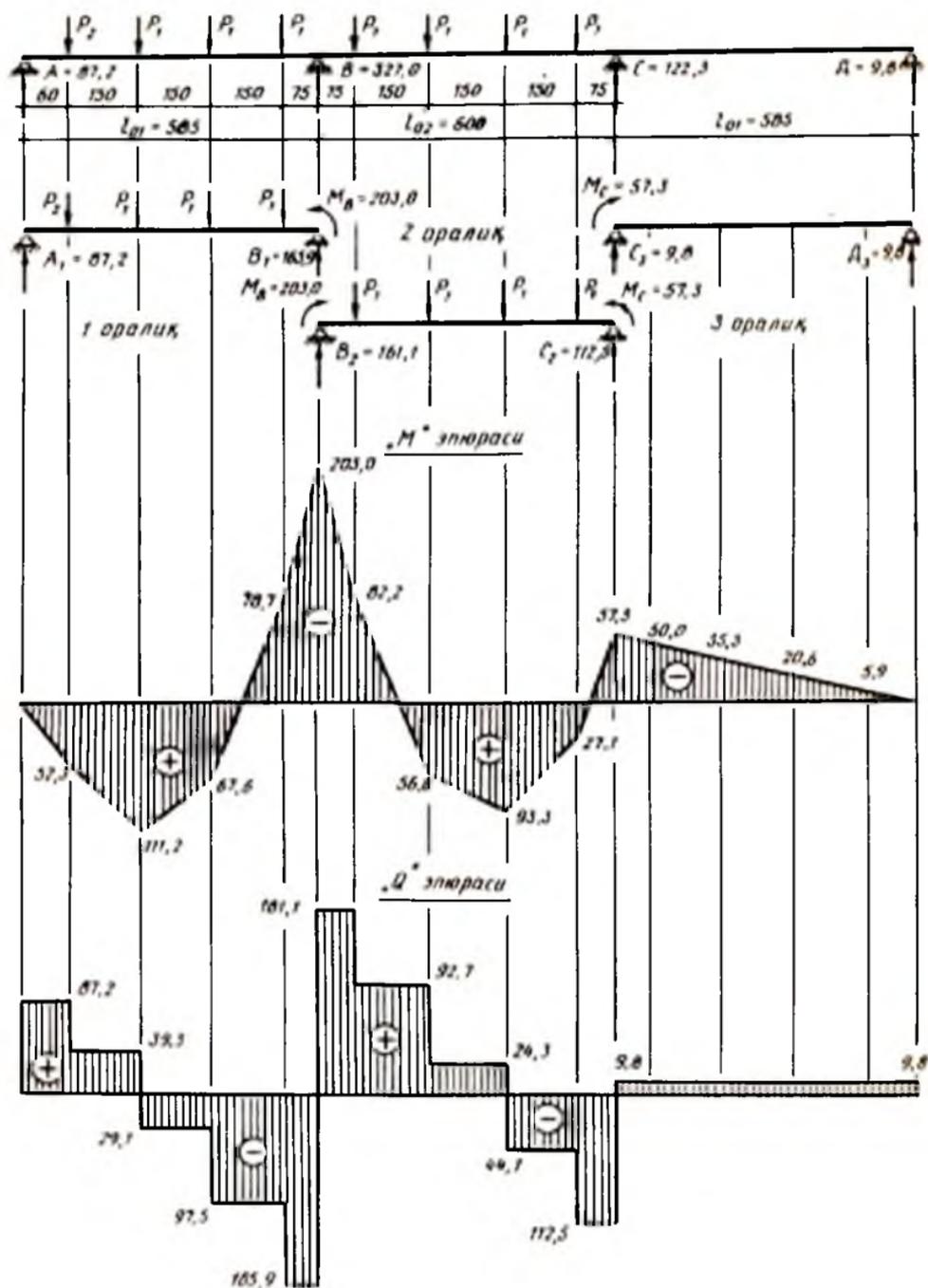
$$M_C = -0,033P_{3к}l_0^2 = -0,033 \cdot 48,2 \cdot 6^2 = -57,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Биринчи оралиқ. Оддий балканинг таянч реакциялари: $A_1' = 121,9$ кН; $B_1' = 131,2$ кН.

Оралиқ моментлари (кН·м):

$$M_{11} = 121,9 \cdot 0,6 - \frac{203 \cdot 0,6}{5,85} = 52,3;$$

$$M_{12} = 121,9 \cdot 2,1 - 47,9 \cdot 1,5 - \frac{203 \cdot 2,1}{5,65} = 111,2;$$



6.7- расм. Биринчи ва иккинчи оралик муваккат юк билан юкланганда ригелдаги хисобий зүрикишлар эюрасини куриш.

$$M_{13} = 121,9 \cdot 3,6 - 47,9 \cdot 2 - 68,4 \cdot 1,5 - \frac{203 \cdot 3,6}{5,85} = 67,6;$$

$$M_{14} = 121,9 \cdot 5,1 - 47,9 \cdot 4,5 - 68,4(3 + 1,5) - \frac{203 \cdot 5,1}{5,85} = -78,7.$$

Кундаланг кучлар (кН):

$$Q_{A-11} = A = 121,9 - \frac{203}{5,85} = 87,2;$$

$$Q_{11-12} = 121,9 - 47,9 - \frac{203}{5,85} = 39,3;$$

$$Q_{12-13} = 121,9 - 47,9 - 68,4 - \frac{203}{5,85} = -29,1;$$

$$Q_{13-14} = 121,9 - 47,9 - 2 \cdot 68,4 - \frac{203}{5,85} = -97,5;$$

$$Q_{14-B} = B_1 = 121,9 - 17,9 - 3 \cdot 68,4 - \frac{203}{5,85} = -165,9.$$

Иккинчи оралик. Оддий балканинг таянч реакциялари: $B_2^c = C_2^c = 2 \cdot 68,4 = 136,8$ кН.

Оралик моментлари (кН·м):

$$M_{21} = 136,8 \cdot 0,75 - \frac{203(6 - 0,75)}{6} - \frac{57,3 \cdot 0,75}{6} = -82,2;$$

$$M_{22} = 136,8 \cdot 2,25 - 68,4 \cdot 1,5 - \frac{203(6 - 2,25)}{6} - \frac{57,3 \cdot 2,25}{6} = 56,8;$$

$$M_{23} = 136,8 \cdot 3,75 - 68,4(3 + 1,5) - \frac{203(6 - 3,75)}{6} - \frac{57,3 \cdot 3,75}{6} = 93,3;$$

$$M_{24} = 136,8 \cdot 5,25 - 68,4(4,5 + 3 + 1,5) - \frac{203(6 - 5,25)}{6} - \frac{57,3 \cdot 5,25}{6} = 27,1;$$

Кундаланг кучлар (кН):

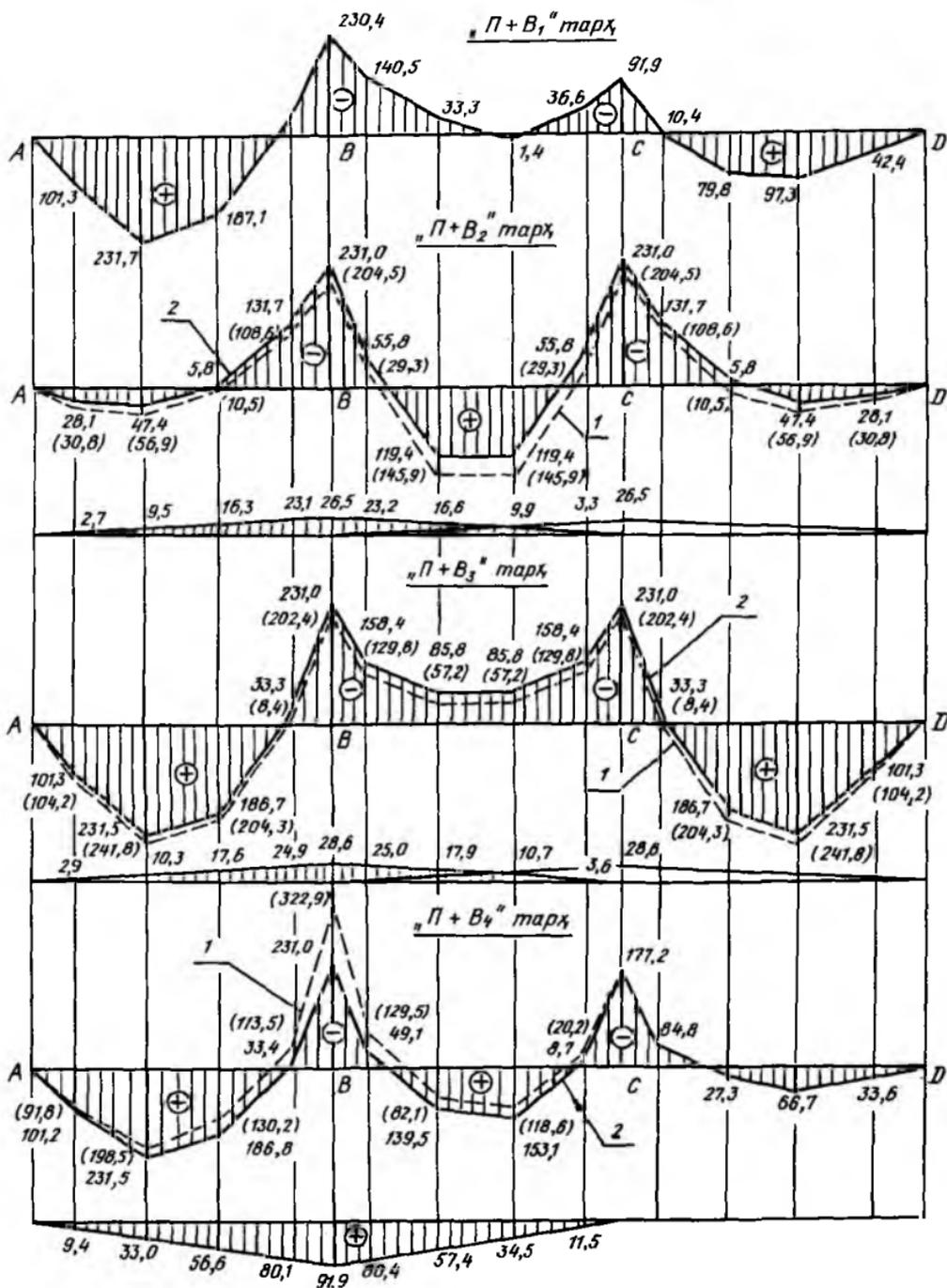
$$Q_{B-21} = B_2 = 136,8 + \frac{(-57,3) - (-203)}{6} = 136,8 + 24,3 = 161,1;$$

$$Q_{21-22} = 136,8 - 68,4 + 24,3 = 92,7;$$

Сарровлардаги кўндаланг кучлар*

Юк	Участкалар бўйича кўндаланг кучлар микдори, кН														
	A-11	11-12	12-13	13-14	14-B	B-21	21-22	22-23	23-24	24-C	C-31	31-32	32-33	33-34	34-
Доимий, П	65,8	31,9	-16,5	-64,9	113,3	96,8	48,4	0	-48,4	96,8	113,3	64,9	16,5	-31,9	-65,8
B ₁	103,0	55,1	-13,3	-81,7	150,1	23,1	23,1	23,1	23,1	23,1	-4,8	-4,8	-4,8	-4,8	-4,8
B ₂	-14,5	-14,5	-14,5	-14,5	-14,5	136,8	68,4	0	-68,4	136,8	14,5	14,5	14,5	14,5	14,5
B ₃	107,8	59,9	-8,5	-76,9	145,3	0	0	0	0	0	145,3	76,9	8,5	-59,9	107,8
B ₄	87,2	39,3	-29,1	-97,5	165,9	161,1	92,7	24,3	-44,1	112,5	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8
П+B ₁	168,8	87,0	-29,8	146,6	263,4	119,9	71,5	23,1	-25,3	73,7	108,5	60,1	11,7	-36,7	-70,6
П+B ₂	51,3	17,4	-31,0	-79,4	127,8	233,6	116,8	0	116,8	233,6	127,8	79,4	31,0	-17,4	-51,3
П+B ₃	173,6	91,8	-25,0	141,8	258,6	96,8	48,4	0	-48,4	96,8	258,6	141,8	25,0	-91,8	173,6
П+B ₄	153,0	71,2	-45,6	162,4	279,2	257,9	141,1	24,3	-92,5	209,3	123,1	74,7	26,3	-22,1	-56,0
энг нобол	173,6	91,8	45,6	162,4	279,2	257,9	141,1	24,3	116,8	233,6	258,6	141,8	31,0	91,8	173,6

* Сарровлар (ригеллар) эластик система сифатида қаралади.



6.8-расм. Эгувчи моментлар қайта тақсимланганда асосий ва қўшимча элюралар:

1 — қайта тақсимлашдан илгари (кавсдаги ординаталар); 2 — қайта тақсимлангандан сўнг.

$$Q_{22-23} = 136,8 - 68,4 \cdot 2 + 34,3 = 24,3;$$

$$Q_{23-24} = 136,8 - 68,4 \cdot 3 + 24,3 = -44,1;$$

$$Q_{24-C} = C_2 = 136,8 - 68,4 \cdot 4 + 24,3 = -112,5.$$

Учинчи оралик. Оддий балканинг таянч реакциялари $C'_3 = D'_3 = 0$.

Оралик моментлари (кН·м):

$$M_{31} = \frac{-57,3(5,85 - 0,75)}{5,85} = -50;$$

$$M_{32} = \frac{-57,3(5,85 - 2,25)}{5,85} = -35,3;$$

$$M_{33} = \frac{-57,3(5,85 - 3,75)}{5,85} = -20,6;$$

$$M_{34} = \frac{-57,2(5,85 - 5,25)}{5,85} = -5,9.$$

Қўндаланг кучлар (кН):

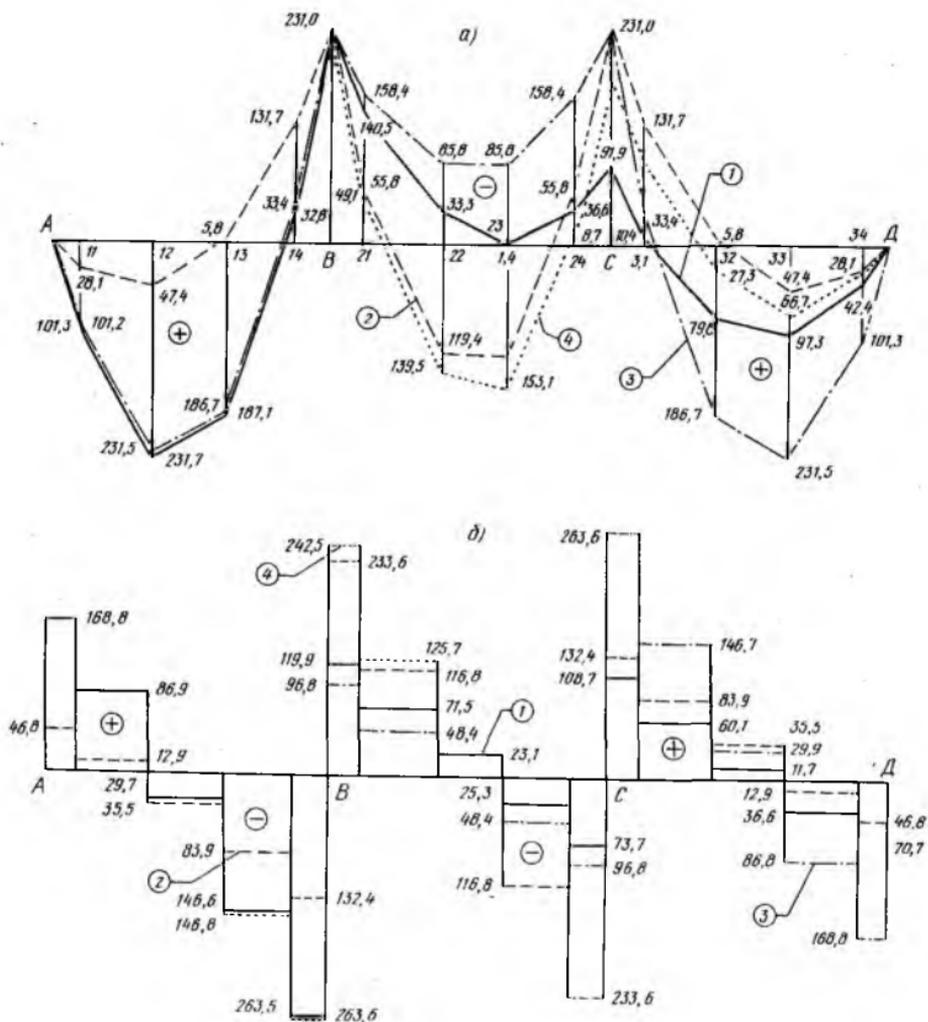
$$Q_{C-31} = C_3 = Q_{31-32} = Q_{32-33} = \\ = Q_{33-34} = Q_{34-D} = D = \frac{0 - (-57,3)}{5,85} = 9,8$$

Ҳисоб натижалари 6.3-жадвалда келтирилган.

Бетон ва арматуранинг пластик деформацияланишини эътиборга олиб, моментларни қайта тақсимлаймиз. Бундай қилишдан мақсад уларнинг таянчлардаги қийматларини кичрайтириш ва ўзаро яқинлаштиришдан иборат. Бу тадбир арматура сарфини камайтириш ва бетон ишларини осонлаштириш имконини беради. Қайта тақсимлашда учбурчак шакли қўшимча эпюрадан фойдаланилади. Асосий эпюрага қўшиладиган ёрдамчи эпюранинг мусбат ёки манфий максимал ординатаси асосийга нисбатан 30 % дан ортиб кетмаслиги зарур.

Моментлар тақсимоти 6.8-расмда келтирилган. В таянчидаги ($\Pi + B_4$ тархи) $M_B = -322,9$ кН·м момент қўшимча эпюрани қўшиш натижасида 91,9 кН·м (28,5 %) га камайтирилган. Учбурчакли эпюранинг қолган ординаталари мутаносиблик (пропорционаллик) қоида­сига кўра аниқланади. Моментларни $\Pi + B_2$ ва $\Pi + B_3$ тархлари бўйича қайта тақсимлаб, барча тарх (схема)лардаги таянч моментларининг ўзаро яқинлашувига эришамиз. Бунда $\Pi + B_3$ тархидаги максимал эгувчи момент 241,8 дан

231,5 кН м га қадар қамаяди. $P+B_1$ тарҳидаги моментларнинг қиймати қайта тақсимланган моментлардан кичикроқ бўлгани сабабли уни ўзгаришсиз қолдирамиз.



6.9- расм. Умумлашма (огибающая) эпюралар:

а — эгувчи момент эпюралари; б — кўндаланг куч эпюралари; Юкларнинг қўшилиши: 1) $P+B_1$; 2) $P+B_2$; 3) $P+B_3$; 4) $P+B_4$

Қайта тақсимланган моментлар эпюрасини устма-уст жойлаштириш йўли билан умумлашма (огибающая) М эпюрасини ҳосил қиламиз (6.9- расм, а).

Қайта тақсимланган моментлар бўйича кўндаланг кучлар аниқланади. Кўндаланг кучлар саровнинг алоҳида бўлакчалари (участкалари) учун аввалдан маълум

Сарровдаги қайта тақсимланган қўндаланг кучлар

Юклар йиғиндиси	Участкалар бўйича қўндаланг кучлар микдори, кН														
	А-11	11-12	12-13	13-14	14-В	В-21	21-22	22-23	23-24	24-С	С-31	31-32	32-33	33-34	34-
П+В ₁	168,8	86,9	-29,7	-146,6	-263,5	119,9	71,5	23,1	-25,3	-73,7	108,7	60,1	11,7	-36,6	-70,7
П+В ₂	46,8	12,9	-35,5	-83,9	-132,4	233,6	116,8	0	-116,8	233,6	132,4	83,9	35,5	-12,9	-46,8
П+В ₃	168,8	86,8	-29,9	-146,7	-263,6	96,8	48,4	0	-48,4	-96,8	263,6	146,7	29,9	-86,8	-168,8
П+В ₄	168,7	86,9	-29,8	-146,8	-263,5	242,5	125,7	9,1	-107,9	-224,7	123,2	74,7	26,3	-22,1	-56,0
Умумлашма эпора ордина- талари	168,8	86,9	35,5	146,8	263,6	242,5	125,7	23,1	116,8	233,6	263,6	146,7	35,5	86,9	168,8

бўлган формула $\frac{M_{\text{ўнг}} - M_{\text{chap}}}{\Delta l}$ ёрдамида аниқланади. Бу

ерда Δl булакча узунлиги бўлиб, бу узунлик таянчдан кучгача ёки иккита куч оралиғидаги масофага тенг бўлиши мумкин. Масалан, $\Pi + B_4$ тарҳидаги А таянчи билан Π кесим орасидаги булакчада кундаланг куч

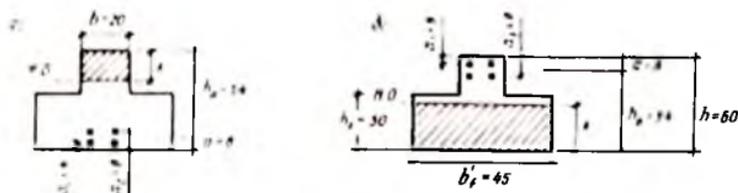
$$Q_{A-\Pi} = \frac{101,2 \cdot 0}{0,6} = 168,7 \text{ кН, } 14 - B \text{ участкада эса}$$

$$Q_{14-B} = \frac{231 - (-33,4)}{0,75} = -263,5 \text{ кН бўлади. Хисоб нати-}$$

жалари 6.4- жадвалда берилган.

6.4- жадвал асосида кундаланг кучларнинг умумлаш- ма (оггибающая) эпюрасини қурамиз (6.9- расм, б). Сар- ров кесимларини мустаҳкамликка ҳисоблаганда умумлаш- ма M ва Q эпюраларидан фойдаланамиз.

Сарров (ригель) ларни мустаҳкамликка ҳисоблаш. Сарровнинг қабул қилинган кесими учун сиқилиш зонаси- да бетоннинг мустаҳкамлиги қай даражада эканлигини текшираемиз: $Q \leq 0,3 \varphi_{\text{ш1}}, \varphi_{b1} R_b b h_0$; энг катта кундаланг куч $Q_{14-B} = 279,2 \text{ кН} < 0,3 \cdot 0,885 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 54 (100) = 401 \text{ кН}$ бу ерда $\varphi_{\text{ш1}} = 1$; $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,885$. Шарт қаноатлантирилди. Кесим ўлчамлари мустаҳкамлик та- лабларига жавоб беради.



6.10- расм. Ригелнинг характерли ҳисобий кесимлари: а — ораликда; б — таянчда.

Бўйлама арматурани ҳисоблашда мусбат моментлар учун сарровнинг кесими тўғри тўртбурчак шаклида ($b = 20$ см), манфий моментлар учун эса тавр шаклида ($b'_f = 45$ см) олинади (6.10- расм, а, б).

Четки ораликда. $M_{12} = 231,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{12}}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2} = \frac{231,7 \cdot 10^5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 54^2 (100)} = 0,304,$$

4.1- жадвалдан $\zeta = 0,813$.

Арматуранинг кундаланг кесим юзасини аниқлаймиз

$$A_s = \frac{M_{12}}{R_s \zeta h_0} = \frac{231,7 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,813 \cdot 54(100)} = 14,46 \text{ см}^2.$$

Бунга кўра (6 иловадан) 4Ø22 А — III ($A_s = 15,2 \text{ см}^2$) қабул қилинади.

В ва С таянчларида. $M_B = M_C = -231 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Тавр шакли кесимда нейтрал қатлам ҳолатини аниқлаймиз $M' = R_b \gamma_{b2} b' h' f' (h_0 - 0,5 h' f') = 14,5 \cdot 0,9 \cdot 45 \cdot 30(54 - 0,5 \cdot 30)(100) = 687,1 > 231 \text{ кН} \cdot \text{м}$, демак нейтрал қатлам токчадан ўтар экан, шунинг учун ҳисоб кенглиги $b' f' = 45 \text{ см}$ бўлган тўғри тўртбурчакли кесим учун бажарилади.

В таянчида, устун қиррасида, $\Pi + B_3$ юкидан ҳосил бўлган эпюрада абсолют миқдорига кўра энг катта момент $M_{гр} = -M_B + 0,5 Q_{B-21} h_0 = -231,0 + 0,5 \cdot 96,8 \cdot 0,4 = -211,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$ бўлади.

$$\alpha_m = \frac{M_{гр}}{R_b \gamma_{b2} b' h_0^2} = \frac{211,6 \cdot 10^5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 45 \cdot 54^2(100)} = 0,124; \zeta = 0,934,$$

$$A_s = \frac{211,6 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,934 \cdot 54(100)} = 11,49 \text{ см}^2$$

Бунга кўра 4Ø 20 А — III ($A_s = 15,2 \text{ см}^2$) қабул қилинади.

Ўрта оралликда. Мусбат momenti $M_{23} = 153,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$ таъсир этганда

$$\alpha_m = \frac{153,1 \cdot 10^5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 54^2(100)} = 0,201; \zeta = 0,887.$$

Остки ишчи арматуранинг зарурий кесим юзасини аниқлаймиз

$$A_s = \frac{153,1 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,887 \cdot 54(100)} = 8,76 \text{ см}^2.$$

Бунга кўра 4Ø 18 А — III ($A_s = 10,18 \text{ см}^2$) қабул қилинади.

$M_{22} = M_{23} = -85,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$ га тенг бўлган манфий момент таъсир этганда

$$\alpha_m = \frac{85,8 \cdot 10^5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 45 \cdot 54^2(100)} = 0,05; \zeta = 0,974.$$

Устки ишти арматуранинг зарурий кесим юзасини аниқлаймиз:

$$A_s = \frac{85,8 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,974 \cdot 54(100)} = 4,47 \text{ см}^2.$$

Бунга кўра $2\varnothing 20 \text{ А} - \text{III}$ ($A_s = 6,28 \text{ см}^2$) кабул қилинади.

Кўндаланг арматурани ҳисоблашда икки хил ҳисобда: эластик система ва моментларни қайта тақсимлаш (пластик система) бўйича аниқланган кўндаланг кучнинг каттасидан фойдаланамиз. Ҳисобий кўндаланг арматурага (хомутга) эҳтиёж бор-йўқлигини текшираемиз.

А таянчидаги кўндаланг куч: $Q_{4-11} = 173,6 \text{ кН}$.

Кўндаланг арматура қўйилмаганда оғма кесимнинг юк кўтариш қобиляти $Q_{bu} = \frac{M_b}{C} = \frac{110,2}{0,6} = 183,7 \text{ кН} > Q_{b, \min} =$

$= 0,6(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 54(100) =$
 $= 61,2 \text{ кН}$, бу ерда $M_B = 2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 0,9 \cdot$
 $\cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 54^2(100) = 110,2 \text{ кНм}$; $C = 0,6$ — «А» таянчидан биринчи кучгача бўлган масофа; $\varphi_f = \varphi_n = 0$ (чунки А таянчида токча сиқилмайди ва бўйлама сиқувчи куч ҳам йўқ).

$Q_{4-11} = 173,6 \text{ кН} < Q_{b4} = 183,7 \text{ кН}$ бўлгани учун, А таянчи яқинида кўндаланг арматурани ҳисобламай, конструктив равишда қўямиз.

В таянчининг чап томонида максимал кўндаланг куч таъсир этади: $Q_{14-B} = Q_1 = 279,2 \text{ кН}$.

$M_2(1 + 0,5) 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 54^2(100) = 165,3 \text{ кН}$, бу ерда

$$\varphi_n = 0; \varphi_f = \frac{0,75(b_f - b)h_f}{bh_n} = \frac{0,75(45 - 20)30}{20 \cdot 54} = 0,52$$

бўлиб, 0,5 дан ошмаслиги керак.

Кўндаланг арматура мавжуд бўлмаганда оғма кесимнинг юк кўтариш қобиляти:

$$Q_{bu} = Q_{bu} = \frac{M_B}{C} = \frac{165,3}{0,75} = 220,4 \text{ кН} > Q_{b, \min} =$$

$= 0,6(1 + 0,5) 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 54(100) = 91,8 \text{ кН}$

$Q_{14-B} = 279,2 > Q_{b4} = 220,4 \text{ кН}$ бўлгани учун, ҳисобий кўндаланг арматура талаб этилади. Хомутлардаги зарурий зўриқишни аниқлаймиз.

$$X_1 = \frac{Q_1 - Q_{b1}}{Q_{b1}} = \frac{279,2 - 220,4}{220,4} = 0,27.$$

$$C_1 = 0,75 \text{ м} < 2 h_0 = 2 \cdot 0,54 = 1,08 \text{ м булгани учун}$$

$$c_0 = c_1 = 0,75 \text{ м}$$

деб кабул қиламиз.

$$X_{01} = \frac{Q_{b,\min}}{Q_{b1}} \cdot \frac{C_0}{2h_0} = \frac{91,8}{220,4} \cdot \frac{0,75}{2 \cdot 0,54} = 0,29.$$

$X_1 = 0,27 < X_{01} = 0,29$ булганлиги сабабли хомутларнинг зарурий зўриқиши (интенсивлиги)ни қуйидаги формула ёрдамида аниқлаймиз:

$$g_{sw_1} = \frac{Q_1}{C_0} \cdot \frac{X_{01}}{X_{01} + 1} = \frac{279,2}{0,75} \cdot \frac{0,29}{0,29 + 1} = 83,7 \text{ кН/м.}$$

g_{sw_2} ни аниқлашда $c_2 = 0,75 + 1,5 = 2,25$ м деб оламиз.

У ҳолда $Q_{b2} = Q_{b2} = \frac{165,3}{2,25} = 73,5 \text{ кН} < Q_{b,\min} = 91,8 \text{ кН.}$

$Q_{b2} = 91,8 \text{ кН}$ деб кабул қиламиз. Бунга мос кўндаланг куч:

$Q_2 = Q_{13-14} = 162,4 \text{ кН. } c_2 = 2,25 > 2h_0 = 1,08 \text{ м булгани учун } c_0 = 2h_0 = 1,08 \text{ м}$ деб оламиз.

$$X_2 = \frac{Q_2 - Q_{b2}}{Q_{b2}} = \frac{162,4 - 91,8}{91,8} = 0,77 < X_{02} = \frac{Q_{b,\min}}{Q_{b2}} \cdot \frac{c_0}{2h_0} =$$

$$= \frac{91,8 \cdot 1,08}{91,8 \cdot 2 \cdot 0,54} = 1,0,$$

хомутларнинг зарурий интенсивлиги (зўриқиши):

$$g_{sw_2} = \frac{Q_2}{c_0} \cdot \frac{x_{02}}{x_{02} + 1} = \frac{162,4}{1,08} \cdot \frac{1}{1 + 1} = 75,2 \text{ кН/м.}$$

Зўриқишнинг максимал қиймати сифатида $g_{sw} = g_{sw} = 83,7 \text{ кН/м}$ ни кабул қиламиз.

Хомутлар орасидаги масофа таянчдан биринчи кучгача булган масофада (камида ораликнинг $\frac{1}{4}$ қисмида), кесим баландлиги $h > 45$ см булганда $S_1 = \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20$ см дан, шунингдек 50 см дан ошмаслиги зарур. Сарровнинг қолган қисмида $S_2 = \frac{3}{4}h = \frac{3}{4} \cdot 60 = 45$ см дан ошмаслиги

зарур. Таянч яқинида хомутлар орасидаги энг катта қадам $S_{\max} = 1,5R_{bt}\gamma_{b2}bh_0^2/Q_{\max} =$
 $= 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 54^2 (100) / 279,2 \cdot 10^3 = 29,6$ см бўлиши лозим.

Таянчлардан $\frac{1}{4}l$ гача бўлган масофада хомутлар қадамини $S_1 = 15$ см, оралик қисмда эса $S_2 = 30$ см оламыз. Хомут сифатида А — I синфли ($R_{sw} = 175$ МПа) пулат сим ишлатилади. Хомут кесимларининг зарурий юзаси:

$$A_{sw} = \frac{g_{sw}S_1}{R_{sw}} = \frac{87,7 \cdot 15 (10)}{175 (100)} = 0,72 \text{ см}^2.$$

Сарров кундаланг кесимида диаметри 8 мм бўлган 2 та хомут (2 та каркас) қабул қиламыз. Уларнинг умумий юзаси $A_{sw} = 1,01$ см² ни ташкил этади.

«В» таянчи яқинидаги оғма кесимнинг мустаҳкамлигини текширамыз:

$$Q_{bu} + g_{sw1}c_0 = 220,4 + 117,8 \cdot 0,75 =$$

$$= 308,7 \text{ кН} > Q_{14-B} = 279,2 \text{ кН},$$

бу ерда хомутнинг ҳақиқий интенсивлиги

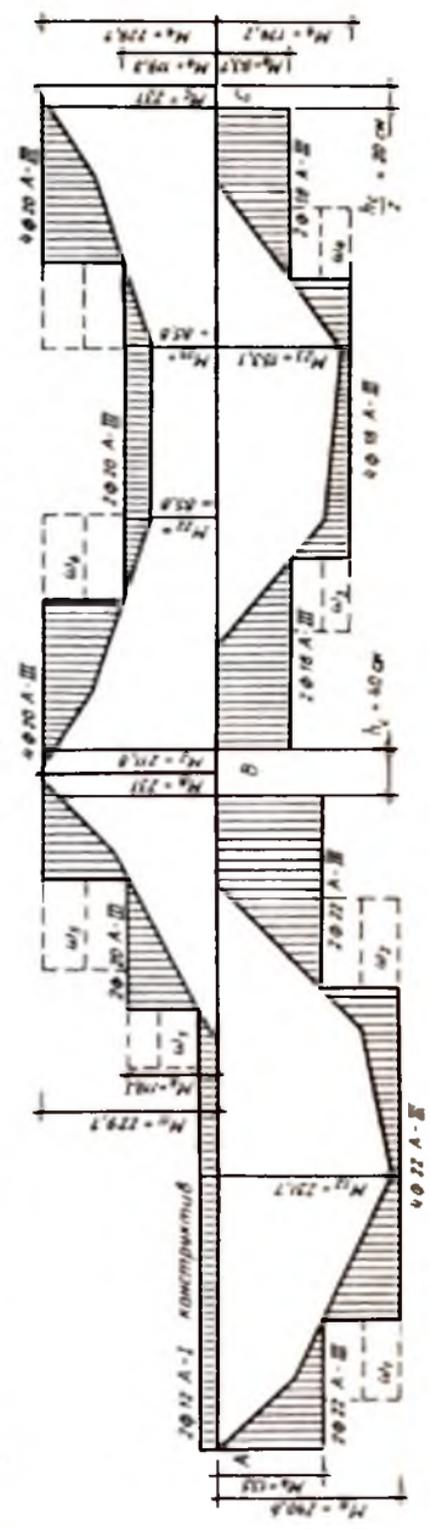
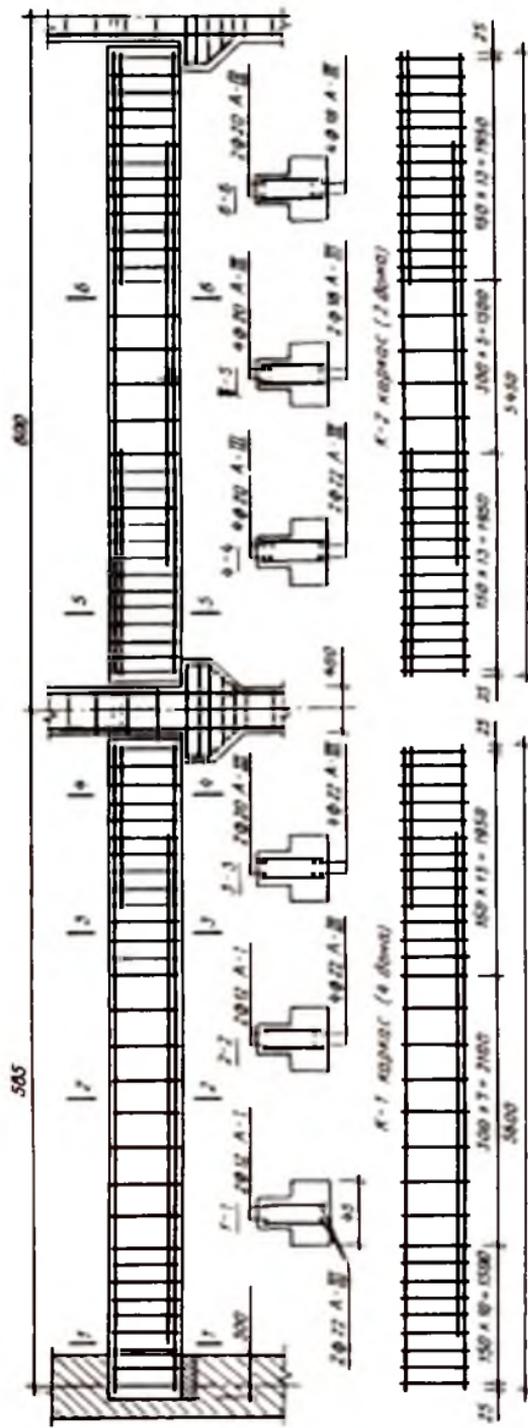
$$g_{sw1} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{S_1} = \frac{175 (100) 1,01}{15} = 1178,3 \text{ Н/см} = 117,8 \text{ кН/м}$$

Демак, оғма кесимнинг мустаҳкамлиги етарли даражада экан. Иккинчи ораликнинг кундаланг арматураси ҳам шунга ўхшаш бўлади.

Ашёлар (арматура) эпюрасини қуриш. Пулатни тежаш мақсадида ишчи ҳисобий арматуранинг бир қисми таянчгача етказилмай, мустаҳкамлик бўйича унга зарурат бўлмаган жойда узиб қўйилиши мумкин. Бироқ ҳар қандай ҳолда ҳам 2 стержень таянчгача етиб бориши, узиб қўйиладиган стерженлар миқдори эса 50 % дан кўп бўлмаслиги керак. Бунинг учун қуйидаги тартибда ашёлар эпюраси қурилади:

1. Сарров кесимлари қабул қиладиган эғувчи моментли $M_u = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5x)$ формуладан фойдаланиб аниқлаймыз.

2. Моментларнинг умумлашма эпюрасидан график равишда ординаталари бўйича назарий узилиш нуқтаси (НУН) ни аниқлаймыз.



6.11-расж. Материаллар зинараси ва рителларни арматуралаш.

3. Узиловчи стерженларнинг бириктириш узунлиги (хакикий узилиш нуктаси) қуйидаги формуладан топилади:

$$\omega = \frac{Q}{2g_{sw}} + 5d, \text{ бироқ } 20d \text{ дан кам бўлмаслиги керак. Бу}$$

ерда Q — стерженнинг назарий узилиш нуктасидаги кўндаланг куч; d — узиловчи стерженнинг диаметри; g_{sw} — узилиш жойида хомутлар қабул қиладиган ҳақиқий зуриқиш.

Ашёлар эпюрасининг ординаталари 6.5-жадвалда ҳисобланган.

6.5-жадвал

Моментларнинг ҳисобий қиймат- лари	Бўйлама ҳисобий армату- ра		$\kappa = \frac{R_s A_s}{R_b \gamma_{b2} b}$	$M_x, \text{кН}\cdot\text{м}$
	сони ва диа- метри, мм	кесим юзи, см ²		

1-оралиқ арматураси ($b=20$ см)

$M_{12} = 231,7$	4Ø22А-Ш	15,2	21,26	240,6
	2Ø22А-Ш	7,6	10,63	135,0

«В» таяйидаги арматура ($b=b_1=45$ см)

$M_{ep} = -211,6$	4Ø20А-Ш	12,56	7,81	229,7
	2Ø20А-Ш	6,28	3,90	119,3

2-оралиқ арматураси ($b=20$ см)

$M_{23} = 153,1$	4Ø18А-Ш	10,18	14,24	174,2
	2Ø18А-Ш	5,09	7,12	93,7

2-оралиқ арматураси ($b=b_1=45$ см)

$M_{22} = M_{23} = -85,8$	2Ø20А-Ш	6,28	3,90	119,3
---------------------------	---------	------	------	-------

Ашёлар эпюраси 6.11-расмда кўрсатилган.

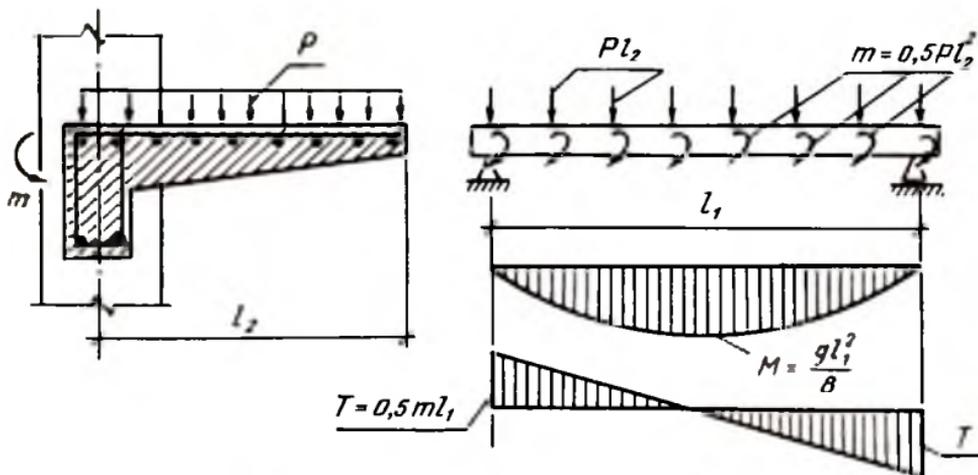
Узиловчи стерженларнинг бириктирилиш узунликлари $2g_{sw} = 2 \cdot 117,8 = 235,6$ кН/м бўлган ҳол учун 6.6-жадвалда ҳисобланган.

Назарий узилиш нуқтасидаги кўн- даланг куч кН	$5d$ м	$\omega = \frac{Q}{2g_{\text{с.м}}} + 5d$	$20d$ м	Қабул қилинган узунлик ω , см
1- оралиқ узилувчи стержени $2\varnothing 22A$ -Ш				
$Q_{11-12}=91,8$	$5 \cdot 0,022 =$ $=0,11$	0,50	0,44	$\omega_1=50$
$Q_{13-14}=162,4$		0,80		$\omega_2=80$
2- оралиқ узилувчи стержени $2\varnothing 18A$ -Ш				
$Q_{21-22}=141,1$	$5 \cdot 0,018 =$ $=0,09$	0,69	0,36	$\omega_3=69$
$Q_{23-24}=116,8$		0,59		$\omega_4=59$
Таянчи «В» узилувчи стержени $2\varnothing 20A$ -Ш				
$Q_{13-14}=162,4$	$5 \cdot 0,02 =$ $=0,10$	0,79		$\omega_5=79$
$Q_{21-22}=141,1$		0,70	0,40	$\omega_6=70$
$Q_{13-14}=162,4$		0,79		$\omega_7=79$

Сарровларни конструкциялаш. Сарровлар иккита ясси пайванд каркас билан арматураланади. Четки оралиқларга К — 1 ва ўрта оралиққа К — 2 каркаси ўрнатилади (6.11- расм). Мазкур каркаслардаги ишчи арматура умумлашма М эпюраси асосида жойлаштирилади. Таянчларда, манфий моментлар ҳосил бўладиган жойларда устки ишчи арматуралар бир-бирига электрпайванд йўли билан уланади.

6.3. Эгилиб бураладиган элементлар мустаҳкамлиги

Темирбетон конструкцияларида соф буралиш деярли учрамайди, аммо эгилиш билан бирга буралиш кўп учрайди. Масалан, кўндаланг юк билан бўйлама ўк орасида маълум масофа (елка) бўлса, шундай ҳол юз беради (6.12- расм). Темирбетон элементларининг буралишга бўлган қаршилиги эгилишга нисбатан анча заиф. Шунинг учун буровчи моментларнинг киймати унча катта бўлмаса ҳам, ҳисоб ва лойиҳа ишларида уларнинг таъсирини эътиборга олиш зарур.



6.12- расм. Тўсиннинг буралиб эгилишини ҳисоблашга доир.

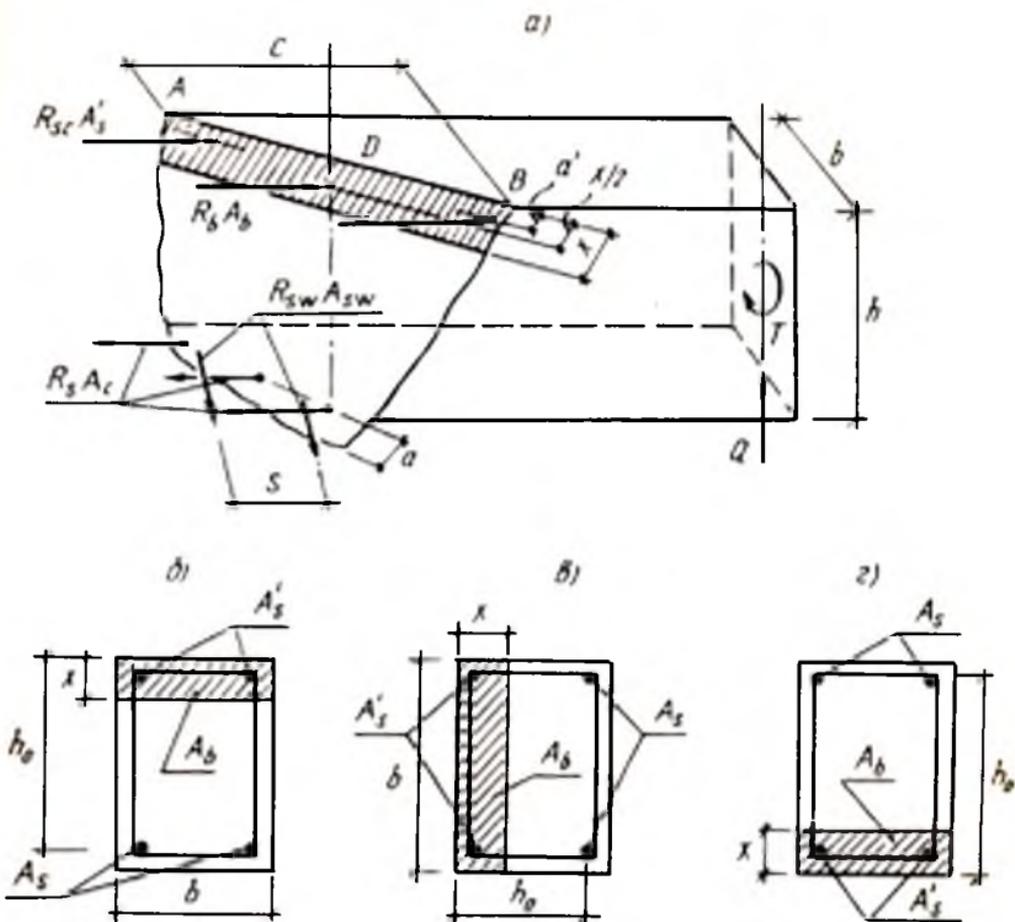
Темирбетон элементлари буралганда уларда бўйлама уққа нисбатан 45° бурчак остида бош сиқувчи ва бош чўзувчи кучланишлар ҳосил бўлади. Ерикларнинг пайдо бўлиши ва қиялиги бош чўзувчи кучланишларнинг қиймати ва йўналишига боғлиқ. Ериклар пайдо бўлгандан кейин, бош чўзувчи кучланишлар йўналишидаги кучларни арматура, бош сиқувчи кучланишлар йўналишидаги кучларни бетон ўзига қабул қилади. Ҳам эгилиш, ҳам буралишга ишлайдиган элементлар ҳам эғувчи, ҳам буровчи моментни ўзига қабул қиладиган арматура билан жиҳозланган бўлиши лозим. Буровчи моментни асосан кўндаланг арматура, эғувчи моментни эса бўйлама арматура ўзига қабул қилади. Кўндаланг арматура (хомутлар, спираль, симтўрлар) суғурилиб чиқмаслиги учун ёпиқ ҳалқа ташкил этиши зарур.

Эгилиб бураладиган элементлар фазовий ёрик бўйича емирилади (6.13- расм, а). Емирилиш чоғида чўзилувчи арматурадаги кучланиш оқиш чегарасига, сиқилиш зонасидаги бетоннинг кучланиши сиқилиш бўйича мустаҳкамлик чегарасига етади.

Эгилиб бураладиган элементларнинг ҳисоби, кесимда сиқилиш зонасининг жойланишига қараб, қуйидаги уч хил тарҳ бўйича амалга оширилади:

I тарҳга кўра, сиқилиш зонаси асосан эғувчи момент таъсирида вужудга келади, буровчи момент ва қирқувчи кучларнинг қиймати анча кичик бўлади (6.13- расм, б).

II тарҳда сиқилиш зонаси буровчи момент ва кўндаланг кучлар таъсирида вужудга келиб, эғувчи моментнинг қиймати ноль атрофида бўлади; сиқилиш



6.13- расм. Буралиб эгиловчи тўсиннинг кесимдаги зўриқишлари:
 а — фазовий кесимда; б, в, г — яси кесимнинг сиқилиш зонасида

зонаси эгилиш текислигига параллель жойлашади (6.13- расм, в)

III тарҳда сиқилиш зонаси элемент эгилганда чўзилиш ҳосил бўладиган қиррада вужудга келиб; буровчи моментнинг қиймати эгувчи моментга нисбатан бир мунча кўпроқ бўлади, элементнинг эгилишидан ҳосил бўлган сиқилиш зонасига арматура қарама-қарши қиррасига нисбатан анча кам жойланади (6.13- расм, г).

Элементнинг мустаҳкамлигини учала тарҳ бўйича ҳисоблаш тавсия этилади. Буровчи моментлар ичида энг кичиги ҳисобий момент сифатида қабул қилинади. Нормалар [10] эгилиб бураладиган элементларни мустаҳкамликка ҳисоблаш учун қуйидаги умумий формулани тавсия этади:

$$T \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) \frac{1 + \varphi_w \delta \lambda^2}{\varphi_q \lambda + \chi};$$

$$\delta = b / (2h + b); \lambda = c / b; \chi = M / T;$$

$$\varphi_w = (b / S) (R_{sw} \cdot A_{sw}) / (R_s A_s); \varphi_q = 1 + 0,5hQ / T.$$

Бу ерда M , T , Q — элементнинг нормал кесимида вужудга келадиган эгувчи момент, буровчи момент ва кундаланг кучлар; δ — кесимнинг ўлчамлари орасидаги боғлинишни ифодаловчи коэффициент; λ — ёрикнинг бўйлама ўққа бўлган проекцияси c нинг кесим кенглиги b га нисбати; φ_q ва χ — ҳисобий M , T ва Q орасидаги боғлинишни ифодаловчи коэффициентлар бўлиб, сиқилиш зонасининг ҳолатига боғлиқдир: $M=0$ ва $Q=0$ бўлганда $\chi=0$;

I тарҳда $\chi = M / T$; $\varphi_q = 1$; (6.13- расм, б)

II тарҳда $\lambda = 0$; $\varphi_q = 1 + Qh / 2T$; (6.13- расм, в)

III тарҳда $\chi = -M / T$; $\varphi_q = 1$ (6.13- расм, г),

Сиқилиш зонасининг баландлиги X мувозанат шартидан аниқланади:

$$X = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / (R_b b). \quad (6.4)$$

Бўйлама ва кундаланг арматуралар орасидаги боғлинишни ифодаловчи коэффициент φ_w куйидаги формуладан аниқланади:

$$\varphi_w = \frac{R_{sw} A_{sw}}{R_s A_s} \cdot \frac{b}{S}. \quad (6.5)$$

Мазкур коэффициентнинг киймати $\varphi_{w, \min} \frac{0,5}{1 + M / (2\varphi_w M_u)}$

дан кам, $\varphi_{w, \max} = 1,5(1 - M / M_u)$ дан кўп бўлмаслиги керак. Бу ерда M — ҳисобланаётган кесимдаги эгувчи момент бўлиб, унинг киймати II — тарҳ учун ноль, III — тарҳ учун манфий олинади; M_u — элементнинг нормал кесими қабул қилинадиган чегаравий эгувчи момент.

Агар $\varphi_w < \varphi_{w, \min}$ бўлса, у ҳолда $R_s A_s$ зўриқиш $\varphi_w / \varphi_{w, \min}$ қадар камайтиради. Буровчи момент унча катта бўлмай, $T \leq 0,5 Q_b$ бўлса, ҳисоб II тарҳ бўйича куйидаги шарт асосида бажарилади:

$$Q \leq Q_{sw} + Q_b - 3T / b, \quad (6.6)$$

бундаги Q_{sw} ва Q_b (4.26) ва (4.29) формулалардан топилади.

Эгилиб бураладиган элементнинг оғма ёриқлари орасидаги бетоннинг сиқилишга бўлган мустаҳкамлиги таъминланган бўлиши учун қуйидаги шарт бажарилиши лозим:

$$T \leq 0,1R_b b^2 h; \quad (6.7)$$

бу ерда b ва h элементнинг кўндаланг кесим ўлчамлари.

7- б о б

СИҚИЛУВЧИ ВА ЧЎЗИЛУВЧИ ЭЛЕМЕНТЛАР

7.1 Сиқилувчи элементларнинг конструктив хоссалари

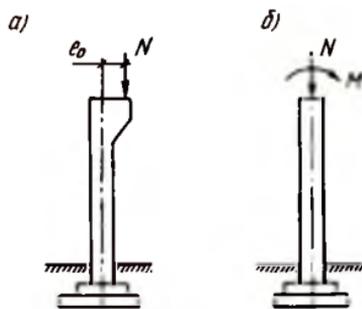
Ораликда жойлашган устунлар; фермаларнинг устки тасмалари, юқорилувчи-ховонлари, устунлари ва бошқа шунинг каби элементлар шартли равишда марказий сиқилувчи элементлар таркибига киритилади. Аслида қурилиш конструкцияларида марказий сиқилиш соф кўринишда учрамайди, элементлар ҳамиша тасодифий елкали (эксцентриситетли) номарказий сиқилиш ҳолатида бўлади.

Бундай элементлар хомутлар воситасида боғланган бўйлама ишчи арматуралар билан жиҳозланади. Элементга қўйиладиган юкни бўйлама арматура бетон билан биргаликда қабул қилади. Бу ерда кўндаланг стерженлар (хомутлар) бўйлама арматураларни муддатидан илгари кабарилдан асраш вазифасини ўтайди.

Темирбетон элемент сиқилганда бетон деформацияси бўйлама арматурада кучланиш уйғотади. Бироқ бетоннинг сиқилувчанлиги жуда кам бўлгани сабабли, бўйлама арматурадаги кучланиш ҳам чегараланган бўлади. Шунинг учун ҳам арматура ўта мустаҳкам пўлатдан ишланган бўлса, унинг имкониятларидан тўлиқ фойдаланган бўлмаймиз.

Бўйлама куч елкаси унча катта бўлмаса, кўндаланг кесим квадрат шаклида олинади. Эғувчи моментнинг қиймати катта бўлса, кесимнинг момент текислигидаги ўлчамлари катталаштирилади, яъни тўғри тўрт бурчак шаклига келтирилади. Амалда қўштавр кесимли устунлар ҳам қўлланилади.

Бир қаватли саноат биноларининг четки устунларида кран босими таъсирида номарказий сиқилиш пайдо бўлади (7.1- расм).



7.1-расм. Номарказий сиқилиш.

Елканинг қиймати $e_0 = \frac{M}{N} + e$

формуладан топилади; бу ерда e_a — тасодифий елка (эксцентриситет).

Сиқилувчи элементларда ишлатиладиган бетоннинг синфи В 15 дан, агар катта юк қўйилса, В25 дан кам бўлмаслиги керак.

Устунларнинг бўйлама арматуралари диаметри 12—40 мм бўлган А — III ва А_т — III синфли пўлатдан ишланади.

Қўндаланг арматура учун асосан А — II, А — I синфли пўлат стерженлар ҳамда В — I синфли сим ишлатилади. Арматуралар ясси ёки фазовий каркас кўринишида бириктирилади. Кесим юзасида арматура микдори 3 % дан ортмаслиги ва 0,1+0,05 % дан кам бўлмаслиги лозим.

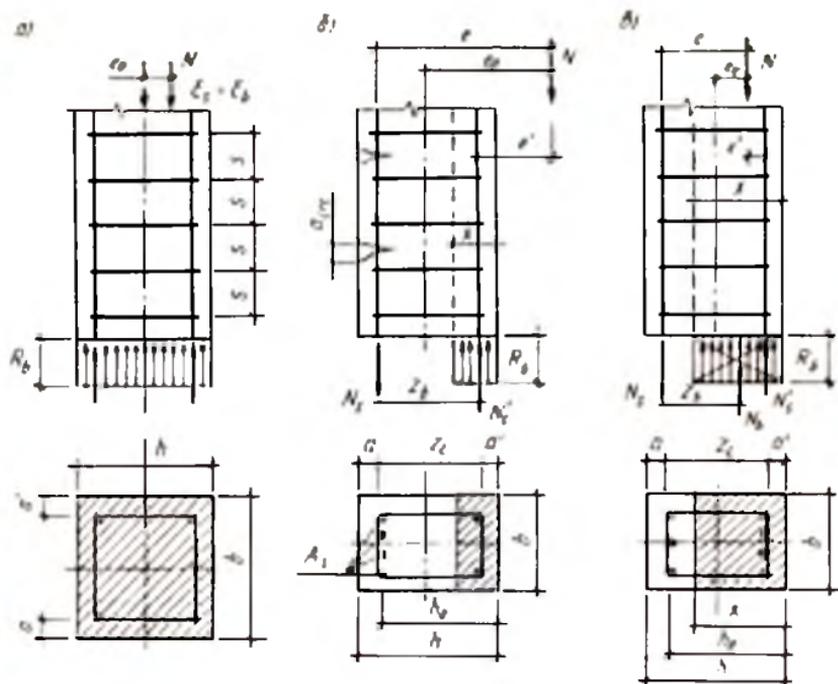
Қўндаланг кесими 40×40 см бўлган устунларга 4 та бўйлама арматура етарли. Ишчи арматуралар ораси 40 см дан ортса, орасига қўшимча стержень қўйиш зарур. Устунларнинг кесим ўлчами 500 мм гача бўлса — 50 мм га каррали, агар ундан юқори бўлса, 100 мм га каррали ўлчамларга эга бўлишлари керак.

Қўндаланг арматуралар ҳисобланмай қўйилади. Улар орасидаги масофа S пайвандланган каркасларда $20d$, туқима каркасларда $15d$ олинади. Ҳар иккала ҳолда ҳам хомутлар орасидаги масофа 50 см дан ошмаслиги керак. Қўндаланг стерженларнинг химоя қатлами 1,5 см дан кам бўлмаслиги лозим. Устунлар симметрик равишда арматураланади. Тўғри тўрт бурчакли устунларнинг ҳисобий узунлигининг уни энига бўлган нисбати 30 дан ортмаслиги керак.

7.2. Тасодифий елкали элементларни ҳисоблаш

Сиқилувчи элементларни ҳисоблашдан олдин унинг ҳисоблаш тарҳи танланади (7.2-расм). Элементнинг ҳисобий баландлиги унинг эгилювчанлигига боғлиқ. Элементнинг эгилювчанлиги λ қуйидаги формуладан топилади:

$$\lambda = \frac{l_0}{r}, \quad (7.1)$$

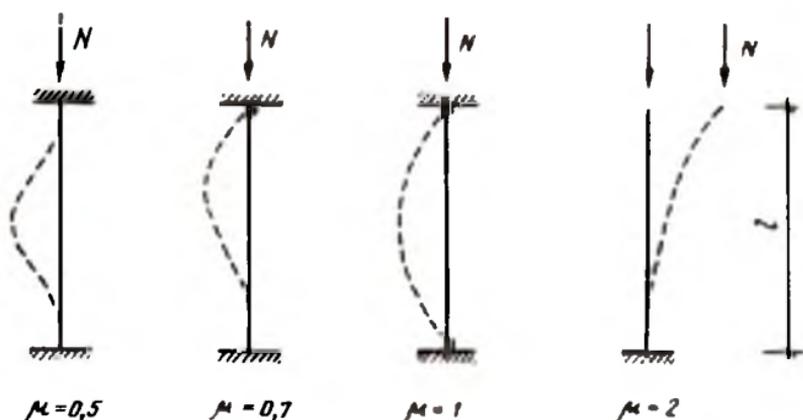


7.2- расм. Сиқилувчи элементларнинг ҳисоблаш тарҳи:
 а — тасодифий елка — l_0 ; б — $e \leq \xi_M$ бўлган ҳол учун; в — $e > \xi_M$ бўлган ҳол учун.

бу ерда r — кесимнинг инерция радиуси бўлиб, ўз навбатида қуйидаги формуладан топилади:

$$r = \sqrt{J/F}. \quad (7.2)$$

Эгиловчанликнинг пастки қиймати $l_0/r < 17$, юқори қиймати $l_0/r > 83$.



7.3- расм. Устуннинг ҳисобий узунлигини аниқлаш.

Стерженнинг ҳисобий узунлиги l_0 учларини бириктири-
лиш шартларига боғлиқ ҳолда аниқланади $l_0 = \mu l$
(7.3- расм).

Нормаларга кўра тасодифий e_a елка $\frac{h}{30}$ ёки $\frac{l}{600}$ нис-
батларнинг каттасига тенг қилиб олиниши керак. Агар
туғри туртбурчакли кесимда $l_0 \leq 20h$ ва $e_0 = e_0 \leq \frac{h}{30}$
бўлса, у ҳолда элементларни марказий сиқилишга
ишлайди деб фараз этиб, қуйидаги шарт бўйича ҳисобласа
бўлади:

$$N = \eta \varphi [R_b A + R_{sc} (A_s + A'_s)]; \quad (7.3)$$

бу ерда N — бўйлама сиқувчи куч; $A = bh$ — элементнинг

7.1- жадвал

φ_b коэффициенти

N_e/N	l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,83	0,80
0,5	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,81	0,78	0,65
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55

φ_r коэффициенти

А. Четки қаторда жойлашган оралиқ стерженлар юзаси қаралаётган
юзага параллел бўлган ҳолда ва $\frac{1}{3}(A_s + A'_s)$ дан кам бўлганда

0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,92	0,91	0,9	0,87	0,84	0,80	0,75
1,0	0,92	0,91	0,9	0,88	0,86	0,82	0,77	0,70

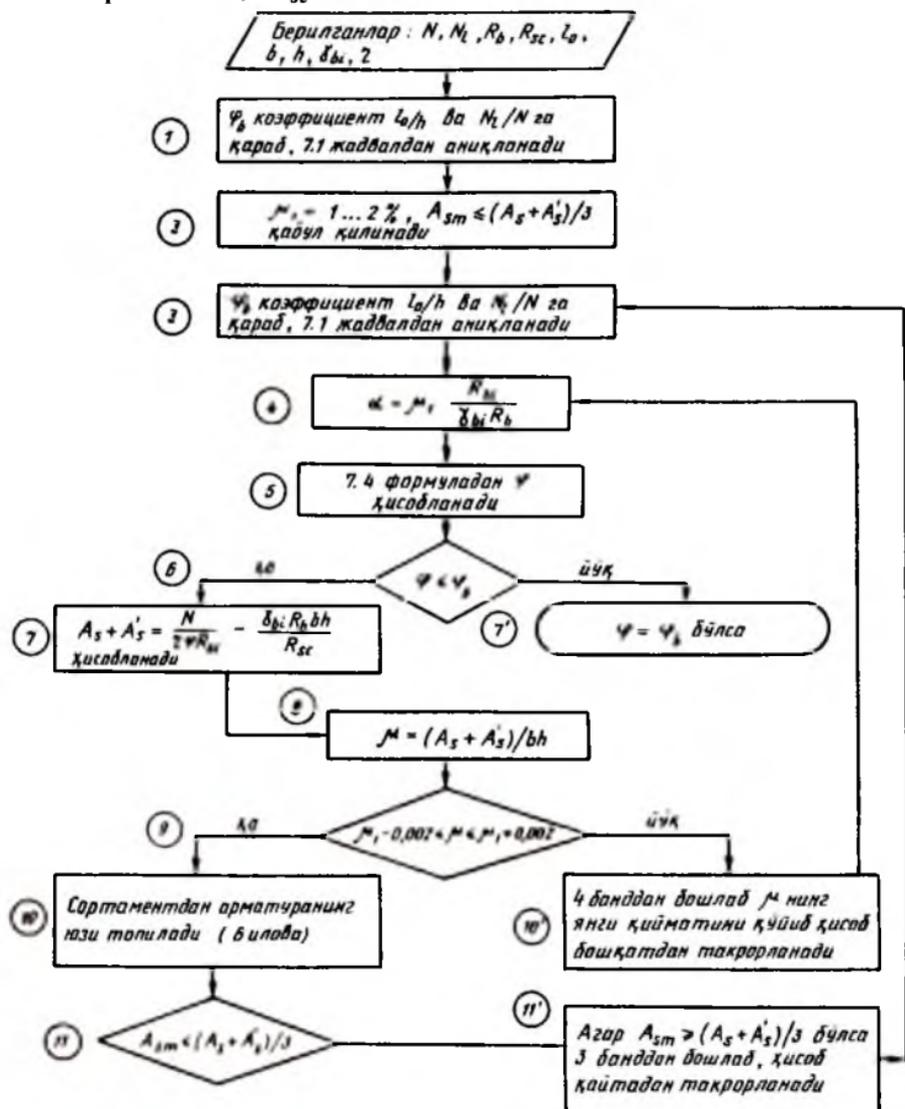
Б. Четки қаторда жойлашган оралиқ стерженлар юзаси қаралаётган
юзага параллел бўлган ҳолда ва $\frac{1}{3}(A_s + A'_s)$ дан кам бўлмаганда

0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,80	0,75
0,5	0,92	0,91	0,9	0,87	0,83	0,79	0,72	0,65
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,8	0,74	0,66	0,58

кўндаланг кесими юзаси; η — иш шароити коэффициентлари; φ — бўйлама эгилиш коэффициентлари бўлиб, қуйидаги формуладан топилади:

$$\varphi = \varphi_b + \frac{2(\varphi_r + \varphi_b)R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_b A} \quad (7.4)$$

Формуладаги φ_b ва φ_r коэффициентлар сиқувчи куч ҳамда элементнинг бўйлама ва кўндаланг ўлчамларига боғлиқ бўлган микдорлар бўлиб, уларнинг қийматлари 7.1-жадвалдан топилади. R_{sc} — арматуранинг сиқилишдаги ҳисобий қаршилиги, $R_{sc} = 400$ МПа.



7.4-расм. Тасодифий елкали сиқувчи элементларда арматура юзаси $(A_s + A'_s)$ ни аниқлаш.

Тасодифий елкали сиқилувчи элементнинг юк кўтариш қобилияти (7.3) формула бўйича текширилади (7.2- расм, а). Агар элементнинг кўндаланг кесим ўлчамлари маълум бўлса, (7.3) формуладан арматуранинг юзини аниқласа бўлади:

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta\varphi R_{sc}} - \frac{AR_b}{R_{sc}} \quad (7.5)$$

Бу ерда φ коэффициентни кетма-кет яқинлашув усулида белгиланади (7.4- расм).

Элементнинг кўндаланг кесим ўлчамлари ва арматура юзасини дастлабки аниқлашда қуйидаги тенгликлар қабул қилинади:

$$\varphi = \eta = 1, \\ A_s + A'_s = \mu A = 0,01A$$

Кесим юза A (7.3) дан топилади:

$$A = \frac{N}{\eta\varphi(R_b + \mu R_{sc})} \quad (7.6)$$

Агар $\mu = 1 \dots 2\%$ ни ташкил этса, кесим тўғри танланган бўлади. Арматуралаш фоизининг микдори $\mu_{\min} = 0,05\% < \mu < \mu_{\max} = 3\%$ оралиғида бўлади.

7.3. Кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак бўлган элементларнинг номарказий сиқилиши

Тажирибаларнинг кўрсатишича, сиқилувчи темирбетон элементларнинг бузилиши бўйлама кучнинг елкасига ҳамда унинг арматураланиш даражасига боғлиқ. Элементга таъсир этувчи бўйлама кучнинг елкаси катта бўлиб, элементнинг чўзилиш зонасидаги арматура заиф бўлса, унинг емирилиши чўзилган қиррасидан бошланади. Чўзилувчи арматура оқиш чегарасига етганда, элементнинг сиқилиш зонасидаги бетон ва арматура ҳам ишдан чиқади.

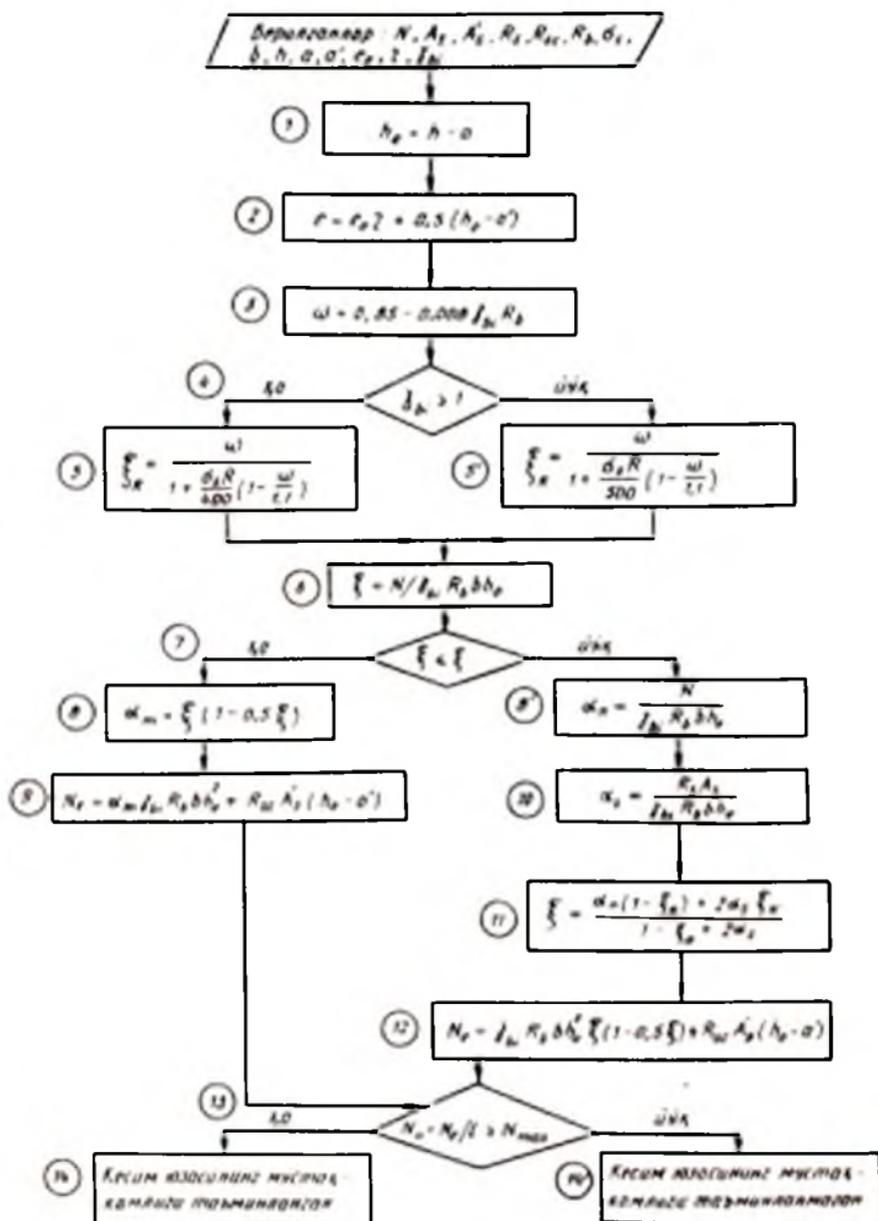
Номарказий сиқилувчи элементларда ҳам, эгиловчи элементларга ўхшаб, қуйидаги икки ҳол учраши мумкин:

I — елка катта қийматга эга бўлган ҳол.

Бу ҳолда чўзилувчи арматура оқиш даражасига етганда сиқилиш зонасидаги бетон ва арматуранинг кучланишлари ҳам чегаравий ҳолат даражасига (R_b ва R_{sc}) етса, кесимда бузилиш содир бўлади. Бу ҳол $\mu < \mu_{\min}$ бўлган шартга мос келади. Ҳисоб жараёнида бетоннинг сиқилиш зонасидаги кучланишлар эпюраси тўғри тўртбурчак деб қаралади (7.2- расм, б).

II — елка кичик қийматга эга бўлган ҳол.

Бунда аввал $\xi > \xi_{\text{max}}$ бўлади. Кучдан энг узокда жойлашган арматура ё сиқилган, ёки бироз чўзилган ҳолатда бўлади. Кесимнинг сиқилиш зонасидаги бетон ва сиқилган арматуранинг кучланишлари чегаравий қиймат-



7.5- расм. Симметрик арматураланган номарказий сиқилувчи элементлар кесим юзасини мустаҳкамликка ҳисоблаш.

ларга (R_b ва R_{sc}) тенглашади. Елка e_0 M ва N эпюраларидан аниқланади (7.2- расм, в).

Тўғри тўртбурчакли кесим учун қуйидагиларни ёза оламиз:

$$A_b = bx; N_b = R_b bx; Z_b = h_0 - 0,5x.$$

Тўғри тўртбурчак кесимли номарказий сиқилаётган элементнинг мустаҳкамлик шарти қуйидаги кўринишга эга:

$$Ne \leq N_b Z_b + N_s Z_s; \\ Ne \leq R_b bx (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (7.7)$$

Сиқилиш зонасининг баландлиги қуйидаги тенгликлардан аниқланади:

$$а) \xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R \text{ булганда } N = R_b bx + R_{sc} A'_s - R_s A_s, \quad (7.8)$$

$$б) \xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R \text{ булганда } N = R_b bx + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s. \quad (7.9)$$

Бу ерда σ_s арматура материалига боғлиқ миқдор бўлиб, қуйидаги формуладан топилади:

$$\sigma_s = R_s \frac{2\left(1 - \frac{x}{h_0}\right)}{(1 - \xi_R)^2 - 1}. \quad (7.10)$$

Бу ерда ξ_R — сиқилиш зонаси нисбий баландлигининг чегаравий қиймати бўлиб нинг бу қийматида арматурадаги чўзили кучланиши ўзининг чегаравий қийматига эришади, яъни R_s га тенглашади.

Элементнинг мустаҳкамлигини текширишда (7.8) формуладан сиқилиш зонасининг баландлиги аниқланади:

$$x = \frac{N - R_{sc} A'_s + R_s A_s}{R_b b}, \quad (7.11)$$

Агар $x \leq \xi_R h_0$ шарт бажарилса, элементнинг мустаҳкамлиги (7.8) формула ёрдамида текширилади. Бордию бажарилмаса, x ни (7.9) формуладан аниқлаб, элемент мустаҳкамлигини (7.7) формула ёрдамида текширишга тўғри келади (7.5- расм).

Арматуранинг юзасини аниқлаш. Арматура юзалари A_s ва A'_s ларни аниқлаш учун (7.7) ва (7.8) формулаларни қайта ўзгартирамиз.

$\xi = \frac{X}{h_0} \leq \xi_R$ бўлган ҳолни кўриб ўтайлик.

(7.7) формуладан қуйидаги ифода келиб чиқади:

$$A_s = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - 0,5x)}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{Ne - R_b b h_0^2 \alpha_m}{R_{sc} Z_s} \quad (7.12)$$

Келиб чиқиш йўли: $X = \xi_R h_0$

$$x (h_0 - 0,5x) = \xi_R h_0 (h_0 - 0,5 \xi_R h_0) = h_0^2 \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = h_0^2 \alpha_m.$$

(7.8) дан қуйидаги формула ҳосил бўлади:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi_R - N}{R_s} + \frac{R_{sc} A_s'}{R_s} \quad (7.13)$$

Агар A_s' ни конструктив қабул қилсак, у ҳолда α_m қуйидаги тартибда аниқланади: (7.7) формуладан

$$x (h_0 - 0,5x) = \frac{Ne - R_{sc} A_s' (h_0 - a')}{R_b b} = \alpha_m h_0^2;$$

$$\alpha_m = \frac{Ne - R_{sc} A_s' (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} \quad (7.14).$$

Бунга асосан 4.1- жадвалдан ξ аниқланади. (7.8) формулада $X = \xi h_0$ деб олсак, изланаётган юза қуйидаги ифодадан топилади:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi - N}{R_s} + \frac{R_{sc} A_s'}{R_s} \quad (7.15)$$

Амалда аксарият ҳолларда кесимлар симметрик равишда арматураланади. Бунда $A_s = A_s'$, $R_{sc} = R_s$, $R_{sc} A_s' = R_s A_s$ бўлади. У ҳолда (7.8) формуладан $X = N / R_b b$ келиб чиқади. Буларга кўра (7.7) формулани қуйидаги кўринишда ёза оламиз:

$$A_s = A_s' = \frac{N \left(e - h_0 + \frac{N}{2R_b b} \right)}{R_{sc} (h_0 - a')} \quad (7.16)$$

Энди $\xi = \frac{X}{h_0} > \xi_R$ бўлган ҳолни кўрамиз. Бу ҳолда арматура юзаси қуйидаги тартибда ҳисобланади:

1. Ҳисобга доир кийматлар ($R_b; R_s; R_{sc}; E_s; E_b$) ёзиб олинади.

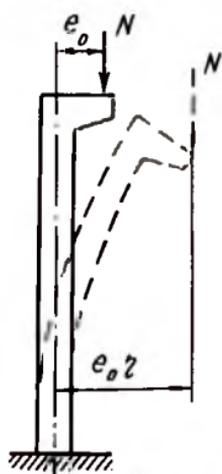
2. Арматуралаш коэффициенти $\mu = \frac{A_s + A'_s}{b h}$. $\mu = (0,0005 \div 0,035)$ оралиғида қабул қилинади, N_{cr} ҳисобланади. Агар $N > N_{cr}$ чикса, элементнинг кўндаланг кесим юзи ўлчамлари катталаштирилади.

3. A_s/A'_s нисбатга кийматлар бериб, X ва $= \frac{X}{h_0}$ аниқланади, кейин (7.12) ва (7.15) формулалардан фойдаланиб, арматура юзаси A_s ва A'_s топилади.

4. Арматура юзасининг топилган кийматларни асосида арматуралаш коэффициенти қайта ҳисобланади. Агар коэффициентнинг бу киймати, қабул қилинган кийматидан 0,0005 дан камроқ фарқ қилса, шу юзани қолдириш мумкин. Фарқ катта чикса, у ҳолда арматуралаш коэффициентига янги киймат бериб, ҳисоб қайтадан бажарилади.

Элемент эгилишини ҳисобга олиш

Эгилувчан элементларга номарказий қўйилган кучлар бўйлама куч N нинг бошланғич елкаси e_0 ни катталаштиради (7.6-расм).



7.6-расм. Эгилувчан элементларда бўйлама куч елкасининг ортиши.

Шу сабабдан сиқилувчи темирбетон элементларни ҳисоблашда бетоннинг ноэластик деформациясини ва чузилиш зонасидаги ёриқларни эътиборга олувчи тарҳдан фойдаланилади. Конструкция деформацияланмаган тарҳ бўйича ҳисобланса, у ҳолда эгилишнинг елка e_0 га бўлган таъсири η коэффициенти орқали эътиборга олинади. (7.9) — (7.11) формулалар таркибига кирган, бўйлама куч N билан A_s арматуранинг оғирлик марказигача бўлган масофа қуйидаги формуладан аниқланади:

$$e = (e_0 + e_a) \eta + e_c; \quad (7.17)$$

бу ерда e_0 — бўйлама куч N елкаси; e_c — элемент ўқидан A_s арматурадаги зўриқишнинг тенг таъсир этувчисигача бўлган масофа (7.2-расм, б);

e_a — тасодифий елка (7.2- параграфига к.). η коэффициентнинг қиймати (7.20) формуладан топилади. Формуладаги N_{cr} марказий сиқилишдаги критик куч бўлиб, бунда элементнинг биқирлиги елкаси ($e_0 + e_a$) η бўлган номарказий сиқилаётган элементнинг биқирлигига тенг деб ҳисобланади. Бетон элемент учун

$$N_{cr} = \frac{6,4E_s J}{\varphi_l l_0^2} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right).$$

Темирбетон элемент учун критик куч N_{cr} нинг қиймати

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{J}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e \varphi_p} + 0,1 \right) + \alpha J_s \right] \quad (7.19)$$

бўлади. Бу ерда J , J_s — бетон ва арматура кесимининг инерция моментлари; $\varphi_l > 1$ — чегаравий ҳолатда узоқ муддатли юкни элемент биқирлигига бўлган таъсирини ҳисобга олувчи коэффициент бўлиб, қиймати $\varphi_l = 1 +$

$+ \beta \frac{M_e}{M}$ формуладан аниқланади; β — коэффициент, оғир бетон учун $\beta = 1$; M_e ва M — кесим юзасининг кам кучланишли қисмига нисбатан узоқ муддатли ва тўлиқ юкдан ҳосил бўлган момент; $\delta_e = l_0/h$, бироқ бунинг қиймати $\delta_{e \min} = 0,5 - 0,01 l_0/h - 0,01 R_b$ формуладан топилган қийматдан кам бўлмаслиги керак; φ_p — олдиндан зўриктирилган арматуранинг элемент биқирлигига бўлган таъсирини эътиборга оладиган коэффициент (олдиндан зўриктириш бўлмаса $\varphi_p = 1$ бўлади); $\alpha = E_s/E_b$ — келтириш коэффициенти. Номарказий сиқилувчи бетон элементда ҳосил бўладиган бўйлама эгилиш η коэффициенти орқали ифодаланади:

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} \quad (7.20)$$

6- м и с о л. Устунларни ҳисоблаш

Олти қаватли синчли саноат биносининг биринчи қаватидаги устунни мустаҳкамликка текширилсин. Бунинг учун кўндаланг кесими квадрат ($b_k \times h_k = 40 \times 40$ см) бўлган устуннинг ҳисоби билан танишиб чиқамиз. Берилганлар: арматура синфи А — III, бетон синфи В 25. Қаватнинг баландлиги $H_{ст} = 4,0$ м.

№	Юк номлари	Норматив юк кН/м ²	Ишонччилик коэффициенти		Ҳисобий юк, кН/м ²
			юк бўйи- ча γ_f	вази- фаси бўйи- ча, γ_n	
1	2	3	4	5	6
	Том юклари				
I.	Донмий юк:				
1.	Том (кровля) оғирлиги	1,00	1,3	0,95	1,23
2.	Ёпманинг хусусий оғирлиги	2,50	1,1	0,95	2,61
3.	Сарров (ригель) нинг хусусий оғирлиги	0,58	1,1	0,95	0,60
	$\frac{A \text{ риг } \gamma}{l_2} = \frac{0,1875 \cdot 25}{8} = 0,58$				
4.	Чордоқ ёпмаси юки	0,75	1,3	0,95	0,92
	Жами	4,83			5,36
II.	Муваққат юк: Қор	0,7	1,4	1,0	0,98
	Ҳаммаси	5,53			6,34
	Ораёпма юклари				
III.	Донмий юк				
1.	Пол оғирлиги	0,72	1,2	0,95	0,82
2.	Ёпма панель оғирлиги	2,5	1,1	0,95	2,61
3.	Сарров оғирлиги	0,57	1,1	0,95	0,59
	Жами	3,79			4,02
IV.	Муваққат юк, шу жумладан:	5	1,2	0,95	5,7
	узоқ муддатли	4	1,2	0,95	4,56
	қисқа муддатли	1	1,2	0,95	1,14
	Ҳаммаси	8,79			9,72
V	Донмий юк Устуннинг хусусий оғирлиги $g = b_n h_n \gamma = 0,4 \times 0,4 \times 4 \times 25 = 16$	16	1,1	0,95	16,7

Устунга тушадиган юкларни ҳисоблаш

Устуннинг юк майдони $A = l_1 \times l_2 = 6 \times 8 = 48 \text{ м}^2$. 1 м^2 юзага таъсир этадиган юк 7.2-жадвалда ҳисобланган.

Устунга йиғик юк сифатида қўйиладиган юклар томдан:

— узоқ муддатли $N_{\text{да}}^{\text{юк}} = g_{\text{да}}^{\text{юк}} \cdot A_{\text{эф}} = 5,36 \cdot 48 = 257,2 \text{ кН}$

— қисқа муддатли $N_{\text{кр}}^{\text{юк}} = g_{\text{кр}}^{\text{юк}} \cdot A_{\text{эф}} = 0,98 \cdot 48 = 47,0 \text{ кН}$

ораёпмадан

— узоқ муддатли $N_{\text{да}}^{\text{перп}} = g_{\text{да}}^{\text{перп}} A_{\text{эф}} = (4,02 + 4,56) \cdot 48 = 411,8 \text{ кН}$

— қисқа муддатли $N_{\text{кр}}^{\text{перп}} = g_{\text{кр}}^{\text{перп}} A_{\text{эф}} = 1,14 \cdot 48 = 54,7 \text{ кН}$

устундан:

— узоқ муддатли $N_{\text{да}}^{\text{к}} = 16,7 \text{ кН}$

Биринчи қават устунига бериладиган йиғинди куч:

$$N_{\text{да}} = N_{\text{да}}^{\text{юк}} + (n - 1) N_{\text{да}}^{\text{перп}} + n N_{\text{к}} =$$

$$= 257,2 + 5 \cdot 411,8 + 6 \cdot 16,7 = 2416,4 \text{ кН},$$

$$N_{\text{кр}} = N_{\text{кр}}^{\text{юк}} + (n - 1) N_{\text{кр}}^{\text{перп}} = 47 + 5 \cdot 54,7 = 320,5 \text{ кН}$$

$$N = N_{\text{да}} + N_{\text{кр}} = 2416,4 + 320,5 = 2736,9 \text{ кН},$$

бу ерда n қаватлар сони.

Устуннинг ҳисобий узунлиги $l_0 = \mu H_{\text{эр}} = 0,7 \cdot 4 = 2,8 \text{ м}$. Устун сиқилувчи элемент сифатида ҳисобланади. Бўйлама куч N нинг қўйилишида тасодифий елка e_a мавжуд деб қаралади. Тасодифий елка сифатида қўйидагилардан энг каттаси танлаб олинади:

1) $\frac{1}{600} l = \frac{400}{600} = 0,66 \text{ см}$; 2) $\frac{1}{30} h_k = \frac{40}{30} = 1,33 \text{ см}$; 3) 1 см , бу

ерда $l = 4 \text{ м}$ — устун узунлиги; $h_k = 40 \text{ см}$ — устун кесимининг ўлчами. $e_a = 1,33 \text{ ни}$ қабул қиламиз.

Сиқилувчан элементларнинг ҳисоби, елка орқали таъсир этувчи бўйлама куч ҳисобга олинганда, қўйидаги шарт бўйича бажарилади:

$$N \leq \eta \varphi [R_b A + R_{sc} (A_s + A'_s)],$$

бу ерда η — иш шароити коэффициенти бўлиб, $h_k > 20 \text{ см}$

булганда $\eta = 1$ деб олинади; φ — буйлама эгилиш коэффициентни бўлиб, куйидаги формуладан топилади:

$$\varphi = \frac{\varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)R_{sc}(A_s + A_s^*)}{A \cdot R_b} \leq \varphi_r$$

7.1- жадвалдан $\varphi_b = 0,91$; $\varphi_r = 0,92$; $R_b = 0,85 \cdot 14,5 = 12,32$ МПа,

$$\frac{N_{da}}{N} = \frac{2416,4}{2736,9} = 0,88; \quad \frac{l_0}{h} = \frac{280}{40} = 7.$$

$\varphi = 1$ деб қабул қилиб, арматуранинг дастлабки кесим юзасини аниқлаймиз:

$$\begin{aligned} A_s + A_s^* &= \frac{N}{\eta \varphi R_{sc}} - \frac{AR_b}{R_{sc}} = \\ &= \frac{2736,9 \cdot 10^3}{1 \cdot 1 \cdot 365(100)} - \frac{40 \cdot 40 \cdot 12,32}{365(100)} = 20,9 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

φ коэффициентни аниқлаймиз:

$$\varphi = \frac{0,91 + 2(0,92 - 0,91)365(100)20,9}{40 \times 40 \cdot 12,32} = \frac{0,91 + 15257}{19712} = 0,77.$$

φ коэффициентнинг ҳақиқий қийматини билгач, арматура юзини қайта аниқлаймиз:

$$A_s + A_s^* = \frac{2736,9 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,77 \cdot 365(100)} - \frac{40 \times 40 \cdot 12,32(100)}{365(100)} = 43,4 \text{ см}^2.$$

Умумий юзаси $A_s = 48,26 \text{ см}^2 > 43,4 \text{ см}^2$ булган, диаметри 32 мм ли 6 та арматура қабул қиламиз, (6- иловадан) яъни 6Ø32.

$$\text{Арматуралаш микдор } \mu = \frac{A_s}{A} = \frac{43,4}{40 \times 40} = 0,027 < 0,030$$

ни ташкил этади.

Кундаланг стерженларни $S = 20d = 20 \cdot 32 = 640 \text{ мм} < S_{\max} = 500 \text{ мм}$ кадам билан конструктив равишда жойлаймиз. Хомутлар қадами $S = 40 \text{ см}$, диаметри $d_w = 10 \text{ мм}$, арматура синфи А — 1 деб олинади. Устунни арматуралаш тартиби 7.7- расмда берилган.

Устуннинг мустаҳкамлик шартини текшираемиз

$$\begin{aligned} N &< 1 \cdot 0,77 [2,32(100)40 \cdot 40 + 365(100)48,26] = \\ &= 2874171 \text{ Н} = 2874,1 \text{ кН} > 2736,9 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Устуннинг мустаҳкамлиги етарли даражада экан.

7.4. Чўзилувчи элементлар ҳисоби

Умумий маълумотлар

Чўзилувчи темирбетон элементларни олдиндан зўриктириш имконияти мавжуд бўлган ҳолларда улардан фойдаланилса, мақсадга мувофиқ бўлади.

Конструкция аввал чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи бўйича мустаҳкамликка ҳисобланади. Сўнгра қабул қилинган бетон ва арматура чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи (ёриқ ҳосил бўлиши, ёриқнинг очилиши, деформациялар) бўйича текширилади.

Темирбетон элементларнинг кўндаланг кесимларини ҳисоблашда иқтисодий талаблар, бетон қолипларини бирхиллаштириш, арматурани жойлаштириш (ҳимоя қатламининг қалинлиги, стерженлар орасидаги масофа) каби ишлар ҳам эътиборга олиниши керак.

Бўйлама арматуранинг кесим юзаси бетон кесимининг 0,05 % дан кам бўлмаслиги керак. Пайванд каркас ва пайванд симтўрларда бўйлама ва кўндаланг арматуралар орасидаги нисбат 7.3-жадвал бўйича белгиланади.

7.3-жадвал

Бир йўналишдаги стерженнинг диаметри, мм	3—6	8—12	14—16	18—20	22	25—32	40
Бошқа йўналишдаги стерженнинг рухсат этилган энг кичик диаметри, мм	3	3	4	5	6	8	10
Бир йўналишдаги стержень ўқлари орасидаги энг кичик масофа, мм	50	75	75	100	100	150	200

Олдиндан зўриктирилган темирбетон элементларда бетоннинг синфи арматура синфи, диаметри ва анкерли бирикманинг бор-йўқлигига боғлиқ ҳолда 7.4-жадвал асосида белгиланади.

Бетон ва арматуранинг ҳисобий қаршиликлари ва эластиклик модуллари қурилиш нормалари ва қоидалари СНиП 2.03.01—84 [10] дан танлаб олинади. Темирбетон конструкцияларнинг тарангланмайдиган арматураси си-

кичик юклар таъсирида (арматурадаги кучланиш $\sigma_s = 20 \div 30$ МПа бўлганда) ҳам бетонда ёриқлар пайдо бўлади. Шу сабабдан марказий чўзилишга ишлайдиган элементларнинг ёрилишга бўлган бардошлилигини ошириш мақсадида, улардаги ишчи арматуралар олдиндан зуриктирилади.

Бундай элементларнинг мустаҳкамлиги қуйидаги тартибда текширилади. Статик ҳисобдан бўйлама куч N нинг қиймати аниқланади:

$$N \leq R_s A_{s, tot} = \gamma_{s6} R_{sp} \Sigma A_{sp} + R_s \Sigma A_s. \quad (7.21)$$

Бу ерда γ_{s6} — арматуранинг иш шароити коэффициенти;

$A_{s, tot}$ — бўйлама арматураларнинг йиғинди юзаси;

ΣA_{sp} — тарангланган арматураларнинг йиғинди юзаси;

ΣA_s — оддий арматураларнинг йиғинди юзаси.

Мустаҳкамликни таъминлаш учун талаб этилган бўйлама арматуранинг умумий юзаси қуйидаги формуладан топилади:

$$A_{s, tot} = N / R_s \gamma_{s6}. \quad (7.22)$$

Умумий ҳолда марказий чўзилувчи элементлар ҳам зуриктирилган, ҳам зуриктирилмаган стерженлар билан арматураланганлиги учун, (7.8- расм, а га қ.) аввал зуриктирилмаган арматуранинг юзаси (A_s) ни аниқлаб (ёки қабул қилиб) олинади. Сунгра ута мустаҳкам зуриктирилган арматуранинг юзаси аниқланади:

$$A_{s, tot} = N - R_s A_{s, tot} / R_{sp} \gamma_{s6}. \quad (7.23)$$

Бу ерда γ_{s6} — ута мустаҳкам арматуранинг иш шароити коэффициенти.

Аниқланган умумий юзага қараб 6- иловадан ёки [1] даги сортаментдан стерженлар сонини белгилаймиз. Бунда амалдаги юза, тежамкорлик нуктаи назаридан, ҳисобий юзадан 3 % дан ортиб кетмаслиги керак.

Чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи (ёриқларнинг ҳосил бўлиши ва кенгайиши) бўйича бажариладиган ҳисобларни қуйидаги тартибда амалга ошириш тавсия этилади.

Статик ҳисобдан бўйлама чўзувчи куч N_{ser} ёки Ne_{ser} аниқланади. Ёрилишбардошлик бўйича конструкциянинг тоифаси белгиланади (8- илова).

Бетоннинг узатиш мустаҳкамлиги R_{bp} СНиП 2.03.01 — 84 [10] га қўра 11 МПа дан, А — VI синфли стерженли арматурада, К — 7 ва К — 19 синфли сим арконларда,

шунингдек каллакисиз арматура симларида 15,5 МПа дан кам бўлмаслиги керак. Бундан ташқари узатиш мустаҳкамлиги бетон синфининг 50 % идан кўпроқ бўлиши лозим.

Арматурани таранглаш учун механик ёки электротермик усуллардан бири қўлланилади. Бунинг учун олдиндан уйғотилган кучланишнинг рухсат этилган оғиш микдори P топилади. Арматурада олдиндан уйғотиладиган кучланишнинг максимал қиймати қуйидагича аниқланади:

$$\sigma_{sp} = R_{s, ser} - P. \quad (7.24)$$

Арматура механик усулда тарангланганда

$$P = 0,05 \sigma_{sp} \text{ МПа}, \quad (7.25)$$

электротермик ва электротермомеханик усулда тарангланганда (3.2) формуладан топилади.

Арматурани таранглаш аниқлиги коэффиценти $\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$ қуйидаги формуладан аниқланади. Агар олдиндан зўриктириш элементга яхши таъсир этса ишора мусбат, салбий таъсир этса — ишора манфий олинади. Арматура механик усулда тарангланса $\Delta\gamma_{sp} = 0$ бўлади.

Бетонни сиқишдан олдин арматурадаги кучланишларнинг йўқолиши ҳисобланади (таянчларга тираб чўзилса $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4, \sigma_5$; бетонга тираб чўзилса $\sigma_3, \sigma_4, \sigma_7$). Арматурани таранглаш аниқлиги коэффиценти $\gamma_{sp} = 1$ деб олиб, бетонни сикадиган зўриқиш аниқланади: $P_0 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_1)$. Бу ерда σ_1 — бетонни сиқишдан олдин арматурада йўқотилган кучланишлар йиғиндиси (бу ерда бетоннинг тезкор тоб ташлашидан йўқотилган кучланиши σ_6 ҳисобга кирмайди).

Бетонни дастлабки сиқиш босқичида рухсат этилган кучланиш топилади $\sigma_{bp} / R_{bp} = \varepsilon$. Чўзулувчи элемент бетоннинг талаб этилган минимал кесим юзаси аниқланади $A = P_0 / \varepsilon R_{bp}$. Бу юза СНиП га [10] кўра чокларни тўлдириш ва ҳимоя қатлами қолдириш ҳисобига бироз катталаштирилиши мумкин. Элементнинг келтирилган кесим юзаси қуйидаги формуладан топилади:

$$A_{red} = A + \alpha_{sp} A_{sp} + \alpha A,; \text{ бу ерда } \alpha_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_b}; \alpha = \frac{E_s}{E_b},$$

Бетонни сиқувчи кучланиши $\sigma_{bpl} = P_0 / A_{red}$ бўлади.

Иссиқ ишлов бериладиган оғир бетонда ($K = 0,85$) тезкор тоб ташлаш натижасида йўқотиладиган кучланиш σ_6 (3.11 ва 3.12) нисбатларга боғлиқ ҳолда аниқланади:

Арматурадаги кучланишлар йўқолишини ҳисобга олганда бетонни сиқиш зўриқиши ($\gamma_{sp}=1$ бўлганда) қуйидагича аниқланади:

$$P = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_6) - A_s \sigma_6. \quad (7.26)$$

Оғир бетоннинг киришишидан йўқотилган кучланиш σ_8 7.5-жадвалдан топилади.

7.5-жадвал

Бетон синфи	Бетон табиий шароитда қотганда	Бетонга атмосфера босимида иссиқ ишлов берилганда
В 35 ва ундан кам	40	35
В 40	50	40
В 45 ва ундан кўп	60	50

Бетондаги сиқилиш кучланиши арматурада тезкор тоб ташлаш натижасида кучланиш камайган ҳол учун аниқланади:

$$\sigma_{bp2} = \rho_1 / A_{red}$$

Иссиқ ишлов бериладиган оғир бетонга оид σ_{bp2} / R_{bp} нисбатнинг турли қийматлари учун арматурада тоб ташлаш натижасида рўй берадиган йўқотиш σ_9 (3.13) ва (3.14) формулалардан топилади.

Арматурадаги кучланишларнинг барча турдаги йўқотишлари эътиборга олинганда (арматурани таранглаш аниқлиги коэффициенти $\gamma_{sp} < 1$ бўлганда) бетонни сиқиш зўриқиши қуйидаги микдорга тенг бўлади:

$$P_2 = A_{sp} (1 - \Delta\gamma_{sp}) (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_6 - \sigma_8 - \sigma_9) - A_s (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9). \\ N_{crc} = R_{bt, ser} [A + 2(\alpha_{sp} A_{sp} + \alpha_s A_s)] + p_2. \quad (7.27)$$

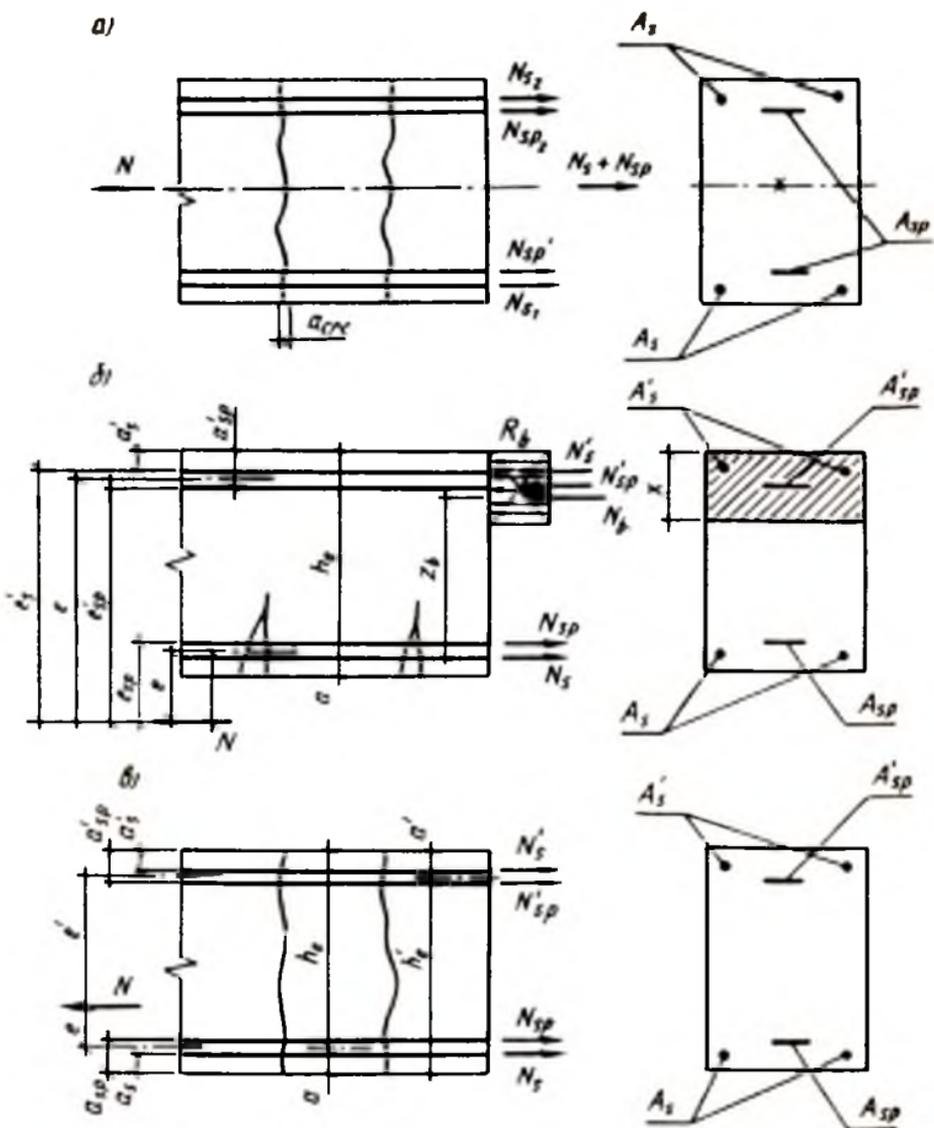
Агар нормал кесимда (7.27) даги микдорда ички куч пайдо бўлса, элементда ёриқлар ҳосил бўлади.

7.4.2. Номарказий чўзилувчи элементлар. Номарказий чўзилувчи элементларда қуйидаги икки ҳол учраши мумкин:

а) бўйлама чўзувчи куч A_s ва A'_s арматуралари тенг таъсир этувчисининг ташқарисидан ўтади, 2-ҳол (7.8-расм, б);

б) бўйлама чўзувчи куч A_s ва A'_s арматуралари тенг таъсир этувчи зўриқишларининг орасида ётади, 1-ҳол (7.8-расм, в).

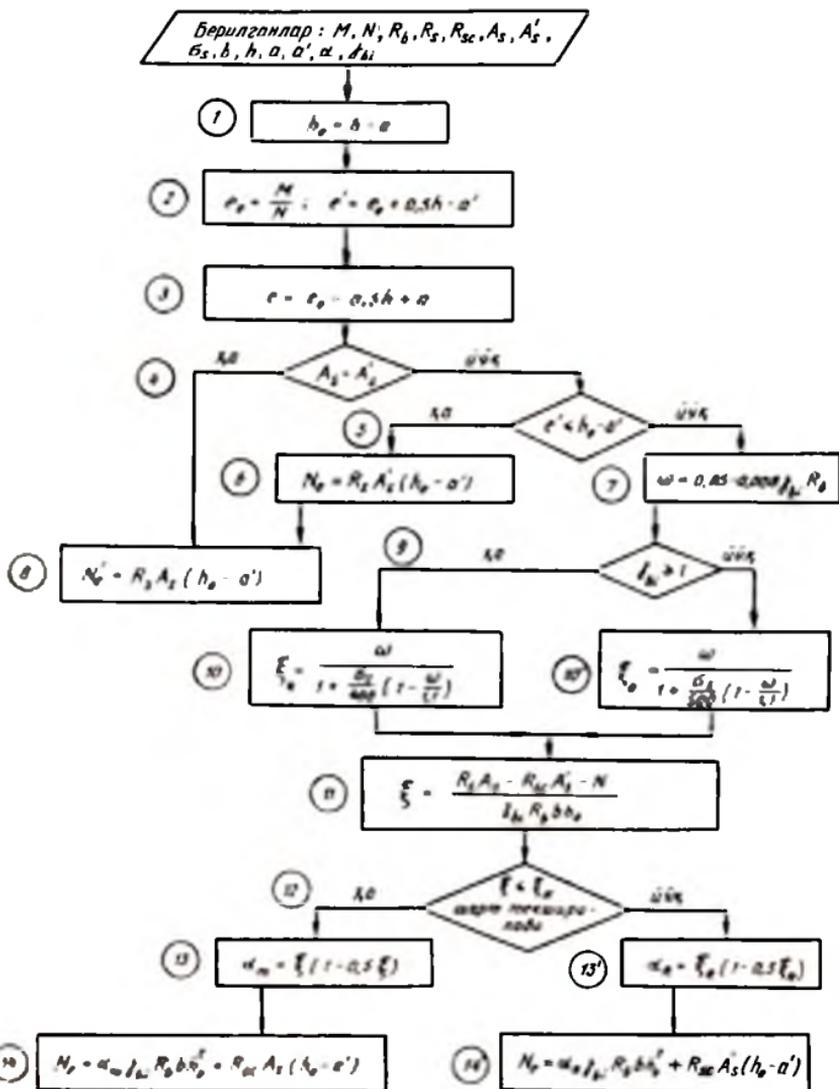
Бу икки ҳолнинг биринчисида элемент номарказий сиқилувчи элементлар сингари ҳисобланади. Бунда фақат



7.8- расм. Чўзилувчи элементларда кучларнинг жойлашиш тархи. *a* — марказий чўзилувчи элемент; *б, в* — номарказий чўзилувчи элементлар.

бўйлама кучнинг ишораси тескарисига ўзгартирилади. Иккинчи ҳолда чўзувчи кучнинг таъсир чизиғи билан энг кўп чўзилган арматура A_s гача бўлган масофа $e = 0,5h - a - e_0$ га, энг кам чўзилган арматура A'_s гача бўлган масофа эса $e' = 0,5h - a + e_0$ га тенг. Бу ерда $e_0 = M/N$, M — эгувчи момент, Н·мм; N — бўйлама чўзувчи куч, Н.

Кичик елкали биринчи ҳол учун мустаҳкамлик шarti куйидаги кўринишга эга:



7.9- расм. Номарказий чўзилувчи элементлар кесим юзасини мустаҳкамликка ҳисоблаш.

$$N'_e \leq (\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s) (h_0 - a). \quad (7.28)$$

Катта елка учун (2- ҳол) мустаҳкамлик шarti куйидагича ёзилади:

$$N_e \leq R_b A_b Z_b + R_{sc} A'_s Z' + \sigma_{sc} A'_{sp} Z'; \quad (7.29)$$

$$N_e \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'). \quad (7.30)$$

Бу ерда σ_{sc} — сикилувчи арматурадаги кучланиш; R_{sc} — сикилувчи арматуранинг ҳисобий қаршилиги.

Шундай қилиб, елка катта бўлганда кучдан энг узокда жойлашган кесим сиқилади, сиқилишга ишлайдиган бетон ҳисобда инobatга олинади (7.9- расм). Чўзилиш зонасидаги бетоннинг иши ҳисобда инobatга олинмайди. Сиқилган бетоннинг кучланишлар эпюраси тўғри тўртбурчак шакли, унинг қаршилиги эса R_b деб олинади.

Элемент зўриктирилмаган A_s ва A'_s ҳамда зўриктирилган A_{sp} ва A'_{sp} стерженлар билан аралаш ҳолда арматураланиши мумкин. Агар A_s ва A'_s маълум бўлса (масалан, конструктив нуктаи назардан), олдиндан зўриктирилган арматуранинг кундаланг кесим юзаси куйидаги формулалардан аниқланади:

$$A_{sp} = \frac{Ne}{\gamma_{S6} R_{sp} (h_0 - a)} - A_s \frac{R_s}{\gamma_{S6} R_{sp}};$$

$$A'_{sp} = \frac{Ne}{\gamma_{S6} R_{sp} (h_0 - a')} - A_s \frac{R_s}{\gamma_{S6} R_{sp}}; \quad (7.31)$$

бу ерда $\gamma_{S6} = \eta$ ва арматура синфига қараб:

A — IV бўлса, $\gamma_{S6} = 1,20$; A — V, B — II, Bp — II,

K — 7, K — 19 бўлса, $\gamma_{S6} = 1,15$;

A — VI бўлса, $\gamma_{S6} = 1,10$ олинади.

8- б о б

ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ЧЕГАРАВИЙ ҲОЛАТЛАРНИНГ ИККИНЧИ ГУРУҲИ БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ

Умумий маълумотлар

Темирбетон конструкцияларини лойиҳалаганда уларнинг мустаҳкамлиги ва устиворлигини таъминлаш билан бирга, уларнинг биқирлиги ва ёрилишбардошлигига ҳам эътибор берилади.

Биринчи босқичда ёрилишга қаршилик кўрсатиш, иккинчи босқичда ёриқнинг кенгайишига қаршилик кўрса-

тиш — элементнинг ёрилишбардошлиги (трещиностойкость) деб аталади. Элементларнинг ёрилишбардошлиги ва эгилишини аниқлаш — чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳига киради.

Темирбетон конструкцияларида ёрилишлар юк таъсирида, ҳароратнинг ўзгариши ёки бетоннинг киришиши натижасида ҳосил бўлиши мумкин. Ериклар элементнинг биқирлиги ва узоққа чидамлилигини камайтиради.

Элементларни ёрилишга ҳисоблаганда ташқи кучлардан ташқари, олдиндан йўқотилган зўриқишлар ҳам эътиборга олинади. Бунда нормал ва оғма ёрилишлар алоҳида равишда кўриб ўтилади.

8.1. Бўйлама кучлар таъсиридаги элементлар

Ташқи чўзувчи кучлар элементда ўқ бўйлаб чўзилиш, олдиндан уйғотилган кучланишлар эса ўқ бўйлаб сиқилиш вужудга келтиради. Ферманинг остки тасмаси, арка тортқичлари, қувур ёки резервуарларнинг деворлари ва бошқалар бунга мисол бўла олади. Ана шундай элементлар учун ёрилишбардошлик шarti қуйидагича ифодаланadi:

$$N \leq N_{crc}, \quad (8.1)$$

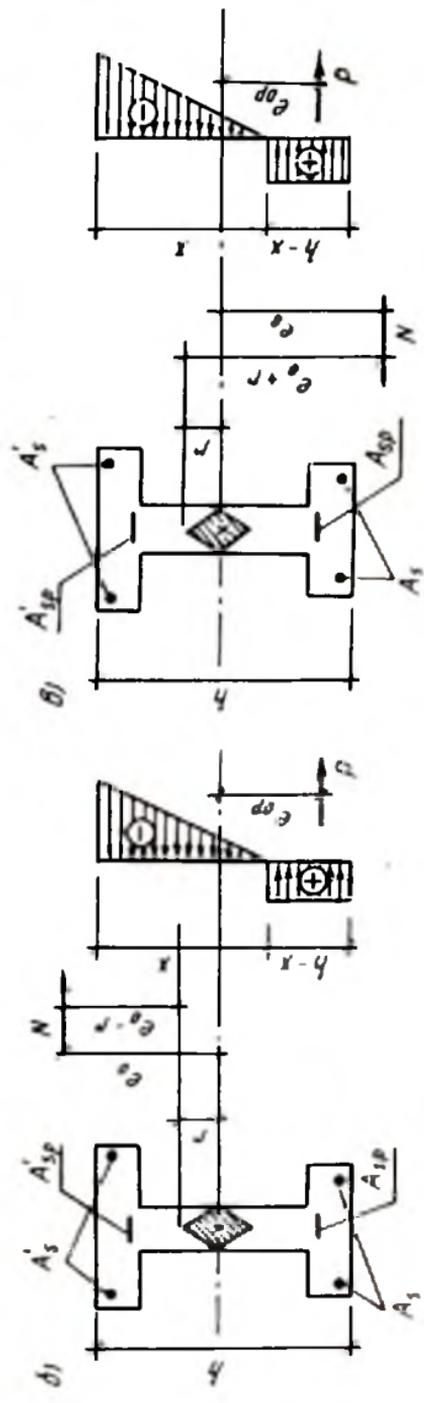
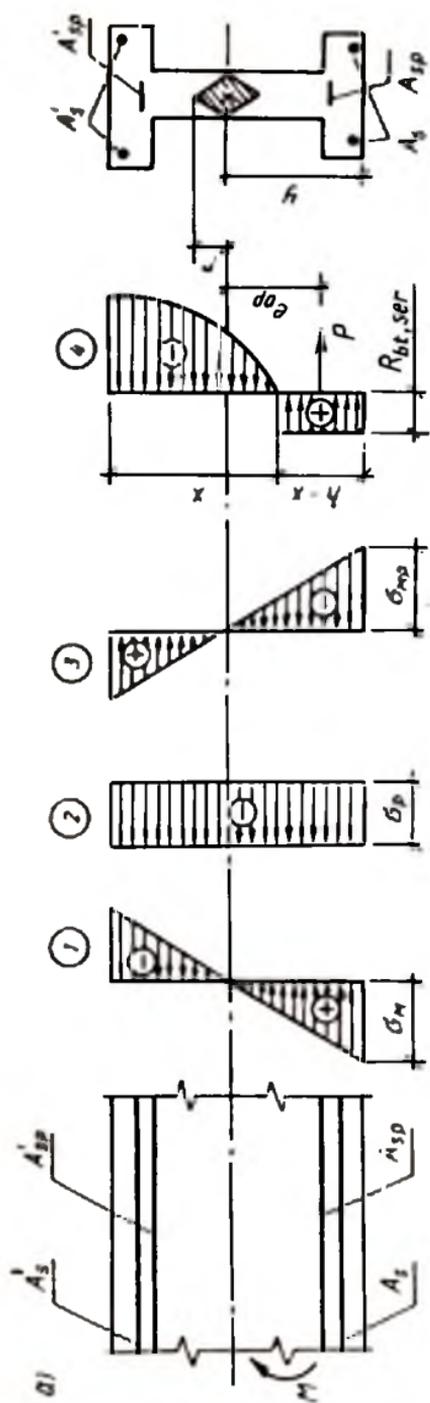
бу ерда N — ташқи юклардан ҳосил бўлган бўйлама куч; N_{crc} — кесимга таъсир этувчи ички бўйлама куч (зўриқиш).

Олдиндан зўриқтирилмаган темирбетон элементдаги зўриқиш N_{crc} дарз кетишдан илгари бетонда ҳосил бўладиган чегаравий куч ($R_{bt, ser}A$) дан ҳамда арматурадаги ички куч ($\sigma_s A_s$) дан ташкил топади. Бетон дарз кетишидан илгари арматурада вужудга келадиган кучланиш $\sigma_s = \epsilon_{bt} E_s$. Агар $\epsilon_{bt} = R_{bt, ser} / E'_{bt} = 2R_{bt, ser} / E_{bt}$ эканлигини ҳисобга олсак,

$$N_{crc} = R_{bt, ser}A + 2\alpha R_{bt, ser}A_s \quad (8.2)$$

келиб чиқади. Агар элемент олдиндан уйғотилган бўйлама куч билан сиқилса, у ҳолда ташқи кучларнинг бир қисми ана шу сиқувчи кучни сундиришга сарф бўлади, яъни

$$N_{crc} = R_{bt, ser}(A + 2\alpha A_s) + P. \quad (8.3)$$



8.1-расч. Элементларнинг ёрилиш бардошлигини ҳисоблашда нормал қесмда қучларнинг жойлашиши а — эгиловчи элемент, б — эгиловчи элемент, в — номарказий сиклиш, е — номарказий қўзилиш.

8.2. Эгилувчан элементларда нормал ёрилишлар ҳисоби

Агар ташки кучлар моменти M ёрилиш пайдо бўлишдан биров илгари элементда ҳосил бўладиган ички кучлар моменти M_{crc} дан кичик бўлса, у ҳолда бетон ёрилмайди, яъни

$$M \leq M_{crc}. \quad (8.4)$$

Бу формулани ёрилишбардошлик шarti деб атаса ҳам бўлади.

Ёрилиш ҳосил қилувчи момент M_{crc} ни аниқлайдиган бир неча усул бор. Қурилиш нормалари [10] M_{crc} ни ядро моментлари усулида аниқлашни тавсия этади (8.1- расм):

$$M_{crc} = R_{bl, ser} W_{pe} \pm M_{ep} \quad (8.5)$$

Бу ерда W_{pe} — эластик-пластик қаршилик моменти; M_{ep} — четки ядро нуктасидан утувчи ўққа нисбатан сиқувчи зўриқиш P дан олинган момент, яъни ядро моменти

$$M_{ep} = P(e_0 + r); \quad (8.6)$$

r — кесим ядросининг энг четки нуктаси; $r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}$, $\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b, ser}$ e_0 — сиқувчи зўриқиш елкаси; $R_{bl, ser} W_{pl}$ — элементнинг чузилиш зонасида дастлабки ёриқлар пайдо бўлган дақиқада бетон қабул қиладиган момент (P зўриқиш ҳисобга олинмайди). W_{pl} ни аниқлайдиган формулалар ҳам кўп. Бироқ уларнинг ичида энг қулайи қуйидаги формуладир:

$$W_{pl} = \gamma W_{red}. \quad (8.7)$$

Бу ерда W_{pl} — келтирилган кесимнинг чузилган зона бўйича келтирилган қаршилик моменти; γ — чузилиш зонасидаги бетоннинг ноэластик деформацияларини ҳисобга олувчи коэффициент. Тўғри тўртбурчакли кесим учун $\gamma = 1,75$; кўштавр учун $\gamma = 1,5$ ва ҳоказо.

Келтирилган юзанинг қаршилик моменти W_{pl} ни топадиган аниқ формула:

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu_1\alpha) + 0,075(\gamma_1' + 2\mu_1'\alpha')] bh^2, \quad (8.8)$$

бу ерда

$$\gamma_1 = \frac{(b_f - b)h_f}{bh}; \quad (8.9)$$

чўзилиш ҳолатида ишлайдиган элементларга ҳам татбиқ этса бўлади.

Элементни ташиш ва монтаж қилиш жараёнида, ташки юклар таъсирида сиқиладиган зонаси, аксинча чўзилиш ҳолатига ўтиши мумкин. Бунда ёрилишбардошлик шартни қуйидаги кўринишга келади:

$$M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl} - P(e_{op} - r). \quad (8.11)$$

Бундай ҳолда ташки куч моменти шу босқичда таъсир этувчи юклардан (масалан, элементнинг хусусий оғирлигидан) олинади. Олдиндан зуриктирилган эгилувчи элементларни тайёрлаш вақтида нормал кесим бўйича ёрик ҳосил бўлиши ёки бўлмаслиги 8.2- расмда кўрсатилган.

8.3. Элементлардаги оғма ёрилишлар ҳисоби

Бош чўзувчи кучланишлар таъсир этувчи зонада элементнинг қия кесимлари ёрилишбардошлиги текширилади. Текширув зуриқишлар бўйича эмас, кучланишлар бўйича амалга оширилади. Бош сиқувчи ва бош чўзувчи кучланишлар аниқланади. Агар бош нормал кучланишлар қуйидаги шартларни қаноатлантирса, қия кесимлар ёрилишбардошлиги таъминланган бўлади:

- а) агар $\sigma_{mc} \leq \gamma_{b4} R_{b, ser}$ бўлса; $\sigma_{mt} \leq R_{bt, ser}$
 б) агар $\sigma_{mc} > \gamma_{b4} R_{b, ser}$ бўлса; $\sigma_{mc} \leq \frac{R_{bt, ser}}{1 - \gamma_{b4}} \left(1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{b, ser}}\right)$

Бу ерда σ_{mt} — бош чўзувчи кучланишлар; σ_{mc} — бош сиқувчи кучланишлар; $R_{bt, ser}$ — чегаравий ҳолатлар II гуруҳи учун бетоннинг чўзилиш ҳисобий қаршилиги;

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc}/R_{b, ser}}{0,2 + \alpha B} \leq 1,0$$

Бу ерда α — коэффициент, оғир бетон учун $\alpha = 0,01$; енгил бетон учун $\alpha = 0,02$. B — оғир бетон синфи, МПа.

$$\sigma_{\pm} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{2} + \tau_{xy}^2}. \quad (8.12)$$

σ_x ва σ_y — бетондаги нормал кучланишлар; τ_{xy} — бетондаги уринма кучланиш.

Нормал ва уринма кучланишларни аниқлашда бетон эластик зонада ишлайди деб фараз этилади ва қуйидаги формулалардан аниқланади:

$$\sigma_s = \frac{M}{J} Z + \sigma_{br} \mp \frac{P}{A_s}; \quad (8.13)$$

$$\tau_{xz} = \frac{(Q - Q_{\text{букма}})S}{bJ} \text{ ёки } \tau_{xy} = \frac{Q}{bh_0}. \quad (8.14)$$

Бу ерда Q — қия кесим қабул қиладиган кўндаланг куч; $Q_{\text{букма}}$ — букилган арматура қабул қила оладиган кўндаланг куч; σ_{br} — олдиндан уйғотилган кучланиш; S — статик момент; Z — келтирилган юзанинг оғирлик марказидан кучланиши изланаётган нуқтагача бўлган масофа.

Ёриқларнинг кенглигини ҳисоблаш

Умумий тушунчалар

Биз юқорида элементнинг ёрилишга кўрсатган қаршилигини кўриб ўтдик, ёрилишнинг олдини олишга уриндик. Энди темирбетон элемент дарз кетди, яъни ёриқ пайдо бўлди, деб фараз этамиз. Эндиги вазифамиз шу ёриқнинг кенгаймаслигини таъминлашдан иборат бўлади, яъни элементнинг ёриқ кенгайишига бўлган қаршилигини кўриб ўтамыз. Ёриқни кенгайишдан асрайдиган нарса арматурадир.

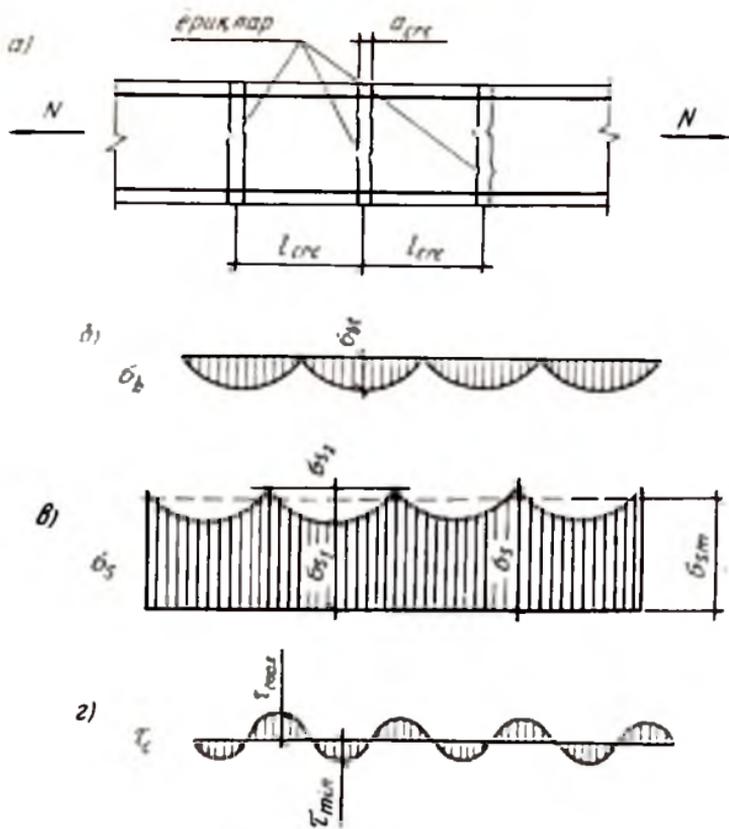
Ёриқларнинг кенглигини аниқлаш масаласи кучланишлар ҳолатининг иккинчи босқичи бўйича амалга оширилади. Ҳисоб нормал ва оғма кесимлар учун бажарилиб, ёрилишбардошлиги бўйича II ва III тоифа талаблари қўйиладиган темирбетон конструкциялари кўриб ўтилади.

Ҳисобнинг мақсади ёриқлар кенглигининг назарий қиймати a_{crc} ни аниқлаш ҳамда уни рухсат этилган қиймат $[a_{crc}]$ билан таққослашдан иборатдир. Ёрилишларнинг рухсат этилган эни $[a_{crc}]$ ёрилишбардошлик тоифаларига боғлиқ қиймат бўлиб, 8-иловадан олинади.

Агар назарий қиймат рухсат этилган қийматдан катта чиқса, бетонга олдиндан бериладиган сиқувчи зўриқиш катталаштирилади, бетоннинг синфи оширилади ёки элементнинг кўндаланг кесими ўлчамлари катталаштирилади.

Ёриқларнинг кенглиги a_{crc} кўпгина омилларга боғлиқ: бетон ва арматуранинг синфи, узаро ёпишув кучи, бетон ёрилган жойда арматурада вужудга келган кучланиш σ_s , ёриқлар орасидаги масофа l_{crc} ва ҳоказоларга боғлиқ.

Ўзуилувчи элементни кўриб ўтамыз, чунки бу масалада



8.3- расм. Ψ_s ни аниқлашга доир тарх:

a — чузилувчи элемент; б — бетондаги кучланишлар; в — арматурадаги кучланишлар; г — арматура билан бетоннинг ёпишиш кучланиши.

эгилиш билан чузилиш орасида жиддий тафовутлар йук.

Ёрик пайдо бўлган жойда бетондаги кучланиш ноль бўлиб, арматурадаги кучланиш максимумга эришган бўлади (8.3- расм).

Ёрик кенглиги a_{crc} қуйидаги $a_{crc} = \Delta l_s - \Delta l_b$, ифодадан аниқланиши мумкин.

Ифодадаги Δl_b жуда кичик сон (0,0001) бўлгани учун уни эътиборга олмаса ҳам бўлади. Абсолют деформацияни нисбий деформация орқали ифодаalayмиз:

$$a_{crc} = \varepsilon_s l_{crc};$$

$$a_{crc} = \Psi_s \varepsilon_s l_{crc};$$

$$a_{crc} \leq [a_{crc}] = 0,2 \div 0,3 \text{ мм.}$$

Нормал ёриклар кенглигини ҳисоблаш. Қурилиш нормалари [10] нормал ёрикларнинг ўртача кенглигини

аниқлаш учун куйидаги эмпирик формулани тавсия этади:

$$a_{crc} = \delta \varphi_e \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} . \quad (8.15)$$

Бу ерда δ — элементдаги кучланиш ҳолатини ҳисобга олувчи коэффициент бўлиб, эгиловчи ва номарказий сиқилувчи элементлар учун I, чўзилувчи элементлар учун I,2 олинади; φ_e — юкнинг таъсир этиш муддатини ҳисобга олувчи коэффициент бўлиб, қиймати 1...1,5 оралиғида бўлади; η — бетон билан арматуранинг ёрилиши даражасини ҳисобга олувчи коэффициент. Даврий профилли стерженлар учун I, Вр — I ва Вр — II синфли симлар учун I,2; В — II синфли силлиқ симлар учун I,4 олинади; σ_s — буйлама арматурадаги кучланиш; $\mu = \frac{A_s}{bn_0}$ — кесимнинг

арматуралаш коэффициенти; d — арматура диаметри, мм.

Чўзилувчи арматурадаги кучланиш куйидаги формулалардан топилади:

1) Марказий чўзилувчи элементларда

$$\sigma_s = \frac{N - P}{A_s + A_{sp}} ; \quad (8.16)$$

2) Эгиловчи элементларда

$$\sigma_s = \frac{M - P(Z - e_{sp})}{(A_s + A_{sp})Z} ; \quad (8.17)$$

3) Номарказий сиқилувчи элементларда

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm Z) - P(Z - l_{sp})}{(A_s + A_{sp})Z} \text{ ва ҳоказо.} \quad (8.18)$$

Агар олдиндан уйготилган кучланишлар бўлмаса, $P = 0$ бўлади.

Оғма ёриқларнинг кенглигини ҳисоблаш. Оғма ёриқларнинг кенлигига кундаланг арматуралар (хомутлар, букилган стерженлар) сезиларли таъсир этади. Хомутларнинг кўпайиши оғма ёриқлар энининг камайишига олиб келади. Буйлама арматуралар оғма ёриқлар кенлигига кам таъсир этади.

Хомутлар билан арматураланган эгиловчи элементларда оғма ёриқларнинг кенлиги куйидаги эмпирик формуладан топилади:

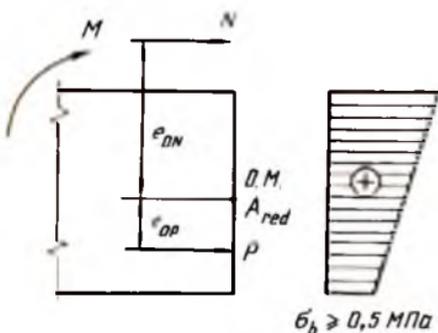
$$a_{cr} = \eta \cdot \frac{0,6\sigma_{sw}d_{sw}^3}{E_S d_{sw} / h_0 + 0,15E_b(1 + 2\alpha\mu_w)} \quad (8.19)$$

Бу ерда d_{sw} — хомутлар диаметри; σ_{sw} — хомутлардаги кучланишлар:

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} h_0} S \leq R_{s, ser},$$

Q — ташки юклардан ҳосил бўлган кундаланг куч; Q_{b1} — кундаланг арматурасиз, бетоннинг ўзи қабул қиладиган кундаланг куч; A_{sw} — бир текисликдаги хомутларнинг кундаланг кесим юзаси; $\alpha = \frac{E_S}{E_b}$ — арматурани бетонга келтириш коэффициенти; $\mu_w = A_{sw} / bs$ — кундаланг арматуралаш коэффициенти; S — хомутлар орасидаги масофа; b — элементнинг эни.

Олдиндан зуриктирилган элементлардаги ёриқларни ёпилишга ҳисоблаш. Ёриқларнинг ёпилишига факат ёрилишбардошлик буйича иккинчи тоифа талаблари қўйиладиган элементларгина ҳисобланади. Бундай элементларда тулиқ норматив юк таъсирида бирозгина нормал ва оғма ёриқлар пайдо бўлишига йўл қўйилади, аммо доимий ва узок муддатли юклар таъсирида бу ёриқлар беркилиб қолиши шарт.



× 4-расм. Нормал ёриқларни ёпилишига доир.

Агар эгилувчи, номарказий сиқилувчи ва номарказий чўзилувчи элементларда доимий ва узок муддатли юклар таъсирида кесим сиқилса, у ҳолда нормал ёриқларни ёпилган деб ҳисоблаш мумкин. Бунда чўзилган қиррадаги (ташқи кучдан ҳосил бўладиган) сиқилиш кучланиши 0,5 МПа дан кам бўлмаслиги лозим, яъни қўйидаги шарт (8.4расм) бажарилиши зарур:

$$\frac{P(e_{op} + r) - M_r}{W_{red}} \geq 0,5 \text{ МПа}, \quad (8.20)$$

бу ерда M_r — энг узок ядро нуктасидан утувчи уққа нисбатан ташқи кучлардан олинган момент. Эгилувчи элементлар учун $M_r = M$, номарказий сиқилган ёки чўзилган элементлар учун $M_r = N(e_0 \mp r)$.

Агар келтирилган кесимнинг оғирлик маркази сатҳида доимий ва узок муддатли юклардан ҳосил булган иккала бош кучланишлар сиқувчан бўлиб, улардан кичигининг киймати 0,5 МПа дан кам булмаса, бўйлама ўққа нисбатан оғма булган ёриқларни пухта беркилган деб караш мумкин.

Нормал ва оғма ёриқлар тарангланган арматурада пластик деформациялар ҳосил булмаган тақдирдагина пухта ёпилади. Бунинг учун қуйидаги шарт бажарилиши лозим:

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8R_{s \text{ ser}}, \quad (8.21)$$

бу ерда σ_s — тарангланган арматурада ташқи юклардан ҳосил булган кучланиш орттирмаси бўлиб, (8.16) — (8.18) формулалардан топилади.

7- м и с о л. Бўйлама ўққа тик йўналган ёриқларнинг пайдо бўлишини ҳисоблаш

Олдиндан зўриктирилган қобирғали темирбетон плитани ёриқбардошлиги текширилсин.

Берилган:

Плитанинг ўлчамлари $b_{nl} \times l_{nl} = 1,5 \times 8,0$ м; баландлиги $h_{nl} = 0,35$ м.

Бетон синфи В 40.

Зўриктирилган арматуранинг синфи А — VI.

Арматура механик усулда тарангланади.

Плита ёрилишбардошлиги бўйича III тоифага киради. (Қолган маълумотлар 4- мисолда берилган).

Ёриқлар пайдо бўлишини ҳисоблашдан мақсад, ёриқларнинг очилиши ва деформациялар бўйича ҳисоблашга зарурат бор-йўқлигини аниқлашдан иборат. Бунда $\gamma_{sp} = \gamma_f = 1,0$; ҳисобий момент $M = 90,4$ кН·м, плитанинг хусусий оғирлигидан ҳосил булган момент $M_{c_b} = 27,4$ кН·м олинади.

Плитани тайёрлаш чоғида унинг тепа қисмида сиқувчи зўриқиш $P_0 = 246,7$ кН таъсирида бошланғич ёриқлар пайдо бўлишини қуйидаги шарт бўйича текшираамиз:

$$P_0 (l_{op} - r') - M_{c_a} \leq R_{bt, ser}^p W'_{pl}.$$

Агар $R_{bp} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 40 = 28$ МПа булса, $R_{bt, ser}^p = 1,7$ МПа булади. У ҳолда $P_0 (e_{op} - r') - M_{c_a} = 246,7 \cdot 10^3 (22 - 9,2) - 27,4 \cdot 10^5 = 4,29$ кН·м. $< R_{bt, ser}^p W'_{pl} = 1,7 \cdot (100) \cdot 21282 = 36,2$ кН·м, яъни $4,29$ кН·м $< 36,2$ кН·м.

Шарт каноатлантирилаяпти. Демак, бошланғич ёриклар пайдо бўлмайди.

Ёрик пайдо қилувчи моментни аниқлаймиз: $M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl} + P_2(e_{op} + r) = 2,1 \cdot 8594 (100) + 204 \cdot 10^3 (22 + 3,2) = 69,5$ кНм. Плитанинг пастки чузилиш зонасида ёриклар пайдо булар экан, чунки $M = 90,4$ кНм $> M_{crc} = 69,5$ кНм. Шунинг учун плитани ёрикларнинг очилишига ҳисоблаш зарур.

Плитада нормал ёрикларнинг очилишини ҳисоблаш. Тулик норматив юкдан ҳосил бўлган эғувчи момент: $M = 90,4$ кН·м, узоқ муддат таъсир этувчи юкдан ҳосил бўлган момент: $M_e = 79,4$ кН·м. Чузилувчан арматурада ташки кучлардан ҳосил бўлган кучланишлар орттирмаси:

$$\sigma_s = \frac{M - p_2(Z - e_{sp})}{A_{sp}Z}$$

Юкнинг узоқ муддат таъсир этувчи қисмидан вужудга келадиган σ_{s1} ни аниқлаш учун қуйидагиларни топиб оламиз:

$$\varphi_f = \frac{(b_f - b)h_f}{bh_0} = \frac{(146 - 14) \cdot 6}{14 \cdot 31} = 1,82, \quad (A'_s = 0);$$

$$\mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{4,02}{14 \cdot 31} = 0,0093.$$

$$\eta = \varphi_f \left(1 - \frac{h_f}{2h_0}\right) = 1,82 \left(1 - \frac{6}{2 \cdot 31}\right) = 1,64; \quad e_{sp} = 0;$$

чунки сиқувчи зуриқиш P_2 пастки тарангланган арматура кесим юзасининг оғирлик марказига қўйилади $N_{tot} = P_2$.

$$\delta = \frac{M_j}{bh_0^2 R_b ser} = \frac{79,4 \cdot 10^5}{14 \cdot 31^2 \cdot 29 \cdot (100)} = 0,2; \quad e_{s, tot} =$$

$$= \frac{M_c}{P_2} = \frac{79,4}{204} = 0,389 \text{ м};$$

$$\zeta = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s, tot}}{h_0} - 5} =$$

$$= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,2 + 1,64)}{10 \cdot 0,0093 \cdot 5,85}} + \frac{1,5 + 1,82}{11,5 \frac{0,389}{0,31} - 5} =$$

$$= 0,4 > \frac{h_f}{h_0} = \frac{6}{31} = 0,19.$$

$$Z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 31 \left[1 - \frac{\frac{6}{31} 1,82 + 0,4^2}{2(1,82 + 0,4)} \right] = 27,4 \text{ см.}$$

У холда $\sigma_{s1} = \frac{79,4 \cdot 10^5 - 204 \cdot 10^3 \cdot 27,4}{4 \cdot 0,2 \cdot 27,4} = 21338,2 \text{ Н/см}^2 = 213,4 \text{ МПа}$

Чузилувчан арматурада тулик юк таъсирида вужудга келадиган кучланишлар орттирмаси σ_{s2} ни аниқлаш учун қуйидагиларни топамиз:

$$\delta = \frac{90,4 \cdot 10^5}{14 \cdot 31^2 \cdot 29(100)} = 0,23; e_{tot} = \frac{90,4}{204} = 0,443 \text{ м;}$$

$$\frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,23 + 1,64)}{10 \cdot 0,0093 \cdot 5,85}} + \frac{1,5 + 1,82}{11,5 \frac{0,443}{0,31} - 5} = 0,34 > 0,19;$$

$$Z = 31 \left[1 - \frac{\frac{6}{31} 1,82 + 0,34^2}{2(1,82 + 0,34)} \right] = 27,6 \text{ см.}$$

У холда $\sigma_{s2} = \frac{90,4 \cdot 10^5 - 204 \cdot 10^3 \cdot 27,6}{4 \cdot 0,2 \cdot 27,6} = 30730,4 \text{ Н/см}^2 = 307 \text{ МПа.}$

Ёриқнинг очилиш кенглиги қуйидаги формуладан топилади: $a_{crc} = \delta \varphi_e \eta \frac{\sigma_s}{\xi_s} \cdot 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}$.

Тулик юк қиска муддат таъсир этганда ёриқларнинг очилиш кенглиги:

$$a_{crc1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{307}{19 \cdot 10^4} \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,0093) \times \sqrt[3]{16} = 0,209 \text{ мм,}$$

бу ерда эгилувчан элементлар учун $\delta = 1$; даврий профили арматура стержени учун $\eta = 1$; юк қиска муддат таъсир этган хол учун $\varphi_l = 1$; буйлама ишчи арматура диаметри $d = 16 \text{ мм.}$

Юкнинг узоқ муддат таъсир этадиган қисми қиска муддат таъсир этганда ёриқларнинг очилиш кенглиги:

$$a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{213,4}{19 \cdot 10^4} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0093) \times \sqrt[3]{16} = 0,145 \text{ мм.}$$

Юкнинг узок муддат таъсир этувчи қисмидан ҳосил бўлган ёрикларнинг очилиш кенглиги:

$$a_{crc,3} = 1 \cdot 1,46 \cdot 1 \frac{213,4}{19 \cdot 10^4} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0093) \times \\ \times \sqrt[3]{16} = 0,212 \text{ мм},$$

бу ерда юк узок муддат таъсир этган ҳол учун $\varphi_e = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0093 = 1,46$. Шундай қилиб, ёрикнинг қисқа муддатга очилиш кенглиги

$$a_{crc} = a_{crc,1} - a_{crc,2} + a_{crc,3} = 0,209 - 0,145 + \\ + 0,212 = 0,276 < 0,3 \text{ мм};$$

ёрикнинг узок муддатга очилиш кенглиги

$$a_{crc} = a_{crc,3} = 0,212 \text{ мм} > 0,2 \text{ мм}.$$

Бундан кўринадики, узок муддат таъсир этувчи юклар учун плита ёрикларининг очилиш кенглиги норма талабларига (8-илова) жавоб бермас экан. Плитанинг ёрилишбардошлигини ошириш зарур. Бунга эришиш учун ё сиқувчи зуриқиш P_2 ни кучайтириш, ёки арматура юзаси A_{sp} ни катталаштириш (ёки унинг синфини ўзгартириш), ё бўлмаса кесим баландлиги h ни узайтириш лозим бўлади.

8.4. Темирбетон конструкциялари элементларининг деформацияларини ҳисоблаш

Темирбетон элементларнинг деформациялари технологик, конструктив ва эстетик талаблар асосида белгиланган маълум меъёрдан ошмаслиги даркор. Технологик талаблар ускуналар, машиналар, кўприк кранлари ва бошқаларнинг нормал ишлашини таъминлашдан келиб чиқади. Конструктив талаблар деформацияга ҳалақит берувчи ёндош элементларнинг таъсирини, белгиланган нишабликни таъминлаш заруриятини эътиборга олади ва ҳоказо. Эстетик талаблар одамларнинг конструкция ҳақидаги таассуротларини ҳисобга олади (масалан, ёпмаларнинг сезиларли даражадаги солқиликлари, гарчи улар хавфсиз бўлсада, одамларда салбий ҳаяжон уйғотиши мумкин).

Деформацияларни технологик ва конструктив чеклаш учун бажариладиган ҳисобларда доимий, узок муддатли ва қисқа муддатли юклар эътиборга олинади, эстетик талабларда фақат доимий ва узок муддатли юклар

таъсирига ҳисобланади. Элементлар деформациясини ҳисоблашда норматив юқлар ишончилиқ коэффициентини $\gamma_f = 1$ га кўпайтирилади.

Элементлар деформациясини ҳисоблаш деганда уларнинг солқилиқлари, бурилиш бурчаклари ва тебраниш амплитудаларини аниқлаш тушунилади. Бу микдорларни аниқлашда қурилиш механикаси формулаларидан фойдаланилади.

Яхлит эластик элементларнинг деформацияларини (солқилиғи, оғиш бурчағи) аниқлаш қийин эмас. Темирбетон элементларининг деформациясига ёриқлар ва бошқа омиллар сезиларли таъсир этади. Бу эса масалани анча мураккаблаштиради.

Темирбетон элементларининг солқилиқлари эгриликлар (кривизна) орқали аниқланади. *Эгрилик ёриқли ва ёриқсиз* участкаларда алоҳида аниқланади.

8.4.1. Ёриқсиз участкаларда темирбетон элементларининг эгрилиғи. Темирбетон элементларининг ёриқсиз участкалардаги эгрилиғи қуйидаги формуладан аниқланади:

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{\phi_{b2}}}{B} \quad (8.22)$$

бу ерда M — ташқи юқлардан ҳосил бўлган эгувчи момент; B — келтирилган кесимнинг биқирлиғи бўлиб, унинг қиймати материаллар қаршилиғи фани қоидаларига кўра аниқланади. Чизиксизликни ҳисобга олиш мақсадида биқирлик 15 фоизга кичрайтирилади:

$$B = \varphi_{b1} E_b J_{red}, \quad (8.23)$$

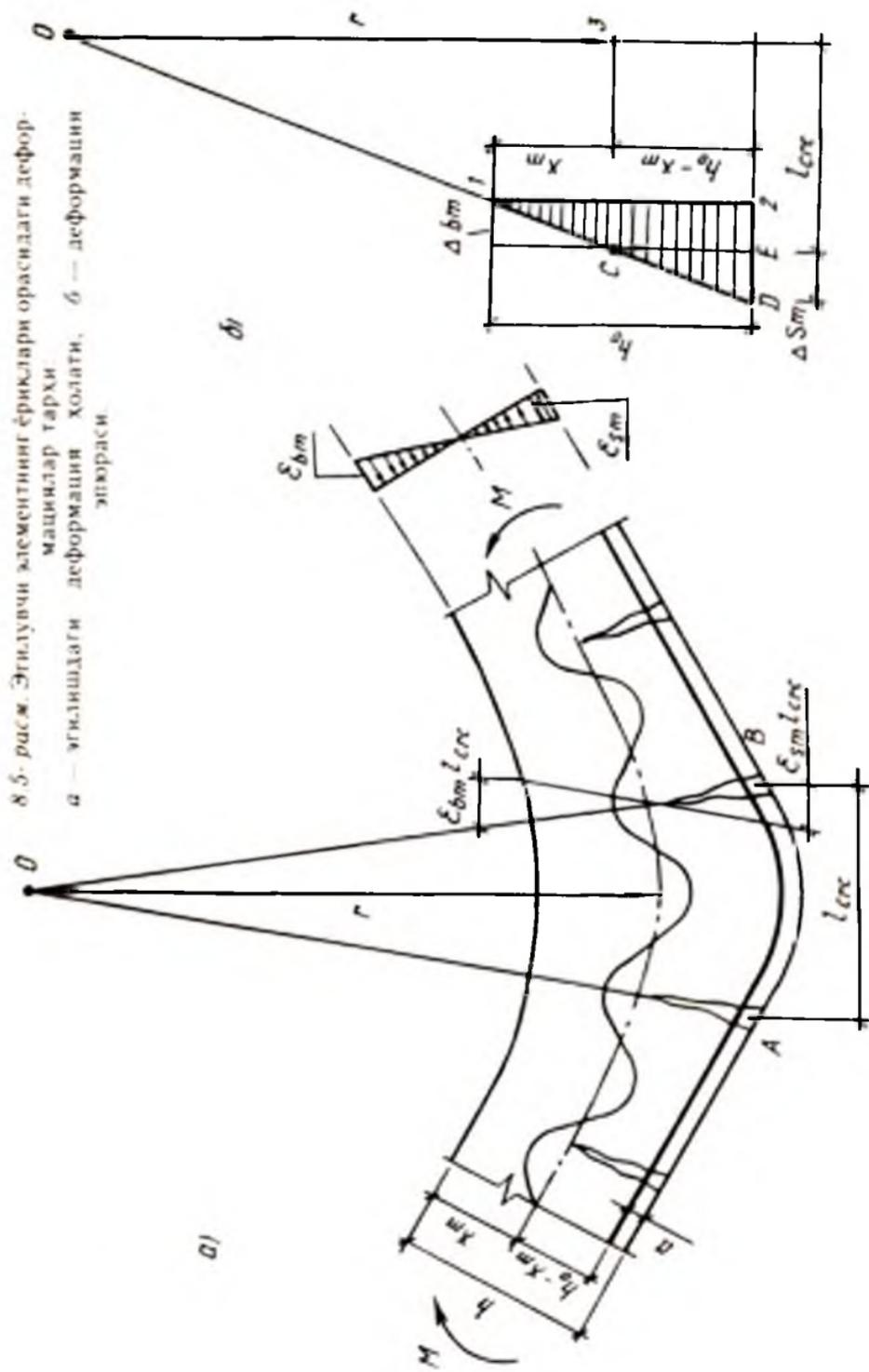
$\varphi_{b1} = 0,85$ — бетондаги ноэластик деформациялар ҳисобига биқирликнинг камайишини эътиборга оладиган коэффициент.

(8.22) формуладаги φ_{b2} — бетондаги тоб ташлаш оқибатида биқирликнинг камайишини ҳисобга олувчи коэффициент бўлиб, бетоннинг намлиғи 40 % дан ортиқ бўлса, $\varphi_{b2} = 2$, кам бўлса $\varphi_{b2} = 3$ олинади.

Элементнинг бошланғич ҳолатидан бошлаб (олдиндан зўриқтирилган элементларда сиқилишдан илгари) ҳисобланадиган эгриликнинг тўлиқ қиймати қуйидагича ифодланади:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4; \quad (8.24)$$

8.5-расж. Эгиловчи элементнинг ёриқлари орасидаги деформациялар тарҳи
 а — эгилишдаги деформация ҳолати, б — деформация эҳжораси.



бу ерда $1/r_1$ ва $1/r_2$ — мос равишда қисқа ва узок муддат таъсир этувчи юklar таъсирида ҳосил бўладиган эгрилик бўлиб, (8.22) ва (8.23) формулалардан топилади;

$1/r_3$ — олдиндан уйғотилган сиқувчи куч P таъсирида қабарган элементнинг эгрилиги қуйидаги формуладан топилади:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P \cdot e_{op}}{q_{b1} E_s J_{red}}; \quad (8.25)$$

$1/r_4$ — сиқувчи куч таъсиридаги элементда киришиш ва тоб ташлаш оқибатида қабарган элементнинг эгрилиги:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{e_b - e_b^1}{h_0}. \quad (8.26)$$

бу ерда $e_b = \sigma_{los}/E_s$ ва $e_b^1 = \sigma'_{los}/E_s$ — сиқув остида бўлган бетоннинг киришиши ва тоб ташлашидан ҳосил бўлган нисбий деформация бўлиб, мос равишда чўзилган арматуранинг оғирлик маркази ва бетоннинг четки сиқилган толаси сатҳида аниқланади. Агар олдиндан зуриктирилган элементларда (масалан, тўсиннинг юкори қатламида) қабариш оқибатида ёриқлар пайдо бўлса, у ҳолда $1/r_1$; $1/r_2$ ва $1/r_3$ эгриликлар 15 % га, $1/r_4$ эгрилик эса 25 % га оширилади.

8.4.2. Ёриқли участкаларда темирбетон элементларининг эгрилиги. Чўзилиш зонасида ёриқлари бўлган элементлар деформациясини ҳисоблаш назарияси В. И. Мурашев томонидан асосланган. Бу назарияга кўра ҳисоблаш жараёнида темирбетоннинг реал физик хоссалари инobatга олинади, жумладан, чўзилиш зонасида ёриқлар оралигидаги бетоннинг иши, бетоннинг сиқилиш зонасидаги ноэластик деформациялари ва бошқалар ҳисобда қатнашади. Ҳисоблашнинг бу усули кейинги йилларда янада такомиллашди ва олдиндан зуриктирилган, номарказий сиқилувчи ва чўзилувчи элементлар ҳисобига кенг татбиқ этила бошлади.

Соф эгилиш зонасидаги темирбетон элементининг эгрилигини кўриб чиқамиз (8.5- расм).

Ёриқлар эгилувчан элементларнинг чўзилиш зонасида узунлиги l_{crc} бўлган алоҳида участкаларга ажратади. Бунда энг катта кучланиш (деформация) чўзилиш зонасидаги бетон ишдан чикқан ёриқли кесимда вужудга келади. Ёриқлардан узоклашган сари кучланиш (деформация) камая боради.

Ўқ эгрилиги билан арматура ва бетоннинг уртача

деформацияси орасида қуйидаги боғланиш мавжуд:

$$\frac{l_{crc}}{r} = \frac{\varepsilon_{sm} l_{crc}}{h_0 - x_m} = \frac{\varepsilon_{bm} l_{crc}}{x_m} = \frac{(\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}) l_{crc}}{h_0}$$

Барча ҳадларни l_{crc} га қисқартирамиз:

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{sm}}{h_0 - x_m} = \frac{\varepsilon_{bm}}{x_m} = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}}{h_0} \quad (8.27)$$

Бу ифода элемент уртача эгрилигининг асосий тенгламаси ҳисобланади. Бу ерда: r — эгрилик радиуси; ε_{bm} — сиқилувчи бетоннинг уртача деформацияси; ε_{sm} — чуқилувчи арматуранинг уртача деформацияси; x_m — нейтрал ўқ ҳолати; Агар

$$\varepsilon_{sm} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} \text{ ва } \varepsilon_{bm} = \frac{\psi_b \sigma_b}{\nu E_b} \quad (8.28)$$

эканлигини ҳисобга олсак, (8.27) тенглама қуйидаги қурилишни олади:

$$\frac{1}{r} = \frac{\psi_s \sigma_s}{E_s (h_0 - x_m)} = \frac{\psi_b \sigma_b}{\nu E_b x_m} = \frac{\psi_s \sigma_s}{E_s h_0} + \frac{\psi_b \sigma_b}{\nu E_b h_0} \quad (8.29)$$

Агар бу тенгламага арматура ва бетондаги кучланишлар учун $\sigma_s = \frac{M}{W_s}$ ва $\sigma_b = \frac{M}{W_c}$ ифодаларини қўйсак, эгриликни аниқлаш учун қуйидаги формулага эга бўламиз:

$$\frac{1}{r} = \frac{M \psi_s}{E_s W_s (h_0 - x_m)} = \frac{M \psi_b}{\nu E_b W_c x_m} = \frac{M}{h_0} \left(\frac{\psi_s}{E_s W_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b W_c} \right) \quad (8.30)$$

Эластик-пластик қаршилик моментлари $W_s = A_s Z_1$ ва $W_c = (\varphi_f + \xi) b h_0 Z_1$ ни (8.30) га қўйсак, тенглама қуйидаги қурилишга келади:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 Z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \nu E_b b h_0} \right] \quad (8.31)$$

Бу ерда ψ_s — ёриқлар орасидаги бетоннинг ишини ҳисобга олувчи коэффициент; ψ_b — бетоннинг сиқилиш зонасидаги деформацияларнинг нотеқислигини ҳисобга олувчи ко-

эффицент; ν — бетоннинг сиқилиш зонасидаги ноэластик деформацияларни ҳисобга олувчи коэффицент.

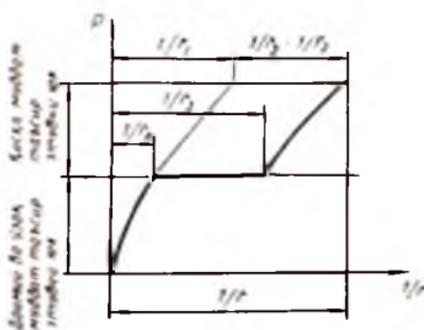
Агар ν коэффицентига батафсилроқ изоҳ берадиган бўлсак, у бетон сиқилиш зонасидаги энг четки толанинг эластик деформациясининг тулик деформацияга бўлган нисбатини ифодалайди. Тулик деформация эластик ва ноэластик (тоб ташлаш, киришиш, пластик) деформациялардан ташкил топиб, таъсир этаётган юкнинг давомийлигига боғлиқ булади. Юкнинг таъсир этиш муддати қисқа бўлса, нормаларда $\nu=0,45$ олинади. Агар юк узок муддат таъсир этса, у ҳолда ν нинг қиймати қурилиш ҳудудининг иқлим шароитига қараб белгиланади: масалан, ҳавонинг урғача нисбий намлиги 40—75 % бўлса, $\nu=0,15$, намлик 40 % дан кам бўлса (Марказий Осиё учун), $\nu=0,10$ деб олинади [10].

Ўзулиш зонасида ёриқларга эга бўлган элементнинг тулик эгрилиги қуйидаги формула ёрдамида аниқланади:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 \quad (8.32)$$

бу ерда $1/r_1$ — тулик юкнинг узок муддатли таъсирдан ҳосил бўлган эгрилик; $1/r_2$ — юкнинг узок муддат таъсир этувчи қисмидан ҳосил бўлган бошланғич (қисқа муддатли) эгрилик; $1/r_3$ — юкнинг узок муддат таъсир этувчи қисмидан ҳосил бўлган тулик эгрилик. Мазкур эгриликлар (8.31) формуладан аниқланади. (8.6- расм). Бунда $1/r_1$ ва $1/r_2$ ни аниқлашда ψ_s ва ν юкнинг қисқа муддат, $1/r_3$ эса

узок муддат таъсир этишига мос равишда танланади. $1/r_4$ бетон P кучи билан сиқилганда киришиш ва тоб ташлаш натижасида вужудга келадиган эгрилик бўлиб, у вақт ўтиши билан ривожланиб боради ва (8.26) формуладан топилади.

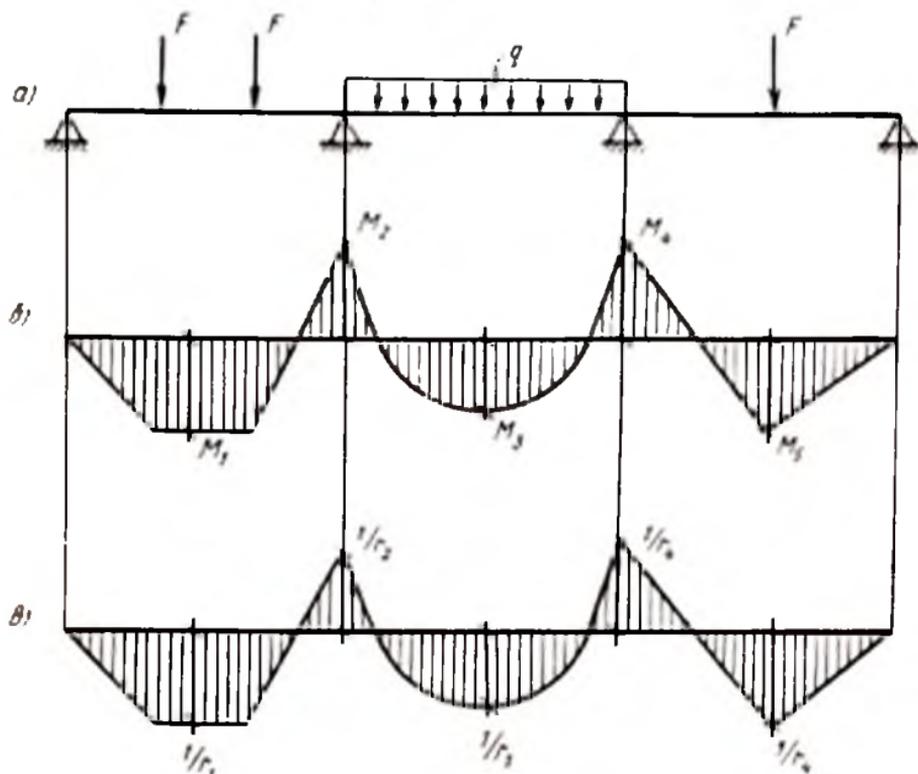


8.6- расм. Олдиндан зўриктирилган элементларнинг тулик эгрилигини ҳисоблашга доир.

8.5. Темирбетон элементларининг солқилигини аниқлаш

Элементнинг солқилиги умуман $f = f_m + f_Q$ формула бўйича аниқланади, бу ерда f_m ва f_Q эгилиш ва силжиш деформациялари туфайли ҳосил бўладиган солқиликлар. Материаллар қаршилиги фанидан

$$f_m = \int_0^l \bar{M}_x \left(\frac{1}{r} \right)_x dx \quad (8.33)$$



8.7- расм. Уч оралikli узлуксиз балкани солқилиги: а — ҳисоблаш тарҳи; б — эғувчи моментлар эпюраси; в — эгриликлар эпюраси.

эканлигини биламиз. Бу ерда \bar{M}_x — X кесимида бирлик кучдан ҳосил бўлган эғувчи момент; $\left(\frac{1}{r} \right)_x$ — элементнинг X кесимидаги тўлиқ эгрилиги.

Оддий арматурали, ўзгармас кесимли ёриқли элементларда эгрилик $\frac{1}{r}$ ни кучланиш максимум бўлган

кесим учун аниқланади. Қолган кесимлар учун эгрилик эгувчи моментга мутаносиб (пропорционал) равишда топилади. Бунинг учун элемент, эгувчи момент ишораларига қараб, бир неча участкаларга бўлиб чиқилади. Мисол тарикасида уч ораликли узлуксиз балкани куриб утамиз (8.7- расм).

(8.33) формуладаги интегрални ечишда Верещчагин коидасидан фойдаланса бўлади. Бунинг учун эгриликлар эпюрасини синиқ чизикли эпюра ҳолига келтириб олинади.

Айрим хусусий ҳолларда салқилик f_m ни соддалаштирилган формулалар орқали аниқласа ҳам бўлади:

а) узгармас кесимли, эркин таянувчи ва консоль балкалар учун

$$f_m = \left(\frac{1}{r}\right)_a \rho_m l^2; \quad (8.34)$$

бу ерда ρ_m — таяниш шартлари ҳамда юкланиш тарҳига боғлиқ бўлган коэффицент бўлиб, қиймати жадвалдан олинади (11 илова). $\left(\frac{1}{r}\right)_x$ — энг катта моментга эга бўлган кесимнинг эгрилиги;

б) узгармас кесимли, мустаҳкам бириктирилган таянчли балкалар учун

$$f_m = \left\{ \rho_m \left(\frac{1}{r}\right)_a - 0,5 \left[\left(\frac{1}{r}\right)_a + \left(\frac{1}{r}\right)_b \right] \left(\frac{1}{8} - \rho_m\right) \right\} l^2, \quad (8.35)$$

бу ерда $\left(\frac{1}{r}\right)_a, \left(\frac{1}{r}\right)_b, \left(\frac{1}{r}\right)_c$ — балканинг уртаси, чап ва ўнг таянчлардаги эгриликлар.

Узунликнинг калинликка нисбати $\frac{l}{h} < 10$ бўлганда элементнинг деформациясига кундаланг кучлар сезиларли таъсир этади. Кундаланг куч таъсирида вужудга келадиган солқилик қуйидаги формуладан аниқланади:

$$f_Q = \int_0^l \bar{Q}_x \gamma_x dx \quad (8.36)$$

Бу ерда \bar{Q}_x — x кесимида бирлик кучдан ҳосил бўлган кундаланг куч; γ_x — силжиш деформацияси бўлиб,

$\gamma_x = \frac{1,5 Q_x \Phi_{b2}}{G b h_x} \Phi_{crc}$ формуладан топилади. Бу ерда Q_x —

балканинг x кесимида ташқи кучдан ҳосил бўлган кундаланг куч; Φ_{crc} — ёрилишларнинг силжиш деформаци-

ясига бўлган таъсирини ҳисобга олувчи коэффициент; φ_{b2} — бетоннинг узок муддатли тоб ташлашни ҳисобга олувчи коэффициент; G — бетоннинг силжиш модули.

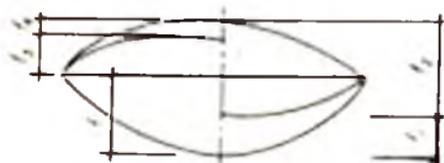
Норматив юклардан ҳосил бўладиган тўлиқ солқилик темирбетон элементлар учун нормада белгиланган микдордан ортиб кетмаслиги зарур, яъни $f \leq f_u$; бу ерда f — ҳисобий кучдан ҳосил бўлган солқилик, бунда $\gamma_f = 1$; f_u — нормада рухсат этилган солқилик (12- иловага қаралсин).

Дарз кетишдан илгари сикувчи зуриқиш ва ташқи юклар таъсирида вужудга келадиган тўлиқ солқилик куйидаги формуладан топилади (8.8- расм).

$$f = f_1 + f_2 - f_3 - f_4. \quad (8.37)$$

Бу ерда f_1 — қиска муддатли норматив юк таъсирида ҳосил бўладиган солқилик бўлиб, куйидагича аниқланади:

$$f_1 = \left(\frac{1}{r}\right)_1 \frac{5l^2}{48} = \frac{M_1 l^2}{9,6q_{b1} E_b J_{red}}. \quad (8.38)$$



8.8- расм. Чузилиш зонаси ёрилмаган темирбетон тусининг тўлиқ солқилигини аниқлашга доир.

φ_{b1} — элемент деформациясига қиска муддатли тоб ташлаш таъсирини ҳисобга оладиган коэффициент ($\varphi_{b1} = 0,85$); f_2 — иншоот бўйлаб текис ёйилган доимий ва муваққат юклардан ҳосил бўладиган солқилик

бўлиб, қиймати куйидагича тенгдир:

$$f_2 = \left(\frac{1}{r}\right)_2 \frac{5l^2}{48} = \frac{M_2 l^2 \varphi_{b2}}{9,6q_{b2} E_b J_{red}}. \quad (8.39)$$

φ_{b2} — узок муддатли тоб ташлашни эътиборга оладиган коэффициент. Унинг қиймати қиска муддатли юклар учун $\varphi_{b2} = 1$, узок муддатли ва доимий юклар учун (бетон турига ва ҳавонинг намлигини ҳисобга олган ҳолда) $\varphi_{b2} = 2 \div 4,5$, f_3 — олдиндан уйғотилган сиқилиш кучининг қиска муддатли таъсири натижасида ҳосил бўладиган кабариклик.

Унинг қиймати:

$$f_3 = \left(\frac{1}{r}\right)_3 \frac{l^2}{8} = \frac{pc_{ed} l^2}{8q_{b3} E_b J_{red}}. \quad (8.40)$$

e_{op} — олдиндан уйғотилган зүриқиш кучи билан келтирилган юзанинг оғирлик марказигача булган елка; f_4 — бетоннинг киришиши ва тоб ташлаши натижасида ҳамда олдиндан уйғотилган узок муддатли сиқувчи куч таъсирида вужудга келадиган кабариклик

$$f_4 = \left(\frac{1}{r}\right)_4 \frac{f^2}{8} = \frac{(e_b - e_b^1)^2}{8h_0}; \quad (8.41)$$

e_b ва e_b^1 — бетоннинг киришиши ва тоб ташлаши натижасида ҳамда олдиндан уйғотилган сиқувчи куч таъсирида вужудга келган нисбий деформациялар:

$$e_b = \frac{\sigma_b}{E}; \quad e_b^1 = \frac{\sigma_b^1}{E}.$$

Бу ерда σ_b — бетоннинг киришиши ва тоб ташлаши натижасида руй берадиган олдиндан уйғотилган кучланишларнинг ялпи ($\sigma_6, \sigma_8, \sigma_9$) камайиши.

Ёриқ пайдо булгандан кейин темирбетон элементнинг тула солкилиги куйидаги формула ёрдамида аниқланади:

$$f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4. \quad (8.42)$$

8- м и с о л . Олдиндан зүриктирилган йиғма темирбетон кобирғали плитанинг ташки юк таъсиридаги солкилиги ҳисоблансин.

Берилган:

Арматура сиккандаги бетоннинг мустаҳкамлиги $R_{bp} = 0,7R = 0,7 \cdot 40 = 28$ МПа.

Зүриктирилган арматурадаги кучланиш $\sigma_{sp} = 0,8R_{sn} = 0,8 \times 980 = 784$ МПа.

Арматура бушатиладиган кейинги сиқувчи куч $P_2 = 204$ кН.

Узок муддат таъсир этувчи юкланишдан ҳосил булган момент $M = 79,4$ кН·м. (Қолган маълумотлар 4 ва 7- мисолларда келтирилган.)

Солкиликларни аниқлашда доимий ва узок муддат таъсир этувчи юклар ҳал қилувчи роль уйнайди. Чүзилиш зонасида ёриқлар мавжуд булганда плита ўқининг тулик эгрилиги икки хил эгриликнинг фарқига тенг булади: $\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4$; бу ерда $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ — доимий ва узок муддат

таъсир этувчи юклардан ҳосил булган эгрилик; $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ — сиқувчи зүриқиш P_2 таъсирида бетоннинг киришиши ва тоб ташлаши оқибатида ҳосил буладиган кабариклик.

Нормалар буйича рухсат этилган солкилик $f_u = 2,5$ см (12-илова). $\left(\frac{1}{r}\right)$ ни аниқлаш учун куйидагиларни топамиз:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pe}}{M - M_{гр}} = \frac{2,1 \cdot 8594 (100)}{79,4 \cdot 10^3 - 51,4 \cdot 10^5} = 0,64 < 1;$$

$$M_{гр} = P_2 (e_{op} + r) = 204 \cdot 10^3 \cdot (22 + 3,2) = 51,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Чузилиш зонасидаги ёрилган жойларда бетоннинг ишлашини ҳисобга олувчи коэффициент:

$$\begin{aligned} \varphi_s &= 1,25 - \varphi_{ts} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) \frac{e_{tot}}{h_0}} = 1,25 - 0,8 \cdot 0,64 - \\ &= \frac{1 - 0,64^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,64) \frac{38,9}{31}} = 0,54 < 1, \end{aligned}$$

бу ерда $\varphi_{ts} = 0,8$ — юкнинг узок муддат таъсир этишини ҳисобга олувчи коэффициент. Доимий ва узок муддат таъсир этувчи юкоридан ҳосил бўладиган эгрилик

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right) &= \frac{M}{h_0 Z} \left[\frac{\varphi_s}{E_s A_s} + \frac{\varphi_b}{(\varphi_b + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] - \frac{N_{tot}}{h_0} \cdot \frac{\varphi_s}{E_s A_s} = \\ &= \frac{79,4 \cdot 10^3}{31 \cdot 27,4 \cdot (100)} \cdot \left[\frac{0,54}{19 \cdot 10^4 \cdot 4,02} + \frac{0,9}{(1,82 + 0,4) 14 \cdot 31 \cdot 32,5 \cdot 10 \cdot 0,15} \right] \\ &= \frac{20410^3}{31} \cdot \frac{0,54}{19 \cdot 10^4 \cdot 4,02 (100)} = 3,76 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}. \end{aligned}$$

бу ерда $\varphi_b = 0,9$ — бетоннинг сиқилиш зонасидаги ёрилган ерларида деформациянинг нотекис тақсимланишини ҳисобга олувчи коэффициент; $\nu = 0,15$ — сиқилиш зонасидаги бетоннинг эластик-пластик ҳолатини ҳисобга олувчи коэффициент; $N_{tot} = P_2 = 204$ кН.

Плитанинг тегишли солкилиги куйидаги формула ёрдамида аниқланади:

$$f = \left(\frac{l}{r}\right)_m^2 l_0^2 \rho_m = 3,76 \cdot 10^{-5} 765^2 \frac{5}{48} = 2,29 \text{ см} < [2,5] \text{ см},$$

бу ерда $\rho_m = \frac{5}{48}$ — элементнинг юкланиш тартибини ҳисобга олувчи коэффицент (11-илова).

Ҳосил бўладиган солқилик руҳсат этилган солқиликдан кичик бўлгани сабабли, бетоннинг сиқилишидан ҳосил бўладиган кабарикликни аниқлашга зарурат йўқ.

9- б о б

ТЕМИРБЕТОН ПОЙДЕВОРЛАР

Тош, ғишт ёки бетон пойдевор ўрнига темирбетон пойдевор ишлатилса, унинг чуқурлигини анча камайтириш имконияти туғилади. Бу эса пойдеворнинг арзонлашувига олиб келади. Бундай пойдеворларнинг афзаллиги шундан иборатки, булар йиғма темирбетон пойдеворлар қўллаш ҳисобиға ташкил этиш самарадорлигини янада оширади.

Темирбетон пойдеворлар уч хил бўлади: алоҳида пойдеворлар, девор ёки катор устунлар остига қўйиладиган тасмасимон ҳамда бутун иншоот остига ётқизиладиган яхлит пойдеворлар. Алоҳида турувчи ва тасмасимон пойдеворлар йиғма ёки қўйма (монолит) бўлиши мумкин.

Таъсир этувчи юklar унча катта бўлмай, грунт мустаҳкам ва устун каторлари сийрак бўлса, алоҳида пойдеворлар қўлланилади. Юк катта бўлиб, грунт заиф бўлса, тасмасимон пойдевор ишлатилади. Агар тасмасимон пойдеворларнинг юк кутариш қобилияти етарли бўлмаса, яхлит пойдеворлар тушалади. Заиф ва бир жинсли бўлмаган грунтларда кўпинча устун-козиқлардан фойдаланилади.

Пойдеворлар бинонинг муҳим қисмларидан бири ҳисобланади, унинг нарҳи ҳам бино нарҳининг 4...6 % ини ташкил этади. Шунинг учун ҳам пойдеворнинг тежамли ва ишончли конструкциясини танлаш муҳим аҳамиятга эга.

9.1. Устун ости пойдеворлари

Устун остига ўрнатиладиган алоҳида пойдеворлар кўпинча тарҳда квадрат кўринишга эга бўлади. Пойдеворга қўйиладиган юк номарказий бўлса, уни тўғри

ва деворларнинг қалинлиги 200 мм дан кам бўлмаслиги керак. Стакан деворлари ҳисобланмай, конструктив арматураланади, бироқ уларни арматуралаш шарт эмас.

Монолит пойдеворлар ҳам, йиғма пойдеворларга ўхшаб, пойванд тўрлар билан арматураланади (9.1- расм, д). Пойдевор билан устунни биқир бириктириш учун пойдевордан чиқариб қўйилган арматура устундан чиқиб турган арматурага пайвандланади. Тўқима каркасларда арматура пайвандланмай, ёнма-ён қўйиб боғланади.

Алоҳида пойдеворларнинг ҳисоби икки қисмдан ташкил топади: а) заминни ҳисоблаш орқали пойдеворнинг тархдаги ўлчамлари аниқланади; б) пойдеворни мустақкамликка ҳисоблаш йўли билан унинг алоҳида қисмлари ўлчами белгиланади ва арматура миқдори аниқланади.

Пойдевор остки сиртининг зарурий юзаси қуйидаги формуладан топилади:

$$A_{\phi} = \frac{N_{ser}}{R_{rp} - v_m H_{\phi}}, \quad (9.1)$$

бу ерда R_{rp} —грунтнинг норматив қаршилиги; $v_m = 20 \text{ кН/м}^3$ —пойдевор ашёси ва унинг поғонасидаги гурунтнинг ўртача ҳажм оғирлиги; H_{ϕ} —пойдевор баландлиги; N_{ser} —пойдевор остки сиртига таъсир этувчи норматив юк.

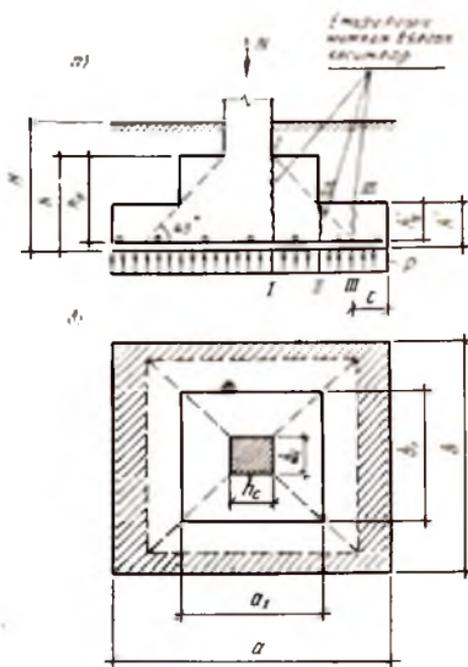
Пойдеворнинг минимал фойдали баландлиги h_0 бетоннинг босим остидаги мустақкамлик шартидан топилади. Бунда босим пирамидаси устундан бошланиб, у билан 45° бурчак ташкил қилади (9.2- расм, а):

$$h_0 = \frac{h_k + b_k}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + P_{rp}}}, \quad (9.2)$$

бу ерда R_{bt} —бетоннинг чўзилишдаги ҳисобий қаршилиги; N —пойдеворнинг остки сиртига таъсир этувчи ҳисобий

9.2- расм. Алоҳида пойдевор (пой-устун)ни ҳисоблашга доир:

а — босим пирамидаси; б — пойдевор тархи.



зўриқиш бўлиб, бу зўриқиш юк майдончаси чегарасида том, ораёпмалар, устунлар оғирлигидан ҳосил бўлади ва биринчи қават устунни орқали пойдеворга узатилади; $P_{\text{гв}}$ — пойдевор остки кучланиши, гурунтга берилидагин ҳисобий босим $P = N/A$. Пойдеворнинг тўлиқ баландлиги $H_{\phi} = h_0 + a$ бу ерда a — химоя қатлами.

Таққослаш мақсадида пойдеворнинг тўлиқ баландлигини конструктив равишда ҳам топилади: $H_{\phi} = h_3 + 5 + h_{\text{дн}}$, бу ерда $h_3 + 5 = h_{\text{ст}}$ — стакан чуқурлиги, см; $h_{\text{дн}}$ — пойдевор туби қаланлиги, 25 см олинади. Икки хил йўл билан аниқланган H_{ϕ} дан қайси бири катта бўлса, ҳисоблаш учун ушаниси қабул қилинади.

Пойдевор пастки поғонасининг ишловчи (фойдали) баландлиги куйидаги формуладан аниқланади:

$$h_{01} = 0,5 \frac{P}{R_{\delta 1}} [A - h_k - 2(H_{\phi} - a)]; \quad (9.3)$$

у ҳолда пастки поғонанинг тўлиқ баландлиги $h_1 = h_{01} + a \geq 30$ см бўлади. Қолган поғоналар босим пирамидасидан топилади.

Пойдевор туби арматураларини аниқлаш учун I—I ва II—II кесимларни мустақкамликка ҳисоблаймиз. Бу кесимлардаги ҳисобий эғувчи моментлар куйидаги формулалардан аниқланади:

$$M_{I-I} = 0,125P(a - h_k)^2 b;$$

$$M_{II-II} = 0,125P(a - a_1)^2 b. \quad (9.4)$$

Ишчи арматуранинг зарурий юзаси

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9R_s h_0}; \quad A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9R_s h_0} \quad (9.5)$$

формулалардан аниқланади; бу ерда R_s — арматуранинг ҳисобий қаршилиги.

Пойдевор тагининг кенглиги 3 м гача бўлганда A_{s1} ва A_{s2} дан қайси бири катта бўлса, арматура диаметри ва сони ушанга қараб танланади. Танг кенглик 3 м дан ортик бўлса, арматурани, тежаш мақсадида стерженлардан ярмининг узунлигини 1/10 га қисқартириш мумкин. Пойдевор арматурасининг минимал руҳсат этилган фоизи эгилувчан элементлардаги каби бўлади.

9- м и с о л. Устун ости пойдеворини ҳисоблаш.
 6 қаватли бинонинг алоҳида турувчи
 йиғма темирбетон пойдевори мустаҳкам-
 ликка ҳисоблансин.

Берилган:

Юқоридан тушадиган ҳисобий юк $N=2736,9$ кН
 Гурунтга тушадиган норматив босим $R_{гр}=0,3$ МПа

Бетон синфи В 25

Арматура синфи А—III.

Устунни ҳисоблашда елка ҳисобга олинганлиги са-
 бабли устун остидаги пойдеворни шартли равишда
 марказий юкланган деб фараз қиламиз. Устундан пойде-
 ворга бериладиган норматив юк

$$N_{сер} = \frac{N}{\nu_{ср}} = \frac{2736,9}{1,2} = 2280,7 \text{ кН,}$$

бу ерда $\nu_{ср}=1,2$ — юк бўйича ўртача ишончлилик коэффи-
 циенти.

Пойдевор ўлчамларини конструктив равишда белги-
 лаймиз.

1. Устунни пойдеворга маҳкамлаш шартига кўра
 пойдевор баландлиги

$$H_{\phi} = 1,5h_k + 25 \text{ см} = 1,5 \cdot 40 + 25 = 85 \text{ см}$$

2. Устун пойдеворга бикир маҳкамланганда бўйлама
 арматура стерженларининг бириктирилиш шартига муво-
 фик $H_{\pm} = h_{ст} + 20$ см, бу ерда $h_{ст}$ — пойдевор чуқурчаси-
 нинг (стакан) баландлиги, $h_{ст} = 30d + \delta = 30 \cdot 2,5 + 5 =$
 $= 80$ см, $d = 25$ — бўйлама стерженлар диаметри, $\delta =$
 $= 50$ мм — устуннинг пастки учи билан чуқурча туби
 орасидаги масофа; $H_{\phi} = 80 + 20 = 100$ см.

Пойдевор остки сиртининг юзаси,

$$A_{\phi} = \frac{N_{сер}}{R_{гр} - \nu_m H_{\phi}} = \frac{2280,7}{300 - 20 \cdot 1,2} = 8,2 \text{ м}^2$$

Квадрат пойдеворнинг томонлари:

$$a = b = \sqrt{A_{\phi}} = 8,2 = 2,8 \text{ м.}$$

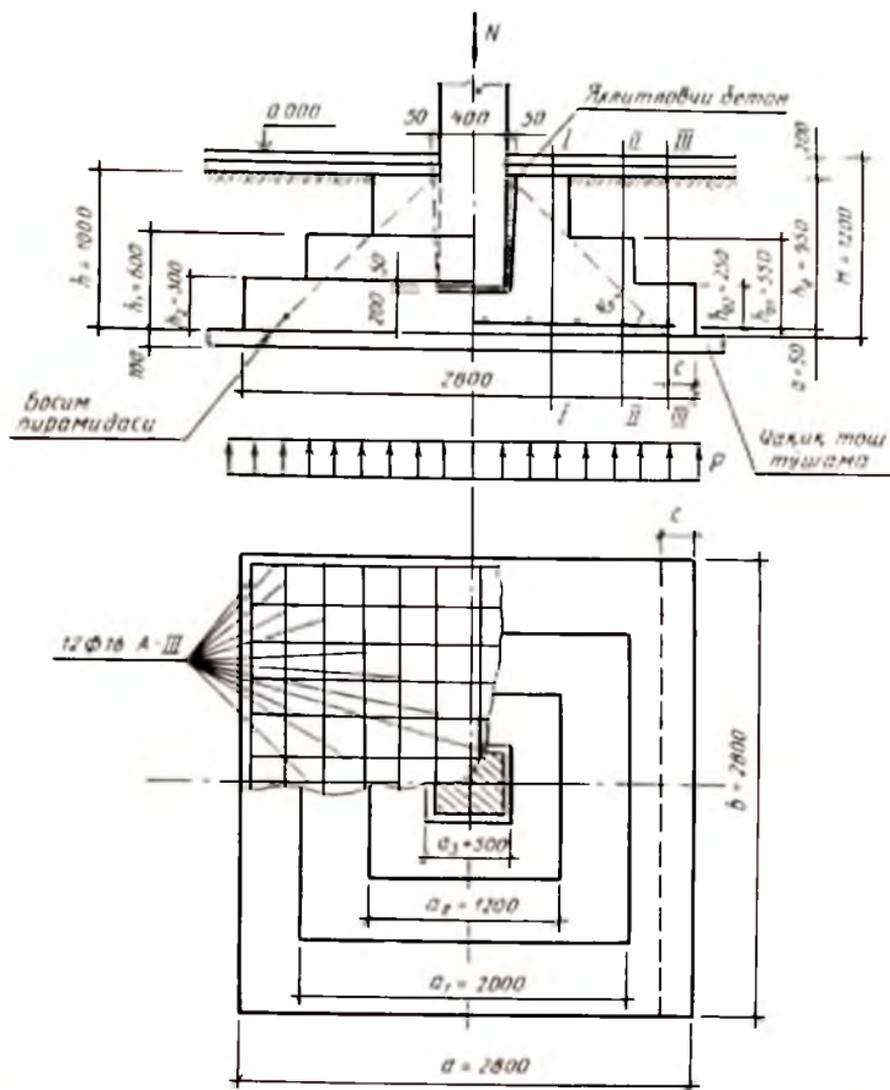
Пойдевор остидаги кучланиш

$$P_{гр} = \frac{N}{A_{\phi}} = \frac{2736,9}{2,8 \times 2,8} = 349 \text{ кН/м}^2$$

Пойдеворнинг минимал фойдали баландлиги

$$h_0 = -\frac{h_k + b_k}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bl} + P_{rp}}} = -\frac{40 + 40}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2736,9 \cdot 10^3}{1,05(10^2) + 349}} = 55,8 \text{ см}$$

Пойдевор баландлигини $H_\phi = 100$ см деб қабул қиламиз. У ҳолда $h_0 = H_\phi - a = 100 - 5 = 95$ см. $H_\phi = 100 > > 90$ см бўлгани учун пойдевор уч поғонали олинади.



9.3-расм. Устун остига қўйиладиган темирбетон пойдевор (бўйсустун)

Тепадаги иккита погонанинг тархдаги улчамлари босим пирамидасидан фойдаланиб график равишда аниқланади.

Пойдеворни арматуралаш масаласи I ва II кесимларни (9.3-расм) мустақкамликка ҳисоблаш йўли билан хал этилади. Ҳисобий эгувчи моментлар қуйидагича аниқланади:

$$M_{I-I} = 0,125P_{gp}(a - h_k)^2 b = 0,125 \cdot 349(2,8 - 0,4)^2 2,8 = 703,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II-II} = 0,125P_{gp}(a - a_1)^2 b = 0,125 \cdot 349(2,8 - 2,0)^2 2,8 = 78,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Ишчи арматуранинг зарурий кесим юзаси қуйидаги формуладан топилади:

$$A_s = \frac{M}{0,9R_s h_0} = \frac{703,5 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 365(100)95} = 22,5 \text{ см}^2.$$

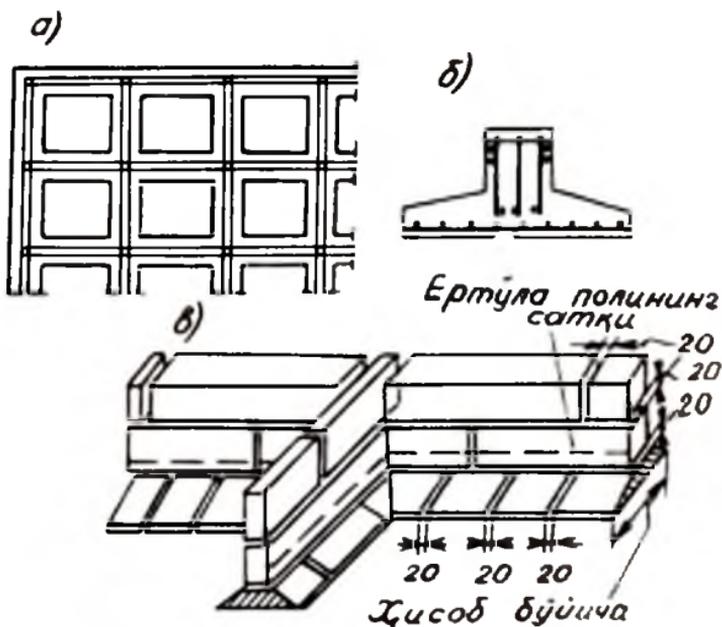
Симлари икки йўналишда ишлайдиган симтўр қабул қиламиз. Симтўр диаметри 16 мм булган А—III синфли 12 та симдан пайвандлаб тукилади. Симтўр катаклари ораси 25 см, умумий кесим юзаси $A_s = 24,1 \text{ см}^2 > 22,5 \text{ см}^2$.

9.2. Тасмасимон, яхлит ва устун қозикли пойдеворлар

Тасмасимон пойдеворлар узун деворлар остига, ўзаро яқин жойлашган устун қаторлари остига, заиф грунтли иморатлар остига ўрнатилади. Алоҳида пойдеворлар орасида қисқа бўлса, уларни ўзаро бирлаштириб, тасма қурилишига келтириш мақсадга мувофиқдир.

Тасмасимон пойдеворлар 9.4-расм, а, б да кўрсатилгандек қўйма (монолит) ёки йиғма бўлиши мумкин. Йиғма пойдеворлар уз навбатида яхлит, қобирғали ёки бўшлиқли блоклардан ташкил топади (9.4-расм, в).

Девор ости тасмасимон пойдеворлари. Одатда улар йиғма бўлиб, алоҳида ёстик-блок ва пойдевор блокларидан ташкил топади. Ёстик-блоклар тўғри тўртбурчак ёки трапеция кесимли яхлит, қобирғали ёки бўшлиқли бўлади. Ён қурилиши трапеция шаклига эга булган яхлит блоклар кенг тарқалган. Уларнинг тагига битта арматура тури қўйилади, шунинг учун уларни тайёрлаш, бошқа блок турларига қараганда анча осон.



9.4- расм. Тасмасимон пойдеворлар:

а — тасмасимон пойдевор тархи; б — тасмасимон монолит пойдевор кесими; в — девор ости тасмасимон йиғма пойдеворлар.

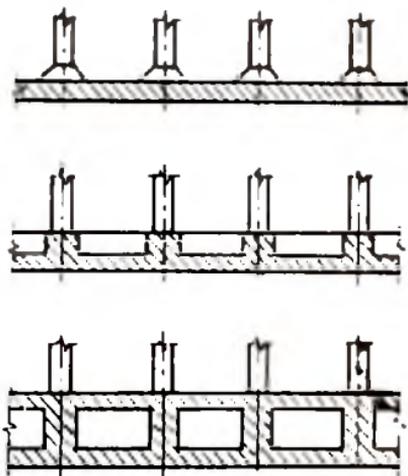
Естик-блоклар ўзаро зич қилиб ёки орасида кичик жой қолдириб терилади. Естик-блокнинг кенглиги ҳисоблаш йўли билан аниқланади; бунинг учун норматив юкни грунт қаршилигига бўлинади. Естикнинг мустаҳкамлиги фақат кўндаланг йўналишда текширилади. Бунда ёстикнинг ҳисоблаш тархи консоль балка кўринишида олиниб, унга фақат грунт босими таъсир этади, деб фараз қилинади. Армура юзаси момент $M = pl^2/2$ бўйича аниқланади (9.2- расм, б). Естик қалинлиги h бетонга таъсир этувчи кўндаланг куч $Q = pl$ орқали топилади, бироқ h нинг қиймати 200 мм дан кам бўлмаслиги керак.

Устун қаторлар ости тасмасимон пойдеворлари. Агар пойдевор тасмалари калта бўлиб, кўндаланг кесими катта бўлса, ҳисобларда уни мутлақ каттиқ жисм деб қараш мумкин, чунки конструкция деформация замин деформациясига қараганда анча кичик бўлади. Бундай пойдеворлар остида босимнинг тарқалишини чизикли деб олиш мумкин.

Умуман тасмасимон пойдеворлар биқир ва эгилувчан бўлади. Мутлақ биқир тасмасимон пойдевор статик ноаниқ балка сифатида ҳисобланади; балкага юқоридан устун юклари, пастдан эса грунтнинг реактив қаршилиги таъсир этади.

Тасмаси узун устунлар орасидаги масофа катта булган пойдеворлар эгилувчан пойдеворларга киради, чунки уларнинг кучиши замин кучишларига яқин булади. Эгилувчан темирбетон пойдеворлар эластик заминда ётувчи балкалар сифатида ҳисобланади, бундай балка ҳисобида қуйидаги икки усул кенг тарқалган: булардан бирида, Винклер фаразига кура, бирор нуктанинг чуқиши шу нуктага қуйилган босимга туғри мутаносиб (пропорционал) булиб, бошқа нукталарнинг чуқишига боғлиқ эмас, деб қаралади. Иккинчи усулга кура грунт бир жинсли эластик жисм деб қаралади. Бундай замин эластик ярим фазо деб аталади.

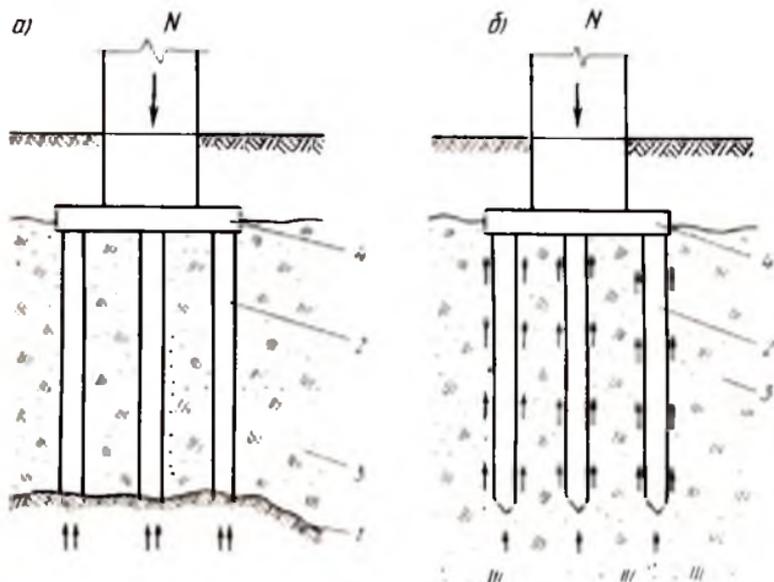
Яхлит пойдеворлар. Устунлар икки йуналишда бир-бирига яқин жойлашган ҳолларда, катта нотекис юклар остига, заиф, бир жинсиз грунтлар устига яхлит пойдеворлар тушалади. Яхлит пойдеворлар кунданланг кесими туғри туртбурчак, тавр ёки кути шаклида булади (9.5-расм). Бундай пойдеворлар грунтнинг реактив босими таъсирида тунтарилган ёпма сифатида ишлайди. Яхлит пойдеворларнинг пастки ва устки сиртларига пайванд турлар, қобирғаларига ясси арматура каркаси қуйилади. Яхлит пойдеворлар эластик заминда ётувчи балка ва плиталар сингари ҳисобланади.



9.5-расм. Яхлит пойдеворлар.

Устун-қозикли пойдеворлар. Бино ва иншоотлар заминидаги грунтнинг юк кўтариш қобилияти етарли даражада бўлмаса, устун-қозиклар (сваи) қўлланилади. Бундай пойдеворлар бир гуруҳ устун-қозиклар ва уларнинг устига ўрнатилган бириктирувчи темирбетон плита ёки тусиндан ташкил топади. Устун-қозикли пойдеворлар табиий заминга ўрнатилган пойдеворларга қараганда маълум афзалликларга эга: тупроқ ишлари ҳажми ва ноль босқичининг меҳнат сифими кичик булади, киш шароитида иш ташкил этиш қулайлашади. Устун-қозикларнинг қоқиб киритиладиган (забивной) ва қуйиб

тулдириладиган (набивной) хиллари мавжуд. Қоқма козиқлар корхона ёки қурилиш майдонларида йиғма темирбетон шаклида тайёрланиб, ерга махсус ускуналар ёрдамида қоқиб киритилади. Қуйма козиқлар иморат қурилаётган жойнинг узидида ишланади. Бунинг учун аввал кудук пармаланади, унга арматура каркаси туширилади, кейин бетон қуйилади.



9.6- расм. Қозиқ пойдевор тархи:

a — устун — козиқлар; *б* — осма козиқлар; *1* — қаттиқ грунт; *2* — козиқ; *3* — юмшок грунт; *4* — ростверк.

Ишлаш усулига қараб, қаттиқ грунтга таянадиган устун-қозиқлар ва юкни қозиқнинг кундаланг кесим юзаси ҳамда ён сирти бўйлаб ишқаланадиган кучлари қабул қиладиган осма қозиқлар бўлади (9.6- расм). Қозиқларнинг 150 дан ортиқ турлари мавжуд, бироқ булар орасида энг кўп тарқалгани темирбетон устун-қозиқлардир.

Кундаланг кесимнинг шаклига кўра темирбетон устун-қозиқлар яхлит ва ковакли (ичи буш) турларга бўлинади. Қуйиладиган юк унча катта бўлмаса, квадрат кесимли яхлит (бутун ёки улама) устун-қозиқлар қўлланилади. Унинг кундаланг кесим ўлчамлари 200 x 200 мм дан 400 x 400 мм гача, узунлиги оддий арматураларда 3...16 м, олдиндан зўриктирилган арматураларда 3...20 м бўлади. Оддий, яъни зўриктирилмаган арматурали қозиқлар

В 15 синфли бетон ва А—II, А—III синфли диаметри 12 мм дан кам бўлмаган арматурадан тайёрланади. Қозикнинг тукмоқ уриладиган юкори кисмига ҳар 5 см масофада 3...5 та арматура симтури қуйилади. Агар арматура олдиндан зўриктирилса, у холда В 20...В 25 синфли бетон ишлатилади. Қозикқа таъсир этувчи юклар катта бўлса, ичи бўш устун-қозиклар қўлланилади. Қозиклар 2...6 м ли бўлақлардан ташкил топиб, бўлақлар бир-бирига болтлар ёрдамида ёки пайвандлаш йули билан уланади.

Устун-қозиклар пойдеворлар чегаравий ҳолатлар буйича ҳисобланади. Грунтдаги қозикнинг юк кутариш қобилияти, қозик ва туташтирувчи тўсин (ростверк)нинг мустаҳкамлиги чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи буйича ҳисобланади; устун-қозикли пойдеворларнинг чуқиши, пойдевор ва туташтирма тўсинларда ёриқларнинг пайдо бўлиши ва очилиши чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи буйича ҳисобланади. Булардан ташқари устун-қозикларда ташиш ва урнатиш жараёнида вужудга келадиган зўриқишлар таъсирига бўлган мустаҳкамлиги ҳам текширилади.

10- б о б

ЙИҒМА ТЕМИРБЕТОН СИНЧЛИ БИНОЛАР

10.1. Бир қаватли саноат бинолари

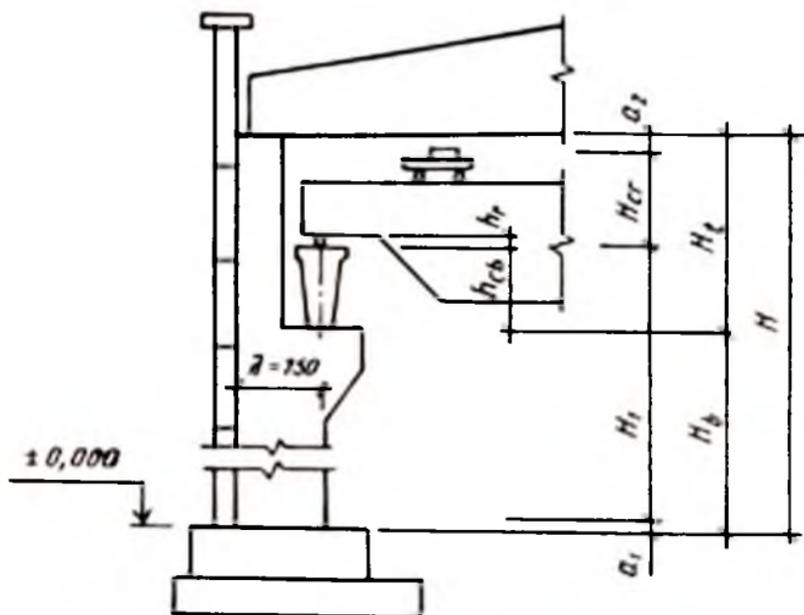
Бир қаватли саноат бинолари металлургия, машина-созлик ва саноатнинг бошқа соҳаларида кенг тарқалган. Ҳозирги даврда саноат биноларининг қарийб 70 фоизини ана шундай бинолар ташкил этади. Кўп қаватли биноларнинг ора ёпмаларига қуйиш мумкин бўлмаган оғир ва улкан ускуналарни қорхоналар бир қаватли биноларга жойлаштирилади. Ускуналарни жойлаштириш ва улардан фойдаланиш шарт-шароитлари, шунингдек келажакда технологик жараёнларни ўзгартириш зарурати устунлар оралиғини кенг, бино баландлигини баланд олишни тақозо этади. Бир қаватли биноларга кўпинча оғир юк ташийдиган кўприксимон ёки осма кранлар урнатилади, булар бинонинг юк кутарувчи элементларида катта зўриқишлар уйғотади.

Бир қаватли саноат биноларининг қуйидаги турлари мавжуд: бир оралиқли ва кўп оралиқли бинолар; жумладан кўприксимон крансиз бинолар 50 % ни, кўприк-

симон кранли бинолар 35 % ни ва осма кранли бинолар 15 % ни ташкил этади, фонарли ва фонарсиз бинолар ҳам булади.

Синчи қандай материалдан ишланиши техник-иқтисодий таҳлил асосида ҳал этилади. Бир қаватли саноат биноларида ишлатиладиган асосий материал йиғма темирбетондир. Саноат биноларининг 85 фоизи йиғма темирбетондан, 12 фоизи металлдан, 3 фоизи бошқа материаллардан тикланади.

Био баландлиги технологик шарт-шароитларга боғлиқ ҳолда белгиланиб, бунда кран рельсининг тепа сатҳи асосий кўрсаткич саналади (10.1- расм):

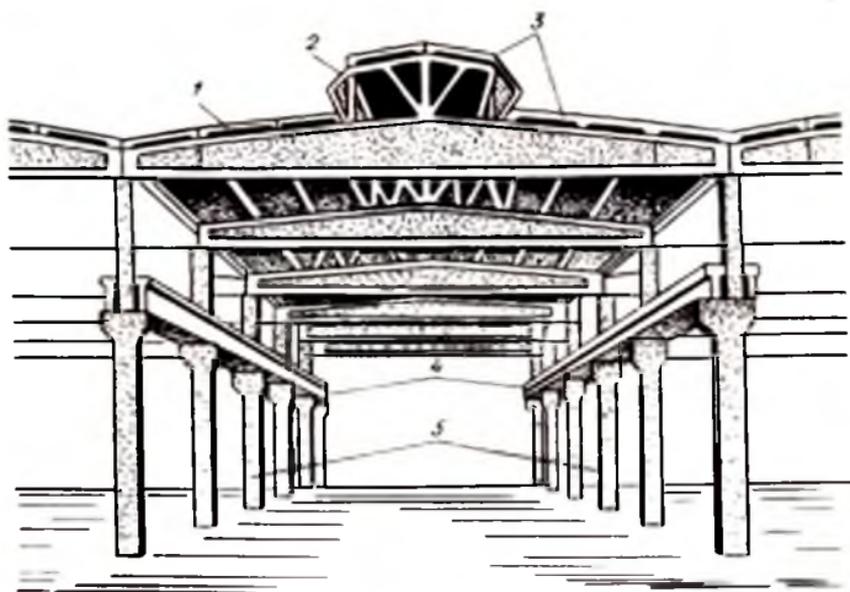


10.1- расм. Устун баландлигини аниқлашга доир

$$H_b = H_1 - h_r - h_{cb} + a_1; \quad H_t = H_{cr} + h_r + h_{cb} + a_2; \\ H = H_b + H_t. \quad (10.1)$$

Булардан ташқари устун баландлиги H ни белгилашда типовой девор панели ҳам, дераза ромининг баландликлари ҳам ҳисобга олинади.

Бир қаватли биноларнинг синчи устун, том тўсини, ферма, арка, зарур бўлган ҳолларда — кран ости ва боғлама тўсинлардан ташкил топади (10.2- расм). Бундай биноларда асосий юк синчларга узатилади, деворлар узини узи кўтаради. Баъзан тулик бўлмаган синчлардан



10.2- расм. Йиғма темирбетон элементлардан тикланган бир каватли синчли саноат биноси.
 1 — ёпма тусин; 2 — фанарь; 3 — ёпма панеллари; 4 — кран ости тусинлари; 5 — устунлар.

ҳам фойдаланилади. Тулик бўлмаган синчларда четки устунлар ўрнига юк кўтарувчи деворлар тикланади. Синчли бинолар узунлиги 6, 12, 18, 24, 30, 36 м, устун қадами (устунлар оралиғи) 6 ва 12 м бўлган йиғма типовой элементлардан лойиҳаланиши даркор. Устунлар оралиғи каттарок (12×24 м, 12×30 м) олинса, янада яхши. Ўлчамлар 12×18 ; 12×24 ; 12×30 м; бўлган; кўприксимон кранли биноларда баландлиги $H = 8,4 \dots 18$ м; (1,2 м каррали) тўғри тўртбурчак кесимли ёки кран ости тўсини учун мўлжалланган консолли икки шохобчали устунлар қўлланилади.

Ўлчамлари 6×12 ; 12×18 ; 12×24 м бўлган; крансиз биноларда баландлиги $H = 3,6 \dots 14,4$ м 1,2 м каррали консолсиз тўғри тўртбурчак кесимли устунлардан фойдаланилади. Темирбетон устунлар стакансимон пойдеворларга бикир маҳкамланади. Устунларга, умумий номда ригель деб аталувчи, том тўсини, ферма ёки арка ўрнатилади. Ригеллар монтаж жараёнида устунлардан чиқиб турувчи анкер болтларига гайкалар ёрдамида бураб маҳкамланади. Монтаж тугагач, ригелларнинг пулат тахтакачлари (закладные детали) устунларнинг тахтакачларига пайвандланади. Бундай тугун бикирлиги кам бўлгани сабабли

шарнирли деб қаралади. Ҳарорат чоки барпо этиш учун ригель устунга қўзғолувчи таянч воситасида бириктирилади.

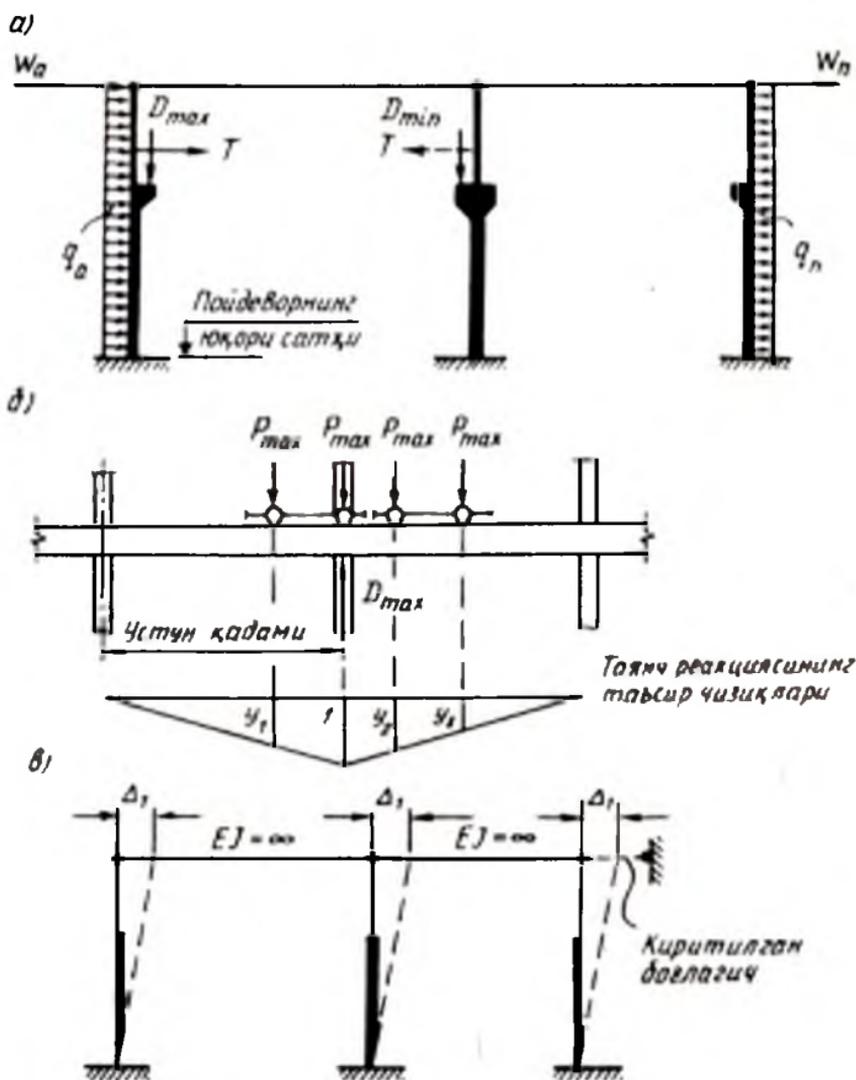
Сторопил конструкцияларига узунлиги 6 ёки 12 м бўлган темирбетон том ёпма панеллар ўрнатилади. Темирбетон том ёпма панеллар, уларда қўйиб кетилган пўлат тахтакачлар воситасида, ригелларга пайвандланади. Бу панеллар орасидаги чоклар бетон билан тўлдирилгач, ўз текислигида бикир диафрагма ҳосил қилади. Мазкур диафрагма бошқа конструкциялар (кран ости ва боғлама тўсинлар, боғланишлар) билан биргаликда бинонинг фазовий бикирлиги ва устиворлигини таъминлайди.

Бир қаватли биноларнинг томларини ёпишда цилиндрсимон ҳамда икки томонлама эгилган юпқа деворли темирбетон конструкциялари кенг қўлланилади.

Темирбетон краности тўсинларининг кесимлари тавр ва қўштавр шаклида бўлиб, узунлиги 6 ва 12 м ва улар олдиндан зуриктирилган бўлади. Тўсин узунлиги 6 м дан, кран юк кутарувчанлиги 20 т дан ортмаса, тўсинни олдиндан зуриктирмаса ҳам бўлади. Кран ости тўсинига (краннинг тормозланиш зуриқишидан ҳосил бўлган) вертикал ва горизонтал юклар таъсир этади. Шунинг учун, тўсиннинг горизонтал йўналишдаги бикирлигини ошириш талаб этилади. Бунга тўсиннинг токчасини катталаштириш йўли билан эришилади. Кесимнинг тавр шаклида олиниши рельсни кран ости тўсинига маҳкамлаш ишларини ҳам осонлаштиради. Кран ости тўсинлари иккита кран, рельслар ва тўсиннинг хусусий огирлигидан жамланган юклар таъсирига ҳисобланади. Вертикал ва горизонтал кран юклари динамик коэффицент 1,2 га кўпайтирилади. Кран ости тўсинлари устунларнинг консол қисмига ўрнатилади. Уларни устунларга ва ўзаро бириктириш учун махсус қолдирилган пўлат тахтакачларга пайвандланади. Тўсинларнинг уланиш тугунлари бикирлиги тўсин бикирлигига қараганда анча кам бўлади. Шунинг учун улар эркин таянган бир ораликли оддий балка сифатида ҳисобланади.

Синчли биноларнинг деворлари узунлиги устун қадамига, яъни 6 ва 12 м га тенг бўлган темирбетон панеллардан ташкил топади. Иситиладиган биноларда иссиқни сақлайдиган панеллар қўлланилади. Панеллар устунларга болтлар ёрдамида ёки пайвандлаш йўли билан маҳкамланади.

Техник-иктисодий ҳисобларнинг курсатишича, бир қаватли йиғма темирбетон синчли бинолар пулат синчли биноларга нисбатан арзонроқ тушади. Масалан, устунлар тури 6×24 м булган бинода пулат ферма олдиндан зўриктирилган темирбетон ферма билан алмаштирилганда бинонинг ҳар 1 м^2 га сарфланадиган пулатнинг миқдори 2,5 баравар камаяди. Агар устунлар тури кенгайтирилса, меҳнат сарфи қисқариб, ишлабчиқариш майдони тежа-лади.



10.3-расм. Йиғма темирбетон синчли бир қаватли бинонинг ҳисоблаш тарҳи:
 а — кўндаланг рама; б — бўйлама қирқим элементи; в — кўчиш усули-нинг асосий системаси.

Бир каватли йиғма темирбетон синчнинг ҳисоблаш тарҳи ригелли устунларга шарнирли бириктирилган рама кўринишида қабул қилинади (10.3-расм). Устунлар стакансимон пойдеворларга бикир маҳкамланган деб қаралади. Рама доимий ва муваққат (қор, шамол, кран) кучлар таъсирига ҳисобланади. Сейсмик ҳудудларда бунёд этиладиган биноларга зилзила кучи таъсири ҳам эътиборга олинади (бу ҳақда 13-бобда алоҳида тўхтаб утилган).

Вертикал юклар билан устун кесимининг огирлик маркази орасида мавжуд бўлган елка ҳисоб жараёнида эътиборга олинади. Ёйиқ шамол кучларининг устундан юқори қисми йиғиқ кучлар W_a (мусбат фаол босими) ва W_n (манфий нофаол босим) билан алмаштирилади. Девор орқали устунларга бериладиган шамол босими мусбат q_a ва манфий q_n ёйиқ куч кўринишида кўйилган деб қаралади.

Крандан тушувчи вертикал юклар кўприк оғирлиги, аравача ва юклар вазнидан ташкил топиб, кран ости тўсинига филдираклар орқали узатилади. Краннинг битта филдирагига тушадиган энг катта босим $P_{n, \max}$ юк ортилган аравача устунга энг яқин турган ҳолатда вужудга келади; бунда краннинг иккинчи учигаги филдиракка тушадиган босим энг кичик қиймат $P_{n, \min}$ га эга бўлади. $P_{n, \max}$ нинг қиймати кран стандартларида келтирилади.

Рамани ҳисоблашда бинода бир вақтнинг ўзида иккита кўприксимон кран мавжуд деб фараз этилади. Устунга таъсир этадиган максимал вертикал юк ана шу икки кран рамага нисбатан энг ноқулай жойлашган ҳолатда вужудга келади (10.3-расм). Бир ораликли кран ости тўсинининг таянч реакциялари учун таъсир чизиқларини чизиб, улардан куйидаги микдорларни аниқлаймиз:

$$D_{\min}^{\max} = P_{n, \min}^{\max} (y_1 + y_2 + 1 + y_3) \gamma_f, \quad (10.2)$$

бу ерда D_{\min}^{\max} — кран таъсирида ҳосил бўладиган максимал ва минимал вертикал босим, γ_f — кран юклари учун ишончлилик коэффиценти.

Кран аравачасининг тормозланишидан ҳосил бўлган горизонтал куч T_n тўлалигича рельсга узатилади. Ушбу куч у ёки бу томонга йўналган бўлиши мумкин. Горизонтал куч бир рельсда турган икки филдиракка тенг тақсимланади.

Юк эркин осилган бўлса:

$$T_n = 0,05 (Q + g), \quad (10.3)$$

қушимча равишда ҳосил бўладиган инерция кучлари туфайли юк ноэркин осилса:

$$T_n = 0,1 (Q + g), \quad (10.4)$$

бу ерда Q — краннинг юк кўтариш қобиляти; g — кран аравачасининг хусусий оғирлиги.

Рама устунларига бериладиган энг катта кўндаланг тормозланиш кучи ўша таъсир чизиқларидан (10.3- расм) топилади:

$$T = T_n (y_1 + y_2 + 1 + y_3) \gamma_f. \quad (10.5)$$

Рама қурилиш механикасининг усулларидан бири бўйича ҳисобланади. Бир қаватли саноат биноларининг аксарият қисмида ригеллар баландлик бўйича бир хил сатҳда жойланишини, ўз текислигидаги бикирлик устунлар бикирлигидан анча юқори эканлигини инобатга олиб, унинг бикирлигини $EJ = \infty$ деб қабул қилса бўлади.

Ҳар бир ҳисобий кесим учун зўриқишларнинг энг нобоп йиғиндисини танлай олиш имкониятига эга бўлиш мақсадида рама юкларнинг ҳар бир турига алоҳида ҳисобланади.

Кран юки асосан битта ясси рамага таъсир этади. Қолган рамалар, ёпма ва боғланишларнинг бикирлиги туфайли, юкланган раманинг силжишига тўсқинлик қилади, натижада синчнинг фазовий иши юзага келади. Ҳисоблаш учун четдан иккинчи рама танлаб олинади, чунки бу рама энг ноқулай шароитда ишлайди. Синчнинг фазовий иши каноник тенгламага C_{np} коэффициентини киритиш орқали ҳисобга олинади:

$$C_{np} r_{11} \Delta_1 + R_{1p} = 0, \quad (10.6)$$

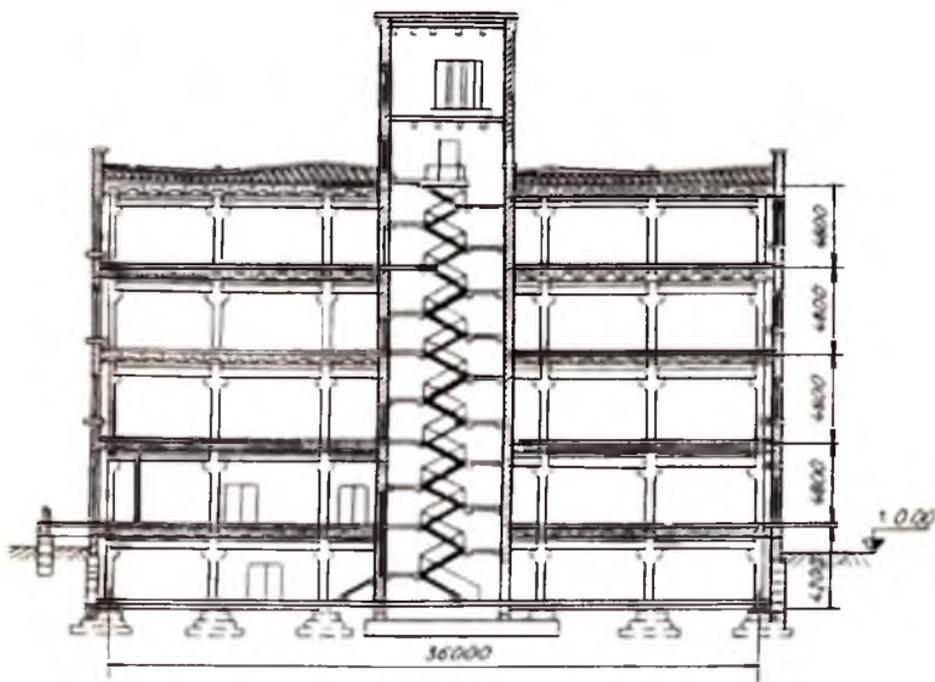
бу ерда C_{np} — иккинчи рама учун устун қадами 6 м бўлса 4 га, 12 м бўлса, 3,4 га тенг бўлади. r_{11} — бирлик кўчиш таъсирида ҳосил бўлган реактив куч. Δ_1 — рама тугунининг ташқи куч таъсиридаги кўчиши. R_{1p} — ташқи кучлар таъсирида ҳосил бўлган реактив куч

10.2. Кўп қаватли синчли бинолар

Кўп қаватли синчли биноларга енгил саноат (асбоб-созлик, кимё, озиқ-овқат, туқимачилик ва бошқа) корхо-

налари, музхоналар, омборлар, гаражлар, шунингдек меҳмонхоналар, даволаш муассасалари кабилар жойлаштирилади. Саноат бинолари технологик ва иктисодий омиллардан келиб чикиб 7 қават (40 м) атрофида, фукаро бинолари — 12 қаватгача, баланд бинолар эса 20 ва ундан ортиқ қават баландликда лойиҳаланади. Саноат биноларининг эни 18, 24, 36 м ва ундан ортиқ, устунлар қадами 6 м, қаватлар баландлиги 1,2 модулга қаррали олинади. Устунларнинг 6×6; 9×6; 12×6 м улчамли турлари кенг тарқалган. Устун турларининг улчамлари муваққат юқларнинг миқдорига қараб белгиланади. Фуқоро биноларининг эни асосан 14 м дан ортиқ олинмайди. Қўп қаватли тўлиқ синчли биноларда деворлар узини-ўзи кўтарадиган ёки осма бўлади. Тўлиқ бўлмаган синчли биноларда четки устунлар юқ кўтарадиган девор билан алмаштирилади. Саноат бинолари қўпинча тўлиқ синчли қилиб лойиҳаланади. Қўп қаватли саноат бинолари умуман саноат биноларининг 30 % ни ташкил этади.

Қўп қаватли синчли бинолар кўндаланг рамалар мажмуасидан ташкил топиб, улар бир-бири билан қаватлараро ёпмалар ёрдамида бириктирилади. Ёпмалар тўсин



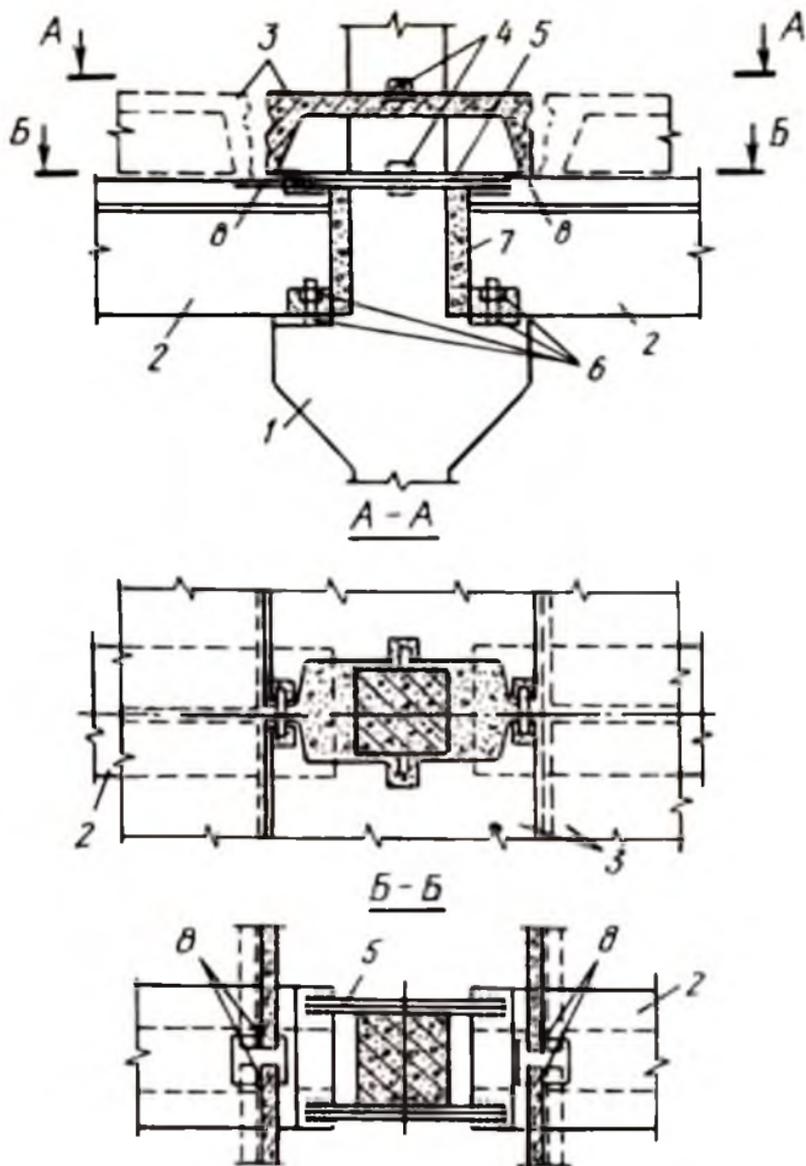
10.4- расм. Тўсинсимон ёпмали қўп қаватли рама — синчли бино.

ли (10.4-расм) ёки тўсинсиз бўлиши мумкин. Тўсинсиз ёпмаларда устун қоши билан пухта бириктирилган темирбетон плита ригель вазифасини ўтайди. Вертикал юклар барча ҳолларда кундаланг рамаларга узатилади. Горизонтал юкларни қабул қилишига қараб каркасли бинолар рамали, рама-боғлагичли ва боғлагичли система-ларга бўлинади.

Рамали система. Синчнинг рамали системасида юкни устун ва ригеллар қабул қилади. Ригеллар устунларга бикир бириктирилади, натижада фазовий система ҳосил бўлади. Қаватлар сони ортиши билан шамол кучи таъсирида пастки қават устун ва ригелларида вужудга келадиган эгувчи моментлар ҳам ортиб боради, бу эса устун ва ригеллар кесимини катталаштиришни талаб этади. Бу ҳол бино конструкцияларини бирхиллаштиришни (унификация) кийинлаштиради, шунинг учун рамали системалар 8 қаватдан баланд бўлган биноларда қўлланилмайди. Рамали системаларда горизонтал юкларни тулалигича кундаланг рамалар қабул қилади, шунинг учун улар ана шу кучлар таъсирига ҳисобланади.

Рама — боғлагичли система. Баландлиги 8 қаватдан ортиқ бўлган биноларда горизонтал юкларни бикир тугунли рамалар ва вертикал жойлашган бикирлик элементлари, вертикал юкларни эса рамалар ва қисман бикирлик элементлари қабул қилади. Бундай элементлар сифатида одатда темирбетон деворлар — диафрагмалар ёки металдан ишланган боғлагичлар қўлланилади. Лойиҳалаш тажрибасининг кўрсатишича рама-боғлагичли системалардаги вертикал диафрагмалар горизонтал кучларнинг 80...90 % ини, агар бироз кучайтирилса, 100 % ини ўзига қабул қила олар экан. Рама — боғлагичли системаларда горизонтал кучлар ташқи деворлар орқали қаватлараро ёпмаларга узатилади. Ёпмалар горизонтал диафрагма сифатида ишлаб, босимни вертикал диафрагмаларга узатади. Вертикал диафрагмалар горизонтал кучлар таъсирида, пойдеворга маҳкамланган консоль сингари ишлайди. Вертикал диафрагмаларнинг бикирлиги камроқ бўлса, горизонтал кучларнинг бир қисмини кундаланг рамалар қабул қилади. Рама — боғлагичли системаларни сейсмик ҳудудларда кенг қўллаш тавсия этилади.

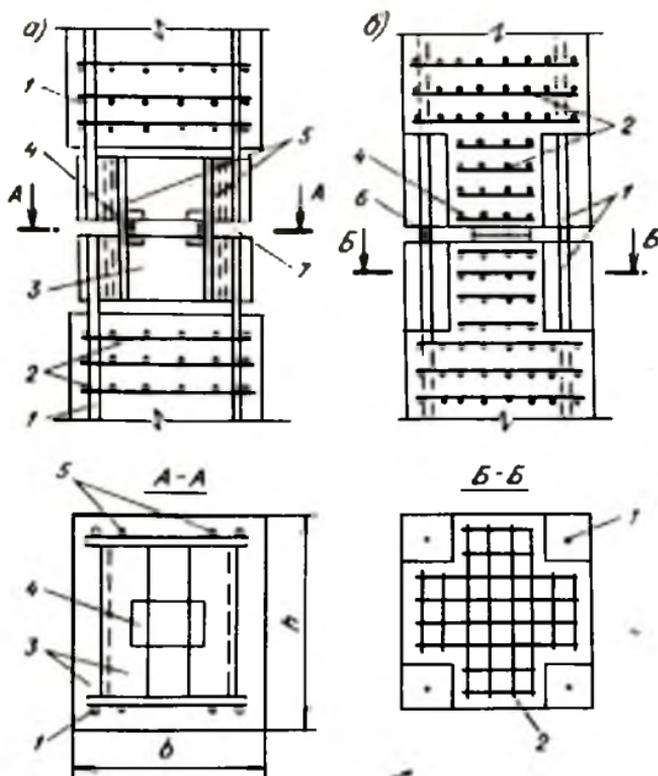
Боғлагичли система. Бундай системада вертикал юкларни рамалар ва қисман диафрагмалар қабул қилади. Ригель билан устуннинг туташув тугуни кичик кийматли моментли қабул қила оладиган қилиб ишланади. Мо-



10.5- расм. Устун ва ригелларнинг бирикуви:

1 — устун; 2 — ригель; 3 — ковурағали плиталар; 4 — устуннинг қуйилма деталлари; 5 — учлик коплама; 6 — монтаж штири ва бурчаклик; 7 — яхлитлаш бетони; 8 — пайванд.

ментлар қийматининг доимийлиги бирикув тугунлари ва устун ҳамда ригелларни бирхиллаштириш имконини беради. Сўнги пайтларда металлни тежаш имкониятини берадиган шарнирли тугунлар яратилиб, амалиётга татбиқ этилмоқда. Йиғма темирбетон элементларидан тикланадиган турар жой ва жамоат биноларида боғлагичли системалар кенг қўлланилади.



10.6- рasm. Устуннинг бикр чоклари.

a — пулат каллакчи; *б* — бетон буртмали; *1* — устуннинг буйлама ишчи арматураси; *2* — пайвандланган симтурлар; *3* — бурчаклик ва листлардан ясаладиган пулат обоймалар; *4* — марказлаштирувчи пулат пластиналар; *5* — учлик стерженлар; *б* — ваннали пайванд; *7* — чок қаваги.

Тулик булмаган синчли биноларни ҳам боғлагичли системаларга киритса булади. Буларда юк кутарадиган буйлама ва кундаланг деворлар вертикал дифрагма ролини уйнайди. Устун ва ригеллардан ташкил топган ички синчлар деворларга таяниб, фақат вертикал юкларни кабул қилади.

Умуман олганда устун ва ригелларнинг уланиш тугунлари бикир ва шарнирли булиши мумкин. Кўпинча ригелларни ўрнатиш мақсадида устунлардан кичик консоллар чиқариб қолдирилади. Агар меъморий жиҳатдан консолларнинг чиқиб туриши мақсадга мувофиқ бўлмаса (масалан, фуқоро биноларида), у ҳолда консолни ригел баландлигида қилиб, ўрнатиш учун ригелда кемтик қолдирилади. 10.5- рasmда устун билан ригелнинг уланиш тугунлари тасвирланган. Ригеллар ўзаро ва устунлар

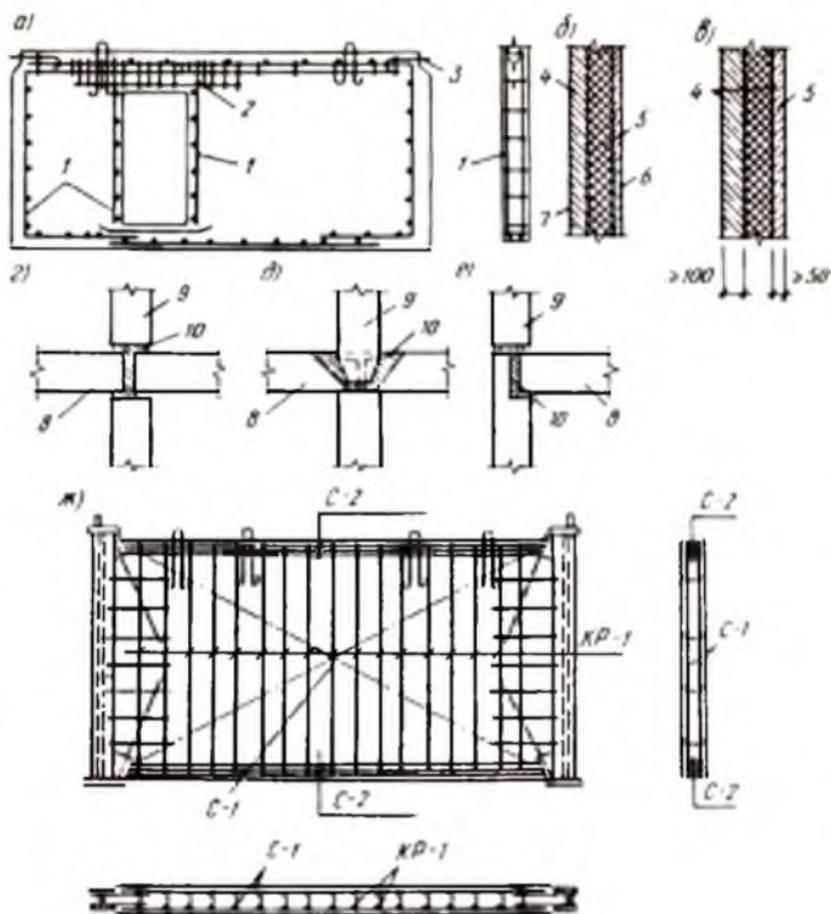
билан қўйилма деталларни пайвандлаш орқали бириктирилади. Ёпма плиталар ҳам узаро ҳамда ригелларга пайвандланади. Устунлар полдан 60—80 см баландликда уланса яхши бўлади, бироқ купинча улар ёпма сатҳида уланади. 10.6-расмда устунларни биқир улаш ечими кўрсатилган.

Техник-иктисодий ҳисобларнинг кўрсатишича, куп қаватли синчли биноларда рамали системаларга қараганда рама-боғлагичли система анча тежамли бўлар экан. Масалан, бинонинг 1 м² майдонига сарфланадиган пўлатнинг ҳажми рама-боғлагичли системаларда рамали системаларга нисбатан 10—15 % кам бўлади, бинобарин, нархи ҳам 2,5—5% га арзон тушади. Шунинг таъкидлаш жоизки, саноат биноларида 6×6 ва 9×6 ўлчамли устун турлари куп ҳолларда эксплуатацион талабларни қондирмайди. Айниқса технологик тизимни янгилашда анча қийинчиликлар туғдирилади. Ҳисоблар устун тури 6×24 ва 6×36; 12×24 ва 12×36 м бўлган катта ораликли куп қаватли бинолар иктисодий жиҳатдан мақбул эканлигини кўрсатди.

10.2.1. Кўп қаватли фуқаро бинолари. Ҳозирги даврда заводларда тайёрланадиган йирик ўлчамли йиғма темирбетон элементлардан бунёд этиладиган синчли ва синчсиз (йирик панелли) бинолар энг кенг тарқалган бино турларидандир.

Синч-панелли бинолар тўла ва тўла бўлмаган синч кўринишида лойиҳаланади. Тўла синч вариантыда қобирғали ёпманинг учлари устунларга ўрнатилади. Устунлар ва ёпманинг қобирғалари бинонинг фазовий синчини ҳосил қилади. Девор панеллари устунларга маҳкамланади. Тўла бўлмаган синч вариантыда четки устунлар ўрнига юк кўтарувчи деворлар тикланади, ёпмаларнинг бир учи ана шу деворларга, иккинчи учи эса ички устунларга таянади.

Уй-жой қурилишида йирик панелли (синчсиз) бинолар кенг тарқалган; синчнинг йуклиги ва заводда тахтлаш даражасининг юқорилиги монтаж ишларининг камайиши бинонинг арзонлашувига олиб келади. Ҳисоблар, баландлиги 20 қаватгача бўлган йирик панелли уйлар синчли биноларга нисбатан анча арзон эканлигини кўрсатди (нархи 5...10 % арзон, қуриш учун сарфланадиган меҳнат 10...15 % кам, арматура ҳам 30...50% кам сарфланади). Биноларнинг эни хоналарни табиий ёритиш нуқтаи назаридан 12...16 м атрофида олинади.



10.7- расм. Панель бинолар конструкциялари:

1 — вертикал каркаслар; 2 — сарбаста каркаси; 3 — ёндош элементларга пайвандлаш учун қолдирилган арматуралар; 4 — оғир бетон қатлами; 5 — иссиқ сақлаш қатлами; 6 — пардоз қатлам; 7 — ички сирт; 8 — ёпма панеллари; 9 — девор панеллари; 10 — қоришма.

Йирик панелли бинолар деворларининг юк кўтаришига қараб икки ғуруҳга бўлинади: ғуруҳларнинг бирида юкни кўндаланг деворлар, иккинчисида бўйлама деворлар кўтаради. Юкни кўндаланг деворлар кўтаргани маъқул деб саналади, чунки бунда ёпмаларнинг оғирлиги кўндаланг деворларга берилиб, бўйлама деворлар юк кўтармайди, улар фақат тўсиқ вазифасини ўтайди, бу эса уларни енгил ашёлардан (керамзитбетон, аглопоритбетон, ғовакли бетон ва ҳ.к.) катта ўлчамларда ясаш имконини беради. Йирик панелли биноларнинг ёпмалари ва деворлари кўпинча хоналар ўлчамида ишланади.

Ички ва ташқи девор ҳамда ёпма панеллари панелли

биноларнинг асосий конструкцияларидир. Юк кўтарувчи ички девор панеллари одатда синфи В 15 дан кам бўлмаган оғир бетондан бир қатламли қилиб лойихаланади (10.7- расм, а). Панель қалинлиги мустақкамлик, товуш ўтказмаслик ва оловбардошлик талаблари асосида белгиланади. Панелнинг иккала йўналишида қўйиладиган горизонтал ва вертикал арматуранинг юзаси конструктив равишда белгиланиб, панель кесимининг $0,2 \text{ см}^2/\text{м}$ микдорида қабул қилинади.

Юк кўтармайдиган ташқи девор панеллари ғовакли бетондан 240...350 мм қалинликда бир қатламли қилиб тайёрланади. Юк кўтарадиган ташқи деворлар икки ёки уч қатламли қилиб ишланади (10.7- расм, б, в). Арматура фақат оғир бетонли қатламга қўйилади. Панелнинг сарбаста (перемычка) қисмига қўйиладиган арматура ҳисоблаш йўли билан танланади [7].

Ёпма панеллари кўп бушликли ёки яхлит плита тарзида ишланади. Оралик масофаси 4,8 м дан кичик бўлса, плита олдиндан зўриктирилмайди. Арматуралар плитанинг қай тарзда ишлашига қараб жойлаштирилади. Бўйлама ва кўндаланг деворлари юк кўтарадиган биноларда ёпма панеллари уч ёки тўрт томони тиралган плита сифатида, қолган ҳолларда эса икки учи тиралган плита каби ишлайди.

Девор ва ёпма панелларининг бирикуви бино элементларини сиқилиш, чўзилиш ва силжиш зўриқишларини қабул этишда биргаликда ишлашини таъминлаши лозим. Панеллар орасидаги вертикал чоклар бетон шпонкалари ва пайвандлаш ёрдамида бириктирилади. Горизонтал чоклар сиқилиш зўриқишларининг узатилишига қараб платформали (10.7- расм, г), контактли (10.7- расм, д) ва аралаш (10.7- расм, е) турларга бўлинади. Ички деворлар билан ёпма орасидаги чок одатда платформали усулда, ташқи деворлар — аралаш усулда бириктирилади.

Бутун хоналар ёки хонадонлардан ташкил топган фазовий темирбетон блокларнинг ишлаб чиқилиши ва қурилиш амалиётига татбиқ этилиши йирик панелсозликда олға қўйилган бир қадам бўлди. Ҳажмий блоклар алоҳида тайёрланган ясси девор ва ёпма панелларини заводнинг ўзида йиғиш йўли билан, ёки «стакон» ёки «қалпоқ» кўринишида қўйма (монолит) ҳолда ясалади. Ҳажмий блокларнинг ички пардозлаш ишлари ҳам заводда бажарилади, шу боисдан қурилиш майдончасида бажариладиган ишлар ҳажми анча қисқаради. Кўп ишлар

заводнинг ўзида механизмлар воситасида амалга оширилганлиги сабабли ҳажмий блоклардан қад кўтарган бинолар иқтисодий жиҳатдан анча самарадордир. Бундай бинолар 1 м² нинг нархи ғишт ёки йирик блокли биноларга нисбатан анча арзон бўлади. Бу турдаги биноларнинг камчилиги — тарҳий ечимларининг чегараланганлиги ва блокларни тарҳда жойлаштирганда вариантлар сонининг камлигидир.

Сирпанувчи қолипларда қад кўтарадиган кўп қаватли монолит темирбетон биноларнинг истикболи кенгдир. Ҳозирги пайтда шу усулда кўпгина шаҳарларда бунёд этилган 17—20 қаватли монолит биноларни учратиш мумкин.

10.2.2. Кўп қаватли биноларни ҳисоблаш. Замоनावий кўп қаватли бинолар турли хил элементларни ўз ичига олган мураккаб фазовий системалардан ташкил топади. Бундай биноларни ҳисоблашда барча конструктив хусусиятлари, таъсир этувчи юкларнинг тавсифини эътиборга олиш қийин масалалардан саналади. Табиийки, бундай ҳисобларни бажаришда лойиҳачи энг аввал ЭХМ га суянади.

Мураккаб ҳисобларни амалга оширишда лойиҳачига ҳисобнинг муҳандислик услублари ҳамда ёрдамчи жадваллар ҳам жуда қўл келади. Шунингдек ҳисобнинг содда-лаштирилган усуллари ҳам мавжуд. Масалан, фазовий системани бир неча ясси системаларга ажратиб, уларнинг ҳар қайсисини мустақил равишда ҳисобланади. Бинонинг айрим элементларида ҳосил бўладиган зўриқишларни тақрибан аниқлашда шу усулдан фойдаланилади, кўпинча бу усул аниқ натижалар беради.

Кўп қаватли бинолар асосий ва махсус юклар таъсирига ҳисобланади (2- бобга қ.). Ҳисоб устун ва ригелларнинг нисбий бикирликларини аниқлашдан бошланади. Бунинг учун, мавжуд конструкцияларга ўхшатма равишда, элементнинг кўндаланг кесим ўлчамлари белгиланади. Кесимни тақрибий ҳисоб асосида белгиласа ҳам бўлади. Масалан, ригелнинг кесимини таянч моменти орқали аниқласа ҳам бўлади:

$$M = (0,6 \dots 0,7) M_0; \quad M_0 = \frac{(g + v) l_0^2}{8}, \quad (10.7)$$

бу ерда g ва v — ригелнинг 1 м га мос бўлган доимий ва муваққат ҳисобий юк; l_0 — ригелнинг ҳисобий узунлиги.

Ригелнинг кундаланг кесимлари:

$$h_0 = 1,8 \sqrt{M / R_b b}; \quad b = (0,3 \dots 0,4) h. \quad (10.8)$$

Устуннинг кундаланг кесими:

$$A_k = (1,2 \dots 1,5) N / R_b; \quad (10.9)$$

бу ерда 1,2...1,5— устунга эгувчи момент таъсирини ҳисобга оладиган коэффицент; N — юк майдони бўйича ҳисобланган бўйлама куч.

Кесимлар тақрибий усулда танлангач, устун билан ригель кесимлари бир-бирига мослаштирилади, улчамлар бирхиллаштирилади. Устун ва ригелларнинг нисбий бикирликлари ана шу қабул қилинган кесимлар бўйича ҳисобланади.

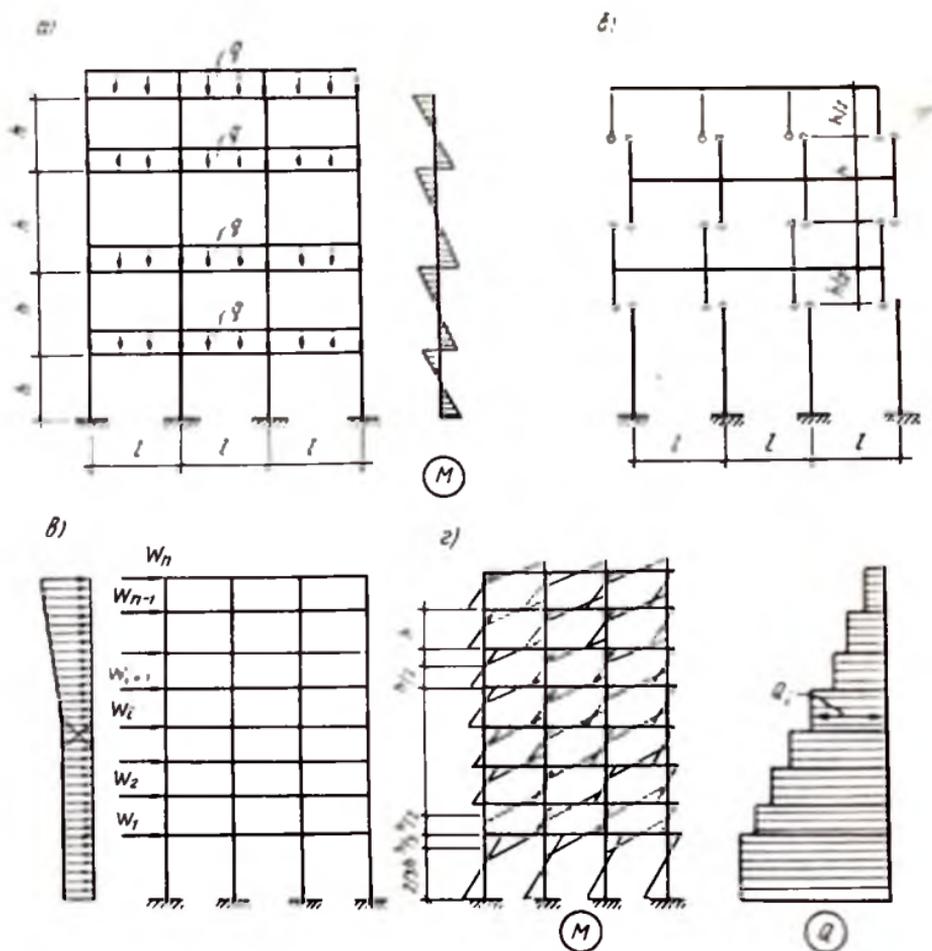
Фазовий рама каркасини муҳандислик услубида ҳисоблаганда уни алоҳида ясси рамаларга ажратилади. Бино каркасининг кучишлари одатда кичкина булганлиги сабабли, кучлар таъсирининг мустақиллиги коидасидан фойдаланиб, ҳар бир рама вертикал ва горизонтал юклар таъсирига алоҳида ҳисобланади.

10.2.3. Рамаларни вертикал юклар таъсирига ҳисоблаш. Кўп қаватли рама юқори, ўрта ва қуйи қаватларни ўзида мужассамлаштирган уч хил бир қаватли рамаларга ажратилади (10.8- расм б). Тайёр жадваллардан (14- илова) фойдаланган ҳолда ҳар қайси рама алоҳида ҳисобланади. Рама ригелларидаги таянч моментлари қуйидаги формуладан аниқланади:

$$M = (\alpha g + \beta v) l^2; \quad (10.10)$$

бу ерда α ва β — ораликлар сони, юклар иш схемаси ҳамда устун ва ригель бикирликлари нисбатига боғлиқ булган коэффицент. g ва v — 1 м ригелга туғди келган доимий ва муваққат юк; l — ригель узунлиги.

Устунлардаги эгувчи моментлар тугунда ригеллар таянчида ҳосил булган моментлар фарқини устуннинг нисбий бикирлигига мутаносиб (пропорционал) равишда тақсим қилиш йўли билан аниқланади. Доимий ва муваққат юкларнинг турли хил қуринишдаги йиғиндилари учун қурилган эгувчи момент ва кундаланг кучлар эпюралари асосида умумлашма эпюра қурилади ва зўриқишлар қайта тақсимланади (6- бобга қ.). Агар рама ораликлари учтадан ортиқ булса, рама барибир уч ораликли деб қаралаверади.



10.8- расм. Куп қаватли рамаларни вертикал (а, б) ва горизонтал (в, г) юклар таъсирига ҳисоблашга доир:
 Q_i — i - қаватдаги кундаланг куч.

10.2.4. Рамаларни горизонтал юк таъсирига ҳисоблаш.

Рамаларни горизонтал кучлар (шамол, zilzila) таъсирига ҳисоблаганда тақрибий усуллардан фойдаланилади. Ейиқ горизонтал юклар рама тугунларига қуйилувчи йиғиқ кучлар билан алмаштирилади (10.8- расм, в). Устунлардаги эғувчи моментнинг нолга тенг бўлган қиймати, биринчи қаватдан бошқа қаватларда, устуннинг ўртасида жойлашган деб олинади. Биринчи қаватда эса (устун пойдеворга маҳкам бириктирилган бўлса) ноль нукта баландликнинг $2/3$ қисмида ётади (10.8- расм, г).

Қаватга таъсир этувчи умумий кундаланг куч

$$Q_i = W_n + W_{n-1} + \dots + W_{i+1} + W_i \quad (10.11)$$

булиб, ҳар бир устунга уларнинг бикирлигига мутаносиб равишда тақсимланади:

$$Q_k = Q_B / \sum_i^m B_k; \quad (10.12)$$

бу ерда B — устун кесимининг бикирлиги; m — қаватдаги устунлар сони.

Топилган қундаланг кучлар асосида барча қават устунларида (биринчи қаватдан ташқари) ҳосил буладиган эғувчи моментлар аниқланади:

$$M = Q_k \cdot h / 2 \quad (10.13)$$

Биринчи қаватда устуннинг устки M_t ва пастки M_b кесимларида ҳосил буладиган эғувчи момент қуйидаги формулалардан топилади:

$$M_t = Q_k \cdot h / 3; \quad M_b = Q_k \cdot 2h / 3. \quad (10.14)$$

Ригеллардаги таянч моментлари тугунлар мувозанатидан аниқланади.

Турли хил (доимий ва муваққат) юклар учун қурилган эғувчи момент M ва қундаланг кучлар Q эпюралари асосида умумлашма эпюралар қурилади, пластик деформациялар ҳисобига ригеллардаги зуриқишлар қайта тақсимланади; устун ва ригеллар ҳисоби ана шу қайта тақсимланган эпюралар бўйича бажарилади. Ригеллар эғилувчи элементлар сифатида нормал ва оғма кесимлар бўйича ҳисобланади (бу ҳақда 6- бобда батафсил суз юритилган). Устунлар эса номарказий сиқилувчи элементлар сингари ҳисобланади (7- бобга қаранг).

11- б о б

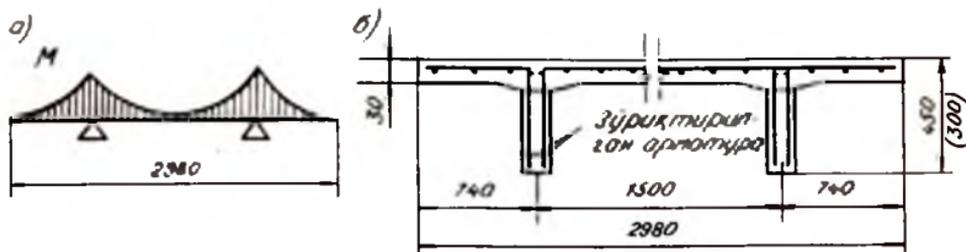
БИНО ВА ИНШОТЛАРНИНГ ТОМ (ЁПМА) КОНСТРУКЦИЯЛАРИ

Бино ва иншоотлар ёпмалари (томлари)нинг юк кутарувчи конструкциялари тусин, ферма ва арка сингари йиғма элементлардан иборат булади. Улар орасидаги масофа (қадам) кўпинча 6 ёки 12 м ни ташкил этади. Булардан ташқари катта ораликларни ёпишда қобиқ, тўлқинсимон қубба ва гўмбаз қўринишидаги яхлит фазовий юпқа деворли ёпмалар ҳам қўлланилади. Бундай ёпмаларда конструкция материалдан самарали фойдала-

нилади. Бироқ шунга қарамай, тайёрланиши ва ўрнатилиши қулай бўлмаганлиги сабабли, қурилишда ясси система-лар кенг тарқалган.

11.1. Темирбетон ёпма плиталари

Плиталар том юқларини узига қабул қилиб, уларни юк кўтарувчи конструкцияларга узатади. Булар орасида П — симон қобирғали плиталар энг кўп тарқалган бўлиб, тархда 3×6 ва 3×12 м ни ташкил этади. Бундай плиталар қалинлиги 25—30 мм бўлган токчадан, ҳар бирининг ораси тахминан 1 м бўлган кўндаланг қобирғалардан ва иккита асосий бўйлама қобирғадан ташкил топади. Токча (полка) пайванд симтўр билан, кўндаланг қобирғалар — пайванд каркаслар билан, бўйлама қобирғалар эса олдиндан зўриктирилган стерженлар билан арматураланади. 12 м ли плита бетоннинг синфи В30...В40, 6 м.ли плитаники эса В15...В30 бўлади.



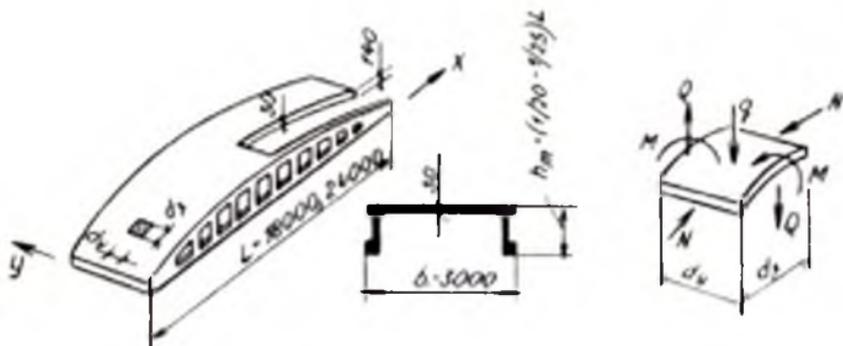
11.1- расм. 2 Т қурилишдаги икки консолли ёпма плитаси:
 а — эғувчи моментлар эпюраси; б — арматуралаш.

Плитанинг бўйлама йўналишдаги ҳисоби бир ораликли эркин таянган тавр кесимли тўсин сифатида, доимий ва муваққат юқларнинг биргаликдаги таъсири учун бажарилади. Плитанинг токчаси, кўндаланг қобирғалар орасидаги масофага қараб, узлуксиз балка ёки бутун қирраси бўйлаб таянган плита сифатида ҳисобланади (6- бобга қаранг).

Қурилишда 2 Т шаклидаги икки консолли қобирғали плиталар ҳам қўлланилади (11.1- расм). Плитанинг ўлчамлари 3×6 ва 3×12 м бўлиб, бўйлама қобирғалар орасидаги масофа қисқаргани учун токчадаги эғувчи моментнинг қийматлари ҳам кичраяди (11.1- расм, а). Шу туфайли кўндаланг қобирғалардан воз кечиш имконияти туғилади, плитани тайёрлаш осонлашади. Плиталар

орасидаги бўйлама чокларни коплаш ишларининг мураккаблиги конструкциянинг камчилиги ҳисобланади.

Бино томларини ёпишда 3×18 ва 3×24 м улчамли икки нишабли йирик плиталар ҳам қўлланилади. Бундай плиталар биноларга кўндаланг равишда бўйлама девор ёки тўсинларга ўрнатилади. Плитанинг бўйлама қобирғалари ўзгарувчан баландликка эга бўлиб, плитанинг кирғоғига жойлашган бўлади.



11.2- расм. Йирик ўлчамли гумбазсимон темирбетон плиталар.

Йирик ўлчамлик темирбетон гумбазсимон (ЙЎТГ) плиталар калта цилиндрик қобиклардан ташкил топиб, сегмент шаклидаги қобирға-диафрагмаси олдиндан зўриктирилган бўлади (11.2- расм). Плитанинг тархдаги ўлчамлари 3×12 ; 3×18 ва 3×24 м. Қобик сиртининг шакли квадрат парабола қурунишида бўлади. Қобикнинг қалинлиги ўртада 30 мм дан кам бўлмаслиги керак, четга томон 140...160 мм га қадар ортиб боради. Плита кўндаланг кесимининг баландлиги ўртада юкка қараб $\left(\frac{1}{15} \dots \frac{1}{20} \right) l$

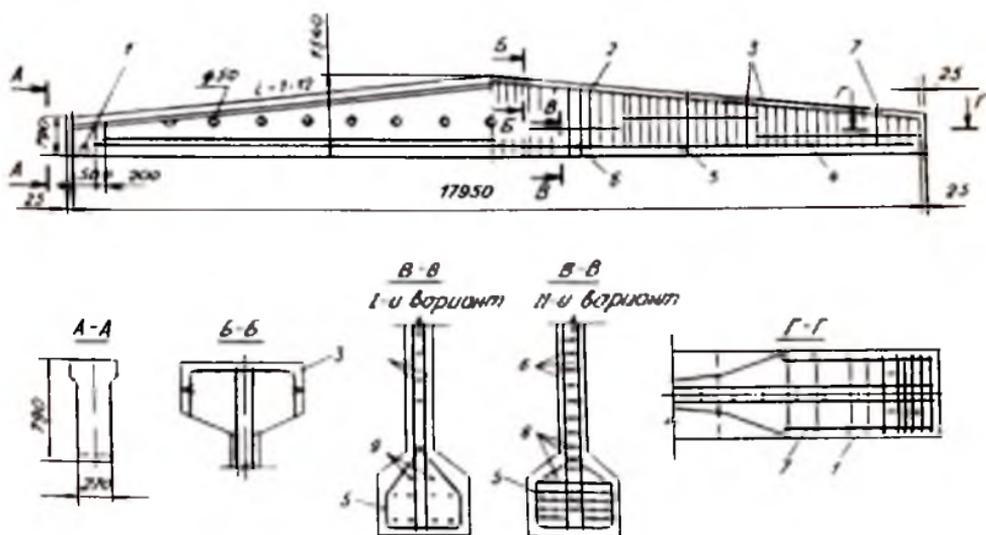
микдорда олинади. Плита вазнини камайтириш мақсадида унинг диафрагмаси вертикал қобирғалар ҳисобига юкка (40 мм) олинади. Олдиндан зўриктириладиган асосий арматура диафрагманинг пастки қисмига жойлаштирилади. Ушбу арматура гумбаз системасида тортқич ролини ҳам ўйнайди. Диафрагманинг таянч қисми пайванд каркас билан арматураланади. Қобикнинг ўзи пайванд сим тўр билан қопланади. Қобик билан диафрагма қия буртик ёрдамида уланади.

ЙЎТГ плиталари оралик узунлиги ва юкка қараб, В25...В50 синфли бетондан ишланади. Плитани ҳисоблашда цилиндрик қобик билан диафрагма бирга ишлайди деб қаралади. Қобикнинг йўналтирувчиси бўйлаб фақат

бўйлама куч N кундаланг йўналишда кундаланг куч Q ва эгувчи момент M таъсир этади деб фараз қилинади (11.2-расм). ЙЎТГ плиталари тежамли ва тайёрлашда соддадир. Унинг энг асосий камчилиги эгри чизикли сирт бўйлаб том ёпишнинг сермеҳнат талаблгидир.

11.2. Темирбетон сторопил тўсинлари

Темирбетон сторопил тўсинлари эни 6,9,12 ва 18 м бўлган бино томларини ёпишда қўлланилади. Эни 24 м ва ундан ортиқ бўлган биноларда тўсин ўрнини фермалар эгаллайди; техник-иктисодий курсаткичлар шуни тақозо этади. Томнинг тузилишига қараб, икки нишабли, бир нишабли, параллель тоқчали, устки тоқчаси синиқ чизиклари ва эгри чизикли тўсинлар бўлади. 12 ва 18 м ли тўсинлар икки нишабли қилиб ишланиб, арматураси олдиндан тарангланади. Тўсиннинг кундаланг кесими қўштавр шаклида бўлиб, деворининг қалинлиги 60...100 мм ни ташкил этади. Кундаланг кучлар қиймати катта бўлган таянч яқинида девор қалинлиги аста оширилади; шу йўл билан таянч кесимларининг мустаҳкамлиги ва ёриқбардошлиги таъминланади. Икки нишабли тўсинларнинг нишаби 1:12 олинади. Тўсин баландлиги



11.3-расм. 18 м узунликдаги олдиндан зўриктирилган икки нишабли тўсин.

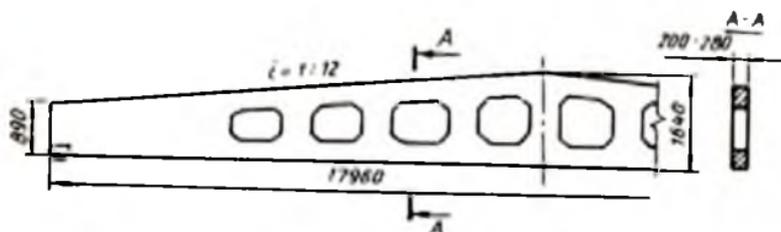
1 — қўйилма деталь; 2 — қўшимча қаркас; 3 — устки тасма қаркаслари; 4 ва 6 — девор қаркаслари; 5 — хомутлар; 7 — таянчдаги қўшимча қаркаслар; 8 — симаркон арматура; 9 — сим арматура.

оралиқнинг $1/10—1/12$ қисмини ташкил этади. Устки сикилувчи токчанинг кенглиги оралиқнинг $1/50—1/60$ қисмига тенг бўлади. Пастки токчанинг ўлчамлари чўзилишга ишлайдиган арматурани жойлаштириш шароитига ва бетон ётқизишдаги қулайликларга, шунингдек тўсиннинг устунларга таяниш шартларига қараб белгиланади; одатда бу кенглик 25...30 см атрофида қабул қилинади (11.3- расм).

Тўсиннинг сикилувчи токчаси ва деворлари пайванд каркаслар билан арматураланади. Узунлиги 12...18 м бўлган барча тўсинлар олдиндан зўриктирилади. Қўндаланг ва бўйлама монтаж арматуралари А — I ва А — III синфли пулатдан ясалади. Тўсиннинг реакция кучлари ва олдиндан сиқиш натижасида катта зўриқишлар ҳосил бўладиган таянч қисмига қўшимча равишда сим тур ва вертикал стерженлар ўрнатилади. В25...В40 синфли бетон ишлатилади.

Тўсинларни ҳисоблашда, улар шарнирли таянган элемент сифатида қаралиб, узунлиги таянч реакциялари орасидаги масофага тенг деб олинади. Тўсиннинг бўйлама ва қўндаланг ишчи арматураларини танлаш, солқилик ва ёрилишбардошлигини аниқлаш тавр ёки қўштавр кесимли оддий элементдаги сингари амалга оширилади.

Қўндаланг кесими тўғри тўртбурчак бўлган 18 м узунликдаги олдиндан зўриктирилган икки нишабли тўсинлар ҳам қўлланилади (11.4- расм). Бундай тўсинларнинг ўрта қисмида вазнини енгиллаштириш мақсадида саккиз қиррали катта туйнуклар қолдирилади; ҳар бир туйнук юзаси $0,5 ÷ 1,0$ м² ни ташкил этади. Туйнуклар ҳар хил коммуникацияларни ўтказишда катта қулайликлар яратади. Шунга қарамай, қўштавр кесимли сторопил тўсинлар туйнукли тўсинларга нисбатан тежамлироқдир; буларда пулат ва бетон сарфи тахминан 15 % камроқдир.



11.4- расм. Икки нишабли олдиндан зўриктирилган панжарали тўсин

11.3. Темирбетон сторопил фермалари

Темирбетон фермалар эни 18, 24 ва 30 м бўлган бино томларини ёпишда қўлланилади, фермалар қадами 6 ва 12 м бўлади. Темирбетон фермаларда пулатнинг сарфи пулат фермаларга нисбатан икки марта кам бўлади, шунинг учун ҳам эни 30 м гача бўлган биноларда факат темирбетон фермалар қўллаш тавсия этилади. Катта ораликларда эса пулат фермалар қўллаш мақсадга мувофиқдир, чунки бунда уларнинг вазни, меҳнат — талаблиги ва таннархи темирбетонга нисбатан анча арзонга тушади. Бирок қурилиш амалиётида 60 м ва ундан ортиқ бўлган ораликларни ёпишда олдиндан зўриктирилган йиғма фермалар қўлланганлиги маълум. Катта ораликли темирбетон фермаларнинг вазни оғир ва ташиш ноқулай бўлиб, ўрнатишда кўп меҳнат сарфланади. Шунинг учун ҳам улар алоҳида ҳоллардагина қўлланилади.

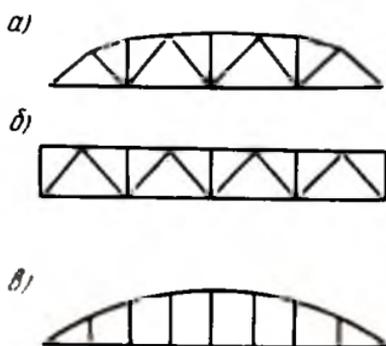
Фермалар устунларга ўрнатилади, анкер болтлар ёрдамида маҳкамланади ёки металл тахтакачларга пайвандланади. Ферма устига том ёпмалари ёпилади.

Сторопил фермаларининг шакли томнинг хилига боғлиқ. Нишабли томларда юқори тасмаси синиқ чизиқдан иборат бўлган ҳовонли сегмент фермалар (11.5-расм, а) ҳамда аркасимон

ҳовонсиз фермалар (11.5-расм, в), ясси томларда эса параллель тасмали ҳовонли фермалар (11.5-расм, б) қўлланилади.

Ферманинг баландлиги узунлигининг $1/7 \div 1/9$ қисмини ташкил этади, ферманинг устки тугунлари орасидаги масофа, қобирғали плиталарнинг бўйлама қобирғалари орасидаги масофага мослаб, 3 м олинади. Бу ҳол юқларнинг фермаларга тугунлар орқали узатилишини таъминлайди.

Юқори тасмаси сегмент ёки полигонал бўлган фермалар бошқаларига кўра мақбулроқ саналади, чунки буларда статик нуктан назардан зўриқишлар эпюраси оралик бўйлаб узғариб боради. Бундан ташқари нишабли томларни усқуналашда анча қулайликларга эга.



11.5-расм. Фермалар тархлари.

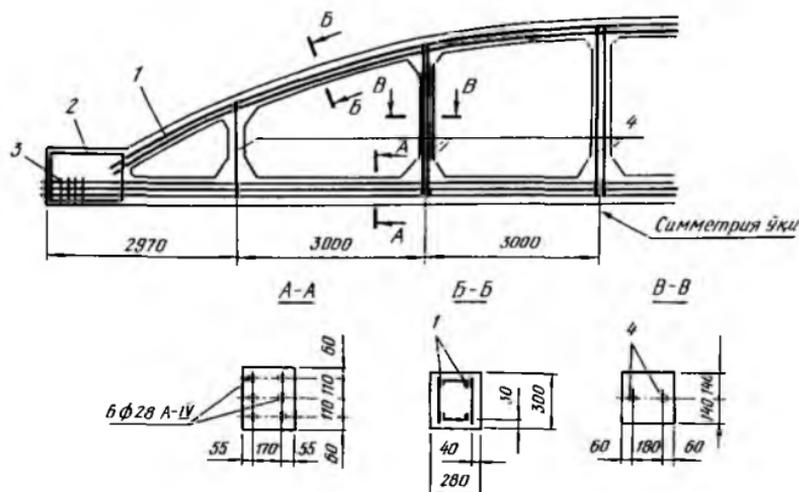
Ясси томли биноларда параллель тасмали фермалар қўлланилади. Том ёпишда бу фермаларнинг маълум қулайлиги бор. Бироқ таянчларда улар катта баландликка эга бўлиб, ташқи деворлар баландлигини оширишдан ташқари, фермалар орасига вертикал боғланишлар ўрнатишни таказо этади. Бетон сарфи ҳам сегментли ва аркасимон фермалардан анча юкори.

Агар ишлаб чиқариш шароитларига кўра устунлар қадами 18 м га қадар узайтириш талаб этилса, у ҳолда сторопил фермалар ва тўсинлар сторопил ости фермаларига ўрнатилади, уларнинг ўзи эса бўйлама йўналишда устунларга миндирилади. Баъзан устун қадами 12 м бўлганда ҳам шу усулдан фойдаланилади.

Темирбетон сторопил ва сторопил ости фермаларининг пастки тасмалари олдиндан зўриктирилган бўлиб, одатда бир бутун — яхлит ҳолда тайёрланади.

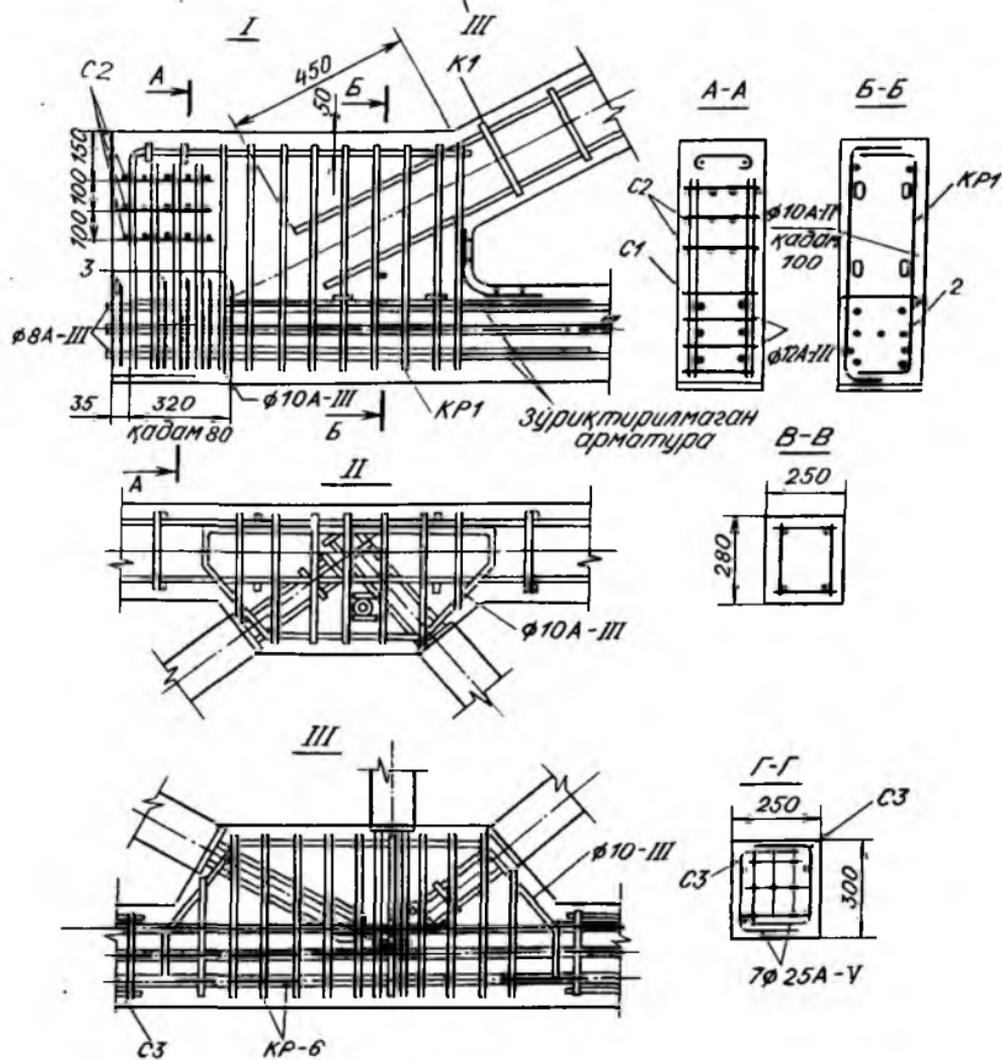
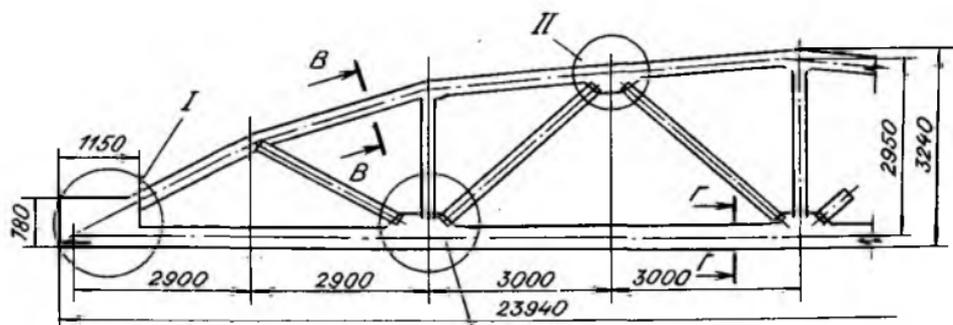
Катта ораликли фермаларни ташишга мўлжалланган махсус машиналар бўлмаган тақдирда завод шароитида ферманинг алоҳида қисмлари тайёрланади, ўз жойида алоҳида қисмлардан ферма йиғилади. Йиғма фермалар кўпинча иккита ярим фермадан ёки бир неча 6 метрлик блоклардан ташкил топади. Туташув ерлари пайвандланиб, тугунлар бетонлангач, ферманинг пастки тасмасида колдирилган каналдан арматура ўтказиб тарангланади.

Фермалар ёпмадан тушадиган юклар, қор ва осма



11.6- расм. Пастки тасмаси ва устунлари олдиндан зўриктирилган ховонсиз фермани арматуралаш:

1 — устки тасманинг фазовий каркаси; 2 — таянч тугунининг ясси каркаслари; 3 — симтўрлар; 4 — анкерли арматуралар.



11.7- расм. Сегмент панжарали ферма.

ускуналар оғирлиги, шунингдек уларни тайёрлаш, ташиш ва ўрнатиш жараёнида вужудга келувчи кучлар таъсирига ҳисобланади. Епмалардан тушадиган юклар ва ферманинг хусусий оғирлиги юқори тасма тугунларига, осма жиҳозлар юклари пастки тугунларга қўйилган деб олинади.

Темирбетон фермаларнинг тугунлари бикир бўлади, шунинг учун ҳам у куп марта статик ноаниқ рама сифатида қаралиши лозим. Бироқ мустаҳкамлик бўйича чегаравий ҳолатга етганда тугунлар дарз кетади, бикирлик камаяди, натижада тугунларни шарнирли деб қараб, эгувчи моментларни ҳисобга олмаса ҳам бўлади. Бундай ҳол фермаларни мустаҳкамликка ҳисоблашда, уларни статик аниқ система деб қараш имконини беради. Бундай усул конструкция ишини умуман туғри акс эттириб, ҳисоб аниқлиги етарли даражада бўлади. Стержень кесимларини танлашда улар марказий сиқилиш ёки чўзилишга ишлайди, деб қаралади.

Ҳовонсиз фермалар (11.6- расм) стерженлари тугунларда бикир бириктирилган статик, ноаниқ системалар сифатида ҳисобланади. Стержень кесимларига эгувчи момент, бўйлама ва кўндаланг кучлар таъсир этади деб қаралади.

Ферма элементларининг кесими туғри тўртбурчак шаклида бўлиб, тайёрлаш қулай бўлсин учун устки ва пастки тасмаларнинг кенглиги бирдай ($1/70 \div 1/80$) l олинади. Ҳовонли фермаларнинг устки сиқилган тасмаси ва сиқилувчи ҳовонлари пайвадланган фазовий каркас билан (11.7- расм), чўзилувчи ҳовонлар эса битта ясси сим тўр билан арматураланади. Ферманинг чўзилувчи пастки тасмаси арматураси олдиндан зўриктирилади. Бунда таянч тугунида арматуранинг бириктирилишига (анкероувкасига) алоҳида эътибор бермоқ зарур. Таянч тугунида катта кирқувчи ва сиқувчи кучларни қабул қилиш учун кўндаланг арматура 1 ўрнатилади (11.7- расм), унинг киргоқлари стержень 2 билан уралаиб, ясси каркас ҳосил қилинади. Шунақа ясси каркастан иккитаси тугунда фазовий каркас ҳосил қилади. Зўриктирилган арматуранинг бирикувини яхшилаш ва бетонда бўйлама ёриқларнинг олдини олиш мақсадида, анкерлаш зонаси узунлигида сим тўр 3 кўринишида қўшимча арматура ўрнатилади.

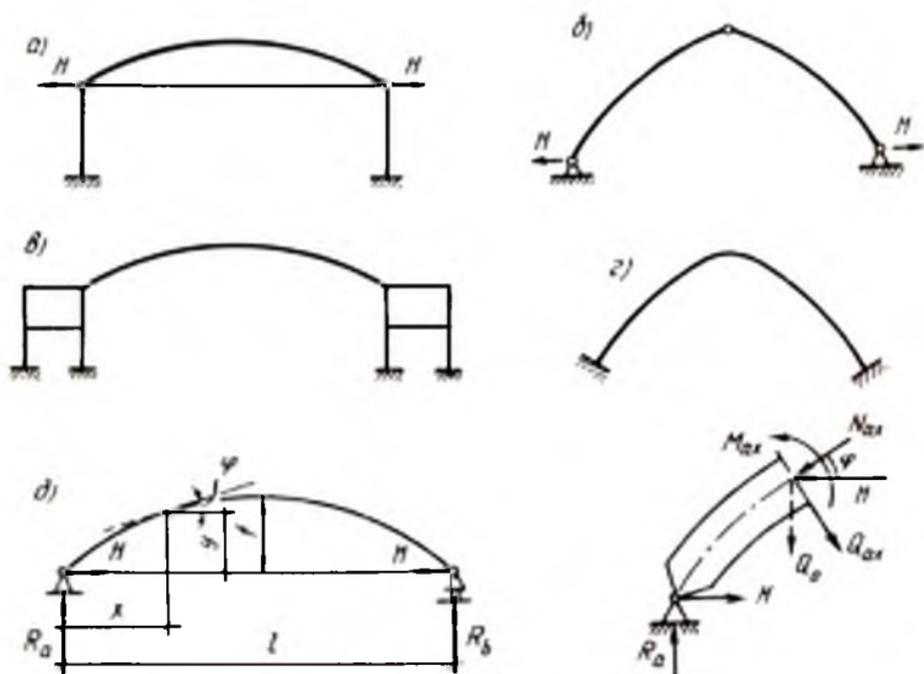
Ҳовонсиз фермаларда (11.6- расм) пастки тасмага ўрнатилган арматура, баъзи ҳолларда эса ферманинг устун арматуралари ҳам олдиндан зўриктирилади.

Техник-иктисодий жиҳатдан ҳовонли ва ҳовонсиз фермалар бир-биридан кам фарқланади, кўпинча сегмент-ҳовонли фермалар материал сарфи бўйича ҳовонсиз фермаларга нисбатан 10—12% тежамли саналади.

11.4. Темирбетон сторопил аркалари

Темирбетон аркалар катта оралиқли биноларни ёпишда, жумладан, оралиғи 100 м дан ортик бўлган ангарлар, бозор гумбазлари, спорт мажмуалари, куприклар каби иншоотлар таркибида кенг қўлланилади. Бинонинг эни 30 м дан ошгандан кейин арка фермага нисбатан тежамлироқ бўлиб қолади.

Темирбетон аркалар уч шарнирли, икки шарнирли ва шарнирсиз бўлади. Уч шарнирли (статик аниқ) аркаларда

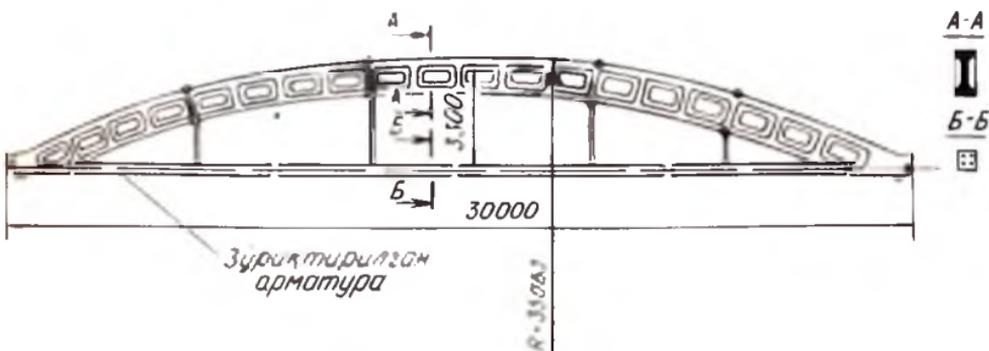


11.8- расм. Аркалар ва уларга таъсир этувчи кучлар тарҳи.

таянчларнинг горизонтал ёки вертикал йўналишда силжиши зўриқишларга деярли таъсир этмайди. Икки шарнирли тортқичли ёки тортқичсиз аркаларга вертикал чўкиш унча таъсир этмайди, аммо горизонтал силжиш зўриқишлар ўзгаришига маълум даражада таъсир этади. Шарнирсиз аркалар таянчининг ҳар қандай силжиши зўриқишлар-

нинг сезиларли даражада ортишига олиб келади. Шунинг учун улардан таянчлар кам силжийдиган жойлардагина фойдаланилади. Аркаларнинг узига хос хусусиятларидан бири шундан иборатки, уларда керки кучлари (распор) вужудга келади ва бу кучларни арка тортқичлари узига қабул қилади (11.8- расм, а). Агар меъморий ва технологик сабабларга кўра тортқич ишлатилмаса, у ҳолда керки кучини бикир контрфослар (11.8- расм, в) ёки бевосита пойдеворнинг узи (11.8- расм, б, г) қабул қилади.

Темирбетон аркалар йиғма ва қўйма бўлиши мумкин. Бир қаватли саноат биноларининг томини ёпишда икки шарнирли тортқичли йиғма аркалар кенг қўлланилади (11.9- расм). Бундай аркаларнинг баландлиги $f = (1/5...1/8)l$, арка кесими баландлиги $h = (1/30...1/50)l$ ва кенглиги $b = (0,4...0,5)h$ олинади. Арканинг кундаланг кесими тўғри тўртбурчак ёки қўштавр шаклида бўлиб, симметрик равишда арматураланади.



11.9- расм. Олдиндан зуриктирилган тортқичли йиғма темирбетон арка.

Аркани узунлиги 6 м бўлган алоҳида блоклардан йиғилади (11.9- расм). Блоклар узаро бўйлама арматурадан чиқариб қолдирилган учларни ваннали пайвандлаш йули билан уланади, чоклар майда донали — тўлдиргичли бетон билан тўлдирилади. Аркаларнинг устига узунлиги $l = 6...12$ м бўлган темирбетон плиталар ётқизилади, махсус қолдирилган пўлат тахтакачларга пайвандланади; плиталар горизонтал боғловчи ролини ўйнайди. Тортқичлар одатда олдиндан зуриктирилади. Тортқич солқиланиб қолмаслиги учун уни ҳар 5—6 м да юқорига тортиб қўйилади.

Аркалар мустаҳкамлик синфи В25...В40 бўлган бетондан тайёрланади. Арканинг ишчи арматураси А — III синфли пўлатдан, тортқичнинг олдиндан гарангланган армату-

раси А — IV ва ундан юкори синфли пулат стерженлардан, В — II синфли сим ва К — 7, К — 19 синфли сим аркондан (канат) ташкил топади.

Аркаларни ҳисоблашда энг аввал қурилиш механикаси усулларидан фойдаланиб, ташки юкларнинг нобоп жойлашган ҳоли учун, арка кесимларидаги ички кучлар M_{ax} , N_{ax} ва Q_{ax} топиб олинади. Аркага таъсир этувчи юкларга ўзининг хусусий оғирлиги, том оғирлиги, қор ва осма транспорт юклари киради. Баланд аркалар яна шамол кучи таъсирига ҳам ҳисобланади.

Икки шарнирли тортқичли арка бир номаълумли статик ноаниқ система ҳисобланади. Уни ҳисоблашда арка ва тортқич кесимлари олдиндан қабул қилиниб, куч усули тенгламаларидан номаълум керки кучи аниқланади (11.8-расм, д). Агар аркага текис ёйик куч қўйилган бўлса, керки кучи (распор) қўйидаги формуладан топилади:

$$H = Kql^2 / 8f, \quad (11.1)$$

бу ерда K — тортқичнинг эластиклигини эътиборга олувчи коэффицент булиб, қиймати дастлаб 0,9 олинади. H топилгач, бир неча кесим учун M_{ax} , N_{ax} ва Q_{ax} аниқланади:

$$M_{ax} = M_x - H_y; \quad (11.2)$$

$$N = H \cos \varphi + Q_x \sin \varphi; \quad (11.3)$$

$$Q_{ax} = Q_x \cos \varphi - H \sin \varphi, \quad (11.4)$$

бу ерда M_{ax} , N_{ax} , Q_{ax} — чап таянчдан X масофада ётган арка кесимида ҳосил бўладиган ички кучлар; M_x ва Q_x — оддий балканинг ўша кесимида ҳосил бўладиган эгувчи момент ва қирқувчи кучлар; φ — арканинг ўша кесимига ўтказилган уринма билан горизонтал чизик орасидаги бурчак.

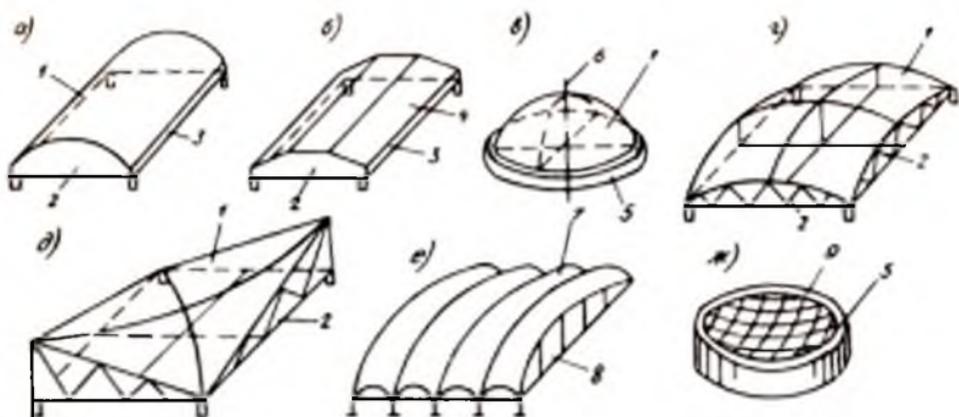
Арканинг бўйлама арматураси номарказий сикилиш формулаларига кўра танланади; бунда ҳисобий узунлик икки шарнирли арка учун — $0,54L$, уч шарнирли арка учун — $0,59L$ олинади. Бу ерда L — арка ўқининг узунлиги. Тортқич эса марказий чўзилишга ҳисобланади. Арка симметрик арматураланади, чунки моментлар эпюрасининг ишораси ўзгарувчандир. Арматура мустаҳкамлик шarti бўйича танланади, сўнгра тортқичнинг ёрилишбардошлиги текширилади.

11.5. Юпқа деворли фазовий ёпмалар

Юпқа деворли фазовий ёпмалар (плита, тўсин, ферма ва бошка конструкциялар тўпламидан иборат) ясси системалардан фарқли равишда икки йўналишда ишлайди. Статик ишлаш шароити яхши бўлганлиги туфайли бундай конструкцияларга материал кам сарфланади, буларда хусусий оғирликнинг фойдали юкка бўлган нисбати минималдир. Юпқа деворли фазовий конструкциялар исталган геометрик шаклда тайёрланиш имконияти борлигидан темирбетоннинг энг яхши ҳоссаларидан самаралироқ фойдаланиш мумкин. Масалан, қобикнинг шаклини шундай танланадики, натижа у фақат сикилишга ишлайдиган бўлади. Ана шу томонлари туфайли юпқа деворли фазовий конструкциялар бинокорликда кенг тарқалган.

Юпқа деворли фазовий ёпмаларнинг афзалликлари:

- оралик таянчларсиз катта ораликларни ёпиш имконияти мавжудлиги;
- ясси конструкцияларга нисбатан материални 25...40 % кам сарфланиши;
- бир йўла юк кўтариш ва тўсиш вазифаларини бажариши;
- конструкция вазнининг енгиллиги;
- меъморий кўркемлик ва ҳ.к.



11.10- расм. Юпқа деворли фазовий темирбетон ёпмаларнинг турлари: а — цилиндрик қобик; б — тахлама ёпма; в — гумбаз; г — мусбат Гаусс эгрилигидаги қобик; д — манфий Гаусс эгрилигидаги қобик; е — тулқинсимон қубба; ж — вантли осма ёпма; 1 — қобикнинг «узи»; 2 — диафрагма; 3 — борт элементи; 4 — тахламанинг ясси плитаси; 5 — таянч ҳалқаси; б — айланиш ўқи; 7 — қубба тулқини; 8 — тортқич; 9 — пулат вантлар.

Бундай конструкцияларнинг нуқсонлари;

— тиклаш жараёнида кўп меҳнат талаб этиши;

— осма транспортни ускуналашда мосламаларнинг мураккаблиги;

— айниқса икки томонлама қияликка эга бўлган ёпмаларда том ишларининг мураккаблиги;

— эгри чизикли элементларни тайёрлаш технологияси тўғри чизикли элементларга нисбатан ноқулай эканлиги ва ҳ.к.

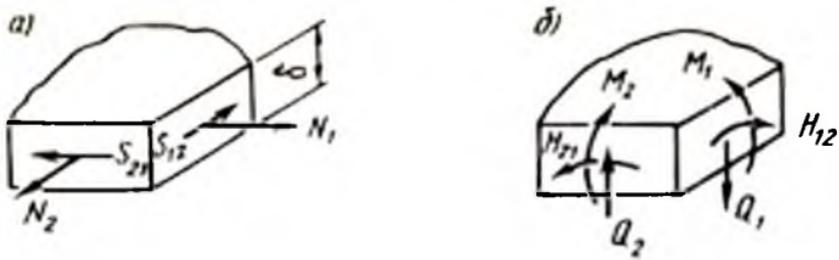
Шунга қарамасдан юпка деворли конструкцияларнинг қўлланилиши йил сайин ортиб бормоқда. Орасига устун қўймасдан бундай конструкциялар билан бир ва ундан ортик гектарга эга бўлган майдонларни ёпиш мумкин. Юпка деворли ёпмалар устунлар қадами 36×36 , 40×40 м ва ҳ.к. бўлган кўп ораликли биноларда ҳам ишлатилади. Тархдаги ўлчамлари 18×24 ва 18×30 м бўлган йигма қобиклар тайёрлаш кенг йўлга қўйилган.

Қуйидагилар юпка деворли темирбетон ёпмаларнинг асосий турлари ҳисобланади: цилиндрик қобиклар (11.10- расм, а); тахланма ёпмалар (11.10- расм, б); айланма қобик-куббалар (11.10- расм, в); тархи тўғри тўртбурчак бўлган иккиёқлама мусбат Гаусс эгрилигидаги қобиклар (11.10- расм, г); шунинг ўзи, манфий ишорали қобиклар (11.10- расм, д); тўлқинсимон куббалар (11.10- расм, е) ва арконли (вантли) осма қобиклар (11.10- расм, ж).

Ёпмаларнинг фазовий конструкциялари тури меъморий талаблар ва бунёд этиш шароитлари эътиборга олинган ҳолда, техника-иктисодий ҳисоблар асосида танланади. Юк кўтарувчи юпка деворли фазовий конструкциялар учун синфи В15 дан кам бўлмаган оғир бетонлар ёки В 12,5 дан кам бўлмаган енгил бетонлар қўллаш тавсия этилади.

Темирбетон қобиклар, одатда, кучма сиртлар ёки айланма сиртлар орқали ҳосил қилинади. Қобикларнинг чеккалари арка, ферма ва қирғоқ брусларига (11.10- расм) таянади. Арка ва фермалар кўп тўлқинли ёпмаларда қўлланади, бунда қобик тўртта бурчакдаги нуқталарга таянади. Бино периметри бўйлаб таянган алоҳида қобиклар деворларга ёки яқин жойлашган устунларга ўрнатилади.

Агар қобикнинг калинлиги кичик эгрилик радиусининг $1/20$ қисмидан ошмаса, у юпка деворли деб аталади. Қобикнинг калинлиги ҳисоб йўли билан устиворликка



11.11- расм. Қобик кесимларида вужудга келадиган зуриқишлар.

текширилади. Умумий ҳолда қобикнинг нормал кесимида вужудга келадиган ички кучларни икки гуруҳга ажратиш мумкин: 1) бўйлама N_1, N_2 ва силжитувчи $S_{12} = S_{21}$ кучлар (11.11- расм, а); 2) эғувчи моментлар M_1 ва M_2 , кўндаланг кучлар Q_1 ва Q_2 ҳамда буровчи моментлар $H_{12} = H_{21}$ (11.11- расм, б). Ички кучларнинг биринчи гуруҳи қобикнинг моментсиз ҳолатини ифодалайди, иккинчи гуруҳ кучлари қобик эгилишининг натижасидир. Маълум шартлар бажарилса, иккинчи гуруҳ кучларининг пайдо бўлишини олдини олиш мумкин ёки уларнинг қийматини ўта кичрайтурса бўлади. У ҳолда қобикдаги зуриқишлар қуйидагича ифодаланади:

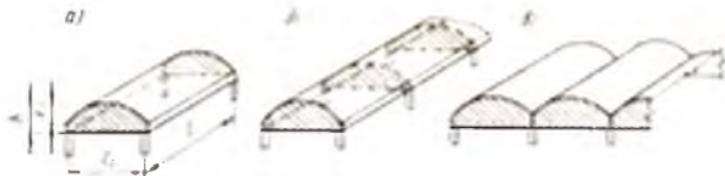
$$N_1 = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}; \quad N_2 = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}; \quad (11.5)$$

$$S_{12} = \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}. \quad (11.6)$$

бу ерда $F(x, y)$ — кучланишлар функцияси.

Қобикда момент ҳосил бўлмаслиги шартлари қуйидагилардан иборат: қобик қирралари горизонтал ва бурчакли кўчиш имкониятига эга бўлиши ҳамда бутун сирт бўйлаб Гаусс эгрилиги мусбат ишорали бўлиши зарур, тешиқлар бўлмаслиги, калинлик кескин ўзгармаслиги, йиғиқ кучларнинг мавжуд бўлмаслиги, ёйиқ юкнинг ўзгармаслиги талаб этилади.

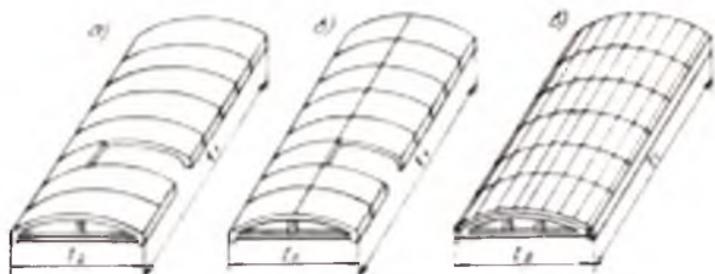
11.5.1. Цилиндрик қобиклар. Цилиндрик қобиклар кубба ва четлари, қобик таянчи вазифасини ўтовчи, борт элементлари ва дифрагмалардан ташкил топади (11.10- расм, а). Диафрагмалар орасидаги масофа қобик узунлиги, борт элементлари орасидаги масофа эса *тўлқин* узунлиги деб аталади. Қобик узунлигининг тўлқин узунлигига нисбати l_1/l_2 га қараб (11.12- расм), узун цилиндрик қобиклар $l_1/l_2 \geq 1$ ва калта цилиндрик



11.12- расм. Цилиндрик кобиқлар:
 а — бир ораликли; б — куп ораликли; в — куп тўлкили.

кобиқлар $l_1/l_2 < 1$ булади. Борт элементларини қушиб ҳисоблагандаги кобиқ баландлиги h ҳарфи билан, бортсиз баландлиги f ҳарфи билан белгиланади. Уларнинг қийматлари тахминан қуйидагича олинади (элемент олдиндан зуриктирилмаган бўлса): $h \geq (1/10 \dots 1/15)l_1$ ва $f \geq (1/6 \dots 1/8)l_2$. Борт элементлари баландлиги $(1/20 \dots 1/30)l_1$ чегарада олинади. Амалда узун кобиқлар улчамлари $l_1 = 24; 30; 36$ м ва $l_2 = 12$ м, калта кобиқлар эса $l_1 = 12$ м ва $l_2 = 24; 30$ м олинади. Қобиқнинг кундаланг кесими шакли айлана ёйдан иборат бўлади.

Цилиндрик кобиқлар қуйма ва йиғма булиши мумкин. Йиғма кобиқлар алоҳида тайёрланадиган борт тусинлари ва қубба ҳосил қилувчи қобирғали плиталардан ташкил топади (11.13- расм).



11.13- расм. Йиғма цилиндрик кобиқлар:

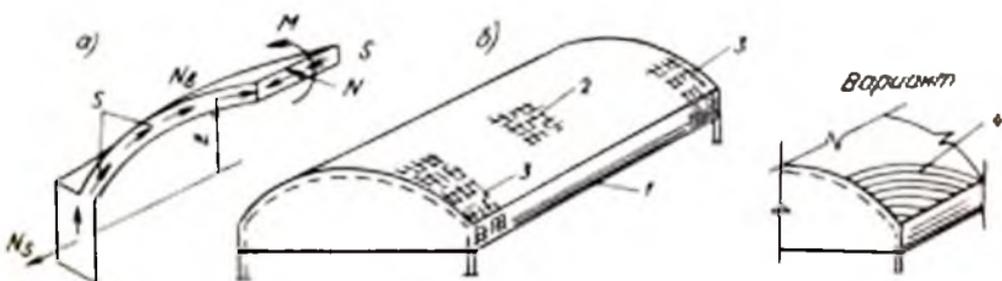
а — борт элементларига эга булган эгри коворғали панеллардан тузилган; б — борт элементи битта булган эгри коворғали панелдан гузилган; в — ясси коворғали ёки текис плита, борт тусини ва диафрагмадан тузилган.

Узун цилиндрик кобиқлар юк таъсирида юпқа деворли тусин сингари эгилади. Бунда очик юпқа деворли профиль кундаланг йуналишда деформацияланади. Борт элементларини урнатиш орқали кундаланг кесимнинг биқирлиги оширилади, кобиқ элементларининг турини танлаш кобиқ қирраларининг таяниш шартига, кундаланг қобирғаларнинг бор-йўқлигига ва бошқаларга боғлиқ. Қобиқ дифрагмаси сифатида баландлиги узгарувчан булган қуштавр кесимли тусин, тортқичли арка, сегментли

ферма, ригели эгричизикли булган рамалар кулланилиши мумкин.

Темирбетон кобиклар юкланишнинг дастлабки боскичида эластик ҳолатда булади, бетоннинг чузилиш зонасида ёриқлар пайдо булгач, уларда пластик деформациялар ривожлана боради ва юк яна оширилса, бузилиш содир булади. Шунга мувофик кобикларнинг статик ҳисоби эластик боскич бўйича, шунингдек чегаравий мувозанат боскичи (яъни бузилиш боскичи) бўйича амалга оширилади.

Кобикнинг барча элементлари уларни тайёрлаш, урнатиш ва фойдаланиш жараёнида вужудга келадиган зуриқишлар таъсирига ҳисобланиши зарур. Кобикларнинг



11.14- расм. Таъсир этувчи кучлар схемаси (а) ва узун цилиндрик кобикларни арматуралаш (б):

1 — асосий ишчи арматура; 2 — кобикнинг асосий тури; 3 — қушимча таянч турлари; 4 — оғма арматура.

эластик ҳолатдаги аниқ ҳисоби математик нуқтаи назардан анча мураккабдир. Амалий ҳисоблар учун бироз соддалаштирилган усуллар яратилган. Узун цилиндрик кобиклар қуйидаги зуриқишлар таъсирига ҳисобланади (11.14- расм, а): ташкил этувчи йуналишдаги бўйлама кучлар $N_s = N_b$, кундаланг эгувчи момент M ва бўйлама куч N ҳамда силжитувчи куч S . Бўйлама чузувчи зуриқиш N_s тўлалигича борт элементларига жойланган ишчи арматурага узатилади (11.14- расм, б), сикувчи зуриқиш N_b ни бетон ва қисман сиқилиш зонасидаги арматура қабул қилади. Асосий чузулувчи бўйлама арматурани ўта мустаҳкам пўлатдан ишлаб, олдиндан зуриқтириш тавсия этилади.

Бикир контурли узун цилиндрик кобиклар мустаҳкамлигини ҳисоблашда, уларни бўйлама ва кундаланг йуналишларда алоҳида равишда ҳисобласа булади. Бўйлама йуналишда кобик кундаланг кесими эгри чизикли булган тўсин сифатида чегаравий мувозанат усулида

ҳисобланади. Кундаланг йуналишда эса қобикдан қирқиб олинган элементар тасманинг мувозанат шартларига мувофиқ равишда силжитувчи куч ва эғувчи момент таъсирига ҳисобланади.

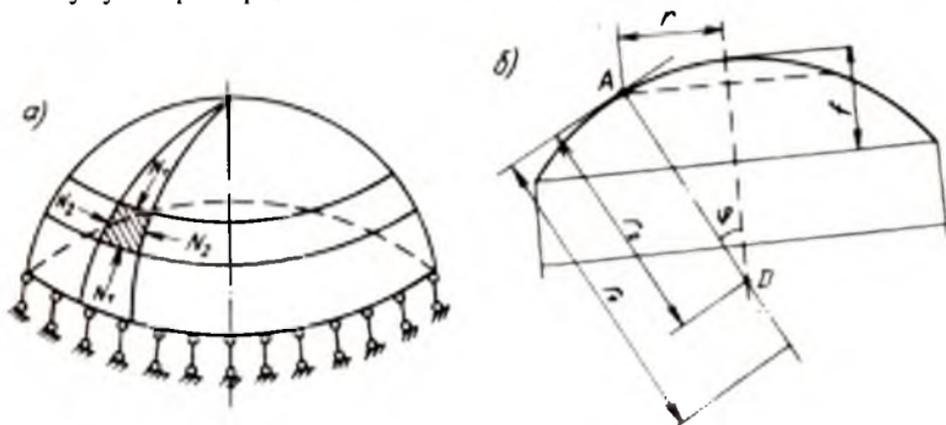
Йигма цилиндрик қобикнинг элементлари (плита қобирғаси, борт тусинлари) ясси қаркас ва (плиталар) сим түр билан арматураланади. Йигма элементлар пулат тахтакачларни пайвандлаш ва чокларни бетонлаш йули билан бирлаштирилади. Қобик диафрагмалари асосан куббадан бериладиган силжитувчи кучларни қабул қилади. Бунда диафрагма кесимлари номарказий чўзилиш ҳолатида бўлади.

11.5.2. Гумбазлар. Гумбазлар тарҳдаги шакли доира ёки купбурчак, оралиғи 200 м гача бўлган бинолар томини ёпишда қўлланилади. Гумбазларнинг шакли меъморий, технологик ва бошқа талабларга мувофиқ равишда танланади. Гумбаз сирти кўпинча айлана ёйини вертикал ўқ атрофида айлантириш йули билан ҳосил қилинади. Шу йул билан ҳосил қилинган гумбаз *сферик гумбаз* деб аталади. Агар вертикал ўқ атрофида эллипс ёйи айлантирилса — эллиптик гумбаз, тўғри чизик айлантирилса — конуссимон гумбаз ҳосил бўлади ва ҳ.к.

Юпка деворли гумбазларнинг баландлиги f кенг доирада $1/2 D$ дан $1/10 D$ гача ўзгариши мумкин. Баландлиги $f = (1/3...1/5) D$ бўлган гумбазлар энг тежамли саналади. Гумбазнинг керки кучи (распор)ни қабул қилувчи таянч халқаси текис заминда, деворда ёки алоҳида устунларда ётиши мумкин. Таянч халқаси қуйма ёки йигма бўлади. Халқанинг ёриқбардошлиги ва биқирлигини ошириш учун уни олдиндан зўриқтирилади. Олдиндан кучланиш ҳосил қилиш учун халқага периметр бўйлаб ўтамуштаҳкам В — II синфли сим ўралади ва устидан бетонланади. Халқани сим аркон ва стерженлар орқали зўриқтирса ҳам бўлади. Бунинг учун симаркон ёки стерженлар халқадаги ўйиқларга тушириб тарангланади, махсус қолдирилган буртмаларга маҳкамланади, кейин устига торқретлаш йули билан бетон қопланади.

Гумбазга ихтиёрий қонун билан ўзгарувчи юк таъсир этганда, унда меридиан ва халқа бўйлаб зўриқишлар, эғувчи моментлар, силжитувчи, кундаланг ва бошқа ички кучлар ҳосил бўлади. Бундай кучлар юпка деворли қобиклар назариясининг тенгламаларидан аниқланади. Агар гумбаз симметрик юк билан юкланиб, силлиқ сиртга эга бўлса, қобик девори юпка ва таянчлар чизикли ҳамда

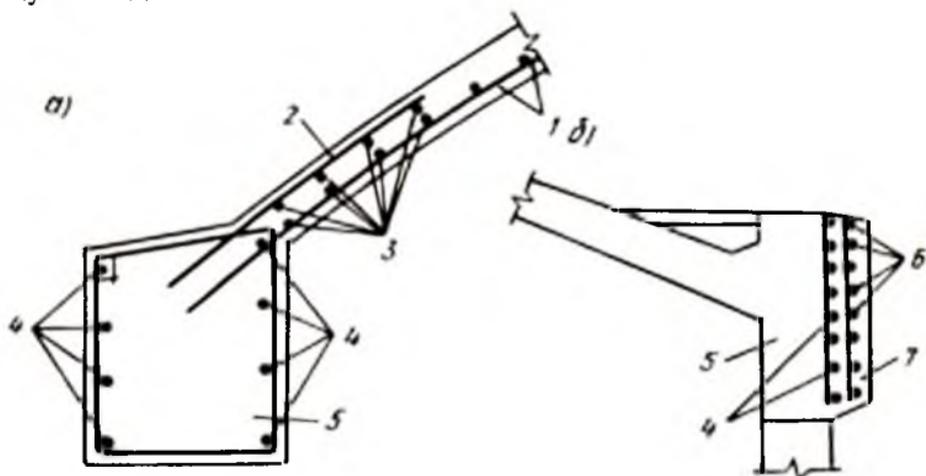
бурчакли кўчишларга йўл қўйса, у ҳолда ички эғувчи ва буровчи моментлар, кўндаланг кучлар ҳосил бўлмайди, гумбазлар ҳисоби моментсиз назария асосида бажарилади. Реал конструкцияларда гумбазлар контур бўйлаб таянч халқаларига маҳкамланади, буларда таянч моментлари ҳосил бўлади. Бу моментлар қурилиш механикаси усуллари ёрдамида аниқланади.



11.15- расм. Гумбазни моментсиз назария буйича ҳисоблашга доир.

Гумбаз моментсиз ҳолатда ишласа, унинг элементига фақат бўйлама — меридионал куч N_1 ва халқавий куч N_2 таъсир этади (11.15- расм, а). Бу кучларни гумбаз элементининг мувозанат шартидан топиш мумкин. Қуйидаги белгилашларни қабул қиламиз (11.15- расм, б); r_1 — меридианнинг эгрилик радиуси; r_2 — нормал бўйича қаралаётган A нуктасидан айланиш ўқиғача бўлган масофа; r — паралель айлана радиуси; φ — айланиш ўқи билан r_1 радиус орасидаги бурчак. Шарсимон (сферик) гумбазда $r_1 = r_2$. Агар бундай гумбазга вертикал йўналишда текис ёйик юк қўйилган бўлса, у ҳолда меридионал куч N_1 барча кесимларда сиқувчи бўлиб, миқдор жиҳатидан ўзгармас бўлади. Гумбазнинг юқори нуктасида $\varphi = 0$ бўлганда халқавий куч N_2 энг катта қийматга эришади. Бу ерда юк симметрик бўлгани учун $N_1 = N_2$ $\varphi = 45^\circ$ бўлса, халқавий куч $N_2 = 0$, агар $\varphi > 45^\circ$ бўлса, ишораси мусбатга айланади, яъни чузувчи куч бўлиб қолади. $N_2 = 0$ бўлган кесим ўтиш чоки деб аталади. Агар гумбаз баландлиги f ни чегаралаб қўйилса, яъни таянч кесими бурчаги $\varphi_0 < \varphi$ бўлса, у ҳолда гумбазнинг барча кесимларида фақат сиқувчи зуриқишлар вужудга келади. Чузилиш зуриқишининг энг катта қиймати таянч халқасининг ўтиш чокида ҳосил бўлади.

Темирбетон гумбазларнинг моментсиз ишлаш шартлари, кўпинча, қалин таянч халқаси ўрнатиш зарурати ва баъзан гумбаз юқорисида фонар учун халқа ишланиши туфайли бузилади. Бундай ҳолларда гумбазда вужудга келадиган тулик зўриқиш моментли ва моментсиз ҳолатлар учун топилган зўриқишлар йиғиндисига тенг бўлади. Натижада N_1 ва N_2 кучларига, гумбазни арматуралашга алоқаси бўлмаган, эғувчи момент M ва бошқа кучлар кўшилади.

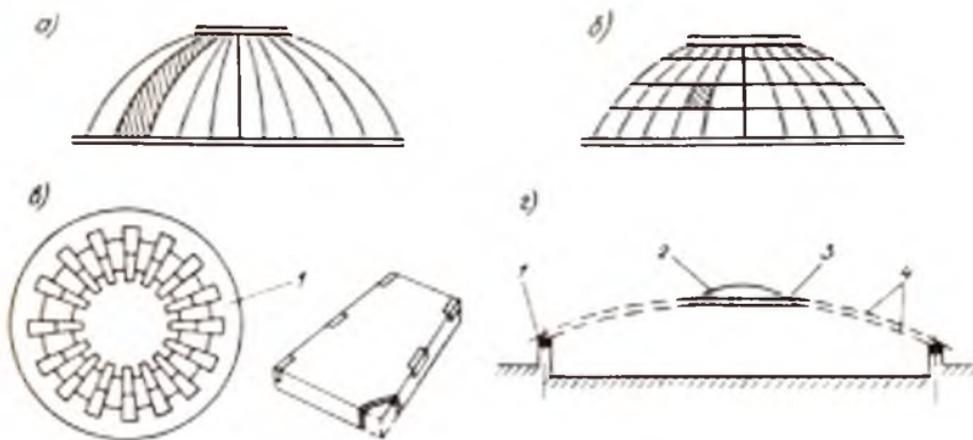


11.16- расм. Қуйма гумбазни арматуралаш:

1 — асосий симтур; 2 — қушимча симтур; 3 — ҳисобий халқа арматураси; 4 — таянч халқасининг ишчи арматураси; 5 — таянч халқаси; 6 — зўриктириладиган арматура; 7 — торкрет сувок.

Моментли гумбаз деворининг қалинлиги тахминан $r/600$ олинади, лекин 5 см дан кам бўлмаслиги керак. Гумбазнинг меридиан йўналишдаги арматураси кесимни номарказий сиқилишга (меридианал бўйлама куч ва меридианал моментнинг биргаликда таъсирига) ҳисоблаш йўли билан белгиланади. Халқа бўйлаб қўйиладиган арматура ҳалқавий зўриқишнинг қийматига қараб танланади. Гумбаз девори сим тур билан арматураланади; бунда бир йўналишдаги симлар меридионал, иккинчи йўналишдаги симлар эса ҳалқавий зўриқишларни қабул қилади. Гумбаз билан таянч халқасининг туташув ерига таянч моментларини қабул қилиш учун қушимча арматура қўйилади (11.16- расм, а). Таянч халқаси чузилишга ҳисобланади, барча зўриқишларни таянч халқасининг ҳалқавий арматураси қабул қилади.

Йиғма гумбазлар эгри чизикли меридионал қобирғали



11.17- расм. Йиғма гумбазлар:

1 — қуйма таянч ҳалқаси; 2 — фонарь; 3 — қуйма тасма; 4 — йиғма плиталар.

элементлардан (11.17- расм, а) ёки қобирғали трапециясимон плиталардан (11.17- расм, б, в) ташкил топади. Йиғма гумбаз элементлари монтажини осонлаштириш учун ховозасиз усулдан фойдаланилади. Бу усулга қура трапециясимон плиталарнинг ҳар бир қаторини ўрнатганда навбатдаги қатор плиталари учун консоллар қолдирилади (11.17- расм, в). Ана шу мақсадда трапециясимон поғонали плиталар қўлланилади. Буларни монтаж қилиш тартиби 11.17- расм, г да тасвирланган.

12- б о б

МУҲАНДИСЛИК ИНШОТЛАРИ

Темирбетондан тикланадиган муҳандислик иншоотлари турли-тумандир. Қўприклар, йўл ўтказгичлар, тоннеллар, резервуарлар, сув совутгичлар, сув босими миноралари, тиргак деворлар, бункерлар, силослар, ер ости каналлари, мўрилар, сув ва канализация тизимлари ва бошқалар шулар жумласидандир.

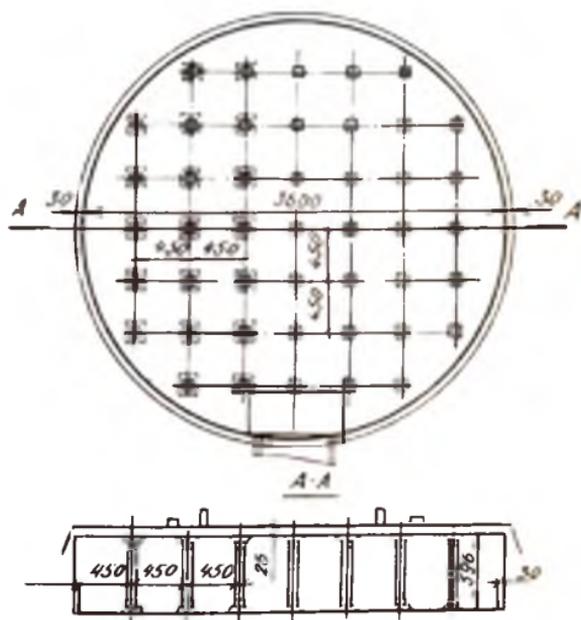
12.1. Резервуарлар

Темирбетон резервуарлар турли суюқликлар (нефт ва нефт маҳсулотлари, спирт ва бошқалар)ни сақлаш вазифасини ўтайди. Резервуарнинг ички сирти суюқликнинг кимёвий таркибига қараб бўёқ, лок ёки плиткалар билан қопланади.

Темирбетон резервуарларни лойиҳалаш ва қуришда унинг деворлари ва тубининг ёрикбардошлиги ҳамда сув ўтказмаслигига алоҳида эътибор бериш талаб этилади. Ёрикбардошликни оширишнинг энг яхши усули резервуар деворида олдиндан кучланиш уйғотишдир. Сув ўтказмаслигини таъминлаш учун зич бетон қўллаш ва ички сиртларга махсус қопламалар қўллаш тавсия этилади.

Пландаги шаклига кура резервуарлар доира ва тугри тўртбурчак шаклига эга бўлади. Жойланиш сатҳига кура ер ости ва ер усти резервуарлари, қурилиш усулига кура монолит, йиғма ва йиғма — монолит резервуарлар бўлади. Арматураси оддий ёки олдиндан зуриктирилган бўлиши

План



12.1- расм. Тусинсиз ясси ёпмали доиравий резервуар.

мумкин. Резервуарларнинг очик ва ёпик хиллари мавжуд.

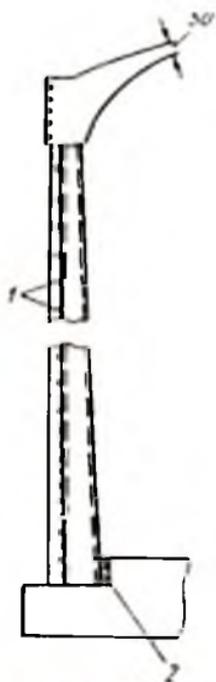
Резервуарларнинг шакли ва улчамлари турли хил вариантларни техник-иқтисодий таҳлил қилиш асосида белгиланади. Тажрибаларнинг кўрсатишича, сув туплайдиган резервуарларнинг сифими 2—3 минг м³ гача бўлса — доира шаклли, 5—6 минг м³ дан ортиқ бўлса — тугри тўртбурчак шаклида олиш мақсадга мувофиқдир.

Резервуарнинг деворлари ва туби мустаҳкамлик синфи В15 — В30, сув ўтказмаслик маркази W4 — W10, совукбардошлик маркази F100 — F150 бўлган оғир бетондан ишланади. Олдиндан зуриктирилмайдиган конструкция-

лар учун А — I, А — II, А — III ва Вр — I; олдиндан зуриктириладиган конструкциялар учун А — IV, А — V, А — VI ва Вр — II синфли арматуралар қўлланади.

Кичик ҳажмли резервуарларда арматуралар олдиндан зуриктирилмайди. Сигими 500 м^3 ва ундан ортиқ бўлганда, деворларнинг ёрилишбардошлигини ошириш учун, арматура олдиндан зуриктирилади. Олдиндан тарангладиган горизонтал арматура резервуар деворининг ташқи сиртига уралади. Деворнинг ўзи икки қават сим тўр билан жиҳозланади.

Доира шаклли темирбетон резервуарлар ўзаро монолит боғланган уч хил конструктив элементдан — туб, цилиндрик девор ва ёпмалардан ташкил топади (12.1-расм). Доиравий резервуарларнинг ёпмалари юпка деворли қобик, қобирғали ёки тусинсиз ясси том қурилишида ишланади.



12.2-расм Цилиндрик резервуарнинг олдиндан зуриктирилган деворини туб билан бириктириш:

1 — тарангланган халка арматура;
2 — чокни туллириш.

Диаметри катта бўлмаган резервуарлар деворларининг қалинлиги баландлик бўйлаб узгармас бўлади. Катта резервуарларнинг девори трапеция шаклида ишланади. Бунда фойдаланиш қулай бўлсин учун деворнинг ички сирти тик олинади. Агар сув музлайдиган бўлса, резервуарни емирилишдан асраш учун деворнинг ички сиртини қия ҳолатда лойиҳалаш мақсадга мувофиқ саналади.

Резервуарнинг туби ёпма тўрига қараб белгиланади. Агар резервуар ёпмаси қубба шаклида бўлса, унинг туби ясси темирбетон плита шаклида ишланади. Бунда оралиқ таянчлари мавжуд бўлмаганлиги сабабли эғувчи момент фақат туб периметри бўйлаб, плитанинг девор билан туташган ерида ҳосил бўлади. Тубнинг бундай конструкцияси тежамкор ҳисобланади. Агар ёпма тусинсиз ясси плита қурилишида бўлиб, оралиқ устунларга эга бўлса, резервуар туби тунтарилган тусинсиз плита каби ишланади (12.1-расм).

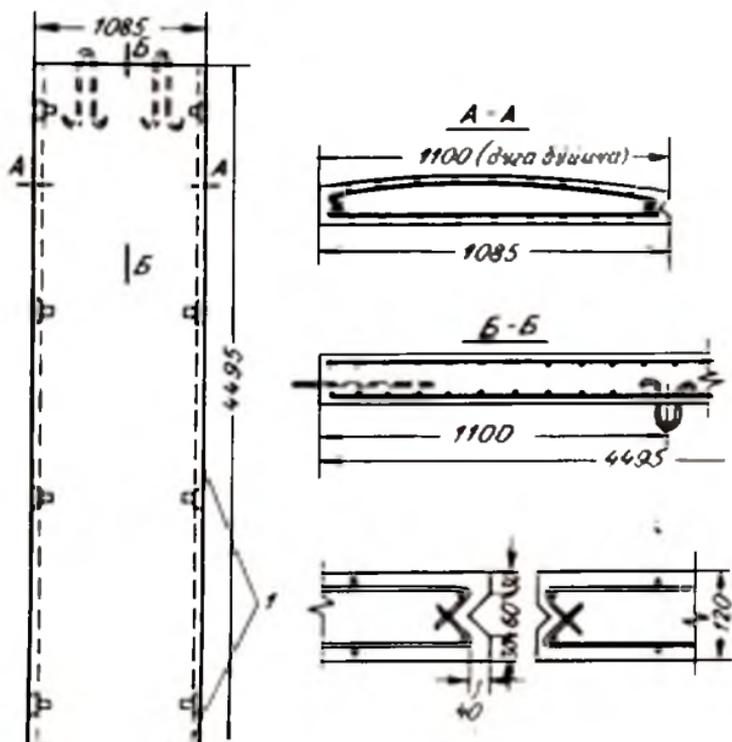
Доиравий резервуарнинг девори горизонтал ва вертикал йўналишларда

арматураланади. Горизонтал стерженлар ёпик халқа ташкил этиб, чузувчи зуриқишларни ўзига қабул қилади. Бу зуриқишлар пастга томон аста камайиб боради. Бирок халқа арматуранинг кесим юзаси деворнинг энг пастки қисмигача ўзгаришсиз қолаверади.

Вертикал арматура вертикал йўналишдаги моментларни қабул қилиш учун қўйилади. Бундан ташқари вертикал стерженлар халқа арматуралар учун монтаж арматураси вазифасини утайди. Вертикал стерженлар 10—20 см оралатиб қўйилади. Вертикал йўналишдаги эғувчи моментларни юқорига қараб сунишини эътиборга олиб, вертикал стерженларнинг тахминан ярми деворнинг энг тепасигача етказилмай, баландликнинг ярмидан пастроғида узиб қўйилади.

Катта резервуарларнинг девори бутун баландлик бўйлаб симметрик равишда икки қатор арматураланади. Деворнинг туб ва ёпма билан туташган ерларида бўртмалар (вутлар) ишланиб, қушимча арматура қўйилади.

Деворларни ёриқбардошлигини оширишнинг энг яхши

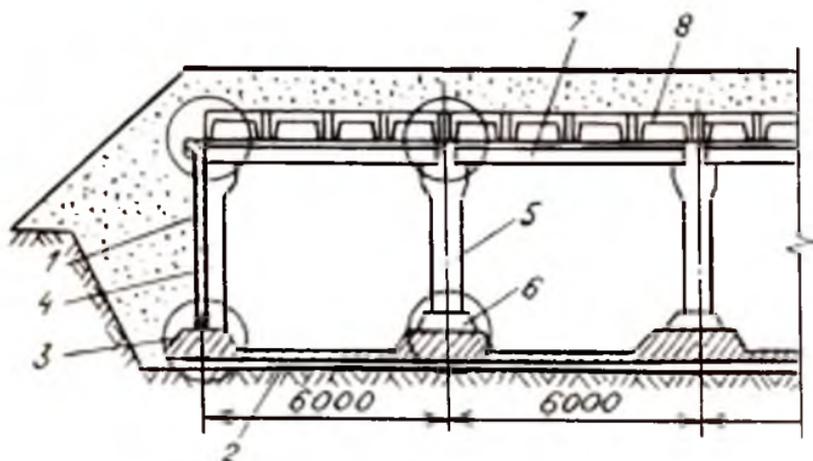


12.3- расм. Йиғма резервуар деворнинг панели.

йўли халқа арматурада олдиндан кучланиш уйғотишдир. Бироқ девор тубга бикир туташган бўлса, олдиндан уйғотилган зуриқиш деворда радиал эғувчи момент ва кўндаланг кучлар пайдо қилади. Шунинг учун радиал эғувчи моментларни камайтириш мақсадида девор билан туб орасида чок қолдирилади (12.2- расм), бу чок деворнинг радиал йўналишда силжишига йўл беради. Сув утмайдиган қилиш учун чоклар резина, пластик мастика каби материал билан тулдирилади. Олдиндан зуриқтирилдиган резервуарларнинг деворини алоҳида темирбетон панеллардан ишласа бўлади (12.3- расм). Монтаж жараёнида панеллар монолит тубнинг уйик жойларига урнатилади. Металл кўйилма (закладной) деталлар пайванд қилинади, вертикал чоклар кенгаювчи цемент коришмаси билан босим остида тулдирилади. Шундан кейин халқа ёки спирал арматура тортилади ва устидан торкретбетондан ҳимоя қатлами қопланади.

Доиравий резервуарлар билан бир қаторда сув таъминоти ва канализация тизимида тўғри бурчакли темирбетон резервуарларидан ҳам кенг фойдаланилган. Бундай резервуарларнинг баландлиги 6 м дан ошмайди, пландаги улчамлари исталганча олинishi мумкин.

Тўғри бурчакли резервуарларнинг деворлари ҳам вертикал, ҳам горизонтал йўналишларда эгилишга ишлайди. Бундан ташқари, деворлар горизонтал йўналишда чузилишга ҳам ишлайди. Шунинг учун девор қалинлиги доиравий резервуарларга караганда кенгрок олинади.

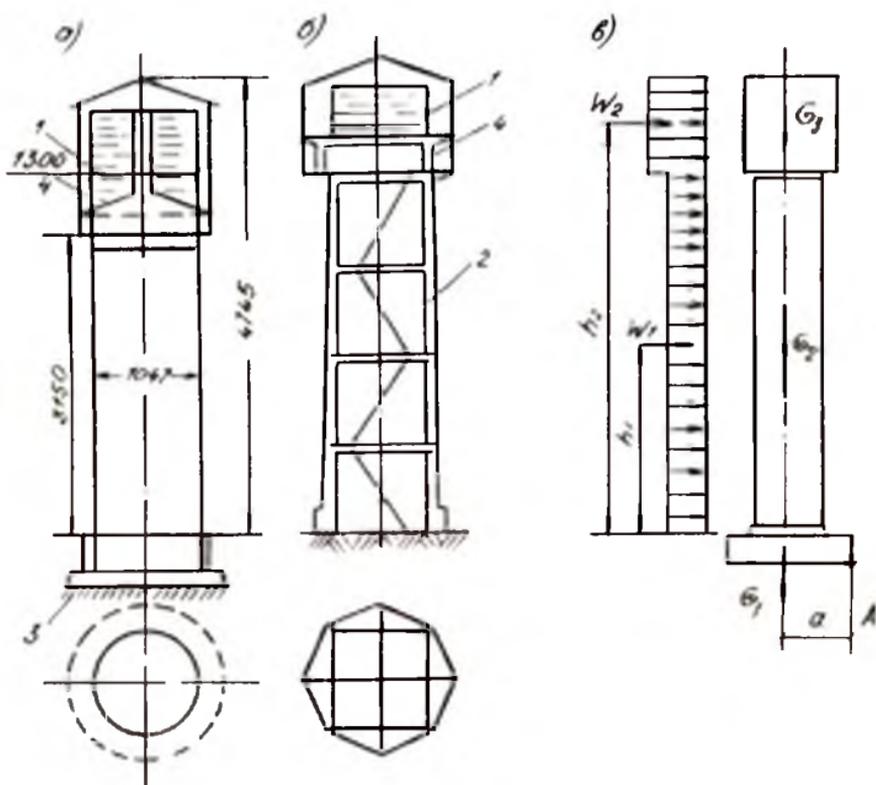


12.4- расм. Йиғма тўртбурчак шакли резервуарнинг конструкцияси: 1 — девор панеллари; 2 — монолит туб; 3 — четки устун пойдевори; 4 — четки устун; 5 — оралик устуни; 6 — пойдевор блоки; 7 — ёпма тусини; 8 — панеллар.

Вазифасига қараб тўғри бурчакли резервуарлар очик ёки ёпик бўлиши мумкин. Ёпик монолит резервуарларда ёпмалар тўсинли ёки тўсинсиз плиталардан ишланади. Йиғма резервуарларда устун тўри 6×6 м бўлган тўсинли панель ёпмалар қўлланилади (12.4- расм).

Таъсир этаётган зўриқишларга мувофиқ равишда тўғри бурчакли резервуарларнинг деворлари номарказий чўзилишга ҳисобланади. Деворлар мустаҳкамликдан ташқари ёрикбардошликка ҳам текширилади.

Резервуар деворлари ёрикбардошлик бўйича I — тоифа конструкцияларига киради, шу боисдан ёриқлар ҳосил бўлишини аниқлашда ҳисобий юк сифатида N_k қабул қилинади. Ёпма, устун ва туб конструкциялари хусусий оғирлик, томга тушалган тупроқ оғирлиги ва муваққат юклар таъсирига ҳисобланади.



12.5- расм. Сув босими миноралари (а, б) ва ағдарилишга ҳисоблаш тархи (в):

а — темирбетон цилиндрик таянч; б — рама таянч.

12.2. Сув босими миноралари

Сув таъминоти тизимида керакли босим ҳосил қилиш учун баъзан резервуарлар турли минораларга ўрнатилади. Сув босими минорасининг конструкцияси резервуар, таянч ва пойдевордан ташкил топади (12.5- расм, а). Миноралар монолит темирбетон цилиндр кўринишида ишланиши мумкин (12.5- расм, а). Миноранинг таянчи фазовий рама кўринишига эга бўлади (12.5- расм, б). Минора синчининг устунлари алоҳида пойдеворларга ёки тасмасимон ҳалқа пойдеворларга, буш грунтларда эса яхлит темирбетон плитага таянади.

Сув босими минораси резервуарининг сифими 15...3000 м³, таянч қисмининг баландлиги 6...50 м бўлиши мумкин. Резервуар сифими 50 м³ гача бўлса уни пўлатдан, сифими каттароқ бўлса, пўлат ёки темирбетондан ишланади. Цилиндрик девор ва ясси тубдан ташкил топган темирбетон резервуар узининг содда конструкцияси билан ажралиб туради (12.5- расм, а).

Сув босими минорасининг резервуари, таянчи ва пойдевори ҳисоб йўли билан мустаҳкамликка текширилади. Резервуар деворининг мустаҳкамлиги ва ёрикбардошлиги ундаги суюқликнинг босимига боғлиқ. Деворнинг ёрикбардошлигини ошириш учун уни олдиндан зўриктирилади.

Агар минора темирбетон цилиндр кўринишида ишланган бўлса, у узининг хусусий оғирлиги ва шамол таъсирига ҳисобланади (12.5- расм, в). Цилиндр деворининг қалинлиги конструктив нуқтаи назардан пастдан юқоригача ўзгармас бўлади. Бўйлама арматуранинг кесим юзаси номарказий сиқилиш учун берилган формулалардан аниқланади.

Синчли минораларнинг фазовий рамалари баъзан оддий ясси рамаларга ва устки таянч халқасига ажратган ҳолда ҳисобланади. Бунда оддий рамалар хусусий оғирликдан ташкил топган вертикал юк ва горизонтал шамол кучи таъсирига текширилади. Халқа кўринишидаги таянч тўсини узлуксиз балка сифатида эгилишга ва буровчи моментлар таъсирига ҳисобланади.

Миноранинг пойдевори қабул қилинган конструкцияга қараб эластик заминда ётувчи тўсин ёки плита сифатида ҳисобланади. Пойдеворларни ҳисоблашда, вертикал юклардан ташқари, устунлар заминда вужудга келадиган эгувчи моментлар таъсирини ҳам инобатга олиш зарур.

Минораларни мустаҳкамликдан ташқари резервуарнинг буш (суюкликсиз) ҳолати учун ағдарилишга қарши устуворликка ҳам ҳисобланади. Ағдарилишга қарши устуворлик коэффициенти $k = M_1/M_2$ камида 1,5 олинади. Бу ерда $M_1 = \sum G_i a_i$ ва $M_2 = \sum W_i h_i$.

Минораларга ўрнатиладиган катта ҳажмли темирбетон резервуарларнинг туби сферик қубба шаклида ишланади. Техник-иктисодий ҳисоблар бундай тублар бошқача конструкциядаги тубларга нисбатан анча тежамли эканлигини кўрсатади.

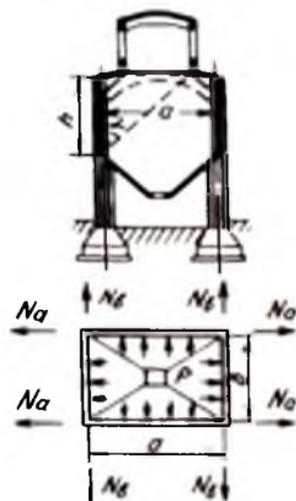
12.3. Бункерлар ва силослар

Ҳар иккалови ҳам сочилувчи материалларни сақлайдиган идишдир. Булар бир-биридан ҳажми билан фарқ қилади; силоснинг ҳажми бункерга нисбатан каттарок бўлади. Агар $h \leq 1,5a$, $h \leq 1,5d$ бўлса — бункер деб, $h > 1,5a$ бўлса — силос деб аталади (12.6- расм).

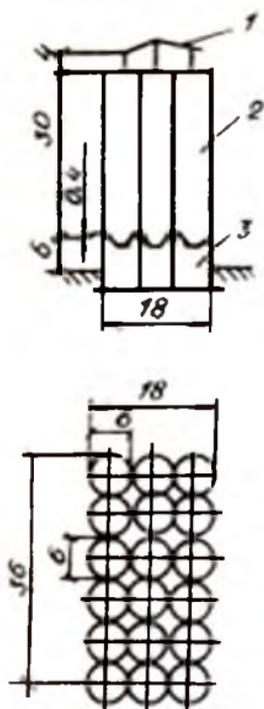
Бункерлар планда кўпинча квадрат ёки тўғри тўртбурчак шаклида бўлади. Бункерлар баъзан ёнма-ён жойлаштирилиб, кўп ячейкали бункерларни ташкил этади. Бункер деворини сийқаланишдан асраш учун уларга тунука ёки чуян плиткалар қопланади. Бункерлар одатда устунларга ўрнатилади. Бункернинг кенг тарқалган улчамлари: $a = 6-8$ м, $h = 9-12$ м. Темирбетон бункерлар ишланишига кўра монолит, йиғма ва йиғма-монолит бўлиши мумкин.

Бункер деворлари мураккаб кучланиш ҳолатида бўлади: сочилувчи материалларнинг босими P таъсирида ҳар бир девор икки йўналишда чўзилиш ва эгилишга ишлайди. Ҳисобда бункер деворларининг хусусий оғирлиги ҳам эътиборга олинади.

Силослар баландлиги билан бункерлардан ажралиб туради. Планда кўпинча доира шаклига эга бўлади. Кичик ҳажмли силослар квадрат шаклида ишланиши ҳам мумкин. Доиравий силослар планда бир қатор ёки шахмат шаклида жойлаштирилиши мумкин (12.7- расм).



12.6- расм. Бункер ҳисобга доир.



12.7- расм. Доиравий силослар тархи: 1 — силос усти галереяси; 2 — силос идишлари; 2 — силос ости қавати.

Силосларнинг диаметри унда сақланадиган материалнинг хилига қараб 6 м дан 24 м гача олиниши мумкин. Массалан, дон сақланса, 6 м; цемент сақланса 12, 15, 18 м; кумир сақланса 12, 24 м ва х к. Силоснинг типовой баландлиги $h=30$ м.

Монолит силослар деворининг бетон синфи В20 дан кам бўлмаслиги, йиғма темирбетон силосларники эса В30 дан кам бўлмаслиги керак. Силос деворлари одатда куш арматура билан жихозланади. Вертикал арматураларнинг диаметри 10 мм булиб, ҳар 30—35 см масофада урнатилади. Айлана буйлаб қўйиладиган даврий профилли арматуранинг диаметри 16 мм булиб, ҳар 10—20 см да қўйилади. Диаметри 12 м ва ундан ортиқ бўлган доиравий силосларда арматура олдиндан зўриктирилади. Бунда арматурани силос деворлари ҳамма вақт сиқилишга ишлайдиган қилиб тарангланади. Йиғма силослар алоҳида эгри чизикли элементлардан ташкил топади. Эгри элементлар узаро болтлар ёрдамида бириктирилади.

13- б о б

ЗИЛЗИЛАБАРДОШ БИНОЛАР КОНСТРУКЦИЯЛАРИ

13.1. Зилзилабардош бинолар лойиҳалашнинг умумий қоидалари

Зилзилага бардошли бинолар лойиҳасини тузаётганда уларнинг пландаги кўриниши симметрик бўлишига ҳамда масса ва бикирликларнинг бир текисда тақсимланишига эришишга интиломқ зарур. Деворлар ва рамаларни бинонинг бўйлама ва кўндаланг ўқларига нисбатан симметрик равишда жойлаштириш лозим. Шу йўл билан буралма тебранишларнинг олди олинади ёки уларнинг ривожланишига чек қўйилади.

Бионинг плани иложи борича содда булгани маъкул. Планда айлана, мунтазам кунбурчак, квадрат ёки тўғри тўртбурчак шаклидаги бинолар зилзила кучларига қаршилик кўрсатишда мураккаб шаклли бинолардан устун туради. Агар меъморчилик ёки эксплуатация талабларига кўра планда мураккаб шаклдаги бино барпо этиш лозим бўлса, у ҳолда бинони антисейсмик чоклар воситасида оддий шаклли қисмларга ажратиш керак. Оддий шаклли биноларнинг деворлари ва конструктив элементлари турли йўналишларда узаро тенг ёки бир-бирига яқин мустаҳкамлик ҳамда бикирликка эга бўлади; шу сабабли горизонтал сейсмик кучнинг исталган йўналишида бундай бинолар тенг қаршилик кўрсатади. Шу хилдаги бинолар буралма тебранишларга ҳам нисбатан яхши бардош беради. Бунга мисол Тошкентдаги санъат саройининг томоша зали планда айлана шаклида булганлиги сабабли, эпицентрга яқин жойлашган булишига қарамай, 1966 йил зилзиласига жуда яхши бардош берган [15].

Бино ёки унинг алоҳида қисмларининг узунлиги нормага кўра чекланган бўлади, чунки нормадан ортиқча узунликдаги бионинг айрим булаклари тебранишнинг турли фазаларига тушиб қолса, сейсмик таъсир кучайиб кетади. Шу сабабли узун бинолар антисейсмик чоклар ёрдамида кичик қисмларга ажратилади. Лойиҳалашда антисейсмик чоклар температура ва чуқма чоклар билан қушиб юборилади. Бионинг конструктив ечимига қараб, антисейсмик чокларни қўш девор ёки қўш устун кўринишида олинади.

Антисейсмик чокларнинг кенглиги (эни) бионинг баландлиги ва бикирлигига боғлиқ. Баландлиги 5 м гача булган биноларда чокнинг эни 3 см дан кам бўлмаслиги керак. Баланд бинода чокнинг эни ҳар 5 м да 2 см дан кенгайтириб борилади. Антисейсмик чоклар ажратилган қисмларнинг бемалол силжишига (тебранишига) имкон бермоғи лозим. Акс ҳолда қўшни қисмлар узаро урилиб, қаттиқ шикастланиши мумкин.

Умуман сейсмик кучлар миқдорини камайтириш учун бино конструкцияларининг вазнини камайтириш лозим. Бунинг учун конструкция элементларининг кундаланг кесимини кичикроқ (мустаҳкамликка путур етказмаган ҳолда) олиб, енгил қурилиш материалларидан фойдаланилади. Бионинг заминида ҳосил буладиган максимал ички кучлар (кундаланг куч, эгувчи момент) миқдорини кичрайтириш мақсадида сейсмик кучлар тенг таъсир

этувчисининг мумкин қадар пастрокдан ўтишига эришиш зарур. Бунга бинонинг юқори қисмларини енгил материаллардан ишлаш, оғир жиҳозларни пастки қаватларга кўчириш йўли билан эришса бўлади.

Кейинги йилларда йиғма темирбетон конструкциялар бинокорликда кенг қўламда қўлланилмоқда. Зилзила кўчларига қаршилиқ кўрсатишда йиғма элементларнинг туташган чоклари нозик жой ҳисобланади. Шу боисдан тугун ва чоклар пухта ишланиши лозим. Чоклар сонини камайтириш мақсадида, йиғма элементлар ўлчамларини каттароқ олиш тавсия этилади.

Йирик панелли бинолар сейсмик ва носейсмик районларда кенг қўламда қўлланилади. Бино вазнининг енгиллиги (ғишт деворли биноларга нисбатан 1,2—2 барабар енгил), девор материалининг мустаҳкамлиги, юк кўтарувчи конструкцияларнинг соддалиги ва уларни планда бир меъёردа тарқалганлиги йирик панелли ўйларнинг афзалликларидан ҳисобланади.

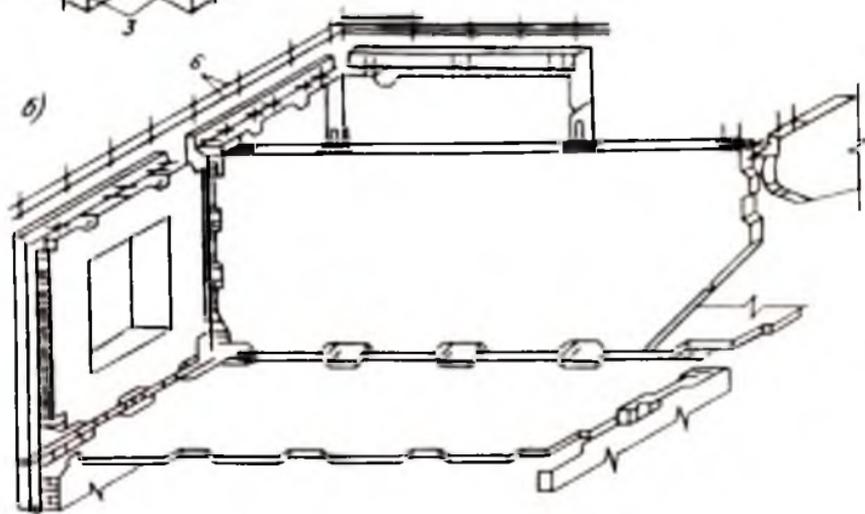
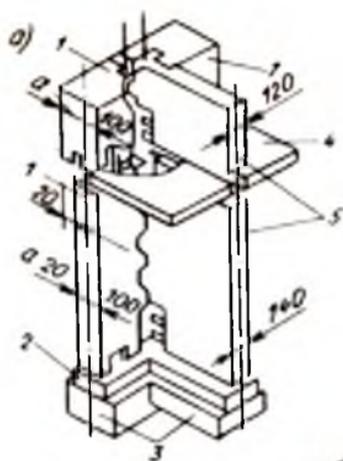
Бинонинг остки деворлари пойдевор ёки ертўла деворларидан чиқиб турган арматураларга маҳкамланади. Агар пойдевор йиғма бўлса, девор остига монолит темир — бетондан ёстиқ ишланади. Агар ертўла бўлмаса, йиғма бетон блоклари устига 100 мм қалинликда ётқизилган темирбетон камар ёрдамида бир-бирига боғланади. Камар устига ташки ва ички деворлар урнатилади, чиқариб қолдирилган арматуралар пайвандланади, сўнг В15 синфли бетон билан яхлитланади.

Сейсмик ҳудудларда қўлланиладиган ташки девор панелларнинг конструкцияси бир ва уч қатламли бўлиши мумкин. Бир қатламли панеллар, одатда, керамзит, аглопорит бетонлардан ёки енгил бетонларнинг бошқа турларидан тайёрланади. Уч қатламли панелларнинг иккита четки қатлами темирбетондан ишланиб, ўрта қатлами минерал пахта, кўпик бетон сингари иссиқ-совуқни ўтказмайдиган енгил материаллардан тайёрланади. Уч қаватли панелларнинг ичкарига қараган темирбетон қатлами юк кўтарувчи қатлам ҳисобланади. Унинг қалинлиги ҳисоблаб белгиланади, бу қалинлик 7—8 балли ҳудудларда 8 см ва 9 балли ҳудудларда 10 см дан кам бўлмаслиги лозим. Ички ва ташки қатламлар темирбетон қовурға ёрдамида боғланади. Ички деворлар бир қатламли қилиб ишланиб, панель қалинлиги 12 см дан кам бўлмаслиги керак.

Сейсмик ҳудудларда қўлланиладиган девор панеллари фазовий қаркас кўринишида ишланган қўш арматура

13.1- расм. Йирик панелли бино конструкциялари:

a — пойдевор ва деворнинг уланиши; *b* — девор ва ёпмаларнинг уланиши; 1 — ташки девор панеллари; 2 — моноклит темирбетон камар; 3 — пойдевор блоклари; 4 — ёпма панелли; 5 — ички девор панеллари; 6 — яхлитловчи камар каркаси.



билан кучайтирилади. 7 балли худудларга қуриладиган, баландлиги 5 қаватгача бўлган биноларда арматурани бир қават қўйса ҳам бўлади.

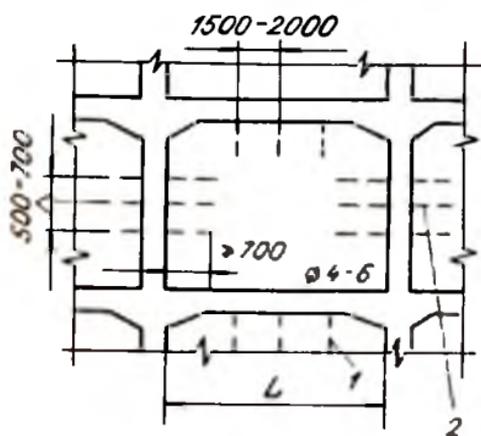
Арматураларнинг маълум бир қисми девор панелларидан ташқарига чиқиб туриши керак; бу қушни панеллар ва ёпма панеллари билан боғланиш учун зарурдир. Арматуралар ўзаро пайвандлангач, чоклар бетон билан тулдирилади (13.1- расм, б).

Сейсмомустаҳкам биноларнинг ёпма панеллари хона ўлчамида ясалиб, тўртала қирраси билан деворга тиралиши лозим. Ёпма панеллари яхлит ёки бушлиқли плиталардан тайёрланади. Ёндош ёпмалар ва деворлар билан боғланиши осон бўлганидан яхлит плиталар энг яхши конструкция ҳисобланади. Агарда ёпма алоҳида элементлардан ташкил топган бўлса, элементлар мустаҳкам бирикиб, сейсмик кучларни тақсим қила оладиган биқир

горизонтал диск ҳосил қилиши керак. Бунинг учун панель чеккаларидан уйиқлар ва очик арматуралар қолдирилади. Арматуралар қўшни элемент арматуралари билан пайвандланади, сўнг уйиқларга бетон қуйилади. Натижада ҳосил бўлган шпонка туташ панелларнинг ўзаро силжишига ва узилишига қаршилик кўрсатади.

Сейсмик ҳудудларга мулжалланган синчли биноларни ҳисоблаш ва лойиҳалаш қоидалари носейсмик ҳудудлардаги қабидир. Фақат фарқи шундаки, сейсмик ҳудудларда қад кутарадиган бинолар, одатдаги ҳисобдан ташқари, сейсмик кучлар таъсирига ҳам ҳисобланади ҳамда шунга яраша конструктив чора-тадбирлар белгиланади.

Бино синчи устун (колонна), тусин (ригель) ва ёпмадан ташкил топган булиб, улар ўзаро мустаҳкам бириктирилгач, ягона, бир бутун фазовий система ҳосил қилади. Барча элементлар ҳам вертикал, ҳам горизонтал (сейсмик) кучларни қабул қилади. Синчлар орасига девор урилади. Девор конструкциясининг хилига ва уни синч билан бириктирилиш услубига қараб, синчли биноларни ҳисоблаш схемалари турлича бўлади (бу ҳақда 10- бобда алоҳида тўхтаб утилган).



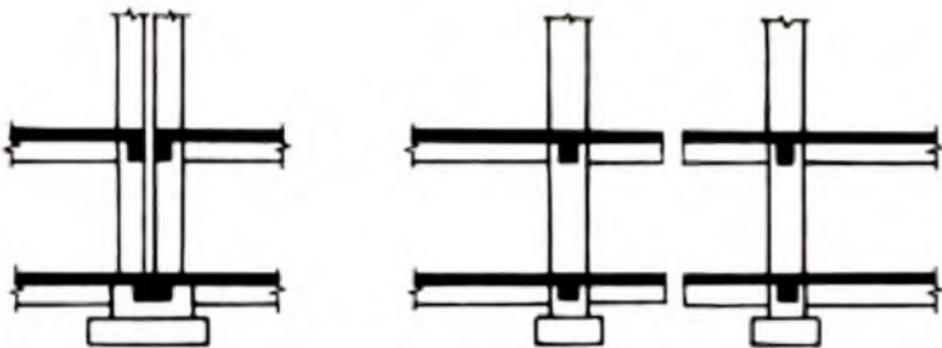
13.2- расм. Деворни синчга бириктириш:

1 — боғлагичлар; 2 — арматуралар.

панель устун ва ригелларга пайвандлаш йўли билан бириктирилади.

Ўз навбатида ёпма плиталарини синчларга ҳамда ўзаро бириктириш учун ён томонларидан арматура чиқариб қолдирилади. Арматуралар пайвандлангандан сўнг устига бетон ётқизилади.

Бикирлик диафрагмаси бўлган рамаларда ғишт деворлар синч элементларига пухта бириктирилиши лозим. Устун ва ригеллардан чиқиб турган арматуралар девор ғиштарининг орасига олинади (13.2-расм). Синчлар ораси монолит бетон билан тўлдирилганда ҳам ана шундай арматураларга боғланади. Бикирлик диафрагмаси темирбетон панеллардан ишланса,

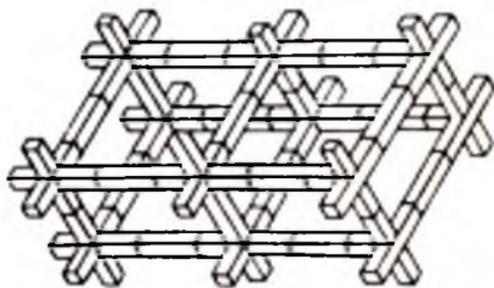


13.3- расм. Синчли биноларда антисейсмик чоклар.

Синчли биноларнинг пойдеворларини яхлит плита ёки темирбетон тасма кўринишида ишланса, жуда соз бўлади. Агар пойдевор ҳар бир устунга алоҳида ишланса, у ҳолда устунларни тўсинлар ёрдамида боғлаш зарур.

Қўшни бўлинмалар бир-бири билан антисейсмик чоклар ёрдамида ажратилади (13.3- расм).

Синчларни алоҳида элементларга ажратишнинг фазовий тарҳи бинокорларни мураккаб туташуш узеллари тайёрлашдан халос этади (13.4- расм). Тошкентнинг Навоий кўчасида шу тарҳ бўйича 7 қаватли экспериментал уй қурилган.



13.4- расм. Синчларни алоҳида элементларга ажратиш тарҳлари.

Экспериментал бинонинг синчи бутсимон йиғма темирбетон элементлардан ташкил топган. Элементнинг устундан бўйлама ва кўндаланг йўналишларда консоллар чиқарилган. Устунлар қават ўртасида уланади. Консоллар ўзаро тутшиб, ригель ҳосил қилади. Устунлар ораси катта бўлса, консоллар қўшимча балкача ёрдамида туташтирилади. Чок учун қолдирилган махсус металл қисмлар пайвандланади ва устидан бетон қуйилади, натижада яхлит ригель ҳосил бўлади. 9 см қалинликдаги ёпма панеллари бутун контур бўйлаб тиралиб туради. Бу эса синчни ҳам бўйлама, ҳам кўндаланг йўналишда бирдай ишлашни таъминлайди.

Осма панеллар конструкциясини лойиҳалашда уларни мумкин қадар синч ишида катнашмайдиган қилишга ҳаракат қилинади.

13.2. Биноларни сейсмик кучлар таъсирига ҳисоблашнинг асосий қоидалари

Биноларни сейсмик кучлар таъсирига ҳисоблаганда ҳисобий юклар қуйидаги уйғунлаштириш (сочетание) коэффициентларига қупайтирилади:

доимий юклар учун	0,9
узок муддатли юклар учун	0,8
киска муддатли юклар ва қор учун	0,5

Конструкцияларни сейсмик кучлар таъсирига ҳисоблаганда шамол ва турли динамик кучлар, эгилувчан осмаларга осилган массаларда уйғонадиган инерция кучлари кабилар эътиборга олинмайди. Сейсмик кучлар қаватлараро ёпмалар сатҳида горизонтал йуналишда қуйилган, деб фараз этилади. Ҳар бир қаватнинг вазни ҳам шу сатҳда тупланган деб қаралади.

Нормаларда ҳисобий сейсмик кучлар бино ва иншоотларга статик равишда таъсир этади деб олинади. Бирок бу куч статик таъсир этишига қарамай, иншоот қисмларида инерция кучлари вужудга келтириши мумкин бўлган ички зуриқишларни ҳосил қилади. Демак, ҳисобий сейсмик кучлар зилзила жараёнида бино ва иншоотларда ҳосил бўладиган инерция кучларига эквивалент бўлган кучлардир [12]:

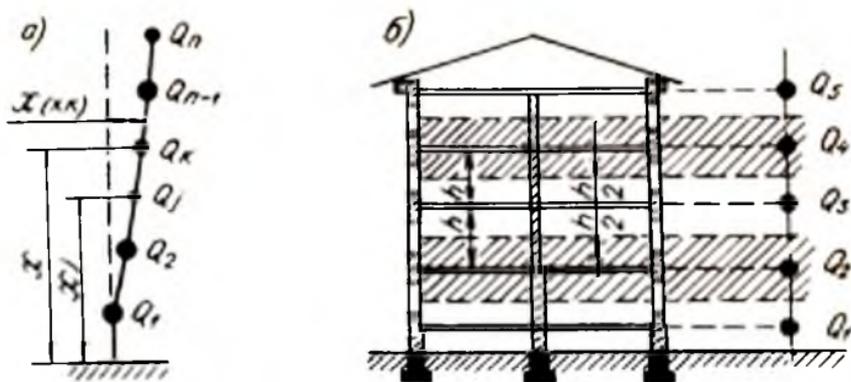
Бино ва иншоотлар хусусий тебранишларининг i -шакли бўйича k нуктасида ҳосил бўладиган ҳисобий сейсмик куч (юк) қуйидаги формула орқали аниқланади:

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{oik}, \quad (13.1)$$

бу ерда K_1 — бино ва иншоотларда йул қуйилиши мумкин бўлган шикастланиш даражасини ҳисобга олувчи коэффициент бўлиб, қиймати саноат ва фуқаро бинолари учун $K_1 = 0,25$; K_2 — бино ва иншоотларнинг конструктив ечимига боғлиқ бўлган коэффициент: масалан, қаватлар сони $n > 5$ бўлган синчли бинолар учун $K_2 = 1 + 0,1(n - 5) \leq 1,5$ олинади. Формуладаги учинчи миқдор S_{oik} , конструкция эластик зонада деформацияланади деб фараз этилганда, эркин тебранишларнинг i -шакли бўйича ҳосил бўладиган сейсмик кучнинг қиймати бўлиб, қуйидаги ифодадан аниқланади:

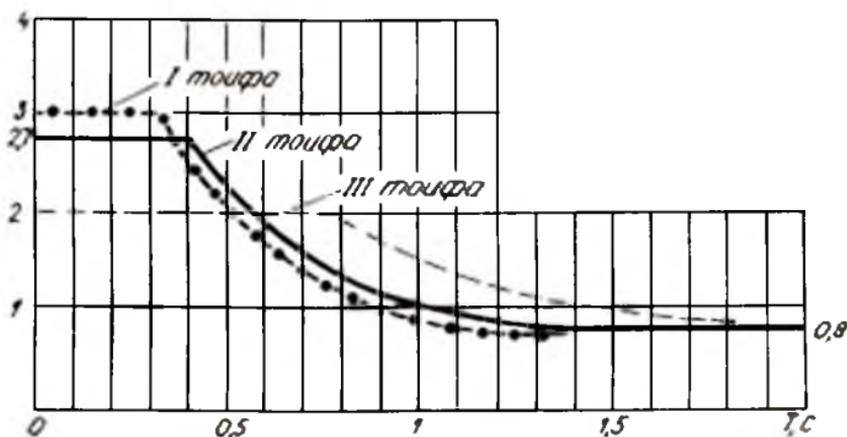
$$S_{oik} = Q_k A \beta_i K_{\psi} \eta_{ik}, \quad (13.2)$$

бу ерда Q_k бино ва иншоот қисмларининг k нуктасига тупланган вазни (13.5- расм, а), буни ҳисоблашда ортиқча



13.5- расм. Қаватлар бўйича вертикал юкларни туплашга доир тарх:
 а — ζ_{ik} коэффициентини аниқлашга доир схема

юк ва уйғунлаштириш коэффициентлари эътиборга олинади: $A = \frac{y_{0 \max}}{g}$ максимал замин тезланишларининг ўртача нисбий қийматини ифодаловчи коэффициент бўлиб, унинг қиймати ҳисобий сейсмикликка боғлиқ ҳолда қуйидаги миқдорларда олинади: 7 баллда $A=0,1$; 8 баллда 0,2 ва 9 баллда — 0,4. β_i — бино ва иншоотлар эркин тебранишларининг i -шакли динамик коэффициентини; унинг



13.6- расм. β коэффициентининг графиги

қиймати 13.6- расмдаги графикдан ёки грунтнинг сеймик тоифаси ва бинонинг хусусий тебранишлари даврига боғлиқ ҳолда қуйидаги формулалардан топилади:

I тоифадаги грунтлар учун

$$\beta_i = \frac{1}{T_i}, \text{ бироқ } < 3; \quad (13.3)$$

II тоифадаги грунтлар учун

$$\beta_i = \frac{1,1}{T_i}, \text{ бироқ } < 2,7; \quad (13.4)$$

III тоифадаги грунтлар учун

$$\beta_i = \frac{1,5}{T_i}, \text{ бироқ } < 2. \quad (13.5)$$

Барча ҳолларда β_i нинг қиймати 0,8 дан кам бўлмаслиги лозим. Системанинг хусусий тебранишлари даври T_i иншоотлар динамикаси усуллари асосида топилади.

K_ψ — коэффициент бино ва иншоотларнинг конструктив хилига ва фазовий улчамларига боғлиқ бўлиб, (13.1-жадвал) конструкция ва заминлар диссипатив хусусиятларини ҳисобга олади;

13.1-жадвал

№	Конструкцияларнинг тавсифлари	K_ψ
1	Пландаги улчамлари кичик бўлган бўйи баланд иншоотлар (миноралар, мачталар, мурилар, лифтларнинг алоҳида шахталари ва ҳоказо)	1,5
2	Устун баландлиги h нинг кундаланг ўлчами b га нисбати 25 га тенг ёки ундан ортиқ бўлган, девор тулдиргичи синч деформациясига таъсир этмайдиган синчли бинолар	1,5
3	2- бандда кўрсатилганларнинг узи, бироқ h/b 15 га тенг ёки кичик	1
4	1—3 бандларда кўзда тутилмаган бино ва иншоотлар	1

η_{ik} — i -шакл бўйича эркин тебранаётган иншоотнинг деформациясига ҳамда тупланган юкларнинг геометрик урнига боғлиқ коэффициент бўлиб, қуйидаги формуладан топилади:

$$\eta_{ik} = \frac{x_i(x_n) \sum_{j=1}^n Q_j x_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j x_i^2(x_j)}. \quad (13.6)$$

Бу ерда $x_i(x_k)$ ва $x_i(x_j)$ — иншоотнинг i шакл бўйича эркин тебранишлари жараёнида k нуктасида ва юклар тупланган барча j нукталарда вужудга келадиган кучишлар; Q_j — бино ёки иншоотнинг j нуктасига тупланган юк (13.5-расм, а).

Маълумки, ҳар бир тебраниш шаклининг ўзига яраша сейсмик кучи бўлади. Бу кучлар конструкция элементларида тегишли зуриқишлар уйғотади. Сейсмик кучларнинг конструкция элементларига бўлган умумий таъсирини ҳисоблаш учун, аввал (13.2) формула асосида ҳар бир тебраниш шакли учун сейсмик кучларнинг максимал қийматлари S_{0ik} аниқланади; сунгра ҳар бир аниқланган куч таъсирида зуриқишлар эпюралари (M, Q, N ва ҳоказо) қурилади. Шундан кейин маълум тартибда уларнинг йиғиндиси ҳисоблаб топилади. Масалан, СНиП II – 7—81 [12] бўйича иншоотнинг k кесимида ҳосил бўладиган зуриқишнинг тулиқ қиймати қуйидаги формула билан аниқланади:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2} \quad (13.7)$$

бу ерда N_i — тебранишларнинг i -шаклига тегишли бўлган сейсмик кучлар таъсирида тегишли кесимда ҳосил бўлган зуриқиш ёки кучланишларнинг қиймати; n — ҳисобга олинандиган тебраниш шакллари сони.

Энг катта зуриқишлар тебранишларнинг биринчи шаклида ҳосил бўлади. Шу сабабли, иншоотларни сейсмик кучлар таъсирига ҳисоблашда хусусий тебранишларнинг дастлабки учта шакли ҳисобга олинади. Агар иншоотнинг тебранишлар даври $T_1 \leq 0,4c$ бўлса, у ҳолда тебранишларнинг фақат биринчи шакли билан чегараланса бўлади.

Узунлиги 30 м дан ортик бўлган биноларни ҳисоблашда, юқорида кўриб ўтилган горизонтал сейсмик кучлардан ташқари, бинонинг бикирлик марказидан ўтувчи вертикал ўққа нисбатан ҳосил бўладиган буровчи момент таъсирини ҳам эътиборга олиш зарур. Бинонинг k нуктасига тупланган буровчи моментиинг ҳисобий қиймати қуйидаги формуладан топилади:

$$M_{ik} = a_k S_{ik}, \quad (13.8)$$

бу ерда $a_k > 0,02$ В бўлиб, В — S_{ik} кучининг таъсирига тик йуналишдаги бинонинг пландаги ўлчамидир.

Баъзи ҳолларда биноларни ҳисоблашда нормал горизонтал сейсмик кучлар билан бир каторда, вертикал сейсмик кучларни ҳам эътиборга олиш зарурлигини уқтиради. Тошкент, Ашхобод сингари эпицентрал зилзилалар бўладиган ҳудудларда сейсмик кучларнинг вертикал

ташкил этувчиларини ҳисобга олиш муҳим аҳамият касб этади. Биноларнинг консолли қисмларини, эни 24 м дан ортик бўлган саноат биноларини, гиштли биноларни ҳисоблашда сейсмик кучларнинг вертикал ва горизонтал ташкил этувчилари биргаликда ҳисобга олинади. Гишт деворларни ҳисоблашда вертикал сейсмик кучнинг қиймати 7 ва 8 балли ҳудудларда вертикал статик юкнинг 15 % микдориди, 9 балли ҳудудда эса 30 % микдориди қабул қилинади.

Сейсмик кучларни аниқлашнинг юқорида куриб утилган усуллари тақрибий усуллардир. Барча бино ва иншоотлар шу усуллар асосида ҳисобланади. Бирок ута муҳим ва баланд бинолар реал акселерограммалар таъсирига ҳам қўшимча равишда ҳисобланади. Бундай ҳисобларни ЭХМ сиз амалга ошириб бўлмайди.

Темирбетон конструкцияларини сейсмик кучлар таъсирига бўлган мустаҳкамлигини текширишда, уларни қисқа муддат таъсир этишини эътиборга олиб, иш шароити коэффиценти γ_i га қўпайтирилади: оғир бетондан тайёрланган темирбетон элементларнинг нормал кесимида А — II ва А — III синфли арматура учун $\gamma_i=1,2$; арматура юқори синфли бўлса $\gamma_i=1,1$; оғма кесимлар учун $\gamma_i=1$; қўп қаватли биноларнинг оғма кесимлари учун $\gamma_i=0,9$ олинади.

Нормал кесимларда сиқилиш зонасининг чегаравий қиймати мурт емирилишдан сақланиш мақсадида 0,85 га, бетоннинг иш шароити коэффиценти γ_{b2} эса бирга тенг деб қабул қилинади.

Зилзилавий ҳудудларда бунёд этиладиган биноларнинг зилзилабардошлигини конструкцияларни мустаҳкамлаш йўли билан таъминлаш сейсмоҳимоянинг пассив (нофаол) турига киради. Бинонинг кучли тебранишларини олдини олишга ва сейсмик таъсирларга бино реакциясини пасайтиришга қаратилган махсус конструктив тадбирлар фаол сейсмоҳимояларга киради. Хилма хил тебраниш сундиргичлари, сейсмоамортизаторлар (пружиналар тизими, резина кистирма, осма стерженлар ва ҳ.к.) ана шулар жумласидандир. Қадимда Ўрта Осиёда сундиргич сифатида пойдевор билан девор орасига қамиш қатлами ётқизилган.

13.3. Конструкция элементларини динамик юклар таъсирига ҳисоблаш

Конструкция элементларида тебраниш уйғотадиган ҳар қандай куч *динамик куч* (юк) деб аталади. Динамик кучларнинг тури жуда хилма хил. Айланма, илгарилама қайтма ҳаракат қиладиган қисмлардан ташкил топган машиналар (электромоторлар, вентиляторлар, тукув дастгоҳлари), зарб ёки туртки берадиган машиналар, портлаш, кучли шамол ва зилзила кучлари иншоотда тебраниш уйғотади. Динамик таъсирларнинг хавфли томони шундан иборатки, хусусий ва мажбурий тебранишлар такрорлиги ўзаро мос тушганда (тенглашганда) конструкцияда резонанс вужудга келади, яъни тебраниш амплитудалари кескин катталашиб кетади. Натижада конструкцияда бузилиш хавфи пайдо бўлади, агар тезда унинг олди олинмаса, конструкция ишдан чиқади.

Конструкцияларни динамик кучлар таъсирига ҳисоблаш усуллари статик усулларга ўхшаб кетади. Фарқи шундаки, динамик ҳисобларда конструкцияга таъсир этадиган инерция кучлари ҳамда конструкциянинг динамик тавсифлари инobatга олинади.

Динамик ҳисоб жараёнида қуйидаги масалалар ҳал этилади:

- 1) динамик юклар таъсирига иншоот ёки унинг алоҳида элементларининг мустаҳкамлиги ва толиқиш бўйича чидамлилиги текширилади;
- 2) мажбурий тебранишларнинг одамларга, ишлаб чиқаришнинг технологик жараёнига, шунингдек конструкциянинг нормал ишлашига таъсири текширилади.

Конструкция элементларини динамик юклар таъсирига ҳисоблаганда, энг аввал, динамик зўриқишлар миқдори аниқланади ҳамда статик кучларни ҳам ҳисобга олган ҳолда, элементнинг мустаҳкамлиги текширилади. Сунгра мажбурий тебранишлар амплитудаси аниқланиб, темирбетон элементларнинг яроқлилиқ даражаси белгиланади.

Статик ва динамик кучлар таъсирида бўлган элементларнинг юк кўтариш қобилияти чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи, нормал эксплуатацияга яроқлилиги эса — чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича ҳисобланади.

13.3.1. Чегаравий ҳолатлар биринчи гуруҳи. Статик ва динамик юк таъсирида бўлган иншоот учун қуйидаги шарт

каноатлантирилса, эгилувчи элементларнинг мустаҳкамлиги таъминланган бўлади:

$$M_{st} + M_d \leq M_{per}; \quad (13.9)$$

бу ерда M_{st} — ҳисобий статик юкдан ҳосил бўлган эгувчи момент; M_d — динамик юкдан ҳосил бўлган эгувчи момент; M_{per} — иш шароити коэффициентлари ҳисобга олинганда кесим қабул қила оладиган эгувчи момент.

Элементнинг толиқишга кўра чидамлилиги таъминланиши учун қуйидаги шарт бажарилиши зарур:

$$\sigma_{b,max} \leq R_b \gamma_{b1}; \quad \sigma_{s,max} \leq R_s \gamma_{s1};$$

Бу ерда $\sigma_{b,max}$ — ҳисобий статик юкдан ҳосил бўлган кучланиш; $\sigma_{s,max}$ — купкарра такрорланувчи динамик юкдан чўзилувчи арматурада ҳосил бўлган кучланиш; R_b, R_s — бетон ва арматуранинг ҳисобий қаршиликлари; $\gamma_{b1}; \gamma_{s1}$ — бетон ва арматуранинг иш шароити коэффициентлари.

Сикилувчи арматура чидамлилиikka ҳисобланмайди.

Динамика масалаларида иш шароити коэффициентларининг қиймати 0,4, ...1 орасидаги сонлардан иборат бўлиб, улар юклар куп қаррали таъсир этганда, материал мустаҳкамлигининг камайишини ҳисобга олади.

13.3.2. Чегаравий ҳолатлар иккинчи гуруҳи. Купкаррали такрорий юклар таъсирида элементни ёрилишга ҳисоблаш чидамлилиikka ҳисоблаш сингари амалга оширилади, яъни

$$\sigma_{bt} \leq R_{bt,ser} \gamma_{b1};$$

бу ерда $R_{bt,ser}$ — чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича бетоннинг чўзилишдаги ҳисобий қаршилиги; σ_{bt} — бетондаги чўзилиш кучланиши.

Тебраниш амплитудаларининг катталиги қуйидаги шартни каноатлантириши лозим:

$$u \leq [u_0]; \quad (13.10)$$

бу ерда u — мажбурий тебранишлар амплитудаси; u_0 — мажбурий тебранишларнинг энг юқори қиймати бўлиб, амплитуда бундан ошганда одамлар, машиналар, асбоб ва ускуналарнинг нормал ишлашига путур етади;

$$u_0 = \frac{a_0}{4,3^2 n^2} \text{ ёки } u_0 = \frac{v_0}{2,3 n}. \quad (13.11)$$

n — мажбурий тебранишлар такрорлиги, Гц; a_0

тезланишнинг энг катта қиймати, мм/с²; v_0 — тезликнинг энг катта қиймати, мм/с.

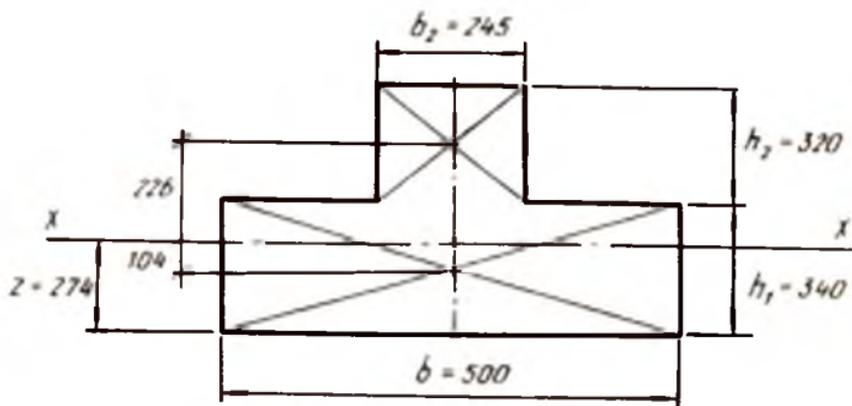
Тезланиш ва тезликнинг ўртача чегаравий қийматлари сифатида қуйидагиларни олиш мумкин:

$$\begin{aligned} n < 10 \text{ Гц булганда } a_0 &= 150 \text{ мм/с}^2; \\ n \geq 10 \text{ Гц булганда } v_0 &= 2,4 \text{ мм/с}. \end{aligned}$$

Агар (13.10) шарт қаноатлантирилмаса, мажбурий тебранишлар амплитудасини камайтириш учун конструктив чоралар қўрилади. Бунинг учун тебраниш манбаини бошқа жойга кўчириш, машиналарни мувозанатлаш, элементнинг эркин тебраниши такрорлигини ўзгартириш каби тадбирлар амалга оширилади. Элементнинг эркин тебраниши такрорлигини ўзгартириш учун, унинг бикирлиги, конструктив схемаси ёки улчамлари ўзгартирилади. Масалан, тўсиннинг эркин таянчлари қистирма таянчлар билан алмаштирилса, бунда тўсиннинг эркин тебранишлари такрорлиги деярли 2 барабар ортади; тўсинга қўшимча боғлагичларнинг киритилиши ҳам унинг бикирлигини оширади.

10- м и с о л. Темирбетондан қўрилган икки қаватли синчли бино сейсмик кучлар таъсирига ҳисоблансин. Бино синчи бўйлама ва кўндаланг йўналишларда бикир тугунли рама деб қаралсин.

Ҳисоблаш учун берилган маълумотлар: синч В30 синфли бетондан ишланган ($E_b = 2,6 \cdot 10^4$ МПа). Ригелларнинг кўндаланг кесими тавр шаклига эга (13.7- расм). Деворлари керамзит — бетон панеллардан иборат. Ойна — деразалари лентасимон шаклда.



13.7- расм Ригелнинг кўндаланг кесими

Қурилиш худудининг сейсмиклиги — 9 балл.

Қурилиш майдончасини ташкил этган тупрокнинг зилзилавий тоифаси II.

$l_1=6,0$ м; $l_2=6,0$ м; $H_1=4,385$ м; $H_2=4,72$ м.

Устунлар қадами $b=6$ м;

Четки устунлар кесими $0,4 \times 0,4$ м

Ўрта устунлар кесими $0,4 \times 0,5$ м

Ораёпма сатҳида тупланган юк вази $Q_1=32,95 \cdot 10^5$ Н

Том сатҳида тупланган юк вази $Q_2=12,3 \cdot 10^5$ Н.

Қаватлараро ёпма ва том сатҳида бино синчининг брилик кучишларини аниқлаш

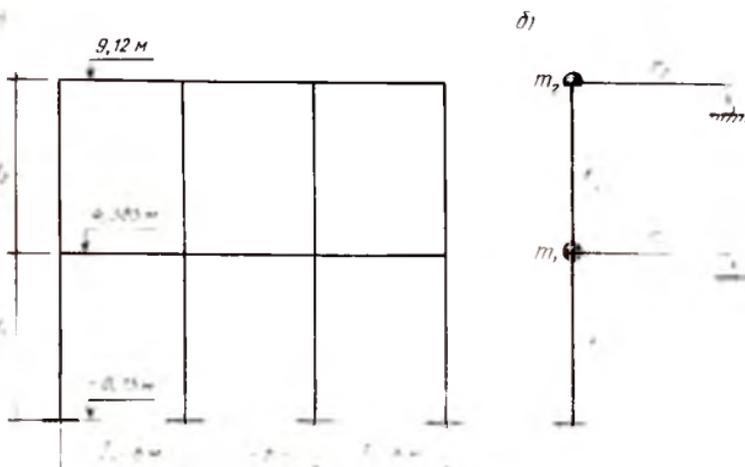
Ҳисоб ишларини ригель ва устун кесимларининг инерция моментларини аниқлашдан бошлаймиз (13.7- расм).

Аввал ригелнинг оғирлик марказини аниқлаймиз:

$$Z = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2}{A_1 + A_2} = \frac{0,5 \cdot 0,34 \cdot 0,17 + 0,245 \cdot 0,32 \cdot 0,5}{0,5 \cdot 0,34 + 0,245 \cdot 0,32} = 0,274 \text{ м.}$$

Сунгра ригелнинг оғирлик марказидан утувчи Х—Х укига нисбатан кесимнинг инерция моментини ҳисоблаймиз:

$$J_{x-x} = \frac{0,5 \cdot 0,34^3}{12} + 0,5 \cdot 0,34 \cdot 0,104^2 + \frac{0,245 \cdot 0,32^3}{12} + 0,245 \cdot 0,32 \cdot 0,226^2 = 81,49 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4,$$



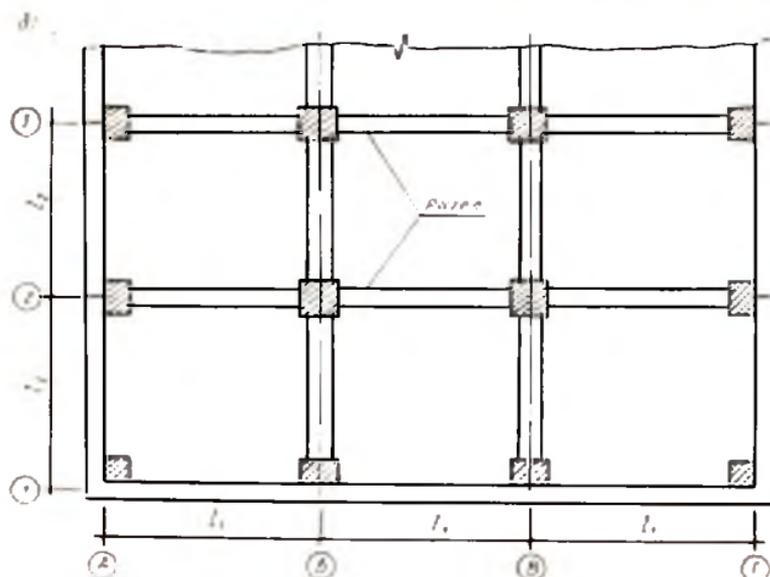
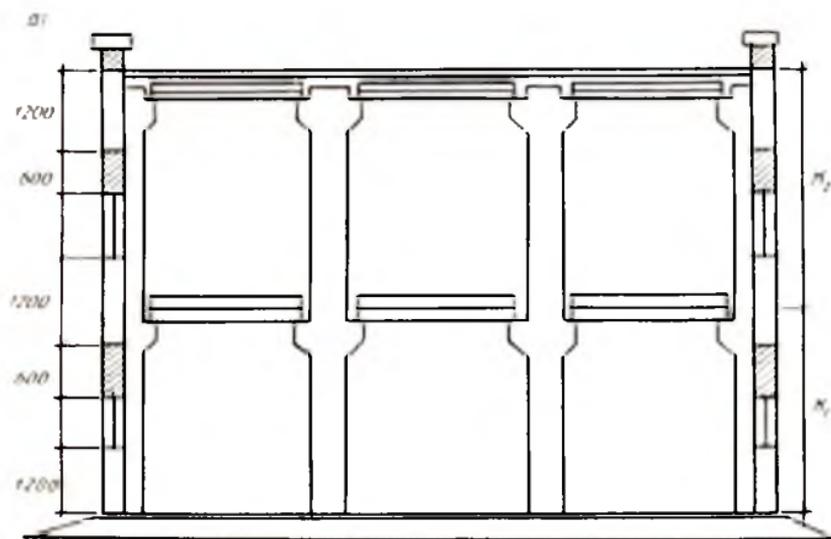
13.8- расм. Икки қаватли раманинг статик (а) ва динамик (б) ҳисоблаш тарҳи.

Четки устун кесимининг инерция моменти:

$$J_k = \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} = 21,3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

Ўрта катор устунлар кесимининг инерция моменти:

$$J_R^c = \frac{0,4 \cdot 0,5^3}{12} = 41,67 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$



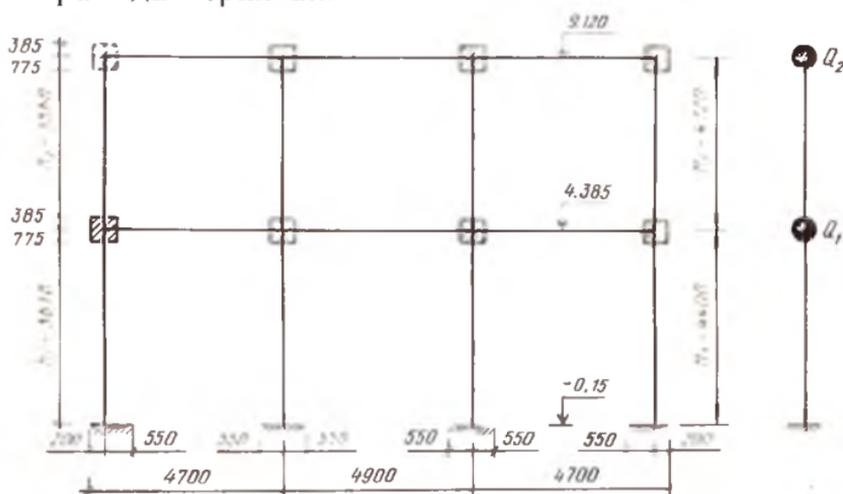
13.9- расм. Бинонинг кўндаланг қирқими (а) ва тарҳи (б).

Бино каркасининг динамик ҳисоблаш схемаси 13.8- расмда келтирилган.

Бинонинг биринчи (+4,385 м) ва (+9,12 м) иккинчи қават сатҳ белгилари ригелларнинг оғирлик марказларига (-0,15 м) эса пойдевор юқори сиртининг сатҳига мос келади;

Бинонинг плани ва кундаланг қирқими 13.9- расмда тасвирланган.

Устун ва ригелларнинг туташган ерларини бикир тугун деб қабул қиламиз. Шунга кура элементларнинг нисбий бикирликларини аниқлашда уларнинг эркин узунлигидан фойдаланамиз. Кундаланг рамани ҳисоблаш тарҳи 13.10- расмда берилган.



13.10- расм. Кундаланг рамани ҳисоблаш тарҳи.

Устун ва ригелларнинг жамланган нисбий бикирликларини аниқлаш

Нисбий бикирликлар қуйидаги формуладан фойдаланиб аниқланади:

$$f_k = \sum_{i=1}^n \frac{EJ_k}{h_k} \text{ — устунлар учун;}$$

$$r_r = \sum_{i=1}^n \frac{EJ_r}{l_r} \text{ — ригеллар учун.}$$

Биринчи қават устунларининг нисбий бикирлиги;

$$f_1 = \frac{2E(21,3+41,67)10^4}{3,01} = 34.886 \cdot 10^{-4} E, \text{ м}^3.$$

Иккинчи қават устунларининг нисбий бикирлиги:

$$j_2 = \frac{2E(21,3+41,67)10^{-4}}{3,56} = 35,376 \cdot 10^{-4} E, \text{ м}^3.$$

Ригелнинг кесимлари биринчи ва иккинчи қаватларда бир хил булгани учун

$$r_1 = r_2 = \frac{2E \cdot 81,49 \cdot 10^{-4}}{4,7} + \frac{E \cdot 81,49 \cdot 10^{-4}}{4,9} = 51,307 \cdot 10^{-4} E, \text{ м}^3$$

Кучишларни аниқлашда тақрибий формулалардан фойдаланамиз:

$$A_1 = \frac{h_1^2}{f_1} = \frac{3,61^2}{34,886 \cdot 10^{-4} E} = 3735,0 E^{-1};$$

$$A_2 = \frac{h_1^2}{f_1} + \frac{h_2^2}{f_2} = 3735,0 E^{-1} + \frac{3,56^2}{35,376 \cdot 10^{-4} E} = 7317,5 E$$

$$R_1 = \frac{h_1^2}{4r_1 + 0,33f_1} = \frac{3,61^2}{(4 \cdot 51,307 + 0,33 \cdot 34,886) \cdot 10^{-4} E} = 601,278 E^{-1}, \frac{1}{M};$$

$$R_2 = \frac{(h_1 + h_2)^2}{4r_1 + 0,33f_1} = \frac{(3,61 + 3,56)^2}{(4 \cdot 51,307 + 0,33 \cdot 34,886) \cdot 10^{-4} E} = 2371,916 E^{-1}, \frac{1}{M};$$

$$\frac{h_1^2}{4r_1} = \frac{3,61^2}{4 \cdot 51,307 \cdot 10^{-4} E} = 635,0 \cdot E^{-1}, \frac{1}{M};$$

$$\frac{h_2^2}{4r_2} = \frac{3,56^2}{4 \cdot 51,307 \cdot 10^{-4} E} = 617,538 E^{-1}, \frac{1}{M};$$

$$\frac{h_1 h_2}{48r_1 + 4f_1} = \frac{3,61 \cdot 3,56}{(48 \cdot 51,307 + 4 \cdot 34,886) 10^{-4} E} = 49,385 E^{-1}, \frac{1}{M}$$

Топилган қийматларни формулага қуйиб, бирлик кучишларни аниқлаймиз:

$$\delta_{11} = \frac{1}{12} (A_1 + R_1) = \frac{3735 + 601,278}{12 \cdot E} = 361,356 E^{-1} = \frac{361,356}{2,6 \cdot 10^4} = 138,983 \cdot 10^{-10}, \frac{M}{H};$$

$$\delta_{22} = \frac{1}{12} \left(A_2 + R_2 + \frac{h_2^2}{4r_2} \right) =$$

$$= \frac{1}{12} (7317,5 + 2371,916 + 617,538) E^{-1} =$$

$$+ 858,912 \cdot E^{-1} = \frac{858,912}{2,6 \cdot 10^4} = 330,351 \cdot 10^{-10} \frac{\text{М}}{\text{Н}}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{11} + \frac{h_1 h_2}{48r_1 + 4f_1} = (361,356 + 49,385) \cdot E^{-1} =$$

$$= 410,741 E^{-1} = \frac{410,741}{2,6 \cdot 10^4} = 157,977 \cdot 10^{-10} \frac{\text{М}}{\text{Н}}$$

Текшириш. Барча амаллар тўғри бажарилган бўлса, қуйидаги тенглик каноатлантирилади:

$$\frac{1}{2} \left(\sum_k A_k + \sum_k R_k + \sum_k \frac{h_k^2}{4r_k} \right) = \sum_k \delta_{kk}.$$

Бизнинг ҳол учун бу тенглик қуйидагича ёзилади:

$$\frac{1}{12} \left(A_1 + A_2 + R_1 + R_2 + \frac{h_1^2}{4r_1} + \frac{h_2^2}{4r_2} \right) = \delta_{11} + \delta_{22};$$

$$\frac{1}{12} (3735 + 7317,5 + 601,278 + 2371,916 +$$

$$+ 635 + 617,538) \cdot E^{-1} = 1273,186 \cdot E^{-1};$$

$$\delta_{11} + \delta_{22} = (361,356 + 858,912) \cdot E^{-1} = 1220,268 E^{-1}.$$

Хатолик фоизи

$$\frac{1273,186 - 1220,268}{1220,268} 100 = 4,3 \% < 5 \%$$

Хатолик йўл қўйиладиган даражада экан.
Демак бирлик кўчишлар тўғри топилган.

Бино синчи хусусий тебранишларининг такрорлиги ва шаклини аниқлаш

Бинонинг динамик ҳисоблаш тархи 13.8-расмда тасвирланган.

Эркинлик даражаси иккига тенг бўлган системанинг хусусий тебранишлари тенгламаси қуйидаги кўринишга эга:

$$\begin{aligned} \left(m_1\delta_{11} - \frac{1}{\omega_1^2}\right)X_1 + m_2\delta_{12}X_2 &= 0; \\ m_1\delta_{21}X_1 + \left(m_2\delta_{22} - \frac{1}{\omega_2^2}\right)X_2 &= 0. \end{aligned} \quad (13.12)$$

Бу ерда

$$m_1 = \frac{Q_1}{g} = \frac{32,95 \cdot 10^5}{9,81} = 33,6 \cdot 10^4, \frac{\text{Н} \cdot \text{с}^2}{\text{м}}$$

$$m_2 = \frac{Q_2}{g} = \frac{12,3 \cdot 10^5}{9,81} = 12,5 \cdot 10^4, \frac{\text{Н} \cdot \text{с}^2}{\text{м}}$$

X_1 ва X_2 нинг қиймати нолдан фаркли бўлиши учун тенгламалар системасининг аниқловчиси нолга тенг бўлиши зарур:

$$\begin{vmatrix} \left(m_1\delta_{11} - \frac{1}{\omega_1^2}\right) & m_2\delta_{12} \\ m_1\delta_{21} & \left(m_2\delta_{22} - \frac{1}{\omega_2^2}\right) \end{vmatrix} = 0. \quad (13.13)$$

Аниқловчини очиб, такрорликлар тенгламасига эга бўламиз:

$$\frac{1}{\omega_1^4} - (m_1\delta_{11} + m_2\delta_{22}) \frac{1}{\omega_1^2} + m_1m_2(\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2) = 0. \quad (13.14)$$

Тенгламани қуйидаги формула ёрдамида ечса бўлади:

$$\omega_1^2 = \frac{A \mp \sqrt{A^2 - 4 \cdot B}}{2B}, \quad (13.15)$$

бу ерда

$$\begin{aligned} A &= m_1\delta_{11} + m_2\delta_{22}; \\ B &= m_1m_2(\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2). \end{aligned}$$

Системанинг эркин тебранишлар такрорлиги ва уларга мос даврлари:

$$\begin{aligned} A &= (33,6 \cdot 10^4 \cdot 138,983 + 12,5 \cdot 10^4 \cdot 330,351) 10^{-10} = \\ &= 88,323 \cdot 10^{-4}, \text{ с}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= 33,6 \cdot 10^4 \cdot 12,5 \cdot 10^4 [138,983 \cdot 10^{-10} \cdot 330,351 \cdot 10^{-10} - \\ &- (157,997 \cdot 10^{-10})^2] = 887,212 \cdot 10^{-8}, \text{ с}^4. \end{aligned}$$

$$\omega_{1,2} = \frac{88,323 \cdot 10^{-4} \mp \sqrt{(88,323 \cdot 10^{-4})^2 - 4 \cdot 887,212 \cdot 10^{-8}}}{2 \cdot 887,212 \cdot 10^{-8}} =$$

$$= \frac{88,323 \cdot 10^{-4} \mp 65,208 \cdot 10^{-4}}{1774,424 \cdot 10^{-8}};$$

$$\omega_1^2 = 130,268 \quad \omega_1 = 11,41 \text{ } \frac{1}{\text{с}};$$

$$\omega_2^2 = 865,239 \quad \omega_2 = 29,42 \text{ } \frac{1}{\text{с}}.$$

Шу такрорликларга мос бўлган даврлар:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2 \cdot 3,14}{11,41} = 0,55 \text{ с};$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{2 \cdot 3,14}{29,42} = 0,21 \text{ с}.$$

Эркин тебранишлар шаклини аниқлаш

Эркин (хусусий) тебранишлар амплитудаси (13.12) тенгламадан топилади. Бунинг учун тенгламага ω_i нинг қийматлари қўйилади. Бирок тебранишнинг шаклини аниқлаш учун амплитудалар қийматини топиш шарт эмас. Бунинг учун бирор амплитуда қийматини бирга тенг, деб олинса кифоя.

Тебранишларнинг биринчи шакли. $X_{11} = 1$ деб оламиз. У ҳолда

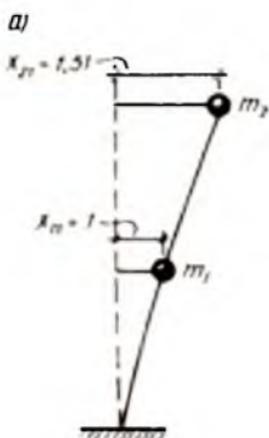
$$X_{21} = \frac{m_1 \delta_{12} \omega_1^2}{1 - \delta_{22} m_2 \omega_1^2} =$$

$$= \frac{33,6 \cdot 10^4 \cdot 157,977 \cdot 10^{-10} \cdot 130,268}{1 - 330,351 \cdot 10^{-10} \cdot 12,5 \cdot 10^4 \cdot 130,268} = 1,51;$$

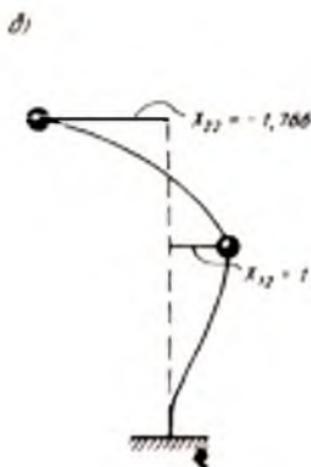
Тебранишларнинг иккинчи шакли. $X_{12} = 1$ деб оламиз. У ҳолда

$$X_{22} = \frac{m_1 \delta_{21} \omega_2^2}{1 - \delta_{22} m_2 \omega_2^2} =$$

$$= \frac{33,6 \cdot 10^4 \cdot 157,977 \cdot 10^{-10} \cdot 865,239}{1 - 330,351 \cdot 10^{-10} \cdot 12,5 \cdot 10^4 \cdot 865,239} = -1,766.$$



Биринчи шакл



Иккинчи шакл

13.11- расм. Тебранишлар шакли:
а - биринчи шакли; б — иккинчи шакли.

13.11- расмда икки массали системанинг тебраниш шакллари тасвирланган.

Тебранишларнинг шакл коэффициентини аниқлаш.

Иншоотларнинг шакл коэффициенти η_{ik} иншоотнинг турли сатхларидаги нуқталар турли амплитуда $X(x_k)$ билан, бинобарин, турли тезланиш билан тебранишни ҳисобга оладиган коэффициентдир. Коэффициентнинг микдори (13.6) формуладан топилади.

Тебранишлар биринчи шаклининг коэффициенти:

$$\eta_1 = X_{11} \frac{Q_1 X_{11} + Q_2 X_{21}}{Q_1 X_{11}^2 + Q_2 X_{21}^2} =$$

$$= 1 \frac{32,95 \cdot 10^5 \cdot 1 + 12,27 \cdot 10^5 \cdot 1,51}{32,95 \cdot 10^5 \cdot 1^2 + 12,3 \cdot 10^5 \cdot 1,51^2} = 0,845;$$

$$\eta_2 = X_{21} \eta_1 = 1,51 \cdot 0,845 = 1,274.$$

Тебранишлар иккинчи шаклининг коэффициенти:

$$\eta_1 = 1 \frac{32,95 \cdot 10^5 \cdot 1 + 12,27 \cdot 10^5 \cdot (-1,766)}{32,95 \cdot 10^5 \cdot 1^2 + 12,27 \cdot 10^5 \cdot (-1,766)^2} = 0,155,$$

$$\eta_2 = X_{22} \eta_1 = -1,766 \cdot 0,155 = -0,274.$$

Текшириш

1. Эркинлик даражаси чексиз булган системаларда ихтиёрый нуктадаги шакл коэффициентларининг йиғиндисини бирга тенг бўлиши зарур, яъни

$$\sum_1^{\infty} \eta_i(X_i) = 1,$$

$$\sum_1^2 \eta_1(X_1) = 0,845 + 0,155 = 1,000;$$

$$\sum_1^2 \eta_2(X_2) = 1,274 - 0,274 = 1,000.$$

2. Тебраниш шаклларининг ортогоналлигини текшириш:

$$\int_0^l f_j(x) \cdot f_i(x) m(x) \cdot dx = 0; i \neq j$$

Бизнинг мисолда (13.11- расм):

$$\begin{aligned} m_1 X_{11} X_{12} + m_2 X_{21} X_{22} &= 0; \\ 33,6 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 1 - 12,5 \cdot 10^4 \cdot 1,51 (-1,766) &= 0 \\ 33,6 \cdot 10^4 - 33,6 \cdot 10^4 &= 0 \end{aligned}$$

Ҳар иккала шарт қаноатлантирилаяпти. Демак ҳисоб туғри бажарилган.

Бинога таъсир этувчи ҳисобий сейсмик кучларни аниқлаш.

Иншоотнинг бирор нуктасига таъсир этувчи сейсмик куч (13.1) формула ёрдамида аниқланади.

Формуладаги K_1 — бино ва иншоотларда йул қуйиладиган шикастланиш коэффициенти бўлиб, СНиП II — 7—81 [12] нинг 3- жадвалидан олинади. Бизда $K_1 = 0,25$; K_2 — бино ва иншоотларнинг конструктив ечимини ҳисобга олувчи коэффициент бўлиб, СНиП [12] нинг 4- жадвалидан олинади. Бизда $K_2 = 1$; K_{ψ} — иншоотнинг пландаги улчамлари ёки сейсмик куч йўналишида устун баландлиги h ни устун кундаланг кесимнинг улчами b га нисбатига боғлиқ булган коэффициент бўлиб, СНиП II — 7—81 [12] нинг 6- жадвалидан олинади. Бизнинг ҳолда

$$\frac{h}{b} = \frac{3,61}{0,4} = 9 < 15; \text{ жадвалдан } K_{\psi} = 1.$$

Тебранишларнинг биринчи шаклига мос бўлган сейсмик кучларни аниқлаймиз

II-тоифадаги грунтлар учун:

$$\beta_1 = \frac{1,1}{T_1} = \frac{1,1}{0,55} = 2,0.$$

Ораёпма сатҳидаги сейсмик куч:

$$S_1 = Q_1 A \beta_1 K_{\psi} \eta_1 = 32,95 \cdot 10^5 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0,845 = 2228 \text{ кН},$$

$$S_{11} = K_1 K_2 S_1 = 0,25 \cdot 1 \cdot 2228 = 557 \text{ кН}.$$

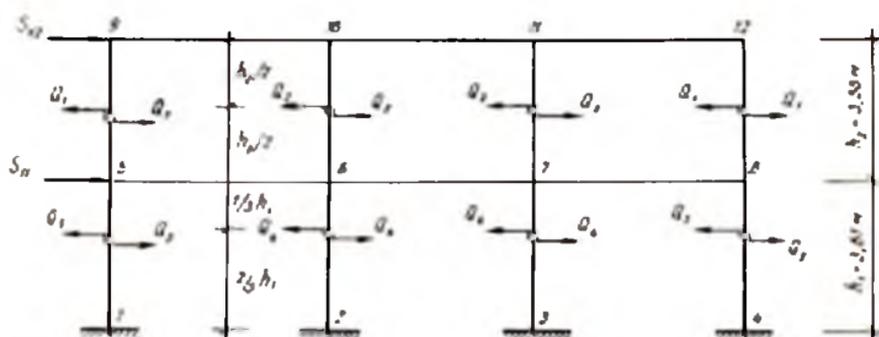
Том сатҳидаги сейсмик куч:

$$S_2 = 12,27 \cdot 10^5 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1,274 = 1264 \text{ кН};$$

$$S_{12} = 0,25 \cdot 1 \cdot 1264 = 316 \text{ кН}.$$

Тебранишларнинг иккинчи шаклига мос бўлган сейсмик кучларни аниқлаймиз.

II-тоифадаги грунтлар учун



13.12- расм. Раманинг ҳисоблаш тарҳи.

$$\beta_2 = \frac{1,1}{-0,21} = 5,24; \beta_2 = 2,7 \text{ деб оламиз.}$$

Ораёпма сатҳидаги сейсмик куч:

$$S_1 = 32,95 \cdot 10^5 \cdot 0,4 \cdot 2,7 \cdot 1 \cdot 0,155 = 552 \text{ кН};$$

$$S_{21} = 0,25 \cdot 1 \cdot 552 = 138 \text{ кН}.$$

Том сатҳидаги сейсмик куч:

$$S_2 = 12,27 \cdot 10^5 \cdot 0,4 \cdot 2,7 \cdot 1 (-0,247) = -363 \text{ кН};$$

$$S_{22} = 0,25 \cdot 1 (-363) = -91 \text{ кН}.$$

Бино каркаси (синчи) рамасини сейсмик кучлар таъсирига ҳисоблаш.

Рамани горизонтал сейсмик куч таъсирига ҳисоблашда моментлари ноль бўлган нуқталар усулидан фойдаланамиз. Раманинг ҳисоблаш тарҳи 13.12- расмда берилган.

Элементларнинг нисбий бикрликларини ҳисоблаймиз.

Иккинчи қават, чекка устунлар учун

$$i_{5-9} = i_{8-12} = \frac{J_k}{h_2} = \frac{21,3 \cdot 10^{-4}}{3,56} = 5,98 \cdot 10^{-4};$$

Иккинчи қават, ўрта устунлар учун

$$i_{6-10} = i_{7-11} = \frac{J_k}{h_2} = \frac{41,67 \cdot 10^{-4}}{3,56} = 11,7 \cdot 10^{-4}$$

Биринчи қават, чекка устунлар учун

$$i_{1-5} = i_{4-8} = \frac{21,3 \cdot 10^{-4}}{3,61} = 5,9 \cdot 10^{-4};$$

Биринчи қават, ўрта устунлар учун

$$i_{2-6} = i_{3-7} = \frac{41,67 \cdot 10^{-4}}{3,61} = 11,54 \cdot 10^{-4}$$

Четки ригеллар учун

$$i_{9-10} = i_{11-12} = i_{5-6} = i_{7-8} = \frac{81,49 \cdot 10^{-4}}{4,7} = 17,34 \cdot 10^{-4}$$

Ўрта ригеллар учун

$$i_{10-11} = i_{6-7} = \frac{81,49 \cdot 10^{-4}}{4,9} = 16,63 \cdot 10^{-4}$$

Тебранишларнинг биринчи шаклида ҳосил бўладиган сейсмик кучлар таъсирида вужудга келувчи моментлар эпюрасини кураимиз.

Бунинг учун иккинчи қаватга таъсир этаётган умумий кундаланг кучни алоҳида устунларга тақсимлаймиз. Тақсимот устунларнинг нисбий бикирликларига мутаносиб (пропорционал) равишда амалга оширилади.

Иккинчи қават устунлари шарнирида ҳосил бўладиган кундаланг кучлар:

$$Q_1 = \frac{\sum S_{12} i_{5-9}}{\sum S} = \frac{316 \cdot 5,98 \cdot 10^{-4}}{2(5,98 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = 53,44 \text{ кН};$$

$$Q_2 = \frac{316 \cdot 11,7 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot (5,98 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = 104,55 \text{ кН}.$$

Иккинчи кават устунларида вужудга келадиган моментлар:

$$M_{5-9} = M_{9-5} = M_{12-8} = M_{8-12} = Q_1 \frac{h_2}{2} =$$

$$= 53,44 \cdot \frac{3,56}{2} = 95,12 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-10} = M_{10-6} = M_{7-11} = M_{11-7} = Q_2 \frac{h_2}{2} =$$

$$= 104,55 \cdot \frac{3,56}{2} = 186,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Биринчи кават устунлари шарнирларида ҳосил бўладиган кўндаланг кучлар

$$Q_1 = \frac{(S_{12} + S_{11})t_{1-5}}{2(t_{1-5} + t_{2-6})} = \frac{(316 + 557) \cdot 5,9 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot (5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 147,67 \text{ кН};$$

$$Q_2 = \frac{(316 + 557) \cdot 11,54 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot (5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 288,87 \text{ кН}$$

Биринчи кават устунларида вужудга келадиган моментлар

$$M_{4-8} = M_{1-5} = Q_3 \frac{2}{3} h_1 = 147,67 \frac{2}{3} \cdot 3,61 = 355,39 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{8-4} = M_{5-1} = Q_3 \frac{1}{3} h_1 = 147,67 \frac{1}{3} \cdot 3,61 = 177,70 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-6} = M_{3-7} = Q_4 \frac{2}{3} h_1 = 288,87 \frac{2}{3} \cdot 3,61 = 695,12 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-2} = M_{7-3} = Q_4 \frac{1}{3} h_1 = 288,87 \frac{1}{3} \cdot 3,61 = 347,56 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Ригеллардаги моментлар

$$M_{9-10} = M_{9-5} = 95,12 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{11-12} = M_{10-9} = \frac{M_{10-6} \cdot t_{10-9}}{t_{10-9} + t_{10-11}} =$$

$$= \frac{186,1 \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = 95,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

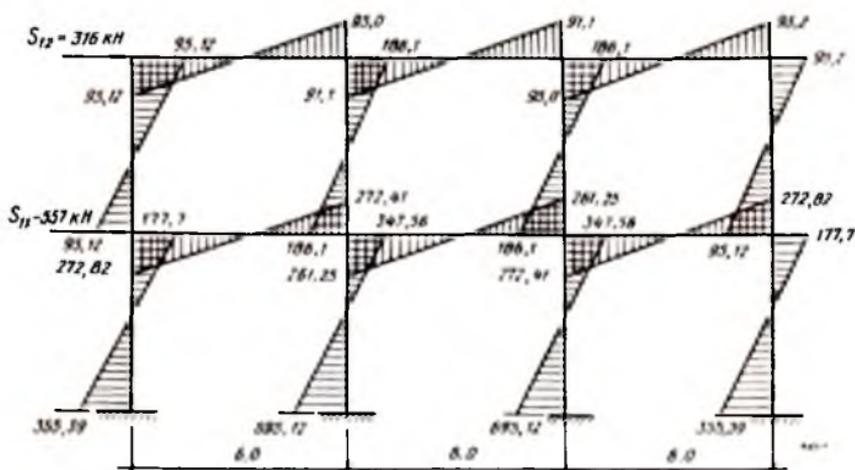
$$M_{5-6} = M_{6-7} = M_{5-9} + M_{5-1} = 95,12 + 177,7 = 272,82 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{7-8} = M_{6-5} = \frac{(M_{6-10} + M_{6-2})t_{6-5}}{t_{6-5} + t_{6-7}} =$$

$$= \frac{(186,1 + 347,56) \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} =$$

$$= 272,41 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{7-6} = M_{6-7} = \frac{(186,7 + 347,56) \cdot 16,63 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = 261,25 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$



13.13- расм. Тебранишларнинг биринчи шаклига оид эгувчи моментлар эпюраси.

Тебранишларнинг биринчи шаклига оид моментлар эпюраси 13.13- расмда берилган.

Эпюраларни текшириш учун рама тугунлари кесиб олинади ва мувозанат тенгламалари тузилади.

Тебранишларнинг иккинчи шаклида ҳосил буладиган сейсмик кучлардан «М» эпюрасини кураимиз.

Раманинг ҳисоби биринчи шаклдаги сингари амалга оширилади.

Иккинчи қават учун

$$Q_1 = \frac{-91,0 \cdot 5,98 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot (5,98 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = -14,04 \text{ кН};$$

$$Q_2 = \frac{-91 \cdot 11,7 \cdot 10^{-4}}{2(5,8 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = -27,46 \text{ кН}.$$

$$\begin{aligned} M_{9-5} = M_{5-9} = M_{12-8} = M_{8-12} &= -14,04 \frac{3,56}{2} = \\ &= -24,99 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{6-10} = M_{10-6} = M_{7-11} = M_{11-7} &= -27,46 \frac{3,56}{2} = \\ &= -48,88 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Биринчи кават учун

$$Q_3 = \frac{(138 - 91) \cdot 5,9 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot (5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 9,3 \text{ кН};$$

$$Q_4 = \frac{(138 - 91) \cdot 11,54 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot (5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 18,2 \text{ кН}.$$

$$M_{4-8} = M_{1-5} = 9,3 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,61 = 22,38 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_{8-4} = M_{5-1} = 9,3 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,61 = 11,19 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-6} = M_{3-7} = 18,2 \cdot 2/3 \cdot 3,61 = 43,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-2} = M_{7-3} = 18,2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,61 = 21,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Рама ригелларида вужудга келадиган моментлар:

$$M_{9-10} = M_{5-9} = -24,99 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{10-9} = \frac{-48,88 \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = -24,91 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

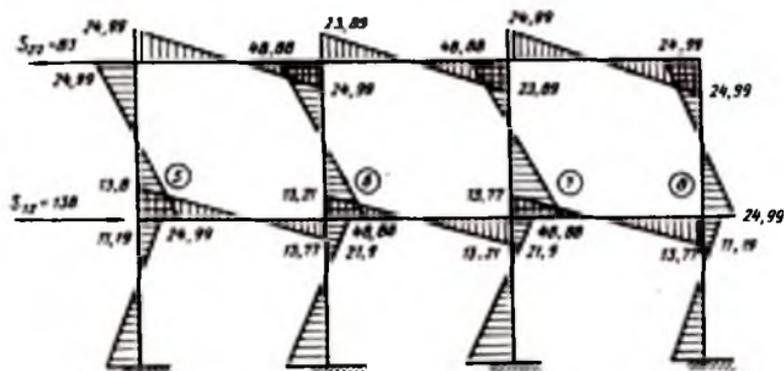
$$M_{10-11} = \frac{-48,88 \cdot 16,63 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,33) \cdot 10^{-4}} = -23,89 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{5-6} = M_{8-7} = M_{5-9}^* + M_{5-1} = -24,99 + 11,19 = -13,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{7-8} = M_{6-5} = \frac{(M_{6-10} + M_{6-2}) l_{6-5}}{l_{6-5} + l_{6-7}} =$$

$$= \frac{(-48,88 + 21,9) \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} =$$

$$= -13,77 \text{ кН} \cdot \text{м};$$



13.14- расм. Тебранишларнинг иккинчи шаклига оид моментлар эпюраси.

$$M_{6-7} = \frac{(-48,88 + 21,9) \cdot 16,63 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = -13,21 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тебранишларнинг иккинчи шаклига оид моментлар эпюраси 13.14-расмда келтирилган. Текшириш учун тугунлар кесиб олинади.

Тебранишлар иккинчи шаклини эътиборга олган ҳолда моментларнинг якунловчи эпюрасини куриш.

Тебранишларнинг юқори шакллари хисобга олган ҳолда ихтиёрий кесимдаги ҳисобий эгувчи моментлар қиймати қуйидаги формула орқали аниқланади:

$$M_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n M_i^2}; \quad (13.16)$$

бу ерда M_i — тебранишларнинг i -шаклига мос бўлган сейсмик кучдан ҳосил бўлган эгувчи момент; n — ҳисобда эътиборга олинаётган тебраниш шакллари сони.

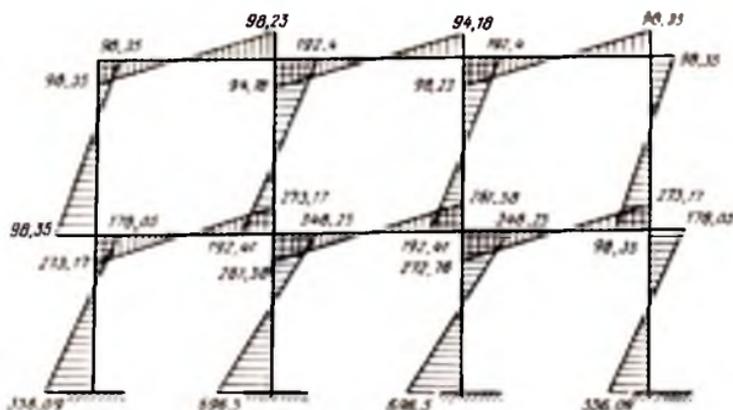
Бизнинг ҳол учун формула қуйидагича ёзилади:

$$M_p = \sqrt{M_1^2 + M_2^2}.$$

Мисол тариқасида 6-туғунда ҳосил бўладиган ҳисобий моментлар қийматини аниқлаймиз:

$$M_{6-5} = \sqrt{272,41^2 + 13,77^2} = 273,17 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-7} = \sqrt{261,25^2 + 13,21^2} = 261,58 \text{ кН} \cdot \text{м};$$



13.15-расм. Ҳисобий моментлар эпюраси.

$$M_{6-10} = \sqrt{186,1^2 + 48,88^2} = 192,41 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-2} = \sqrt{347,56^2 + 21,9^2} = 348,25 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

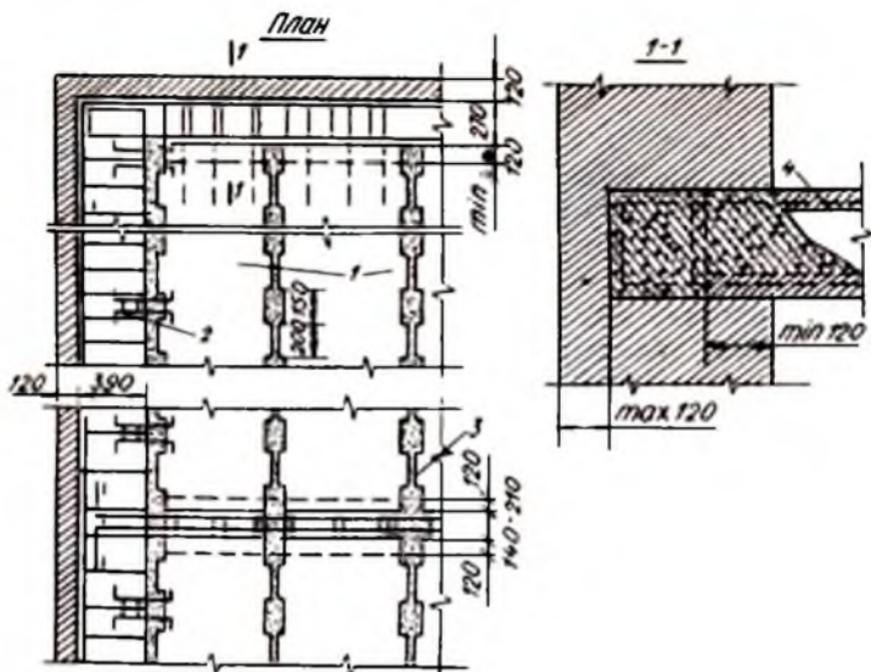
Раманинг қолган стерженларидаги ҳисобий моментлар ҳам ана шу тариқа аниқланади. Раманинг ҳисобий моментлар элюраси 13.15-расмда тасвирланган.

Шундай қилиб, икки қаватли рама учун ҳисобий эғувчи моментлар элюрасини қурдик, яъни темирбетон синчли бинонинг устун ва ригелларида сейсмик кучлар таъсирида ҳосил бўладиган ҳисобий моментларни аниқладик. Эндиги вазифа ушбу ҳисобий зуриқишларни (моментларни) вертикал статик кучлардан ҳосил бўлган зуриқишлар билан қўшган ҳолда синч мустаҳкамлигини текширишдан иборат. Элементларни мустаҳкамликка ҳисоблаш усуллари билан биз аввалдан танишмиз.

13.4. Ғишт деворли ва комплекс конструкцияли бинолар сейсмик мустаҳкамлиги

Бўлиб ўтган зилзилалар тажрибаси шуни кўрсатдики, агар тўғри ҳисоблаб, тўғри лойиҳаланса ҳамда қурилиш қоидаларига тўлиқ амал қилган ҳолда барпо этилса, ғишт деворли бинолар ҳам сейсмик кучларга етарли даражада бардош бера олади.

Барча юк кўтарувчи конструкциялар (бўйлама ва кўндаланг деворлар, ёпмалар) бир-бири билан мустаҳкам боғланган ҳолдагина бино зилзила кучларига бир бутун фазовий конструкция сифатида қаршилиқ кўрсатади. Агарда бу боғланиш мавжуд бўлмаса ёки заиф бўлса, бўйлама деворлар кўндаланг деворлардан ажралиб кетиши ва баъзи ҳолларда қулаб тушиши мумкин. Девор ортидан ёпмалар ҳам тўлиқ ёки қисман босиб қолади. Антисейсмик чоралар қўлланмаган биноларда бундай ҳодисалар кўпга учрайди. Биноларнинг зилзилаларда зарар кўрмаслиги учун синовдан ўтган махсус конструкциялардан фойдаланилади. Масалан, бинонинг периметри бўйлаб антисейсмик камарлар ишланади, ёпмалар бир-бирига ва деворларга пухта боғланади, девор бурчакларига, кесишув ерларига арматура ётқизилади ва ҳ.к. [15].

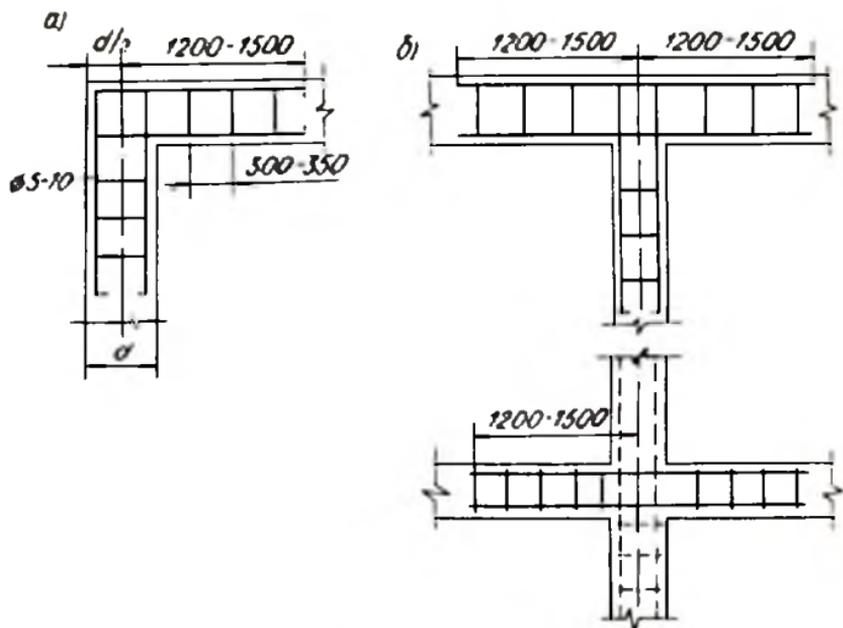


13.16- расм. Темирбетон ёпмаларнинг деворга маҳкамланиши: 1 — йиғма ёпма; 2 — анкер боғлама; 3 — ички девор; 4 — арматура.

Ғишт деворли биноларнинг сейсмик мустаҳкамлигини оширишга қаратилган асосий конструктив чоралар билан танишиб чиқамиз.

Биноларнинг фазовий бикирлиги асосан ёпмаларнинг иши туфайли таъмин этилади. Ёпмалар горизонтал диафрагма ролини ўйнаб, сейсмик кучларни юк кутарувчи конструкцияларга (деворларга) тақсимлайди. Бундай тақсимот, бинобарин бинонинг сейсмик мустаҳкамлиги, кўп жиҳатдан ёпманинг ўз текислигидаги бикирлигига боғлиқ. Ҳозирги вақтда ғишт деворли бинолар қурилишида кўп бўшлиқли йиғма темир-бетон плита ёпмалари кенг тарқалган.

13.16- расмда йиғма темир-бетон ёпмаларнинг горизонтал йўналишдаги бикирлигини оширишга қаратилган чоралар тасвирланган. Панелларнинг ўзаро силжишига йўл қўймаслик мақсадида шпонка ишланади; бунинг учун панелларнинг ён қисмида қолдирилган ўйиқ жой (паз) ларга цемент қоришма қуйилади. Панеллар орасидаги чокларда ҳосил бўладиган кирқувчи кучларни ана шу шпонкалар ўзига қабул қилади.



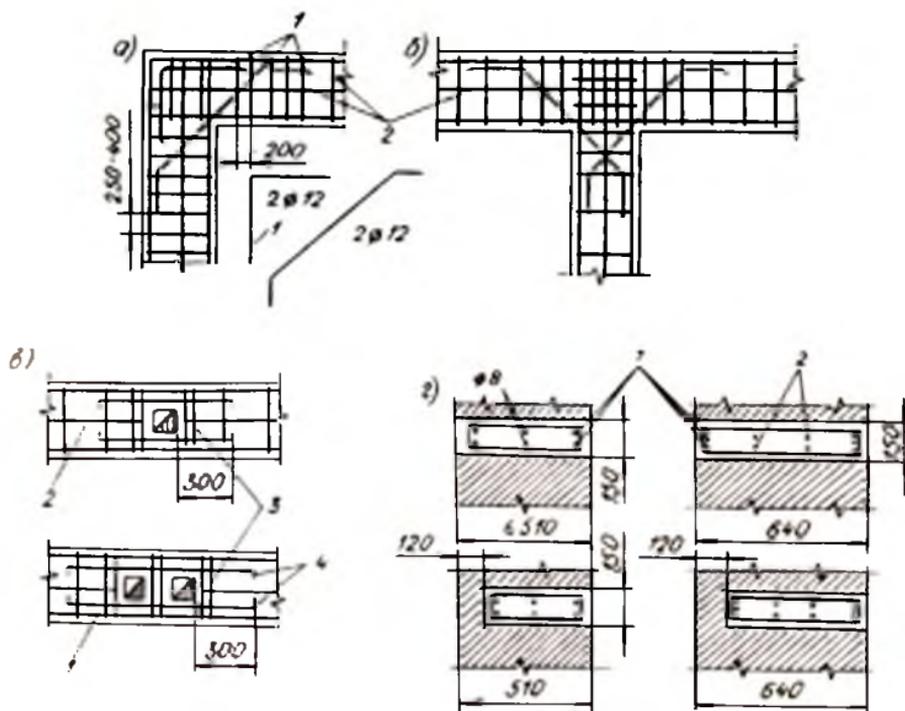
13.17- расм. Бўйлама ва кўндаланг деворларнинг туташув ерлари:
a — бурчаклар; *b* — кесишув ерлари.

Бундан ташқари, бўйлама кучларни қабул қилиш учун панель текислигида яхлитликни таъминловчи темир-бетон боғлама (обвязка) ишланади. Епма панеллари боғлама билан арматура илмоқлари ёрдамида бириктирилади. Темирбетон боғламалар бор ерда панеллар орасига боғлагич қўймаса ҳам бўлади.

Фишт деворли биноларда бўйлама ва кўндаланг деворларнинг туташув ерлари нозик жой ҳисобланади. Икки йўналишдаги деворларни бир-биридан ажратишга интилувчи зўриқишлар шу ерларга тўпланadi. Икки йўналишдаги деворларнинг боғланишини кучайтириш мақсадида туташув ерларидаги горизонтал чокларга сим тўр ётқизилади. Сим тўрларнинг узунлиги 1,5—2,0 м бўлиб, 7—8 балли сейсмик ҳудудларда девор баландлиги бўйлаб ҳар 70 см да, 9 балли ҳудудларда ҳар 50 см да жойлаштирилади (13.17- расм).

Деворларнинг ўзаро бирикувини мустаҳкамлаш мақсадида сим тўрлардан ташқари темир-бетон антисейсмик камарлардан кенг фойдаланилади. Сейсмик ҳудудларда қуриладиган биноларда антисейсмик камарлар барча бўйлама ва кўндаланг (ички ва ташқи) деворлар бўйлаб

ўтказилиб, ҳар бир каватнинг шипи баландлигида ётқизилади; девор ва ёпмалар билан чамбарчас боғланиб, ягона ёпқ система ташкил этади. Антисейсмик камарлар фишт деворли биноларнинг сейсмик мустаҳкамлигини оширишда ғоят катта роль уйнайди. Антисейсмик камарлар деворларнинг ўзаро боғланишини мустаҳкамлайди; деворларнинг ўз текислигидаги пишиқлигини оширади; ёпмаларнинг бикирлиги ва монолитлигининг ортишини таъминлайди.



13.18- расм. Антисейсмик камарлар:

а-бино бурчагида; б-деворларнинг туташув ерида; в-канал утган жойида; г-деворларда.

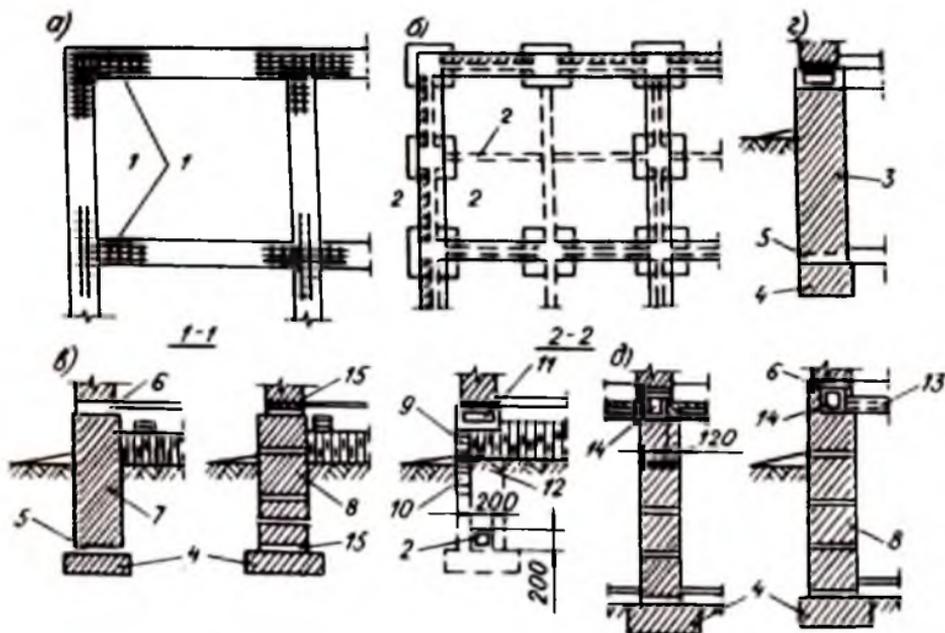
Камарларга узунасига бутун периметр бўйлаб арматура ётқизилади ва ҳар 25—40 см да диаметри 4—6 мм бўлган пулат хомут боғланади. Арматура сифатида А — I синфли пулат ишлатилиб, 7—8 балли сейсмик зоналарда уларнинг диаметри 10 мм дан, 9 балли зоналарда эса 12 мм дан кам бўлмаслиги лозим. Ётқизиладиган бетоннинг синфи В 12,5 дан кам бўлмаслиги керак. Бурчакларда ва кесишув ерларида қўйилган сим тўр мустаҳкамликни таъминлай олмаса, қия стерженлар қўйиш тавсия этилади.

Антисейсмик камарларнинг айрим деталлари 13.18-расмда тасвирланган. Камарларнинг кенлиги деворларнинг эни билан барабар олинади; агар деворнинг эни 50 см дан ортиқ бўлса, камарнинг эни деворниқидан 10—15 см кичикроқ олиниши мумкин. Камарнинг баландлиги 15 см дан паст бўлмаслиги керак. Биноларнинг энг юқори қаватининг томи сатҳида ўрнатиладиган камарларнинг устида босиб турадиган юк бўлмаганлиги сабабли ер қимирлаганда камар ўрнидан силжиши мумкин. Бунинг олдини олиш учун деворнинг узунасига ҳар 50 см да камардан юқори ва пастга 25—30 см узунликда арматура чиқариб қолдирилади. Арматуранинг ўрнига шпонкадан фойдаланса ҳам бўлади. Бунинг учун камар остидаги деворда $14 \times 14 \times 30$ см ўлчамда чуқурча қолдирилади, чуқурчага вертикал арматура жойланади, камарга бетон ётқизилганда, чуқурчага ҳам бетон тулдирилади. Мўрилар ва вентиляция каналлар ўтган ерларда камарлар қўшимча арматуралар ёрдамида кучайтирилади.

Юқорида гишт деворлар мурт материаллардан ташкил топганлиги учун зилзила кучларига бўлган қаршилиги темирбетон конструкцияларга нисбатан кам эканлигини эслатиб ўтган эдик. Дарҳақиқат, ер қимирлаганда содир бўладиган кучланишларнинг ортиб кетиш ҳоллари, темирбетон конструкцияларида гишт деворларга нисбатан камроқ хавф солади. Ана шунга асосланиб, гишт деворларни тиклашда девор орасига вертикал йўналишда темирбетон элементлар — ўзаклар (сердечник) қўшиб, комплекс конструкция ҳосил қилишни мутахассислар мақсадга мувофиқ деб ҳисоблайдилар. Темир-бетон ўзак гишт деворларнинг юк кўтариш қобилиятини сезиларли даражада оширади. Ўзакларнинг девор билан ҳамкорликда ишлашини таъминлаш учун ўзакдан девор орасига тахминан 50 см узунликда арматура ўтказилади, ўзакнинг ўзи эса антисейсмик камар билан қўшиб бетонланади. Вертикал темир-бетон ўзакларнинг қўндаланг кесими ва арматуралари деворга таъсир этадиган кучнинг микдорига боғлиқ равишда ҳисоб натижаларига қараб белгиланади.

Содир бўлган кўпгина зилзилалар шундан далолат берадики, пойдеворлар ва ертўла деворлари ер қимирлаганда бошқа конструкцияларга нисбатан камроқ шикастланади; бироқ уларни туғри лойиҳалаб, туғри қурилса, бинонинг сейсмик мустаҳкамлиги янада ортади [15].

Юк кўтарувчи ғишт деворлар остига лента пойдеворлар куриш мақсадга мувофиқдир. Агар пойдеворлар йирик блоклардан тикланса, у ҳолда блокларни бир-бирига тишлатишга алоҳида эътибор бермоқ зарур.



13.19- расм. Пойдевор ва ертўла деталлари.

Сейсмик хуудларда ҳам пойдевор учун носейсмик хуудларда қўлланиладиган материаллардан фойдаланилади. Бунда фақат чақилмаган бутун силлиқ катта тошларни ишлатиш чегараланади; уларни 7 балли зоналарда баландлиги 5 м гача бўлган бир қаватли биноларда ишлатиш мумкин.

Пойдевор чуқурлиги носейсмик хуудлардаги каби олинади.

Агар пойдеворлар устунсимон бўлса, у ҳолда уларнинг барчаси темир-бетондан ишланган узлуксиз тўсин ёрдамида ўзаро туташтирилади. Ђишт деворлар остига қўйиладиган гидроизоляция катлам цемент коришмадан ишланади. Гидроизоляция катлам сифатида толь, рубероид каби рулонли материаллардан фойдаланиш рухсат этилмайди. Пойдевор ва ертўла деворлари деталлари 13.19- расмда келтирилган.

13.5. Қадимий ғиштин биноларнинг зилзилабардошлиги

Асрлар оша бизнинг давримизгача етиб келган архитектура ёдгорликлари қадимги бинокор ва меъморларнинг юксак ақл-заковати, билимдонлигидан далолат беради. Қадимда яшаб ижод этган бинокор усталар фақатгина бой тажрибага асосланиб қолмай, балки меъморчиликнинг ўша даврларда мавжуд бўлган назарий ғояларига суяниб иш тутганлар. Қадимий меъморий обидалар бунёд этилишдан илгари уларнинг лойиҳаси чизилган, кўзга кўринган уста ва меъморларнинг муҳокамасидан ўтган. Доим хавф солиб келган зилзила даҳшати Ўрта Осиё меъморлари диққат-эътиборидан четда қолмаган, албатта. Шу кунларгача сақланиб қолган тарихий обидалар фикримиз далилидир.

Ўрта Осиёда бунёд этилган кўпгина меъморчилик ёдгорликларини таҳлил қилиш натижаси, қадимги меъморлар зилзила кучларининг иншоотларга таъсир этиш қонуниятини яхши билганлар, деган хулосага олиб келади. Ўша давр бинокор усталари зич ёки бўш тупроқда тикланган бинонинг зилзила жараёнидаги ҳолатини тўла тасаввур эта олганлар. Бу эса меъморларга турли-туман бинолар ва иншоотларнинг сейсмик мустаҳкамлигини таъминловчи антисейсмик чора-тадбирлар ишлаб чиқиш имконини берган. Яъни бино қуришда қўлланилган ғиштларнинг ўлчамлари ҳам иншоотдаги кучланишларни кесим бўйича текис тарқалишини таъминлаган, чунки ғиштларнинг ўчамлари квадрат шаклда бўлган.

Бобокалон меъморларимиз эластик қурилиш материаллари ва конструкциялари иншоотларнинг сейсмик мустаҳкамлигини таъминловчи энг яхши чора деб ҳисобланганлар. Бу эса ўз навбатида, қурилиш қоришмаси сифатида ганч ва лойдан фойдаланишга, пойдеворларнинг махсус конструкцияларини ишлаб чиқишга ҳамда деворларнинг цоколь қисмида қамиш тасмалар қўлланишга олиб келган.

Пишиқ ғишт теришда соз тупроқдан тайёрланган лой ҳамда ганч (махаллий алебастр, гипснинг бир тури) қоришмаси қўлланилган.

Ганч қоришмаси тез қотувчан бўлганлиги сабабли уни қурилишнинг ўзида оз-оздан (10—12 кг дан) тайёрланган.

Ғишт териш ишларида ганч ҳеч қачон соф ҳолда ишлатилмаган; унга 1:1 ёки 1:3 нисбатда соз тупроқ ёки қум қўшиб ишлатилган. Эски усталар йирик ганчдан тайёрланган қоришманинг мустаҳкамлиги майда ганчга нисбатан юқори бўлади, деб ҳисоблаганлар, шунинг учун ҳам ғишт теришда йирик донали ганчдан фойдаланишган. Йирик донали ганч секин қотади. Қотиш жараёнининг секин кечиши мустаҳкамликнинг аста-секин ортиб боришини таъминлайди. Чунки қоришма таркибидаги намликни шимиб олган ганчнинг йирик донаси вақт утиши билан шу намликнинг бир қисмини маълум миқдорда чиқариб туради, бу эса қотиш жараёнининг бир гекис утишини таъминлайди. Қадимий усталарнинг фикрича, ганч ўзининг тулик мустаҳкамлигига бир йил мобайнида эришади.

Баъзан ганч қоришмасига соф тупроқ ва тоза қумдан ташқари ғишт кукуни, кул ва ўтин-қўмир талқони қўшилган.

Қадимги меъморлар эластик ва қайишқоқ қоришмалар ғишт конструкцияларни зилзила таъсиридан асровчи энг яхши чора деб билиб, девор чокларида унинг қалинлигини каттароқ (деярли ғишт қалинлигида) олишга ҳаракат қилганлар. Одатда, бинонинг пастки қисмида қоришма қалинроқ (5 см атрофида) олиниб, девор кўтарилган сари, қоришма қалинлиги ҳам секин-аста юпқалашиб борган; иккинчи қават баландлигида қоришма чокларининг қалинлиги 10—12 мм ни ташкил этган.

Шунинг учун ҳам Ўрта Осиёнинг монументал биноларида ганч қоришмасининг ҳажми деворлар ҳажмининг деярли 30 % ини ташкил этади.

Тоза соф тупроқдан яхшилаб пишитиб, етилтириб тайёрланган лойнинг ўта пластик хоссаси меъморларнинг диққат-эътиборидан четда қолмади. X — XVII асрларда бунёд этилган монументал ғишти биноларнинг деярли ҳаммасида пойдевор остига маълум қалинликда соф лой қатлами — «ёстик» тушалган.

Ўрта Осиёнинг қадимий биноларида икки хил пойдевор қўлланилган: 1) эни цоколь энига тенг ва ўзгармас бўлган пойдеворлар, 2) эни пастга томон кенгайиб борадиган пойдевор. Пойдеворларнинг туби ёйсимон кабарик шаклда ишланган. Кабариклик пойдеворни лойдан тайёрланган ёстикка осонроқ жойлашувига имкон бериб, иншоотнинг бир текис чуқишини таъминлайди.

Пойдевор баландлиги ер сиртига етганда, пойдевор билан цоколь орасига кучсиз лой коришмасида ёки тоза тупрокнинг узида бинонинг бутун (ички ва ташки деворлари) периметри бўйлаб, бир қатор ғишт терилган. Бу ҳам қадимий меъморларнинг антисейсмик чораларидан бири ҳисобланган.

Зилзила кучининг горизонтал ташкил этувчилари, яъни горизонтал турткилар пойдеворни бино остидан суриб чиқаришга интилади. Бинонинг пастки ва устки қисми билан боғланмаган ғишт қатлами эса пойдеворни цоколь остида кўзгалишига имкон беради. Натижада пойдеворда вужудга келган зўриқишлар бинонинг юқори қаватларига узатилмайди. Бу эса, ўз навбатида, биноларни зилзила таъсирига яхши бардош беришига олиб келади.

Ўрта Осиёнинг баъзи архитектура ёдгорликларида қулланилган қамиш қатламлари юқоридаги ғоянинг мантикий ривожидеса бўлади.

Қамиш қатлами биноларнинг цоколь қисмига ётқизилган. Цоколнинг ер сиртига чиққан қаторига аввал текис қилиб коришма ёйилган. Қоришманинг устига 8—10 см қалинликда, девор сиртига тик йуналишда қамиш бостирилган. Қамишнинг узунлигини девор энига тенг қилиб, олдиндан қирқиб, тайёрлаб қўйилган. Қамиш қатлами устига яна коришма ёйиб, унинг устига ғишт терилган. Ђиштнинг навбатдаги қаторлари одатдагича давом эттирилган. Баъзи биноларда қамиш қатлами икки қатор ётқизилган, бунда иккинчи қатлам цоколнинг юқори қисмига жойланган.

Текширишларнинг кўрсатишича, вақт ўтиши билан қатлам ўтиришган (чўккан), бироқ қамиш поялари синмаган ва пачоқланмаган. Қамиш ер сиртидан юқорида жойлашганлиги туфайли, унга ҳамма вақт ҳаво тегиб турган ва чиримаган. Баъзи биноларда вақт ўтиши билан тупроқ остида қолган қамишлар чириб, бинонинг мустаҳкамлигига путур етган. Буни назарда тутган қадимий меъморлар қамишга доимий равишда «шабада» тегиб туришини ўйлаганлар, ҳатто девор сувоқлари қамиш қатламига етганда узиб қўйилган, шу йўл билан қамиш ҳам ичкари, ҳам ташқари томондан ҳаво олиб турган.

Маълумки, ер қимиллаганда зилзила манбаидан ҳар тарафга сейсмик тўлқинлар тарқалади. Тўлқинларнинг

вертикал ташкил этувчилари иншоот пойдеворига пастдан юкорига караб зарб билан урилади. Сейсмик тўлқинларнинг горизонтал ташкил этувчилари эса бино пойдеворига горизонтал йўналишда урилиб, пойдеворни бино остидан суриб чиқаришга интилади.

Бир бинони кўз олдимизга келтирайлик. Унинг лой қоришмасида пишиқ ғишдан терилган пойдевори эластик лой қатламига ўрнатилган. Пойдевор билан цоколнинг туташув ерига кум билан тупрок аралашмасидан юққа қатлам (кучсиз қоришма қатлами) берилган. Ундан юқорирокда қамиш қатлами ётқизилган. Бинонинг ғиштин девори эластик ганч қоришмасида тикланган, дейлик.

Сейсмик тўлқинларнинг вертикал ташкил этувчилари даставвал пойдевор остидаги эластик лой қатламига дуч келади. Бу ерда бироз юмшаган тўлқин пойдеворга узатилади, пойдеворнинг пластик қоришмасида унинг кучи яна бироз қирқилади. Цоколда жойлашган қамиш қатлами амортизатор вазифасини ўтайди. Чунки қамиш қатлами ўзининг эластиклиги туфайли етиб келган турткини тўлалигича юкорига узатиш қобилиятига эга эмас. (Агар қамишнинг ўрнида оддий ғишт бўлганида, у ҳолда туртки кучи тўлалигича юкорига узатилган бўлар эди.) Кучи анча қирқилган тўлқин ғиштин девор бўйлаб юқорилайди; эластик ганч қоришмасидан ўтиб борган тўлқин кучи кўтарилган сари сўниб боради.

Сейсмик тўлқинлар горизонтал ташкил этувчиларининг шиддаткор таъсиридан биноларнинг яна ўша қамиш қатлами ҳамда цоколь ва пойдевор синасига ётқизилган кумок тупрок ёки ўта кучсиз лой ётқизиши асрайди. Тупрок ётқизиши пойдеворни бинонинг остидан силжитишга интилувчи кучларга кам қаршилиқ кўрсатади. Қамиш қатлами эса цоколь ва пойдеворни бинонинг юқори қисмига нисбатан бироз силжишига йўл кўяди. Бу силжиш бино деворларига зарар етказмаган ҳолда сейсмик кучларнинг қувватини қирқади. Қамиш қатлами иккита бўлса, силжиш ва эгилиш кучланишлари янада кўпроқ сўнади. Девор таркибидаги ганч қоришмаси, ўзининг эластик хоссаси туфайли, қолган кучланишларнинг сўнишига олиб келади.

Бино ва иншоотларнинг зилзилабардошлигини ошириш мақсадида қадимий меъморлар юқорида кўриб

утилган усуллардан ташқари яна катор сейсмомустаҳкам конструкциялар қўллаганлар. Уларнинг ичида энг диққатга сазоворларидан бири равоқлар шаклини чўққисимон қилиб олинишидир. Зилзила жараёнида чўққисимон равоқлар ярим айлана шаклли равоқларга нисбатан яхши сақланади. Равоқнинг айрим ерлари ёрилиб, шикастланган тақдирда ҳам равоқ шарнирли система сифатида ишлайверади.

Самарқанд шаҳри яқинида 1502 йилда Зарафшон дарёси устига Шайбонийхон томонидан қурдирилган сув айиргич-кўприкнинг битта равоғи бизнинг давримизгача сақланиб қолган. Дастлаб кўприк 7 равоқдан иборат бўлган. Даврлар ўтиши билан сув — айиргич кўприк бузила бошлаган. Иншоотнинг бузилишига асосан сувнинг агрессив таъсири сабаб бўлган деб тахмин қилиш мумкин. Чунки кўприкни қуришда, асосан, пишиқ ғишт ишлатилган. У даврларда цемент бўлмаган. Бириктирувчи қоришма сифатида меъморлар усимлик кули, ганч ва оҳак каби материаллар ишлатилган. Маълумки, бу материаллар агрессив муҳит таъсирига яхши бардош бера олмайди. Сувга тегиб турган равоқлар аста-секин емирилиб, бузилиб кетган. Сувдан четроқда қирғоқда жойлашган равоқнинг шу кунларгача яхши сақланиб қолганлиги, унинг сейсмомустаҳкам конструкция эканлигидан далолат беради.

Ўрта Осиё қадимий меъморларининг яратган антисейсмик чоралари ҳақида гап борар экан, улар бунёд этган биноларда алоҳида турувчи тош устунларнинг қўлланмаганлигини таъкидлаб ўтмоқ зарур. Тош устуннинг зилзила таъсирига бардошсиз эканлигини билган меъморлар бино қисмларида бу элементдан фойдаланмаганлар.

Шундай қилиб, Ўрта Осиёнинг қадимги меъморлари биноларни зилзила ҳалокатидан асраб қоладиган ягона восита — пластик конструкциялар қўллаш, деб ҳисоблаганлар. Бу дунёқараш узвий равишда авлоддан авлодга ўтиб келди. Асрлар оша бизнинг давримизгача етиб келган архитектура ёдгорликлари бобокалон меъморларимиз яратган услубларнинг тўғри ва яшовчан эканлигидан далолат бериб турибди.

ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ МАРКАЗИЙ ОСИЁНИНГ ИССИҚ ИҚЛИМ ШАРОИТИГА МОСЛАБ ҲИСОБЛАШ

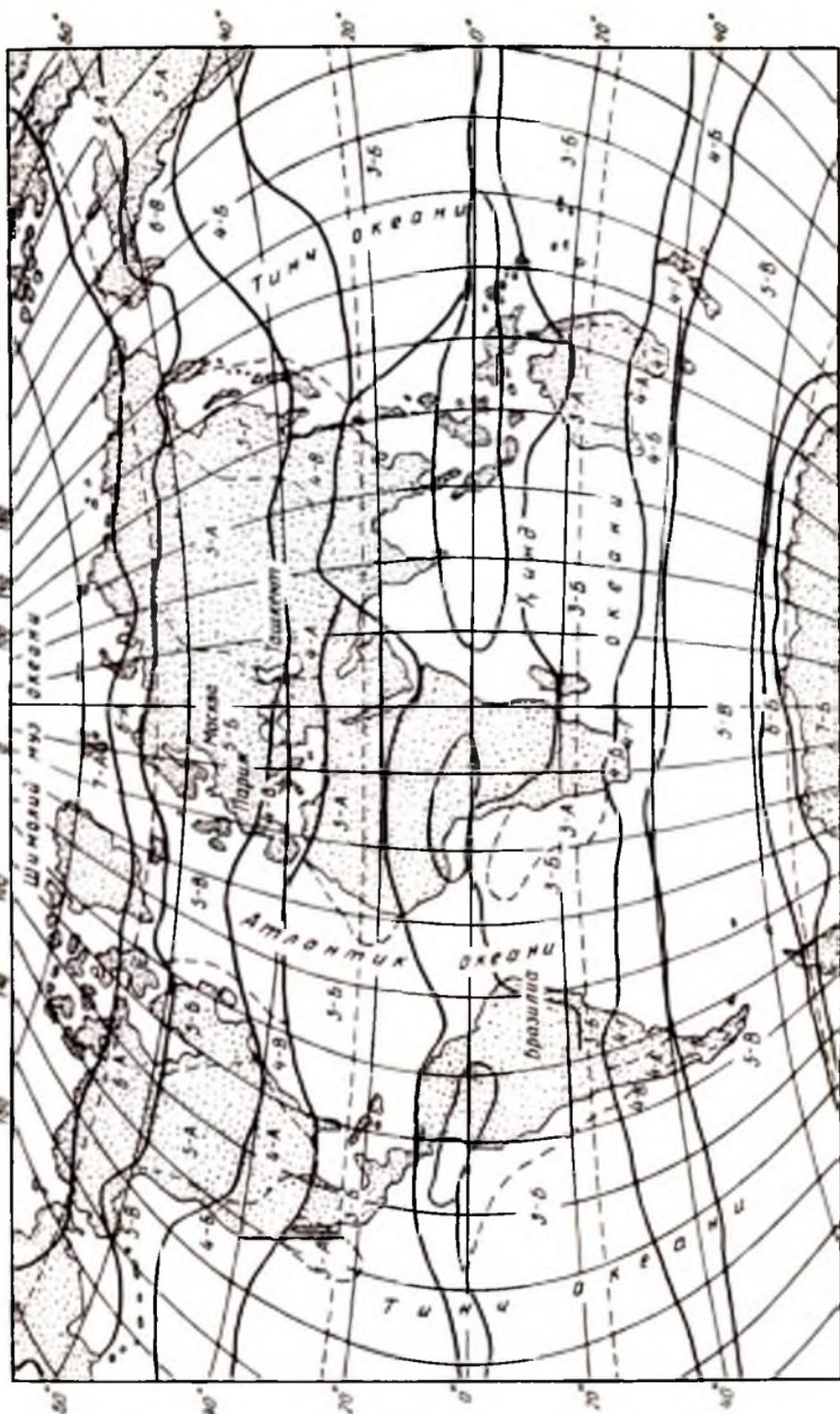
Ҳозирги даврда қуруқ иссиқ иқлим шароитида бино ва иншоотлар қуришда йиғма ва монолит темирбетон конструкцияларидан кенг фойдаланилмоқда. Лойиҳалаш ва қурилиш ишлари ўз меъёрида бўлиши учун конструкция элементларига салбий таъсир этадиган иссиқ ҳарорат, қуруқ ҳаво ҳамда кучли қуёш радиацияси таъсирини эътиборга олиш лозим. Лойиҳалаш ва қурилиш ишларининг сифати кўп жиҳатдан ушбу муаммонинг қай даражада ҳал этилишига боғлиқ. Темирбетон конструкцияларининг ишига қуруқ иссиқ иқлим шароитининг таъсирини ҳисобга олиш масаласи махсус тадбирларни амалга ошириш билан боғлиқ бўлиб, қўшимча сарф-харажатларни талаб этади.

Темирбетон конструкцияларини беҳавотир ва узок муддат хизмат қилиши лойиҳа жараёнидаги ҳисобларнинг тўғри бажарилишига боғлиқдир.

14.1. Қуруқ иссиқ иқлим шароитининг ўзига хос хусусиятлари

Қурилиш меъёрлари СНиП 2.01.01—82 [8] да собиқ Иттифок ҳудудини иқлим бўйича туманларга (районларга) ажратилган карта берилган. Ўша картада қуруқ иссиқ иқлим шароитига эга бўлган манзиллар III ва IV иклимий туманларга киритилган. Бундан ташқари ҳавонинг кунлик, ҳафталик, ойлик ва йиллик ҳароратига доир рақамлар берилган. Жазирама иссиқ ойнинг ўртача максимал ҳарорати, кундалик ҳароратнинг ўртача давомийлиги, қуёш радиацияси, шунингдек ҳавонинг ўртача ойлик намлиги ҳам мазкур нормада ўз аксини топган.

Қуруқ иссиқ шароитидаги ҳудудлар ер қуррасининг бешдан бир қисмини ташкил этади. Қуруқликнинг тахминан учдан бир қисми айнан шу иқлимга тўғри келади. (14.1-расм). Дунё миқёсида иссиқ иқлимли ҳудудлар тўрт минтақага бўлинади: экваториал, субэкваториал, тропик ва субтропик минтақалар иссиқ иқлимли



141-рідм Дубіним исік нолімлі мінталадари ааритэси
 1 — экваториаль мінтала, 2 — субэкваториаль мінтала, 3 — тропик мінтала, 4 — субтропик мінтала, 5 — муьталадл мінтала

худудлари субтропик ва қисман муътадил иқлимли минтакаларда жойлашган (14.2- расм). Ўрта Осиёнинг иқлим шароити кун, ой ва йил фасллари мобайнида ҳаво ҳарорати ва нисбий намлигининг кескин ўзгариб туриши билан Оврупо шароитидан фарқ қилади.

Марказий Осиё қуруқ иссиқ иқлимнинг ўзига хос хусусияти шундан иборатки, бу ерда ҳаво ҳарорати ва намлигининг кундалик, ойлик ва йиллик ўзгариши жуда катта бўлади. Бу худудларда ёзда — июнь, июль, август ойларида темирбетон конструкцияларнинг кунгай сиртлари кундузи 70°C га қадар қизийди, тунда 20°C га қадар пасаяди. Ҳавонинг нисбий намлиги ёз ойларида ўртача 20—40 % оралиғида, кундузи 10 % га қадар пасайиши мумкин. Марказий Осиё шароитида йил давомида ёғингарчилик ҳам бир маромда бўлмайди. Ёғингарчилик миқдори бир йилда 250—300 мм ни ташкил этади, баъзи йиллари 450—480 мм гача этади. Ёғингарчиликнинг асосий қисми киш ва баҳор фаслига тўғри келади, ёзда эса жуда кам бўлади. Баъзан ёзда умуман ёмғир ёғмайди. Бу ҳаводаги намликнинг янада камайишига олиб келади. Ҳаво ҳароратининг юқорилиги ва атроф муҳит нисбий намлигининг камлиги темирбетон элементларда сезиларли даражада ҳарорат, киришиш ички кучланиш ва деформацияларни вужудга келтиради.

Қуёш радиациясидан муҳофаза этилмаган темирбетон конструкцияларини ҳисоблашда қурилиш меъёрлари СНиП 2.01.07—85 [9] ташқаридаги ҳаво ҳароратининг норматив қийматларини ёзда (t_n^T) ва қишда (t_n^X) қуйидаги формулалар орқали аниқлашни тавсия этади:

$$t_n^T = t_{VII} + \Delta_{VII}, \quad (14.1)$$

$$t_n^X = t_I - \Delta_I. \quad (14.2)$$

Ташқаридаги ҳаво ҳароратининг ҳисобий қийматини аниқлаш учун қуйидаги формула тавсия этилади:

$$t^T = t_n^T + 3^{\circ}\text{C}, \quad (14.3)$$

$$t^X = t_n^X - 6^{\circ}\text{C}. \quad (14.4)$$

Агар (14.1) ва (14.2) ни (14.3) ва (14.4) га қўйсақ,

$$t^T = t_{VII} + \Delta_{VII} + 3^\circ\text{C}; \quad (14.5)$$

$$t^x = t_1 - \Delta_1 - 6^\circ\text{C} \quad (14.6)$$

келиб чиқади. Бу ерда t_{VII} ва t_1 — июль ва январь ойларидagi ҳавонинг кўп йиллик ўртача ойлик ҳарорати бўлиб, нормалардан [9] олинади. Δ_{VII} ва Δ_1 — июль ва январь ойлари учун белгиланган ўртача ҳароратдан оғиши. Марказий Осиё иқлими учун $\Delta_{VII} = +6^\circ\text{C}$, $\Delta_1 = -15^\circ\text{C}$.

14.2. Иқлим ўзгариши шароитида темирбетон конструкцияларини ҳисоблаш

Марказий Осиё шароитида темирбетон конструкциялари даврий ўзгарувчан ҳарорат ва намлик таъсирида бўлади. Сутка давомида кундузи ҳароратнинг кўтарилиши, намликнинг камайиши, кечаси эса аксинча, ҳароратнинг пасайиши ва намликнинг ортиб бориши кузатилади. Ҳарорат ва қуёш радиациясининг ўзгариши натижасида бетондаги температура майдони элементнинг кесим юзаси бўйлаб узлуксиз равишда ўзгариб боради [5].

Ҳарорат ва намликнинг элемент кесими бўйлаб нотекис тарқалиши элементда ҳусусий ҳарорат — киришиш кучланишларининг пайдо булиши ва элементнинг ёрилишини тезлаштиради. Кесим юза бўйича ҳароратнинг тарқалиши вақт давомида тўғри чизикли эмас. Температура майдонини ҳисоблашда энг ёмон шароит учун доимий бўлмаган температура майдони шартли равишда доимий деб қаралади. Бунда бир йўналишда ҳарорат чизикли тарқалади деб қаралади. Бошқа йўналишда эса уни ихтиёрий ўзгаради деб олинади. Бунда чизикли ҳарорат эпюрасини шартли равишда иккига бўлиш мумкин:

1. Ҳароратнинг кесим бўйлаб бир хил тарқалиши элементнинг узайишига ёки қисқаришига олиб келади. Бунда элемент бошланғич юқори температура билан ўртача температура фарқига, яъни йилнинг иссиқ ва совуқ вақтига ҳисобланади.

2. Элементнинг узунлиги ўзгармаган ҳолда кесим юзаси бўйича ҳароратнинг нотекис ўзгариши элемент эгрилигининг ўзгаришига олиб келади. Бунда элемент бетоннинг ташқи ва ички сиртларидаги энг катта ҳарорат

фарқига, шунингдек йилнинг иссиқ ҳамда совуқ вақтига ҳисобланади.

Қуруқ иссиқ иқлим шароитида қизийдиган элементларни ҳисоблаш чоғида, бетоннинг ялпи юзаси ёки унинг сиқилган қисми юзаси оғирлик марказини, шунингдек ялпи кесим статик ва инерция моментларини аниқлашда ялпи кесимни қизимаган, мустаҳкамлиги юқори бўлган бетонга келтириб олинади [11]. Бунинг учун кесим баландлик бўйлаб бир-неча қисмга бўлиб чиқилади.

Келтирилган юза A_{red} қуйидаги формуладан топилади:

$$A_{red,i} = \frac{A_i \beta_{bi} V_i}{\varphi_{bi}}; \quad (14.7)$$

бу ерда A_i — кесимнинг i — қисми юзаси; β_{bi} — бетон кесимининг i — қисми оғирлик марказидаги ҳароратга боғлиқ бўлган коэффицент; V_i — қисқа муддатли қизиш учун бетон кесимининг i — қисми юзаси оғирлик марказидаги ҳароратга боғлиқ бўлган коэффицент; φ_{bi} — бетоннинг қисқа муддатли тоб ташлашини ҳисобга олувчи коэффицент.

Қизиган чўзилувчи A_s ва сиқилувчи A'_s арматураларнинг юзаси қизимаган, мустаҳкамлиги юқори бўлган бетонга келтирилади:

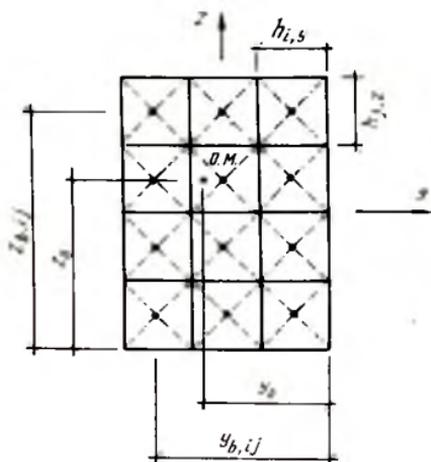
$$A_{s,red} = \frac{A_s E_s \beta_s}{E_b \varphi_{b1}};$$

$$A'_{s,red} = \frac{A'_s E_s \beta_s}{E_b \varphi_{b1}}. \quad (14.8)$$

бу ерда $A_{s,red}$ ва $A'_{s,red}$ — чўзилган ва сиқилган арматураларнинг келтирилган юзалари; E_s — арматуранинг эластиклик модули; β_s — арматуранинг ҳароратига боғлиқ бўлган коэффицент.

Ҳисоблашда ҳарорат ва намлик берилган деб қаралади, кесим вақт бўйича ўзгариши ихтиёрий, деб олинади. Эластиклик модули, чизикли кенгайиш коэффиценти ҳамда бетоннинг киришиши ҳарорат ва намликнинг ўзгаришига боғлиқ ҳолда инobatга олинади. Олдиндан уйғотиладиган кучланишнинг миқдори ҳам қуруқ иссиқ иқлим шароитида ҳисобга олинади ва унинг қиймати атроф муҳит ҳарорати ва намлигининг ўзгаришига боғлиқ эмас, деб қаралади.

Қуёш таъсирида бўладиган темирбетон конструкциялар бошқа ҳисоблардан фарқли ўларок қуйидагича



14.3- расм. Элементнинг кесимини юзачаларга бўлиш:
i, j — кичик юзачаларнинг координаталари:
i — 1 дан *n_Y* гача
j — 1 дан *n_Z* гача

ҳисобланади; иссиқ иқлим шароитида хавонинг биринчи ёзги ҳисобий ҳарорати таъсирида кизиши ва узоқ ёз давомида ҳароратнинг даврий қизиш ва қишки ҳисобий ҳарорат таъсирида совуши эътиборга олинади. Бундай масалани ечишда бетоннинг бир жинсизлик хоссалари ва ҳароратнинг нотекис ўзгариши ҳисобга олиниши керак. Иссиқлик оқими элементнинг бош ўқи-га бурчак остида таъсир этганда темирбетон элементларида баён этилган усул билан ҳисобланади. Бунинг учун бутун юза

«*y*» ва «*Z*» ўқи бўйича кичик юзачаларга бўлинади. Ҳар кичик юзача ўзининг маълум ҳароратига эга (14.3- расм).

Темирбетон элемент нотекис кизиган ҳолда унинг ўқи қуйидаги тартибда деформацияланади (чўзилиш зонаси дарз кетмаган ҳол учун)

— элемент ўқининг узайиши:

$$\varepsilon_t = \frac{\sum_{i,j=1,1}^{n_y, n_z} A_{red, ij} \cdot \varepsilon_{t, ij} + A_{s, red} \varepsilon_s + A_{s, red} \varepsilon_s}{A_{red}} \quad (14.9)$$

Z ва *y* ўқларига нисбатан элемент ўқининг эгрилиги

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{t, y} = \frac{K_y + \sum_{i,j=1,1}^{n_y, n_z} A_{red, ij} z_{b, ij} \varepsilon_{t, ij} + \sum_{i,j=1,1}^{n_y, n_z} \left(\frac{1}{r}\right)_{t, ij, y} J_{red, ij, v}}{J_{red}}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{t, z} =$$

$$= \frac{K_z + \sum_{i,j=1,1}^{n_y, n_z} A_{red, ij} y_{b, ij} \varepsilon_{t, ij} + \sum_{i,j=1,1}^{n_y, n_z} \left(\frac{1}{r}\right)_{t, ij, z} J_{red, ij, v}}{J_{red}} \quad (14.10)$$

Бетон кесимининг (i, j) қисмидаги узайиш $\epsilon_{t,ij}$ ва эгриликлар куйидаги формулалардан аниқланади:

$$\epsilon_{t,ij} = \frac{\alpha_{bt,i} t_{b,i} + \alpha_{b,i,i+1} t_{b,i+1} + \alpha_{bt,j} t_{b,j} + \alpha_{b,j,j+1} t_{b,j+1}}{4}; \quad (14.11)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{t,ij,y} = \frac{\alpha_{bt,i} t_{b,i} - \alpha_{b,i,i+1} t_{b,i+1}}{h_{j,z}};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{t,ij,x} = \frac{\alpha_{bt,i} t_{b,i} - \alpha_{b,i,i+1} t_{b,i+1}}{h_{i,j}}. \quad (14.12)$$

Арматуранинг узайишлари

$$\epsilon_s = \alpha_{st} t_s; \quad \epsilon_s = \alpha_{st} t_s \quad (14.13)$$

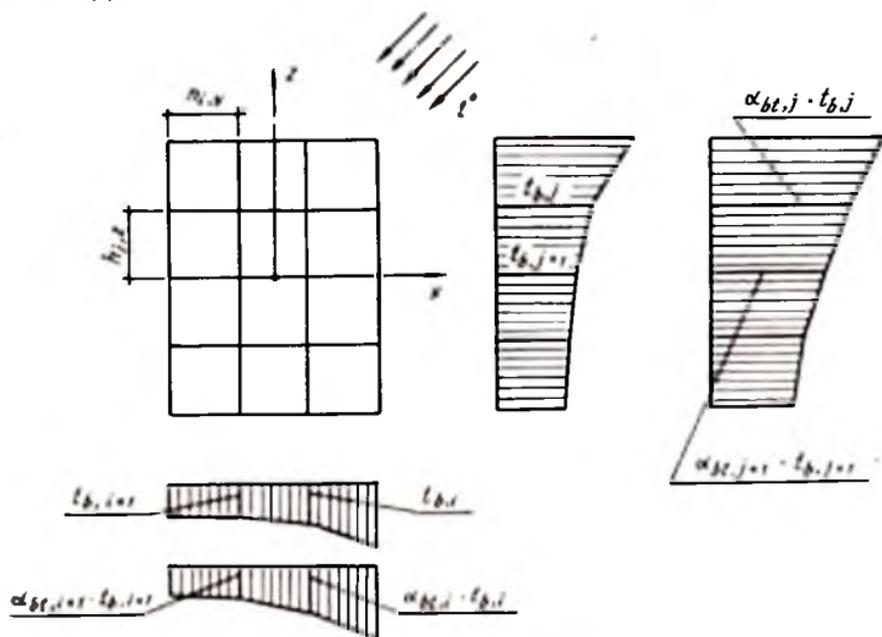
булади.

Формулалар таркибига кирган

$$A_{red}; A_{red,ij}; A_{s,red}; A'_{s,red}; \quad (14.7)$$

$$\text{ва } y_{b,ij}; y_s; y'_s; Z_{b,ij}; Z_{s,ij}; J_{red}; J_{red,x}; J_{red,y} \quad (14.8)$$

каби микдорлар СНиП 2.03.04—84 дан [11] олинади; колган микдорлар 14.4-расмдаги тарх буйича қабул қилинади.



14.4- расм. Иссикликнинг тарқалиш тархи.

Кесимнинг i, j қисмида бетонда вужудга келадиган кучланиш қуйидаги формулалардан аниқланади:

а) ҳарорат кесим бўйича чизиксиз тарқалганда кизишдан ҳосил бўлган чўзилиш кучланиш:

$$\sigma_{bt,ij} = \left[\varepsilon_y - \varepsilon_{t,ij} + \left(\frac{1}{r} \right)_{t,ij,y} Z_{b,ij} + \left(\frac{1}{r} \right)_{t,ij,z} y_{b,ij} \right] E_b \beta_{b,ij} \bar{\nu}_{b,ij}; \quad (14.14)$$

б) қисқа муддатли кизишдан ҳосил бўлган сиқилиш кучланиши;

$$\sigma_{b,ij} = \frac{N_z}{A_{red}} + \left(\frac{M_u}{B_y} Z_{b,ij} + \frac{M_z}{B_z} y_{b,ij} \right) E_b \varepsilon_{b,ij} \bar{\nu}_{b,ij}; \quad (14.15)$$

в) совиш жараёнида бетондаги киришиш ва тоб ташлаш таъсирида ҳосил буладиган чўзилиш кучланиши;

$$\sigma_{csc,ij} = \left[\varepsilon_{csc} - \varepsilon_{csc,ij} - \varepsilon_{c,ij} + \left(\frac{1}{r} \right)_{csc,ij,y} Z_{b,ij} + \left(\frac{1}{r} \right)_{csc,ij,z} y_{b,ij} \right] b_b; \quad (14.16)$$

(14.14) ва (14.16) формулаларда M_y, M_z ва N_x — «У» ва «Z» ўқларига нисбатан эғувчи моментлар ва кесимнинг оғирлик марказига қўйилган бўйлама куч;

$\beta_{b,ij}$ ва ν_i — СНИП дан [11] олинadиган коэффициентлар.

Темирбетон элементининг ўқи совуш вақтида қуйидагича деформацияланади (чўзилиш зонаси дарс кетмаган ҳол учун):

— элемент ўқининг қисқариши (киришиш ва тоб ташлаш таъсирида)

$$\varepsilon_{csc} = \frac{\sum_{i,j=1,2}^{ny, nz} A_{red,ij} \varepsilon_{csc,ij}}{A_{red}}; \quad (14.17)$$

«У» ва «Z» ўқларига нисбатан элемент ўқининг эғрилиги

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{csc,y} = \frac{\sum A_{red,y} \varepsilon_{csc,ij} z_{b,ij}}{J_{red}} + \frac{\sum \left(\frac{1}{r} \right)_{csc,ij,y} J_{red,ij,y}}{J_{red,y}};$$

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{csc,z} = \frac{\sum A_{red,z} \varepsilon_{csc,ij} y_{b,ij}}{J_{red}} + \frac{\sum \left(\frac{1}{r} \right)_{csc,ij,z} J_{red,ij,z}}{J_{red,z}}. \quad (14.18)$$

Бетон кесимининг (i, j) қисмидаги қисқариши $\epsilon_{csc,ij}$ ва эгрилик $\left(\frac{1}{r}\right)_{csc,ij,y}$ ва $\left(\frac{1}{r}\right)_{csc,ij,z}$ қуйидаги формулалардан аниқланади:

$$\epsilon_{csc,y} = \frac{\alpha_{cs,i} t_{bi} + \epsilon_{c,i} + \alpha_{cs,i+1} t_{b,i+1} + \alpha_{cs,j} t_{bj} + \alpha_{cs,j+1} t_{b,j+1}}{4} + \frac{\alpha_{cs,j} t_{bj} + \epsilon_{c,i+1} + \epsilon_{c,j} + \epsilon_{c,j+1}}{4}; \quad (14.19)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{csc,ij,y} = \frac{(\alpha_{cs,i} t_{bi} + \epsilon_{c,i}) - (\alpha_{cs,j+1} t_{b,j+1} + \epsilon_{c,j+1})}{h_{j,z}};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{csc,ij,z} = \frac{(\alpha_{cs,i} t_{bi} + \epsilon_{c,i}) - (\alpha_{cs,i+1} t_{b,i+1} + \epsilon_{c,i+1})}{h_{i,y}}. \quad (14.20)$$

Келтирилган кесим юзаси қуйидаги формуладан аниқланади:

$$A_{red} = \sum_{i,j=1}^{ny,nz} A_{red,ij} + A_{s,red} + A'_{s,red}; \quad (14.21)$$

Бу ерда — $A_{red,ij}$; $A_{s,red}$; $A'_{s,red}$ — бетоннинг i, j қисмидаги келтирилган юза S ва S' микдорлар СНиП 2.03.04—84 дан [11] олинади.

Келтирилган юзанинг оғирлик маркази z_0 ва y_0 қуйидаги формулалардан аниқланади:

$$y_0 = \frac{S_{red,y}}{A_{red}}; \quad z_0 = \frac{S_{red,z}}{A_{red}}; \quad (14.22)$$

бу ерда — $S_{red,y}$ ва $S_{red,z}$ келтирилган юзанинг статик моменти бўлиб, қуйидаги формулалардан топилади:

$$S_{red,z} = \sum A_{red,ij} y_{b,ij} + A_s y_{Sd} + A'_{s} y_{Si};$$

$$S_{red,y} = \sum A_{red,ij} z_{b,ij} + A_s z_{Si} + A'_{s} z_{Si}. \quad (14.23)$$

Бош ўққа нисбатан келтирилган кесимнинг инерция моменти қуйидаги формулалар билан аниқланилади:

$$J_{red,y} = \sum J_{red,ij,y} + \sum A_{red,ij} Z_{b,ij}^2 + A_{s,red} Z_S^2 + A'_{s,red} (Z_S)^2; \quad (14.24)$$

$$J_{red,z} = \sum J_{red,ij,z} + \sum A_{red,ij} y_{b,ij}^2 + A_{s,red} y_S^2 + A'_{s,red} (y_S)^2;$$

бу ерда

$$y_{b,ij} = y_{ij} - y_0; \quad z_{b,ij} = z_{ij} - z_0; \quad (14.25)$$

$$J_{red,y} = \frac{A_{red,y} h_{i,z}^2}{12}; \quad J_{red,z} = \frac{A_{red,z} h_{i,y}^2}{12}, \quad (14.26)$$

Юқоридаги формулага кирадиган колган кийматлар СНиП 2.03.04—84 дан [11] олинади.

Шундай қилиб, «толасимон» модель бўйича ЭХМ да ҳисоблаш натижасида конструкциянинг вертикал ёки горизонтал сиртига таъсир этаётган қуёш радиациясининг киздириши оқибатида бетондаги ҳароратнинг кўтарилишини ҳисобга олиш мумкин. Қўриб ўтилган услуб бўйича, қуёш нурлари элемент ўқиға бурчак остида таъсир этганда, нотекис кизиган элементларни ҳисобласа бўлади.

14.3. Иқлим шароитида ишлайдиган темирбетон конструкцияларини лойиҳалашдаги асосий омиллар

СНиП 2.03.01—84 га [10] биноан IV «а» иклимий худудида бевосита қуёш нури таъсирида бўладиган темирбетон конструкцияларни ҳисоблашда уларга қўшимча талаблар қўйилади. Бундай талабларнинг қўйилишига қўйидаги омиллар сабабчидир.

Тажрибаларнинг кўрсатишича юқорида кўрсатилган иклимий худудда конструкциянинг қуёшга қараган сирти иссиқ кунларда 70°C га қадар қизир, ҳаво намлиги эса 20 % га қадар пасаяр экан [3;6]. СНиП 2.01.07—85 га [9] биноан бу конструкциялар ҳисобий ҳарорати 50°C дан юқори. Тадқиқотларнинг кўрсатишича, бетон ҳарорати 50°C дан ортганда унинг физик-механик хоссаларида жиддий ўзгаришлар юз беради [5]. Бетон 60°C га қадар қиздирилганда унинг мустаҳкамлиги 5—25 % камайиши тажрибада аниқланган.

Бетонни қуруқ иссиқ иқлим шароитида синалганда ҳам шунга ўхшаш натижалар олинган. Қуруқ иссиқ шароитдаги бетоннинг мустаҳкамлиги нормал шароитда қотган бетонга нисбатан 15—20 % камдир. Бетон 60°C қадар қиздирилганда унинг эластиклик модули 10—22 % камаяди. Бундан қўринадики, бетон ҳароратининг ортиши, унинг эластиклик модули ва мустаҳкамлигига сезиларли даражада таъсир этар экан.

Куруқ ва иссиқ иқлим бетоннинг киришиши ва тоб ташлашига ҳам сезиларли таъсир этади. Жумладан, ҳаво намлигининг 70 % (нормал намлик) дан 30 % га қадар пасайиши бетоннинг киришиши ва тоб ташлашини 50 % га оширади.

Таҷрибалар ҳароратнинг кўтарилиши темирбетон элементларнинг деформацияларига ҳам таъсир этишини кўрсатди. Масалан, олдиндан зўриктирилган темирбетон тўсинни 60°C киздирилганда унинг солқилиги 40 % га қадар ортган.

Шундай қилиб, илмий изланишлар натижаси ҳарорат 50°C дан ортганда бетоннинг мустаҳкамлиги ва эластиклик модулининг пасайишини, деформацияларнинг эса ортишини кўрсатди. Шунинг учун темирбетон конструкцияларни лойиҳалаш жараёнида ана шу омилларни эътиборга олиш зарур. Чет эл нормаларида юқори ҳароратни 45°C дан бошлаб ҳисобга олиш тавсия этилади.

IV «а» иқлимий ҳудуд учун мўлжалланган темирбетон конструкцияларни лойиҳалашда эътиборга олиниши зарур бўлган қўшимча талаблар қуйидагилардан иборат:

1. Қизиган бетоннинг эластиклик модули E_b нинг қиймати $\gamma_{67} = 0,85$ коэффициентига кўпайтириш орқали камайтирилиши лозим.

2. Олдиндан зўриктирилган конструкцияларда бетоннинг киришиши ва тоб ташлаши эвазига арматурадаги кучланишлар йўқотилишининг 50 % га ортиши ҳисобга олиниши лозим.

3. Ҳарорат таъсирида ҳосил бўлган деформация эътиборга олиниши зарур.

Юқоридаги талабларнинг эътиборга олиниши, IV «а» иқлимий ҳудуд учун мўлжалланган конструкциялар мустаҳкамлигини нормал иқлимий шароитга мўлжалланган конструкциялар мустаҳкамлиги даражасида лойиҳалаш имконини яратади. Агар лойиҳа жараёнида бу талаблар ҳисобга олинмаса, у ҳолда конструкция муддатидан илгари емирилиши мумкин.

Куруқ ва иссиқ иқлими ҳудудларда муддатидан илгари емирилган темирбетон конструкцияларга кўплаб мисол келтириш мумкин. Ўрта Осиё темир йўлларининг бир участкасида темирбетон шпаллар 7—9 йилда ишдан чиқа бошлади, бироқ мутахассисларнинг фикрига кўра бундай шпаллар нормал шароитда 70 йилдан ортиқ хизмат қилади.

Солор тозалаш иншоотларининг суюқлик резервуарла-

ри, Тошкент туқимачилик комбинатига қарашли қатор иншоотлар ва бошқа конструкцияларда температуравий киришиш натижасида беркитиш қийин бўлган жуда кўп ёриқлар пайдо бўлган. Ўзбекистон ҳудудидаги автомобиль йўлларининг бетон қопламалари ётқизилган йилиёқ бузила бошлайди. Бу эса йўлни таъмирлаш ишларини қимматлаштириб, хизмат муддатини нормага нисбатан 2—3 маротаба қисқаришига олиб келади.

СНиП 2.03.01—84 га [10] мувофиқ қуруқ иссиқ иқлим шароитида бевосита қуёш нури тушиб турадиган қуйидаги темирбетон конструкцияларига қўшимча талаблар қўйилади. Уларга ёпма плиталари (агар иссиқлик изоляцияси мавжуд бўлмаса), балкон плиталари, биноларнинг ташқи деворлари очик эстакадаларнинг устун ва сарровлари, муҳандислик иншоотлари, новлар, силослар, элеваторлар, резервуарлар, шпаллар ва бошқа конструкциялар қиради.

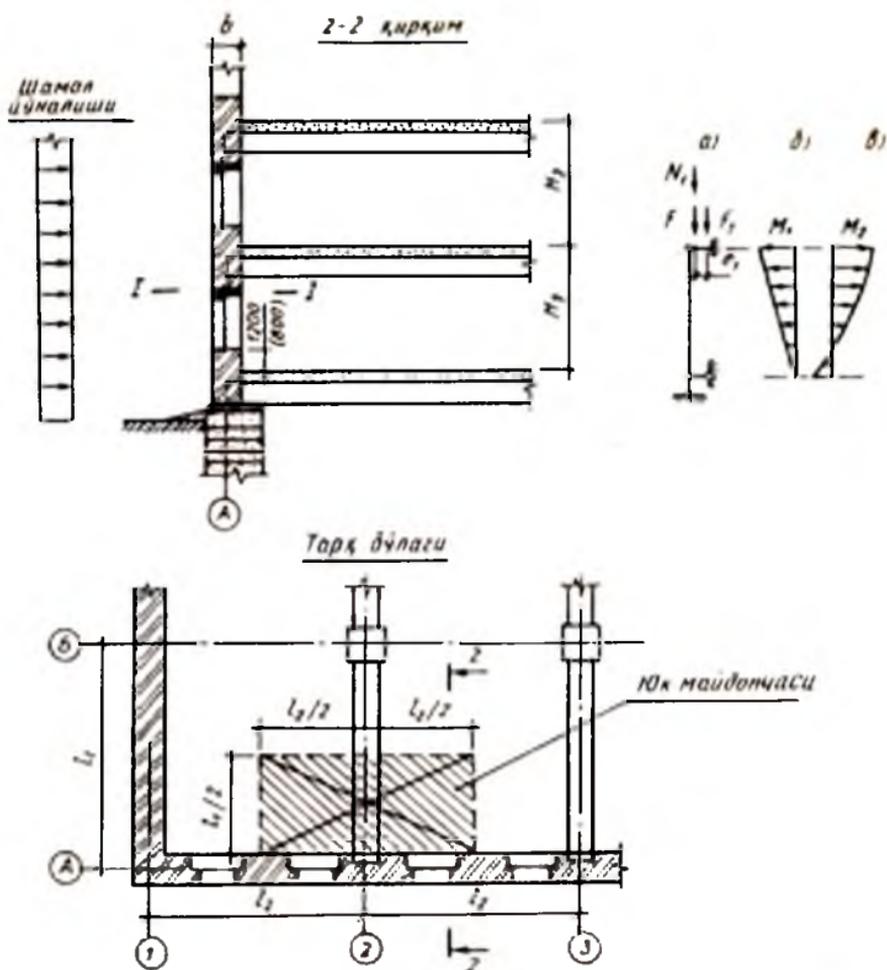
Қўшимча талабларни ҳисобга олиш кўпинча темирбетон конструкцияларнинг қимматлашувига олиб келади. Қимматлашув сабаблари шундан иборатки, қуруқ ва иссиқ шароитда ишлайдиган конструкцияларнинг деформацияланувчанлиги ва ёрилишбардошлигини нормал шароитда ишлайдиган элементларга тенглаштириш учун бетоннинг мустаҳкамлигини бир синфга ошириш ва арматура сарфини 10 % га кўпайтиришга тўғри келади. Бироқ бундай конструкцияларнинг улуши унча кўп эмас, чунки бу асосан чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича (деформацияланувчанлик ва ёрилишбардошлик) бажариладиган ҳисоб ҳал қилувчи аҳамиятга эга бўлган конструкцияларгагина тааллуқли ҳалос.

15- б о б

ТОШ-ҒИШТ КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ҲИСОБЛАШ

15.1. Ғиштин деворларни мустаҳкамликка ҳисоблаш

Биноларнинг бўйлама деворлари вертикал йўналишда қаватлараро ёпмаларга таянган узлуксиз балкалар каби ишлайди. Бунда таянчлар оралиғи қаватлар баландлигига тенг бўлади. Деворга шамол босими, девор вазни, ора ёпмалар ва том оғирлиги, шунингдек ёпмаларни деворга номарказий қўйилишидан ҳосил бўлган таянч моментлари таъсир этади. Деворларни узлуксиз балка сифатида ҳисоблаш кўп меҳнат талаб қиладиган иш бўлгани



15.1-расм. Деворлар ҳисобига доир тарх:

a — деворнинг ҳисоблаш тархи; *b* — вертикал юклардан ҳосил бўлган моментлар эпюраси; *в* — шамол кучидан ҳосил бўлган моментлар эпюраси.

сабабли нормалар [13] соддалаштирилган тархдан фойдаланишга йўл қўяди. Бу тархга кура номарказий қўйилган вертикал кучдан ҳосил бўлган момент фақат битта қаватга таъсир этади, деб олинади. Эғувчи момент эпюраси учбурчак кўринишига эга бўлиб, унинг максимал қиймати $M_1 = F_1 e_1$ ва кичик қиймат ноль бўлади (15.1-расм).

Деворнинг юк кўтариш қобилиятини ҳисоблашда юклар юкоридан пастга томон ҳисобланади (том, ора ёпма, карниз ва ҳ.к.). Қуйи қават деворларига энг кўп юк тушганлиги сабабли, одатда шу қаватнинг мустаҳкамлиги текширилади.

Ғишт, табиий ёки сунъий тошлар блоклардан тикланган биноларнинг деворлари аксарият ҳолларда номарка-

зий сиқилишга ишлайди. Агар куйидаги шарт канотлантирилса, номарказий сиқилишга ишлаётган деворнинг мустаҳкамлиги таъминланган бўлади:

$$N < m_g \varphi_1 R A_c \omega, \quad (15.1)$$

бу ерда N — ҳисобий бўйлама куч; R — деворнинг сиқилишга бўлган ҳисобий қаршилиги; A_c — девор сиқилган қисмининг юзаси; ω — ҳисобий қаршилиқнинг ортшини ҳисобга олувчи коэффицент.

Кундаланг кесими исталган шаклга эга бўлган ва ғовакли бетондан тайёрланган майда ёки йирик блокли деворлар учун $\omega = 1$. Бошқа хил деворлар ва тўғри тўрт бурчак шаклли кесимлар учун

$$\omega = 1 + e_0/h \leq 1,45; \quad (15.2)$$

бу ерда $e_0 = M/N$ — ҳисобий куч N нинг кесим оғирлик марказигача бўлган елкаси; h — кундаланг кесим баландлиги.

Юкнинг узок муддат таъсир этишини ҳисобга олувчи коэффицент m_g куйидаги формуладан аниқланади:

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2e_{og}}{h} \right) \quad (15.3)$$

бу ерда N_g — узок муддатли юклардан ҳосил бўлган ҳисобий бўйлама куч; e_{og} — узок муддатли куч елкаси; Кесим баландлиги $h \geq 30$ см ва инерция радиуси $i \geq 8,7$ см бўлса, $m_g = 1$ бўлади.

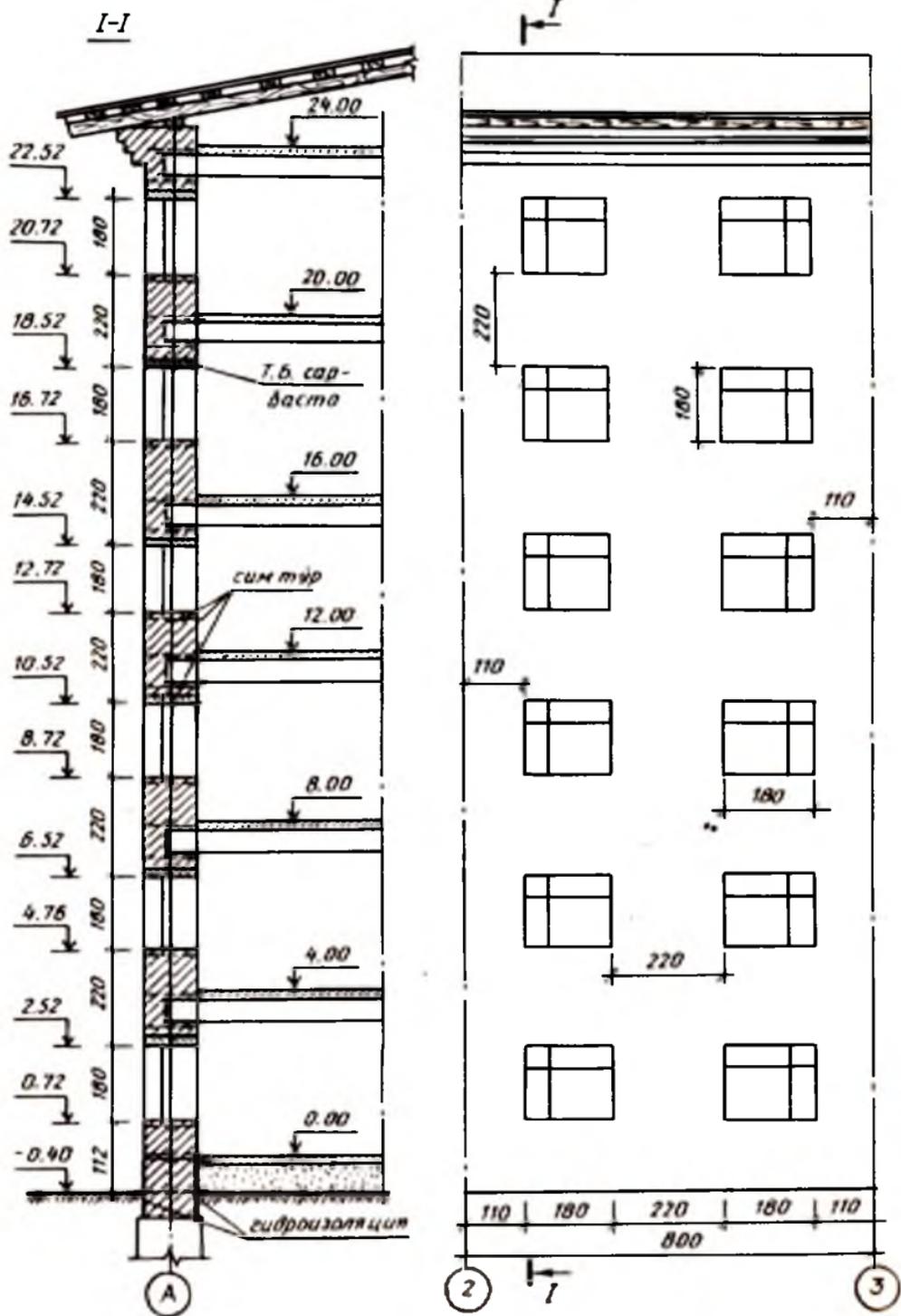
Номарказий сиқилаётган деворнинг бўйлама эгилиш коэффиценти

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2; \quad (15.4)$$

бу ерда φ — эғувчи момент таъсир этаётган текислик бўйича тўла кесимнинг бўйлама эгилиш коэффиценти; φ_c — кесимнинг сиқилган қисми учун бўйлама эгилиш коэффиценти бўлиб, эгилувчанлик $\lambda_{hc} = e_0/h_c$ ва $\lambda_{ic} = e_0/i_c$ га боғлиқ бўлган микдордир; l_0 — элементнинг ҳисобий баландлиги; h_c ва i_c — девор сиқилган қисмининг баландлиги ва инерция радиуси; тўғри бурчакли кесимлар учун $h_c = h - 2e_0$, тавр шаклли кесимлар учун $e_0 > 0,45h$ бўлганда $h_c = 2(y - e_0)$ бўлади. Бу ерда y — кесимнинг оғирлик марказидан елка томондаги қиррасигача бўлган масофа.

Тўғри бурчакли кесимларда сиқилган қисмининг юзаси A_c куйидаги формуладан аниқланади:

$$A_c = A(1 - 2l_0/h) \quad (15.5)$$



15.2- расм. Фасад фрагменти ва девор қиркими.

бу ерда A — кесимнинг тўлиқ юзи.

Агар $e_0 > 0,45y$ бўлса, тавр кесимли юза тақрибан қуйидаги формуладан топилади:

$$A_c = 2(Y - e_0)b,$$

бу ерда b — девор қалинлиги ёки сиқилган токча кенглиги.

II-мисол. Олти қаватли гиштин бинонинг биринчи қаватидаги икки дераза оралиғидаги девори (простенка) мустаҳкамликка ҳисоблансин.

Ҳисоблаш учун берилганлар:

— гишт ва қоришманинг маркаси — 75

— деворнинг қалинлиги — 2 гишт.

— сим тур арматурасининг синфи Вр — I

— дераза ўрни $b_n \cdot h_n = 1,8 \cdot 1,8$ м

— бино қаватининг баландлиги $H_3 = 4,0$ м.

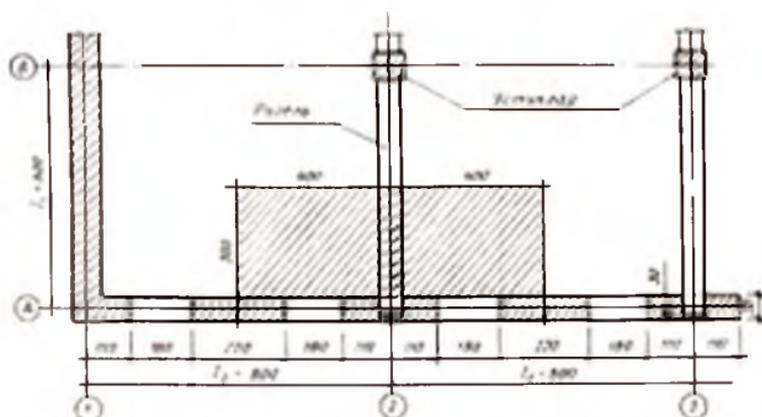
Ҳисоблаш учун икки дераза ўрнини ўз ичига олган оралиқни ажратиб оламиз (15.2-расм). Юк кутарувчи девор қалинлиги $h_{ct} = 50$ см, кенглиги $b_{прос} = 220$ см. Том юклари ҳисоби 15.1-жадвалда берилган.

15.1-жадвал

№	Юклар номи	Норматив юк кН/м ²	Ишончлилик γ коэффициенти		Ҳисобий юк, кН/м ²	Юк майдон- часи, м ²	Девор- га тушади- ган юк, кН
			Юк бўйича γ_1	Вазифаси бўйича γ_n			
1.	I. Доимий юк Тулука том вазни	1,00	1,3	0,95	1,23	28	34,4
2.	Ригелнинг ху- сусий оғирлиги	0,57	1,1	0,95	0,59	28	16,5
3.	Ёпма панели- нинг хусусий оғирлиги	2,5	1,1	0,95	2,61	28	73,0
4.	Чордоқ ёпма- сига тушади- ган юк	0,75	1,3	0,95	0,92	28	25,7
	Жами	4,82					149,6
5.	II. Муваққат юк Қор оғирлиги	0,7	1,4	1,0	0,98	28	27,4
	Ҳаммаси	5,52					177,0

Деворга оғирлиги тушадиган юк майдонининг юзаси (15.3- расм).

$$A_{ep} = \left(\frac{e_1}{2} + 0,5\right) l_2 = \left(\frac{6}{2} + 0,5\right) 8 = 28 \text{ м}^2.$$



15.3- расм Деворнинг юк майдончасини аниқлашга доир

15.2- жадвал

№	Юқлар номи	Норматив юк, кН/м ²	Ишончлилик коэффициенти		Ҳисобий юк, кН/м ²	Юк майдончаси, м ²	Деворга тушадиган юк, кН
			Юк буйича γ_f	Вазифас буйича γ_n			
1.	1- Доимий юк Пол вази	0,72	1,2	0,95	0,82	24	19,6
2.	Ёлма панели хусусий оғирлиги	2,5	1,1	0,95	2,61	24	62,4
3.	Ригелнинг хусусий оғирлиги	0,57	1,1	0,95	0,59	24	14,1
	Жами	3,79					96,1
4.	П. Муваққат юк Ёлмага тушадиган фойдали юк	5,0	1,2	0,95	5,7	24	136,8
	Ҳаммаси	8,79					232,9

Ора ёпмалардан тупланган юклар 15.2 жадвалда келтирилган, бунда деворга тушадиган юк майдони

$$A_{ep} = \frac{l_1}{2} \cdot l_2 = \frac{6}{2} \cdot 8 = 24 \text{ м}^2$$

№	Юклар номи	Норматив юк, кН/м ²	Ишончлилик коэффициенти		Ҳисобий юк, кН/м ²	Юк майдончаси, м ²	Деворга тушадиган юк, кН
			Юк буйича γ_1	Вазифаси буйича γ_n			
1.	1- Доимий юк Фишт деворнинг хусусий оғирлиги (сувоқ вазни ҳисобга олинганда) $0,50 \cdot 18 + 0,02 \cdot 22$	9,4	1,1	0,95	9,8	25,5	249,9
2.	Девор карнизи оғирлиги (баландлиги 50 см) Жами	9,4	1,1	0,95	9,8	0,5 · 8 = 4	39,2
							289,1

Ташки девор юклари 15.3- жадвалда ҳисобланган. Деворга тушадиган юк майдони (15.3- расм)

$$A_{ep} = l_2 H_{ep} - b_n h_n 2 = 8 \cdot 4 - 1,8 \cdot 1,8 \cdot 2 = 25,5 \text{ м.}^2$$

Ҳисобий зўриқишларни аниқлаш

Юқори қаватлардан тўпланадиган девор оғирлиги:

$$N = 39,2 + 249,9 \cdot 5 = 1288,7 \text{ кН.}$$

Том ва юқори қават ёпмаларидан тўпланган юклар:

$$F = 177,0 + 232,9 \cdot 4 = 1108,6 \text{ кН.}$$

Қаралаётган қаватга қўйилган ёпмадан тушадиган юк:

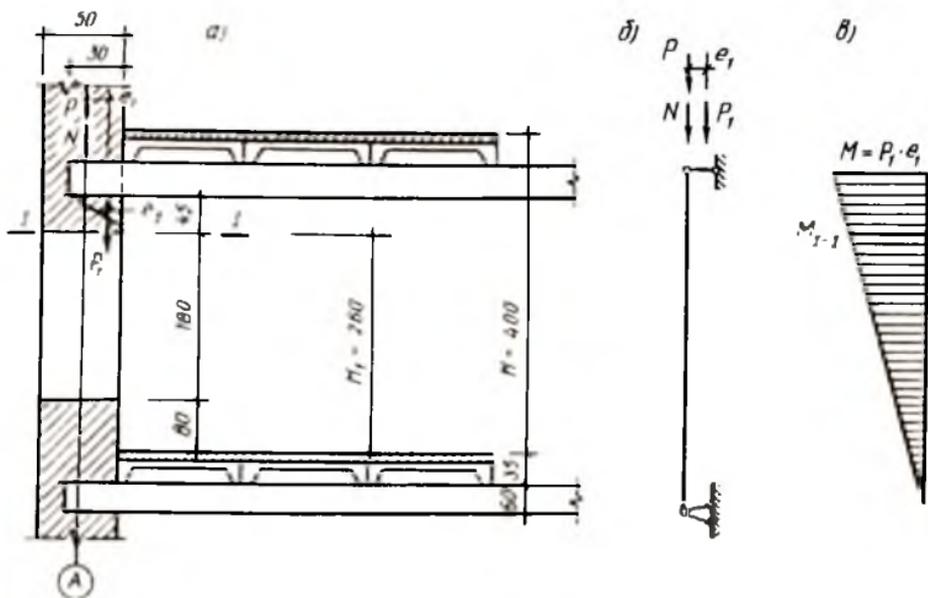
$$F_1 = 232,9 \text{ кН.}$$

I — I кесимдаги ҳисобий бўйлама куч:

$$N_{I-I} = N + F + F_1 = 1288,7 + 1108,6 + 232,9 = 2630,2 \text{ кН.}$$

Ригелнинг деворга кирган қисми $C = 30$ см бўлса, таянч реакцияси қўйилган нуқтадан деворнинг ички киррасигача бўлган масофа (15.4- расм):

$$e_3 = \frac{c}{3} = \frac{30}{3} = 10 \text{ см, бироқ } e_3 \geq 7 \text{ см бўлиши керак.}$$



15.4- расм. Деворни ҳисоблаш:
 а — девор қирқими; б — деворнинг ҳисоблаш тарҳи; в — вертикал
 юқлардан ҳосил булган моментлар эпюраси.

F_1 кучнинг кесим оғирлик марказигача булган елкаси:

$$e_1 = \frac{h}{2} - 7 = \frac{50}{2} - 7 = 18 \text{ см.}$$

I — I кесимда ҳосил буладиган ҳисобий эғувчи момент:

$$M_{1-1} = F_1 e_1 \frac{H_1}{H} = 232,9 \cdot 0,18 \cdot \frac{3,45}{4,00} = 37,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Деворнинг юк кутариш қобилиятини текшириш

Девор кесимининг юзаси: $A = 220 \cdot 50 = 11000 \text{ см}^2$.

Деворнинг иш шароити коэффиценти $\gamma_c = 1$, чунки $A_{\text{прост}} = 1,1 \text{ м}^2 > 0,3 \text{ м}^2$.

Деворнинг ҳисобий узунлиги: $l_0 = \mu H = 1 \cdot 400 = 400 \text{ см}$.

Деворнинг эгилувчанлиги: $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{400}{50} = 8$; жадвалдан $\varphi = 0,92$ (9- илова).

Буйлама ҳисобий куч N_{1-1} нинг кесим оғирлиги марказига нисбатан елкаси:

$$e_0 = \frac{M_{1-1}}{N_{1-1}} = \frac{37,2}{2630,2} = 0,014 \text{ м} = 1,4 \text{ см.}$$

Девор сиқилган қисми кундаланг кесимининг баландлиги:

$$h_c = h - 2e_0 = 50 - 2 \cdot 1,4 = 47,2 \text{ см.}$$

Девор сиқилган қисмининг эгилувчанлиги:

$$\lambda_c = \frac{H}{n_c} = \frac{400}{47,2} = 8,47 \text{ см; жадвалдан}$$

$$\varphi_c = 0,91 \text{ (9- илова)}$$

Номарказий сиқилишда бўйлама эгилиш коэффициенти:

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,92 + 0,91}{2} = 0,915.$$

ω коэффициентини аниқлаймиз:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{1,5h} = 1 + \frac{1,4}{1,5 \cdot 50} = 1,01 < 1,25.$$

Деворнинг юк кутариш қобиляти

$$N \leq m_g \varphi_1 R A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega = 1,0 \cdot 0,915 \cdot 1,4 \cdot 11000 (100) \cdot \\ \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 1,4}{50}\right) 1,01 = 1409100 \cdot 0,95 = 1349185 \text{ Н} = \\ = 1349,1 \text{ кН} < 2630,2 \text{ кН}$$

бу ерда $R = 1,4$ МПа — арматураланмаган деворнинг ҳисобий қаршилиги (15- илова).

Ҳисоб натижалари деворнинг мустаҳкамлиги етарли даражада эмаслигини кўрсатди. Шунинг учун деворга арматура қўйиб, уни кучайтириш талаб этилади.

Кундаланг арматураланган деворни мустаҳкамликка ҳисоблаш

Арматура синфи Вр — I, диаметри 5 мм, кесим юзи $A_s = 0,196 \text{ см}^2$, катаklar улчами $C = 5$ см бўлган симтур қабул қиламиз.

$R_s = \gamma_{cs} R_{sc} = 0,6 \cdot 360 = 216$ МПа; $R_{sn} = \gamma_{cs} R_{sn} = 0,6 \cdot 395 = 237$ МПа, бу ерда γ_{cs} — иш шароити коэффициенти бўлиб, 16 иловада берилган жадвалдан олинади. Деворни арматуралаш фоизи $\mu = 0,36 \% > 0,1 \%$ деб қабул қилинади.

Номарказий сиқилиш ҳолатида ишчи арматураланган деворнинг ҳисобий қаршилигини текшираемиз:

$$R_{skb} = 2R = 2 \cdot 1,4 = 2,8 \text{ МПа}$$

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) = 1,4 + \frac{2 \cdot 0,36 \cdot 216}{100} \times \\ \times \left(1 - \frac{2 \cdot 1,4}{25}\right) = 2,77 < 2,8 \text{ МПа}$$

$$y = \frac{h\sigma}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ см}$$

Шарт каноатлантирилди, демак арматуралаш фоизи туғри белгиланган.

Арматураланган деворнинг эластик тавсифи α_{sk} қуйидаги формуладан аниқланади: $\alpha_{sk} = \alpha R_u / R_{sku}$, бу ерда $\alpha = 1000$ гишт деворнинг эластик тавсифи; (17 илова) R_u — деворнинг сиқилишга бўлган муваққат қаршилиги бўлиб, $R_u = KR = 2 \cdot 1,4 = 2,8$ МПа га тенгдир.

K — девор материалига боғлиқ бўлган коэффициент; (гишт, йирик блоклар, харсанг тош, бутобетон учун $K=2$; ғовакли бетондан ишланган йирик ва майда блоклардан тикланган девор учун $K=2,25$). R_{sku} — арматураланган гишт деворнинг сиқилишга бўлган муваққат қаршилиги

$$R_{sku} = KR + \frac{2R_{skb}}{100} = 2 \cdot 1,4 + \frac{2 \cdot 2,77 \cdot 0,36}{100} = \\ = 4,50 \text{ МПа га тенг,}$$

у ҳолда $\alpha_{sk} = 1000 \cdot 2,8 / 4,50 = 622,2$ бўлади.

Девор эгилувчанлиги $\lambda_n = 8$ бўлганда, бўйлама эгилиш коэффициенти $\varphi = 0,92$ (18- илова). Кесимнинг сиқилган қисми учун эгилувчанлик $\lambda_c = 8,43$ ва эластик тавсиф $\alpha_{sk} = 622,2$ бўлганда бўйлама эгилиш коэффициенти $\varphi_c = 0,91$ бўлади (18- илова).

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c) / 2 = (0,92 + 0,91) / 2 = 0,915; m_g = 1,0; \\ \omega = 1,01.$$

Қундаланг арматура билан арматураланган деворнинг юк кўтариш қобилияти

$$N \leq m_g \varphi_1 R_{skb} A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega = 1 \cdot 0,915 \cdot 2,77 \cdot (100) \cdot 1000 \cdot \\ \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 1,4}{50}\right) \cdot 1,01 = 2658195 \text{ Н} = 2658,1 \text{ кН} > 2630,2 \text{ кН}$$

Девор мустаҳкамлиги етарли даражада. Энди девор баландлиги буйлаб сим-турларни жойлаштириш масофасини аниқлаймиз:

$$S = \frac{2A}{\mu c} 100 = \frac{2 \cdot 0,196}{0,36 \cdot 5} \cdot 100 = 22,4 \text{ см.}$$

Ғишт деворнинг бир қатори ўртача баландлиги 8 см булади. У ҳолда $S = 22,4/8 = 2,8$. Симтурларни деворнинг ҳар 3 қаторига жойлаштирамиз. Нормаларга биноан симтур ётқизиладиган қаторлар сони 5 тадан ортмаслиги керак. (6.76п [13]).

Демак, 75 маркали ғишт ва қоришмадан қурилган 6 қаватли, икки ғиштли бинонинг биринчи қават мустаҳкамлигини таъминлаш учун ҳар 3 қаторда Вр — I синфли симтур қўйилиши лозим экан.

ХАЛҚАРО ШАРТЛИ БЕЛГИЛАР

1984 йилдан эътиборан қурилиш конструкцияларини лойиҳалаш нормаларида (жумладан, СНиП 2.03.01—84 да) ҳарфий белгилашларнинг янги системасига утилган. У СТ СЭВ 1565—79 «Нормативно-техническая документация в строительстве. Буквенные обозначения» деб номланувчи давлат стандартига асосланган бўлиб, стандартлаш бўйича Халқаро ташкилот (ИСО)нинг 3898 рақамли «Белгилар ва асосий рамзлар» халқаро стандартига мос келади.

Янги ҳарфий белгилар қуйидаги қондаларга асосланади.

Асосий ҳарфий белги лотин ёки грек алифбосининг босма ёки ёзма ҳарфларидан олинади. Зарур ҳолларда асосий белги бир ёки бир неча индекс билан таъминланади. Индекслар ҳарфий ёки рақамли бўлиши мумкин.

Ҳарфий индекслар бир, икки ёки уч ҳарфдан иборат бўлади ва тегишли атаманинг қисқартмаси саналади. Бир ҳарфли индекс турли маънолар англатган ҳолларда икки ва уч ҳарфли индекслар қўлланилади. Рақамли индекслар арабча бўлиб, ҳарфдан кейин жойлашади.

Микдорларни лотинча босма ҳарфлар билан белгилаш

Номи	Белгиси	Манба
Ташки куч	<i>F, forse</i>	(фоос) — куч
Буровчи момент	<i>T, torsion</i>	(тошн) — буралиш
Олдиндан зўриқтириш кучи	<i>P, prestression</i>	(пристрешн), олдиндан зўриқтириш
Юза	<i>A, aria</i>	(эриэ), юза
Статик момент	<i>S, static</i>	(стэтик), статик
Инерция моменти	<i>I, inertia</i>	(инёшие), инерция

Номи	Белгиси	Манба
Қаршилиқ (кучланиш)	<i>R, resistance</i>	(резистенс), қаршилиқ
Ползучестъ (тоб ташлаш)	<i>C, creep</i>	(крип), тоб ташлаш
Эластиклик	<i>E, elasticity</i>	(эластисити), эластик
Сиқилиш бўйича бетон синфи	<i>B, beton</i>	(бетон), бетон
Зичлик бўйича бетон маркаси	<i>D, density</i>	(денсити), зичлик
Совуқбардошлиқ бўйича бетон маркаси	<i>F, frost</i>	(фрост), совуқ
Сув утказмаслиқ бўйича бетон маркаси	<i>W, woter</i>	(воте), сув

Микдорларни лотинча ёзма ҳарфлар билан белгилаш

Номи	Белгиси	Манба
Масофа, ўлчам	<i>a</i>	
Кенглик	<i>b, broud</i>	(броуд), кенг
Баландлик	<i>h, height</i>	(хейт), баландлик
Сиқилиш зонаси баландлиги	<i>x</i>	
Қалинлик	<i>t, thickness</i>	(тыкнис), қалинлик
Ички жуфт елкаси	<i>z</i>	
Элемент узунлиги	<i>l, length</i>	(ленгт), узунлик
Хомутлар орасидаги масофа	<i>s, step</i>	(стэп), кадам
Экцентриситет	<i>e, exentricity</i>	(экстцентрисити), елка
Радиус, ядро масофаси	<i>r, radius</i>	(рэдиус), радиус
Кесимнинг инерция радиуси	<i>i, inertia</i>	(инёшие), инерция
Ниманингдир сони	<i>n, number</i>	(намбе), сони
Солқилик	<i>f, flexure</i>	(флэсие), эгилиш
Координатлар	<i>x, y, z</i>	

Бир ҳарфли индекслар

Номи	Белгиси	Манба
Бетон	<i>b, beton</i>	бетон
Сиқилиш	<i>c, compression</i>	(компрешн), сиқиш
Тусин тоқчаси	<i>f, flange</i>	(флэнж), тоқча
Куч	<i>f, force</i>	(фоос), куч

Номи	Белгиси	Манба
Норматив (меъёрий)	<i>n, norm</i>	(ном), норма (меъёр)
Зуриктириш	<i>p, prestressed</i>	(пристрэнд), зуриқиш
Арматура	<i>s, steel</i>	(стил), пулат
Чузилиш	<i>t, tension</i>	(тэншн), чузилиш
Чегаравий	<i>u, ultimate</i>	(алтимит), чегара
Ҳажм	<i>v, volume</i>	(волюм), ҳажм
Тусин девори	<i>w, web</i>	(вэб), деворча
Оқиш чегараси	<i>y, yeld</i>	(йлд), оқиш чегараси
Узоқ муддатли	<i>l, long</i>	(лонг), узун

Икки ҳарfli индекслар

Номи	Белгиси	Манба
Критик	<i>cr, critical</i>	(критикэл), критик
Эффектив	<i>ef, effective</i>	(ифэктив), фойдала
Эластик	<i>el, elastic</i>	(илэстик), эластик
Пластик	<i>pl, plastic</i>	(плэстик), пластик
Анкер	<i>an, ancore</i>	(энко), анкер

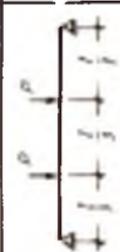
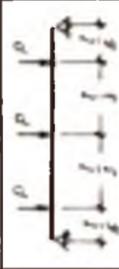
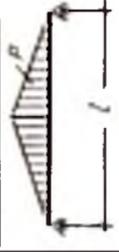
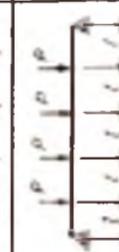
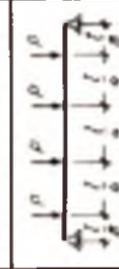
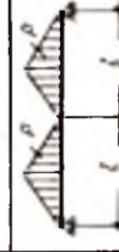
Уч ҳарfli индекслар

Номи	Белгиси	Манба
Ташқи	<i>ext, external</i>	(икстэнэл), ташқи
Ички	<i>int, internol</i>	(интэнэл), ички
Келтирилган	<i>red, reduce</i>	(ридьюс), келтириш
Эксплоатацион	<i>ser, service</i>	(сёвис), эксплуатация
Йигинди	<i>tot, total</i>	(тоутэл), йигинди
Назорат қилинувчи	<i>con, control</i>	(контрол), назорат
Экспериментал	<i>exp, experimental</i>	(икспериментэл), таж-рибавий
Ёрик	<i>crс, crack</i>	(хрэк), ёрик
Халқавий	<i>сir, circle</i>	(сёкл), айлана
Оғма	<i>inc, inclined</i>	(инклаинд), оғма
Маҳаллий	<i>loc, local</i>	(лоукэл), локал
Таянч	<i>sup, support</i>	(сапот), ушлаб турмоқ
Қирқиш	<i>cut, cut</i>	(кат), қирқиш

Уч ва тўрт оралиқли узлуксиз балкаларда эғувчи момент ва кесувчи кучларнинг кийматлари

№ шарт	Юклаш тарққлари	Эғувчи моментлар					Кундаланг кучлар			
		M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4
1		0,080	0,025	-0,100	-	-	0,400	-0,600	0,500	-
2		0,101	0,050	0,050	-	-	0,450	-	-	-
3		-	0,075	-0,050	-	-	-0,050	-	-	-
4		-	-	0,117	-0,033	-	-	0,017	0,583	-
5		-	-	0,017	0,083	-	-	0,017	0,083	-
6		0,077	0,937	-0,107	-0,071	-	0,393	-0,607	0,536	-0,464
7		0,000	-	0,054	0,036	-	0,446	-	-	-
8		-	0,080	0,054	-0,038	-	-0,054	-	-	-
9		-	-	0,121	-0,018	0,058	-	-0,621	0,603	-
10		-	-	0,013	-0,054	0,049	-	0,013	0,067	-
11		-	-	-0,036	-0,707	-	-	-	-	-0,571
12		-	-	-0,071	0,036	-	-	-	-	0,107

Юкларни интенсивлиги P_{zk} булган текис ёنىқ кучга
 келтириш коэффициентлари

Юклар тарқлари	R_{zk}	Юклар тарқлари	R_{zk}	Юклар тарқлари	R_{zk}
	$\frac{1}{2} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{n^2+1}{2n} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{2n^2+1}{2n} \cdot \frac{P}{l}$
	$\frac{6}{5} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{9}{4} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{11}{10} \cdot P$
	$\frac{15}{4} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{19}{6} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{5}{8} \cdot P$
	$\frac{29}{3} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{33}{8} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{17}{12} \cdot P$

Чегаравий ҳолатларнинг биринчи R_s, R_{sw}, R_{sc} ва иккинчи $R_{s,ser}=R_{sn}$ МПа гуруҳлари учун стерженли арматуранинг ҳисобий қаршиликлари.

Қаршилик курсат- кичлари	Арматура синфи								
	А-1	А-П	А-Ш диа- метри, мм		А-Шв назо- ратли		А-IV	А-V	А-VI
			6 . 8	10 . 40	фа- қат узай- иш	узай- иш ва куч- ла- ниш			
Бўйлама ар- матуранинг чўзилишга қаршилиги, R_s	225	280	335	365	490	450	510	680	815
Қундаланг арматуранинг чўзилишга қаршилиги, $R_{sw}=R_{s,inc}$	175	225	285	295	390	360	405	545	650
Сиқилиш қар- шилиги, R_{sc}	225	280	355	365	200	200	400	400	400
Чўзилиш қар- шилиги, $R_{s,ser}=R_{sn}$	235	293	390	390	540	540	590	785	980

Эслатма: Пайвандланган каркасларда диаметри бўйлама стерженлар диаметрининг 1/3 қисмидан кам бўлган, А-III синфли арматура хомутлари учун $R_{sw}=255$ МПа олинади.

Чегаравий ҳолатларнинг бирини R_{s1} , R_{sw} , R_{sc} ва иккинчи $R_{s,ser} = R_{sn}$
 МПа гуруҳлари учун сим арматуранинг ҳисобий қаршиликлари.

Арматура синфи	Арматура диаметри, мм	Ўзулиш қаршилиги		Сикилиш қаршилиги, R_{sc}	Ўзулиш қаршилиги, $R_{s,ser} = R_{sn}$
		бўйлама арматура, R_s	кундаланг арматура, $R_{sw} = R_{s,inc}$		
Вр-1	3	375	270/300	375	410
	4	365	265/295	365	405
	5	360	260/290	360	395
В-II	3	1240	990	400	1490
	4	1180	940	400	1410
	5	1110	890	400	1335
	6	1050	835	400	1255
	7	980	785	400	1175
	8	915	730	400	1100
Вр-II	3	1215	970	400	1460
	4	1145	915	400	1370
	5	1045	835	400	1255
	6	980	785	400	1175
	7	915	730	400	1100
	8	850	680	400	1020
К-7	6	1210	965	400	1450
	9	1145	915	400	1370
	12	1110	890	400	1335
	15	1080	865	400	1295
К-19	14	1175	940	400	1410

Эслатма. Қаср чизиги остида тўқима каркасларда кундаланг арматура R_{sw} нинг қийматлари берилган.

Арматура турлари (сортаменти)

Диаметр, мм	Кўндаланг қесимнинг ҳисобий юзаси, см ² , стерженлар сони										Масса са 1 м, кг	Арматура							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		стерженли ар-ра синфлари			симли ар-ра синфлари				
												A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	Вр-I	Вр-II
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	—	—	—	—	—	—	—	—
4	0,126	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	—	—	—	—	—	—	—	—
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	—	—	—	—	—	—	—	—
6	0,283	0,57	0,86	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	—	—	—	—	—	—	—	—
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	—	—	—	—	—	—	—	—
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	—	—	—	—	—	—	—	—
10	0,789	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	—	—	—	—	—	—	—	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	—	—	—	—	—	—	—	—
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	—	—	—	—	—	—	—	—
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11	1,578	—	—	—	—	—	—	—	—
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	25,45	1,998	—	—	—	—	—	—	—	—
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	—	—	—	—	—	—	—	—

Диаметр, мм	Кўндаланг кесимнинг ҳисобий юзаси, см ² , стерженлар сони										Масса м, кг	Арматура								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		стержеили ар-ра синфлари								
												A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	симли ар-ра синфлари		
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19,0	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	x	x	x	x	x	x	x	—	—
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	—	x	x	x	x	x	x	—	—
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,96	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	—	x	x	x	x	x	x	—	—
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42	6,313	—	x	x	x	x	x	x	—	—
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,82	101,8	7,990	—	—	x	x	x	—	—	—	—
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,805	—	—	x	x	x	—	—	—	—

Эслатма. «х» рамзи билан ишлаб чиқариладиган диаметрлар белгиланган

Арматура арқонларининг (канат) турлари

Арқон синфи	Диаметри, мм		Қўдаланг кесимнинг хисобий юзаси, см ²	Арқоннинг назарий массаси, кг
	арқон	алоҳида сим		
К-7	6	2	0,227	0,173
	9	3	0,510	0,402
	12	4	0,906	0,714
	15	5	1,416	1,116
К-19	14	2,8	1,287	1,020
К2х7	18	3	1,019	0,801
	13	2	0,678	0,583
К3х7	20	3	1,527	1,209
	16,5	1,5	1,031	0,795
К3х19	22	2	1,809	1,419

Темирбетон конструкцияларнинг ёрикбардошлигига қўйиладиган талаблар тоифалар ҳамда арматурани саклай оладиган ёриклар кенгайишининг чегаравий қийматлари $a_{сгс1}$ ва $a_{сгс2}$ мм

		Арматура синфлари	
Конструкциянинг ишлаш шароити	А—I, А—II, А—III, А—IIIв ва А—IV синфли стерженли; В—I ва Вр—I синфли сим арматура	А—V ва А—VI синфли стерженли В—II, Вр—II, К—7 ва К—19 синфли сим арматура, диаметри 3,5 мм ва ундан ортик	В—II, Вр—II ва К—7 синфли сим арматура, диаметри 3 мм ва ундан кам
	3-тоифа $a_{сгс1} = 0,4$ $a_{сгс2} = 0,3$	3-тоифа $a_{сгс1} = 0,3$ $a_{сгс2} = 0,2$	3-тоифа $a_{сгс1} = 0,2$ $a_{сгс2} = 0,1$
	3-тоифа $a_{сгс1} = 0,4$ $a_{сгс2} = 0,3$	3-тоифа $a_{сгс1} = 0,2$ $a_{сгс2} = 0,1$	2-тоифа $a_{сгс1} = 0,2$
1. Ёлик бинода			
2. Очиқ хавода, шунингдек грунтда ер ости сувлари сатхидан юқори ёки пастда			
3. Ер ости сувлари сатхи ўзгарадиган грунтларда			

Чегаравий ҳолатларнинг биринчи R_b ва R_{bt} , шунингдек иккинчи $R_{b,ser} = R_{bn}$ ва $R_{bt,ser} = R_{bfn}$, МПа гуруҳлари учун оғир, А гуруҳли майда донали ва енгил бетонларнинг ҳисобий қаршилликлари.

Қаршиллик турлари	Сиқилиш мустаҳкамлиги бўйича бетон синфлари														
	В3,5	В5	В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25	В30	В35	В40	В45	В50	В55	В60
Ўқ бўйлаб сиқилиш	R_b 2,1	2,8	4,5	6	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33
	$R_{b,ser}$ 2,7	3,5	5,5	7,5	9,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43
Чўзилиш	R_{bt} 0,26	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65
	$R_{bt,ser}$ 0,39	0,55	0,7	0,85	1	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5

Эслатма. Бетон синфи В 45 ва ундан юқори бўлса, оғир бетонларга тегишли бўлади.

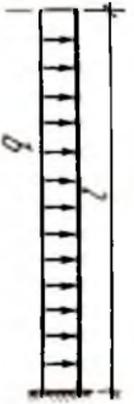
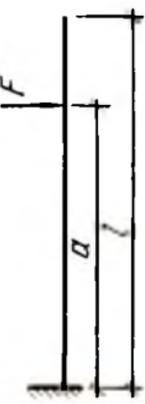
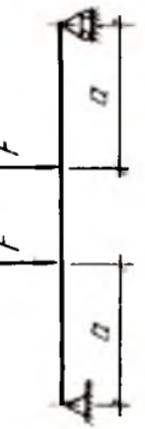
Сиқилиш ва чўзилишдаги бошланғич эластиклик модуллари $E_b \cdot 10^3$, МПа

Бетон	Бетоннинг сиқилиш мус- таҳкамлиги бўйича синфи														
	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Оғир бетонлар:															
табiiй шароитда қотади- ган	9,5	13,0	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
атмосфера босими ости- да иссиқ ишлов берилган	8,5	11,5	14,5	16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0
автоклавда ишлов берил- ган	7,0	9,8	12,0	13,5	16,0	17,0	20,0	22,5	24,5	26,0	27,0	28,0	29,0	29,5	30,0
Майда донали гуруҳлар:															
А-табiiй шароитда қота- диган,	7,0	10,0	13,5	15,5	17,5	19,5	22,0	24,0	26,0	27,5	28,5	—	—	—	—
иссиқ ишлов берилган	6,5	9,0	12,5	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	24,0	24,5	—	—	—	—
Б-табiiй шароитда қота- диган,	6,5	9,0	12,5	14,0	15,6	17,0	20,0	21,5	23,0	—	—	—	—	—	—
иссиқ ишлов берилган	5,5	8,0	11,5	13,0	14,5	15,5	17,5	19,0	20,5	—	—	—	—	—	—
В-автоклавда қотадиган	—	—	—	—	—	16,5	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	24,0	24,5	25

Бетон	Бетоннинг сиқилиш мус- таҳкамлиги бўйича синфи														
	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Зичлиги қараб, енгил ва қовакли бетонлар:															
800	4,5	5,0	5,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1000	5,5	6,3	7,2	8,0	8,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1200	6,7	7,6	8,7	9,5	10,0	10,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1400	7,8	8,8	10,0	11,0	12,5	13,5	14,5	15,5	—	—	—	—	—	—	—
1600	9,0	10,0	11,5	12,5	13,2	14,0	15,5	16,5	17,5	18,5	—	—	—	—	—
1800	—	11,2	13,0	14,0	14,7	15,5	17,0	18,5	19,5	20,5	21,0	—	—	—	—
2000	—	—	14,5	16,0	17,0	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	—	—	—	—

Эсагама. Зўрқитирилдиган бетонлар учун E_b ни олишда, оғир бетон учун берилган қийматини $a=0,66+0,06B$ га кўпайтирилади.

ρ_m коэффициент қийматлари

N/N	Консоль балканинг юкланиш тархи	ρ_m	Эркин таянган балканинг юкланиш тархи	ρ_m
1		$\frac{1}{4}$		$\frac{5}{48}$
2		$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{12}$
3		$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

Темирбетон элементларнинг чегаравий солқиликлари, f_u

1. Ясси ёпма ва ораёпмалар, узунлиги бўйича	
$l < 6$ м	1/200
$6 \text{ м} \leq l \leq 7,5$ м	3 см
$l > 7,5$ м	1/250
2. Қовурғали ёпмалар ва зинапоя элементлари	
$l < 5$ м	1/200
$5 \text{ м} \leq l \leq 10$ м	2,5 см
$l > 10$ м	1/400
3. Қишлоқ хужалиги бинолари томлари	
$l < 6$ м	1/150
$6 \text{ м} \leq l \leq 10$ м	4 см
$l > 10$ м	1/250

Чегаравий коэффициентларнинг қийматлари

Арматура синфи	γ_{b2}	Бетон синфи							
		B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
A-I	0,09	0,461	0,457	0,451	0,446	0,441	0,435	0,43	0,424
	1,0	0,453	0,447	0,439	0,433	0,426	0,419	0,412	0,405
	1,1	0,451	0,444	0,438	0,43	0,421	0,414	0,405	0,398
A-II	0,9	0,455	0,451	0,445	0,438	0,434	0,427	0,422	0,415
	1,0	0,445	0,439	0,43	0,423	0,416	0,409	0,401	0,393
	1,1	0,443	0,435	0,429	0,42	0,411	0,403	0,393	0,386
A-III	0,9	0,448	0,443	0,437	0,43	0,425	0,418	0,412	0,405
	1,0	0,436	0,429	0,420	0,412	0,405	0,397	0,389	0,381
	1,1	0,434	0,425	0,418	0,408	0,399	0,391	0,381	0,372
A-IV	0,9	—	0,44	0,43	0,42	0,42	0,41	0,40	0,40
	1,0	—	0,42	0,41	0,40	0,39	0,38	0,37	0,36
	1,1	—	0,42	0,41	0,40	0,39	0,38	0,37	0,36
A-V	0,9	—	0,41	0,4	0,39	0,385	0,38	0,37	0,36
	1,1,1	—	0,38	0,37	0,36	0,35	0,34	0,33	0,32
	1,1,1	—	0,36	0,345	0,33	0,32	0,31	0,30	0,29
A-VI	1,1,1	—	0,34	0,325	0,31	0,3	0,29	0,28	0,27
K-7 ($d=12, 15$ мм)									
B-II ($d=5, 6$ мм)									
Bp-II ($d=4, 5$ мм)									

Кўп қаватли ва кўп ораликли рамалар ҳисобига доир жадваллар

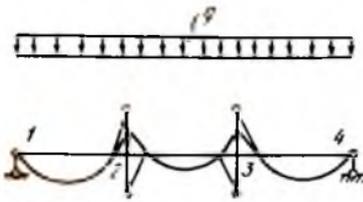
Раманинг ҳисоблаш тарҳи йигма темирбетон конструкцияларга мос мунтазам. Қаватлар баландлиги бир хил, устунлар кесими барча қаватларда узгармас. Рама ригеллари четки таянчларга икки хил: шарнирли ва бикир бириккан.

Ригелларнинг таянч моментлари $M = (\alpha g + \beta v) l^2$; бу ерда α ва β коэффициентларининг қиймати ригелни доимий g ва муваққат юк v билан юкланиш схемасига ҳамда ригель ва устуннинг нисбий бикирликлари нисбати $K = = Bl_{col}/lB_{col}$ га боғлиқ. Бу ерда B, l — ригелнинг бикирлиги ва узунлиги; B_{col}, l_{col} — устуннинг бикирлиги ва узунлиги (қават баландлиги).

Ригелнинг ораликдаги моментлари ва кундаланг кучлари ригель учидаги таянч моментлари ва юкланиш турларига қараб аниқланади.

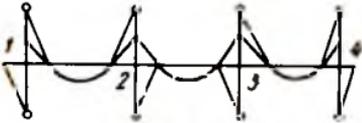
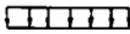
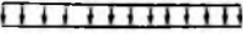
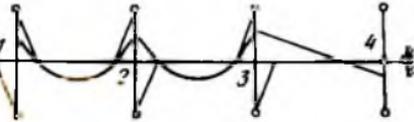
Устунлардаги эғувчи моментлар ригелларнинг таянч қисмида ҳосил бўлган моментлар фарқи ΔM орқали аниқланади. Ўрта қаватларда тугунга пастдан ва юқоридан келиб туташган устунларга тенг тақсимланади $M = = 0,5\Delta M$, биринчи қаватда $M = 0,4\Delta M$, юқори қаватда $M = \Delta M$. Бунда устунлардаги эғувчи моментларни аниқлаш учун лозим бўлган ригель моментларининг қиймати K биринчи қаватда 1,2 га, юқори қаватда 2 га кўпайтирилади.

1. Четки таянчларга шарнирли бириккан рама ригеллари

Юклаш хиллари ва моментлар эпюралари	K	Таянч моментлари		
		M_{21}	M_{23}	M_{32}
1	2	3	4	5
	0,5	-0,121	-0,087	-0,087
	1	-0,118	-0,089	-0,089
	2	-0,114	-0,091	-0,091
	3	-0,111	-0,093	-0,093
	4	-0,109	-0,094	-0,094
	5	-0,108	-0,095	-0,095
	6	-0,108	-0,096	-0,096

1	2	3	4	5
	0,5	-0,112	-0,009	-0,009
	1	-0,103	-0,015	-0,015
	2	-0,091	-0,023	-0,023
	3	-0,083	-0,028	-0,028
	4	-0,078	-0,031	-0,031
	5	-0,074	-0,034	-0,034
	6	-0,072	-0,036	-0,036
	0,5	-0,009	-0,078	-0,078
	1	-0,015	-0,074	-0,074
	2	-0,023	-0,068	-0,068
	3	-0,028	-0,065	-0,065
	4	-0,031	-0,063	-0,063
	5	-0,034	-0,062	-0,062
	6	-0,036	-0,060	-0,060
	0,5	-0,122	-0,094	-0,070
	1	-0,120	-0,100	-0,065
	2	-0,119	-0,105	-0,056
	3	-0,118	-0,108	-0,051
	4	-0,117	-0,110	-0,047
	5	-0,117	-0,111	-0,044
	6	-0,117	-0,112	-0,042

2. Четки таянчларда устунларга бикир бириккан рама ригеллари.

Юкланиш хиллари ва моментлар эпюралари	K	Таянч моментлари			
		M_{12}	M_{21}	M_{23}	M_{32}
	0,5	-0,072	-0,090	-0,083	-0,083
	1	-0,063	-0,091	-0,085	-0,085
	2	-0,054	-0,093	-0,085	-0,087
	3	-0,046	-0,095	-0,088	-0,088
	4	-0,039	-0,097	-0,089	-0,089
	5	-0,033	-0,099	-0,090	-0,090
	6	-0,027	-0,100	-0,091	-0,091
	0,5	-0,077	-0,079	-0,006	-0,006
	1	-0,070	-0,074	-0,012	-0,012
	2	-0,062	-0,068	-0,018	-0,018
	3	-0,055	-0,065	-0,022	-0,022
	4	-0,048	-0,063	-0,026	-0,026
	5	-0,042	-0,063	-0,028	-0,028
	6	-0,036	-0,062	-0,030	-0,030
	0,5	0,005	-0,011	-0,077	-0,077
	1	0,007	-0,017	-0,073	-0,073
	2	0,008	-0,025	-0,069	-0,069
	3	0,009	-0,030	-0,066	-0,066
	4	0,009	-0,034	-0,063	-0,063
	5	0,009	-0,036	-0,062	-0,062
	6	0,009	-0,038	-0,061	-0,061
	0,5	-0,071	-0,092	-0,088	-0,072
	1	-0,062	-0,095	-0,094	-0,066
	2	-0,052	-0,101	-0,098	-0,059
	3	-0,045	-0,107	-0,100	-0,054
	4	-0,037	-0,112	-0,102	-0,050
	5	-0,032	-0,115	-0,104	-0,046
	6	-0,026	-0,117	-0,105	-0,043

Деворнинг барча турлари учун сиқилишдаги ҳисобий қаршиллик R , МПа

Ғишт мар-каси	Қуйидаги маркали оғир қоришмада терилган девор қаторлари баландлиги 50...150 мм								Қоришма мус-таҳкамлиги	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	0
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	—	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	—	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	—	—	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5

Иш шароити коэффиценти γ_{cs} нинг қийматлари.

Конструкцияни арматуралаш тури	Арматура синфи		
	A-1	AII	Bp-1
Тўрсимон арматуралаш	0,75	—	0,6
Девордаги бўйлама арматура			
чўзилувчи	1	1	1
сиқилувчи	0,85	0,7	0,6
букланган ва хомутлар	0,8	0,8	0,6
Девордаги анкерлар ва боғлагичлар:			
M25 ва ундан ортиқ қоришмада	0,9	0,9	0,8
M10 ва ундан паст қоришмада	0,5	0,5	0,6

Эластик тавсифи α

Девор тури	Қоришма маркаси			Қоришма мустақамлиги	
	25...200	10	4	0,2	0
Пластик пресланган оддий ва бўшлиқли сопол гишдан, бўшлиқли силикат тошлардан, ғовак тўлдиргичли бетондан тайёрланган тошлардан ҳамда енгил табний тошлардан терилган деворлар.	1000	750	500	350	200
Яхлит ва бўшлиқли силикат гишдан терилган девор.	750	500	350	350	200
Ярим қурук пресланган оддий ва бўшлиқли сопол гишдан терилган девор	500	500	350	350	200

18-илова

Бўйлама эгилиш коэффициенти φ

λ_{pr}^h	λ_{pr}^r	Бўйлама эгилиш коэффициенти, φ	λ_{pr}^h	λ_{pr}^r	Бўйлама эгилиш коэффициенти, φ
4	14,0	1,00	15	52,5	0,77
5	17,5	0,98	16	56,0	0,74
6	21,0	0,96	18	68,0	0,70
7	24,5	0,94	20	70,0	0,65
8	28,0	0,92	22	76,0	0,61
9	31,5	0,90	24	83,0	0,56
10	35,0	0,88	26	90,0	0,52
11	38,5	0,86	28	97,0	0,49
12	42,0	0,84	30	104,0	0,45
13	45,5	0,81			
14	49,0	0,79			

Олдиндан зўриктирилган конструкцияларда арматуранинг қўйиб юборгандаги бетоннинг рухсат этилган энг кам мустаҳкамлиги ва синфи

Зўриктирилган арматура	Бетон синфи энг ками	Бетоннинг энг кам мустаҳкамлиги, МПа
Симли арматура:		
анкерли В-II	В20	11
анкерсиз Вр-II		
$d \leq 5$ мм бўлганда	В20	11
$d \geq 6$ мм бўлганда	В30	15,5
К-7, К-19	В30	15,5
Стерженли арматуралар анкерсиз		
$d=10...18$ мм бўлган, синфи		
А-IV	В15	11
А-V	В20	11
Ат-VI	В30	15,5
$d=20$ ва ундан юқори бўлган, синфи		
А-IV	В20	11
А-V	В25	11
А-VI	В30	15,5

АДАБИЁТЛАР

1. *Асқаров Б. А.* Курилиш конструкциялари. Т., Ўзбекистон, 1995.
2. *Байков В. Н., Сигалов Э. Е.* Железобетонные конструкции Москва 1985.
3. *Милованов А. Ф., Низамов Ш. Р.* Влияние сухого жаркого климата на образование трещин в железобетонных изгибаемых элементах из аглопоритобетона: В сб. Повышение эффективности и качества бетона и железобетона. IX Всесоюзная конференция по бетону и железобетону. Ташкент. 1983.
4. *Низомов Ш. Р., Хобилов Б. А., Усмонов Ф. Т.* Темирбетон конструкциялари. Т., Мехнат, 1992.
5. *Низамов Ш. Р.* Влияние жаркого климата на работу железобетонных конструкций из аглопоритобетона. Учебное пособие. Ташкент 1990.
6. *Низамов Ш. Р.* Изменение температуры и влажности аглопоритобетона в условиях сухого жаркого климата: Расчет, проектирование и испытание железобетонных конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях сухого жаркого климата. Ташкент, 1985.
7. *Попов Н. Н., Забегаев А. В.* Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций. М. Высшая школа 1989.
8. СНиП 2.01.01—82. Строительная климатология и геофизика. М. 1983.
9. СНиП 2.01.07—85. Нагрузки и воздействия. М., Госстройиздат. 1986.
10. СНиП 2.03.01—84. Бетонные и железобетонные конструкции. М. 1985.
11. СНиП 2.03.04—84. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. М., 1985.
12. СНиП II—7—81. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. М., 1982.
13. СНиП II—22—81. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования. М. Стройиздат 1983.
14. *Селимов М. М., Низамов Ш. Р.* Примеры расчета и конструирования железобетонных и каменных конструкций. Учебное пособие. Ташкент 1989.
15. *Хобилов Б. А.* Иншоотлар динамикаси ва зилзилабардошлиги. Ўқитувчи. 1988.

МУНДАРИЖА

Суз боши	3
Кириш	4
Асосий белгилар	6

1- боб. Бетон ва арматуранинг физик-механик хоссалари. Темирбетон.

1.1. Темирбетоннинг мохияти	10
1.2. Бетоннинг физик-механик хоссалари	12
1.3. Темирбетон конструкциялари арматураси	27
1.4. Арматуранинг физик-механик хоссалари	30

2- боб. Темирбетон конструкцияларини ҳисоблаш усуллари.

2.1. Темирбетон элементларида кучланиш ва деформация.	33
2.2. Конструкциялар мустаҳкамлигини руҳсат этилган кучланишлар ва бузувчи зуриқишлар усулида ҳисоблаш.	39
2.3. Чегаравий ҳолатлар буйича ҳисоблаш	42
2.4. Юқлар ва таъсирлар	

3- боб. Олдиндан зуриктирилган темирбетон конструкциялари.

3.1. Асосий тушунчалар	47
3.2. Тайёрлаш усуллари	48
3.3. Олдиндан зуриктирилган темирбетон элементларни конструкциялаш	51
3.4. Кучланиш ҳолатлари ва олдиндан зуриктирилган темирбетон элементларни мустаҳкамликка ҳисоблаш	56

4- боб. Эгилувчи темирбетон элементларни конструкциялаш ва мустаҳкамликка ҳисоблаш.

4.1. Бир ораликли тусин, плита ва панелларни конструкциялаш	67
-----------------------------------------------------------------------	----

4.2. Эгилувчи элементлар мустаҳкамлигини нормал кесимлар буйича ҳисоблаш	73
4.3. Тавр, куштавр ва қутисимон кесимли элементлар.	85
4.4. Эгилувчи элементлар оғма кесимларнинг мустаҳкамлигини ҳисоблаш	95
5- боб. Қобирғали яхлит (монолит) темирбетон ёпмани ҳисоблаш ва конструкциялаш.	
5.1. Қобирғали ёпманинг тузилиши.	107
5.2. Иккинчи даражали тусинларни ҳисоблаш ва конструкциялаш	108
6- боб. Биноларнинг йиғма темирбетон элементларини ҳисоблаш ва конструкциялаш.	
6.1. Йиғма ёпманинг тузилишини белгилаш (компановка қилиш)	123
6.2. Йиғма темирбетон панелларни ҳисоблаш ва конструкциялаш	125
6.3. Эгилиб бураладиган элементлар мустаҳкамлиги.	163
7- боб. Сиқилувчи ва чузилувчи элементлар.	
7.1. Сиқилувчи элементларнинг конструктив хоссалари	167
7.2. Тасодифий елкали элементларни ҳисоблаш.	168
7.3. Кундаланг кесими туғри туртбурчак булган элементларнинг номарказий сиқилиши	172
7.4. Чузилувчи элементлар ҳисоби	182
8- боб. Темирбетон конструкцияларини чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳ буйича ҳисоблаш.	
8.1. Буйлама кучлар таъсиридаги элементлар	190
8.2. Эгилувчи элементларда нормал ёрилишлар ҳисоби	192
8.3. Элементлардаги оғма ёрилишлар ҳисоби.	194
8.4. Темирбетон конструкциялари элементларининг деформацияларини ҳисоблаш	202
8.5. Темирбетон элементларининг солқилигини аниқлаш.	208
9- боб. Темирбетон пойдеворлар.	
9.1. Устун ости пойдеворлари	213
9.2. Тасмасимон, яхлит ва устун козиқли пойдеворлар.	219

10- боб. Йигма темирбетон синчли бинолар.

10.1. Бир қаватли саноат бинолари	223
10.2. Қуп қаватли синчли бинолар	229

*11- боб. Бино ва иншоотларнинг том (ёпма)
конструкциялари.*

11.1. Темирбетон ёпма плиталари	241
11.2. Темирбетон стропил тусинлари	243
11.3. Темирбетон стропил фермалари	245
11.4. Темирбетон стропил аркалари.	249
11.5. Юпка деворли фазовий ёпмалар.	252

12- боб. Муҳандислик иншоотлари.

12.1. Резервуарлар	260
12.2. Сув босими миноралари.	266
12.3. Бункер ва силослар	267

13- боб. Зилзилабардош бинолар конструкциялари.

13.1. Зилзилабардош бинолар лойиҳалашнинг умумий қоидалари	268
13.2. Биноларни сейсмик кучлар таъсирига ҳисоблашнинг асо- сий қоидалари	274
13.3. Конструкция элементларини динамик юқлар таъсирига ҳисоблаш	279
13.4. Ғишт деворли ва комплекс конструкцияли бинолар сейс- мик мустаҳкамлиги	297
13.5. Қадимий ғиштин биноларнинг зилзилабардошлиги.	302

*14- боб. Темирбетон конструкцияларни Марказий Осиёнинг
иссиқ иқлим шароитига мослаб ҳисоблаш.*

14.1. Қурук иссиқ иқлим шароитининг узига хос хусусиятлари	308
14.2. Иқлим узгариш шароитида темирбетон конструкциялари- ни ҳисоблаш.	312
14.3. Қурук иссиқ иқлим шароитида ишлайдиган темирбетон конструкцияларини лойиҳалашдаги асосий омиллар.	318

15- боб. Тош-ғишт конструкцияларини ҳисоблаш.

15.1. Ғишт деворларни мустаҳкамликка ҳисоблаш.	320
Иловалар	331
Адабиётлар	354

*Бахтиер Аскарлович Аскарлов,
Шухрат Рашидович Низомов,
Ботир Абдумаликович Хобилов*

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ**

Учебник для студентов высших учебных заведений

На узбекском языке

*Издательство «Ўзбекистон», — 1997,
700129, Тошкент, Навои 30.*

Муҳаррир *М. Саъдуллаев*
Бадний муҳаррир *Т. Қаноатов*
Тех муҳаррир *М. Хужамқулова*
Мусахҳих *Ш. Орипова*

Теришга берилди 14.12.96. Босишга рухсат этилди 24.03.97. Формати 84x108/32. Адабий гарнитурада юкори босма усулида босилди. Шартли босма табоғи 18,90. Нашр табоғи 18,08. Нусхаси 1500. Буюртма №804. Баҳоси шартнома асосида

«Ўзбекистон» нашриёти, 700129, Тошкент, Навоий, 30 Нашр № 55—96.

Ўзбекистон Республикаси Давлат матбуот кумитаси ижарадаги Тошкент матбаа комбинатида босилди. 700129, Тошкент, Навоий кучаси, 30.

