ЎЗБЕКИСТОН РЕСПУБЛИКАСИ ОЛИЙ ВА ЎРТА-МАХСУС ТАЪЛИМ ВАЗИРЛИГИ

ЎЗБЕКИСТОН РЕСПУБЛИКАСИ ҚУРИЛИШ ВАЗИРЛИГИ

САМАРҚАНД ДАВЛАТ АРХИТЕКТУРА ҚУРИЛИШ ИНСТИТУТИ

В.Ф.Усманов

ТЕМИРБЕТОН ВА ТОШ КОНСТРУКЦИЯЛАРИ

Назарий курс. Амалий машғулотлар.
Лаборатория ишлари. Курс лойиҳаси.

Дарслик

5340200 –Бино ва иншоотлар қурилиши
(саноат ва фуқаро бинолари)

УДК 624.012.3.: 624.012.4
ББК 38.53

Усманов В.Ф. Темирбетон ва тош конструкциялари: Қурилиш институтлари учун дарслик. - Самарқанд, 2021. - 475 б.

Дарслик 5340200- Бино ва иншоотлар қурилиши (саноат ва граждан бинолари). таълим йўналиши бўйича ўқиётган талабалар учун «Темирбетон ва тош конструкциялари» фани ўқув дастури асосида тайёрланган.

Дарсликда темирбетон ва тош конструкциялари учун ишлатиладиган материалларнинг физик-механик характеристикалари; темирбетон ва тош конструкцияларини чегаравий ҳолатлар бўйича ҳисоблашнинг назарий асослари; ясси темирбетон ораёпмалар, пойдеворлар, бир қаватли саноат бинолари, кўп қаватли саноат ва граждан бинолари конструкцияларини лойиҳалашнинг умумий жиҳатлари; темирбетон конструкциялари элементларини лойиҳалашнинг амалий масалалари ечими; лаборатория ишларини бажариш бўйича кўрсатмалар ва курс лойиҳасини бажариш тартиби келтирилган.

Дарслик темирбетон ва тош конструкцияларини лойиҳалаш бўйича амалдаги меъёрий ҳужжатлар асосида тайёрланган.

Учебник подготовлен в соответствии с учебной программой дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов, обучающихся по образовательному направлению 5340200- Строительство зданий и сооружений (промышленные и гражданские здания).

В учебнике изложены физико-механические свойства материалов, используемые для железобетонных и каменных конструкций; теоретические основы расчета железобетонных и каменных конструкций по методу предельных состояний; общие принципы проектирования плоских железобетонных перекрытий, фундаментов, конструкций одноэтажных производственных и многоэтажных производственных и гражданских зданий; решение задач по проектированию элементов железобетонных конструкций; указания по лабораторным работам и выполнению курсового проекта.

Учебник подготовлен в соответствии с действующими нормативными документами по проектированию железобетонных и каменных конструкций.

The textbook was prepared in accordance with the curriculum of the discipline "Reinforced concrete and stone structures" for students enrolled in the educational direction 5340200 - Construction of buildings and structures (industrial and civil buildings).

The textbook describes the physical and mechanical properties of materials used for reinforced concrete and stone structures; theoretical foundations for calculating reinforced concrete and stone structures using the limit state method; general principles of designing flat reinforced concrete floors, foundations, structures of one-storey industrial and multi-storey industrial and civil buildings; the solution of tasks for the design of elements of reinforced concrete structures, instructions for laboratory work and the implementation of the course project.

The textbook was prepared in accordance with the current regulatory documents for the design of reinforced concrete and stone structures.

Тақризчилар:

Юсупов Р.Р. - Тошкент архитектура қурилиш институти “Қурилиш конструкциялари” кафедрасининг доценти, техника фанлари номзоди;

Маҳкамов Й.М. - Фарғона политехника институти “БИҚ ” кафедрасининг доценти, техника фанлари номзоди.

КИРИШ

Қўлингиздаги дарслик муаллифнинг Самарқанд давлат архитектура қурилиш институти кенгаши томонидан ўқув жараёнига тавсия этилган «Темирбетон конструкциялари элементларини ҳособлаш», «Биноларнинг темирбетон конструкциялари» ва «Биноларнинг тош ва ғиштин конструкцияларини лойиҳалаш» ўқув қўлланмалари асосида тайёрланди.

Дарсликда келтирилган мавзулар бакалавриатуранинг 5340200 – Бино ва иншоотлар қурилиши (саноат ва фуқаро бинолари) таълим йўналиши бўйича таҳсил оладиган талабалари учун мўлжалланган ўқув режаси ва «Темирбетон ва тош конструкциялари» фани дастурига мос келади.

Таркиби бўйича дарслик кириш, назарий материаллар ёритилган асосий қисмдан, назарий материалларни мустаҳкамлаш учун амалий машғулотларда ечиладиган мисоллар, лаборатория ишлари ва курс лойиҳасини бажариш бўйича кўрсатмалар, илова ва адабиётлар рўйхатидан иборат.

Дарсликнинг тўртала қисми бир-бири билан узвий боғланган бўлиб, талабалар томонидан олинадиган назарий билимлар амалий машғулотларда лаборатория ишларини ва курс лойиҳаларнини бажаришда фойдаланилади.

Дарслик амалдаги қурилиш меъёри ва қоидалари ҚМҚ 2.03.01-96 «Бетон ва темирбетон конструкциялар» ва ҚМҚ 2.03.07-98 «Тош ва ўзактошли қурилмалар» асосида тайёрланаган. Физик миқдорларнинг ўлчами Халқаро бирликлар тизимида (СИ) келтирилган.

Дарслик 5340200 –Бино ва иншоотлар қурилиши (саноат ва фуқаро бинолари) таълим йўналиши талабалари учун тавсия қилинган.

Дарслик сифатини яхшилаш бўйича ўз фикрларини билдирган «Қурилиш конструкциялари» профессор-ўқитувчиларига ҳамда тақризчилар Х.А.Акрамовга (ТАҚИ) ва А.Рахмоновга (Фарғона ПИ) муаллиф ўз миннатдорчилигини билдиради.

I БЎЛИМ. ТЕМИРБЕТОН ВА ТОШ КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ЛОЙИҲАЛАШ АСОСЛАРИ

1. ТЕМИРБЕТОН ВА ТОШ КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ҲИСОБЛАШ ВА ЛОЙИҲАЛАШ ТАРТИБИ

1.1. Темирбетон конструкцияларини ҳисоблаш ва лойиҳалашнинг мақсади, вазифалари

Темирбетон конструкцияларини ҳисоблаш ва лойиҳалашдан мақсад:

- конструкцияларнинг ташқи юклар ва таъсирларга мустаҳкамлиги, устиворлиги, чидамлилиги ва эксплуатацияга яроқлилигини таъминлашдан иборат.

Темирбетон конструкцияларини ҳисоблаш ва лойиҳалашнинг вазифалари:

- конструкцияларнинг ҳисобий схемасини тузиш;
- конструкцияга таъсир қиладиган ташқи юклар миқдорларини аниқлаш;
-конструкция элементларининг ҳисобий узунликларини аниқлаш;
- конструкция элементлари кесимларида ташқи юклар таъсиридан зўриқишларни аниқлаш;
- конструкция элементлари кесимининг мустаҳкамлигини таъминлаш шартидан бўйлама ва кўндаланг арматураларни ҳисоблаш;
- конструкция элементлари учун материаллар сарфи келтирилган ишчи чизмаларини тайёрлаш.

1.2. Темирбетон конструкцияларга қўйиладиган талаблар

Темирбетон конструкцияларга қуйидаги талаблар қўйилади:

- хавфсизлик бўйича;
- эксплуатация қилишга яроқли бўлиши бўйича;
- умрбоқийлик бўйича.

Хавфсизлик бўйича қўйиладиган талабни қондириш учун бино ва

иншоотнинг қурилиши ва эксплуатация қилиниши жараёнида конструкция шундай бир дастлабки кўрсатгичга эга бўлиши керакки ҳар хил ҳисобий таъсирлардан одамларнинг соғлиги ва ҳаётига, мол мулкига, атроф муҳитга ва табиатга зиён келтирадиган бузилиши ва эксплуатация қилишга яроқсиз ҳолга келиб қолишига йўл қўйилмайди.

Эксплуатация қилишга яроқли бўлишини таъминлаш учун конструкция шундай бир дастлабки кўрсатгичга эга бўлиши керакки ҳар хил ҳисобий таъсирлардан уларни нормал эксплуатация қилишини қийинлаштирадиган ёриқларнинг пайдо бўлишига ёки ёриқларнинг ҳаддан катта очилишига ҳамда салқиликларнинг, тебранишлар ва бошқа нуқсонлар ҳосил бўзлишига йўл қуйилмайди.

Умрбоқийлик бўйича талабларни қаноатлантириш учун конструкция шундай бир дастлабки кўрсатгичга эга бўлиши керакки белгиланган муддат давомида конструкция геометрик характеристикаларини, материалларнинг характеристикалари ва ҳар хил ҳисобий таъсирлардан ҳисобга олган ҳолда хавфсизлик ва эксплуатация қилишга яроқли бўлиши талабларини қаноат лантириш керак.

Бетон ва темирбетоннинг хавфсизлик, эксплуатацияга яроқли бўлиши ва умрбоқийлиги қуйидаги талабларни бажариш асосида таъминлади:

- бетонга бўлган талаб;
- арматурага бўлган талаб;
- конструкцияларни ҳисоблашга қуйиладиган талаб;
- конструктив талаб;
- технологик талаб;
- эксплуатация қилиш бўйича талаб.

2.ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР ҲАҚИДА УМУМИЙ МАЪЛУМОТЛАР

2.1. Темирбетоннинг моҳияти

Қурилиш материаллари фанидан маълумки бетон сунъий тош материали бўлиб, сиқилишга яхши, чўзилишга эса, анча ёмон қаршилик кўрсатади. Бетоннинг чўзилишдаги қаршилиги сиқилишдаги қаршилигидан 10...20 марта камдир. Бетоннинг бундай хусусияти уни эгиладиган ва чўзиладиган элементларда қўллашни тақозо этмайди. Бино ва иншоотларда эса, эгиладиган ва чўзиладиган элементлар уларнинг асосий қисмини ташкил этади.

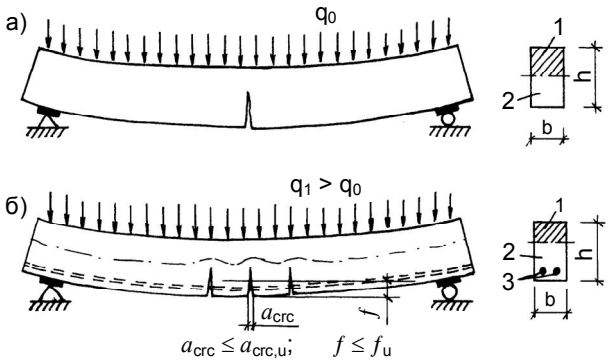
Икки таянчда эркин ётган бетондан тайёрланган тўсиннинг ташқи юклар таъсирига ишлашини қараб чиқайлик. Материаллар қаршилиги фанидан маълумки ташқи юк таъсиридан бундай тўсиннинг кўндаланг кесим юзаси нейтрал ўқ орқали икки зонага, чўзиладиган ва сиқиладиган зоналарга ажратилади (1.1, *а* -расм). Чўзилган зонанинг четки қиррасидаги кучланишнинг миқдори бетоннинг чўзилишдаги қаршилигидан ошиб кетганда чўзилган зонада битта ёриқ ҳосил бўлади ва тўсин бузилади. Бу ҳолатда тўсиннинг сиқилган зонаси қиррасидаги кучланишларнинг миқдори бетоннинг сиқилишдаги қаршилигидан бир неча марта кам бўлади. Натижада бетоннинг сиқилишдаги қаршилигидан тўлиқ фойдаланилмайди.

Демак, бетондан тайёрланган тўсиннинг мустаҳкамлиги бетоннинг чўзилишдаги қаршилиги билан характерланади. Бу ҳолат бетондан тайёрланган конструкцияларнинг қўлланиш соҳасини кескин чегаралаб қўяди.

Конструкцияларда бетоннинг сиқилишдаги қаршилигидан тўлиқ фойдаланиб уларнинг мустаҳкамлигини ошириш ва қўлланиш соҳасини қандай кенгайтириш мумкин? Бунга бетон тўсиннинг чўзиладиган зонасига, чўзилишда юқори мустаҳкамликка эга бўлган материалларни жойлаштириш йўли билан эришиш мумкин (1.1,*б*- расм). Қурилиш материаллари фанидан маълумки чўзилишда юқори мустаҳкамликка эга бўлган материаллардан бири, бу пўлатдир. Бетон тўсиннинг чўзиладиган зонасига кўндаланг кесим

юзасининг - 1...2% миқдорида пўлат симлар жойлаштирилганда тўсиннинг мустаҳкамлиги бир неча марта ошади.

Темирбетон - бетон ва пўлат арматуранинг рационал жойлаши ва бузилгунча бирга деформацияланиши таъминланган комплекс қурилиш материалидир.



1.1-расм. Арматураси олдиндан таранглаштирилмаган тўсиннинг ишлаш схемаси:
1- сиқилиш зонаси; 2 - чўзилиш зонаси; 3 - арматура.

2.2. Темирбетон афзалликлари ва камчиликлари

Темирбетоннинг қурилиш соҳасида кенг қўлланишига сабаб унинг қуйидаги афзалликларидир:

- бетон узоқ вақт давомида мустаҳкамлигини йўқотмайди;
- сиқилишда юқори мустаҳкамликка эга;
- темирбетондан ихтиёрий шаклдаги конструкция тайёрлаш мумкин;
- эксплуатация қилиш жараёнида кам харажат талаб қилади;
- атмосфера таъсирига чидамли;
- темирбетон конструкцияларни тайёрлашда маҳаллий материаллардан фойдаланиш мумкин.

Темирбетон ҳам бошқа қурилиш материаллари каби камчиликлардан холи эмас. Темирбетоннинг камчиликлари қуйидагилардан иборат:

- темирбетон катта зичликка эга;
- иссиқлик ва товушни яхши ўтказади;
- темирбетонни бузиб қайта қуриш ва кучайтириш жуда қийин;
- бетоннинг қотиши учун маълум вақт талаб қилинади;
- бетоннинг қотиш жараёнида ҳажмий қисқаришидан ва ташқи юклар таъсиридан ёриқларнинг пайдо бўлиши;
- қиш мавсумида бетонни иситиш учун талаб қилинадиган қўшимча

харажатлар ва ҳоказо.

Темирбетоннинг камчиликларини ғовакли енгил тўлдирувчилар ишлатилган бетонларни қўллаш, иссиқлик таъсирида бетонга ишлов бериб унинг қотишини тезлаштириш, арматураларни олдиндан таранглаш ва бошқа йўллар билан бартараф этиш мумкин.

2.3. Темирбетоннинг ишлатиш соҳалари

Темирбетон асосий қурилиш материали бўлиб, ҳар хил мақсадда фойдаланиладиган бино ва иншоотларни тиклашда кенг қўлланилмоқда.

Қурилишда бирор бир соҳа йўққи темирбетон қўлланилмаса.

Граждан қурилишида темирбетон конструкциялар ёпма ва ораёпма плиталари, девор панеллари, устунлар, ригеллар, зиналар ва пойдеворлар сифатида кўп қаватли турар-жой ва жамоат биноларини тиклаш учун ишлатилади.

Саноат биноларининг устунлари, пойдеворлари, ригеллари (тўсинлар, фермалар ва ҳоказо), краности тўсинлари, девор ва том панеллари ва бошқа элементлар темирбетондан тайёрланади. Бундан ташқари темирбетон саноат биноларининг махсус иншоотлари - бункерлар, силослар, сув ҳавзалари (резервуарлар), эстакадалар ва бошқа иншоотларни тиклаш учун ҳам ишлатилади.

Граждан ва саноат бинолари учун сув билан таъминловчи ва канализация иншоотлари, қувурлар, ҳавзалар темирбетондан тикланади.

Темирбетон конструкциялар энергетика, транспорт, қишлоқ ва мудофаа қурилишида ҳам кенг қўлланилмоқда.

Энергетика қурилишида темирбетон конструкциялари иссиқлик электростанциялари, гидроэлектростанциялар (плотиналар), атом электростанциялари, электр токини узатувчи таянчлар, шамол энергиясидан ишлайдиган электростанцияларнинг миноралари тиклашда қўлланилмоқда.

Транспорт қурилишида граждан ва саноат биноларидан ташқари темирбетон конструкциялар кўприклар, эстакадалар, метрополитенлар қурилишида кенг ишлатилади. Бундан ташқари темир йўл қурилишида ишлатиладиган

шпаллар ҳам темирбетондан тайёрланади, автомобил йўллари қурилишида темирбетон йўл қопламаси сифатида кенг қўлланилмокда. Сув транспорти қурилишида кемаларни қабул қиладиган дарё ва денгизларнинг комплекс иншоотларининг деворлари, эстакадалар, кемалар юрадиган шлюзлар ва бошқа иншоотлар ҳам темирбетондан тайёрланади. Ҳаво транспорти иншоотларида темирбетон конструкциялар аэровокзалларни ва ангарларни тиклашда, самолётлар учиб қўнадиган йўлакларнинг ёпмаси сифатида кенг қўлланилади.

Кейинги йилларда темирбетон конструкциялари қишлоқ қурилишида чорвачилик фермалари, дон маҳсулотлари сақланадиган омборлар ҳамда суғориш тармоқларини қуришда кенг қўлланилмокда.

Темирбетон конструкцияларидан тикланадиган жамоат биноларига цирк, бозор, кино ва концерт заллари ҳамда спорт иншоотларини мисол қилиб келтириш мумкин. Бундан ташқари, темирбетон теле- ва радио мораларини қуришда ҳам қўлланилмокда.

2.4. Темирбетон конструкцияларининг ривожланиш тарихи

Темирбетоннинг ихтиро этилиши ва ривожланишини қуйидаги хронологик тартибда келтириш мумкин:

1. 1848 йили Жан Луи Ламбо биринчи бўлиб темирбетондан қайиқ ясаган ва уни 1855 йили Парижда ўтказилган кўргазмада намойиш қилган. Бу материални у ***ферроцемент*** деб атаган. Шундан темирбетоннинг тарихи бошланган.

2. 1849 йили парижлик боғбон Жозеф Монье симдан тайёрланган тўрни цемент қоришмаси билан суваб гул тувaклари тайёрлаган. Шундан бошлаб бу материал ***темирбетон*** деб атала бошланган.

3. 1854 йили Ньюкасл шаҳридан сувоқчи Вильям Уилкинсон оловбардош ораёпмаси учун патент олган. Ораёпма темир тасма ва унинг устидан қуйилган бетондан иборат бўлган. Бунда темир пасма равоқларда ораёпманинг пастига жойлаштирилган таянчларда эса, қайириб таянч устига ўтказилган. Вильям Уилкинсон ўша вақтда биринчилардан бўлиб темирбетонда арматурани рационал жойлаштиришни тушунган бўлса керак.

4. 1855 йилда Франсуа Куанье арматуралаш усули учун патент олган. Бунда у арматураларни бир-бирига перпендкуляр жойлаштириб, арматураларни темирбетон ораёпма ўрнашадиган тўртала деворга ҳам ўтказишни таклиф этган.

5. 1861 йили Франсуа Куанье томонидан «Қурилиш санъатида бетонни қўллаш» брошюраси эълон қилган. Бу брошюрада биринчи марта арматуранинг темир стерженлар билан биргаликда ишлаши айтилган. Бундан ташқари бетон танасига жойлаштириладиган темир стерженлар бетоннинг юк кўтариш қобилиятини ошириши келтирилган.

6. 1864 йили Ф. Куанье Фарангистонда темирбетондан биринчи черковни курган. Темирбетондан кейинги черков 20 йилдан кейин Лондонда қурилган. Ф. Куаньенинг

темирбетоннинг ривожланишига қўшган ҳиссаси жуда катта ҳисобланади.

7. 1867 йилда Версал шаҳридаги «Ака-ука Флерлар» боғбонлик фирмаси боғбони франгистонлик Ж.Монье томонидан армоцементли бочка учун патент олган. 1867 йил темирбетон ихтиро қилинган йил сифатида қабул қилинган.

8. 1865 йили Ньюкастле-на-Тайне шаҳрида темирбетодан унча катта бўлмаган уй қурилган. Уйнинг барча конструкциялари темирбетондан тайёрланган. Бу темирбетон тарихида биринчи уй ҳисобланади.

9. 1868 йили Ж. Монье Майсонс-Алфорте шаҳрида унча катта бўлмаган темирцементли бассейн қурган ва шу йили темирцементли резервуар ва қувурга патент олган. Шу йили Ж. Монье томонидан темирцементли плита ва пардеворга патент олинган.

10. 1870 йили Суффолк графлигида равоғи 16,5 м бўлган биринчи кўприк қурилган. Бу кўприк 100 йил эксплуатация қилинган.

11. 1873 йили Ж. Монье темирбетон кўприкка патент олган.

12. 1875 йили Англияда йиғма темирбетондан тикланган икки қаватли уй конструкциясига биринчи патент олинган.

13. 1878 йили Ж. Моньега темирбетон тўсин ва шпал учун, 1881 йилда эса, олдин таклиф этилган ҳамма конструкцияларига умумлаштирилган патент берилган. Шундан кейин у Олмония ва Руссияда ўзининг ихтироларига талабнома берган.

14. 1879 йили ўзининг қурилиш фирмасига эга бўлган олмон муҳандиси Вайс темирбетон билан қизиқиб қолган ва у Моньедан Олмонияда унинг тизимини қўллаш учун панет ҳуқукини сотиб олган.

15. 1880 йили Ж. Монье томонидан Руссияда темирбетонга патент олинган ва темирбетондан қурилиш услуби «Монье тизими» деб аталган.

16. 1881 йили Руссияда Н.А. Белелюбский томонидан темирбетондан тайёрланган конструкциялар синалган. 1886 йилдан эса, металл тўсинлар устидан темирбетон ҳосил қилинган ораёпмалар қўлланила бошланган.

17. 1887 йили Г. Вайс и М. Кенен тўсин ва плиталарда арматурани кесим ўртасига эмас, кесимнинг чўзиладиган пастки томонига жойлаштириш керак деган хулосага келишган. Шу вақтдан бошлаб темирбетон янги қурилиш материалига айланган.

18. 1892 йили Руссияда темирйўл остига темирбетон қувурлар қўлланила бошланди.

19. 1892 й. француз муҳандиси Ф. Геннебик яхлит темирбетондан қовурғали ораёпма конструкциясини таклиф қилган.

20. 1893 йили Москва шаҳридаги бош универсал магазин (ГУМ) томини ёпиш учун темирбетондан бажарилган қуббали конструкциялар ҳамда йўловчилар учун кўприкча ва бассейн қурилган.

21. 1895 йили И. Г. Малюга томонидан Руссияда биринчи бўлиб «Состав и способы приготовления цементного раствора (бетона) для получения наибольшей крепости» иши эълон қилинган.

22. 1896 йилда Нижный Новгород ярмаркаси учун равоғи 45 м бўлган ўтиш кўприги қурилган.

23. 1897 йилда бетондан 21 равоқдан иборат бўлган 300 м узунликдаги темирйўл виадуги қурилган.

24. 1898 йилда темирбетон йўл қурилиши объектларида кенг кўламда қўлланила бошланган.

25. 1904 йилда Артур Фердинандович Лолейтнинг «К вопросу о правилах приемки железобетонных сооружений» и «О коэффициенте прочности железобетонных сооружений» мақоласи чоп этилган. Шу йили А.Ф. Лолейт раҳбарлиги ва лойиҳаси бўйича Москва тасвирий саъат музейида равоғи 8,5 м бўлган қуббалар ва Реутов шаҳридаги тўкимачилик фабрикаси цехининг ораёпмаси темирбетондан бажарилган.

26. 1904 йилда Николаев шаҳрида (Украина) Н.Пятницкий лойиҳаси бўйича маяк қурилган.

27. 1905 йилда А.Ф. Лолейт томонидан тўсинсиз темирбетон ораёпма конструкцияси

ишлаб чиқилган.

28. 1905 йилда Петербург шаҳрида темирбетон синчдан иборат бўлган 4 қаватли саноат биноси қурилган.

29. 1905 йилдан 1928 йилгача Э. Фрейсине лойиҳаси ва унинг раҳбарлигида кўпгина темирбетон кўприклар ва бошқа муҳандислик иншоотлари қурилган. Булар ичида Сен-Пьер-дю-Вовре шаҳрида 130 метрли арка шаклидаги ва Плугастеле шаҳридаги ҳар бир равоғи 186,4 м иборат бўлган уч равоқли кўприкларни келтириш мумкин.

30. 1906 ва 1909 йилларда А.Ф. Лолейт томонидан тўсинсиз темирбетон ораёпма қурилиши амалга оширилган.

31. 1909 йили А.Ф. Лолейт томонидан Руссияда биринчи марта сиғими 3500 тоона бўлган элеватор қурилган.

32. 1910 йилда Париж шаҳридаги Де Берси вокзали темирбетон қобиқ билан ёпилган.

33. 1911 йили Руссияда биринчи марта темирбетон конструкциялар ва иншоотлар учун техник шартлар ва меъёрлар чоп этилган.

34. 1912–1913 йиллар Москвада И. Кузнецов лойиҳаси бўйича темирбетонли синчли бино қурилган.

35. 1917 йилда Эжен Фрейсине бетонни зичлаштириш учун вибрацияни қўллаган. Эжен Фрейсине томонидан олдиндан зўриқтирилган конструкциялар ишлаб чиқилган.

36. 1929 йилда Эжен Фрейсине олдиндан зўриқтирилган темирбетон назарияси асослари ва амалиёти иши эълон қилинган.

37. 1932 йилда Эжен Фрейсине биринчилардан бўлиб олдиндан зўриқтирилган буюмларни- свай, шпал ва б. саноатда ишлаб чиқаришни ташкил этган.

38. 1932 йилда бетончиларнинг Умумиттифоқ илмий муҳандислик-техник жамияти мажлисида А.Ф. Лолейт қуйидаги мавзуда доклад қилган: «Пересмотр теории железобетона» («Темирбетон назариясини қайта кўриб чиқиш»). Бунда рухсат этилган кучланишлар усулидан бузувчи кучлар усулига ўтиш таклиф қилинган.

39. 1933 йилда профессор В.В.Михайловнинг «Напряженно-армированный бетон» монографияси нашрдан чиққан.

40. 1938 йили А. Ф. Лолейт таклифи асосида А. А. Гвоздев, Я.В.Столяров, В. И. Мурашев ва б. томонидан прогрессив ҳисобланмиш темирбетон мустаҳкамлигини бузилиш босқичи бўйича ҳисоблаш усули амалга жорий қилинган.

41. 1955 йили собиқ Иттифоқда темирбетон конструкцияларни чегаравий ҳолатлар бўйича ҳисоблаш услуби ишлаб чиқилди ва бу услубдан шу кунгача фойдалиниб келинмоқда.

42. 1996 йилгача Ўзбекистон республикасида темирбетон конструкцияларни лойиҳалаш собиқ Иттифоқда ишлаб чиқилган ва 1985 йилда лойиҳалаш амалиётиган киритилган СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции» меъёрий ҳужжатидан фойдаланиб келинди.

43. Ўзбекистон Республикаси мустақилликка эришгандан кейин 1996 йили СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции» меъёрий ҳужжатига асосланган ҳолда ҚМҚ 2.03.01-96 «Бетон ва темирбетон конструкциялар» лойиҳалаш амалиётига киритилди.

Қурилишда ишлатиладиган бетон ва темирбетоннинг техник, иқтисодий, эстетик и экологик характеристикаларини яхшилашга йўналтирилган илмий тадқиқот ва ишлаб чиқариш соҳасида халқаро ҳамкорликни амалга ошириш мақсадида Халқаро федерация (FIB- International Federation for Structural Concrete) фаолият олиб боради.

Федерациянинг асосий вазифалари қуйидагилардан иборат:

1. Илмий тадқиқот ишларини рағбатлантириш;

2. Тадқиқот натижаларини ва амалий тажрибаларни таҳлил қилиш;

3. Темирбетон конструкцияларни лойиҳалаш ва тиклаш бўйича тавсиялари ишлаб чиқиш;

4. Тўпланган билимларни мақолалар, йўриқномлар, халқаро конгресс ва симпозиумлар материаллари сифатида чоп этиш йўли билан тарқатиш, федерация аъзоларини бетон ва темирбетон соҳасидаги ютуқлар билан таништиришдан иборат.

3. ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ ЧЕГАРАВИЙ ҲОЛАТЛАР БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ

3.1. Чегаравий ҳолатлар бўйича ҳисоблашнинг моҳияти

Чегаравий ҳолат деб, конструкциянинг шундай бир ҳолатига айтиладики, бу ҳолатда конструкция ташқи юклар таъсирига қаршилик кўрсата олмайди ёки ҳаддан ортиқ деформацияланиши ва маҳаллий бузилиши натижасида уни эксплуатация қилиш мумкин бўлмай қолади. Чегаравий ҳолатлар *икки гуруҳга* бўлинади. *Биринчи гуруҳ* бўйича конструкциянинг юк кўтариш қобилияти (мустаҳкамлиги, устиворлиги ва чидамлилиги) таъминланиши шарт. Иккинчи гуруҳ бўйича эса, конструкциянинг нормал эксплуатация қилиш учун яроқли бўлиши (ёриқларнинг пайдо бўлиши ёки бўлмаслиги ва ёриқлар пайдо бўлганда унинг очилиши чегараланиши ҳамда салқилиқ, тебраниш чегараланиши) таъминланиши шарт.

Чегаравий ҳолатнинг биринчи гуруҳи бўйича ҳисоблаш конструкциялар учун асосий бўлиб ҳисобланади.

Чегаравий ҳолатнинг иккинчи гуруҳи бўйича ҳисоблаш мустаҳкамликлари таъминланган конструкцияларда ёриқларнинг пайдо бўлиши ва очилиш кенглигининг ҳамда салқиликларнинг ҳаддан ошиб кетиши кутилган ҳолларда бажарилади.

3.2. Чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи бўйича ҳисоблаш

Конструкцияларни юк кўтариш қобилияти бўйича (чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи) ҳисоблашнинг моҳияти қуйидагидан иборат:

- конструкцияга таъсир қиладиган зўриқишларнинг энг катта миқдори N_{max} энг ноқулай шароитда ишлайдиган конструкциянинг энг кичик юк кўтариш қобилияти S_{min} дан ошиб кетмаслиги шарт, яъни:

$$N_{\max} \le S_{\min} \qquad (3.1.)$$

$N_{\max}$ зўриқиш бино ва иншоотларнинг тайинланиши бўйича ишонч коэффициенти γ_n, юкларнинг меъёрий миқдорлари q_n, юклар бўйича ишонч коэффициентлари γ_f, юкларнинг биргаликда таъсир этишини эътиборга оладиган коэффициентлар Ψ ва ҳисоб схемасининг C_f омилига боғлиқ бўлади.

$S_{\min}$ зўриқиш материалларнинг меъёрий қаршиликларига, материаллар бўйича ишонч коэффициентларига, иш шароити коэффицентларига, материаллар қаршиликларининг биргаликда чегаравий қийматларга етишини эътиборга оладиган Ψ_r коэффициентга, элемент кўндаланг кесимининг шакли ва ўлчамларини эътиборга оладиган C_r омилга боғлиқ бўлади.

Юқоридагиларни эътиборга олган ҳолда (3.1) шарт қуйидаги кўринишни олади:

$$N_{\max}(\gamma_n, q_n, \gamma_f, \psi, C_f) \le S_{\min}(R_n, \gamma, \gamma_i, \psi_R, C_r) \ . \qquad (3.2.)$$

3.3. Чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича ҳисоблаш

Конструкцияларни деформациялар бўйича ҳисоблашнинг (чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи) моҳияти шундан иборатки, меъёрий юклар таъсиридан ҳосил бўлувчи деформация (салқилик, кўчиш, буралиш) f меъёрланган чегаравий қийматидан ошиб кетмаслиги шарт, яъни қуйидаги шарт бажарилиши керак:

$$f \le f_{\lim}. \qquad (3.3)$$

Темирбетон ва тош конструкциялар учун юқорида келтирилган ҳисоблардан ташқари дарзбардошлик бўйича (дарз кетиши, ёриқларнинг очилиши ва ёпилиши) ҳисоблар ҳам бажарилади.

Дарзбардошликка ҳисоблашнинг моҳияти шундан иборатки, конструкцияга таъсир қиладиган ҳисобий зўриқишларнинг энг катта миқдори $N_{\max}$ конструкциянинг дарз кетиш ҳолатида қабул қила оладиган зўриқиш N_{crc} дан ошиб кетмаслиги шарт, яъни қуйидаги шарт бажарилиши лозим:

$$N_{max} \le N_{crc} \ . \qquad (3.4)$$

Ёриқларнинг очилиши бўйича ҳисоблашнинг моҳияти шундан иборатки, ёриқларнинг ҳисобий (ёки меъёрий) юклар таъсиридан очилиш кенглиги a_{crc} меъёрланган чегаравий қийматидан катта бўлмаслиги шарт, яъни қуйидаги шарт бажарилиши лозим:

$$a_{crc} \le a_{crc,lim} \ . \qquad (3.5)$$

4. ЮКЛАР ВА ТАЪСИРЛАР

4.1. Юкларнинг турлари

Таъсир қилиш характери ва давомийлигига боғлиқ равишда юклар қуйидаги: доимий, вақтинчалик қисқа вақт даъсир қиладиган, вақтинчалик узоқ вақт таъсир қиладиган давомли, муҳим ва монтаж юкларга бўлинади.

4.2. Доимий юклар

Доимий юкларга бино ва иншоот қисмларининг оғирликлари, тупроқнинг оғирлиги ва босими ҳамда олдиндан зўриқтирувчи кучлар киради.

Узоқ вақт давомида таъсир қиладиган (давомли) юкларга вақтинча ўрнатилган тўсинлар ва пойдеворларнинг оғирликлари, қўзғалмас жиҳозларнинг оғирликлари, суюқлик ва газларнинг босими, омборхоналарга таъсир қиладиган юклар, температурнинг таъсири, пойдеворларнинг нотекис чўкиши натижасида ҳосил бўладиган юклар, бетоннинг чўкиши ва сирпанувчанлиги, турар-жой ва жамоат биноларига тасир қиладиган фойдали юкларнинг бир қисми, қор қоплами оғирлигининг 30% дан 60% гача бўлган қисми (қор қопламининг оғирлиги бўйича III...VI районлари учун), кранлардан ҳосил бўладиган юкларнинг 50% дан 70 % гача бўлган қийматлари ва бошқа юклар олинади [10].

4.3. Вақтинчалик юклар

Қисқа вақт давомида таъсир қиладиган (муваққат) юкларга жиҳозларни бошқариш зоналарида уларни тузатиш учун қўлланиладиган материаллар ва

ҳизмат қиладиган одамларнинг оғирликлари, турар-жой, жамоат ва қишлоқ хўжалиги биноларининг ораёпмаларига одамлар, жиҳозлар ва ҳайвонлар оғирлигидан таъсир қиладиган юклар, кранлардан ҳосил бўладиган юкларнинг 30% дан 50% гача бўлган қиймати, шамолнинг босимидан ҳосил бўладиган юк, қор қоплами оғирлигининг 40% дан 70% гача бўлган қиймати (III...VI районлар учун) ва бошқа юклар қабул қилинади.

Муваққат юклар квазистатик, яъни вақт давомида миқдори секин ўзгарадиган ва инерцион кучлар ҳосил бўлмайдиган юкларга ҳамда динамик юкларга бўлинади. Динамик юкларнинг таъсири, одатда, динамик коэффициентлар ёрдамида статик юкларга муқобил бўлган қийматлари билан алмаштирилади.

4.4. Муҳим юклар

Муҳим юкларга ернинг тебраниши натижасида содир бўладиган сейсмик ва портлаш натижасида ҳосил бўладиган юклар киради.

4.5. Монтаж юклар

Монтаж юклар конструкцияларни тайёрлаш, сақлаш, бир жойдан иккинчи жойга транспорт воситалари ёрдамида ташиш ҳамда бино ва иншоотларни тиклаш жараёнларида конструкцияларнинг ҳусусий оғирликларидан ҳосил бўлади.

4.6. Юкларнинг меъёрий ва ҳисобий қийматлари

Ташқи юкларнинг миқдори бир нечта омилларга боғлиқ бўлган ҳолда ўзгариб туради. Шунинг учун ташқи юкнинг меъёрий қиймати сифатида унинг ўртача ёки ўртача қийматидан юқори бўлган миқдор қабул қилинади. Доимий юкларнинг меъёрий киймати бетоннинг ўртача зичлигини эътиборга олиб топилади. Муваққат юкларнинг меъёрий қийматлари сифатида бино ва иншоотни нормал эксплуатация қилиш жараёнидаги энг катта қиймати олинади. Шамол ва қор қоплами оғирлигидан ҳосил бўладиган юкларнинг меъё-

рий қийматлари ҳар йилги катта қийматларининг ўртачасига ёки уларнинг такрорланишидаги ўртача даврига мос бўлган катта қийматига тенг қилиб олинади. Кранлардан ҳосил бўладиган юкларнинг меъёрий қийматлари кранлар учун чиқарилган стандартларда берилган бўлади.

Темирбетон конструкцияларни ҳисоблашда ташқи юкларнинг ҳисобий (лойиҳавий) қийматлари қўлланилади. Юкнинг ҳисобий қиймати унинг меъёрий қийматини ҳар хил омиллар таъсиридан ўзгарувчанлигини эътиборга оладиган юк бўйича ишончлилик коэффициентига кўпайтириш йўли билан топилади, яъни $F=F_n \cdot \gamma_f$. Юк бўйича ишончлилик коэффициентининг қиймати қуйидагича қабул килинади: конструкцияларнинг хусусий оғирлиги ва табиий ҳолатдаги тупроқлар учун γ_f=1,1; енгил ва ғовакли материаллардан тайёрланган буюмлар ҳамда завод шароитида тайёрланадиган иссиқлик ва товушни изоляцияловчи материаллар учун γ_f=1,2; конструкциялар қурилиш майдонида тайёрланадиган бўлса γ_f = 1,3; уйилган ҳолатдаги тупроқлар учун γ_f = 1,15. Конструкция массасининг камайиши натижасида унинг ишлаш шароити ёмонлашса ишончлилик коэффициентининг қиймати γ_f = 0,9 қабул қилинади (конструкцияларни устиворликка ҳисоблашда).

Муваққат юкларнинг меъёрий қийматлари бино ва иншоотларнинг қўлланиш соҳаларига қараб қурилиш меъёри ва қоидаларида (ҚМҚ) [10] берилган. Юк бўйича ишончлилик коэффициентларининг қийматлари эса, қуйидагича қабул қилинади: юкнинг тўлиқ меъёрий қиймати 2 кПа дан кам бўлганда γ_f = 1,3; 2 кПа ва ундан катта бўлганда эса, γ_f =1,2 қабул қилинади.

Шамол босимидан ҳосил бўладиган юклар учун юк бўйича ишончлилик коэффициенти γ_f = 1,4 қабул қилинади.

Қор қоплами оғирлигидан ҳосил бўладиган юклар учун ҳам γ_f = 1,4 қабул қилинади.

Темирбетон конструкцияларнинг элементлари чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича ҳисобланганда юк бўйича ишончлилик коэффициенти γ_f = 1 қабул қилинади.

4.7. Юклар жамланмаси

Табиатда ташқи юклар бино ва иншоотларга алоҳида-алоҳида эмас балким биргаликда таъсир қилади. Шунинг учун ҳам бино ва иншоотлар ташқи юкларнинг биргаликда таъсир қилишининг энг ноқулай холатига ҳисобланади. Юкларнинг биргаликда таъсир қилишининг иккита энг ноқулай бирикмаси (жамланмаси) қабул қилинган [10]:

а) доимий, давомли ва муваққат юкларни ўз ичига оладиган а с о с и й ж а м л а н м а;

б) доимий, давомли, муваққат ва муҳим юклардан бирини ўз ичига оладиган м у ҳ и м ж а м л а н м а.

Доимий ва иккитадан кам бўлмаган муваққат юкларни ўз ичига оладиган юкларнинг бирикмасида муваққат юкларнинг қиймати ёки шу юкларга мос бўлган зўриқишларни жамлаш коэффициенти ψ га кўпайтирилади. Жамлаш коэффициентининг киймати қуйидагича қабул қилинади: асосий бирикмаларда: давомли юклар учун $\psi_1 = 0{,}95$; муваққат юклар учун эса, $\psi_2 = 0{,}9$; муҳим бирикмаларда давомли юклар учун $\psi_1 = 0{,}95$; муваққат юклар учун эса, $\psi_2 = 0{,}8$.

Доимий ва битта муваққат юкни ўз ичига олган асосий бирикма учун жамлаш коэффициентининг қиймати бирга тенг қабул қилинади.

Асосий бирикмаларда учта ва ундан кўп бўлган муваққат юклар олинган бўлса, уларнинг ҳисобий қийматларини ψ_2 жамлаш коэффициентига кўпайтириш рухсат этилади. Бунда ψ_2 коэффициентнинг қиймати қуйидагича қабул қилинади: биринчи муваққат юк учун таъсир даражасига қараб $\psi_2 = 1{,}0$; иккинчи юк учун $\psi_2 = 0{,}8$, қолган юклар учун эса $\psi_2 = 0{,}6$.

5. БЕТОННИНГ ФИЗИК-МЕХАНИК ХОССАЛАРИ

5.1. Бетоннинг таркиби

Бетоннинг структураси унинг мустаҳкамлиги ва деформацияланишига жуда ҳам катта таъсир кўрсатади. Бу масалага аниқлик киритиш учун бетон қоришмасида рўй берадиган физик ва кимёвий жараёнларни қараб чиқамиз.

Қуруқ бетон қоришмаси (цемент, қум, шағал) сув билан аралаштирилганда цемент билан сув бирикмасидан цемент хамири ҳосил бўлади ва цемент билан сув орасида кимёвий реакция бошланади. Бу реакциянинг маҳсулоти, цемент минерали билан сув бирикмаси натижасида гел - илвирсимон цемент елими ҳосил бўлади. Бу бирикманинг катта бўлмаган бир қисми кристал ҳолатида ажралиб чиқади. Бетон қоришмаси аралаштирилганда цемент хамири катта тўлдирувчиларнинг доналарини ўраб олади. Цемент хамири аста секинлик билан қотиб цемент тошига айланади ва бетон қоришмани яхлит ҳолатга олиб келади.

Вақт ўтиши билан цемент хамирининг қотиши жараёнида гел ўз ҳажмини камайтириб қуюқлашади. Бунда кристал ҳосил бўлиш жараёни гел масссасини қамраб олади ва қаттиқ кристал ўсимталарни ҳосил қилади.

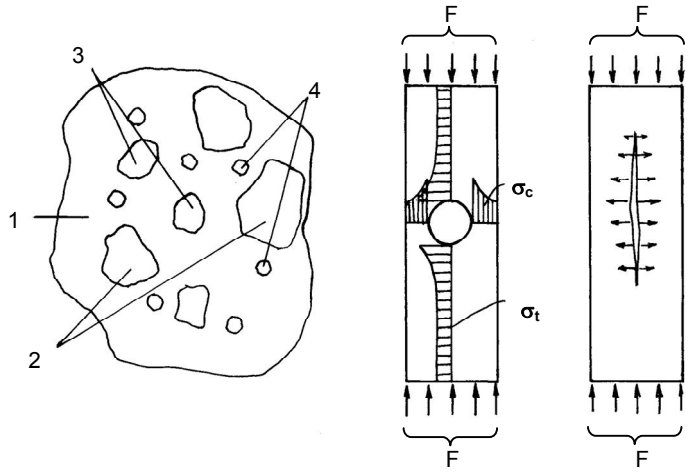
Замонавий нуқтаи назарга биноан структураси бўйича қотган бетон мураккаб композицон материал деб қаралади. Унда массанинг узлуксизлиги кескин бузилган бўлиб қаттиқ, суюқ ва газсимон ҳолатлар мужассамлашган. Бетон структурасининг муҳим характеристикаларидан бири бетонда ғоваклар эгаллаган ҳажмнинг параметридир. Бу цемент тошининг, ўз навбатида эса, бетоннинг табиатан каппилляр-ғовак материал эканлиги билан боғлиқдир.

Бетондаги ғоваклар ўзининг ўлчамлари билан бир-биридан бир неча марта фарқ қилади ва ҳар хил мураккаб шаклга эга. Бетонда ғовакларнинг ҳосил бўлиши, асосан, ортиқча сув миқдорига боғлиқ. Одатда бетоннинг қотиши учун талаб қилинадиган сувнинг миқдори цемент оғирлигининг тахминан 0,15...0,20 қисмини ташкил қилади. Аммо бундай бетонни қолипларга ётқизиш қийин бўлганлиги сабабли сувнинг цементга нисбати (С/Ц) 0,35...0,60 гача оширилади. Натижада цемент билан реакцияга киришмаган ортиқча сув бетон танасида маълум бир ҳажмни эгаллайди. Бетоннинг қотиши жараёнида ортиқча сувнинг бир қисми буғланиб бетон танасида ҳар хил ҳажмдаги бўшлиқ ва ғоваклар ҳосил қилади. Бу ғоваклар бир-бирига туташиб бетонда ўлчамлари 0,1...1,0 мкм дан 20...50 мкм гача бўлган капиллярлар ҳосил қилади. Бетоннинг қотиш жараёнига боғлиқ бўлган ҳолда бу ғоваклар

сув ёки ҳаво билан тўлган бўлади.

Бетоннинг структураси бетон қоришмасини тайёрлаш, жойлаш ва зичлаш жараёнида ҳосил қилиниб, бетоннинг узоқ муддат қотишидан муттасил ўзгаради. Шундай қилиб бетон структурасини ўзида кристал ўсимталар, гел, сув ва ҳаво билан тўлган кўп миқдордаги ғоваклар ва капиллярларни мужассамлаштирган цемент тошида тартибсиз жойлашган қум ва шағал доналарининг фазовий панжараси сифатида тасаввур қилиш мумкин (5.1-расм).

Бир жинсли бўлмаган бундай жисмда ташқи кучлар таъсиридан мураккаб кучланиш ҳолати содир бўлади. Сиқилган бетон намунадаги кучланишлар эластик модули катта бўлган қаттиқ заррачаларда тўпланади. Натижада заррачаларни бирлаштирувчи сиртда бу боғланишни бузувчи зўриқишлар ҳосил бўлади. Шу билан бирга бетондаги ғоваклар ва бўшлиқлар ҳосил бўлган жойларда кучланишларнинг тўпланиши содир бўлади. Эластиклик назарияси курсидан маълумки, бўшлиқларга эга бўлган қаттиқ жисм сиқилганда бўшлиқлар атрофида сиқувчи ҳамда чўзувчи кучланишлар тўпланади. Чўзувчи кучланишлар сиқувчи кучга параллел бўлган юзалар бўйича таъсир қилади (5.1-расм).



5.1-расм. Бетоннинг тузилиши (структураси) ва унда ҳосил бўладиган кучланишлар схемаси:
1-цемент тоши; 2-шағал; 3-қум; 4-сув ва ҳаво билан тўлган ғоваклар.

Бетон танасида ғовак ва бўшлиқларнинг сони кўп бўлганлиги учун бир ғовак атрофида ҳосил бўладиган чўзувчи кучланиш иккинчи ғовакдаги кучланиш билан қўшилиб кетади. Натижада сиқилган бетонда бўйлама сиқувчи ҳамда кўндаланг чўзувчи кучланишлар ҳосил бўлади.

5.2. Бетоннинг мустаҳкамлиги

Бетоннинг мустаҳкамлиги бир қатор омилларга боғлиқ бўлиб, таркиби, тайёрланиш жараёни ва қотиш шароити бир хил бўлганда ҳам ўзгарувчанлик хоссасига эга бўлади. Бетоннинг мустаҳкамлиги (бошқа шароитлар бир хил бўлганда ҳам) асосан унинг ёшига ва қотиш шароитига, синалаётган намунанинг шакли ва ўлчамларига ҳамда кучланиш ҳолатининг характерига (сиқилиш, чўзилиш, маҳаллий сиқилиш, кесилиш ва ҳоказо) боғлиқ бўлади.

Бетонни ташкил этувчи тўлдирувчиларнинг жойлашишида қонуният бўлмаганлиги ва ғовакларнинг тартибсиз жойлашиши натижасида бир хил қоришмадан тайёрланган намуналарни синашда ҳар хил қаршилик олинади. Бундан ташқари, намуналарни бир хил бўлмаган шароит ва ҳар хил тезликда синаш ҳам бетон мустаҳкамлигининг ўзгарувчанлигига олиб келади.

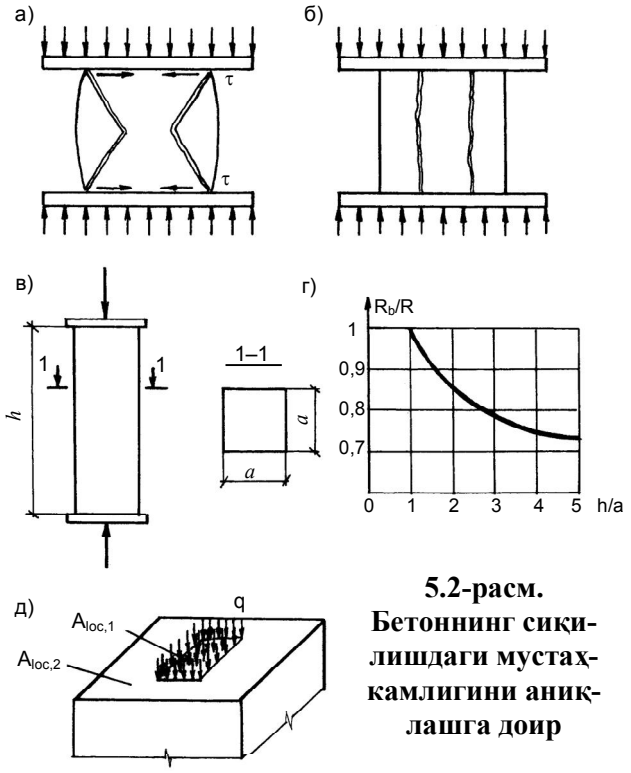
Бетоннинг энг муҳим характеристикаларидан бири, бу унинг сиқилишдаги мустаҳамлиги бўлиб, бетоннинг бошқа мустаҳкамлик характеристикаларига нисбатан жуда осон аниқанади. Эталон сифатида бетоннинг сиқилишдаги мустаҳамлигини ифодалаш учун бетоннинг **синфи** деган кўрсатгич қабул қилинган. Бетоннинг синфи деб, қирраларининг ўлчамлари 150 мм бўлган бетон кубнинг 95% таъминланиш билан 28-чи суткадаги сиқилишдаги чегаравий қаршилигига айтилади. Бетон 28 сутка давомида муҳит температураси 20°±2°С ва намлиги ~90% бўлган шароитда қотиши шарт. Бетон намунани юклаш тезлиги 0,3 МПа/с (3 кг/см^2·с) га тенг бўлиши лозим.

5.3. Бетоннинг кубик мустаҳкамлиги

Куб шаклидаги бетон намуна пресс плиталари орасига ўрнатилиб марказий сиқилишга синалганда, намунанинг бузилиши натижасида кичик асослари бир-бирига туташган иккита кесик пирамида ҳосил бўлади (5.2,*а*- расм). Бетон намунанинг бундай схема бўйича бузилишига асосий сабаб бу пресс плиталари билан намуна сирти орасида ҳосил бўладиган ишқаланиш кучларидир. Бу кучлар намунанинг ичкарисига қараб йўналган бўлиб, бетоннинг кўндаланг йўналиш бўйича деформацияланишини чеклайди. Намуна сирти-

дан узоқлашган сари бу кучларнинг қиймати камайиб боради.

Агар пресс плитаси билан намуна сирти орасида ҳосил бўладиган ишқаланиш кучлари йўқотилса, бетон намунанинг бузилиши умуман бошқа схема бўйича рўй беради (5.2,*б*- расм). Яъни намунада куч йўналишига параллел бўлган ёриқлар пайдо бўлади. Ишқаланиш кучлари йўқ бўлганлиги сабабли намуна кўндаланг йўналиш бўйича эркин деформацияланади. Бу схема бўйича синалган бетоннинг қаршилиги тахминан 40% гача камаяди. Шунинг учун давлат стандарти бўйича бетоннинг мустаҳкамлиги биринчи схема асосида, бетон намуналарнинг сирти ёғланмасдан синалади.



5.2-расм. Бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлигини аниқлашга доир

Бетоннинг бир жинсли бўлмаганлиги ва уни синашда ишқаланиш кучларининг ҳосил бўлиши натижасида ҳар хил ўлчамдаги кубларнинг мустаҳкамликлари ҳар хил бўлади. Куб қирраларининг ўлчамлари қанча кичик бўлса унинг мусстаҳкамлиги шунча юқори бўлади.

Стандарт ўлчамдаги кубнинг (қирраларининг ўлчами 150 мм бўлган) мустаҳкамлиги R бўлганда, қирраларининг ўлчами 100 мм бўлган кубнинг мустаҳкамлиги $0{,}93 \cdot R$, қирраларининг ўлчами 200 мм бўлган кубнинг мусстаҳкамлиги эса $1{,}05 \cdot R$ га тенг бўлади. Бунга сабаб бир жинсли бўлмаган бетон намуналарида, улар ўлчамларининг катталаши билан нуқсонлар сонининг кўпайишидадир.

5.4. Бетоннинг призматик мустаҳкамлиги

Бетоннинг кубик қаршилиги фақат унинг сифатини назорат қилиш учун фойдаланилади ва темирбетон конструкцияларни ҳисоблашда бевосита қўлланилмайди. Темирбетон конструкцияларда бетоннинг ишлаш ҳолати бетон кубнинг ишлаш ҳолатидан фарқ қилиб, бетон призманинг ишлаш ҳолатига яқин бўлади. Шунинг учун ҳисоблашларда бетоннинг призматик қаршилиги ишлатилади.

Бетоннинг ***призматик қаршилиги*** баландлигининг призма асоси ўлчамига нисбати 3...4 бўлган бетон намунани бузилиш даражасигача синаш йўли билан аниқланади. Бунда, бетон призма босқичма-босқич юкланиб, ҳар босқичда юкнинг миқдори бузувчи кучнинг 10% га тенг қилиб олинади. Бетон намуна ҳар бир босқичда юк таъсирига 4...5 мин ушлаб турилади. Юклаш тезлиги ўзгармас бўлиб 0, 6...0, 2 МПа/с га тенг қабул қилинади.

Бетоннинг призматик ва кубик қаршилиги ўртасида тўғри пропорционал боғланиш мавжуд. Бу боғланиш қуйидаги эмпирик формула орқали ифодаланади

$$R_b = (0{,}77 - 0{,}001 \cdot R) \cdot R\,. \qquad (5.1)$$

Ҳақиқатда тажрибадан олинган натижалар (5.1) формуладан аниқланадиган бетоннинг призматик қаршилигига нисбатан бирмунча юқори бўлиб, оғир ва енгил бетонлар учун $0{,}78 \cdot R$ дан (бетоннинг синфи юқори бўлганда) $0{,}83 \cdot R$ гача (бетоннинг синфи паст бўлганда) ўзгаради. Ғовакли бетонлар учун эса, мос равишда $0{,}87 \cdot R$ дан $0{,}94 \cdot R$ гача ўзгаради.

Бетоннинг призматик қаршилиги R_b сиқилиш, эгилиш, буралиш, қийшиқ эгилиш ва қийшиқ номарказий сиқилишга ишлайдиган темирбетон конструкцияларни ҳисоблаш учун қўлланилади.

5.5. Бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги

Бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги уни ташкил этувчи цемент тошининг мустаҳкамлигига ва унинг тўлдирувчилар билан боғланиш мус-

таҳкамлигига боғлиқ. Бетоннинг чўзилишдаги ҳақиқий мустаҳкамлиги унинг марказий чўзилишдаги мустаҳкамлиги билан ифодаланади. Бетоннинг чўзилишдаги чегаравий мустаҳкамлиги R_{bt} нисбатан юқори бўлмаган ҳолда сиқилишдаги мустаҳкамлигининг 0,1...0,05 қисмини ташкил қилади. Бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги ошиши билан $R_{b,t}$ / R_b нисбат камайиб боради (5.2,*г*- расм).

Чўзилишда бетон мустаҳкамлигининг камлиги бетон структурасининг бир жинсли бўлмаганлиги ва чўзувчи зўриқишлар таъсиридан бетон яхлитлигининг жуда эрта бузилиши ҳамда кучланишларнинг бўшлиқлар атрофида тўпланишига боғлиқ.

Бетоннинг марказий чўзилишдаги мустаҳкамлиги ишчи зонаси призма шаклида бўлган бетон намунани узишга синаш йўли билан аниқланади (5.3,*а*-расм). Чўзувчи прессга бириктириш учун бетон намунанинг икки томони кенгайтирилади. Намуна юк билан (0,08...0,05) МПа/с тезликда бир текис юкланади. Бетоннинг марказий чўзилишдаги мустаҳкамлиги узувчи кучнинг бетон намуна юзасига нисбати орқали аниқланади

$$R_{bt} = F_u / A_{bt}, \qquad (5.2)$$

бу ерда: F_u - бузувчи куч; A_{bt} - намунанинг кўндаланг кесим юзаси.

Бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги унинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги билан тажрибалар асосида олинган Фере формуласи орқали ифодаланади:

ўрта ва паст мустаҳкамликка эга бўлган бетонлар учун

$$R_{bt} = 0{,}23\sqrt[3]{R_b^{\,2}}; \qquad (5.3)$$

юқори мустаҳкамликка эга бўлган цементли бетонлар учун

$$R_{bt} = 0{,}32\sqrt[3]{R_b^{\,2}}; \qquad (5.4)$$

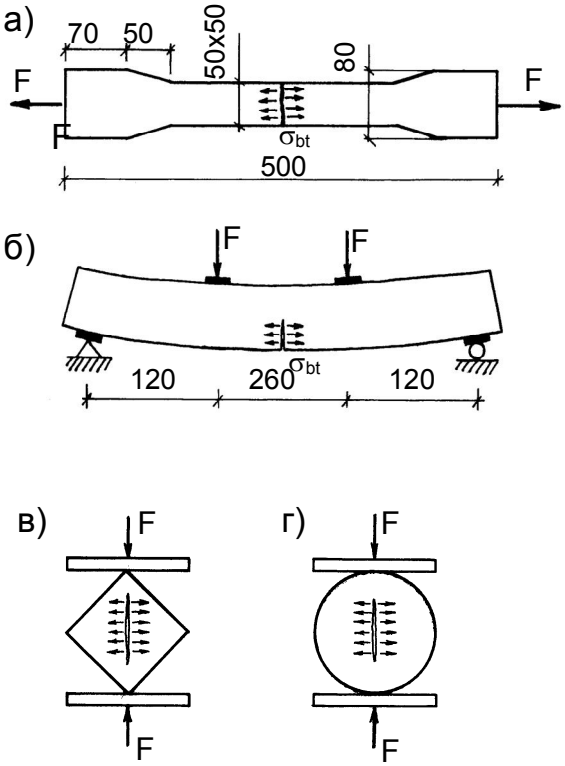
бетон-полимерлар учун

$$R_{bt} = 0{,}5\sqrt[3]{R_b^{\,2}}; \qquad (5.5)$$

полимербетонлар учун

$$R_{bt} = (0{,}08...0{,}15)R_b . \qquad (5.6)$$

Бетон-полимерлар ва полимербетонларда цемент тошининг тўлдирувчилар билан боғланиши (ёпишиши) яхши бўлганлиги сабабли бундай бетонларнинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги цементли бетонларнинг чўзилишдаги мустаҳкамлигига нисбатан анча юқори бўлади.



5.3-расм. Бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлигини аниқлашга доирю

Чўзилишга синашда бетон намунани марказлаштириш қийин бўлганлиги сабабли бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги бетон тўсинчани эгилишга синашдан аниқланади.

Стандарт намуна сифатида кўндаланг кесими квадрат шаклида бўлиб, ўлчами 150 мм, узунлиги эса 600 мм бўлган бетон тўсинча олинади (5.3,*б*-расм). Бу ҳолатда бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги қуйидаги формуладан ҳисобланади

$$R_{bt} = M / W_{pl} , \qquad (5.7)$$

бу ерда: $M = F \cdot a$ - бузувчи момент; $W_{pl} = b \cdot h^3/3{,}5$ бетон тўсинча кўндаланг кесим юзасининг эластик-пластик қаршилик моменти.

Бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги кўндаланг кесими квадрат шаклида бўлган бетон призма ёки цилиндр шаклидаги бетон намунани 5.3, *в, г* - расмларда кўрсатилган схемалар бўйича ёрилишга синаш йўли билан ҳам аниқланиши мумкин. Бунда мустаҳкамлик қуйидаги формуладан аниқланади:

$$R_{bt} = 2 \times K_1 \times K_2 \times F / A , \qquad (5.8)$$

бу ерда: F - ёрувчи куч; A - намунанинг кўндаланг кесим юзаси; K_1 –

бетоннинг эзилишидан намуна кесимининг кичрайишини эътиборга оладиган коэффициент (оғир бетонлар учун $К_1$ = 1,1; енгил бетонлар учун $К_1$ = 1,25); $К_2$ - намунанинг шакли ва ўлчамини эътиборга оладиган коэффициент (*d = a = 150 мм* бўлган призма ва цилиндр учун $К_2$ = 1).

Бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги R_{bt} биринчи навбатда ёриқлар пайдо бўлишига чидамлилиги таъминланиши шарт бўлган конструкцияларни (сув босими остида ишлайдиган қувурлар, суюқлиқ сақланадиган ҳавзалар ва ҳоказо) ҳисоблаш учун ишлатилади.

5.6. Бетоннинг деформацияси

Бетонда ҳосил бўладиган деформациялар икки гуруҳга, яъни атроф муҳит температураси ва намлигининг ўзгариши натижасида содир бўладиган ҳажмий ва ташқи юклар таъсиридан ҳосил бўладиган зўриқиш деформацияларига бўлинади. Таъсир қилиш характери ва муддатига қараб ташқи юклар таъсиридан ҳосил бўладиган зўриқиш деформациялари уч тоифага бўлинади:

1 - қисқа вақт таъсир қиладиган юклар билан бир марта юклашдан ҳосил бўладиган деформациялар;

2 - давомли юклар билан юклашдан ҳосил бўладиган деформациялар;

3 - юкларнинг кўп марта такрор-такрор таъсиридан ҳосил бўладиган деформациялар.

Бетоннинг температура ва намлик таъсиридан деформацияланиши. Бетон оддий муҳит шароитида қотганда ўз ҳажмини қисқартиради. Бетоннинг бу хоссаси бетоннинг **чўкиши** ёки **киришиши** деб айтилади. Сувда қотадиган бетон ўз ҳажмини ошириш хоссасига эга бўлиб, бу бетоннинг **бўкиши** ёки **шишиши** деб айтилади.

Бетоннинг чўкиш деформациясига таъсир қиладиган омилларни уч гуруҳга бўлиш мумкин:

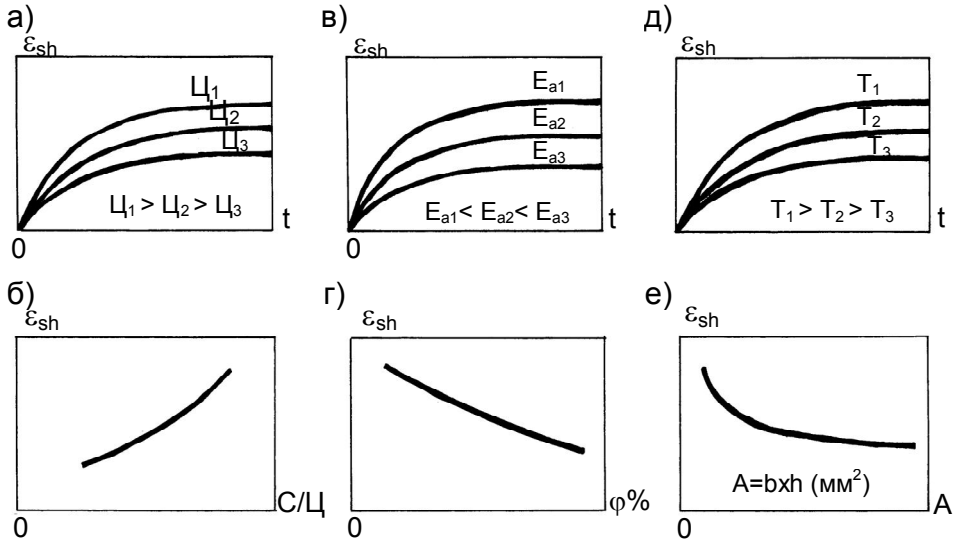
1. Бетоннинг таркиби ва тайёрланиш технологиясига боғлиқ бўлган омиллар (цемент сарфи, сув цемент нисбати, тўлдирувчиларнинг эластиклик модули, қўшимчаларнинг хили, қотиш шароити ва ҳоказо);

2. Атроф муҳитнинг таъсири билан боғлиқ бўлган омиллар (ҳаво температураси ва нисбий намлиги, бетонни ўраб турувчи қопламанинг хили ва сифати ва ҳоказо);

3. Конструктив (амалий) характерга эга бўлган омиллар (бетон конструкциянинг шакли, конструктив ўлчамлари, арматура билан жиҳозланиши ва ҳоказо).

Бетон тайёрлаш учун сарф қилинадиган цементнинг миқдори унинг чўкиш (киришиш) деформациясига жуда катта таъсир кўрсатади. Цемент миқдорининг ошиши чўкиш деформациясининг ошишига олиб келади (5.4, *а* -расм). Сув-цемент нисбати (С/Ц) катта бўлган бетонларда чўкиш деформацияси ҳам катта бўлади (5.4, б - расм).

Эластиклик модули катта бўлган тўлдирувчилардан тайёрланган бетонларнинг чўкиши натижасида ҳосил бўладиган деформацияси кам бўлади (5.4,*в* -расм).



5.4-расм. Бетоннинг чўкиш деформациясига омилларнинг таъсири.

Узоқ вақт нам шароитда сақланган бетоннинг чўкиши секинлашади, аммо чўкиш деформациясининг чегаравий қийматига таъсир кўрсатмайди.

Атроф муҳитнинг нисбий намлиги бетоннинг чўкиш деформациясига катта таъсир кўрсатади. Нисбий намликнинг ошиши билан бетоннинг чўкиш деформацияси камаяди, акс ҳолда эса, кўпаяди (5.4, *г* -расм).

Атроф муҳитнинг температураси ҳам бетоннинг чўкиш деформациясига катта таъсир кўрсатиб, температура ошганда чўкиш деформацияси ҳам ошади, акс ҳолда эса, камаяди (5.4, *д* -расм).

Бетон чўкиш деформациясига намуналарнинг ўлчамлари ҳам таъсир кўрсатади. Кичик ўлчамдаги бетон намуналарда чўкиш деформациясининг қиймати ўлчамлари катта бўлган намуналардагига нисбатан катта бўлади (5.4, *е*- расм).

Атроф муҳит температурасининг ўзгаришидан бетоннинг ўз ҳажмини ўзгартиришига бетоннинг температура таъсиридан деформацияланиши деб айтилади. Бетоннинг температура таъсиридан деформацияланиши икки қисмдан иборат бўлиб, деформациянинг биринчи қисми температуранинг ўзгаришига пропорционал равишда ўзгаради. Температура таъсиридан ҳосил бўладиган бетон деформациясининг иккинчи қисми температура таъсиридан ҳосил бўладиган кучланишлардан вужудга келади. Бетон намуна ҳажми бўйича бир текис қиздирилганда температура таъсиридан ҳосил бўладиган деформациялар эркин ривожланади ва дастлабки кучланишлар ҳосил бўлмайди. Дастлабки ички кучланишлар бетон нотекис қиздирилганда ҳосил бўлади. Баъзи бир шароитда бу кучланишлар таъсиридан бетонда ёриқлар пайдо бўлиши мумкин.

Нормал эксплуатация илиш шароитида (атроф муҳитнинг температураси -40°С дан +50°С гача ўзгарганда) ишлатиладиган бетоннинг чизиқли кенгайиш коэффициенти $(0,7...1)10^{-5}$ 1/град га тенг бўлади. Бу коэффициентнинг қийматига цемент ва тўлдирувчиларнинг хили, бетон қоришмасининг таркиби, атроф муҳитнинг температураси ва нисбий намлиги, бетоннинг ёши ва унинг ўлчамлари катта таъсир кўрсатади.

Атроф муҳитнинг температураси 100°С гача кўтарилганда бетонда ҳосил бўладиган ички кучланишларнинг миқдори унча катта бўлмайди ва бетоннинг ҳолатига таъсир қилмайди. 100°С дан юқори бўлган ҳароратнинг таъсири бетоннинг деформацияланиш хоссасини кескин ўзгартириб юборади. Шунинг учун юқори температуралар таъсир қиладиган шароитда махсус

бетонлар ишлатилади.

Қисқа вақт таъсир қиладиган юклар билан бир марта юкланган бетон намунада бўйлама ва кўндаланг деформациялар ҳосил бўлади. Бўйлама деформациянинг тўлиқ қиймати икки қисмдан иборат бўлиб, биринчи қисми эластик ε_{be}, иккинчи қисми пластик ε_{bpl} деформациялардан иборат (5.5, *а*-расм). Бетонга қўйилган ташқи юкнинг таъсири йўқолганда эластик деформациялар тўлиқ орқага қайтадиган бўлса, пластик деформацияларнинг бир қисми $\varepsilon_{b,ep}$ орқага қайтмайди. Бу қолдиқ деформациянинг бир қисми (тахминан 10%) вақт ўтиши билан орқага қайтади. Бу ҳодисага эластик сўнгги таъсир деб айтилади.

Бетон намуна аста секинлик билан юкланиб, юклаш жараёнининг ҳар бир босқичида бўйлама деформациялар икки марта, намунага юк қўйилган вақтда ва бир оз вақт ўтгандан кейин ўлчанганда «σ_b – ε_b» диаграммаси 5.5, *б* -расмда кўрсатилгандек поғона шаклида бўлади. Куч қўйилган вақтда ўлчанган деформациялар эластик (оний) деформацияларни ифодалайди. Эластик деформациялар кучланиш билан тўғри чизиқли боғланган бўлиб, «σ_b – ε_b» диаграммада қиялик бурчаги ўзгармас бўлган чизиқ билан кўрсатилган. Юк остида ушлаб турилган вақтдаги бетоннинг деформациялари чизиқли бўлмаган (эгри чизиқли бўлган) қонун бўйича ўзгаради ва кучланиш миқдорининг ошиши билан кўпайиб боради. Бу деформациялар пластик характерга эга бўлиб, 5.5, *б* - расмда кўрсатилган диаграммада горизонтал чизиқлар билан кўрсатилган. Бетон намунани юклашда босқичларнинг сони жуда катта бўлганда «σ_b – ε_b» боғланишни ифодаловчи поғона шаклидаги синиқ чизиқ эгри чизиққа айланади.

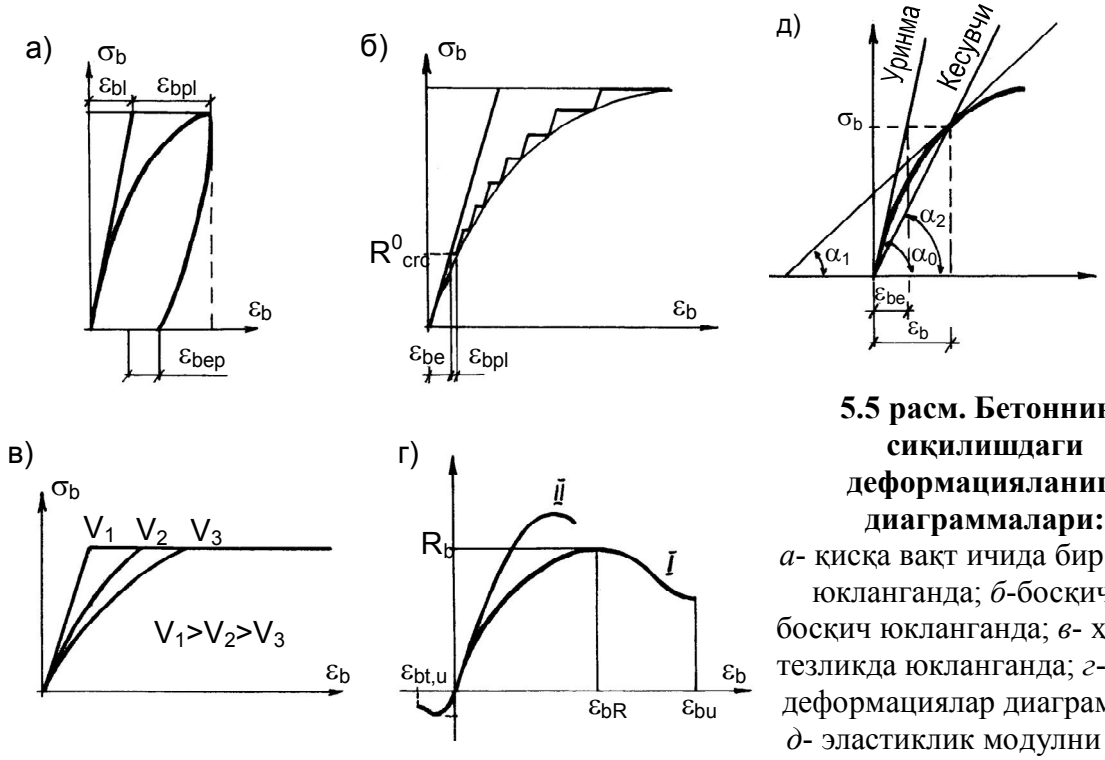
Шундай қилиб, бетоннинг эластик деформациялари бетон намунани оний тезлик билан юкланишига мос бўлиб, пластик деформациялар эса, вақт давомида ривожланади ва намунани юклаш тезлигига боғлиқ бўлади.

Юклаш тезлиги қанча юқори бўлса, пластик деформацияларнинг миқдори шунча кам бўлади. Юклаш тезлиги оний тезликка тенг бўлганда бетон фақат эластик ҳолатда деформацияланади. Ҳар хил тезлик билан қисқа вақт

ичида бир маарта юкланган бетон намуналарда «σ_b – ε_b» боғланишлар 5.5,*в* - расмда кўрсатилган.

Бетон мустаҳкамлигининг ошиши пластик ва қисқа вақт давомида сирпанувчанлик деформацияларини камайтиради. Синфи В45 дан юқори бўлган оғир бетонлар учун «σ_b – ε_b» боғланишни ифодаловчи диаграмма тўғри чизиққа яқин бўлади.

Қиймати ошиб борувчи куч билан юкланган бетон намуна учун «σ_b – ε_b» диаграммада энг катта кучланишга мос бўлган деформация намунанинг бузилиш вақтини характерлайди. Бу деформацияларнинг қийматлари бетонлар синфи, таркиби, зичлиги ва юклаш тезлигига боғлиқ. Тажрибалар асосида олинган натижаларга биноан марказий сиқилган бетон намуналарнинг бузилишини характерловчи деформациялар 0,001 дан 0,002 гача ўзгаради.



5.5 расм. Бетоннинг сиқилишдаги деформацияланиш диаграммалари:
а- қисқа вақт ичида бир марта юкланганда; *б*-босқичма-босқич юкланганда; *в*- ҳар хил тезликда юкланганда; *г*- тўлиқ деформациялар диаграммаси; *д*- эластиклик модулни аниқлашга доир: I – статик юк таъсиридан; II- зарба таъсиридан.

Бетон намуна юклаш жараёнида ўзгармас тезлик билан деформацияланганда ($d\varepsilon/dt$ = const) «σ_b – ε_b» боғланишни ифодаловчи диаграмма 5.5, *г* -расмда кўрсатилгандек бўлади. Бунда кучланишнинг миқдори максимумга эриш-

гандан кейин «σ_b – ε_b» диаграммада пасайиб борувчи қисм ҳосил бўлади. Бетоннинг сиқилишдаги пасайиб борувчи участкага эга бўлган диаграммаси ҳам назарий, ҳам амалий жиҳадан катта аҳамиятга эга. Бу диаграмма конструкция элементлари кесимларида кучланишларнинг тақсимланишини аннализ қилиш, мустаҳкамлик ва ёриқлар пайдо бўлишига чидамлиликни аниқлаш учун ишлатилади. Бундай тартибда юкланган бетон намуналарнинг бузилишини характерловчи деформациялар бетон мустаҳкамлиги, таркиби, зичлиги ва деформацияланиш тезлигига боғлиқ бўлиб ε_{bu} = 0,0025… 0,006 оралиқда ўзгаради.

Бетон намуна қисқа вақт таъсир қиладиган чўзувчи юклар билан юкланганда бетоннинг чўзилишдаги деформацияси сиқилишдагидек икки қисмдан, эластик ва пластик деформациялардан иборат бўлади. Чўзувчи кучланишларнинг миқдори жуда кичик бўлганда, бетон эластик ҳолатда деформацияланади. Чўзувчи кучланшиларнинг миқдори ошган сари пластик деформациялар ҳам кескин кўпайиб боради. Ошиб борувчи юкларнинг бир марта таъсиридан бетоннинг бузилишини характерловчи деформациялар миқдори 0,00015 дан 0,0003 гача ўзгаради.

Чўзиладиган бетон ўзгармас тезлик билан деформацияланганда чўзилиш диаграммаси худди сиқилиш диаграммасидек пасайиб борувчи участкага эга бўлади (5.5, *г* -расм). Бундай тартибда чўзилишга синалган бетоннинг бузилишини характерловчи деформациянинг қиймати $\varepsilon_{bt,u}$=0,0003...0,0006 оралиқда ўзгаради.

Бетоннинг кўндаланг деформацияси $\nu_b = \frac{\varepsilon_{b2}}{\varepsilon_{b1}}$ коэффициенти билан характерланади. Бу ерда: ε_{b1} - бўйлама ва ε_{b2} - кўндаланг нисбий деформациялар. Бетон қандай тартибда юкланишидан қатъий назар кучланишларнинг унча катта бўлмаган қийматларида ν_b - Пуассон коэффициентининг қиймати 0,13 дан 0,22 гача ўзгаради ва ҳамма бетонлар учун 0,2 га тенг қилиб олинади.

Бетоннинг деформация модули. Бетоннинг деформацияланувчанлик хоссасини характерлайдиган энг муҳим кўрсаткичларидан бири, бу бетон-

нинг эластиклик модулидир. Бетоннинг эластиклик модули темирбетон конструкцияларини эксплуатация қилишда деформацияланиши ва ёриқлар пайдо бўлишига чидамлилигини аниқлаш учун ишлатилади.

Умумий ҳолда бетондаги кучланиш билан тўлиқ деформациялар орасидаги боғланиш эгри чизиқли бўлганлиги сабабли, бетоннинг эластиклик модули E_{be} фақат эластик деформациялар ҳосил бўладиган оний юклаш тартибига мос бўлади.

Бетоннинг эластиклик модули «$\sigma_b - \varepsilon_b$» диаграммага координата бошидан ўтказилган ўринма билан абцисса ўқи орасидаги бурчак тангенси орқали ифодаланади (5.5, *д*- расм)

$$E_{be} = tg\alpha_0 . \qquad (5.9)$$

Эластик деформацияларга мос бўлган бетондаги кучланиш қуйидагига тенг бўлади

$$\sigma_b = E_{be} \cdot \varepsilon_{be} . \qquad (5.10)$$

Бетондаги кучланишларнинг миқдори $\sigma_b = (0{,}2 \ldots 0{,}3)R_b$ бўлганда бетон эластик ҳолатда деформацияланади ва кучланиш билан деформация орасидаги боғланиш чизиқли ўзгаради деб қабул қилиниши мумкин. Кучланишларнинг миқдори $0{,}3R_b$ дан катта бўлганда кучланиш билан деформация орасидаги боғланиш эгри чизиққа айланиб, кучланишнинг ошиши билан бетоннинг эластиклик модули камайиб боради. Бу ҳолатда бетоннинг эластиклик модули «$\sigma_b - \varepsilon_b$» диаграммада берилган кучланишга мос бўлган нуқтадан ўтказилган уринма билан абцисса ўқ орасидаги α_1 бурчак тангенси орқали ифодаланади. Кучланиш миқдорининг ошиши билан бурчак кичраяди ва бу эластиклик модулининг камайишига олиб келади.

Кучланиш билан тўлиқ деформация орасидаги аналитик боғланиш $\sigma_b = f(\varepsilon_b)$ маълум бўлган тақдирда, бетоннинг эластиклик модули кучланишнинг ихтиёрий қийматида қуйидаги ифодадан аниқланиши мумкин

$$E_{be} = d\sigma_b / d\varepsilon_b . \qquad (5.11)$$

Темирбетон конструкцияларини ҳисоблашда бетоннинг ўртача эластик-

пластик модулидан фойдаланилади. Бетоннинг эластик-пластик модули «$\sigma_b - \varepsilon_b$» диаграммада берилган кучланишга мос бўлган нуқта билан координата бошини бирлаштирувчи кесма ва абцисса ўқи орасидаги бурчак тангенси билан ифодаланади:

$$E_{b,pl} = tg\alpha_2 . \tag{5.12}$$

Бетондаги кучланиш билан тўлиқ деформациялар орасидаги боғланиш қуйидаги формула орқали ифодаланади:

$$\sigma_b = E_{b,pl} \cdot \varepsilon_b . \tag{5.13}$$

(5.10) ва (5.13) формулаларнинг чап томонларидаги кучланишлар бир-бирига тенг бўлганлиги учун ўнг томондаги ифодаларни тенглаштирамиз

$$E_{b,pl} \cdot \varepsilon_b = E_{be} \cdot \varepsilon_{be} . \tag{5.14}$$

(5.14) ифодадан бетоннинг эластик-пластик модули қуйидагига тенг бўлади

$$E_{b,pl} = E_{be} \frac{\varepsilon_{be}}{\varepsilon_b} = \nu_b \cdot E_{be}, \tag{5.15}$$

бу ерда: ν_b - бетоннинг эластиклик коэффициенти.

Бетоннинг эластик-пластик модулини пластик коэффициенти λ_b орқали ҳам ифодалаш мумкин

$$E_{b,pl} = E_{be} \frac{\varepsilon_{be}}{\varepsilon_b} = E_{be} \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b,pl}}{\varepsilon_b} = \left(1 - \lambda_b\right) E_{be}, \tag{5.16}$$

бу ерда: $\lambda_b = \dfrac{\varepsilon_{b,pl}}{\varepsilon_b}$ - бетоннинг пластиклик коэффициенти.

Назарий жиҳатдан эластиклик коэффициентининг қиймати бетон эластик ҳолатда ишлаганида бирга тенг бўлиб нолгача камайиб боради. Амалда эса, ν_b коэффициентининг қиймати 1...0,3 оралигида ўзгаради.

Амалий ҳисоблашларда табиий шароитда қотадиган оғир бетонларнинг эластиклик модули Рош формуласидан анқаниши мумкин

$$E_{be} = \frac{55000 R_m}{18{,}8 + R_m}, \tag{5.17}$$

бу ерда: R_m - бетоннинг ўрта статистик кубик мустаҳкамлиги.

Бетонга иссиқлик таъсирида ишлов берилган бўлса, унинг эластиклик модули табиий шароитда қотган бетон эластиклик модулига нисбатан 10% гача, автоклавда ишлов берилган бўлса, (20... 25)% гача камаяди.

Енгил бетонларнинг эластиклик модули бир хил синфдаги оғир бетонларнинг эластиклик модулидан анча кам бўлиб, тўлдирувчиларнинг хилига боғлиқ бўлади.

Марказий чўзилишда бетоннинг эластиклик модули E_{bt} сиқилишдаги эластиклик модулига тенг қилиб олинади. Бетоннинг эластик-пластик модули чўзилиш ҳолатида қўйидаги формуладан аниқланади:

$$E_{bt,pl} = \nu_{bt} E_{be}, \tag{5.18}$$

бу ерда: ν_{bt} - бетоннинг чўзилиш ҳолатидаги эластиклик коэффициенти.

Бетондаги чўзувчи кучланишларнинг миқдори $\sigma_{bt} = R_{bt}$ бўлганда ν_{bt} коэффициентининг ўртача қиймати 0,5 га тенг бўлади. У вақтда

$$E_{bt,pl} = 0,5 \cdot E_{be}. \tag{5.19}$$

Чўзилишда бетоннинг чегаравий деформацияси

$$\varepsilon_{bt,u} = \frac{R_{bt}}{E_{bt,pl}} = 2 \cdot \frac{R_{bt}}{E_{be}}. \tag{5.20}$$

Бетоннинг силжиш модулини эластиклар назариясида қўлланиладиган қуйидаги формуладан аниқлаш мумкин

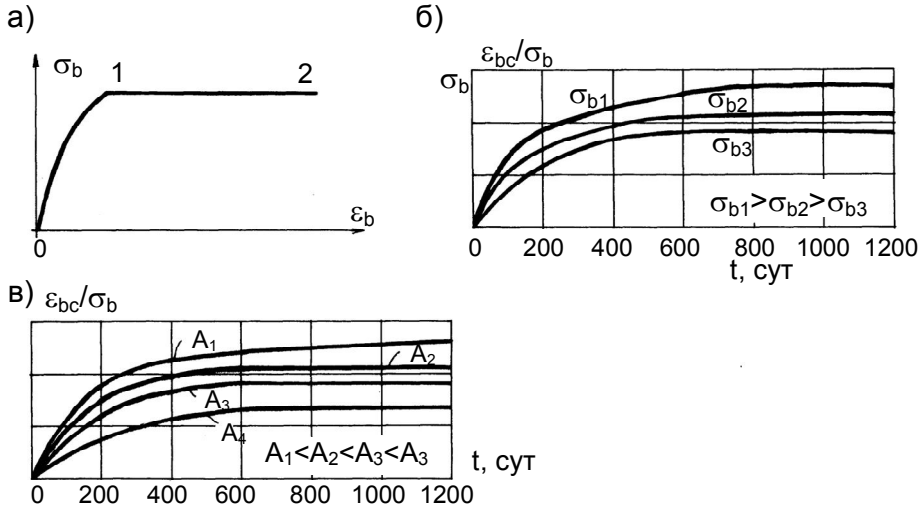
$$G = E_{be} / \left[2(1+\nu_b)\right] \tag{5.21}$$

бу ерда: ν_b - Пуассон коэффициенти.

Бетонлар учун Пуассон коэффициентининг ўртача қиймати ν_b = 0,2 га тенг. У вақтда силжиш модули $G = 0,4 \cdot E_{be}$.

Давомли юклар таъсиридан бетоннинг деформацияланиши. Давомли юклар таъсиридан бетон деформацияси кўпайиб боради ва бу жараён 4...5 йил ва ундан ҳам кўп муддатгача давом этиши мумкин. Давомли юк таъсиридан бетон деформациясининг кескин ошиши биринчи 4... 5 ой давомида кузатилади.

Давомли юклар таъсиридан бетоннинг сиқилиш ҳолатида бетон деформациясининг ривожланиши 5,6,*а* - расмда кўрсатилган. Диаграмманинг «0-1» қисми намуна юкланган вақтдаги бетон деформациясини характерлайди ва бу участканинг эгрилиги намунани юклаш тезлигига боғлиқ бўлади. Диаграммадаги «1-2» участка давомли юклар билан юкланган бетоннинг доимий кучланишлар таъсиридан деформациясининг ошишини характерлайди. Вақт ўтиши билан деформациянинг ошиши секинлашади ва маълум бир чегаравий қийматга интилади.



5.6- расм. Бетоннинг давомли юклар таъсиридан деформацияланиши:
а- «$\sigma_b - \varepsilon_b$» диаграммаси; *б*- сирпаниш деформациясининг кучланишлар миқдорига ва *в* - намуна ўлчамларига боғлиқлиги.

Давомли юклар таъсиридан деформациянинг ошишини характерлайдиган бетон хоссасига бетоннинг с и р п а н у в ч а н л и г и дейилади.

Тажрибалар асосида олинган натижалар шуни кўрсатадики кучланиш миқдорининг ошиши билан бетонда сирпанувчанлик деформацияси ҳам ошади. Ҳар хил миқдордаги кучланишлар таъсиридан бетон деформациясининг вақт давомида ўзгариши 5.6,*б* - расмда кўрсатилган.

Сирпанувчанлик деформациясининг миқдорини ифодалаш учун сирпанувчанлик характеристикаси ва сирпанувчанлик меъёри деган тушинчалар қўлланилади.

Сирпанувчанлик деформациясининг *t* вақтдаги қийматининг дастлабки эластик деформацияга нисбати сирпанувчанлик характеристикасини ифода-

лайди

$$\varphi_t = \frac{\varepsilon_{b,pl}(t)}{\varepsilon_{be}}. \qquad (5.22)$$

Сирпанувчанлик меъёри кучланиш миқдорининг 0,1 МПа га ошишидан ҳосил бўладиган t вақтдаги бетон сирпанувчанлик деформациясини ифодалайди ва сирпанувчанлик деформациясининг кучланишга нисбати орқали аниқланади

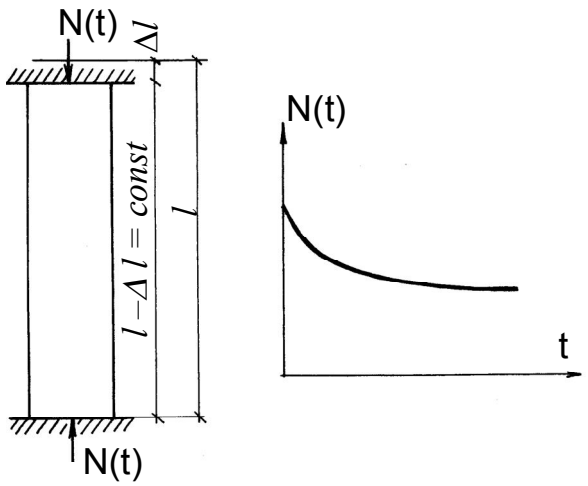
$$C_t = \frac{\varepsilon_{b,pl}(t)}{\sigma_b}. \qquad (5.23)$$

Сирпанувчанлик характеристикаси билан сирпанувчанлик меъёри ўртасида қуйидаги боғланиш мавжуд

$$C_t = \varphi_t E_b. \qquad (5.24)$$

Эксплуатация қилиш шароитида юкларнинг нисбатан катта бўлмаган қийматларида бетоннинг сирпанувчанлик деформацияси дастлабки эластик деформациялардан 2...3 марта катта бўлиши мумкин.

Бетон сирпанувчанлиги билан кучланишларнинг камайиши (релаксацияланиши) ҳодисаси ўзвий боғлангандир. Агар бетон призмада дастлабки ε_{be} деформация ва сиқувчи σ_b кучланиш ҳосил қилиниб, ундан кейин призма узунлигининг ўзгармаслигини таъминловчи боғланишлар ёрдамида унинг кейинги деформацияланиши чекланса, ихтиёрий t вақтдаги кучланиш призмадаги дастлабки σ_b кучланишдан кам бўлади. Бу боғланишлардаги зўриқишлар қийматининг ҳам камайишига олиб келади (5.7- расм).

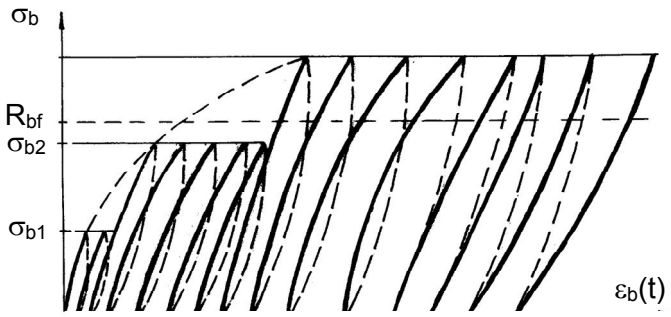


5.7-расм. Бетон призмада кучланишларнинг камайиши

Дастлабки деформацияларнинг ўзгармаган ҳолатида бетондаги дастлабки кучланишларнинг камайишини характерловчи бетоннинг хоссасига кучланишнинг камайиши

(*релаксацияланиши*) дейилади. Бетон сирпанувчанлиги ва кучланишларнинг камайиши темирбетон конструкцияларнинг ташқи юклар таъсиридан ишлаш ҳолатига катта таъсир кўрсатади. Бетон сирпанувчанлиги конструкцияларни ёриқлар пайдо бўлишига чидамлилик ва деформация бўйича ҳисоблашда, конструкция устиворлигини текширишда ҳамда статик ноаниқ конструкцияларда ички зўриқишларни аниқлашда эътиборга олинади. Кучланишларнинг камайиши эса, статик ноаниқ конструкцияларда таянчлар чўкиши натижасида ҳосил бўладиган кучланиш ҳолатини аниқлашда ва бошқа ҳолатларда эътиборга олинади.

Юкларнинг кўп марта такрор-такрор таъсиридан бетоннинг деформацияланиши. Бетон намунани сиқувчи юклар билан юклаш ва юк таъсиридан бўшатиш даври бир неча марта такрорланганда бетондаги пластик деформациялар аста секин йиғилиб боради. Юклаш ва юк таъсиридан бўшатиш даври жуда кўп марта такрорланганда бетондаги кучланишларнинг миқдори $\sigma_b < R_{bf}$ бўлса, пластик деформациялар ўзининг чегаравий қийматига эришиб, бетон эластик ҳолатда деформацияланa бошлайди. Ҳар бир даврдан кейин қолдиқ деформацияларнинг йиғилиб бориши ва «σ_b – ε_b» боғланишни ифодаловчи эгри чизиқнинг эластик деформацияларга мос бўлган тўғри чизиққа айланиши 5.8 расмда кўрсатилган.



5.8-расм. Юкларнинг кўп марта такрор-такрор таъсиридан бетоннинг деформацияланиши.

$\sigma_b > R_{bf}$ кучланиш билан бир неча давр юклаб ва юк таъсиридан бўшатилган бетонда пластик деформациялар чегараланмаган миқдорда ривожланиб боради ва бетон намуна бузилиш ҳолатига келиб қолади. Бунда «σ_b – ε_b» боғланишни ифодаловчи қоварик эгри чизиқ ботиқ эгри чизиққа айланиб, абцисса ўқи билан ташкил қиладиган бурчаги кичрайиб боради (5.8 расм). Юкларнинг кўп марта такрор-такрор таъсиридан «σ_b – ε_b» боғланишни

ифодаловчи қоварик эгри чизиқнинг ботиқ эгри чизиққа айланишига юк таъсиридан бўшатилган бетонда эластик зўриқишлар таъсиридан қўшимча ёрилишларнинг пайдо бўлиши сабаб бўлади. Юклаш ва юк таъсиридан бўшатиш давринининг кўпайиши ва кучланиш даражасининг ошиши билан бу ёриқлар катталашади.

Юклар кўп марта такрор-такрор таъсир қилганда бетондаги кучланишларнинг миқдори унча катта бўлмаса, бетоннинг дастлабки эластиклик модули кам миқдорда ўзгаради. Кучланишларнинг миқдори бетоннинг давомли мустаҳкамлигига тенг бўлганда ($\sigma_b = R_{bl}$) эластиклик модулнинг қиймати 20% гача камаяди.

Бетонларнинг чегаравий деформациялари: ўқ бўйича қисқа вақт сиқилганда - $\varepsilon_{bu}= 2\times10^{-3}$; ўқ бўйича сиқилганда - $\varepsilon_{bu}= 2{,}5\times10^{-3}$; эгилиш ва номарказий сиқилганда - $\varepsilon_{bu}= 3{,}5\times10^{-3}$*;* марказий чўзилишда -$\varepsilon_{btu}= 1{,}5\times10^{-4}$.

5.7. Бетоннинг синфи ва маркалари

Сиқилишдаги мустаҳкамлиги бўйича бетонлар қуйидаги синфларга бўлинади: B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60.

Чўзилишдаги мустаҳкамлиги бўйича бетонлар қуйидаги синфларга бўлинади: 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.

Музлашга чидамлилиги бўйича бетонлар қуйидаги маркаларга бўлинади: F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500; F50;

Сув ўтказмовчилиги бўйича бетонлар қуйидаги маркаларга бўлинади: W2; W4; W6; W8; W10; W12.

Ўртача зичлиги бўйича қуйидаги маркаларга бўлинади: D2300- D2500 (оғир бетонлар учун); D1800- D2400 (майдадонали бетонлар учун); D800- D2100 (енгил бетонлар учун).

Бетонларнинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги бўйича синфларига боғлиқ равишда мустаҳкамлик ва деформациялувчанлик характеристикалари иловадаги И.1- жадвалда келтирилган.

6. АРМАТУРАНИНГ ФИЗИК-МЕХАНИК ХОССАЛАРИ

6.1. Арматуранинг вазифаси

Арматуралар, асосан, конструкцияларда ҳосил бўладиган чўзувчи кучланишларни қабул қилиш учун ва айрим ҳолларда эса, конструкциялар сиқилиш зонаси мустаҳкамлигини ошириш учун хизмат қилади. Арматуралар асосан пўлатлардан тайёрланади. Баъзи ҳолларда темирбетон конструкцияларни жиҳозлаш учун композит арматуралар ҳам ишлатилади. Собиқ Иттифоқ даврида композит арматураларнинг таннархи пўлатдан тайёрланган арматураларнинг таннархига нисбатан анча қиммат бўлганлиги учун улар фақат махсус талаблар қўйиладиган контрукцияларда ишлатилган. Ҳозирги вақтда композит арматуралар қурилишда кенг кўламда қўлланлмоқда.

Темирбетон конструкцияларни жиҳозлаш учун ишлатиладиган арматуралар ишчи, конструктив ва монтаж арматураларга бўлинади. Конструкцияларни жиҳозлаш учун зўриқишларнинг қийматларига мос равишда ҳисоб орқали топиладиган арматуралар **ишчи арматуралар** деб аталади. Ишчи арматуралар конструкцияларда бўйлама, кўндаланг ва қия ҳолатда жойлаштирилиши мумкин. Конструкцияларни жиҳозлаш учун конструктив ва технологик талаблар асосида қабул қилинадиган арматуралар **конструктив** ва **монтаж арматуралар** деб айтилади. Конструктив арматуралар ҳисоб йўли билан эътиборга олинмайдиган зўриқишларни (бетоннинг чўкиши ва температура таъсиридан) қабул қилиш ва бу зўриқишларни бошқа арматураларга текис тақсимлаб бериш учун хизмат қилади. Монтаж арматуралар ишчи арматураларнинг лойиҳавий ҳолатини таъминлайди ва уларни бирлаштириб синчлар ҳосил қилади.

6.2. Арматуранинг турлари

Ҳисоблаш ёки амалий ва технологик талаблар бўйича бетон танасига жойлаштириладиган пўлат стерженларга ***арматура*** деб айтилади. Конструкцияларнинг ташқи юклар таъсиридан ишлаш характерига қараб арматуралар

пайвандланган синчлар ва тўрлар ёки стерженлари кесишган жойлари бир бирига сим билан боғланадиган синчлар ва турлар сифатида тайёрланади.

Темирбетон конструкцияларининг асосий элементларини (тўсин, плита, устун) арматуралар билан жиҳозлаш ва арматураларнинг турлари 6.1-расмда кўрсатилган.

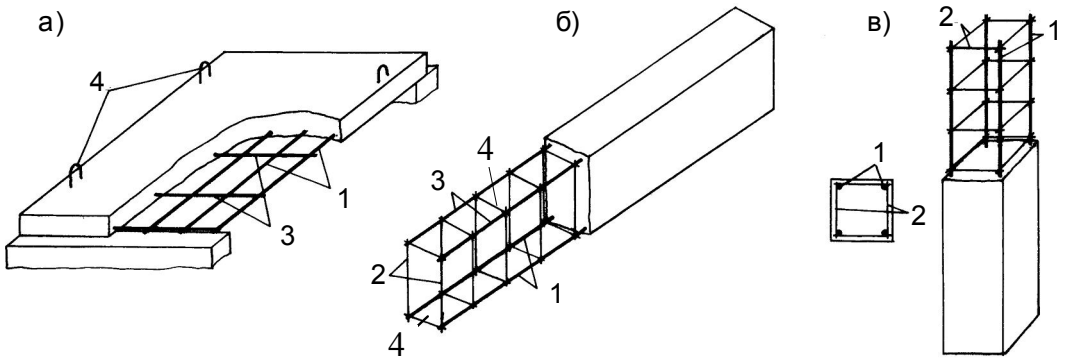
Бетон танасига жойлаштириладиган арматуралар *ишчи*, *конструктив ва монтаж арматура бўлиши мумкин.*

Бўйлама ***ишчи*** арматуралар (1) тўсинларнинг чўзиладиган толаларига яқин жойлаштирилади ва бўйлама чўзувчи зўриқишларни қабул килиш учун хизмат қилади (6.1,*в*-расм),. Устунларда эса (6.1,*в*-расм), бўйлама арматуралар устун кесими юзаси бўйича тенг тақсимланиб, сиқувчи зўриқишларни қабул қилади.

Кўндаланг ишчи арматуралар (2) эса, эгиладиган элементларда кесувчи кучлардан ҳосил бўладиган чўзувчи зўриқишларни қабул қилиш учун, сиқиладиган элементларда эса, бўйлама арматураларни қовариб кетишидан сақлаш учун қўйилади.

Конструктив арматуралар (3) ташқи юкларни катта майдонларга тақсимлаб беради ёки ҳарорат ва бетон чўкишидан ҳосил бўладиган зўриқишларни қабул қилади.

Монтаж арматуралар (4) конструкцияларни ташиш жараёнида ҳосил бўладиган зўриқишларни қабул қилиш ва бетон танасидаги арматураларни лойиҳавий ҳолатда сақлаш учун хизмат қилади.



6.1-расм. Темирбетон элементларни арматуралар билан жиҳозлаш:
а- плита; *б*- тўсин; *в*- устун; 1 – ишчи арматура; 2 – кўндаланг арматура; 3- конструктив арматура; 4 – мантаж арматура.

Плиталарда бўйлама ишчи арматуралар (1) эгувчи момент эпюрасига мос равишда чўзиладиган толаларга яқин жойлаштирилади. Кўп равоқли узлуксиз плиталарда плита узун томониининг қисқа томонига нисбати 2 дан катта бўлса, ишчи арматуралар плитанинг қисқа томони, эни бўйича жойлаштирилади. Чунки бундай плиталарда қисқа томони бўйича эгувчи моментларнинг қиймати плита узунлиги бўйича ҳосил бўладиган эгувчи моментлар қийматидан катта бўлади. Тақсимловчи арматуралар (3) плитанинг узунлиги бўйича, яъни ишчи арматураларга перпендидуляр равишда жойлаштирилади. Бунда, тақсимловчи арматуралар ўз навбатида монтаж арматуралар вазифасини ҳам бажаради. Плита узунлигининг энига нисбати 2 дан кичик бўлганда, плита ишчи арматуралар билан икки йўналишда жиҳозланади.

Устунларда бўйлама ишчи арматуралар (1) устун кўндаланг кесим юзаси бўйича тенг жойлаштирилади ва бетон билан бирга сиқувчи зўриқишларни қабул қилиш учун хизмат қилади. Бўйлама ишчи арматуралар бир-бири билан амалий талаблар бўйича қабул қилинадиган кўндаланг арматуралар (2) ёрдамида бирлаштирилиб, фазовий (ҳажмий) синч ҳосил қилинади.

6.3. Арматуранинг физик-механик хоссалари

Арматуранинг физик ва механик хоссалари пўлатнинг кимёвий таркиби, ишлаб чиқариш усули ва унга ишлов берилишига боғлиқ. Соф металнинг (ферритнинг) чўзилишдаги чегаравий мустаҳкамлиги нисбатан юқори бўлмайди. Арматура тайёрланадиган пўлатнинг чўзилишдаги мустаҳкамлигини ошириш ва нисбий чўзилишини камайтириш мақсадида пўлатнинг таркибига углерод ва легирловчи (боғловчи) қўшимчалар (марганец, кремний, хром, титан ва ҳ.о) қўшилади. Аммо пўлат таркибига қўшиладиган углерод унинг пластиклик ва пайвандланиш хоссаларини ёмонлаштиради. Шунинг учун пўлат таркибидаги углероднинг миқдори чегараланган бўлиб (0,2...0,35) % ташкил қилади. ФРГ, Япония ва бошқа иқтисодий жиҳатдан ривожланган мамлакатларда ишлаб чиқариладиган арматура таркибидаги углерод миқдори 0,26% дан ошмайди.

Пўлат таркибига қўшиладиган марганец (Г) ва хром (Х) унинг деформацияланиш хоссасини унча кўп камайтирмаган ҳолда мустаҳкамлигини оширади. Кремний (С) эса, пўлатнинг мустаҳкамлигини ошириб пайвандланиш хоссасини камайтиради.

Қиммат турадиган легирловчи қўшимчаларнинг сарфини камайтириш мақсадида пўлат мустаҳкамлиги унга термик ишлов бериш ва чўзиш йўли билан оширилади.

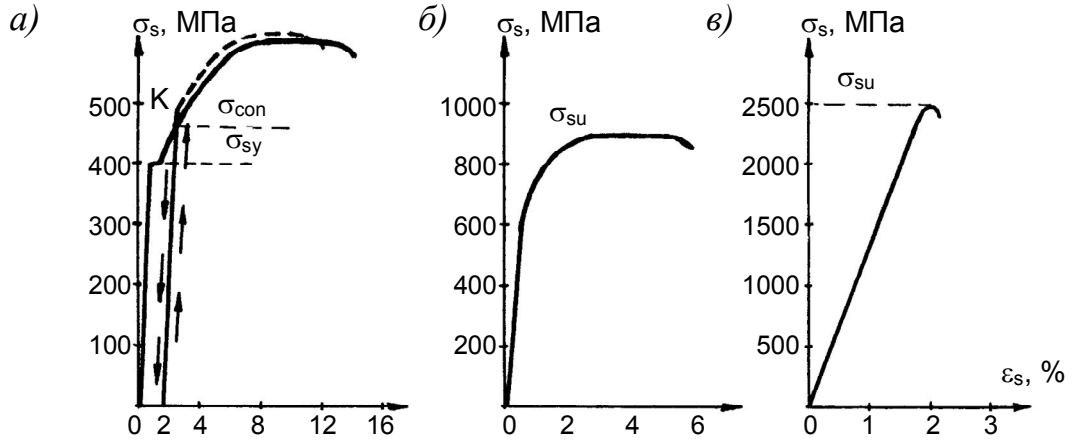
Арматурани қиздириб ишлов беришда, дастлаб арматура (800...900)°С температурагача қиздирилади ва кескин совутилади. Ундан кейин арматура (300...400)°С гача қиздирилиб табиий шароитда секинлик билан совутилади.

Собиқ СССРда дунёда биринчи бўлиб қиздириб ишлов бериш йўли билан арматура мустаҳкамлигини оширишнинг янги термомеханик усули билан мустаҳкамликни ошириш технологияси яратилган ва жорий қилинган эди. Бу технология бўйича пўлат махсус қиздирилмасдан, чиғирлаш жараёнида пўлатда йиғилган иссиқлик ҳисобига чиниқтирилади. Бундай технология билан пўлат мустаҳкамлигини ошириш таннархи ва унга кетадиган меҳнат сарфи ФРГ ва Японияда қўлланиладиган усул таннархидан 10 марта камдир. Бу технология бўйича ҳар йили диаметрлари (10... 18) мм бўлган Ат800(Ат-V) ва Ат1000(Ат-VI) синфли арматуралардан 0,5 млн. тоннагача ишлаб чиқарилади.

Арматура мустаҳкамлигини механик чўзиш йўли билан оширишда унда оқувчанлик чегарасига мос бўлган σ_{sy} кучланишдан катта бўлган чўзувчи кучланишлар ҳосил килинади (6.2,*а*- расм) ва арматура бу кучланиш таъсиридан бўшатилади. Кучланиш таъсиридан бўшаган стержен ўзининг дастлабки ҳолатига «К-Л» тўғри чизиқ бўйича қайтади. Стерженда «0-Л» кесмага тенг бўлган қолдиқ пластик деформация ҳосил бўлади. Стержен қайта юкланганда «Л-К» тўғри чизиқ бўйлаб эластик ҳолатда деформацияланади. Чунки стержен пластик деформациялардан биринчи марта юкланганда ҳоли бўлган эди. Бунда арматуранинг чўзилиш диаграммаси дастлабки диаграммадан фарқ қилиб оқувчанлик ва мустаҳкамлик чегаралари анча ошади.

Арматура учун ишлатиладиган пўлатларнинг асосий механик хоссалари чўзилишдаги «σ_s – ε_s» диаграммаси билан характерланади. Пўлатларнинг чўзилишдаги «σ_s – ε_s» диаграммаси стандарт пўлат намуналарни чўзишга синашдан қурилади. «σ_s – ε_s» диаграмманинг характерига қараб арматура учун ишлатиладиган пўлатлар уч гуруҳга бўлинади:

1 - яққол ифодаланган оқувчанлик чегарасига эга бўлган юмшоқ пўлатлар;



6.2-расм. Пўлат арматураларнинг деформацияланиш диаграммалари:
а - юмшоқ пўлат; *б* - кам миқдорда лигерланган пўлат;
в - юқори мустаҳкамликка эга бўлган сим.

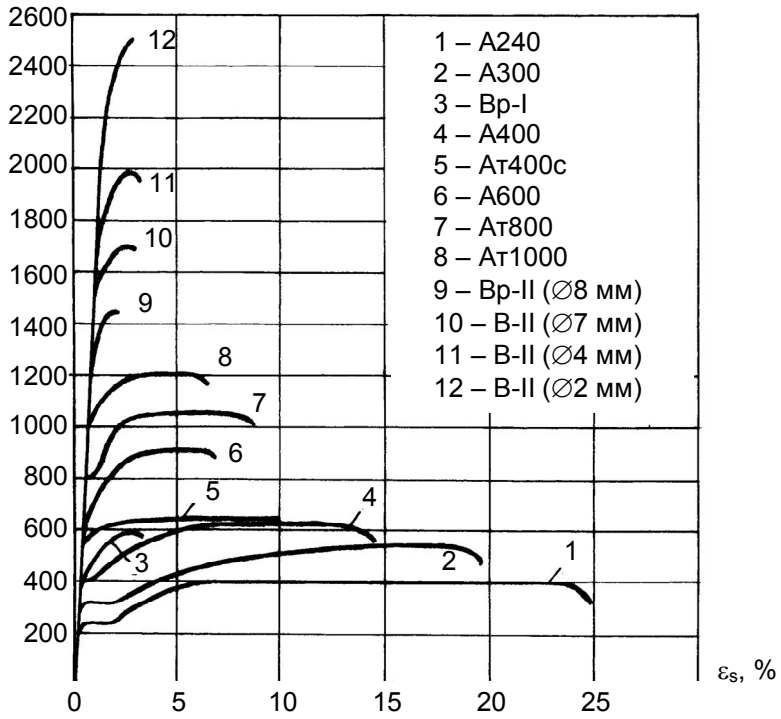
2 - оқувчанлик чегараси яққол ифодаланмаган пўлатлар (легирловчи қўшимчалар қўшиш ва қиздириб ишлов бериш йўли билан мустаҳкамлиги оширилган пўлатлар);

3 - бузилиш ҳолатигача эластик ҳолатда чизиқли деформацияланадиган пўлатлар (юқори мустаҳкамликка эга бўлган симлар).

Яққол ифодаланган оқувчанлик чегарасига эга бўлган пўлатлар учун (синфлари А240, А300 ва А400 бўлган арматуралар) асосий мустаҳкамлик характеристикаси сифатида физик оқувчанлик чегарасига мос бўлган кучланиш қабул қилинади. Оқувчанлик чегараси яққол ифодаланмаган пўлатлар учун [А600(А-IV), А800(А-V), А1000(А-VI), Ат600(Ат-IV), Ат800(Ат-V), Ат1000(Ат-VI) синфли ва бошқа арматуралар] асосий мустаҳкамлик характеристикаси сифатида шартли эластиклик чегараси $\sigma_{0,02}$ ва шартли оқувчанлик чегараси $\sigma_{0,2}$ қабул қилинади; $\sigma_{0,02}$ - арматурада 0,02% қолдиқ деформация

ҳосил қилувчи кучланиш миқдори; $\sigma_{0,2}$ - арматурада 0,2% қолдик деформация ҳосил қилувчи кучланиш. Сим арматуралар учун асосий механик характеристика сифатида симнинг узилиш ҳолатига мос бўлган σ_{su} кучланиш – вақтинчалик қаршилиги қабул қилинади. Бундан ташқари чўзилиш диаграммасини характерлашда арматуранинг чўзилишдаги мустаҳкамлик чегараси σ_{su}, бир текисда нисбий узайиши ε_{su}, узилгандан кейинги нисбий узайиш деформацияси δ ҳам қўлланилади.

Арматура учун ишлатиладиган пўлатларнинг механик характеристикаларини аниқ тасаввур қилиш мақсадида 6.3 расмда пўлатларнинг чўзилишдаги диаграммалари келтирилган.



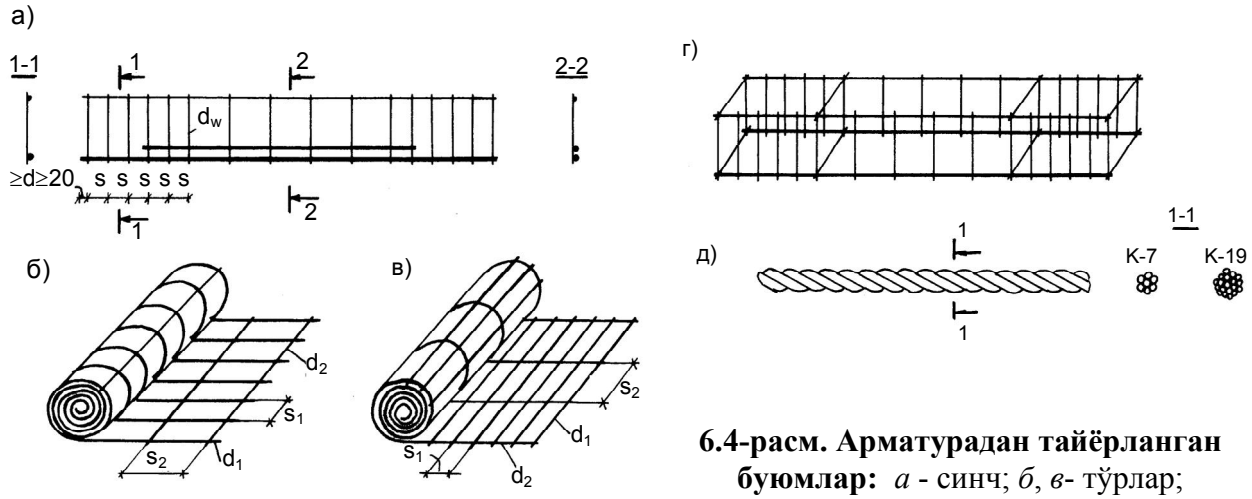
6.3-расм. Пўлат арматураларнинг қиёсий «σ_s – ε_s» диаграммалари.

Темирбетон конструкцияларни жиҳозлаш учун пайвандланган синч ва тўрларни кенг қўламда ишлатилиши сабабли пўлатларнинг пайвандланиш хоссаси катта аҳамиятга эга. Пайвандланувчанлик деб, электр пайванд натижасида арматураларнинг пайванд чоклари зонасида ёриқлар ва бошқа хилдаги нуқсонлар ҳосил бўлмасдан ишончли бирикиши тушинилади. Таркибида углерод миқдори кам бўлган ва легирловчи қўшимчалар қўшилган пўлатлар яхши пайвандланади.

Термик ва термомеханик усулда тайёрланадиган арматураларни [Ат400С(Ат-IIIс) ва Ат600С(Ат-IVс) синфли арматуралардан ташқари] пайвандлаш йўли билан бириктириш рухсат этилмайди. Мустаҳкамлиги чўзиш йўли билан оширилган А400в (А-IIIв) синфли арматурани ҳам пайвандлаш рухсат этилмайди. Чунки пайвандлаш натижасида эришилган самарадорлик йўқолади.

Пўлат арматуралар сирпанувчанлик (ползучесть) ва кучланишларнинг камайиши (релаксацияланиши) хоссаларига эга. Пўлат арматураларнинг сирпанувчанлиги катта кучланишлар ва юқори температуралар таъсиридан рўй беради. Кучланишларнинг релаксацияланиши амалий аҳамиятга эга бўлиб, олдиндан зўриқтириладиган конструкцияларни ҳисоблашда эътиборга олинади. Кучланишларнинг релаксацияланиши натижасида таранглаштирилган арматурадаги дастлабки кучланишлар камаяди, темирбетон конструкцияларнинг ёриқлар пайдо бўлишга чидамлилиги камаяди, ёриқларнинг очилиш кенглиги ва деформациялари ошади.

Пайвандланган синчлар бўйлама ва кўндаланг стерженлардан ташкил топган бўлиб, буйлама арматуралар бир қатор ёки икки қатор қилиб жойлаштирилади (6.4, *а*- расм), конструкцияларда ясси синчлар бирлаштирилиб ҳажмий синч ҳосил қилинади (6.4, *г* - расм).



6.4-расм. Арматурадан тайёрланган буюмлар: *а* - синч; *б*, *в*- тўрлар; *г*- ҳажмий синч; *д*- арқон.

Пайвандланадиган синчларда бўйлама ва кўндаланг арматураларнинг диаметрларини танлашда пайвандлаш технологиясининг шартлари эътиборга олиниши шарт. Бунда, кўндаланг ва бўйлама арматуралар диаметрлари нисбати $d_w/d_b \geq 0{,}25$ қабул қилиш тавсия этилади.

Пайвандланган тўрлар синфлари Вр-I ва А400(А-III) бўлган арматуралардан тайёрланади (ГОСТ 8478-81). Пайвандланган тўрлар синфлари А240(А-I) ва А300(А-II) бўлган арматуралардан ҳам тайёрланиши мумкин. Пайвандланган тўрлар ясси ва ўрам ҳолида тайёрланади. Тўр ишчи арматуралари бўйлама ҳамда кўндаланг йўналишда жойлаштирилади. Ўрам ҳолида тайёрланадиган тўрларда ишчи стерженларнинг диаметри 5 мм гача бўлса, ишчи арматура тўрнинг бўйи бўйича, 5 мм дан катта бўлган тақдирда эса, кўндаланг йўналишда жойлаштирилади. Ясси ва ўрам ҳолида тайёрланадиган тўрларда кўндаланг арматуранинг энг катта диаметри 8 мм гача қабул қилинади. Ясси тўрларнинг эни 2500 мм, узунлиги эса 9000 мм гача қабул қилинади. Ўрам ҳолида тайёрланадиган пайвандланган тўрларнинг эни 3630 мм гача, узунлиги эса, оғирлигига қараб 50...100 м қабул қилинади.

Ўрам ҳолида тайёрланадиган пайвандланган тўрлар қуйидагича маркаланади

$$\frac{d_1, буйлама\ арматуранинг\ синфии - S_1}{d_2, кундаланг\ арматуранинг\ синфии - S_1} B \times L \frac{C_1 \times C_2}{K}$$

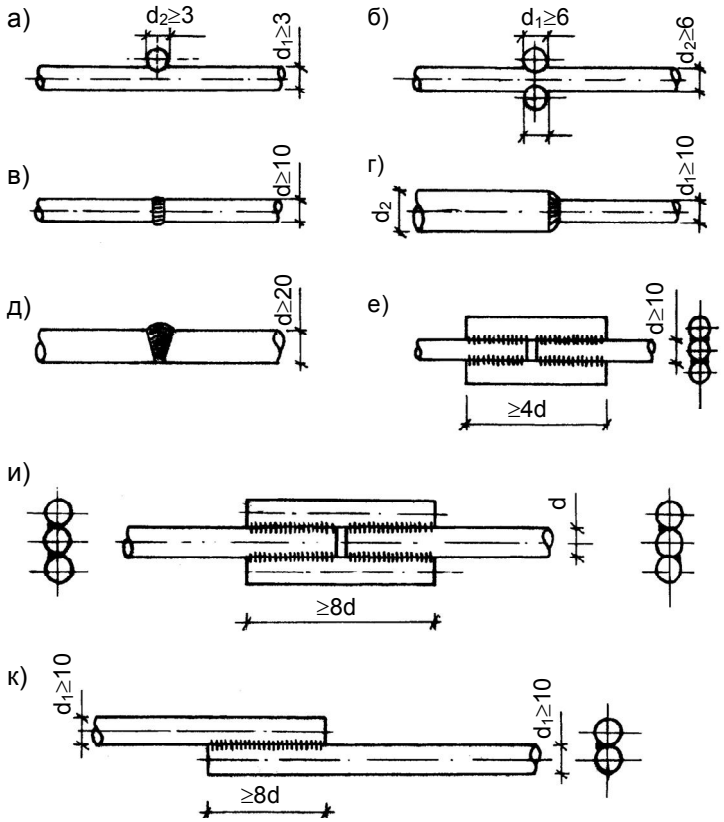
бу ерда ::d_1 - бўйлама арматуранинг диаметри; d_2 - кўндаланг арматуранинг диаметри; S_1 - бўйлама арматуранинг қадами; S_2 - кўндаланг арматуранинг қадами; B - тўрнинг эни; L - турнинг узунлиги; C_1 ва C_2 - бўйлама арматуралар учларининг чиқиб турадиган узунлиликлари; К - кўндаланг арматуралар учларининг чиқиб турадиган узунлиги. Агар $C_1 = C_2$ бўлса, белгилашда фақат C_1 қолдирилади.

Симдан тайёрланадиган **арқон арматуралар.** Темирбетон конструкцияларни юқори мустаҳкамликка эга бўлган симлар билан жиҳозлашда симларнинг сони кўп бўлганлиги сабабли уларни таранглаш қийинлашади ва айрим ҳолларда конструкция ўлчамларининг катталашига олиб келади. Шунинг

учун симлар бирлаштирилиб ўралади ва арқон арматуралар ҳосил қилинади (6.4,*д*- расм). Арқонлар одатда бир хил диаметрдаги 7 ёки 19 симдан бир ёки бир неча қават қилиб машиналар ёрдамида ўралади.

Темирбетон конструкцияларни жиҳозлаш учун диаметри 15 мм гача бўлган К-7 синфдаги арқон арматуралар кенг қўлланилмоқда. Кейинги вақтда юқори самарадорликка эга бўлган К-19 синфли арқон арматуралар ҳам кенг қўлланилмоқда.

Арматураларни бир-бири билан улаш усуллари. Арматура стерженлари бир-бири билан асосан учма-уч ҳолатда контакт пайвандлаш усули билан уланади (6.5 расм). Завод шароитида контакт пайвандлаш махсус пайвандловчи машиналар билан амалга оширилади. Бунда пайвандланадиган стерженларнинг энг кичик диаметри d_1 = 10 мм қабул қилиниб, стерженлар диаметрларининг нисбати $d_1/d_2 = 0,85$ бўлиши шарт.



6.5-расм. Стерженли арматураларни улаш усуллари.

Монтаж қилиш шароитида арматура стерженлари бир-бирига учма-уч

ҳолатда электр ёйи ёрдамида пайвандлаб уланади. Диаметри 20 мм ва ундан катта бўлган стерженларни пайвандлашда мисдан тайёрланган ванна шаклидаги инвентар қолиплар қўлланилади. Диаметрлари 20 мм дан кичик бўлган стерженларни пайвандлаш 6.5,е,и- расмларда кўрсатилган.

Диаметрлари 36 мм дан кичик бўлган А240(А-I), А300(А-II) ва А400 (А-III) синфли арматуралар стерженлари мустаҳкамлик тўлиқ фойдаланилмайдиган жойларда пайвандланмасдан бириктирилиши мумкин. Бунда стерженлар $l = (20…50)d$ узунликда бир-бирига ўтказиб бирлаштирилади. Чўзиладиган элементларда арматура стерженларини пайвандламасдан бир-бирига ўтказиб бириктириш рухсат этилмайди.

6.4. Арматура таснифи

Пўлат арматура ҳар хил кўрсатгичларига биноан қуйидаги синфларга бўлинади.

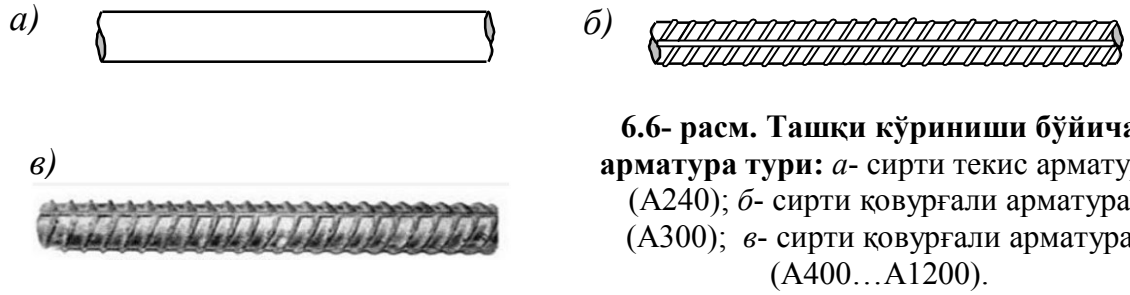
1. Тайёрлаш технологияси бўйича арматуралар иссиқ ҳолда чиғирланган, совуқ ҳода чўзилган ва арқонларга бўлинади.

2. Ташқи кўриниши бўйича: сирти текис ва сиртида ҳар хил шаклдага қовурғалар ҳосил қилинган арматурага (6.6-расм).

3. Ишлаш шароитига кўра: таранглаштирилмаган оддий ва таранглаштирилган арматураларга.

4. Пайвандланган арматура синчларида йўналишига қараб: бўйлама ва кўндаланг арматураларга (6.7,а-расм).

5. Боғланадиган арматура синчларида йўналишига қараб: бўйлама, кўндаланг ва қия арматураларга (6.7,б-расм).

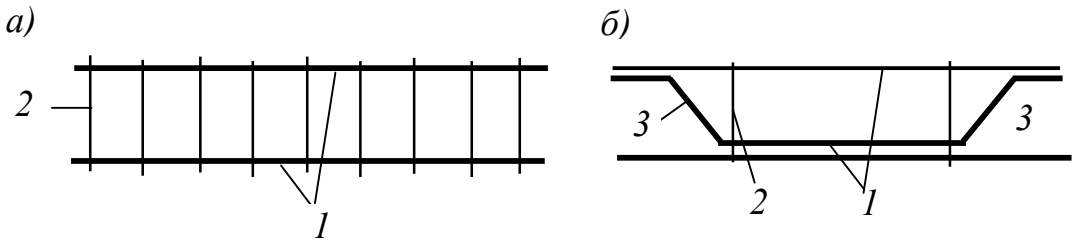


6.6- расм. Ташқи кўриниши бўйича арматура тури: *а*- сирти текис арматура (А240); *б*- сирти қовурғали арматура (А300); *в*- сирти қовурғали арматура (А400…А1200).

Арматуралар мустаҳкамлиги бўйича қуйидаги синфларга бўлинади:

1. Иссиқ ҳолда чиғирланган стержен шаклидаги - А240, А300, А400, А600, А800, А1000, А1200;

2. Термик йўл билан мустаҳкамлиги оширилган стержен шаклидаги - Ат400, Ат500, Ат600, Ат800, Ат1000, Ат1200.



6.7- расм. Йўналиши бўйича арматура тури: *а*- пайвандланган синч; *б*- боғланган синч; 1- бўйлама арматура; 2- қундаланг арматура; 3- қия арматура.

3. Чўзиш йўли билан мустаҳкамлиги оширилган стержен шаклидаги - 400в.

4. Совуқ ҳолда чўзилган симлар - Вр-I, Вр-II, В-II;

5. Симлардан эшилган арқон арматуралар - К7, К19 (6.4,*д*-расмга қаранг).

Арматуралар қўшимча равишда қуйидагича маркаланади:

«К» ҳарфи билан коррозияга чидамли арматура белгиланади. Масалан, А400К – А ҳарфи арматура иссиқ ҳолда чиғирланганини, 400 оқувчанлик чегарасини, К арматура коррозияга чидамли эканлигини билдиради.

«С» ҳарфи билан пайвандлаш мумкин бўлган арматура белгиланади. Масалан, А300С – А ҳарфи арматура иссиқ ҳолда чиғирланганини, 300 оқувчанлик чегарасини, С арматурани пайвандлаш мумкинлигини билдиради.

Охирги вақтда темирбетон конструкцияларни арматуралаш учун композит арматуралар ишлатилмоқда. Композит арматураларни тайёрлашда шиша, базальт, углерод толалари ва полимер ишлатилади. Толаларнинг номига қараб композит арматуралар ***шишапластикли*** (стеклопластиковая), ***базальт пластикли*** (базальтопластиковая) ва ***углеродпластикли*** (углепластиковая) деб номланади.

Шишапластикли арматура бошқа композит арматураларга нисбатан арзон бўлганлиги сабабли қурилишда кўп ишлатилади.

Композит арматураларнинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги пўлат арматураларга нисбатан 2,5 баробар юқори, солиштирма оғирлиги эса, кам.

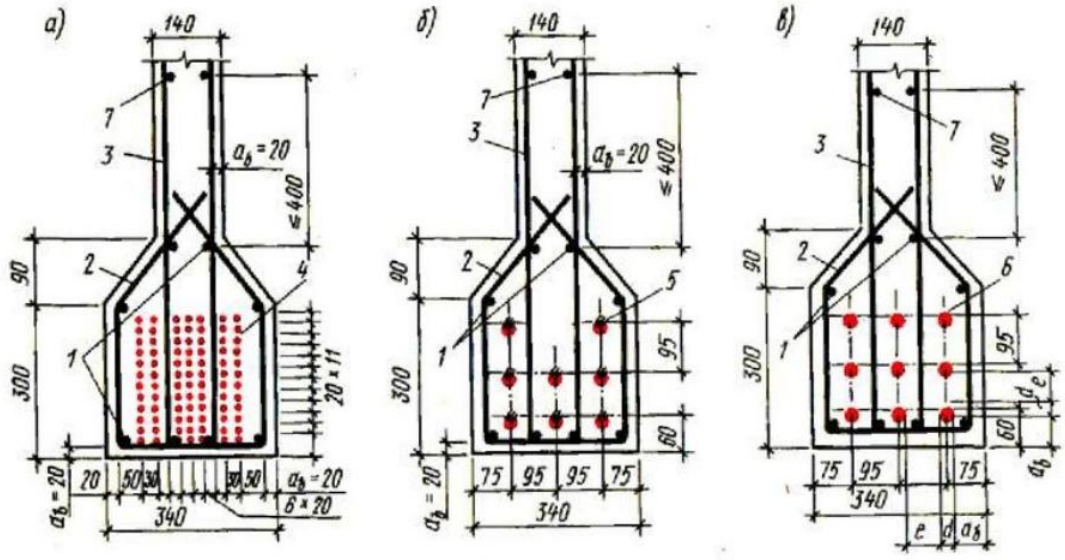
Базальтпластик ва углеродпластик арматуралар агрессив муҳит таъсирига чидамли ҳисобланади. Композит арматураларнинг оловбардошлиги паст. Пластик +160 ^{0}С ҳароратда эрий бошлайди.

Композит арматуралар юк кўтарадиган конструкцияларда кам қўлланилади. Улар асосан ғишт теримини ва бетон полларни арматуралашда тўр сифатида кўп қўлланилади.

6.5. Арматуралаш усуллари

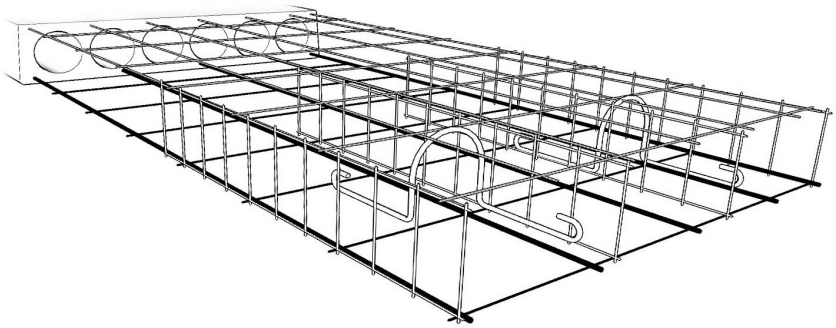
Темирбетон конструкцияларини жиҳозлаш учун ишлатиладиган таранглаштирилмайдиган арматуралар пайвандланган синчлар (6.4,*а*-расм) ва тўрлар (6.4, *б, в*- расмлар) кўринишида тайёрланади. Баъзи ҳолларда арматуралари бир-бири билан боғланиб тайёрланадиган синчлар ва тўрлар ҳам ишлатилади.

Баъзи бир темирбетон конструкцияларнинг чўзиладиган зоналарини арматуралар билан жиҳозлаш 6.8…6.13- расмларда келтирилган.

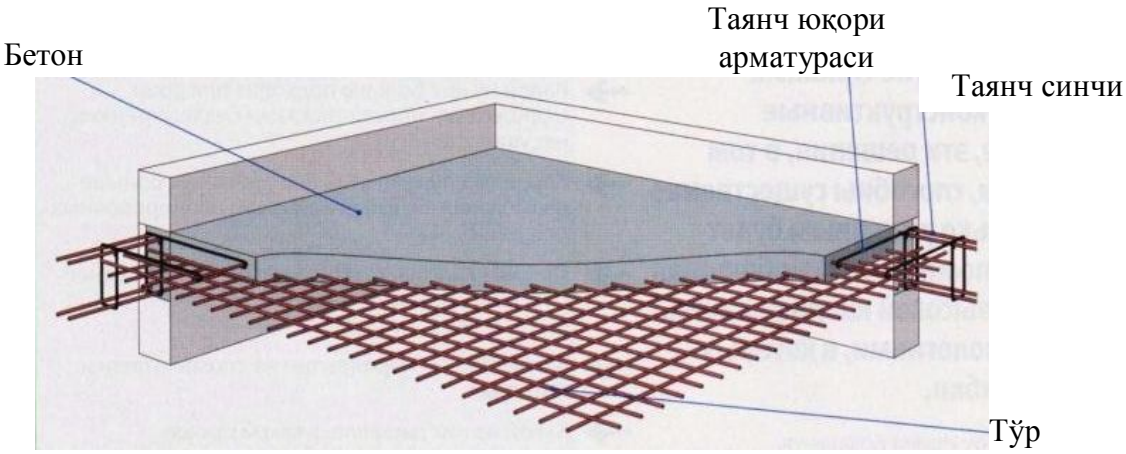


6.8- расм. Олдиндан зўриқтирилган тўсин пастки полкасини арматуралаш:
а- алоҳида симлар билан; б- стерженлар билан; в- арқон арматуралар билан:
1- таранглаштирилмаган бўйлама монтаж арматура; 2 ва 3- хомутлар;
4- юқори мустаҳкамли сим; 5- алоҳида стержен; 6- арқон арматура;

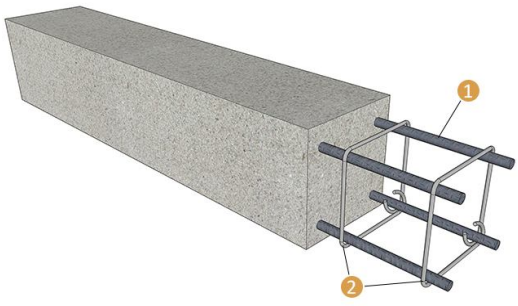
7- конструктив арматура.



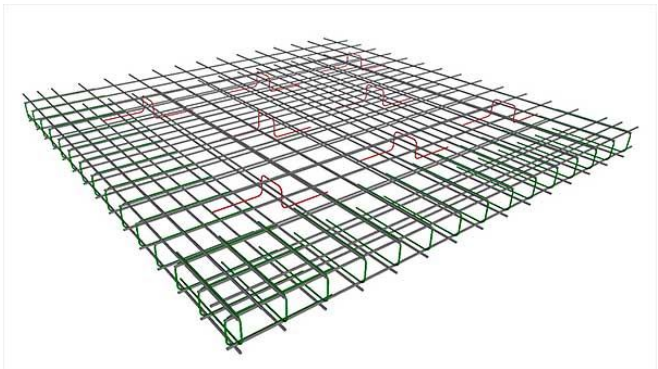
6.9- расм. Олти бўшлиқли ораёпма плитасини пайванд синч билан арматуралаш:



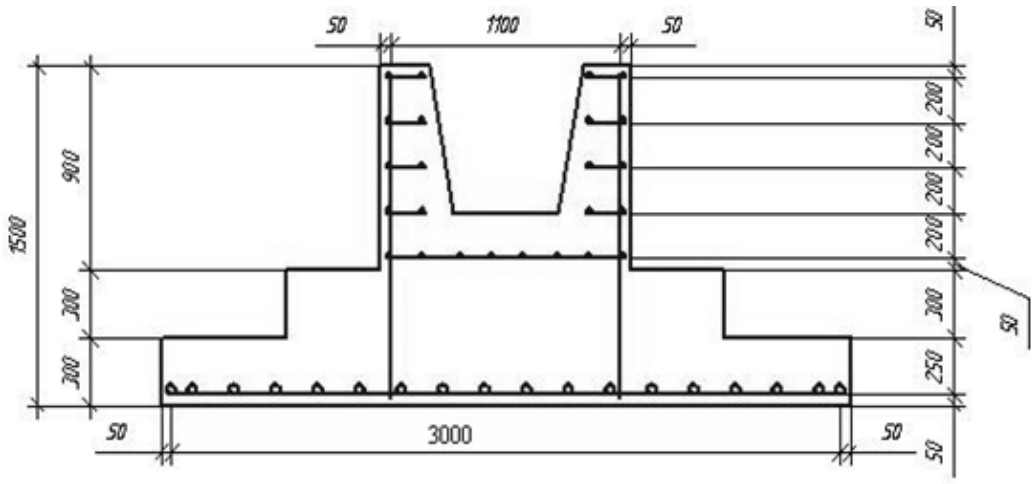
6.10-расм. Ясси плитани арматурали тўр билан жиҳозлаш:



6.11-расм. Тасма пойдеворни боғланган арматурали синч билан жиҳозлаш:
1- бўйлама арматура; 2 – хомутлар.



6.12-расм. Узлуксиз плата шаклидаги пойдеворни арматурали синчи.



6.12-расм. Якка яхлит пойдеворни арматуралаш.

7. ТЕМИРБЕТОН

Темирбетон конструкцияларда арматура билан бетоннинг биргаликда ишлаши улар орасидаги боғланиш кучи ва арматурани ҳар хил қонструктив усуллар билан бетонга бириктирилиши асосида таъминланади.

Темирбетоннинг механик хоссаси арматура ва бетоннинг механик хоссаларига боғлиқ бўлиб, ҳамма вақт ҳам уларга мос тушмайди. Масалан, бетон элементда пайдо бўладиган ёриқ уни бузилиш ҳолатига олиб келмайдиган бўлса, темирбетон элементда ёриқларнинг пайдо бўлиши хавфли ҳисобланмайди. Металл стерженлар алоҳида ишлаганда ундаги чўзувчи кучланишларнинг миқдори оқиш даражасига етганда стержен ўз устиворлигини йўқотадиган бўлса, бетон танасидаги пўлат стерженларда кучланишнинг миқдори оқиш даражасига етганда эса, темирбетон нормал ҳолатда ишлайди. Бу мисоллардан шу нарса аён бўладики, темирбетоннинг механик хоссаси муҳим ахамиятга эга бўлиб, алоҳида ўрганилиши талаб қилинади.

7.1. Арматура билан бетоннинг боғланиши

Арматура билан бетоннинг боғланиши темирбетоннинг асосий хоссаси бўлиб, конструкцияларнинг ишлаш шароитига катта таъсир кўрсатади. Арматура билан бетоннинг боғланиши бетонда пластик деформацияларнинг ривожланиши ва ёриқларнинг пайдо бўлишидан зўриқишларни арматура билан бетон ўртасида қайта тақсимланишида ҳам катта рол ўйнайди. Ундан ташқа-

ри арматуранинг бетонга яхши боғланиши конструкцияларда пайдо бўладиган ёриқларнинг очилиш кенглигини чеклайди ва арматураларни таранглашдан ҳосил бўладиган зўриқтирувчи кучларни бетонга узатилишини таъминлайди.

Арматура билан бетоннинг боғланиш мустаҳкамлиги асосан қуйидаги омиллар асосида таъминланади:

1 - арматура сиртидаги қовурғаларнинг бетонга тишлашиб қолиши натижасида бетоннинг сиқилиш ва кесилишдаги мустаҳкамлиги;

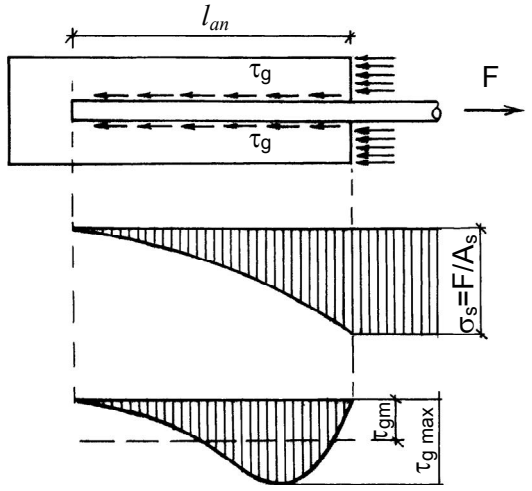
2 - цемент гелининг ёпишқоқлиги хоссасига эга бўлиши натижасида бетоннинг арматурага ёпишиши.

Бетоннинг чўкиши натижасида арматура ҳар томонлама қисилади ва унда ҳосил бўладиган ишқаланиш кучлари арматуранинг бетонга боғланиш мустаҳкамлигини оширади деган тушунча мавжуд. Кейинги вақтларда ўтказилган тажрибалардан олинган натижалар шуни кўрсатадики, бетоннинг чўкишидан арматура сиртида кўпчилик ҳолларда ишқаланиш кучлари ҳосил бўлмас экан. Аксинча, бетоннинг чўкиши арматурани бетонга боғланишига салбий таъсир кўрсатар экан.

Сирти силлиқ бўлган арматура стерженларининг бетонга боғланиш (бирикиш) мустаҳкамлиги сирти текис (силлиқ) бўлмаган стерженлар боғланиш мустаҳкамлигига нисбатан 5 мартагача кам бўлганлиги тажрибалар ассосида аниқланган. Сирти текис бўлган арматура стерженларининг боғланиш мустаҳкамлиги эса, сирти қовурғали бўлган арматура стерженларининг боғланиш мустаҳкамлигига нисбатан 2...3 марта кам бўлади. Демак, арматуранинг бетон билан боғланиш мустаҳкамлиги асосан арматуранинг сиртига боғлиқ бўлиб, арматуранинг сиртида ҳар хил шаклдаги қовурғалар ҳосил қилиниши унинг бетонга боғланиш мустаҳкамлигини кескин оширади.

Арматуранинг бетонга боғланиш мустаҳкамлиги тажрибалар асосида аниқланади. Бунда бетон танасига маълум узунликда жойлаштирилган арматурали стержен суғуриб олишга синалади (7.1- расм). Бетонга жойлаштирилган стерженни суғуришдаги зўриқишлар арматурадан бетонга уринма кучла-

нишлар орқали узатилади. Бу уринма кучланишлар арматуранинг бетонга жойлаштирилган узунлиги бўйича нотекис тарқалиб (7.1- расм), арматуранинг бетонга бирикиш жойидан маълум масофада энг катта қийматга эришади ва арматуранинг бетонга жойлашиш узунлигига боғлиқ бўлмайди. Арматуранинг бетонга боғланиш мустаҳкамлиги уринма кучланишларнинг ўртача қиймати билан ифодаланади:



7.1-расм. Арматуранинг бетонга боғланиши.

$$\tau_{gm} = \frac{F}{\pi \cdot d \cdot l_{an}} \qquad (7.1)$$

бу ерда: F- бўйлама суғурувчи куч; d - арматура стерженининг диаметри; l_{an} - арматура стерженининг бетонга боғланиш узунлиги.

Оддий бетонлар ва сирти текис арматуралар учун τ_{gm} = 2, 5...4 МПа, сирти қовурғали арматуралар учун эса τ_{gm}=7 МПа га тенг бўлади. Бетон мустаҳкамлигининг ошиши билан боғланиш мустаҳкамлигининг ўртача қиймати ошади.

Арматура билан бетон боғланиш мустаҳкамлигининг ўртача қиймати темирбетон конструкцияларни амалий ҳисоблашда ишлатилади.

Арматураларнинг бетонга нисбатан силжиш қаршилигини оширишнинг энг ишончли йўли, бу сирти текис бўлган арматураларнинг учларида илгаклар ҳосил қилиш, пайвандланган синч ва тўрларни ишлатиш ҳамда махсус анкерлардан фойдаланишдир.

7.2. Арматураларнинг бетонга анкерланиши

Бетон танасидаги арматура маълум зўриқишларни қабул қила олиши учун у бетон танасида ёки сиртида бетонга маҳкамланиши-анкерланиши шарт. Арматураларнинг бетонга анкерланиши ишқаланиш натижасида ҳосил

бўладиган боғланиш кучлари ёки арматураларнинг учларига махсус анкерлар

жойлаштириш билан таъминланади. Сиртида ҳар хил шаклдаги қовурғалар ҳосил қилинган арматураларнинг бетонга анкерланиши боғланиш кучлари орқали таъминланади. Жуда кам ҳолларда бундай арматураларнинг учлари махсус анкерлар билан жиҳозланади.

Сирти текис бўлган арматураларнинг бетонга боғланиш мустаҳкамлиги жуда кам бўлганлиги сабабли бунақа арматуралар бетонга 7.2 - расмда кўрсатилгандек илгаклар (а), стерженларнинг учларини 90° бурчак остида қайириб (б), ҳалқалар (*в*) ҳосил қилиниб ҳамда ва кўндаланг стерженлар пайвандланиб (г,*д*) анкерланади.

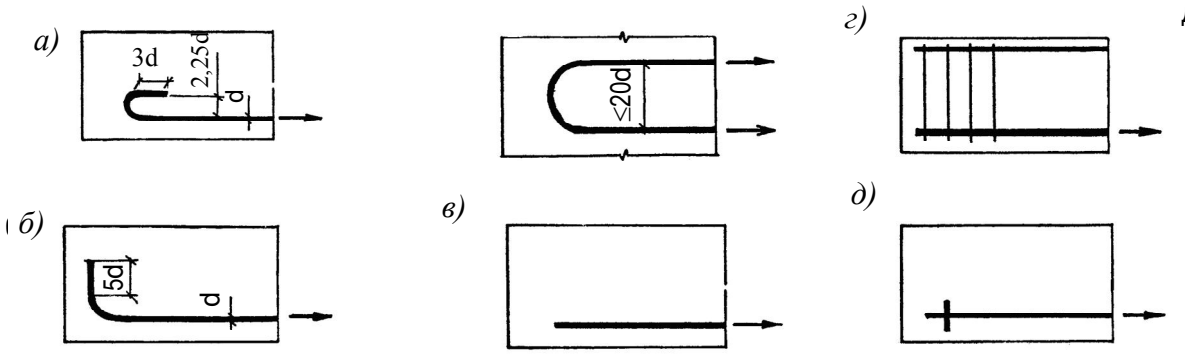
Сирти қовурғали, таранглаштирилмайдиган арматуралар билан жиҳозланган темирбетон элементларда чўзиладиган стерженлар арматуранинг ҳисобий қаршилиги тўлиқ ҳисобга олинадиган ва элемент бўйлама ўқига нормал бўлган кесимдан l_{an} дан кам бўлмаган масофага ўтказилиши шарт. Анкерланиш зонасининг узунлиги бу ҳолда қуйидаги формуладан аниқланади

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) d \geq \lambda_{an} \cdot d \,, \qquad (7.2)$$

бу ерда ::ω_{an}, $\Delta\lambda_{an}$, λ_{an} коэффициентларнинг қийматлари ва масофанинг энг кичик қиймати 7.1- жадвалдан олинади.

7.1-жадвал. ω_{an}, $\Delta\lambda_{an}$ λ_{an} коэффициентларнинг ва l_{an} миқдоплпри

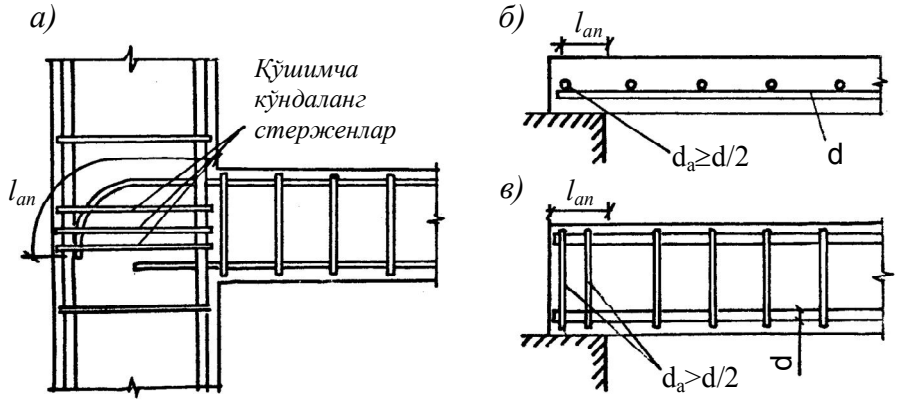
Таранглаштирилмайдиган арматураларнинг ишлаш шароити	Арматураларни бетонга анкерланиш масофаларини аниқлаш учун коэффициентлар							
	сирти қовурғали бўлган аматуралар учун				сирти текис бўлган аматуралар учун			
	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an}, мм	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an}, мм
Чўзиладиган арматура чўзиладиган бетонга анкерланганда	0,70	11	≥20	≥250	1,2	11	≥20	≥250
Сиқиладиган ва чўзиладиган арматура сиқиладиган бетонга анкерлаганда	0,50	8	≥12	≥200	0,8	8	≥15	≥200



7.2-расм. Таранглаштирилмайдиган арматураларни бетонга анкерланиши.

Яхлит темирбетон конструкцияларни (плиталар, тўсинлар) арматуралар билан жиҳозлашда арматуранинг бетонга анкерланиш зоналари 7.3, *а, б, в* - расмларда кўрсатилган.

Олдиндан зўриқтириладиган темирбетон конструкцияларни арматуралар билан жиҳозлашда арматуранинг бетонга анкерланиши 10 бобда келтирилган.



7.3-расм. Оддий темирбетон элементларда арматураларнинг анкерлаш зоналари

8. БЕТОН ВА АРМАТУРАНИНГ МЕЪЁРИЙ ВА ҲИСОБИЙ ҚАРШИЛИКЛАРИ

8.1. Бетон меъёрий ва ҳисобий қаршиликлари

Бетоннинг меъёрий қаршилиги сифатида шундай бир кичик R_{bn} миқдор қабул қилиниши керакки, $p(x)$ эгри чизиқ, абцисса ва R_{bn} қийматга мос бўл-

ган ордината ўқлари билан чегараланган сатҳнинг юзаси мумкин даражада бирга яқинлашсин. Минимал қаршилик сифатида (R_m – σ_R) қабул қилинадиган бўлса, эгри чизиқ остидаги юза A = 0,84 га (8.1,б расм) тенг бўлади; (R_m – 1,64×σ_R) қаршилик қабул қилинадиган бўлса, A = 0,95 (8.1, в расм) ва R_m – 3σ_R қаршилик қабул қилинадиган бўлса, A = 0,999 га тенг бўлади.

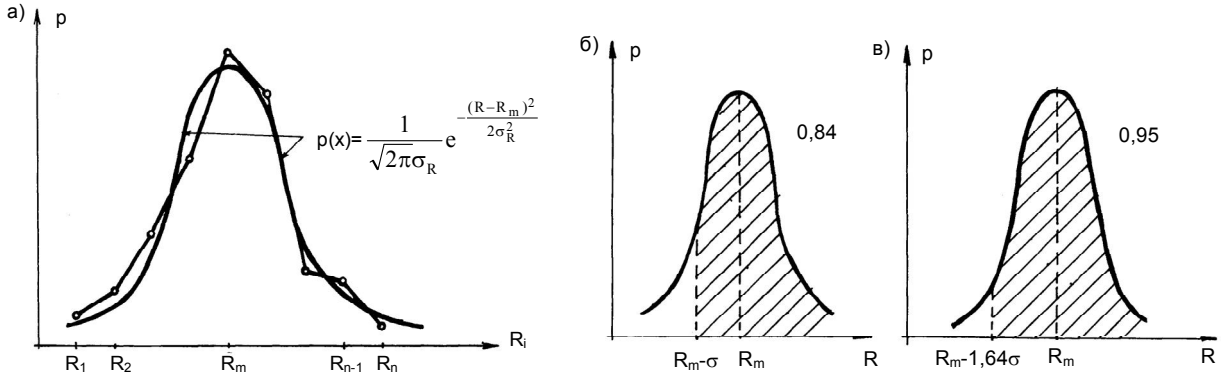
Умумий ҳолда бетоннинг меъёрий қаршилигини аниқлаш учун қуйидаги ифодани ёзиш мумкин

$$R_{bn} = R_{bm} - \chi\, \sigma_R \qquad (8.1)$$

Бетон қаршилиги ўрта квадратик чекланишининг қаршилик ўртача миқдорига нисбати бетон қаршилигининг ўзгарувчанлигини ифодалайди, яъни $\nu = \sigma_R / R_m$. У вақтда

$$R_{bn} = R_m(1 - \chi \cdot \nu)\,, \qquad (8.2)$$

бу ерда ::χ - ишончлилик даражаси.



8.1-расм. Бетон мустаҳкамлигининг тақсимот қонуни

Бетон қаршилигининг ўзгарувчанлигини ифодаловчи v коэффициентнинг миқдори бетоннинг сифатига ва бошқа омилларга боғлиқ бўлиб, темирбетон конструкциялари тайёрлайдиган ҳамма заводларда бир хил қийматга эга бўлмайди. Шунинг учун ҳамма заводларда бетоннинг меъёрий қаршилигини таъминлаш шарт бўлиб, ўртача қаршилик R_m эса, бетон қаршилигининг ўзгарувчанлигини эътиборга олган ҳолда ишлаб чиқаришнинг ҳар бир конкрет шароити учун алоҳида аниқланади. Бетоннинг сифати яхши бўлса ν коэффициентнинг миқдори кам бўлиб, бетоннинг ўртача қаршлиги учун кичик

бўлган миқдор қабул қилиниши мумкин. Акс ҳолда бетоннинг ўртача қаршилиги учун катта бўлган миқдор қабул қилинади. Бу ўз навбатида цемент сарфини оширишга олиб келади.

Темирбетон конструкциялари заводларида бетоннинг сифатини назорат қилиш учун бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги бўйича синфи қўлланилади.

Бетоннинг мустаҳкамлиги 95% таъминланиш билан аниқланади. Бунинг учун ишончлилик даражаси $\chi = 1{,}64$ га тенг бўлиши керак. У вақтда

$$R_{bn} = R_m (1\text{-}1{,}64\nu) \qquad (8.3)$$

Қурилиш меъёри ва қоидаларига [8] биноан бетон қаршилиги ўзгарувчанлигини ифодаловчи коэффициентнинг қиймати $\nu = 0{,}135$ га тенг.

Бетон призмаларнинг марказий сиқилишдаги меъёрий қаршилиги (призматик мустаҳкамлик) кубик мустаҳкамликнинг меъёрий қийматларига боғлиқ бўлган ҳолда (8.3) формуладан аниқланади. Бетоннинг призматик мустаҳкамлиги унинг синфига мос равишда илованинг И.1 жадвалида келтирилган.

Бетоннинг марказий чўзилишдаги меъёрий қаршилиги, бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги назорат қилинмаганда, кубик мустаҳкамликнинг меъёрий қийматларига боғлиқ бўлган ҳолда (5.3)... (5.6) формулалардан аниқланади. Бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги унинг синфига мос равишда илованинг И.1 жадвалида келтирилган.

Бетоннинг марказий чўзилишдаги мустаҳкамлиги ишлаб чиқаришда бевосита намуналарни синаш йўли билан назорат қилинадиган бўлса, бетоннинг марказий чўзилишдаги меъёрий қаршилиги қуйидаги формуладан аниқланади ва бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги бўйича синфини "B_t " ифодалайди

$$R_{btn} = R_{btm} (1\text{-}1{,}64\cdot\nu). \qquad (8.4)$$

Чегаравий ҳолатнинг биринчи гуруҳи учун бетоннинг ҳисобий R_b ва R_{bt} қаршиликлари меъёрий қаршиликларни сиқилиш ва чўзилиш ҳолатларига мос бўлган γ_{bc} ва γ_{bt} ишончлилик коэффициентларига бўлиш йўли билан

аниқланади:

$$R_b = R_{bn} / \gamma_{bc} ; \qquad R_{bt} = R_{btn} / \gamma_{bt} . \qquad (8.5)$$

Оғир, майдадонали, енгил ва ғовакли бетонлар учун $\gamma_{bc} = 1,3$; $\gamma_{bt} = 1,5$.

Чегаравий ҳолатнинг иккинчи гуруҳи учун бетоннинг ҳисобий қаршиликлари $R_{b,ser}$ ва $R_{bt,ser}$ ишончлилик коэффициентининг қиймати $\gamma_{bc} = \gamma_{bt} = 1,0$ бўлганда аниқланади, яъни миқдор жиҳатдан меъёрий қийматларига тенг қилиб олинади. Чунки конструкцияни биринчи гуруҳ бўйича чегаравий ҳолатга келиб қолиши (салқилик ва ёриқлар очилиш кенглигининг меъёрий қийматларидан ошиб кетиши) биринчи гуруҳ бўйича чегаравий ҳолатга (бузилиш ҳолатига) келиб қолишига нисбатан хавфли бўлмайди ва конструкцияни бузилиш ҳолатига олиб келмайди.

Темирбетон конструкциялар чегаравий ҳолатнинг биринчи гуруҳи бўйича ҳисобланганда бетоннинг ҳисобий қаршиликлари R_b ва R_{bt}, зарурат туғилганда, бетоннинг ишлаш шароитини эътиборга оладиган γ_{bi} коэффициентларга кўпайтирилиб қиймати камайтирилади ёки оширилади. Масалан, конструкция давомли юклар таъсирида бўлса, бетон мустаҳкамлигининг камайиши $\gamma_{b2} = 0,9$ коэффициенти орқали, давомли бўлмаган муваққат юклар таъсирида бўлса, бетон мустаҳкамлигининг ошиши $\gamma_{b2} = 1,1$ коэффициенти орқали эътиборга олинади [8].

8.2. Арматуранинг меъёрий ва ҳисобий қаршиликлари

Арматуранинг меъёрий қаршилиги сифатида назорат қилинадиган қуйидаги қийматларнинг энг кичиги қабул килинади:

- физик оқиш чегарасига эга бўлган стерженли арматуралар учун - физик оқиш чегараси;

- шартли оқиш чегарасига эга бўлган стерженли арматуралар, юқори мустаҳкамликка эга бўлган симлар ва арматурали арқонлар учун - 2% қолдиқ деформация ҳосил қиладиган кучланиш қийматига мос бўлган шартли оқиш чегараси;

- оддий симли арматуралар учун - узилишдаги вақтинча қаршилигининг

75%, яъни R_{ns}=0,75· R_{su}, $R_{su} = N_u / A_s$ симли арматуранинг узилишдаги вақтинчалик қаршилиги.

Арматуранинг назорат қилинадиган бу характеристикалари арматура тайёрланадиган пўлат учун давлат стандартлари ва техник шартларга мувофиқ қабул қилинади ва 0,95 дан кам бўлмаган эҳтимоллик билан тайинланади.

Чегаравий ҳолатларнинг биринчи ва иккинчи гуруҳлари учун арматураларнинг чўзилишдаги ҳисобий қаршиликлари қуйидаги формуладан аниқланади

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s}, \qquad (8.6)$$

бу ерда ::γ_s - арматура бўйича ишончлилик коэффициенти. Бу коэффициентнинг қиймати қуйидагича қабул қилинади: синфи А240(А-I), А300(А-II) бўлган арматуралар учун γ_s = 1,05; А400(А-III) арматура учун - 1,07…1,1; А600(А-IV) ва А800(А-V) арматура учун - 1,15; А100(А-VI) арматура учун - 1,2; Вр-I арматура учун - 1,1; В-II, Вр-III, К-7 ва К-19 синфли арматуралар учун - 1,2 . Чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи учун арматураларнинг синфларидан қатъий назар γ_s= 1,0 кабул қилинади.

Конструкцияларни чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи бўйича ҳисоблашда арматуранинг бетонга боғланиши таъминланган бўлса, унинг сиқилишдаги ҳисобий қаршилиги қуйидагича қабул қилинади: арматуранинг чўзилишдаги ҳисобий қаршилиги R_s < 400 МПа бўлса, R_{sc}= R_s≤ 400 МПа; R_s > 400 МПа бўлса, R_{sc} = 400 МПа қабул қилинади.

Арматураларнинг меъёрий қаршиликлари R_{sn}, ҳисобий қаршиликлари $R_{s,ser}$ ва R_s, сиқилишдаги ҳисобий қаршиликлари R_{sc} ва эластик модулларининг қийматлари илованинг И.2- жадвалида келтирилган.

Чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи учун арматуранинг ҳисобий қаршиликлари арматурани ишлаш шароитини эътиборга оладиган γ_{si} коэффициентларга кўпайтирилиб оширилади ёки камайтирилади [8]. Масалан, юқори мустаҳкамликка эга бўлган арматура шартли оқиш чегарасидан юқо-

ри бўлган кучланишлар таъсирида ишлаганда арматура мустаҳкамлигининг ошиши γ_{s6} = 1,1... 1,2 коэффициенти орқали эътиборга олинади.

9. ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР КУЧЛАНИШ-ДЕФОРМАЦИЯЛАНИШ ҲОЛАТИНИНГ БОСҚИЧЛАРИ

Темирбетон тўсин билан ўтказилган тадқиқий тажрибаларда ташқи юк миқдори тўсининг нормал кесими бўйича бузилиш даражасигача ошиб борганда бу кесимнинг кучланиш ва деформацияланиш ҳолати учта характерли босқичга эга бўлади (9.1 расм).

9.1. Кучланиш-деформацияланиш ҳолатининг биринчи босқичи

Ташқи юкларнинг кичик миқдорларида эгиладиган элемент сиқилган ва чўзилган зоналаридаги бетонда кучланишларнинг миқдорлари унча катта бўлмайди. Бу ҳолда бетон эластик ҳолатда деформацияланади деб қаралиши мумкин. Бунда, бетондаги сиқувчи ва чўзувчи кучланишлар билан мос бўлган деформациялар орасидаги боғланиш чизиқли бўлиб, кесимнинг сиқилган ва чўзилган зоналарида бетондаги нормал кучланишларнинг эпюралари учбурчак шаклида бўлади (9.1, *в*- расм).

Ташқи юк миқдорининг ошиши билан тўсиннинг сиқилиш ва чўзилиш зоналаридаги нормал кучланишларнинг миқдорлари ҳам ошиб боради. Бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги сиқилишдаги мустаҳкамлигига нисбатан бир неча марта кам бўлганлиги сабабли чўзилган бетонда пластик деформациялар ривожлана боради ва бетондаги кучланишлар унинг чўзилишдаги мустаҳкамлигига интилади ($\sigma_{bt} \rightarrow R_{bt}$). Тўсин чўзилиш зонасидаги нормал кучланишларнинг эпюраси тўғри чизиқдан эгри чизиққа айлана боради. Сиқилиш зонасидаги бетон эса, эластик холатда деформацияланиб, нормал кучланишларнинг эпюраси учбурчак шаклига яқин бўлади. Тўсин чўзилган зонасидаги бетоннинг деформацияланиш тезлиги сиқилган зонадагига нисбатан катта бўлганлиги сабабли нейтрал ўқ сиқилган зонага қараб

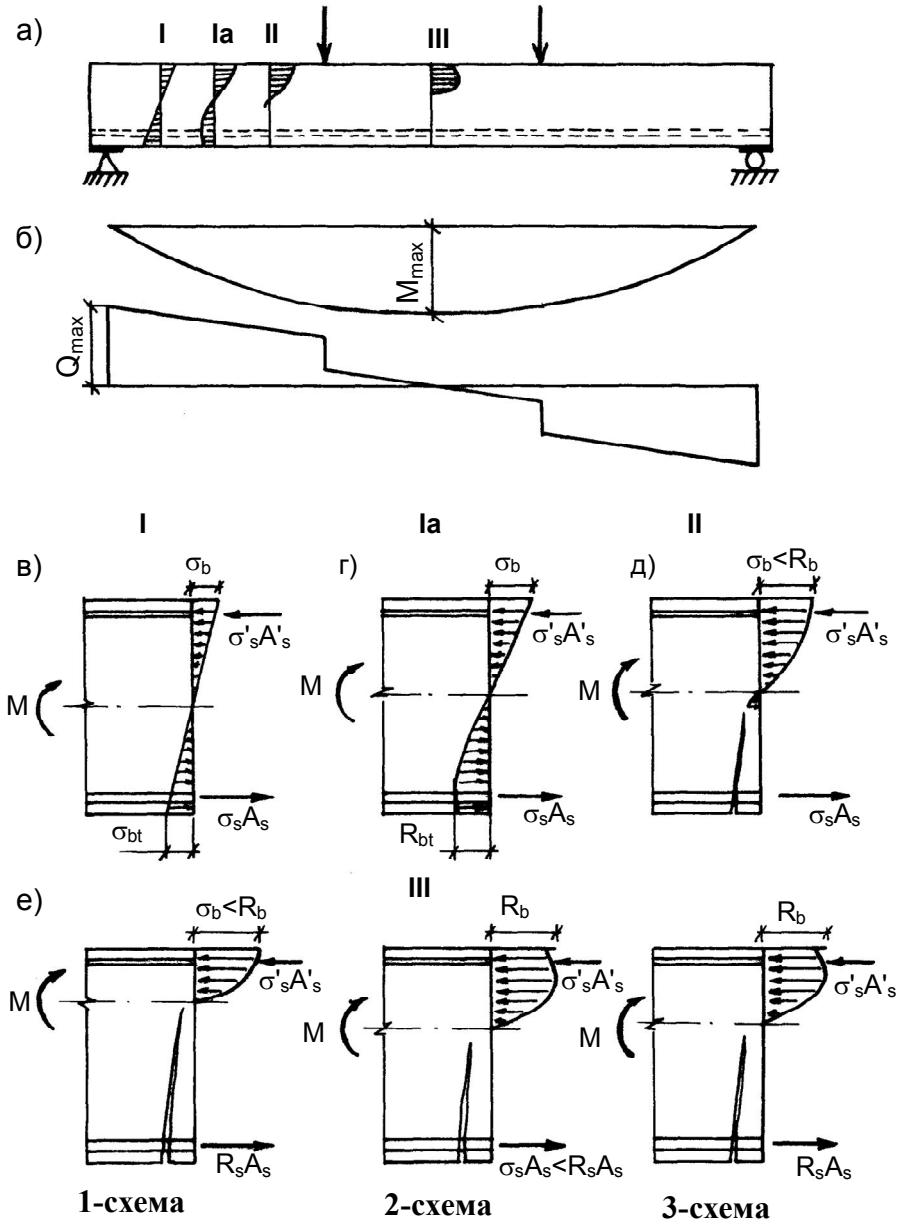
кўтарилади (9.1, *в*- расм).

Бетон деформациясининг тўсин кўндаланг кесими баландлиги бўйича тарқалиш характери тўғри чизиққа яқин бўлади (***I- босқич).***

Ташқи юкнинг шундай бир кийматида тўсин чўзилиш зонасидаги кучланиш бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлигига тенг бўлиб қолади.

Кучланиш ва деформацияланиш бу ҳолатига ***Ia- босқич*** деб айтилади.

Ташқи юк миқдорининг навбатдаги ошишидан тўсин чўзилган зонасида ёриқлар пайдо бўлади ва бу кесим ишдан чиқади. Шундан кейин тўсинда кучланиш ва деформацияланиш ҳолатининг II -босқичи бошланади.



9.1-расм. Эгилишда кучланиш ва деформацияланиш ҳолатининг босқичлари

9.2. Кучланиш-деформацияланиш ҳолатининг икинчи босқичи

Ёриқлар пайдо бўлган кесимлардаги чўзувчи зўриқишларни арматура ва ёриқлар чўққисидаги чўзилган бетон қабул қилади. Ёриқлар оралигида эса, арматура билан бетоннинг боғланиши бузилмайди ва улар биргаликда ишлайди. Бунда, ёриқ пайдо бўлган кесимдан узоқлашган сари арматурадаги зўриқишларнинг миқдори камайиб, бетонда эса, зўриқишларнинг қиймати кўпайиб боради. Тўсин сиқилган зонасидаги бетонда пластик деформацияларнинг ривожланиши натижасида нормал кучланишларнинг эпюраси эгри чизиққа айланади (9.1, *д* -расм).

Ташқи юк миқдорининг янада ошиши натижасида тўсин чўзилган зонасида ҳосил бўлган ёриқлар сиқилиш зонасига қараб ривожланиб, нейтрал ўққача етиб боради ва ёриқларнинг очилиш кенгликлари катталашади. Бу ҳолатда чўзилиш зонасидаги ёриқлар ҳосил бўлган кесимларда чўзувчи зўриқишларнинг ҳаммасини фақат арматура қабул қилади. Сиқилган бетон ва чўзилган арматуралардаги кучланишларнинг миқдорлари ошади.

Тўсиннинг ёриқлар ҳосил бўлган кесимлари учун нормал кесимлар фаразини қўллаш имкони бўлмайди. Чунки кесимлар ёриқлар ҳосил бўлган жойларда қийшаяди. Ёриқ пайдо бўлган кесимдаги арматуранинг деформацияси эса, текис кесимлар деформацияланиш қонуни бўйича топиладиган қийматидан фарқ қилади. Бироқ, ўтказилган тадқиқотлар асосида нормал кесимлар фаразини ёриқлар ҳосил бўлган кесимлар оралиғида сиқилган зонадаги бетон ва чўзилган арматуранинг ўртача деформациялари учун қўллаш мумкинлиги аниқланган.

Кучланиш ва деформацияланиш ҳолатининг II босқичи арматурадаги кучланишларнинг оқувчанлик чегарасига етиши ёки сиқилган четки толаларда бетондаги кучланишлар миқдорининг камая бошланиши билан тугалланади.

9.3. Кучланиш-деформацияланиш ҳолатининг учинчи босқичи

Бу босқичда бетондаги пластик деформацияларнинг ривожланиши тезлашиб сиқилиш зонасининг катта қисмига тарқалади. Арматурада ҳам пластик деформациялар ривожланади. Элемент бузилиш ҳолатига келиб қолади.

Тўсиннинг бузилиш характери арматуранинг миқдорига боғлиқ бўлиб, учта ҳол бўйича содир бўлиши мумкин:

I - ҳол - бузилиш чўзилган арматурадаги кучланишларнинг физик ёки шартли оқиш чегарасига етиши натижасида содир бўлади. Бунда, арматурадаги кучланишлар физик ёки шартли оқиш чегагарасига етгандан кейин арматурадаги пластик деформацияларнинг ривожланиши кескинлашади. Натижада ёриқларнинг очилиш кенглиги катталашади ва сиқилган бетондаги кучланишлар ошади. Бу тўсиннинг бузилишига олиб келади ва бузилиш ***пластик характерга*** эга бўлади (9.1, *е*- расм, 1 схема);

2 - ҳол - бузилиш сиқилган бетондаги кучланишларнинг бетон мустаҳкамлигига етиши натижасида бетоннинг эзилишидан содир бўлади. Бунда арматурадаги чўзувчи кучланишларнинг миқдори оқиш чегарасига етмаслиги ҳам мумкин. Натижада арматуранинг мустаҳкамлигидан тўлиқ фойдаланилмайди. Тўсиннинг бундай бузилиши арматуранинг миқдори катта бўлган ҳолларда содир бўлиб, бузилиш ***мўрт характерга*** эга бўлади (9.1, *е* - расм, 2- схема);

3 ҳол - бузилиш сиқилган бетондаги кучланишларнинг бетон мустаҳкамлигига ва арматурадаги чўзувчи кучланишларнинг миқдори оқиш чегарасига бирданига етиши натижасида бетоннинг эзилишидан содир бўлади. Натижада бетон ва арматуранинг мустаҳкамликларидан тўлиқ фойдаланилади. Тўсиннинг бундай бузилиши арматуранинг миқдори оптимал бўлган ҳолларда содир бўлиб, бузилиш ***пластик характерга*** эга бўлади (9.1, *е* - расм, 3 схема).

Тўсин ровоқи бўйича ташқи юклардан ҳосил бўладиган зўриқишларнинг миқдори ўзгарганлиги сабабли таянч зоналарда кучланиш ва деформацияла-

ниш ҳолатининг учала босқичини ҳам кузатиш мумкин (9.1, а расм).

Юқорида келтирилган кучланиш ва деформацияланиш ҳолатининг уч босқичи нафақат эгиладиган, балки номарказий сиқиладиган, номарказий чўзиладиган ва марказий чўзиладиган элементларда ҳам учрайди.

10. ОЛДИНДАН ЗЎРИҚТИРИЛГАН ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР

10.1. Олдиндан зўриқтиришнинг моҳияти

Темирбетон конструкцияларни тайёрлашда ишлатиладиган бетон ва арматура мустаҳкамликлари қанча юқори бўлса, конструкция кўндаланг кесим ўлчамлари шунча кичик бўлади. Бу ҳолатда темирбетон конструкциялари мустаҳкамлик бўйича қўйилган талабларга жавоб берган ҳолда, нормал эксплуатация қилиш талабларига (дарз кетишига чидамлилик, ёриқларнинг очилиш кенглиги ва деформация бўйича) жавоб бермай қўяди. Чунки бетоннинг чўзилишдаги қаршилиги ҳамда чўзилувчанлиги кам бўлганлиги сабабли конструкцияларнинг чўзилган зоналарида ташқи юклар таъсиридан дарз кетиб ёриқлар пайдо бўлади. Ёриқларнинг пайдо бўлиши ва очилиши конструкцияларнинг бикирлигини камайишига олиб келади ва конструкция эксплуатация қилиш талабларига жавоб бермай қўяди.

Оддий темирбетон элементларда бетоннинг чўзилувчанлиги ўрта ҳисобда $E_{bt,u}$.=$15\cdot10^{-5}$ га тенг. Арматура билан бетоннинг биргаликда ишлашини эътиборга олиб, элементда дарз кетиш ҳолатида арматурадаги кучланишни аниқлаймиз: $\sigma_s = \varepsilon_{bt,u} \times E_s = 15\cdot10^{-5}\times2\cdot10^5 = 30$ МПа. Демак, чўзилган арматурадаги кучланишнинг миқдори σ_s = 30 МПа бўлганда элементда дарз кетиб, ёриқлар пайдо бўлади. Элементга таъсир қилаётган ташқи юк миқдорининг ошиши билан арматурадаги кучланишлар ҳам ошади ва ёриқларнинг очилиш кенглиги катталашади. Эксплуатация қилиш шароитида чўзилган арматурадаги кучланишларнинг миқдори (270...340) МПа дан ошмайди ва ёриқларнинг очилиш кенглиги ҳам рухсат этиладиган қийматидан катта бўлмайди, яъни $a_{crc} \leq$ 0,3…0,4 мм. Оддий темирбетон элементларни жиҳозлаш учун

юқори мустаҳкамликка эга бўлган арматуралар ишлатилганда, бетоннинг чўзилувчанлиги кам бўлганлиги сабабли, ёриқларнинг эрта пайдо бўлиши натижасида юқори мустаҳкамликка эга бўлган арматуранинг мустаҳкамлигидан тўлиқ фойдаланиш имконияти бўлмайди. Натижада арматуранинг ортиқча харажатига йўл қўйилади.

Юқори мустаҳкамликка эга бўлган арматуранинг мустаҳкамлигидан тўлиқ фойдаланишга ҳаракат қилинадиган бўлса, элементдаги ёриқларнинг очилиш кенглиги ва салқилиги рухсат этилган қийматларидан ошиб кетади.

Темирбетон конструкцияларини тайёрлашда юқори мустаҳкамликка эга бўлган арматура ва бетонлардан самарали фойдаланишнинг энг асосий йўли, бу темирбетон конструкцияларини тайёрлаш жараёнида арматурани олдиндан таранглашдан иборат. Бундай конструкциялар - ***олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкциялари*** деб аталади. Олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкцияларида ёриқларнинг пайдо бўлиши ташқи юкларнинг катта қийматларида содир бўлиб, эксплуатация қилиш шароитида чегаравий қийматларидан ошиб кетмайди. Шу билан бирга конструкциянинг салқилиги ҳам кам бўлиб, катта ўлчамдаги масофаларни ёпиш учун имконият яратилади.

Темирбетон конструкцияларнинг ишлаш шароитига қараб арматуралар бир йўналиш бўйича (тўсинларда, фермаларда ва ҳоказо), икки йўналиш бўйича (плиталарда, қобиқларнинг изораларида ва ҳоказо) ҳамда уч йўналиш бўйича (массив конструкцияларда) таранглаштирилиши мумкин.

Темирбетон конструкцияларнинг такомиллашини таъминловчи омиллардан бири, бу олдиндан зўриқтирилган конструкцияларни ишлаб чиқаришга жорий қилишдан иборат.

10.2. Олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкцияларнинг афзалликлари

Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларнинг афзалликлари қуйидагилардан иборат:

1) юқори мустаҳкамликка эга бўлган бетон ва арматура ҳисобига бетон

ҳамда арматура сарфи камаяди;

2) конструкцияларнинг дарз кетишига чидамлиги ошади;

3) конструкцияларнинг салқилиги камаяди;

4) кўп марта қайта такрор таъсир қиладиган юкларга конструкциянинг чидамлилиги ошади;

5) агрессив муҳитда ишлайдиган конструкцияларнинг хизмат муддати узаяди;

6) бетон ҳажмининг камайиши ҳисобига конструкцияларнинг хусусий оғирликлари камаяди;

7) конструкцияларнинг равоғи ошиши ҳсобига катта ўлчамдаги бино-ларни ёпиш имкони пайдо бўлади;

8) темирбетоннинг қўлланиш соҳаси кенгаяди.

11. ОЛДИНДАН ЗЎРИҚТИРИЛГАН ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШ

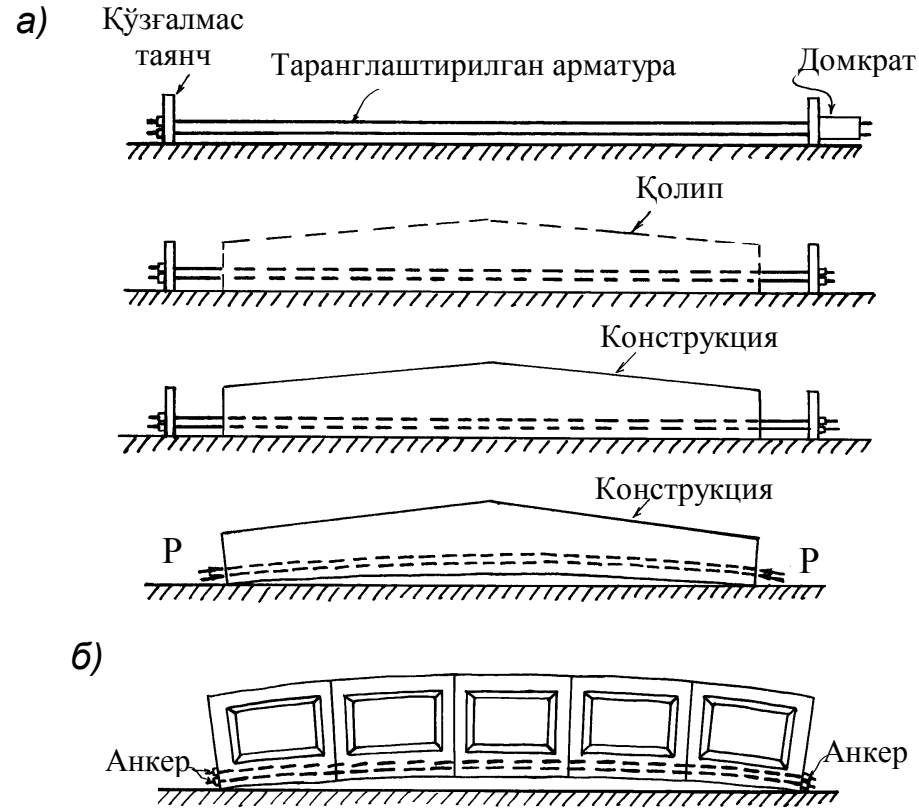
11.1. Олдиндан зўриқтириш усуллари

Олдиндан зўриқтириладиган темирбетон конструкциялари икки усулда тайёрланади. Биринчиси – таянчларга маҳкамлаб таранглаш усули деб айти - лади. Иккинчиси – бетонга маҳкамлаб таранглаш усули деб айтилади.

Таянчларга маҳкамлаб таранглашда арматуранинг бир учи қўзғалмас таянчга маҳкамланиб, иккинчи учи иккинчи қўзғалмас таянчдан ўтказилади ва домкрат ёки бошқа ускуналар ёрдамида чўзилади. Арматурадаги кучланиш маълум бир миқдорга етгандан кейин арматура қўзғалмас таянчга маҳкамланади (11.1- расм).

Арматура таранглаштирилгандан сўнг қолип бетон қоришмаси билан тўлдирилади ва зичлаштирилади. Бетон маълум бир мустаҳкамликка эриш-гандан кейин таранглаштирилган арматура таянчлардан бўшатилади. Таянч-лардан бўшатилган арматура таранглаштирилгунча бўлган ҳолатига қайтиш-га (эластик деформацияларнинг тикланиши натижасида) ҳаракат қилади. Аммо, арматуранинг бетон билан яхши боғланганлиги сабабли, арматурада-

ги эластик деформацияларнинг тикланишига бетон қаршилик кўрсатади. Натижада таранглаштирилган арматура бетонни қиса бошлайди ва унда сиқувчи кучланишларни ҳосил қилади.



11.1-расм. Олдиндан зўриқтириладиган конструкцияларни тайёрлаш:
а) арматураси таянчларга маҳкамланиб б) арматураси бетонга маҳкамланиб таранглаштирилган конструкциялар

Таянчларга маҳкамлаб таранглаш усули билан кичик ўлчамдаги темирбетон конструкциялари (плита, тўсин ва ҳоказолар) тайёрланади.

Бетонга маҳкамлаб таранглашда таранглаштириладиган арматура олдиндан тайёрланган бетон ёки кам миқдорда арматура билан жиҳозланган темирбетон конструкциясининг танасида ҳосил қилинган каналлардан ўтказилиб, бир учи билан анкерлар ёрдамида бетонга маҳкамланади. Иккинчи учидан домкрат ёки бошқа ускуналар ёрдамида тортиб, арматурага маълум миқдорда кучланиш бериб таранглаштирилади ва иккинчи учи ҳам бетонга маҳкамланади. Бунда арматурани таранглаш вақтидаги конструкция бетонининг мустаҳкамлиги бетон синфининг яримидан кам бўлмаслиги шарт, яъни

$R_{bp} \geq 0{,}5B$.

Таранглаштирилган арматуранинг бетонга маҳкам боғланишини таъминлаш мақсадида таранглаштирилган арматура жойлашган каналлар юқори босим остида цемент қоришмаси билан тўлдирилади. Бетонга маҳкамлаб таранглаш усули билан катта ўлчамдаги темирбетон конструкциялари (фермалар, кўприк тўсинлари ва ҳоказо) тайёрланади.

11.2. Арматурани таранглаш усуллари

Арматуралар ***механик, электротермик, электротермомеханик*** ва ***кимёвий*** усуллар билан таранглаштирилади.

Арматураларни ***механик*** усулда таранглаштиришда домкратлар ва бошқа машина ёки ускуналар қўлланилади. Бунда таранглаштириладиган арматуранинг бир учи таянчларга маҳкамланиб, иккинчи учидан домкрат ёки бошқа механизмлар билан тортилади. Арматурада маълум кучланиш ҳосил қилингандан кейин унинг иккинчи учи ҳам қўзғалмас таянчларга бириктириб маҳкамланади.

Электротермик усул билан таранглаштирилганда арматуранинг узунлиги конструкция тайёрлаш учун мўлжалланган қолип узунлигидан қисқароқ қилиб кесилади ва унинг икки учида махсус машиналар ёрдамида қалпоқчалар ҳосил қилинади. Арматурани электр токи ёрдамида $(300...350)^0$C гача қиздириш натижасида у узаяди. Қиздирилган арматура қолипга шундай жойлаштирилиши керакки, арматура учидаги қалпоқчалар қолип таянчидан ташқарида жойлашсин. Қиздирилган арматуранинг атмосфера шароитида совуши натижасида унинг узунлиги қисқара бошлайди. Аммо, арматуранинг учларидаги қалпоқчалар қолип таянчларига маҳкамланиб қолганлиги сабабли таянчлар арматуранинг қисқаришига қаршилик кўрсатади. Натижада арматура таранглашиб, унда керакли бўлган кучланиш ҳосил бўлади.

Арматураларни ***электротермомеханик*** усулда таранглаштиришда ***механик*** ва ***электротермик*** усуллар биргаликда қўлланилади.

Кейинги вақтда темирбетон конструкцияларни олдиндан зўриқтиришда

кенгайиш хоссасига эга бўлган цементлардан (ТЦ) тайёрланадиган бетонлар муваффақият билан қўлланилмоқда. Бундай цементлардан тайёрланадиган бетонлар қотиш жараёнида ўз ҳажмини оширади ва арматура билан маҳкам боғланиши туфайли унда чўзувчи кучланишларни ҳосил қилади. Бетон билан яхши боғланган арматура эса, бетоннинг эркин кенгайишига тўсқинлик қилади. Натижада бетонда сиқувчи кучланишлар ҳосил бўлади. Бундай конструкцияларга ***ўз-ўзидан зўриқадиган конструкциялар*** деб айтилади.

Кенгаювчи цементлар асосида тайёрланадиган бетонларни темирбетон конструкцияларида ишлатилиши олдиндан зўриқтириладиган темирбетон конструкцияларнинг тайёрлаш технологиясини соддалаштиради ва меҳнат сарфи ҳамда конструкция таннархини камайтиради.

11.3. Таранглаштирилган арматурадаги дастлабки кучланишларнинг йўқолиши

Арматураларни таранглаштиришда бериладиган дастлабки кучланишларнинг миқдори пўлатнинг хилига ва арматурани таранглаш усулига боғлиқ бўлиб, кучланишларнинг миқдори қанча катта бўлса, конструкциянинг ишлаш шароитига унинг ижобий таъсири шунча юқори бўлади. Аммо, олдиндан бериладиган кучланишнинг миқдори жуда ҳам катта бўлганда, арматурани таранглаш жараёнида унинг узилиш хавфи ортади ва унда пластик деформациялар ҳосил бўлади. Шу билан бирга, олдиндан бериладиган кучланишнинг миқдори жуда ҳам кам бўлмаслиги даркор. Чунки жуда кам кучланиш бериб таранглаштирилган арматура бетонни қисгандан кейин ундаги дастлабки кучланишлар маълум бир омиллар таъсиридан камаяди. Натижада таранглаштирилган арматуранинг конструкция ишлашига ижобий таъсири йўқолади.

Шунинг учун қурилиш меъёри ва қоидалари арматураларни таранглашда бериладиган дастлабки кучланишларнинг миқдорини тадқиқотлар ва олдиндан зўриқтириладиган конструкцияларни тайёрлаш ва эксплуатация қилиш тажрибаларига асосланган ҳолда стержен ва сим шаклидаги арматуралар учун қуйидагича қабул қилишни тавсия этади [8];

$$\sigma_{sp} + p \le R_{s,ser} \text{ ва } \sigma_{sp} - p \le 0{,}3R_{s,ser}, \qquad (11.1)$$

бу ерда: p - олдиндан бериладиган кучланиш учун рухсат этиладиган чекланиш.

Арматуралар механик усулда таранглаштирилганда $p = 0{,}05 \cdot \sigma_{sp}$, электротермик усулда таранглаштирилганда эса, $p = 360/l + 30$ (МПа) қабул қилинади; l - таранглаштириладиган арматуранинг узунлиги, м.

Арматураларни таранглаш жараёнида баъзи бир технологик сабабларга кўра олдиндан бериладиган кучланишнинг ҳақиқий миқдори ҳисобий миқдоридан фарқ қилиши мумкин. Бу ҳолат таранглаштиришнинг аниқлик коэффициенти орқали эътиборга олинади ва қуйидаги формуладан аниқланади

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}. \qquad (11.2)$$

Бу ифодани иккинчи ҳади олдидаги «+» ишора олдиндан зўриқтириш конструкциянинг ишлашига салбий таъсир кўрсатганда (олдиндан зўриқтириш натижасида мустаҳкамлик камайса ва ёриқлар пайдо бўлишига олиб келса), «-» ишора эса, ижобий таъсир кўрсатганда олинади.

Арматуралар механик усулда таранглаштирилганда $\Delta\gamma_{sp} = 0{,}1$ қабул қилинади, электротермик ва электротермомеханик усулда таранглаштирилганда эса, қуйидаги формуладан аниқланади:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0{,}5\frac{\Delta\sigma_{sp}}{\sigma_{sp}}\left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right), + \qquad (11.3)$$

бу ерда, n_p - элемент кўндаланг кесимидаги таранглаштирилган стерженлар сони.

Арматураларни таранглаш жараёнида бериладиган дастлабки кучланишларнинг камайишини ҳисоблашда ҳамда элементларни ёриқларнинг очилиши ва деформация бўйича ҳисоблашда $\Delta\gamma_{sp} = 0$ қабул қилиш рухсат этилади.

Тажрибаларнинг кўрсатишича, таранглаштирилган арматуралар таянчлардан бўшатилгандан сўнг ундаги дастлаб берилган кучланиш σ_{sp} доимий бўлиб қолмасдан вақт ўтиши билан камайиб боради. Бу жараён нафақат

арматуралари таянчларга маҳкамлаб таранглаштирилганда, балки, арматуралар бетонга маҳкамлаб таранглаштирилганда ҳам содир бўлади. Таранглашган арматурадаги дастлабки кучланишларнинг камайишига бир неча омиллар сабаб бўлади. Бу омилларни қуйида қараб чиқамиз. Қуйида қараб чиқиладиган омиллар таъсиридан таранглаштирилган арматурадаги дастлабки кучланишлар 30% гача камайиши мумкин. Умуман олганда, олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкцияларни ҳисоблашда, жами кучланишларнинг камайиши 100 МПа дан кам қабул қилинмайди.

Энди арматуралари таянчларга маҳкамланиб таранглаштирилган олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкцияларнинг арматураларида кучланишларнинг камайиш тартибини қараб чиқайлик.

Арматураларни таранглаш жараёнида таранглаштирувчи мосламадаги анкерларнинг деформацияланишидан дастлабки ҳисобий кучланишларнинг камайиши содир бўлади. Бу камайган кучланишнинг миқдори σ_3 билан белгиланади ва қуйидаги формуладан аниқланади [8]:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s, \tag{11.4}$$

бу ерда, $\Delta l = 2$ мм - исканжага олинган шайбанинг қисилиши ва арматурадаги қалпоқчаларнинг эзилиш деформацияси; l - таранглаштириладиган арматуранинг узунлиги.

Арматура таранглаштирилиб бўлингандан сўнг ундаги дастлаб берилган кучланиш вақт давомида камайиб боради. Бу камайган кучланиш σ_1 билан белгиланиб, миқдори қуйидаги формуладан аниқланди [8]:

механик усулда таранглаштириладиган симли арматуралар учун -

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}; \tag{11.5}$$

механик усулда таранглаштириладиган стержен шаклидаги арматура учун -

$$\sigma_1 = 0,1 \cdot \sigma_{sp} - 20, \text{ (МПа)}; \tag{11.6}$$

арматуралар электротермик ва электротермомеханик усулда таранглаш-

тирилганда:

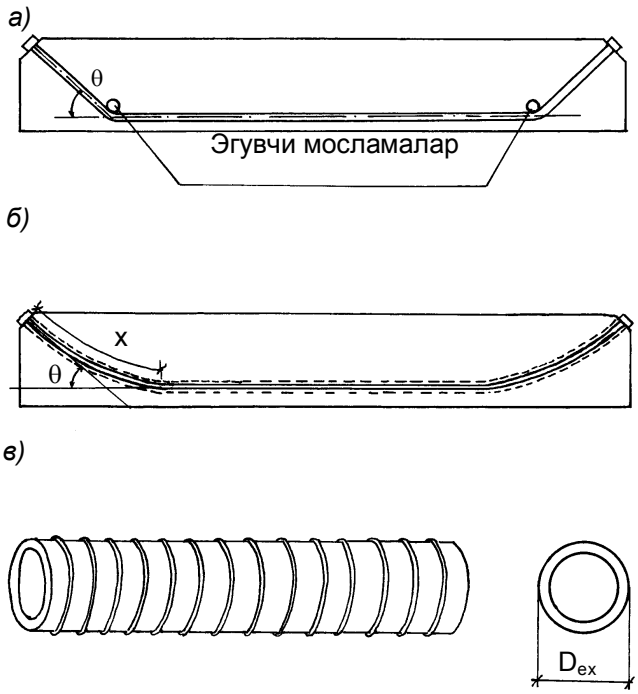
сим шаклидаги арматуралар учун –

$$\sigma_1 = 0,05 \cdot \sigma_{sp}; \qquad (11.7)$$

стержень шаклидаги арматуралар учун –

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp}. \qquad (11.8)$$

Мабодо, арматуралар 11.2,*а* -расмда кўрсатилганидек эгиб таранглаштириладиган бўлса, арматураларни эгиб турувчи мосламаларга ишқаланиши натижасида дастлабки кучланишларнинг камайиши кузатилади. Бу камаядиган кучланишни σ_4 билан белгилаб, қиймати қуйидаги формуладан аниқланади [8]:



11.2-расм. Таранглаштирилган арматурадаги дастлабки кучланишларнинг камайишини ҳисоблашга доир

$$\sigma_4 = \sigma_{sp}\left(1 - \frac{l}{e^{\delta\theta}}\right) \qquad (11.9)$$

бу ерда, *e* - натурал логарифмнинг асоси; δ=0,25; θ – арматура ўқи бурилиш бурчакларининг йиғиндиси, радиан ҳисобида.

Арматуралар таранглаштирилиб бўлгандан кейин конструкция шаклидаги қолип бетон қоришма билан тўлдирилиб зичлаштирилади. Бетоннинг қотишини тезлаштириш мақсадида конструкцияга иссиқлик таъсирида ишлов берилади. Иссиқлик таъсиридан таранглашган арматура чўзилади. Арматура маҳкамланган таянчлар орасидаги масофа ўзгармаганлиги сабабли арматурадаги дастлабки кучланишлар янада камаяди. Бу кучланишнинг камайиши σ_2 билан белгиланиб, миқдори қуйидагича аниқланади [8]:

конструкция синфи В15...В40 бўлган бетонлардан тайёрланган бўлса:

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot \Delta t^0; \qquad (11.10)$$

синфи В45 ва ундан юқори бўлган бетонлардан тайёрланган бўлса:

$$\sigma_2 = 1,0 \cdot \Delta t^0, \qquad (11.11)$$

бу ерда, Δt^o - иситиладиган арматура билан зўриқтирувчи кучни қабул қилувчи қўзғалмас таянчлар орасидаги температуралар фарқи. Аниқ маълумотлар бўлмаган тақдирда $\Delta t^0 = 65°C$ қабул қилинади.

Конструкцияга иссиқлик таъсирида ишлов берилиб бетон маълум бир мустаҳкамликка эришгандан сўнг таранглашган арматура таянчлардан бўшатилади. Таянчлардан бўшаган арматура бетонни қиса бошлайди ва унда қисувчи кучланишларни ҳосил қилади. Қисувчи σ_{bp} кучланишлар таъсиридан бетонда қисқа вақт ичида сирпанувчанлик деформацияси ҳосил бўлади, яъни таранглашган арматуранинг узунлиги маълум бир миқдорга камаяди. Бу ўз навбатида арматурадаги дастлабки кучланишнинг камайишига олиб келади. Бетоннинг қисқа вақт ичида сирпанувчанлигидан арматурадаги кучланишнинг камайиши σ_6 билан белгиланади ва унинг миқдори бетоннинг қотиш шароитига, бетонни қисиш вақтидаги унинг мустаҳкамлигига ҳамда қисилишдан ҳосил бўлган бетондаги кучланишга боғлиқ бўлади.

Табиий шароитда қотадиган бетонлар учун [8]:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \le \alpha \text{ бўлганда } \sigma_6 = 40\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}; \qquad (11.12)$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \le \text{бўлганда эса, } \sigma_6 = 40 \cdot \alpha + 0,85\beta\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - \alpha\right). \qquad (11.13)$$

Бетоннинг қотишини тезлаштириш мақсадида унга иссиқлик таъсирида ишлов берилган бўлса, (11.12) ва (11.13) формулалардан аниқланадиган кучланишларнинг миқдорлари 0,85 коэффициентга кўпайтирилади.

(11.12) ва (11.13) формулаларда α ва β коэффициентларнинг қийматлари қуйидаги формулалардан топилади:

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp} \le 0,8; \qquad \beta = 5,25 - 0,185 \cdot R_{bp} \left(1,1 \le \beta \le 2,5\right).$$

Ҳисоблаш формулаларида бетоннинг қисилишидан ҳосил бўладиган σ_{bp}

кучланиш таранглаштирилган арматуранинг оғирлик марказида топилади.

Олдиндан зўриқтириладиган конструкцияларнинг арматуралари конструкция тайёрлаш учун қўлланиладиган пўлат қолипларга тортиб таранглаштириладиган бўлса, қолипларнинг деформацияланиши натижасида арматурадаги дастлабки кучланишлар камаяди. Бу кучланишлар σ_5. билан белгиланиб қуйидаги формуладан аниқланади:

$$\sigma_5 = \eta \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \qquad (11.14)$$

Коэффициент η қўйидагича аниқланади:

- арматура домкратлар ёрдамида таранглаштирилганда - $\eta = \frac{n-1}{2 \cdot n}$;

- электротермомеханик усулда таранглаштирилганда (бунда 50% зўриқиш юк осиб ҳосил қилинади) - $\eta = \frac{n-1}{4 \cdot n}$; n - алоҳида ҳолда таранглаштириладиган стерженлар гуруҳининг сони; қолип таянчларининг зўриқтирувчи Р куч таъсир чизиғи бўйича яқинлашиши, қолипнинг деформацияланишини ҳисоблашдан аниқланади; l - қолип таянчларининг ташқи қирралари орасидаги масофа.

Қолипнинг шакли ва конструкцияни тайёрлаш технологияси тўғрисида маълумот берилмаган ҳолларда, σ_5 - 30 МПа қабул қилинади.

Олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкциялар тайёрланиб бўлганидан сўнг ташқи юклар билан юклангунча зўриқтирувчи Р куч ва муҳит таъсири остида бўлади. Муҳит таъсиридан бетонда чўкиш (киришиш) деформациялари ҳосил бўладиган бўлса, зўриқтирувчи Р куч таъсиридан эса, бетонда давомли сирпаниш деформациялари ҳосил бўлади. Бу деформациялар таъсиридан таранглашган арматурадаги дастлабки кучланишларнинг миқдори янада камаяди.

Бетоннинг чўкишидан (киришишидан) кучланишларнинг камайиши σ_8 билан белгиланиб, қуйидагича қабул қилинади [8]:

табиий шароитда қотадиган бетонлар учун:

синфи В35 ва ундан паст бўлганда σ_8= 40 МПа;

синфи В40 бўлганда σ_8 = 50 МПа;

синфи В45 ва ундан юқори бўлганда эса, σ_8= 60 МПа.

Бетонларга атмосфера босими остида иссиқлик таъсирида ишлов берилганда, синфи В35 ва ундан паст бўлган бетонлар учун σ_8 = 35 МПа; синфи В40 бўлган бетонлар учун σ_8 = 35 МПа ва синфи В45 ва ундан юқори бўлган бетонлар учун эса, σ_8 = 40 МПа қабул қилинади.

Зўриқтирувчи Р куч таъсиридан бетоннинг давомли сирпаниши нати - жасида арматурадаги дастлабки кучланишларнинг камайиши қуйидаги формулалардан аниқланади

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \le 0,75 \quad \text{бўлганда, } \sigma_9 = 150 \cdot \alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}, \tag{11.15}$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75 \text{ бўлганда эса, } \sigma_9 = 300\alpha\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 75\right), \tag{11.16}$$

бу ерда, α - бетоннинг қотиш шароитини эътиборга оладиган коэффициент: табиий шароитда қотадиган бетонлар учун α = 1,0; атмосфера босими остида иссиқлик таъсирида ишлов бериладиган бетонлар учун эса, α = 0,85.

Бетонни зўриқтирувчи Р куч билан давомли қисгунча ҳосил бўладиган кучланишларнинг камайиши, **биринчи гуруҳ камайишларни** ташкил қилади, яъни

$$\sigma_{loss,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 \tag{11.17}$$

Бетонни зўриқтирувчи *P* куч билан давомли қисгандан кейин ҳосил бўладиган кучланишларнинг камайиши, **иккинчи группа камайишлар**ни ташкил қилади, яъни

$$\sigma_{loss,2} = \sigma_8 + \sigma_9. \tag{11.18}$$

Олдиндан таранглаштирилган арматурадаги дастлабки кучланишлар-нинг жами камайиши

$$\sigma_{loss} = \sigma_{loss,1} + \sigma_{loss,2} \quad . \tag{11.19}$$

Энди арматураси бетонга маҳкамланиб таранглаштирилган олдиндан

зўриқтирилган темирбетон конструкциясининг арматурасидаги дастлабки кучланишларнинг камайишини қараб чиқамиз.

Бетонга маҳкамлаб таранглаштирилган арматурадаги дастлабки кучланишлар камайишининг биринчи группасига, арматура таранглаштириб бўлгунча кучланишларнинг камайиши киради, яъни

$$\sigma_{loss,1} = \sigma_3 + \sigma_4 \quad . \tag{11.20}$$

Таранглаштирувчи ускунада жойлашган анкерларнинг деформацилани-шидан камаядиган кучланиш σ_3 қуйидаги формуладан аниқланади:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} \cdot E_s, \tag{11.21}$$

бу ерда, Δl_1 = 1 мм, - анкер ва бетон элемент орасида жойлашадиган шайба ва қистирмаларнинг қисилишидан ҳосил бўладиган деформация; Δl_1 = 1 мм, - «стакан» шаклидаги анкернинг деформацияси; l - таранглаштириладиган арматуранинг узунлиги, мм.

Таранглаш жараёнида арматуранинг канал деворлари ва конструкция-нинг бетон сирти билан ишқаланишидан камаядиган кучланиш σ_4 қуйидаги формуладан аниқланади:

$$\sigma_4 = \sigma_{sp}\left(1 - \frac{1}{e^{\omega \cdot x + \delta \cdot \theta}}\right), \tag{11.22}$$

бу ерда ::e - натурал логарифмнинг асоси; ω, δ – 11.2 жадвалдан аниқланадиган коэффициентлар; x - таранглаштирувчи ускунадан ҳисобий кесимгача бўлган масофа, м (9.5,*б*- расмга қаранг); θ -арматура ўқининг бурилиш бурчаклари йиғиндиси, радиан ҳисобида; σ_{sp} - таранглашдаги дастлабки кучланиш, кучланишларнинг камайиши ҳисобга олинмаган ҳолда қабул қилинади.

Кучланишлар камайишининг иккинчи группасига арматура таранглаш-тирилиб бўлгандан кейин камаядиган кучланишлар киради, яъни

$$\sigma_{loss,2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}. \tag{11.23}$$

Арматурадаги кучланишнинг релаксацияланишдан камаядиган

кучланиш $\sigma_7 = \sigma_1$ (11.5) … (11.8) формулалардан аниқланади.

Бетоннинг чўкишидан арматурадаги дастлабки кучланишларнинг камайиши, бетоннинг қандай шароитда қотишидан қатъий назар, синфи В35 ва ундан паст бўлган бетонлар учун σ_8= 30 МПа, синфи В40 бўлган бетон учун - σ_8 = 35 МПа ва синфи В45 ва ундан юқори бўлган бетонлар учун эса, σ_8=40 МПа қабул қилинади.

Бетоннинг давомли сирпанувчанлигидан таранглашган арматурадаги дастлабки кучланишларнинг камайиши σ_9 (11.15) ва (11.16) формулалардан аниқланади.

11.2 жадвал. ω ва δ коэффициентлар миқдорлари

Канал ёки сирт	Арматуранинг ишқаланишидан камаядиган кучланишларни аниқлаш учун коэффициентлар		
		δ	
	арқон арматура, ω	Арқон арматура ва сим тутамлари учун	Қовурғали стерженлар учун
1. Каналнинг сирти металл бўлганда	0,003	0,35	0,4
каналнинг сирти бетон бўлиб, канал бикир канал ҳосил қилувчи материалдан ясалган бўлса		0,55	0,65
каналнинг сирти бетон бўлиб, канал эгилувчи материалдан ҳосил қилинган бўлса	0,0015	0,55	0,65
2. Бетон сирт учун	0	0,55	0,65

11.4. Олдиндан зўриқтирилган конструкция элементларидаги кучланишларни аниқлаш

Олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкцияларда арматураларни таранглаштиришдан ҳосил бўладиган олдиндан зўриқтирувчи *P* куч таранглаштирилган ва таранглаштирилмаган арматураларда ҳосил бўладиган зўриқишларнинг йиғиндисига тенг бўлади (11.6- расм), яъни

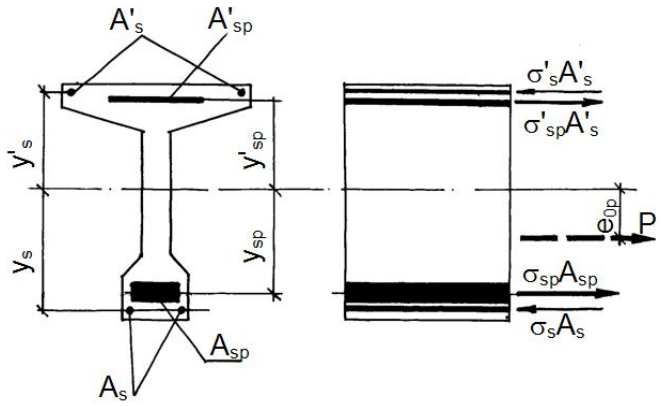
$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} \cdot A'_{sp} + \sigma_s \cdot A_s + \sigma'_s A'_s, \qquad (11.24)$$

бу ерда ::σ_{sp} ва σ'_{sp} таранглаштирилган A_{sp} ва A'_{sp} арматуралардаги дастлабки кучланишлар; σ_s ва σ'_s таранглаштирилмаган A_s ва A'_{sp} арматуралардаги бетоннинг чўкиши (киришиши) ва давомли сирпанувчанлигидан ҳосил бўладиган кучланишлар.

Марказий чўзиладиган элементларда олдиндан зўриқтирувчи P куч элемент кўндаланг кесими келтирилган юзасининг оғирлик марказига жойлашадиган бўлса, номарказий сиқиладиган ва номарказий чўзиладиган ҳамда эгиладиган элементларда эса, оғирлик марказига нисбатан маълум елка билан қўйилган бўлади. Бу ҳолатда олдиндан зўриқтирувчи Р кучнинг елкаси қуйидаги формуладан аниқланади

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma_{sp} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P}, \qquad (11.25)$$

бу ерда: y_{sp}, y'_{sp}, y_s ва y'_s - келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказидан мос равишда таранглаштирилган ва таранглаштирилмаган арматуралар оғирлик марказларигача бўлган масофалар (11.6- расм).



11.6-расм. Зўриқтирувчи куч ва унинг елкасини аниқлашга доир.

Олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкцияларни ҳисоблашда олдиндан зўриқтирувчи Р куч таъсиридан бетон ва арматурада ҳосил бўладиган кучланишларни топиш талаб қилинади. Бетон ва арматурадаги кучланишларни аниқлашда бетон эластик ҳолатда деформацияланади деб матери-

аллар қаршилиги формулаларидан фойдаланилади.

Бетон ва арматуранинг физик ва механик хоссалари ҳар хил бўлганлиги сабабли ҳисобларда элемент кўндаланг кесимининг келтирилган юзасидан фойдаланилади. Бунда арматураларнинг кўндаланг кесим юзалари муқобил бўлган бетон юзалари билан алмаштирилади. Арматура билан бетоннинг боғланиши яхши таъминланганлиги сабабли арматура билан бетон бирга деформацияланади, яъни $\varepsilon_b = \varepsilon_s$. Гук қонунидан фойдаланиб арматура ва бетоннинг нисбий деформацияларини кучланишлар билан ифодалайдиган бўлсак, қуйидаги тенгликни оламиз

$$\sigma_b / E_b = \sigma_s / E_s . \qquad (11.26)$$

Бу ифодадан арматурадаги кучланиш қуйидагига тенг бўлади

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_b}\sigma_b = \alpha \cdot \sigma_b \ . \qquad (11.27)$$

Демак, арматуранинг ҳар бир бирлик кўндаланг кесим юзаси бетонга нисбатан α марта кўп кучланишни қабул қилади. Шунинг учун арматуранинг кўндаланг кесим юзаси бетон билан олмоштирилади ва арматуранинг кўндаланг кесим юзаси α коэффициентга кўпайтирилади.

Келтирилган кўндаланг кесим геометрик характеристикалари: келтирилган кесим юзаси

$$A_{red} = A_b + \alpha_p \left[A_{sp} + A'_{sp}\right] + \alpha \left[A_s + A'_s\right]; \qquad (11.28)$$

келтирилган кесим юзасининг чўзиладиган қиррасига нисбатан олинган статик моменти

$$S_{red} = S_b + \alpha_p \left[A_{sp} a_p + A'_{sp}(h - a'_{sp}\right] + \alpha \left[A_s a_s + A'_s (h - a'_s\right]; \qquad (11.29)$$

келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказидан чўзиладиган қиррагача бўлган масофа:

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}}; \qquad (11.30)$$

сиқиладиган қиррасигача бўлган масофа:

$$y' = h - y; \qquad (11.31)$$

келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказига нисбатан инерция моменти

$$J_{red} = J_b + \alpha_p \left[A_{sp} y_{sp}^2 + A'_{sp} (y'_{sp})^2 \right] + \alpha \left[A_s y_s^2 + A'_s (y'_s)^2 \right]. \quad (11.32)$$

Олдиндан зўриқтирувчи куч Р таъсиридан бетонда ҳосил бўладиган зўриқишлар қуйидаги формулалардан аниқланади:

элемент марказий қисилганда - $\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}}$; (11.33)

элемент номарказий қисилганда- $\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P_{lop}}{J_{ped}} \cdot y_i$. (11.34)

Олдиндан зўриқтирувчи P куч таъсиридан ҳосил бўладиган бетондаги σ_{bp} кучланиш элементни тайёрлаш жараёнида аниқланадиган бўлса, зўриқтирувчи P куч қуйидаги формуладан аниқланади

$$P = \left(\sigma_{sp} - \sigma_{loss,1} \right) A_{sp} + \left(\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss,1} \right) A'_{sp} + \sigma_s A'_s - \sigma'_s A'_s, \quad (11.35)$$

бу ерда: σ_s ва σ'_s - қисилиш ҳолатида таранглаштирилмаган A_s ва A'_s арматуралардаги сиқувчи кучланишлар, миқдор жиҳатдан бетоннинг қисқа вақт ичида сирпанувчанлигидан камаядиган кучланишларга тенг қилиб олинади, яъни $\sigma_s = \sigma_6$ ва $\sigma'_s = \sigma'_{6,}$

Бетондаги σ_{bp} кучланиш эксплуатация шароитида аниқланадиган бўлса

$$P = \left(\sigma_{sp} - \sigma_{loss} \right) A_{sp} + \left(\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss} \right) A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s, \quad (11.36)$$

бу ерда: $\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$; $\sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9$.

Олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкцияларни тайёрлаш жараёнида арматурани таранглаш учун бериладиган кучланиш (зўриқиш) ўлчов асбоблари орқали назорат қилинади. Таянчларга маҳкамлаб таранглаштириладиган арматурадаги назорат қилинадиган кучланиш қуйидаги формуладан аниқланади

$$\sigma_{con,1} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4; \qquad \sigma'_{con,1} = \sigma'_{sp} - \sigma'_3 - \sigma'_4; \quad (11.37)$$

бу ерда: σ_3, σ_4 ва σ'_3, σ_4 - арматураларни таранглашда анкерларнинг

деформацияланиши ва арматуранинг эгувчи мосламага ишқаланишидан камаядиган кучланишлар.

Бетонга маҳкамлаб таранглаштириладиган арматурадаги назорат қилинадиган кучланиш қуйидаги формулалардан аниқланади

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \alpha \cdot \sigma_{bp}; \qquad \sigma'_{con2} = \sigma_{sp} - \alpha \cdot \sigma'_{bp}, \qquad (11.38)$$

бу ерда ::σ_{bp} (σ'_{bp}) - қисувчи P куч таъсиридан чўзиладиган ва сиқиладиган арматураларнинг оғирлик марказлари сатҳларида бетондаги кучланишлар, кучланишларнинг биринчи гуруҳ камайишини эътиборга олиб топилади.

Олдиндан зўриқтириладиган темирбетон конструкцияларни тайёрлаш жараёнида зўриқтирувчи P куч таъсиридан бетонда ҳосил бўладиган қисувчи σ_{bp} кучланишларнинг миқдори чегараланади. Чунки бетон жуда катта миқдордаги кучланиш билан қисилганда, таранглашган арматурадаги дастлабки σ_{bp} кучланишнинг бетон сирпанувчанлигидан камайиши шунча кўп бўлади. Шунинг учун ташқи юклар таъсиридан бетондаги қисувчи кучланишнинг миқдори камайса ёки ўзгармаса, $\sigma_{bp} \le (0{,}85 \ldots 0{,}95) R_{bp}$· кўпайганда эса, $\sigma_{bp} \le (0{,}6 \ldots 0{,}7)$ R_{bp} қабул қилинади, R_{bp} - конструкцияни зўриқтириш вақтдаги бетоннинг мустаҳкамлиги, МПа.

Конструкцияни зўриқтириш вақтдаги бетоннииг мустаҳкамлиги $R_{bp} \ge 11$ МПа миқдорда тайинланади. Агар конструкция синфлари А1000 (А-VI) бўлган стерженли арматура, К-7 ва К-19 бўлган арқон арматура, ҳамда учларида қалпоқчалар ҳосил қилинмаган симли арматуралар билан жиҳозланган бўлса, $R_{bp} \ge 15{,}5$ МПа қабул қилинади. Бундан ташқари R_{bp} нинг қиймати қабул қилинган бетон синфининг 50% дан кам бўлмаслиги шарт.

Олдиндан зўриқтирилган конструкцияларда таранглашган арматура жойлашган бетоннинг синфи, арматураларнинг синфларига мос равишда 11.3- жадвалда келтирилган қийматлардан кам қабул қилинмайди.

11.3- жадвал. Таранглашган арматура хили ва синфига мос бўлган бетонни синфи

Таранглаштириладиган арматуранинг хили ва синфи	Шу қийматдан кам бўлмаган бетоннинг синфи
1. Симли арматура:	
синфи В-II учун (анкерлар бўлганда)	В20
Вр-II синф учун (анкерлар бўлмаганда) диаметри:	
5 мм бўлганда	В20
6 мм бўлганда	В30
К-7 ва К-19 синфлар учун	В30
2. Стерженли арматура (анкерлар бўлмаганда): диаметри 10 мм.дан 18 мм гача бўлган	
А600(А-IV) синф учун	В15
А800(А-V) синф учун	В20
А1000(А-VI) синф учун	В30

12. ЭГИЛАДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШНИНГ ЎЗИГА ХОС ХУСУСИЯТЛАРИ

Эгиладиган элементларга плиталар ва тўсинларни мисол тариқасида келтириш мумкин. Плита деб, қалинлиги қолган икки ўлчамига (узунлиги ва эни) нисбатан жуда кичик ясси узлуксиз конструкцияга айтилади. Тўсин деб эса, бир ўлчами (узунлиги) қолган икки ўлчамига (баландлиги ва эни) нисбатан жуда катта бўлган конструкцияга айтилади.

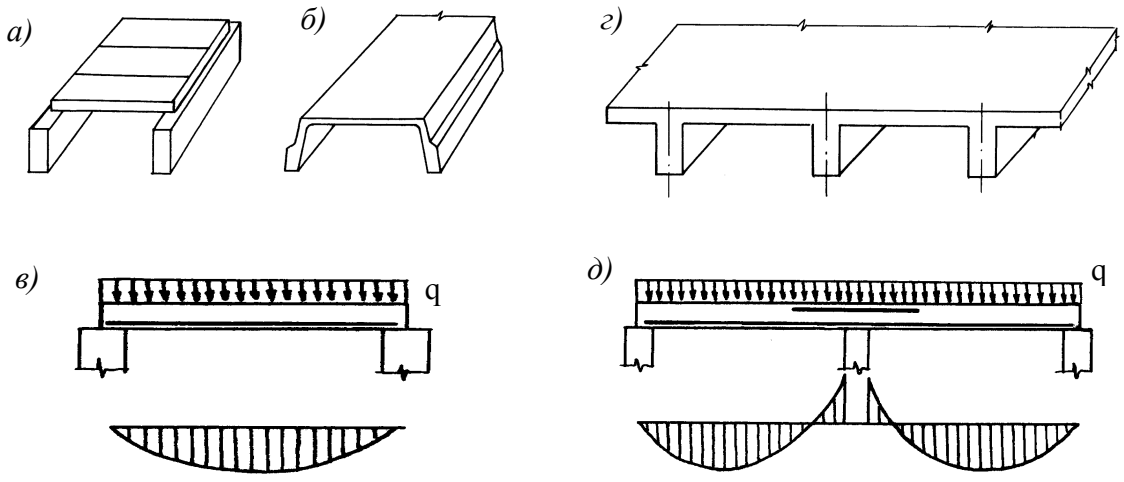
Плита ва тўсинлар алоҳида ишлайдиган конструкциялар сифатида ёки мураккаб конструкцияларнинг таркибида қўлланилиши мумкин (12.1- расм).

12.1. Плиталарни лойиҳалаш

Плиталарнинг қалинликлари мумкин даражада юпқа қабул қилиниши тавсия қилинади, чунки плита бино ва иншоот ораёпмасининг асосий массасини ташкил қилиб, кўп миқдорда бетон сарф қилинади. Натижада плитани кўтариб турувчи конструкцияга доимий юк миқдорини оширади. Плиталарнинг қалинликлари уларнинг мустаҳкамликларини ва бикирликларини таъминлаши шарт. Яхлит плиталарнинг қалинликлари том учун 40 мм дан,

граждан ва саноат биноларининг қаватлар оралиғидаги шиптом учун эса, 50...60 мм дан кам қабул қилинмайди. Йиғма плиталарнинг қалинликлари 25...35 мм қабул қилинади. Плиталарнинг тақрибий қалинликлари иловадаги И.4 жадвалда келтирилган.

Плиталар арматурали тўрлар билан жиҳозланади. Арматурали тўрлар эгувчи моментлар эпюраларига мос равишда плитанинг чўзилган толаларига яқин жойлаштирилади (12.1- расм). Бир ровоқли плиталарда тўр плитанинг пастки қисмига жойлаштирилса (12.1, *г*- расм), кўп ровоқли плиталарда эса, ровоқларда паст томонга, таянчларда эса, юқори томонга жойлаштирилади (12.1, *д*- расм). Арматурали тўрларда ишчи стерженларнинг диаметри 3...12 мм қабул қилиниб, моментларнинг энг катта қиймати ҳосил бўладиган жойларда ҳар 100…200 мм дан, қолган жойларда эса 400 мм дан катта бўлмаган масофада қўйилади.



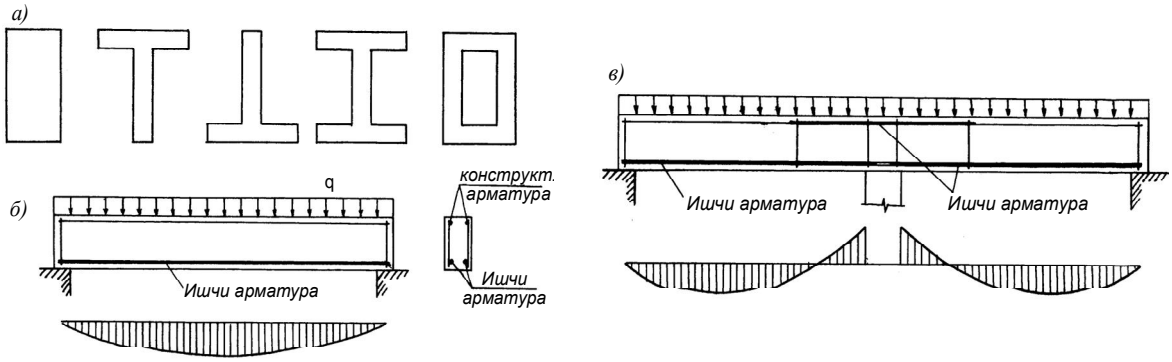
12.1-расм. Эгиладиган элементлар (плиталар) ва уларни арматура билан жиҳозлаш.

Тақсимловчи стерженлар ишчи стерженларга перпендикуляр равишда жойлашган бўлиб, бетонлаш жараёнида ишчи стерженларнинг ўз лойиҳавий ўрнидан силжимаслигини таъминлайди. Ундан ташқари бу стерженлар бетоннинг чўкиши (киришиши) ва температура таъсиридан ҳосил бўладиган зўриқишларни қабул қилади ҳамда маҳаллий юкларни катта юзага тақсимлаб беради. Тақсимловчи стерженларнинг диаметри (3...8) мм қабул қилиниб, ҳар (250...350) мм масофада қуйилади. Тақсимловчи стерженларнинг кўндаланг

кесим юзаси ишчи стерженлар кўндаланг кесими юзасининг 10% дан кам қабул қилинмайди. Одатда плиталар пайвандланган стандарт тўрлар билан жиҳозланади. Баъзи ҳолларда, планда мураккаб шаклга эга бўлган плиталарда тешикларнинг сони кўп бўлган тақдирда, плиталар боғланиб тайёрланадиган тўрлар билан ҳам жиҳозланиши мумкин.

12.2. Тўсинларни лойиҳалаш

Тўсинлар энг кўп қўлланиладиган темирбетон конструкциялари бўлиб, уларнинг кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак, тавр, қўштавр, трапеция ва қути шаклида бўлиши мумкин (12.2 - расм).



12.2-расм. Тўсинларни арматуралар билан жиҳозлаш: а) тўсин кўндаланг кесимлари; б) статик аниқ тўсин; в) статик ноаниқ тўсин.

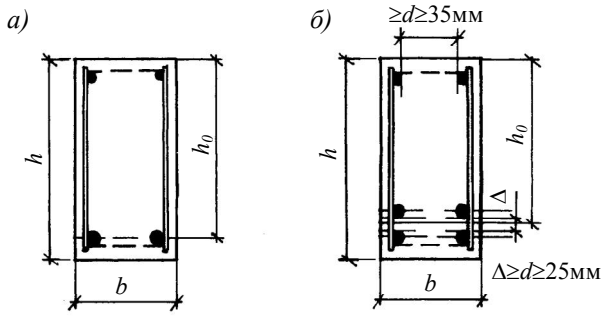
Тўсинлар баландлиги *h* ташқи юк миқдори ва қўлланиш соҳасига қараб кенг кўламда ўзгаради ва тўсин ровоғнинг 1/8...1/12 қисмига тенг қилиб олинади. Тўсинларни бир хил турга келтириш максадида уларнинг баландликлари 600 мм гача ҳар 50 мм дан, 600 мм дан катта бўлганда эса, ҳар 100 мм дан ошиб боради. Тўсинлар эни баландлигининг 1/2...1/3 қисмини ташкил қилиб, 100, 120, 150, 180, 200 ва 250 мм қабул қилинади. Тўсиннинг эни 250 мм дан катта бўлганда ҳар 50 мм дан ортиб боради. Масалан, 300, 350, 400 ....

Тўсинларни арматуралар билан жиҳозлашда пайвандланган ёки боғланган синчлар қўлланилади. Синчнинг бўйлама арматураси тўсиннинг чўзиладиган томонларига эгувчи моментлар эпюраларига мос равишда жойлаштирилади. Синчнинг кўндаланг стерженлари кесувчи зўриқишларни қабул қилиш учун хизмат қилади.

Бўйлама арматуралар сифатида диаметрлари 12...32 мм бўлган пўлат стерженлар қўлланилади. Диаметри 32 мм дан катта бўлган стерженларни қўллаш иш жараёнида қийинчиликларни вужудга келтириши сабабли кам қўлланилади.

Талаб қилинадиган бўйлама арматуранинг кўндаланг кесим юзаси ҳисоб орқали аниқланади. Аниқланган кўндаланг кесим юзасига қараб стерженларнинг сони ва диаметри аниқланади. Бўйлама стерженлар тўсин кўндаланг кесимида бир ёки икки қатор қилиб жойлаштирилиши мумкин (12.3- расм).

Стерженларнинг атрофи бетон қоришмаси билан тўлиши ва арматурали стерженнинг бетон билан боғланиши мустаҳкамлигини таъминлаш шартидан стерженлар бир-биридан маълум масофада ҳимоя қобиғи қолдирилиб жойлаштирилиши шарт (12.3 расм).



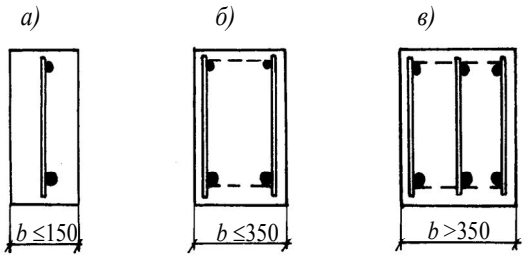
12.3-расм. Тўсин кўндаланг кесимида бўйлама арматураларни жойлаштириш.

Тўсинлар энининг ўлчамига қараб уларда битта, иккита ёки учта ясси синчлар жойлаштирилиши мумкин. Тўсиннинг эни 150 мм гача бўлганда битта, 150...350 мм гача бўлганда иккита ва 350 мм дан катта бўлганда эса, учта ясси синч қўйилади (12.4 расм). Бу ясси синчлар ҳар 1...1,5 метр масофада диаметри 5-6 мм бўлган кўндаланг стерженлар билан бир-бирига пайвандланиб ҳажмий синчларга айлантирилади.

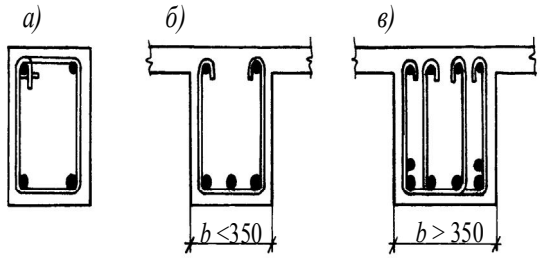
Тўсинлар алоҳида стерженлардан иборат бўлган боғланган синчлар билан ҳам жиҳозланиши мумкин (12.5-расм). Бунда, тўсин кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак шаклида бўлса, бўйлама стерженларни бирлаштирувчи кўндаланг арматура (хомут) ёпиқ шаклда (12.5, *а* - расм), тавр шаклида бўлганда эса, очиқ шаклда тайёрланади (12.5, *б*- расм). Тўсинлар энининг ўлчами 350 мм дан катта бўлганда, кўндаланг стерженлар (хомутлар) 12.5,*в*- расмда кўрсатилгандек қўйилади. Боғланган синчларда кўндаланг стерженларнинг диаметри 6-8 мм қабул қилинади.

Тўсинларни арматуралар билан жиҳозлаганда кўндаланг стерженлар ҳисоб бўйича талаб қилинмаган ҳолларда ҳам албатта қўйилиши шарт.

Тўсинларнинг баландликлари h >300 мм бўлганда кўндаланг стерженлар тўсиннинг узунлиги бўйича, h = 150...300 мм бўлганда фақат таянч зоналарида l/4 масофада қўйилади. Тўсиннинг баландлиги h<150 мм бўлганда эса, кўндаланг стерженлар қўйилмаслиги мумкин.



12.4-расм. Тўсин кўндаланг кесимини пайвандланган синчлар билан жиҳозлаш.



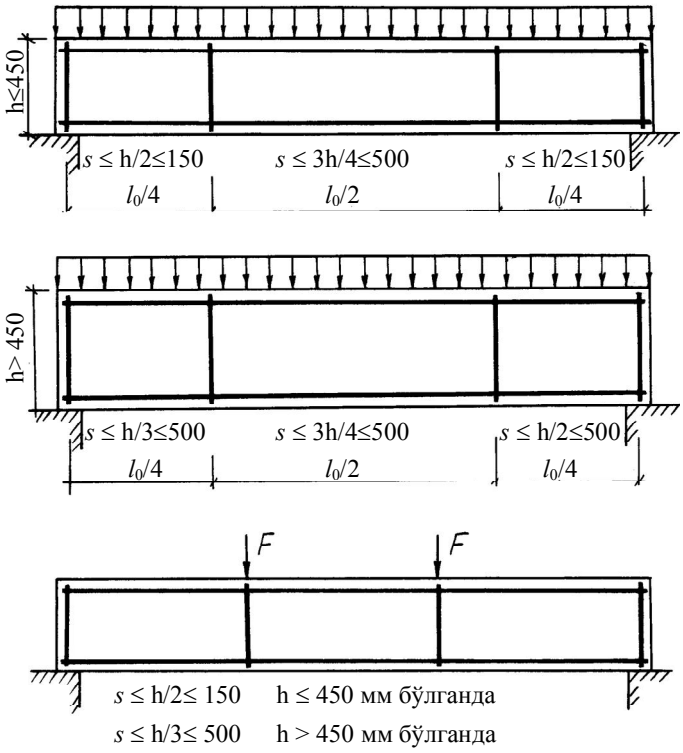
12.5-расм. Тўсин кўндаланг кесимини тўқилган синчлар билан жиҳозлаш.

Одатда кўндаланг стерженлар ҳисоб орқали қўйилади ва қуйидаги амалий талабларга жавоб бериши шарт. Тўсинга таъсир қилаётган юк унинг узунлиги бўйича тенг тарқалган бўлса, кўндаланг стерженлар таянчлардан l/4 масофагача, юк тўпланган бўлганда эса, таянчдан тўпланган юккача бўлган масофада қўйилади. Бунда, тўсиннинг баландлиги h≤450 мм бўлганда кўндаланг стерженлар орасидаги масофа $S = h/2$ ва 150 мм дан катта қабул қилинмайди; h> 450 мм бўлганда эса $S = h/3$ ва 300 мм дан катт қабул қилинмайди. Тўсинларнинг ўрта қисмида кўндаланг стерженлар ва хомутлар (кўчанлар) орасидаги масофа $S=3h/4$ ва 500 мм дан катта қабул қилинмайди (12.6- расм).

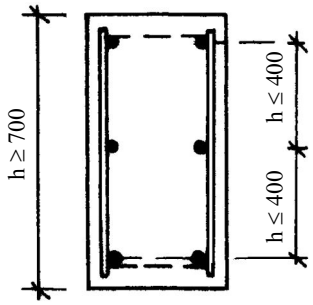
Тўсинлар баландликлари h>700 мм бўлганда баландлиги бўйича унинг ён томонларига ҳар 400 мм дан катта бўлмаган масофада амалий стерженлар қўйилади (12.7- расм). Бу стерженларнинг умумий юзаси тўсин қирраси юзасининг 0,1% дан кам қабул қилинмайди. Бу амалий бўйлама стерженлар кўндаланг стерженлар билан биргаликда бетонннг чўкиши (киришиши) ва температура таъсиридан ҳосил бўладиган зўриқишларни қабул қилади ва қия

ёриқларнинг ён томонлари бўйича ривожланишини чеклайди.

Бўйлама монтаж арматуралар кўндаланг стерженларни бириктириб, конструкцияларни тайёрлаш жараёнида устивор синчларни ҳосил қилиш учун қўйилади. Йиғма темирбетон конструкцияларда эса, бўйлама монтаж арматуралар уларни тайёрлаш, кўчириш ва монтаж қилиш жараёнларида ҳосил бўладиган зўриқишлар ҳамда бетоннинг чўкиши (киришиши) ва температура таъсиридан ҳосил бўладиган зўриқишларни қабул килиш учун хизмат қилади.



12.6-расм. Эгиладиган элементларни кўнгдаланг стерженлар билан жиҳозлашга доир

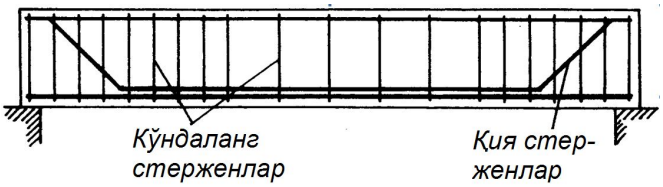


12.7-расм.

Баъзи ҳолларда, тўсинларнинг баландлиги чегараланган бўлганда уларнинг сиқиладиган зоналарига ҳам бўйлама ишчи арматуралар жойлаштирилади. Тажрибалар асосида олинган натижалар шуни кўрсатадики конструкцияларнинг сиқиладиган зоналарига ишчи арматураларни жойлаштириш иқтисодий жиҳатдан самара бермайди. Шунинг учун конструкцияларнинг сиқиладиган зоналарига ишчи арматураларни жойлаштириш фақат конструкциянинг баландлиги чегараланган ҳоллардагина унинг сиқилиш

зонасининг мустаҳкамлигини ошириш мақсадида тавсия қилинади.

Тўсинларда кўндаланг стерженлардан ташқари қия стерженлар ҳам қўйилади (12.8- расм). Бу стерженлар бош чўзувчи кучланишлар йўналиши бўйича қўйилган бўлиб, кўндаланг стерженларга нисбатан анча самаралидир.



12.8-расм. Тўсинларни қия арматуралар билан жиҳозлаш.

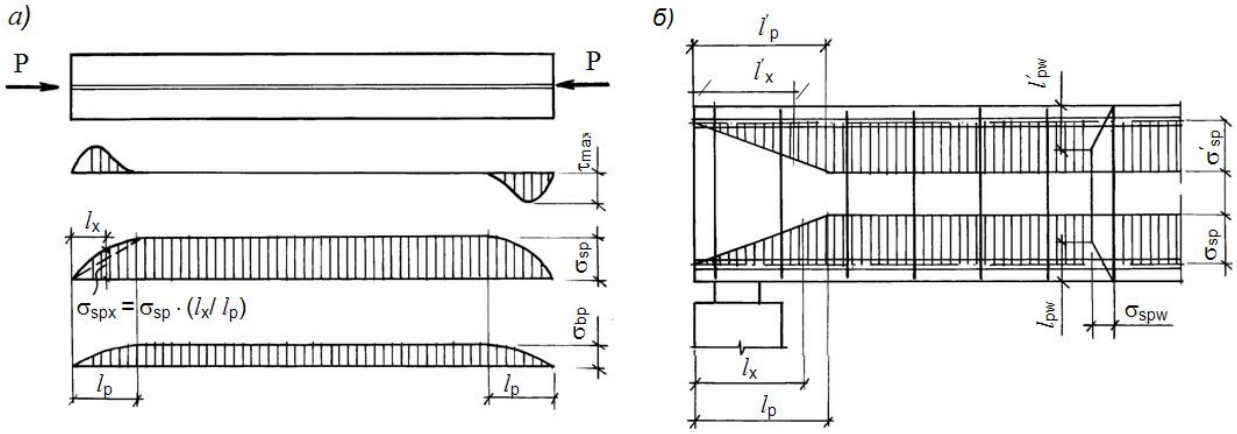
Бироқ кўндаланг стерженларни тайёрлаш қия стерженларни тайёрлашга нисбатан осонроқ бўлганлиги сабабли амалда асосан кўндаланг стерженлар° кўп қўлланилади. Қия стерженлар элементнинг бўйлама ўқи билан α= 45 бурчак ташкил қилади. Агар тўсин жуда баланд бўлса, α= 60° қабул қилинади. Қия стерженлар одатда алоҳида стерженлар билан жиҳозланадиган тўсинларда чўзилган зонасида жойлашган бўйлама арматуранинг бир қисмини (50 % гача бўлган қисмини) сиқилиш зонасига қайириб ўтказиш йўли билан ҳосил қилинади.

12.3. Олдиндан зўриқтириладиган элементларни лойиҳалаш

Арматуралари таянчларга маҳкамлаб таранглаштирилган олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкцияларда бетон маълум бир мустаҳкамликка эришгандан сўнг таранглаштирилган арматуралар таянчлардан бўшатилади. Таянчлардан бўшатилган арматура ўзининг таранглашгунча бўлган ҳолатига қайтишга ҳаракат қилади. Арматура билан бетон бир-бирига яхши боғланганлиги сабабли бетон арматуранинг эркин қайтишига қаршилик кўрсатади. Натижада бетонда қисувчи кучланишлар ҳосил бўлиб, унинг миқдори конструкция узунлиги бўйича бир хил бўлмайди. Конструкциянинг икки четида қисувчи кучланишларнинг миқдори нолга тенг бўлиб, маълум $l_р$ масофадан кейин қисувчи кучланишларнинг миқдори конструкция узунлиги бўйича ўзгармас бўлади (12.9- расм).

Шунинг учун $l_р$ масофа зўриқишларни узатиш зонаси деб айтилади. Зўриқишларни узатиш зонасида бетон билан арматуранинг боғланиши яхши

таъминланмаган ёки бетоннинг мустаҳкамлиги кам бўлиб, сиқувчи зўриқиш катта бўлганда таранглаштирилган арматура бетон танасида сирпаниб кетиши ёки конструкцияда бўйлама ёриқлар пайдо бўлиши мумкин. Бу ҳолатда олдиндан зўриқтиришнинг самарадорлиги йўқолади.Тажрибаларга асосланган ҳолда шуни айтиш мумкинки, арматуралари таянчларга маҳкамлаб таранглаштирилган қовурғали стерженлар ва арқон арматуралар билан жиҳозланган конструкцияларда арматура билан бетоннинг боғланиши яхши таъминланган бўлиб, арматурани бетонга маҳкамлаш учун махсус жиҳоз - анкер талаб қилинмайди (12.9, *а* -расм).



12.9-расм, Элементнинг узунлиги бўйича таранглаштирилган арматура ва бетонда кучланишларнинг тарқалиши (а); бўйлама ва кўндаланг арматураларда олдиндан берилган кучланишларнинг тарқалиши (б)

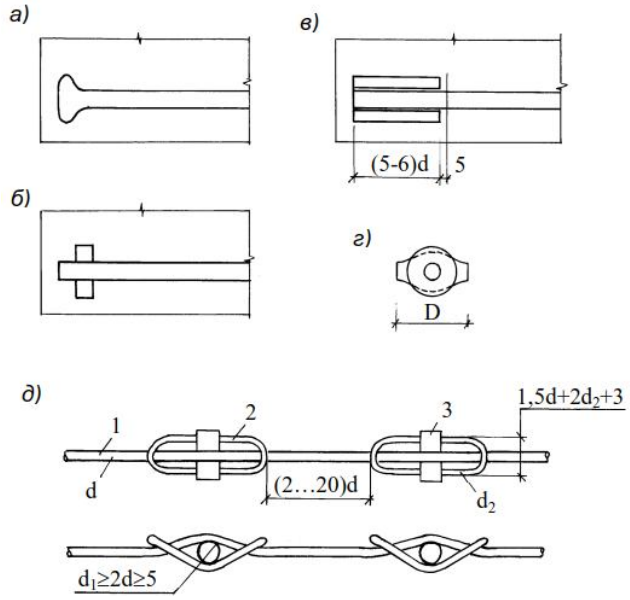
Синфи В-II бўлган сирти текис симлар билан жиҳозланган конструкцияларда эса, арматура бетонга махсус анкерлар билан маҳкамланади (12.10, *а* -расм).

Арматураси бетонга маҳкамланиб таранглаштириладиган конструкцияларда арматурани бетонга маҳкамлаш учун анкерлар доимо қўлланилади.

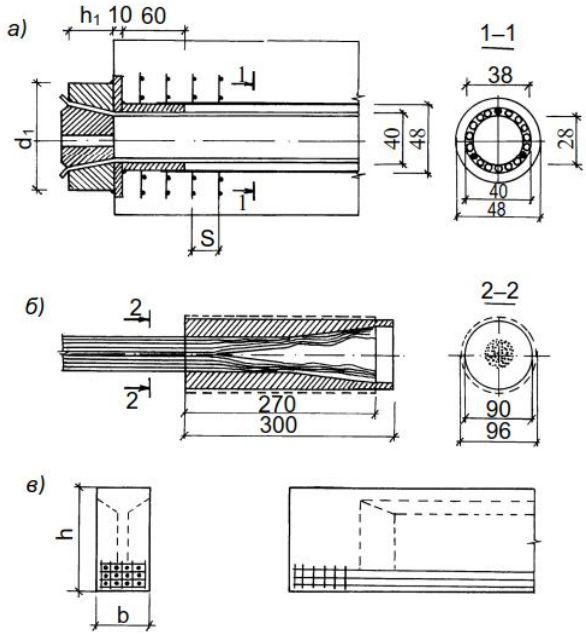
Қўлланиладиган анкерларнинг тузилиши таранглаштириладиган арматуранинг хилига ва таранглаштириладиган ускунага боғлиқ бўлади. Стерженли арматураларда анкер сифатида гайка (12.10, *б*- расм), арматуранинг учига пайвандланган арматура парчалари (12.9, *в* -расм) ва шайбалар (12.9, *г* - расм) қўлланилиш мумкин. Арқон ва тутам шаклидаги арматураларни таранглаш-

тиришда ««стакан»» шаклидаги (12.10, *а* -расм) ва гильзали анкерлар (12.10, *б* -расм) қўлланилади.

Таранглаштирилган арматураларни таянчлардан бўшатиш жараёнида конструкцияларнинг таянч зоналарида бўйлама ёриқларнинг пайдо бўлиши натижасида бетоннинг ёрилиши ва арматура билан бетоннинг боғланиши бузилиши мумкин. Бунинг олдини олиш мақсадида конструкциянинг таянч зоналари кўндаланг кесимининг ўлчамлари катталаштирилади ёки таянч зоналар кўндаланг ва қия арматуралар билан жиҳозланиб, мустаҳкамлиги оширилади (12.11, *в*- расм).



12.10-расм. Таранглаштириладиган стерженли арматуралар учун вақтинчалик технологик анкерлар (*а, б, в, г*) ва юқори мустаҳкамликка эга бўлган сим арматураларни анкерлаш *(д)*: 1-сирти текис бўлган симли арматура; 2-металл ҳалқа; 3-пона.



12.11-расм. Анкер конструкциялари (а,б) ва зўриқтириладиган элементларнинг четларини арматура (тўр) билан жиҳозлаб кучайтириш (в)

Кучланишларни (зўриқишларни) арматуралардан бетонга узатиш зонасининг узунлиги l_p, қуйидаги формуладан аниқланади [8]:

$$l_p = \left(\omega_p \sigma_{sp} / R_{bp} + \Delta\lambda_p\right) \cdot d, \qquad (12.1)$$

бу ерда: σ_{sp} - арматурани таранглаштиришдаги дастлабки кучланиш; R_{bp} – таранглаштирилган арматураларни таянчлардан бўшатиш вақтдаги бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги; d - таранглаштириладиган арматуранинг

диаметри; ω_p ва $\Delta\lambda_p$ коэффициентлар, 12.1- жадвалдан олинади.

12.1 жадвал. $\omega_{р\ ва}\ \Delta\lambda_р$ коэффициентларнинг миқдорлари

Арматуранинг хили	Диаметр, мм	ω_p	$\Delta\lambda_p$
Диаметри ихтиёрий бўлган қовурғали стержен арматуралар учун		0,25	10
Синфи Вр-II арматура учун	5 4 3	1,4 1,4 1,4	40 50 60
Арқон арматуралар учун: синфи К-7 бўлганда	15 12 9 6	1,0 1,10 1,25 1,4	25 25 30 40
синфи К-19 бўлганда	14	1,0	25

Қовурғали стержен шаклидаги арматуралар учун узатиш зонасининг узунлиги $l_p \geq 15d$ дан кам қабул қилинмайди.

Майда тўлдирувчилардан тайёрланган ғовакли енгил ва майдадонали бетоннинг Б гуруҳи учун 12.1- жадвалда келтирилган ω_p ва $\Delta\lambda_p$ коэффициентларнинг қийматлари 1,25 марта, синфлари В7,5...В12,5 бўлган енгил бетонлар учун эса, 1,4 марта кўпайтирилади. Таранглаштирилган стержен шаклидаги арматуралар таянчлардан бирданига бўшатилганда, ω_p ва $\Delta\lambda_p$ коэффициентларнинг қийматлари 1,25 марта кўпайтирилади.

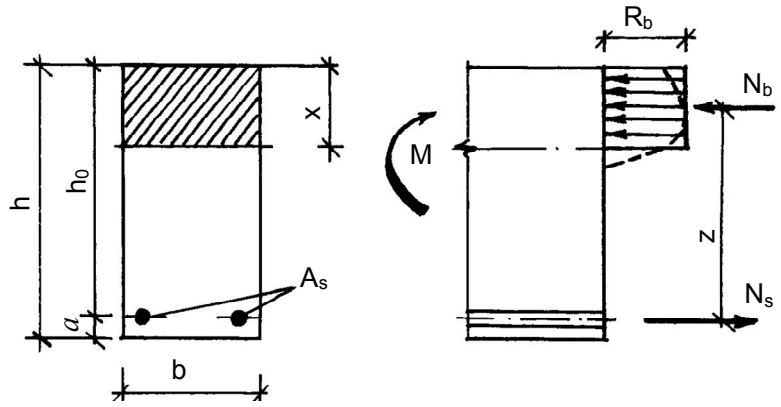
Таянчларга маҳкамлаб таранглаштирилган арматурани бетонга анкерланиш зонасининг бузилиши нафақат арматурани таянчлардан бўшатиш жараёнида, балки конструкцияни эксплуатация қилиш шароитида таъсир қиладиган ташқи юклардан конструкция таянч зоналарида пайдо бўладиган қия ёриқларнинг очилишидан ҳам содир бўлиши мумкин. Чунки кучланишларни узатиш зонасида (l_p масофада) таранглаштирилган арматурадаги кучланишнинг қиймати нолдан σ_{sp} гача чизиқли равишда ўзгаради деб қабул қилинади, яъни $\sigma_{spx} = \sigma_{sp} \cdot l_x / l_p$ (12.9,*а* - расм). Конструкциянинг таянч зоналарида пайдо бўладиган қия ёриқлар арматуранинг бетонга анкерланиш зонаси l_p ни

кесиб ўтадиган бўлса, у вақтда арматуранинг бетонга боғланиш мустаҳкамлиги таъминланмай қолади. Шунинг учун қурилиш меъёрлари ва қоидалари бўйича конструкцияларнинг таянч зоналари мустаҳкамлик ва дарз кетишига чидамлилик бўйича эксплуатация қилиш шароитида ҳам ҳисобланиши талаб қилинади.

13. ЭГИЛАДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ НОРМАЛ КЕСИМ БЎЙИЧА МУСТАҲКАМЛИККА ҲИСОБЛАШ

Эгиладиган элементларнинг мустаҳкамликлари нормал кесим бўйича ҳисобланганда кучланиш ва деформацияланиш ҳолатининг III босқичи асос қилиб олинади.

Мустаҳкамликни бикир-пластик жисмлар назарияси КМК 2.03.01-96 [8] бўйича ҳисоблашда элемент сиқилган зонасидаги бетоннинг деформацияланиши бикир жисмларнинг сиқилишдаги деформацияланиши билан алмаштирилади. Бунда нормал кучланишларнинг эгри чизиқли ҳақиқий эпюраси ординатаси R_b га тенг бўлган тўғри тўртбурчак билан алмаштирилади (13.1- расм). Бундай алмаштириш ҳисоблаш формулаларини жуда ҳам содалаштиради. Мустаҳкамликни бу услуб бўйича ҳисоблаш қурилиш меъёри ва қоидалари [8] учун асос қилиб олинган.



13.1-расм. Бир томонлама арматураланган элемент нормал кесими мустаҳкамлигини ҳисоблашга доир

Бу услуб бўйича элемент сиқилиш зонасининг чегаравий ҳолатини ифодаловчи нисбий баландлиги ξ_R тажриба асосида олинган қуйидаги

эмпирик формуладан аниқланади

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}}\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)}, \qquad (13.1)$$

бу ерда ::ω - сиқилган зонадаги бетоннинг характеристикаси

$$\omega = \alpha - 0{,}008 \cdot R_b; \qquad (13.2)$$

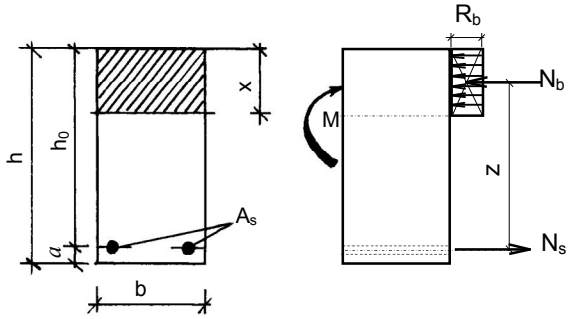
α - бетоннинг хилига боғлиқ бўлган коэффициент; оғир бетонлар учун α = 0,85; майдадонали бетонлар учун α = 0,75-0,8; енгил, ғовакли ва ковакли бетонлар учун эса α - 0,8; σ_{sR} - арматурадаги кучланиш МПа ҳисобида, қуйидагича қабул қилинади: синфи А240(А-I), А300(А-II), А400(А-III), А400в (А-IIIв), Вр-I бўлган арматуралар учун σ_{sR} = R_S; А600(А-IV), А800(А-V), А1000(А-VI) арматуралар учун эса σ_{SR}= R_S + 400; сиқилиш зонасидаги арматурада чегаравий кучланишнинг миқдори, $\gamma_{b2} \geq 1{,}0$ қабул қилинганда $\sigma_{sc,u}$ = 400 МПа, γ_{b2} <1,0 қабул қилинганда эса, $\sigma_{sc,u}$ = 500 МПа. Элементлар олдиндан зўриқтириш ҳолатида хисобланганда $\sigma_{sc,u}$ = 330 МПа қабул қилинади.

13.1.Бир томонлама арматураланган тўғри тўртбурчак кесимли элементларни ҳисоблаш

Мустаҳкамлик бўйича ҳисоблаш формулаларини олиш учун элементнинг ўрта кесимидан бир-бирига параллел бўлган иккита текислик билан кесиб текисликлар ўртасидаги қисм мувозанатини қараймиз. Бунда элемент чап ҳамда ўнг қисмлари таъсирини ички зўриқишлар билан алмаштириб, унинг мувозанат ҳолатини текширамиз (13.1- расм). Ажратиб олинган қисм мувозанат ҳолатида бўлиши учун статиканинг қуйидаги мувозанат тенгламалари $\Sigma X_i = 0$ ва $\Sigma M_i = 0$ бажарилиши шарт, яъни ички ва ташқи зўриқишларнинг элемент бўйлама ўқига проекцияларининг йиғиндиси ҳамда ички ва ташқи зўриқишларнинг бирор-бир нуқтага нисбатан олинган моментлар йиғиндиси нолга тенг бўлиши шарт.

Мувозанат тенгламаларини тузамиз (13.2-расмга қаранг):

$\Sigma X_i = 0$ шартдан- $R_s A_s - R_b bx = 0;$ (13.3)



13. 2 расм Бир томонлама арматураланган элемент нормал кесими мустаҳкамлигини ҳисоблашга доир.

$\Sigma M_i = 0$ шартдан-

$$M \le M_u = R_b\, bx(h_0 - 0{,}5x); \qquad (13.4)$$

$$M \le M_u = R_s\, A_s(h_0 - 0{,}5x), \qquad (13.5)$$

бу ерда: R_b- бетоннинг призматик мустаҳкамлиги; R_s- арматуранинг чўзилишдаги ҳисобий мустаҳкамлиги; b-кесим юзасининг эни; h_0 - кесим юзасининг ишчи баландлиги; A_s - чўзиладиган арматура кесим юзаси; x –сиқилиш зонасининг баландлиги; M - ташқи юклардан эгувчи момент; M_u - кесим юзаси қабул кила оладиган эгувчи момент.

(13.3) мувозанат шартидан аниқланадиган сиқилиш зонасининг баландлиги x ни кесим ишчи баландлиги h_0 га бўлиб, сиқилиш зонасининг нисбий баландлиги ξ топамиз:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \mu_s \frac{R_s}{R_b} \qquad (13.6)$$

бу ерда, $\mu_s = \frac{A_s}{bh_0}$- кесимни арматура билан жиҳозланиш коэффициенти деб аталади.

(13.6) формуладан хисобланадиган сиқилиш зонасининг нисбий баландлиги ξ ни сиқилиш зонасининг чегаравий нисбий баландлиги ξ_R билан таққослаймиз. Бу ерда ::икки ҳолатни оламиз: 1 ҳолатда $\xi \le \xi_R$, 2 ҳолатда эса, $\xi > \xi_R$. Темирбетон конструкциялар элементларини лойиҳалаш бўйича меъёрий ҳужжат $\xi \le \xi_R$ шарт бажарилишини тавсия этади.

Кесимларни $\xi \le \xi_R$ бўлган ҳол бўйича ҳисоблаш. Бу ҳол бўйича ҳисоблашда мустаҳкамлик (13.4) ва (13.5) шартлардан текширилади.

Сиқилиш зонасининг баландлиги (13.3) шартдан аниқланади:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b}. \qquad (13.7)$$

Сиқилиш зонасининг баландлигини нисбий баландлик билан ифодалаб қуйидаги ҳисоблаш формулаларини оламиз:

$$M \le M_u = \alpha_m R_b b h_0^2; \qquad (13.8)$$

$$M \le M_u = R_s A_s \zeta h_0; \qquad (13.9)$$

бу ерда ::$\alpha_m = \xi(1 - 0{,}5\xi)$; $\zeta = 1 - 0{,}5\xi$.

α_m, ζ ва ξ коэффициентлар бир-бири билан боғланган бўлиб, бирининг қиймати маълум бўлганда, қолган иккитасининг қиймати иловадаги И.3-жадвалдан аниқланиши мумкин.

Бир хил мустаҳкамликка эга бўлган элементларни хар хил йўл билан лойиҳалаш мумкин. Бунга элемент кесим юзаси ўлчамларини, арматура миқдорини ва бошқа характеристикаларни ўзгартириш йўли билан эришилади. Тажрибалар шуни кўрсатадики, тўсин сиқилиш зонасининг нисбий баландлиги $\xi = 0{,}25...0{,}4$, плиталарда эса, $\xi = 0{,}1... 0{,}2$ бўлганда лойиҳалаштириладиган тўсин ва плиталар иқтисодий жиҳатдан энг самарали ҳисобланади.

Элементлар $\xi \le \xi_R$ ҳол бўйича ҳисобланганда арматуранинг оптимал миқдори $\xi = \xi_R$ қабул қилиниб (13.6) формуладан топилади

$$\mu_{s,opt} = \xi_R R_b / R_s . \qquad (13.10)$$

Эгиладиган элементлар учун арматура билан жиҳозланиш коэффициентининг энг кичик ва энг катта миқдорлари ҳам чегараланган бўлиб, қурилиш меъёри ва қоидалари бўйича қуйидагиларни ташкил қилади: $\mu_{s,min} = 0{,}05\%$, $\mu_{s,max} = 3\%$.

Кесимларни $\xi > \xi_R$ бўлган ҳол бўйича ҳисоблаш. Бу ҳол бўйича ҳисоблашда мустаҳкамлик (13.7) ва (13.8) шартлардан текширилади. Сиқилиш зонасининг баландлиги эса, синфи В30 ва ундан паст бўлган бетон ва синфлари А240(А-I), А300(А-II), А400(А-III) бўлган арматуралардан тайёрланган элементлар учун қўйидаги тенгламаларнинг биргаликдаги ечимидан аниқланади

$$\sigma_s A_s - R_b\, bx = 0, \tag{13.11}$$

$$\sigma_s = \left(2\frac{1 - x / h_0}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s . \tag{13.12}$$

Темирбетон элементларни ҳисоблашда қуйидаги учта асосий масалани учратиш мумкин:

1) ҳамма шартлар берилган бўлиб, элементни жиҳозлаш учун талаб қилинадиган A_s арматуранинг кўндаланг кесим юзасини топиш талаб қилинади;

2) ҳамма шартлар берилган бўлиб, элемент кўндаланг кесимининг ўлчамлари b ва h ҳамда элементни жиҳозлаш учун талаб килинадиган A_S арматуранинг кўндаланг кесим юзасини топиш талаб қилинади;

3) ҳамма шартлар берилган бўлиб, элемент кесимининг мустаҳкамлигини текшириб қуриш талаб қилинади.

1 масала. Талаб қилинадиган арматуранинг кўндаланг кесим юзасини топиш. Дастлаб $M = M_u$ қабул қилиниб (13.8) формуладан α_m коэффициентининг қиймати аниқланади ва иловада келтирилган И.3 жадвалдан бу коэффициентнинг қийматига мос бўлган ξ ва ς, коэффициентларнинг қийматлари аниқланади. (13.1) формуладан ξ_R коэффициентининг қиймати ҳисобланади ва қуйидаги $\xi \le \xi_R$ шарт текширилади. Агар шарт бажарилса, арматуранинг кўндаланг кесим юзаси (13.9) формуладан аниқланади:

$$A_s = M / (R_s \varsigma\, h_0). \tag{13.13}$$

2 масала. Элемент кесимининг ўлчамлари b ва h ҳамда талаб қилинадиган арматура кўндаланг кесим юзасини аниқлаш. Дастлаб, плита учун ξ =0,1...0,2 ва тўсин учун ξ = 0,25...0,4 қийматлардан бири қабул қилиниб иловда келтирилган И.3 жадвалдан шу қийматга мос бўлган α_m коэффициентининг қиймати аниқланади. Ундан кейин (13.8) формуладан элемент кесимининг ишчи баландлиги аниқланади

$$h_0 = \sqrt{M / (R_b b \alpha_m)} \tag{13.14}$$

ва элемент кесимининг тўлиқ баландлиги ҳисобланади h = h_0 + a. Бунда тўсин кесимининг ўлчамлари орасидаги муносабат b = (0,3. ..0, 5)h бўлиши мақсадга мувофиқдир. Топилган ўлчамлар 12.2 параграфда келтирилгая талаблар, бўйича мувофиқлаштирилади. Арматуранинг кўндаланг кесим юзасини аниқлаш 1 масалада келтирилган тартибда бажарилади.

3 масала. *Элемент* кесимининг мустаҳкамлигини текшириб қуриш. Кесим мустаҳкамлиги (13.4) ёки (13.5) формулалардан текширилади. α_m ва ς коэффициентларнинг қийматлари $\xi = R_s A_s / (R_b b h_0)$ коэффициентнинг миқдорига биноан иловада келтирилган И.3 жадвалдан топилади.

Юқорида ***келтирилган*** ҳисоблаш тартиби $\xi \le \xi_R$ бўлган ҳол учун ўринлидир. $\xi > \xi_R$ бўлган ҳол учун эса, синфи В30 бўлган бетон ва синфлари А240(А-I), А300(А-II), А400 (А-III), Вр-I бўлган арматуралардан тайёрланган элементларни ҳисоблашда $\xi = \xi_R$ қабул қилиш рухсат этилади.

13.2. Икки томонлама арматураланган тўғри тўртбурчак кесимли элементларни ҳисоблаш

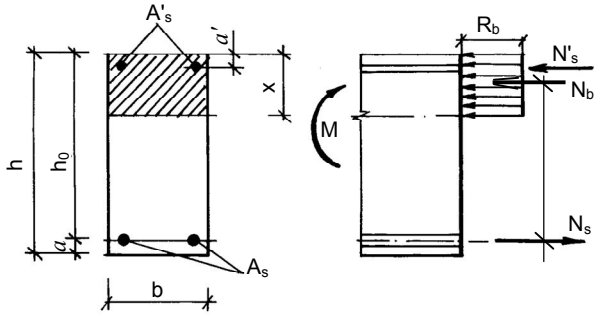
Бир томонлама арматура билан жиҳозланган элементлар сиқилиш зонасининг мустаҳкамлиги етарли бўлмаган ҳолларда сиқиладиган зонага ҳам арматура жойлаштирилади. Икки томонлама арматура билан жиҳозланган элементлар пўлат сарфи жиҳатидан самарасиз бўлиб, бўйлама ва кўндаланг арматуралар сарфини оширади. Сиқилган зонага қуйиладиган бўйлама арматура сиқувчи зўриқишлар таъсиридан қовариб кетмаслиги учун қўшимча кўндаланг стерженлар қўйилиши шарт. Арматурали синчлар пайвандланиб тайёрланганда кўндаланг стерженлар ҳар 20*d* масофада, боғланиб тайёрланадиган синчларда эса, ҳар 15*d* масофада қўйилади. Шунинг учун элемент кесимининг сиқиладиган зонасига арматура фақат муҳим ҳолларда, элемент кўндаланг кесимининг баландлиги чегараланган, бетон синфини ошириш имконияти бўлмаган ҳамда ташқи юкнинг йўналиши ўзгариб турадиган ҳолларда қўйилади.

Элемент кесимининг кучланиш ва деформацияланиш ҳолатлари 13.3-расмда кўрсатилган. Кесимнинг мустаҳкамлиги қуйидаги формула орқали текширилади:

$$M \le M_u = R_b bx + R_{sc} A'_s \left(h_0 - a'\right). \tag{13.15}$$

Сиқилиш зонасининг баландлиги қуйидаги тенгламадан аниқланади

$$R_b bx + R_{sc} A'_s = R_s A_s . \tag{13.16}$$



13.3-расм. Икки томонлама арматура билан жиҳозланган элементларни ҳисоблашга доир.

(13.15) формула ва (13.16) тенгламада кесим сиқилиш зонасининг баландлигини нисбий баландлик ξ билан ифодалаб қуйидаги ифодаларни оламиз:

$$M \le M_u = \alpha_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s \left(h_0 - a'\right); \qquad (13.17)$$

$$\xi \times R_b b h_0 + R_{sc} A'_s = R_s A_s . \qquad (13.18)$$

(13.16) тенгсизликда α_m =ξ(1-0,5ξ).

Икки томонлама арматура билан жиҳозланадиган элементларни лойиҳалашда сиқиладиган A'_s арматура қуйидаги ҳолларда қўйилади:

1) сиқилиш зонасининг мустаҳкамлигини ошириш учун ҳисоб орқали;

2) амалий талаблар бўйича.

Биринчи ҳол бўйича масалани ечишда номаълумларнинг (x, A'_S ва A_S) сони тенгламалар сонидан биттага кўп бўлиб, қўшимча учинчи шарт талаб қилинади. Бу қўшимча шарт тажриба асосида олинади. Тажрибалар асосида олинган натижалар бўйича элемент кесимининг сиқилган зонасидаги бетон канча катта миқдордаги зўриқишларни қабул қилса, кесим иқтисодий жиҳатдан шунча самарали бўлади. Бу ҳол ξ = ξ_R бўлгандагина бажарилади. Бунда, сиқиладиган ва чўзиладиган арматураларнинг кўндаланг кесим юзалари (13.17) ва (13.18) формулалардан ξ = ξ_R қабул қилиб топилади:

(13. 17) формуладан -

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc}\left(h_0 - a'\right)}, \qquad (13.19)$$

бу ерда ::α_R коэффициент қуйидаги формуладан аниқланади α_R=ξ_R(1-0,5ξ_R).

(13.18) формуладан -

$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0}{R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{R_s}, \qquad (13.20)$$

бу ерда ::ξ_R коэффициент қиймати (13.1) формуладан аниқланади.

Иккинчи ҳол бўйича масаланини ечишда сиқиладиган арматуранинг кесим юзаси A'_s амалий талаблар бўйича қабул қилиниб (13. 17) формуладан α_m коэффициентининг қиймати аниқланади:

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s \left(h_0 - a'\right)}{R_b b h_0^2}. \qquad (13.21)$$

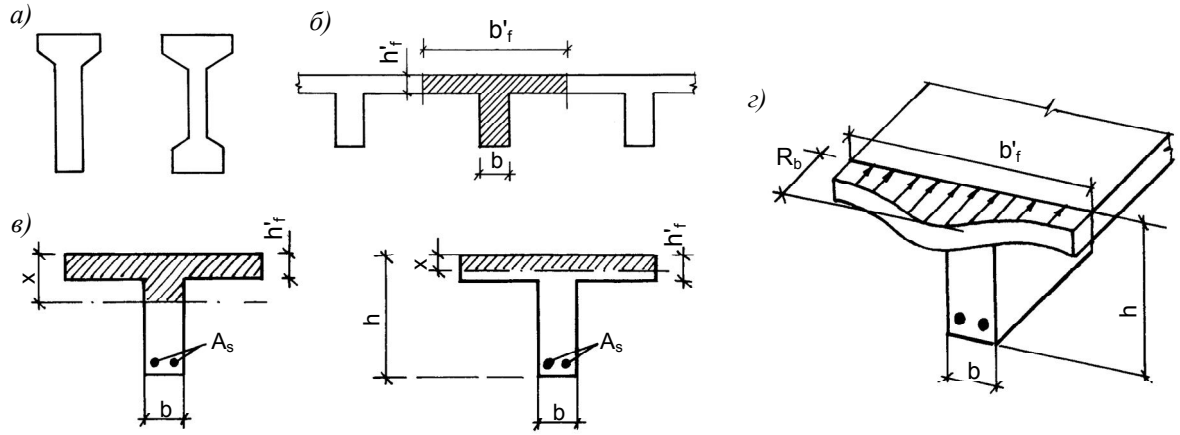
Топилган α_m коэффициент қийматига биноан иловадаги И.3 жадвалдан сиқилиш зонасининг нисбий баландлиги ξ аниқланади ва чўзиладиган арматуранинг кесим юзаси A_S (13.18) формуладан ҳисобланади

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{R_s}. \qquad (13.22)$$

13.3.Тавр кесимли элементларни ҳисоблаш

Кўндаланг кесими тавр ва қўштавр шаклида бўлган элементлар якка ҳолда краности ва том тўсинлари (13.4,*а* - расм) сифатида ёки яхлит ораёпма конструкцияларининг таркибида қўлланиши (13.4, *б*- расм) мумкин.

Тавр ва қўштавр шаклидаги кесимлар қовурға ва рафлардан ташкил топган бўлади. Тавр кесимларнинг рафи одатда сиқиладиган зонасида жойлашган бўлади. Чўзилиш зонасида жойлашган раф тавр ва қўштавр кесимларнинг мустаҳкамлигини оширмайди ва ҳисобларда эътиборга олинмайди. Шунинг учун ҳам қўштавр шаклидаги кесимлар тавр кесимлардек ҳисобланади.



13.4-расм. Кўндаланг кесими тавр шаклида бўлган элементларни мустаҳкамлиги бўйича ҳисоблашга доир

Тавр ва қўштавр кесимлар тўғри тўртбурчак шаклидаги кесимларга нисбатан иқтисодий жиҳатдан анча самарали ҳисобланади. Ҳар хил мусстаҳкамликка эга бўлган элементлар учун кўндаланг кесим тавр шаклида қабул қилинганда, тўғри тўртбурчак кесимга нисбатан бетон сарфи анча камаяди.

Тавр шаклидаги кесимлар фақат чўзиладиган арматуралар билан бир томонлама жиҳозланади.

Тавр кесим рафида қовурға билан туташган кесимдан узоқлашган сари кучланишларнинг миқдори камайиб боради (13.4, *г*- расм). Шунинг учун ҳисобларда рафнинг эни чегараланади $b'_f \le b_2 + l_0$. Бундан ташқари қуйидаги шартлар ҳам бажарилиши лозим:

а) агар кўндаланг қовурғалар мавжуд бўлса ёки $h'_f \ge 0{,}1h$ бўлганда: $b'_f = b + l_f$ қабул қилинади; l_f – бўйлама қовурғаларнинг қирралари орасидаги масофа;

б) кўндаланг қовурғалар бўлмаган ҳолда ёки мавжуд бўлиб, улар орасидаги масофа бўйлама қовурғалар орасидаги масофадан катта бўлганда ва $h'_f < 0{,}1h$ бўлган ҳолда $b'_f = b + 12h'_f$;

в) раф концол шаклида бўлиб $h'_f > 0{,}1h$ бўлса, $b'_f = b + 12h'_f$; $0{,}05h \le h'_f \le 0{,}1h$ бўлганда $b'_f = b + 6h'_f$; $h'_f < 0{,}05h$ бўлганда эса, раф узунлиги эътиборга олинмайди, яъни $b'_f = b$ қабул қилинади.

Тавр шаклидаги кесимга эга бўлган элементларни ҳисоблашда икки ҳол учрайди:

1) тавр кесимни чўзиладиган ҳамда сиқиладиган зоналарга ажратувчи нейтрал ўқ рафда жойлашган ($x \le h'_f$);

2) нейтрал ўқ қовурғани кесиб ўтади.

1 ҳол тавр кесим рафининг эни катта бўлганда учрайди. Бу ҳолда тавр шаклидаги кесимга эга бўлган элементлар мустаҳкамликлари кесими тўғри тўртбурчак шаклида бўлган элементлардек ҳисобланади ва ҳисоблаш формулаларида $b = b'_f$ қабул қилинади.

1 ҳол ($x < h'_f$) бўйича кесим мустаҳкамлигини қуйидаги шартдан текширилади

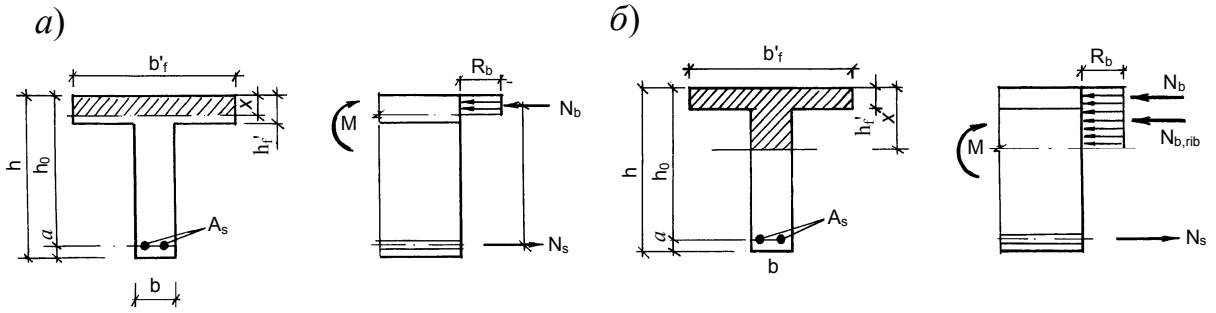
$$M \le M_u = \alpha_m R_b b'_f h_0^2; \qquad (13.23)$$

сиқилиш зонасининг баландлиги эса, қуйидаги тенгламадан топилади

$$R_b b'_f x = R_s A_s. \qquad (13.24)$$

Тавр кесимларни $x > h'_f$ бўлган ҳол бўйича ҳисоблашда (13.5,б- расм)

ҳисоблаш формулалари қуйидаги кўринишни олади:



13.5-расм. Тавр кесимларни ҳисоблашга доир.

кесим мустаҳкамлигини текшириш учун

$$M_i \le M_u = R_b\left(b'_f - b\right)h'_f\left(h_0 - 0{,}5h'_f\right) + R_b bx\left(h_0 - 0{,}5x\right); \qquad (13.25)$$

сиқилиш зонасининг баланлигини аниқлаш учун

$$R_b\left(b'_f - b\right)h'_f + R_b bx - R_s A_s = 0\,. \qquad (13.26)$$

Кесими тавр шаклида бўлган элементларни ҳисоблашда нейтрал ўқнинг ҳолати қуйидаги шартлардан аниқланади:

1) тавр кесимнинг ҳамма характеристикалари ва чўзиладиган арматуранинг кесим юзаси A_s маълум бўлганда

$$R_s A_s \le R_b b'_f h'_f \qquad (13.27)$$

шарт бажарилса нейтрал ўқ рафдан ўтади;

$$R_s A_s > R_b b'_f h'_f \qquad (13.28)$$

бўлганда эса нейтрал ўқ қовурғани кесиб ўтади;

2) ҳисобий эгувчи момент M берилган бўлиб кесим ўлчамлари маълум бўлса ва чўзиладиган арматуранинг кесим юзаси номаълум бўлганда

$$M \le M_u = R_b b'_f h'_f\left(h_0 - 0{,}5h'_f\right) \qquad (13.29)$$

шарт бажарилса нейтрал ўқ рафдан ўтади;

$$M > M_u = R_b b'_f h'_f\left(h_0 - 0{,}5h'_f\right) \qquad (13.30)$$

бўлганда эса, нейтрал ўқ қовурғани кесиб ўтади.

Кесими тавр шаклида бўлган элементларни лойиҳалащда унинг баланд лиги қуйидаги тақрибий формуладан аниқланиши мумкин

$$h = (7...9)\sqrt[3]{M}\ , \qquad (13.31)$$

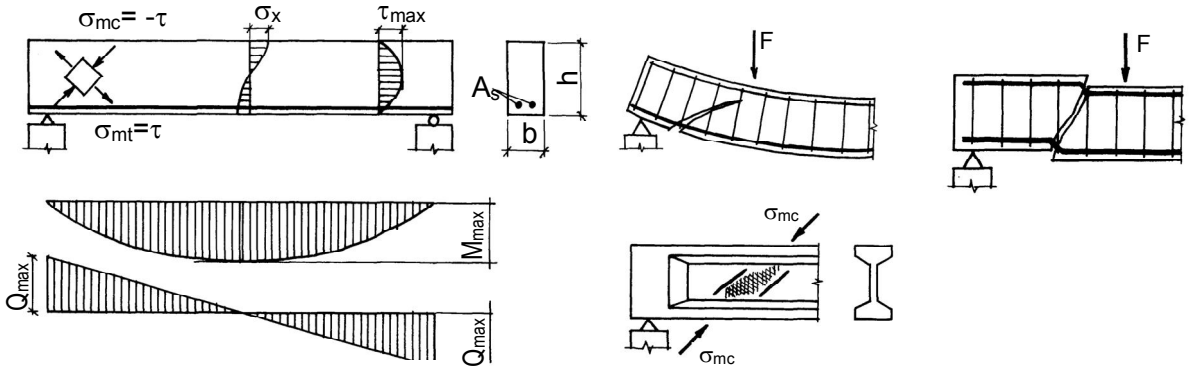
бу ерда: h, см ҳисобида; M кН·м ҳисобида. Қовурғанинг эни b = (0,4…0,5)h қабул қилинади. Рафнинг ўлчамлари b'_f ва h'_f конструкцияни лойиҳалашдан аниқанади.

14. ЭГИЛАДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ҚИЯ КЕСИМ БЎЙИЧА МУСТАҲКАМЛИККА ҲИСОБЛАШ

Кўндаланг ҳолатда эгиладиган элементларнинг таянч зоналарида эгувчи момент M ва кесувчи куч Q нинг биргаликдаги таъсиридан бош чўзувчи σ_{mt} ва бош сиқувчи σ_{mc} кучланишлар ҳосил бўлади (14.1- расм). Бу кучланишлар сизларга маълум бўлган материаллар қаршилиги курсида келтирилган қуйидаги формуладан топилади

$$\sigma_{\substack{mt\\mc}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \mp \sqrt{\frac{\left(\sigma_x - \sigma_y\right)^2}{4} + \tau_{xy}^2}\ , \qquad (14.1)$$

бу ерда ::σ_x элемент кўндаланг кесимига нормал бўлган кучланиш; σ_y – элемент бўйлама ўқига нормал бўлган кучланиш; τ_{xy} - уринма кучланиш.



14.1-расм. Эгиладиган элементларда бош кучланишлар таъсири ва қия кесим бўйича бузилиш схемалари

Элемент бўйлама ўқига перпендикуляр йўналишда ҳосил бўладиган σ_y кучланишнинг миқдори кам бўлганлиги (σ_x кучланишга нисбатан) сабабли кўп ҳолларда эътиборга олинмайди. У вақтда (14.1) формула қуйидаги

кўринишни олади

$$\sigma_{\substack{mt \\ mc}} = \frac{\sigma_x}{2} \mp \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2}\,, \qquad (14.2)$$

бу ерда :: $\sigma_x = \frac{M}{I} y$; $\tau_{xy} = \frac{QS}{bI}$.

Кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак шаклидаги элементларнинг нейтрал ўқида нормал кучланшларнинг қиймати нолга тент бўлганлиги учун бош кучланишларнинг миқдори уринма кучланиш миқдорига тенг бўлади.

$$\sigma_{mt} = -\sigma_{mc} = \tau_{xy} = \frac{QS}{bI}. \qquad (14.3)$$

Бош чўзувчи кучланишнинг миқдори бетоннинг чўзилишдаги қаршилигидан ($\sigma_{mt} > R_{bt}$), сиқувчи кучланишнинг миқдори эса, сиқилишдаги қаршилигидан ошиб кетганда ($\sigma_{mc} > R_b$) элемент қия кесим бўйича бузилади.

Бош кучланишдар таъсиридан элементнинг қия кесим бўйича мустаҳкамлиги қуйидаги

$$Q \le R_b b \frac{I}{S}; \quad Q \le R_{bt} b \frac{I}{S} \qquad (14.4)$$

шартлар бажарилган тақдирдагина таъминланади. Бу шартлар элементнинг қия кесим бўйича мустаҳкамлигининг энг катта ва энг кичик қийматларини аниқлаш учун қўлланилади.

Эгиладиган элементнинг қия кесими бўйича мустаҳкамлигининг таъминланиши учун қуйидаги ҳисоблар бажарилиши шарт:

1) қесими қўштавр шаклида бўлган элементларнинг деворида иккита қия ёриқлар билан чегараланган бетон тасманинг сиқилишга ҳисобланиши;

2) қия кесимни кесувчи кучлар таъсирига ҳисобланиши;

3) қия кесимни эгувчи момент таъсирига ҳисобланиши;

4) кўндаланг арматуралар билан жиҳозланмаган қия кесим ҳисоби.

Элемент таянч зонасида пайдо бўлган қия ёриқлар орасидаги бетон тасмага бош сиқувчи ҳамда кўндаланг арматуралар орқали чўзувчи кучланишлар таъсир қилади (14.1 - расм). Бунда бетон тасма икки йўналиш бўйича

кучланишлар таъсирига сиқилиш-чўзилиш ҳолатида ишлайди. Тажрибалардан олинган натижалардан маълумки бу ҳолатда бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги бир йўналиш бўйича сиқилишдаги мустаҳкамлигига нисбатан бир мунча кам бўлади. Шунинг учун қия ёриқлар орасидаги бетон тасманинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги қуйидаги шарт асосида таъминланади

$$Q \le 0{,}3\varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b b h_0 . \qquad (14.5)$$

Бу формула тажрибалар асосида олинган натижаларга асосланган ҳолда (14.4) шартдан келиб чиқади.

(14.5) формулада кўндаланг арматураларнинг қия кесим мустаҳкамлигига таъсирини эътиборга оладиган φ_{w1} коэффициентнинг қиймати куйидаги формуладан аниқланади:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \le 1{,}3 , \qquad (14.6)$$

бу ерда: $\alpha = E_s / E_b$; $\mu_w = A_{sw} / (b \cdot s)$;

$A_{sw} = A_{sw,i} n$; $A_{sw,i}$ - битта кўндаланг стерженнинг кесим юзаси; n - элемент кўндаланг кесимидаги кўндаланг стерженлар сони; S - элемент узунлиги бўйича кўндаланг стерженлар орасидаги масофа.

Бетон хилининг қия кесим мустаҳкамлигига таъсирини эътиборга оладиган φ_{b1} коэффициент қуйидаги формуладан аниқланади:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b , \qquad (14.7)$$

бу ерда: оғир, майдадонали ва ковакли бетонлар учун β = 0,01; енгил бетонлар учун эса, β = 0,02; R_b - МПа ҳисобида.

Агар (14.5) шарт бажарилмаса қия кесимнинг бош сиқувчи кучланишлар таъсирига мустаҳкамлиги таъминланмайди. Бу ҳолатда элемент кесимининг ўлчамлари b ва h катталаштирилади ёки бетоннинг синфи оширилади.

Элемент мустаҳкамлигини қия кесим бўйича ҳисоблашда кўндаланг стерженларнинг кесим юзаси A_{sw}, қадами S ва сони n номаълум бўлганда (14.5) шартда φ_{w1} = 1 қабул қилинади.

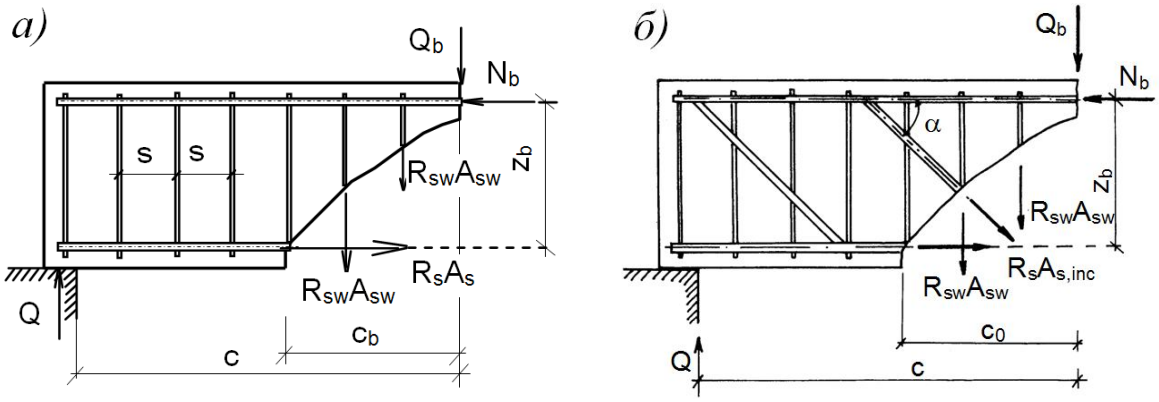
14.1. Қия кесим мустаҳкамлигини кесувчи куч таъсирига ҳисоблаш

Кесувчи кучлар таъсиридан темирбетон элементлар қия кесимининг мустаҳкамлиги таъминланиши учун қуйидаги шарт бажарилиши лозим

$$Q \le \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 . \qquad (14.8)$$

Бетон хилига боғлиқ бўлган φ_{b3} коэффициентнинг қиймати қуйидагича қабул қилинади: оғир ва ковакли бетонлар учун - 0,6; майдадонали бетонлар учун - 0,5; енгил бетонлар учун - 0,4...0,5.

(14.8) шарт бажарилган тақдирда элементнинг қия кесими кесувчи кучлар таъсирига ҳисобланмайди ва кўндаланг арматуралар билан 12.2-параграфда келтирилган амалий талаблар бўйича жиҳозланади. (14.8) шарт бажарилмаса элементнинг қия кесим бўйича мустаҳкамлиги ҳисоб орқали топиладиган кўндаланг ва қия арматуралар билан жиҳозланиб таъминланади. Ҳисоблай формулаларини олиш учун элементнинг қия кесимида қия ёриқлар пайдо бўлгандан кейин таъсир қиладиган зўриқишлар схемасини тузамиз. Бунда элемент ўнг қисмининг таъсирини ички зўриқишлар билан алмаштирамиз (14.2- расм). Қия ёриқ кесиб ўтган бўйлама арматурадаги зўриқиш кучланишларнинг оқиш чегарасига етиши шартидан $N_s = R_s A_s$ га



14.2-расм. Қия кесимдаги ҳисобий зўриқишлар схемаси: *а*- кўндаланг арматура билан жиҳозланган; *б*- кўндаланг ва қия арматуралар билан жиҳозланган.

тенг бўлади. Кўндаланг арматураларнинг қия ёриқ чўққисига яқин жойлашган стерженларида кучланишларнинг миқдори кўндаланг арматуранинг чўзи-

лишдаги чегаравий қаршилигидан кам бўлганлиги сабабли ундаги зўриқиш γ_{s1} = 0,8 коэффициентга кўпайтирилиб камайтирилади. Қия арматуралардаги зўриқиш қиймати $N_{s,ins} = R_{sw} A_{s,ins}$ га тенг қилиб олинади.

Қия кесимнинг кесувчи кучлар таъсирига мустаҳкамлиги қуйидаги мувозанат тенгламасидан текширилади

$$Q \le Q_u = Q_b + Q_{sw} = Q_b + \sum R_{sw} A_{sw}, \qquad (14.9)$$

бу ерда ::Q_{sw}, - қия ёриқ кесиб ўтган кўндаланг стерженлар қабул киладиган кесувчи куч; Q_b - элемент сиқилиш зонасидаги бетон қабул қиладиган кесувчи куч; A_{sw} - кўндаланг арматураларнинг кесим юзаси.

Қия ёриқ чўққисида сиқилган зонадаги бетон қабул қиладиган кесувчи кучнинг қиймати тажрибалар асосида олинган қуйидаги эмпирик формуладан топилади:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c} \qquad (14.10)$$

ва $\varphi_{b3}\left(1+\varphi_f\right) R_{bt} b h_0$ қийматдан кам қабул қилинмайди.

(14.10) формулада: c - энг хавфли қия кесимнинг элемент бўйлама ўқига проекциси узунлиги; бетоннинг хилини эътиборга оладиган φ_{b2} коэффициент қуйидагича қабул қилинади: оғир ва ғовакли бетонлар учун - 2,0; майдадонали бетонлар учун - 1,7; енгил бетонлар учун - 1,5... 1,9.

Кесими тавр ва қўштавр шаклида бўлган элементларнинг қия кесими мустаҳкамлигига сиқилган рафнинг таъсири φ_f коэффициенти орқали эътиборга олиниб, қуйидаги формуладан аиқланади:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{\left(b'_f - b\right) h'_f}{b h_0} \le 0,5. \qquad (14.11)$$

Бунда $b'_f \le b + 3h'_f$ кабул қилиниб, кўндаланг стерженлар тавр кесим рафига анкерланиши лозим.

Ҳамма ҳолларда $1 + \varphi_f \le 1,5$ қабул қилинади.

Кўндаланг арматура қабул қиладиган зўриқишни улар орасидаги масофа S га бўлиб, қия ёриқ проекцияси бўйича тенг тақсимланган бирлик зўриқиш-

ни оламиз

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S}. \qquad (14.12)$$

У вақтда кўндаланг стреженлар қабул қиладиган кесувчи куч

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 , \qquad (14.13)$$

бу ерда: c_0 - қия ёриқнинг элемент бўйлама ўқига проекцияси узунлиги.

Q_b ва Q_{sw} кесувчи кучларнинг қийматларини (14.10) ва (14.13) формулалардан (14.9) мувозанат тенгламасига қўйиб қуйидагини оламиз

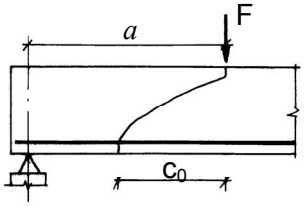
$$Q \le Q_u = q_{sw} c_0 + \frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c}. \qquad (14.14)$$

Тажрибалардан олинган натижалар шуни кўрсатадики элементнинг қия кесим бўйича мустаҳкамлигига таянч билан куч қўйилган нуқта орасидаги a масофа катта таъсир кўрсатади (14.3- расм). a масофанинг катталаши билан кўндаланг арматуралар қабул қиладиган кесувчи куч Q_{sw} нинг миқдори ошиб бориб, сиқилиш зонасидаги бетон қабул қиладаган кесувчи куч Q_b нинг қиймати эса, камайиб боради. Кесувчи Q_{sw} куч миқдорининг ошиши ва кесувчи Q_b куч миқдорининг камайиши $a = C_0$ ва $Q_{sw} = Q_b$ бўлгунча давом этади.

$a > c_0$ бўлган тақдирда кесувчи Q_{sw} кучнинг қиймати ўзгармас бўлиб, $Q_{sw}=g_{sw}c_0$ га тенг бўлади ва сиқилган бетон қабул қиладиган кесувчи кучнинг миқдори камайиб боради.

$Q_{sw} = Q_b$ шартдан фойдаланиб ва $c = c_0$ қабул қилиб хавфли қия кесимнинг элемент бўйлама ўқига проекциясининг узунлигини топамиз:

$$q_{sw} c_0 = -\frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c_0}. \qquad (14.15)$$



14.3-расм.

(4.15) формуладан

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}}. \qquad (14.16)$$

(13.3) формуладан кўндаланг стерженлар қабул қиладиган кучни топамиз

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = \sqrt{\varphi_{b2}(1+\varphi_n) R_{bt} b h_0^2 q_{sw}}\,. \qquad (14.17)$$

(14.10) формуладан

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c_0} = \sqrt{\varphi_{b2}(1+\varphi_n) R_{bt} b h_0^2 q_{sw}}\,. \qquad (14.18)$$

Сиқилган бетон билан кўндаланг арматура биргаликда қабул қиладиган кесувчи куч (14.9) формуладан қуйидагига тенг бўлади

$$Q_{sw,b} = 2\sqrt{\varphi_{b2}\left(1+\varphi_f\right)\ R_{bt} b h_0^2 q_{sw}}\,. \qquad (14.19)$$

Амалда, эгиладиган элементларнинг қия кесим бўйича мустаҳкамлигини ҳисоблаш, уларни жиҳозлаш учун талаб қилинадиган кўндаланг арматураниng қадамини аниқлаш билан характерланади. Бунда дастлаб кўндаланг стерженларнинг бўйлама арматура билан пайвандлаш шартидан диаметри d_{sw} танланади ва элемент кесимида кўндаланг стерженларнинг сони n аниқланади. Ундан сўнг $Q_{sw,b} = Q$ қабул қилиб (14.19) формуладан қия кесимининг элемент бўйлама ўқига проекциясининг узунлиги бўйича тақсимланган бирлик зўриқиш топилади

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2}(1+\varphi_n) R_{bt} b h_0^2}\,. \qquad (14.20)$$

(14.16) формуладан қия ёриқнинг бўйлама ўққа проекцияси узунлиги c_0 аниқланиб, c_0, a ҳамда h_0 миқдорлар ўртасидаги муносабатларга қараб қия кесимнинг бўйлама ўққа проекцияси узунлиги бўйича таъсир қиладиган бирлик зўриқиш q_{sw}, аниқланади.

Ҳисоб бўйича қўйиладиган кўндаланг стерженлар учун қуйидаги шарт

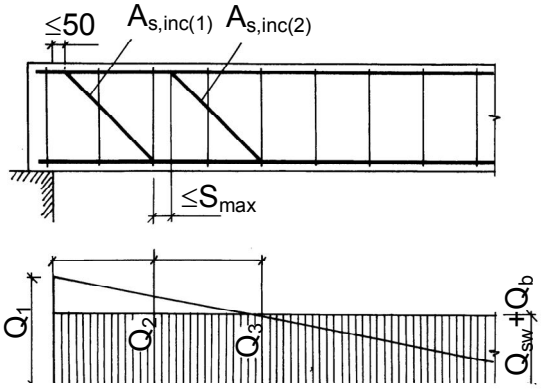
$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b2}\left(1+\varphi_f\right) R_{bt} b}{2}. \qquad (14.21)$$

бажарилиши лозим.

Кўндаланг стерженлар орасидаги масофа (кўндаланг стерженларнинг қадами) S қуйидаги формуладан аниқланади

$$S = \frac{R_{sw} A_{sw,i} n}{q_{sw}}. \qquad (14.22)$$

Кўндаланг стерженлар орасидаги масофа учун қуйидаги $S \le S_{max}$ шарт бажарилиши лозим. Кўндаланг стерженлар орасидаги энг катта масофа S_{max} (14.10) формуладан $Q_b = Q$ ва $c = S_{max}$ қабул қилиниб ҳамда элементларни тайёрлаш жараёнида кўндаланг стерженларнинг лойиҳавий ҳолатидан чекланиши 0,75 коэффициент орқали эътиборга олиниб топилади.



14.4-расм. Қия арматуралар билан жиҳозланган элементларни ҳисоблашга доир

Фақат кўндаланг стерженлар билан жиҳозланган элементларнинг қия кесим бўйича мустаҳкамлиги таъминланмаган ҳолларда қия арматуралар ёрдамида қия кесим мустаҳкамлиги оширилади. Қия арматуралар элемент чўзилган зонасида жойлашган бўйлама арматуранинг бир қисмини таянч зоналарида юқорига қайириб ҳосил қилинади. Одатда қия арматуралар элемент бўйлама ўқи билан 45° бурчак ташқил қилади. Статик ноаниқ конструкцияларда таянч зоналарига қайириб ўтказиладиган қия арматуралар таянчларда ҳосил бўладиган манфий эгувчи моментларни қабул қилиш учун ҳам хизмат қилади. Қия арматуралар одатда боғланадиган арматурали синчлар билан жиҳозланадиган элементларда қўлланилади.

Элементларнинг мустаҳкамликлари қия кесимлар бўйича ҳисобланганда $Q \le Q_{swb}$ шарт бажарилса, қия арматура ҳисоб бўйича талаб қилинмайди. Қия арматуралар $Q > Q_{sw,b}$ бўлгандагина ҳисоб бўйича талаб қилинади. Қия арматуралар жойлаштириладиган текисликларнинг сони кесувчи Q куч ва Q_{swb} зўриқишга боғлиқ бўлиб, қуйидагича аниқланади (14.4- расм): агар $Q_1 > Q_{sw,b}$ бўлиб, $Q_2 < Q_{sw,b}$ булса, қия арматура битта текисликда жойлаштирилади; $Q_1 > Q_{sw,b}$, $Q_2 > Q_{sw,b}$ ва $Q_3 < Q_{sw,b}$ бўлганда эса, арматура иккита текислик бўйича жойлаштирилади ва ҳоказо.

Кесим қия арматура билан жиҳозланганда қия арматуранинг охири билан таянч қирраси орасидаги масофа 50 мм дан катта бўлмаслиги ва бирин-

чи текисликдаги қия арматуранинг охири билан иккинчи текисликдаги қия арматуранинг бошланиши орасидаги масофа S_{max} дан катта бўлмаслиги шарт.

Мос бўлган қия текисликда жойлаштириладиган қия арматуранинг кесим юзаси қуйидаги формуладан аниқланади

$$A_{s,inc(i)} = \frac{Q_i - Q_{sw,b}}{R_{sw} \sin \alpha}, \qquad (14.23)$$

бу ерда ::Q_i мос текисликдаги кесувчи куч.

14.2. Қия кесим мустаҳкамлигини эгувчи момент таъсирига ҳисоблаш

Эгувчи момент таъсиридан қия кесимнинг мустаҳкамлиги таъминланиши учун қуйидаги шарт бажарилиши лозим

$$M \le R_s A_s Z_s + \sum R_{sw} A_{sw} Z_{sw} + \sum R_{sw} A_{s,inc} Z_{s,inc}, \qquad (14.24)$$

бу ерда ::M - элемент узунлиги бўйича қия ёриқ чўққисидан ўтган нормал кесимдаги ташқи юклардан ҳосил бўладиган эгувчи момент. Масалан, икки таянчда эркин ётган тўсин учун (14.5, *а*- расм):

$$M = Qx - \frac{qx^2}{2} - F_i a_i;$$

консол учун:

$$M = q l_1 \left(C + \frac{l_1}{2} \right) + F_i C;$$

$\sum R_{sw} A_{s,inc} Z$ - қия ёриқ кесиб ўтган кўндаланг стерженлардаги зўриқишларнинг элемент сиқилиш зонасидаги N_b зўриқиш қўйилган нуқтадан ўтиб момент текислигига пердендидуляр бўлган ўққа нисбатан олинган моментлар йиғиндиси;

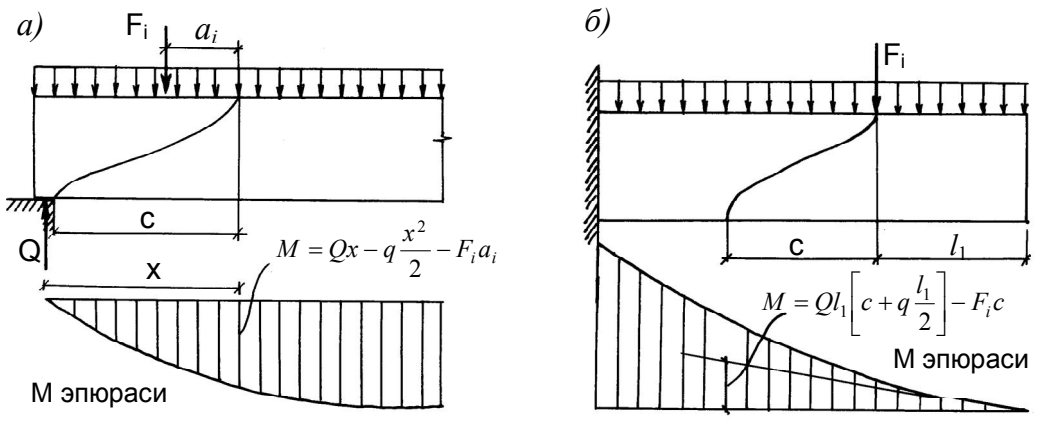
$\sum R_{sw} A_{s,inc} Z_{s,inc}$ - худди шундай қия стерженлардаги зўриқишлардан олинган моментлар йиғиндиси;

Z_S, Z_{SW} ва $Z_{S,INC}$ - бўйлама, кўндаланг ва қия арматуралар жойлашган текисликлардан момент олинган ўққача бўлган масофалар.

Кўндаланг стерженлар орасидаги масофалар бир хил бўлганда

$$\Sigma R_{sw} A_{sw} Z_{sw} = 0{,}5 q_{sw} c^2, \qquad (14.25)$$

бу ерда: q_{sw} (14.20) формуладан ҳисобланади; c - қия кесимнинг элемент бўйлама ўқига проекцияси узунлиги.



14.5-расм. Қия кесим бўйича мустаҳкамлигини эгувчи момент таъсирига ҳисоблашга доир

Қия арматураларнинг ҳар бир текислиги учун $Z_{s,inc}$ миқдор қуйидаги форму ладан аниқланади

$$Z_{s,ins} = Z_s \cos\theta + (c - a_i)\sin\theta\,. \qquad (14.26)$$

Қия ёриқ чўққисидаги сиқилган зонанинг баландлиги қуйидаги тенгламадан аниқланади

$$R_s A_s + R_{sw} A_{s.inc} \cos\Theta = R_b b x \qquad (14.27).$$

Эгувчи момент таъсирига қия кесимнинг мустаҳкамлиги тўсинларнинг четки эркин таянчлари қирраларида ва консолларнинг эркин учида бўйлама арматуралар маҳсус анкерлар билан жиҳозланмаган ҳолларда ҳамда элемент ровоғида бўйлама арматураларнинг бир қисми кесиб ташланган ёки қайириб сиқилиш зонасига ўтказилган жойларда ҳисобланади. Бундан ташқари эгувчи момент таъсирига қия кесимнинг мустаҳкамлиги элемент узунлиги бўйича шакли кескин ўзгарадиган жойларда ҳам текширилади.

Қия ёриқ анкерланиш зонаси узунлигида маҳсус анкерлар билан жиҳозланмаган чўзилган арматурани кесиб ўтганда, арматуранинг ҳисобий қаршилиги $R_s \cdot \gamma_{s5} = l_x/l_{an}$ коэффициентга кўпайтирилиб, камайтирилади, l_{an} – арматура анкерланиш зонасининг узунлиги.

Элементнинг қия кесими эгувчи момент таъсирига қуйидаги ҳолларда ҳисобланмаслиги мумкин:

1) элемент баландлиги унинг узунлиги бўйича ўзгармаса ёки ўзгарган тақдирда ҳам ровон ўзгариб, бўйлама арматуранинг ҳаммаси таянчларгача етказилиб маҳсус анкерлар ёрдамида бетонга маҳкам бириктирилган тақдирда;

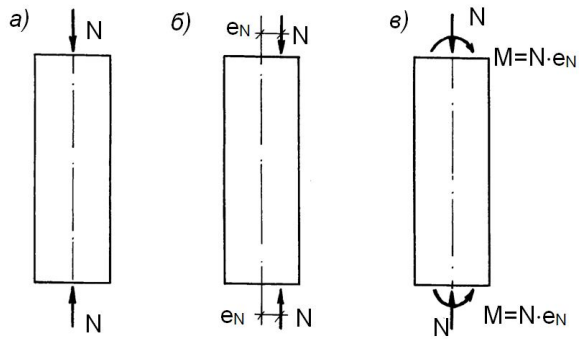
2) бўйлама арматуралар махсус анкерлар билан жиҳозланмаган бўлиб, қия ёриқ ҳосил бўлган кесим арматуранинг анкерланиш зонасини кесиб ўтмаган ҳолда, яъни $l_i > l_{an}$ бўлганда. Қолган ҳамма ҳолларда қия кесим эгувчи момент таъсирига ҳисобланиши шарт.

15. СИҚИЛИШГА ИШЛАЙДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШНИНГ ЎЗИГА ХОС ХУСУСИЯТЛАРИ

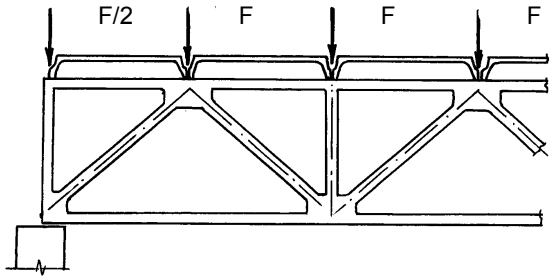
15.1. Сиқиладиган элементлар тўғрисида умумий маълумотлар

Материаллар қаршилиги курсидан маълумки бир хил миқдорга эга бўлган иккита F куч элемент кўндаланг кесимининг оғирлик марказидан ўтган бўйлама ўқ бўйича бир-бирига қараб йўналган ҳолда таъсир қилганда, элемент марказий сиқилиш ҳолатида ишлайди. Агар *F* кучлар элемент кўндаланг кесимининг оғирлик марказига нисбатан маълум елка билан қўйилган бўлса, элементда номарказий сиқилиш рўй беради (15.1,*б*-расм). Номарказий қўйилган бўйлама F кучлар таъсирини эгувчи момент $M = F \cdot e_{of}$ ва элемент кўндаланг кесимининг оғирлик марказига қўйилган бўйлама куч билан алмаштириш мумкин (15.1, *в* -расм). Марказий сиқиладиган элементларда бўйлама кучлар кесим оғирлик марказига қўйилишига қарамасдан баъзи бир тасоддифий сабаблардан (кесим бўйича материал хоссасининг бир хил бўлмаслиги, тайёрлаш жараёнида ҳосил бўладиган дастлабки эгрилик, монтаж қилиш жараёнида йўл қўйилган чекланишлар ва ҳ.о.) уларда ҳам елка ҳосил бўлади. Шунинг учун бундай элементларни ҳисоблашда тасоддифий елка e_a эътиборга олиниши шарт. Тасоддифий елка учун элемент узунлигининг 1/600

қисми, кўндаланг кесим баландлигининг 1/30 қисми ва e_a =10 мм қийматлардан энг каттаси қабул қилинади.



15.1- расм. Марказий (*а*) ва номарказий сиқиладиган (*б,в*) элементлар.



5.2 расм Марказий сиқиладиган элементга мисол.

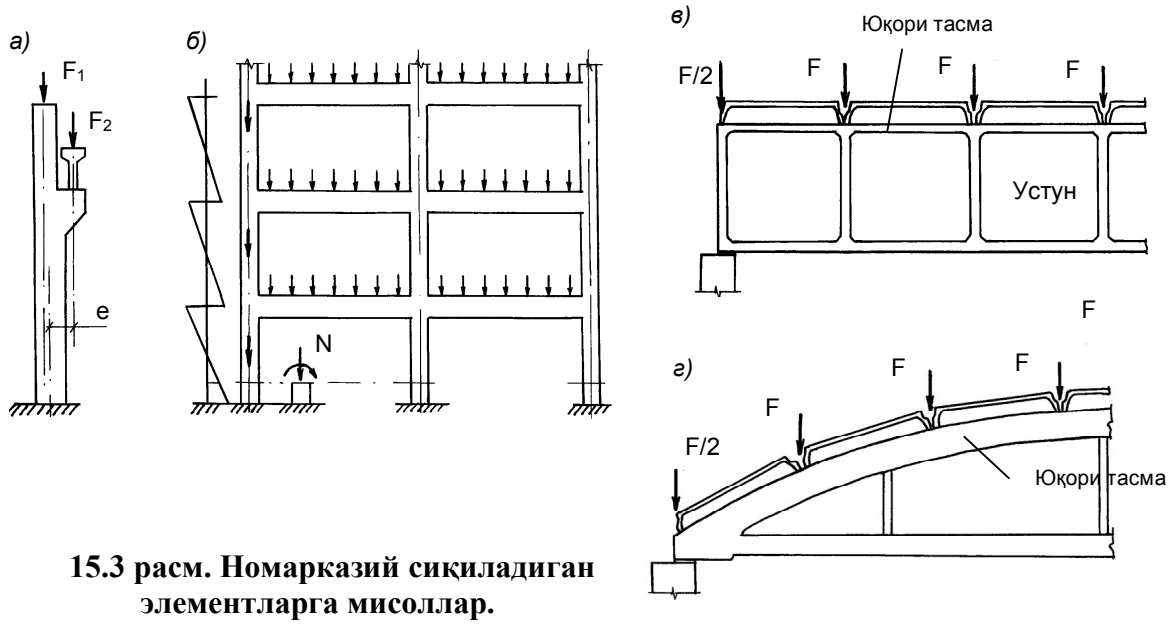
Статик аниқ конструкцияларни ҳисоблашда тасодифий елка статик ҳисоблашдан аниқланган ҳисобий елка e_{of} билан қўшилади, яъни $e_o=e_a+e_{of}$.

Статик ноаниқ конструкцияларни ҳисоблашда эса, зўриқишларнинг қайта тақсимланишини назарда тутиб, ҳисобий елка учун статик ҳисобдан аниқланган $e_{of}=M/F$ елка қабул қилинади. Лекин ҳисобий елканинг қиймати тасоддифий елкадан кам қабул қилинмайди.

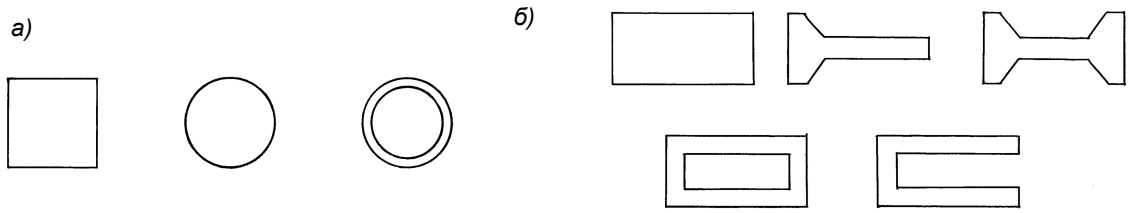
Тасоддифий елка билан сиқиладиган элементларга ташқи юк тугунларига қўйилган ҳовонли фермаларнинг юқори тасмалари, устунлари ва баъзи ҳовонлари (15.2 расм) ва ҳ.о. мисол бўла олади. Ҳисобий елка билан номарказий сиқиладиган элементларга бир қаватли саноат (15.3, *а*- расм) ҳамда кўп қаватли саноат ва граждан биноларининг устунлари (15.3,*б*-расм), ҳовонсиз фермаларнинг юқори тасмалари ва устунлари (15.3, в расм), аркалар (15.3, *г* -расм) ва ҳ.о. мисол бўлади.

Кичик елка билан сиқиладиган элементларнинг кўндаланг кесими квадрат, айлана ва ҳалқа шаклида (15.4, *а*- расм), катта елка билан сиқилганда эса, тўғри тўртбурчак, тавр, қўштавр, кути шаклида қабул қилинади (15.4, *б*-расм). Бунда кўндаланг кесимнинг эгувчи момент текислигидаги ўлчами (баландлиги *h*) иккинчи ўлчамига (энига) нисбатан катта қабул қилинади.

Тайёрлаш жиҳатдан осон бўлганлиги сабабли кўпчилик ҳолларда йиғма элементларнинг кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак ва қўштавр шаклида, яхлит темирбетондан тайёрланадиган элементларнинг кўндаланг кесими эса, тўғри тўртбурчак шаклида тайёрланади. Тўғри тўртбурчак шаклидаги кесим томонларининг нисбати $b:h$ = 1:1,5... 1:3 қабул қилинади.



15.3 расм. Номарказий сиқиладиган элементларга мисоллар.



15.4 расм. Марказий (а) ва номарказий сиқиладиган (б) элементларнинг кўндаланг кесимлари.

Сиқиладиган элементлар кўндаланг кесимларининг ўлчамлари ихтиёрий йўналиш бўйича элемент эгилувчанлиги $\lambda_i \leq 200$ (кесими тўғри тўртбурчак бўлганда $\lambda_i \leq 57$), устунлар учун эса $\lambda_i \leq 120$ ($\lambda_h \leq 35$) бўлиши шартидан қабул қилинади.

Қолип ва арматурали синчларни бир хил меъёр ва талаблар бўйича тайёрлаш мақсадида элемент кўндаланг кесимининг ўлчамлари 500 мм гача бўлганда ҳар 50 мм дан, 500 мм дан катта бўлганда эса, ҳар 100 мм дан ошиб

боради. Яхлит темирбетондан тайёрланадиган сиқиладиган элементларнинг кўндаланг кесими ўлчамлари 250х250 мм дан кам қабул қилинмайди.

Сиқиладиган элементларни тайёрлаш учун синфи В15...В30 бўлган бетонлар ишлатилади.

Сиқиладиган элементларни жиҳозлаш учун ишлатиладиган ишчи арматуранинг кўндаланг кесим юзаси ҳисоб орқали аниқланади. Бўйлама ишчи арматуранинг умумий кесим юзаси элемент кўндаланг кесим юзасининг 3% дан катта қабул қилинмаслиги тавсия этилади.

15.2. Сиқилишга ишлайдиган элементларни лойиҳалаш ва арматуралаш

Сиқиладиган элементларни арматуралар билан жихозлаганда бўйлама арматуралар элемент кесимининг қисқа томонларига яқин жойлаштирилади. Бунда бўйлама сиқувчи F кучдан узоқ, жойлашган томонга қўйилган арматуранинг кесим юзаси A_s билан, яқин томонга жойлашган арматуранинг кесим юзаси эса, A_s' билан белгиланади.

Бўйлама кучнинг кичик елка билан таъсир қилган ҳолларида ҳамда қиймати бир хил бўлиб, ишораси ҳар хил бўлган эгувчи момент таъсиридаги элементларнинг кесими арматуралар билан симметрик равишда жиҳозланади. Бир хил ишорали эгувчи моментлар таъсиридаги ҳамда бўйлама куч катта елка билан таъсир қиладиган элементларнинг кесими эса, арматуралар билан носимметрик равишда жиҳозланади.

Сиқиладиган элементларни жиҳозлаш учун A_s ва A'_s бўйлама арматуралар кўндаланг кесимининг минимал юзалари элемент эгилувчанлигига боғлиқ ҳолатда қуйидагича қабул қилинади:

элементнинг эгилувчанлиги-

$l_0 / i < 17$, бўлганда $A_s = A'_s = \mu_{s,\min} \cdot b \cdot h_0 = 5 \times 10^{-4} \times b \times h_0$;

$17 \le l_0 / i \le 35$ бўлганда $A_s = A'_s = 1 \times 10^{-3} b \times h_0$;

$35 < l_0 / i \le 83$ бўлганда $A_s = A'_s = 2 \times 10^{-3} b \times h_0$;

$83 < l_0 / i$ бўлганда $A_s = A'_s = 2{,}5 \times 10^{-3} b \times h_0$.

Сиқиладиган йиғма элементларни арматуралар билан жиҳозлаганда бўйлама арматурали стерженларнинг диаметри 16. ..40 мм, яхлит конструкциялар учун эса 12.. .40 мм қабул қилинади.

Бўйлама стерженларнинг ўқлари орасидаги масофа момент таъсир қиладиган текисликда 500 мм.дан, момент таъсир қиладиган текисликка перпендикуляр бўлган текисликда эса, 400 мм.дан катта қабул қилинмайди. Агар бўйлама стерженлар орасидаги масофалар мос равишда 500 ва 400 мм.дан катта бўлса, ҳар 500 ва 400 мм.дан диаметри 12 мм бўлган бўйлама амалий стерженлар қўйилади (15.6- расм).

Бўйлама ишчи арматура сифатида синфи А300(А-II), А400 (А-III), А400С (А-IIIС), А600(А-IV), А800(А-V) ва А1000(А-VI) бўлган арматурали стерженлар ишлатилади.

Бўйлама арматура стерженларининг сиқилиши натижасида қоваришидан сақлаш мақсадида қўйиладиган кўндаланг стерженлар орасидаги масофалар амалий талаблар бўйича, ҳисобламасдан, тайинланади. Оғир, майдадонали ва енгил бетонлардан тайёрланадиган конструкциялар учун кўндаланг стерженлар орасидаги масофа қуйидагича қабул қилинади: бўйлама арматуранинг сиқилишдаги ҳисобий қаршилиги $R_{sc} \leq 400$ МПа бўлганда, пайвандланган арматурали синчлар учун $S=20 \cdot d$, боғланган арматурали синчлар учун эса, $S=15 \cdot d$ қабул қилиниб, 500 мм дан катта қабул қилинмайди; $R_{sc} \leq 450$ МПа бўлганда эса, пайвандланган арматурали синчлар учун $S=15 \cdot d$, боғланадиган арматурали синчлар учун эса $S=12 \cdot d$, қабул қилиниб, 400 мм, дан катта қабул қилинмайди. Бу ерда: d - сиқиладиган бўйлама стерженларнинг энг кичик диаметри.

Сейсмик туманларда қўлланиладиган сиқиладиган элементларда арматура билан жиҳозланиш проценти 3% бўлганда кўндаланг стерженлар 8 d дан ва 200 мм дан катта бўлмаслиги шарт. Бу ерда: d – бўйлама стерженларнинг энг кичик диаметри.

Сиқиладиган элементларнинг бикир тугунларга бирикадиган 1,5 h (h-

элемент кесими баландлиги) узунлигидаги қисмида ҳисоб бўйича қўйиладиган кўндаланг стерженлар қадами сейсмик майдон 7, 8 балл бўлганда 150 мм дан, 9 ва < 9 балл бўлганда 100 мм дан, 9* балл бўлганда 70 мм дан катта бўлмаслиги шарт. Кўндаланг арматура диаметри 8 мм дан кичик бўлмаслиги шарт. Кўндаланг стерженлар учун синфи А240(А-I), А300(А-II) ва Вр-I бўлган арматура қўлланилади.

Сиқиладиган элементларнинг кўндаланг кесимини пайвандланган арматурали синчлар билан жиҳозлаш 15.5, *а* -расмда, боғланган арматурали синчлар билан жиҳозлаш эса, 15.6, *б* -расмда кўрсатилган.

16. СИҚИЛИШГА ИШЛАЙДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ МУСТАҲКАМЛИККА ҲИСОБЛАШ

16.1. Тасоддифий елка билан сиқиладиган элементлар

Умумий ҳолда тасоддифий елка билан сиқиладиган элементлар ҳисоби номарказий сиқиладиган элементлардек бажарилади. Бироқ кесими тўғри тўртбурчак шаклидаги элементларнинг ҳисобий узунлиги $l_0 \le 20h$, эксцентриситети $e_0 \le h/30$ бўлиб, А300(А-II) ва А400(А-III) синфли арматуралар билан жиҳозланганда элемент марказий сиқиладиган элементлардек ҳисобланишига рухсат берилади. Бу ҳолатда элементнинг мустаҳкамлиги қуйидаги шартдан текширилади

$$N \le \varphi\left[R_b A_b + R_{sc} A_{tot}\right] \qquad (16.1)$$

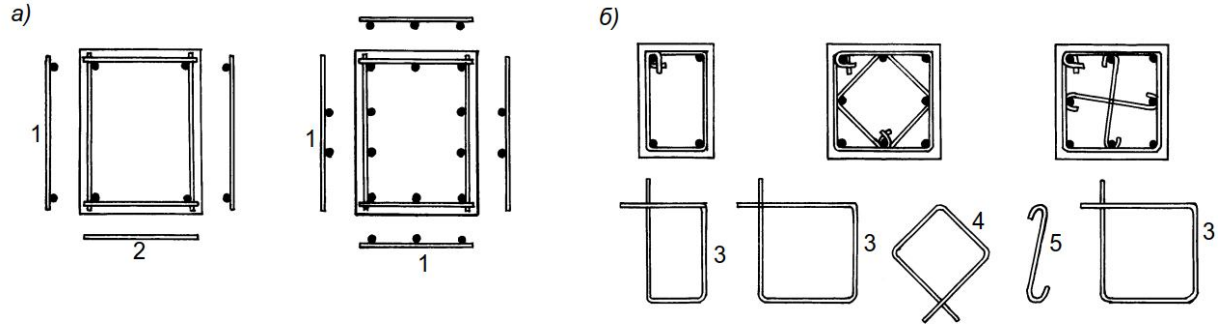
бу ерда: A_b –кўндаланг кесимдаги бетон юзаси; φ - элемент эгилувчанлиги, юкларнинг таъсир қилиш характери ва арматура билан жиҳозлаш характерига боғлиқ бўлган бўйлама эгилиш коэффициенти:

$$\varphi = \varphi_b + \frac{2\left(\varphi_{sb} - \varphi_b\right) R_{sc} A_{s,tot}}{R_b A_b} \le \varphi_{sb}\,, \qquad (16.2)$$

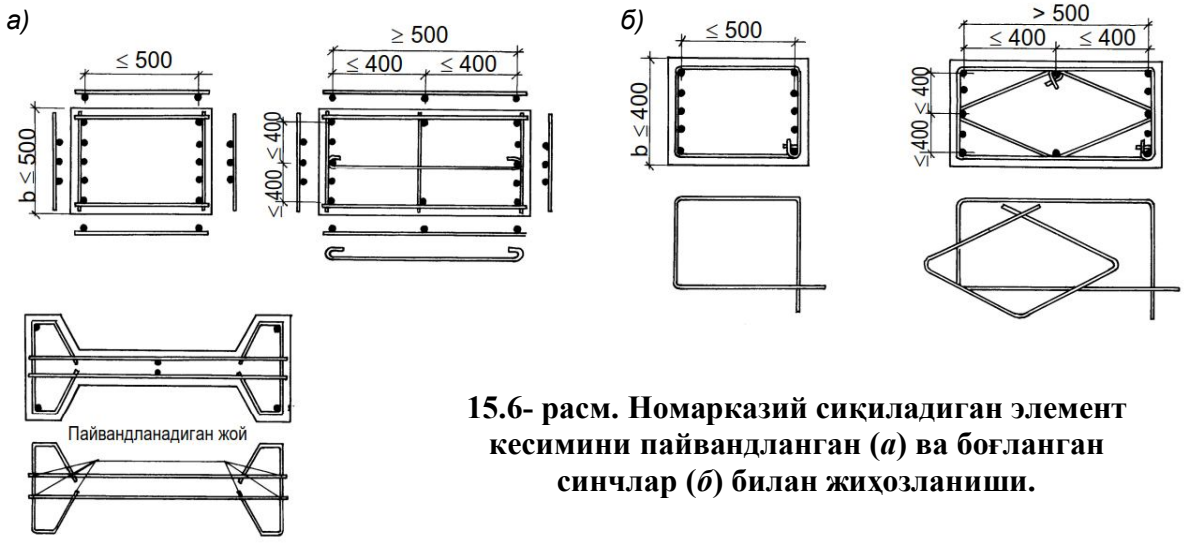
бу ерда: φ_b ва φ_{sb} коэффициентлар иловада келтирилган И.5 жадвалдан аниқланади.

Элемент кўндаланг кесими A_b, арматура кесим юзаси $A_{s,tot}$ ва N юк миқ-

дори маълум бўлганда, юк кўтариш қобилияти (16.1) тенгсизликдан текширилади. Кэффициент φ (16.2) формуладан аниқланади.



15.5- расм. Марказий сиқиладиган элемент кесимини пайвандланган (а) ва боғланган синчлар (б) билан жиҳозланиши.



15.6- расм. Номарказий сиқиладиган элемент кесимини пайвандланган (*а*) ва боғланган синчлар (*б*) билан жиҳозланиши.

Агар элемент кесими ўлчамлари (A_b) ва N юк миқдори маълум бўлиб, арматура кесим юзаси $A_{s,tot}$ ни топиш талаб қилинганда (16.1) формуладан фойдаланилади:

$$A_{s,tot} = \frac{N/\varphi - R_b A_b}{R_{sc}}. \qquad (16.3)$$

Дастлабки ҳисобда φ кэффициент миқдори φ_{sb} га тенг қилиб олинади ва ундан кейин аниқланган арматура кесим юзаси бўйича (16.2) формуладан аниқлаштирилади.

Берилган N юк, ҳисобий узунлик l_0 ва материалларнинг мустаҳкамлик характеристкалари бўйича элемент кесим ўлчамлари ва арматура кесим

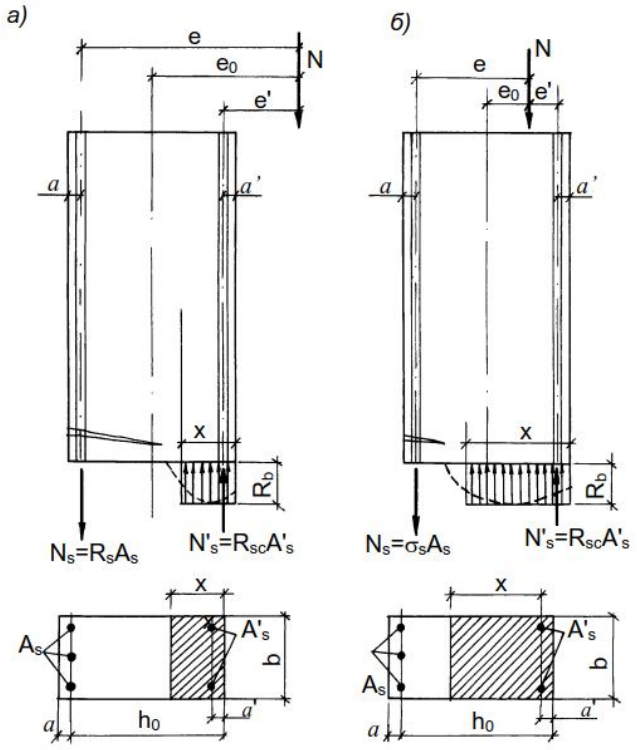
юзаси аниқланиши талаб қилинганда дастлаб φ=1, $\mu_s = A_{s,tot} / A_b = 0,01$ қабул қилинади. У вақтда (16.1) формуладан

$$A_b = \frac{N}{\varphi\left(R_b + \mu_s R_{sc}\right)}. \qquad (16.4)$$

Топилган юза бўйича элемент кесими ўлчамлари унификациялаштирилади.

Арматуранинг кўндаланг кесим юзаси $A_{s,tot}$ юқорида келтирилган тартибда аниқланади. Бунда $\mu_{s,\min} \le \mu_s \le \mu_{s,\max}$ шарт бажарилиши лозим.

16.2. Ҳисобий елка билан номарказий сиқиладиган элементлар



16.1 расм. Номарказий сиқиладиган элементларни ҳисоблашга доир

Кесимни $\xi \le \xi_R$ бўлган ҳол бўйича ҳисоблаш. Бу ҳол бўйича ҳисоблаш формулалари эгиладиган элементларни ҳисоблаш учун қабул қилинган шартлар асосида олинади. Ҳисоб кучланиш-деформацияланиш ҳолатининг III босқичи бўйича бажарилиб, чегаравий ҳолатда $\sigma_s = R_s$, $\sigma_{sc} = R_{sc}$ ва $\sigma_b = R_b$ қабул қилинади. Сиқилган зонада бетондаги нормал кучланишларнинг эпюраси тўғри тўртбурчак шаклида қабул қилиниб, чўзилган зонадаги бетоннинг ишлаши эътиборга олинмайди (16.1,*а*- расм).

Арматура билан носимметрик равишда жиҳозланган кесимнинг мустаҳкамлиги қуйидаги шартдан текширилади

$$N \cdot e \le M_u = R_b b x\left(h_0 - 0,5x\right) + R_{sc} A'_s \left(h_o - a'\right). \qquad (16.5)$$

Сиқилиш зонасининг баландлиги x қуйидаги тенгламадан аниқланади

$$R_b \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot \mathrm{A'}_s = R_s \cdot \mathrm{A}_s + N. \qquad (16.6)$$

Олинган ифодалар бўйича элемент кесимининг мустаҳкамлиги текшириб кўрилиши ёки талаб қилинганда арматуранинг кесим юзалари топилиши мумкин. Кесим мустаҳкамлиги текширилганда (16.6) тенгламадан сиқилиш зонасининг баландлиги x аниқланади

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A_s^{'}}{R_b b}. \qquad (16.7)$$

Агар $x \leq \xi_R h_o$ шарт бажарилса, аниқланган x нинг қиймати (16.5) ифодага қўйилиб, кесим мустаҳкамлиги текширилади. Талаб қилинадиган арматураларнинг юзаларини топишда $x=\xi_R h_o$ қабул қилиниб, (16.5) ифодадан сиқиладиган арматуранинг юзаси топилади -

$$A_s^{'} = \frac{N \cdot e - \xi_R \left(1 - 0{,}5 \cdot \xi_R\right) \cdot R_b \cdot b \cdot h^2{}_0}{R_{sc}\left(h_o - a^{'}\right)}. \qquad (16.8)$$

Чўзиладиган арматуранинг юзаси эса, (16.6) тенгламадан $x=\xi_R \cdot h_o$ қабул қилиб топилади:

$$A_s = \frac{\xi_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 + R_{sc} \cdot \mathrm{A'}_s - N}{R_s}. \qquad (16.9)$$

Бу формулалар $A'_s>0$ ва $A'_s>\mu_{smin} b h_0$ бўлган ҳоллардагина ўринли ҳисобланади. Агар $A'_s<0$ бўлса, у вақтда сиқиладиган арматура ҳисоб бўйича талаб қилинмайди. Лекин ҚМҚ [8] талаби бўйича амалий жиҳатдан миқдори $A'_s = \mu_{s,min} b h_0$ га тенг бўлган сиқиладиган арматура қўйилиши шарт. Бу вақтда (16.5) ифодадан α_m коэффициент ҳисобланади

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e - R_{sc} \cdot A'_s \left(h_o - a'\right)}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}. \qquad (16.10)$$

ва α_m коэффициентга мос бўлган ξ коэффициентнинг қиймати аниқланади. Ундан кейин (16.6) тенгламадан чўзиладиган арматуранинг кесим юзаси топилади

$$A_s = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_o + R_{sc} \cdot A'_s - N}{R_s}. \qquad (16.11)$$

Номарказий сиқиладиган элементнинг кўндаланг кесими арматуралар билан симметрик равишда жиҳозланганда, яъни $A_s = A'_s$ бўлганда, синфлари А300(А-II) ва А400(А-III) бўлган арматуралар учун $R_s = R_{sc}$ эканлигини эътиборга олиб, сиқилиш зонасининг баландлиги қуйидаги формуладан аниқланади

$$x = \frac{N}{R_b b}. \tag{16.12}$$

Сиқиладиган ҳамда чўзиладиган арматураларнинг кесим юзалари эса, қуйидаги формуладан топилади

$$A_s = A'_s = \frac{N\left(e - h_o + 0,5\dfrac{N}{R_b \cdot b}\right)}{R_{sc}\left(h_o - a'\right)}. \tag{16.13}$$

Кесимни $\xi > \xi_R$ бўлган ҳол буйича ҳисоблаш. Бу ҳол бўйича элемент кесимида ҳосил бўладиган кучланиш ва зўриқишлар схемаси 16.1, *б*- расмда кўрсатилган. Кесим мустаҳкамлигини бу ҳол бўйича ҳисоблашда ҳам, $\xi \le \xi_R$ бўлган ҳол учун фойдаланилган шартлар асос қилиб олинади, лекин бўйлама кучдан узоқ жойлашган A_s арматурадаги кучланиш чегаравий ҳолатда ҳисобий қаршилик R_s га етмаганлиги сабабли, ҳисоблаш формулаларида арматурадаги кучланиш (13.12) формуладан аниқланади. Бу ҳолатда ҳам кесим мустаҳкамлиги (16.5) шартдан текширилиб, сиқилиш зонасининг баландлиги x эса, қуйидаги формуладан аниқланади

$$x = h_0 \frac{(1-\xi_R)\left(N - R_{sc}A'_s\right) + (1+\xi_R)R_s A_s}{(1-\xi_R)R_b b h_0 + 2R_s A_s}. \tag{16.14}$$

Номарказий сиқиладиган элементларда бўйлама кучнинг ҳисобий елкаси $e_{of} = 0$ бўлганда (элемент шартли равишда марказий сиқилганда), сиқилиш зонасининг баландлиги h га тенг бўлиб, сиқилиш зонасининг нисбий баландлиги $\xi = h/h_0 = (1+a/h_0) \approx 1,1$. Бу ҳолатда A_s арматура сиқилган бўлиб, ундаги кучланиш - R_s га тенг бўлади. Сиқиладиган ва чўзиладиган арматураларнинг кесим юзалари қуйидаги формулалардан топилади;

$$A'_s = \frac{N \cdot e - 0{,}5 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^1}{R_{sc}\left(h_o - a'\right)}; \qquad (16.15)$$

$$A_s = \frac{N - R_b \cdot b \cdot h - R_{sc} \cdot A'_s}{R_s}. \qquad (16.16)$$

Агар A_s арматурадаги кучланишнинг миқдори нолга тенг бўлса, (13.12) формуладан сиқилиш зонасининг нисбий баландлиги $\xi = 0{,}5\ (1+\xi_R)$ га тенг бўлади, сиқиладиган арматуранинг кесим юзаси эса, қуйидаги формуладан топилади

$$A'_s = \frac{N - 0{,}5\left(1 + \xi_R\right) \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_{sc}}. \qquad (16.17)$$

Бу холатда A_s арматуранинг кесим юзаси амалий талаблар бўйича $A_s = \mu_{smin} \cdot bh_o$ миқдорда қабул қилинади.

Умуман, $\xi > \xi_R$ бўлган ҳолда A_s ва A'_s арматураларнинг кесим юзалари бир неча марта такрорий танлаш йўли билан топилади.

16.3. Сиқиладиган элементларнинг бўйлама эгилишини ҳисобга олиш

16.2 параграфда номарказий сиқиладиган элементларни ҳисоблаш учун келтирилган формулалар эгилувчанлиги $l_0/i \le 14$ (кесими тўғри тўртбурчак шаклида бўлган элементлар учун эса, $l_0/h \le 4$) бўлган элементлар учун ўринли бўлиб, эгилувчанлиги $l_0/i > 14$ ($l_0/h > 4$) бўлган элементлар учун бўйлама куч таъсиридан эгилиши натижасида деформацияланиш ҳолатини эътиборга олмайди.

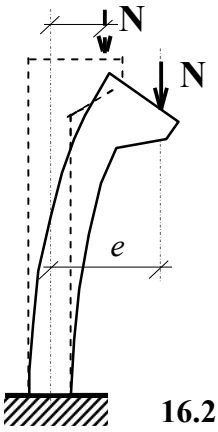
Материаллар қаршилиги курсидан маълумки номарказий сиқиладиган элементларнинг бўйлама эгилиши натижасида (16.2 расм) бўйлама кучнинг дастлабки елкаси катталашиб, дастлабки эгувчи моментнинг қиймати ҳам ошади, яъни $M = N\ (e + f)$. Натижада элементнинг юк кўтариш қобилияти камайиб, бузилиши эса, унинг устиворлигини йўқотиши натижасида содир бўлади. Бундай элементларнинг мустаҳкамлиги унинг деформацияланган ҳолати бўйича ҳисобланади. Бироқ, сиқиладиган темирбетон элементларни деформацияланган ҳолати бўйича бетоннинг пластик деформацияланиши ва

элемент чўзилган зонасида ёриқларнинг пайдо бўлишини эътиборга олиб ҳисоблаш жуда мураккаб. Шунинг учун амалий ҳисобларда элементнинг деформацияланиши эътиборга олинмасдан унинг эгилиши натижасида бўйлама кучнинг дастлабки елкаси e_o коэффициентга η кўпайтирилиб катталаштирилади, яъни

$$e = \left(e_{0N} + e_a\right)\eta + h/2 - a, \qquad (16.18)$$

бу ерда ::η - эгилишнинг бўйлама куч елкасига таъсирини эътиборга оладиган коэффициент, қуйидаги формуладан топилади

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}; \qquad (16.19)$$



16.2 расм

N_{cr} - Эйлер бўйича шартли критик куч.

Қурилиш меъёри ва қоидалари бўйича шартли критик кучнинг қиймати қуйидаги формуладан аниқланади [8]:

$$N_{cr} = \frac{6,4}{l_0^{\,2}}\left[\frac{J}{\varphi_l}\left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1\right) + \alpha J_s\right], \qquad (16.20)$$

бу ерда ::J - бетон кесими юзасининг элемент кесими оғирлик марказига нисбатан инерция моменти; J_s - арматура кесим юзасининг элемент кесими оғирлик марказига нисбатан инерция моменти; φ_l - чегаравий ҳолатда давомли юкларнинг элемент салқилигига таъсирини эътиборга оладиган коэффициент, қуйидаги формуладан аниқланади

$$\varphi_l = 1 + \beta\frac{M_l}{M} \qquad (16.21)$$

ва 1 + β дан катта қабул қилинмайди; β - бетоннинг хилига боғлиқ бўлган коэффициент 16.1 жадвалдан олинади; М - элементнинг чўзилган ёки кам сиқилган қиррасига яқин жойлашган арматуранинг кўндаланг кесими оғирлик марказидан ўтган ўққа нисбатан доимий, давомли ва муваққат юклардан олинган момент; M_l - худди шундай, доимий ва давомли юклардан олинган

момент; l_0 - элементнинг ҳисобий узунлиги; φ_p - олдиндан таранглаштириладиган бўйлама арматуранинг бикирликка таъсирини эътиборга оладиган коэффициент, арматураси таранглаштирилмаган элементлар учун φ_p=1.

Критик кучнинг қийматини ҳисоблашда δ_e коэффициентнинг қиймати e_0/h қабул қилинади ва

$$\delta_{e\min} = 0,5 - 0,01\frac{l_0}{n} - 0,01 \cdot R_b \qquad (16.22)$$

қийматдан кам қабул қилинмайди; R_b - МПа ҳисобида қабул қилинади.

16.1 жадвал

Бетоннинг хили	β коэффициенти
1. Оғир бетон	1,0
2. Майда донали бетон:	
А гуруҳи учун	1,3
Б гуруҳи учун	1,5
В гуруҳи учун	1,0
3. Катта ва майда сунъий тўлдирувчилардан тайёрланган енгил бетон:	
зич бўлганда	1,0
ковакли булганда	1,5
Табиий тўлдирувчилардан тайёрланган енгил бетонлар учун	2,5
4. Ковакли бетон	2,0
5. Ғовакли бетон	
автоклавда тайёрланган бўлса	1,3
автоклавсиз тайёрланган бўлса	1,5

Номарказий сиқиладиган элементни ҳисоблашда критик кучнинг қиймати элементнинг ҳисобий узунлиги l_0 га боғлиқ, бўлиб, қуйидагича қабул қилинади: элемент таянчларга икки томони билан бикир қилиб маҳкамланган бўлса l_0 =0,5 Н; бир томони билан қистириб, иккинчи томони билан эса, шарнир билан бириктирилган бўлса l_0 = 0,7 Н; икки томони билан ҳам шарнирли бириктирилган бўлса $l_0 = H$ қабул қилинади; Н-элементнинг геометрик узунлиги.

Ровоқларининг сони иккитадан кам бўлмаган кўп ровоқли биноларнинг устунлари учун ригеллар устунларга бикир қилиб маҳкамланган бўлиб,

шиптом конструкцияси йиғма бўлганда ҳисобий узунлик $l_0 = H$, яхлит бўлганда эса, $l_0 = 0{,}7H$ қабул қилинади, H - қават баландлиги (тугунлар марказлари ора сидаги масофа).

Ферма ва арка элементларининг ҳисобий узунликлари иловада келтирилган И.6 жадвалдан қабул қилинади.

Бир қаватли саноат биноларининг устунлари ўз текислигида бикир бўлган том конструкциялари билан шарнир орқали бириктилганда, устунларнинг ҳисобий узунликлари [8] адабиётнинг 31-жадвалидан қабул қилинади.

16.4. Сиқиладиган элементлар арматуралари кесимининг юзаларини аниқлаш

$\xi \le \xi_R$ бўлган ҳол.

1. Сиқилиш зонасида жойлаштириладиган A'_s арматура конструктив талаб бўйича қабул қилинганда чўзиладиган A_s арматура кесим юзаси (16.11) формуладан аниқланади. Сиқилиш зонасининг нисбий баландлиги ξ эса, (16.10) формуладан ҳисобланадиган α_m коэффициент миқдори бўйича иловада келтирилган И.3 жадвалдан аниқланади.

2. Сиқилиш зонасида жойлаштириладиган A'_s арматура номаълум бўлганда, A'_s арматура (16.8) формуладан аниқланади, чўзиладиган арматура кесим юзаси A_s эса, (16.9) формуладан ҳисобланади.

3. Номарказий сиқиладиган элемент арматуралар билан симметрик равишда ($A_s = A'_s$) арматураланганда арматуранинг кесим юзаси (16.13) формудан ҳисобланади.

$\xi > \xi_R$ бўлган ҳол.

1. Сиқилиш зонасида жойлаштириладиган A'_s арматура кесим юзаси (16.15) формуладан ҳисобланади.

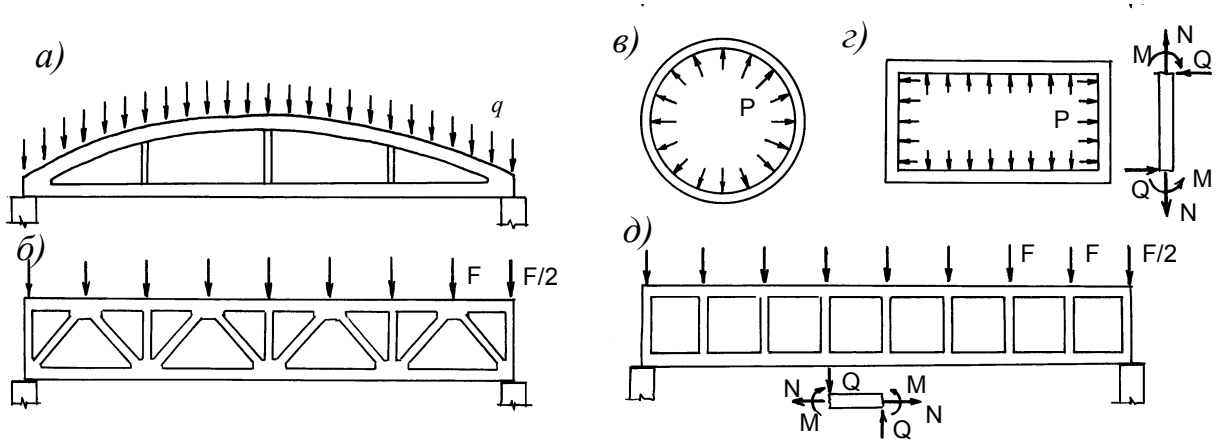
Чўзиладиган арматура кесим юзаси A_s эса, (16.16) формуладан аниқланади.

17. ЧЎЗИЛАДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШ ВА ҲИСОБЛАШ

17.1. Чўзиладиган темирбетон элементлар тўғрисида умумий маълумотлар

Чўзиладиган элементларга сув ҳавзалари (резервуарлар), сочма материаллар сақланадиган бункер ва силосларнинг деворлари, фермаларнинг пастки тасмалари (17.1 расм) ва бошқа элементлар мисол бўлади.

Бўйлама чўзувчи F кучнинг ҳолатига қараб элемент марказий ёки номарказий чўзилган бўлиши мумкин. Бўйлама куч элементнинг бўйлама ўқи бўйича таъсир қилганда марказий чўзилиш содир бўлади. Марказий чўзиладиган элементларга аркаларнинг тортмалари (17.1,*а*-расм), ҳовонли фермаларнинг пастки тасмалари (17.1,*б*-расм), планда айлана шаклида бўлган сув ҳавзаларининг деворлари (17.1, *в*-расм) ва бошқалар мисол бўлади. Бўйлама куч элементнинг бўйлама ўқига нисбатан маълум елка билан қўйилган бўлса, элемент номарказий чўзилади. Бунга планда тўғри тўртбурчак шаклдаги сув ҳавзаларининг деворлари (17.1, *г*-расм), ҳавонсиз фермаларнинг пастки тасмалари (17.1, д-расм) ва бошқа элементлар мисол бўлади.



17.1 расм. Чўзиладиган элементларга мисоллар.

Номарказий чўзиладиган элементларда бўйлама *F* кучнинг жойлашишига қараб, икки ҳолат учрайди. I ҳолатда бўйлама *F* куч S_s ва S'_s арматуралар оралиғида жойлашадиган бўлса, II ҳолатда эса, бўйлама *F* куч S_s ва S'_s арматуралар оралиғидан ташқарида жойлашган бўлади.

Чўзиладиган элементларнинг ташқи юклар таъсиридан дарз кетишига кўрсатадиган қаршилигини ошириш учун арматуралари олдиндан таранглаштирилади.

Марказий чўзиладиган элементлар арматуралар билан симметрик равишда жиҳозланиб, бўйлама-арматура элемент кўндаланг кесими бўйича бир хил тақсимланади. I ҳолат бўйича ишлайдиган номарказий чўзиладиган элементлар ҳам арматуралар билан марказий чўзиладиган элементлардек жиҳозланади. II ҳолат бўйича ишлайдиган номарказий чўзиладиган элементлар эса, арматуралар билан эгиладиган элементлардек жиҳозланади.

Номарказий чўзиладиган элементларда, ҳар иккала ҳолатда ҳам, ишчи арматуранинг кўндаланг кесим юзаси бетон кўндаланг кесим юзасининг 0,05% дан кам бўлмаслиги шарт.

17.2. Марказий ва нормарказий чўзиладиган элементларни мустаҳкамлик бўйича ҳисоблаш

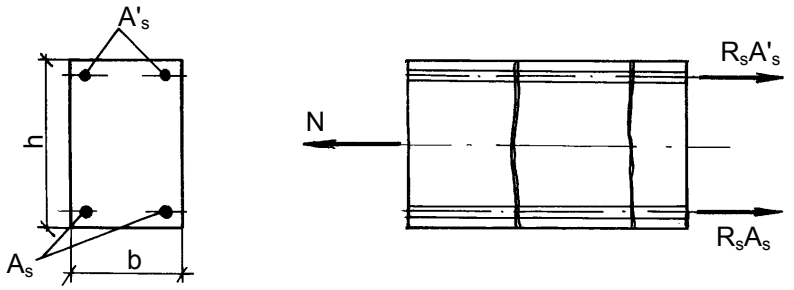
Марказий чўзиладиган элементларда ҳам, эгиладиган элементлардагидек кучланиш- деформацияланиш ҳолатининг уч босқичи учрайди. Бунда мустаҳкамлик III босқич бўйича текширилади. Кучланиш деформацияланиш ҳолатининг III босқичида элементда пайдо бўлган ёриқлар бўйлама арматураларни кесиб ўтади ва бетон чўзилишга қаршилик кўрсатмайди. Натижада чўзувчи зўриқишларнинг ҳаммасини бўйлама арматуралар қабул қилиб, арматурадаги кучланишлар чегаравий қаршиликларига етишади.

Марказий чўзиладиган элементларнинг кучланиш ҳолати 17.2-расмда келтирилган.

Марказий чўзиладиган элементларнинг мустаҳкамлиги қуйидаги тенгсизлик

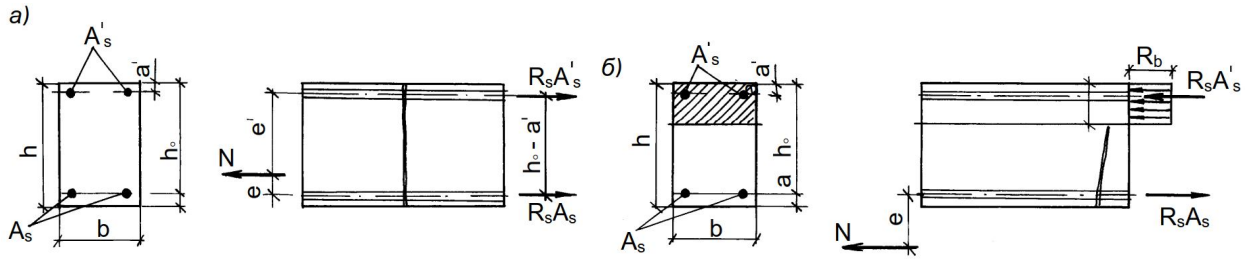
$$N \le R_s \left(A_s + A'_s \right) = R_s \cdot \sum A_{si} \qquad (17.1)$$

бажарилган ҳолдагина таъминланган бўлади.



17.2 расм. Марказий чўзиладиган элементларни ҳисоблашга доир

Юқорида айтганимиздек номарказий чўзиладиган элементларнинг бузилиш ҳарактери бўйлама F куч елкасининг миқдорига боғлиқ бўлади. Бунда икки ҳолат учрайди. I ҳолат бўйича ишлайдиган номарказий чўзиладиган элементларнинг кучланиш ҳолати (17.3, *а*- расм) марказий чўзиладиган элементларнинг кучланиш ҳолатига мос келади. Элементнинг кўндаланг кесими тўлиқ чўзилган бўлиб, унинг узунлиги бўйича пайдо бўлган кўндаланг ёриқлар элементни қисмларга ажратади. Чегаравий ҳолатда, ёриқлар пайдо бўлган кесимларда, бетон чўзилишга ишламайди ва зўриқишларнинг ҳаммасини бўйлама арматуралар қабул қилади. Элементнинг бузилиши бўйлама арматурадаги кучланишларнинг чегаравий қийматга етиш натижасида содир бўлади.



17.3 - расм. Номарказий чўзиладиган элементларни ҳисоблашга доир.

Элементнинг мустаҳкамлигини таъминловчи шартлар S_s ва S'_s бўйлама арматураларнинг оғирлик марказларига нисбатан тузилган моментлар тенгламасидан аниқланади, яъни

$$N \cdot e' \le R_s \cdot A_s \left(h_0 - a'\right) ; \qquad (17.2)$$

$$N \cdot e \le R_s \cdot A'_s \left(h_0 - a\right) . \qquad (17.3)$$

Бу формулалар элементларнинг мустаҳкамлигини текшириш ва армату-

раларнинг юзаларини аниқлаш учун қўлланилади. (17.2) ва (17.3) формулалардан A_s ва A'_s арматураларнинг юзаларини аниқлаш учун қуйидаги ифодаларни оламиз:

$$A'_s = \frac{N \cdot e}{R_s \left(h_0 - a'\right)}; \tag{17.4}$$

$$A_s = \frac{N \cdot e'}{R_s \left(h_0 - a\right)}. \tag{17.5}$$

II ҳолат бўйича ишлайдиган номарказий чўзиладиган элементларнинг кучланиш ҳолати (17.3,*б*-расм) эгиладиган элементларнинг кучланиш ҳолатига мос келади. Бунда элемент кўндаланг кесими икки зонага, сиқиладиган ҳамда чўзиладиган зоналарга ажралади. Чўзилган зонада ёриқлар пайдо бўлиб, бетон ишдан чиқади ва чўзувчи зўриқишларнинг ҳаммасини фақат бўйлама арматура қабул қилади. Элементнинг сиқилган зонасидаги бетон ва арматурадаги кучланишлар ҳамда чўзилиш зонасидаги арматурадаги кучланишларнинг миқдори чегаравий қийматларига етиб, элемент бузилиш ҳолатига келиб қолади.

II ҳолат бўйича ишлайдиган номарказий чўзиладиган элементларнинг мустаҳкамлиги қўйидаги шартдан

$$N \cdot e \le M_u = R_b b x \left(h_o - 0{,}5x\right) + R_{sc} A'_s \left(h_o - a'\right) \tag{17.6}$$

текширилади.

Сиқилиш зонасининг баландлиги қуйидаги формуладан аниқланади

$$x = \frac{-N + R_s A_s - R_{sc} A_s^{'}}{R_b b}. \tag{17.7}$$

(17.7) Формуладан аниқланадиган сиқилиш зонасининг баландлиги $x > \xi_R h_0$ бўлса, (17.6) тенгсизликда $x = \xi_R \cdot h_0$ қабул қилинади.

$x < 0$ бўлган тақдирда эса, элементнинг мустаҳкамлиги I ҳолат бўйича ишлайдиган номарказий чўзиладиган элементлардек (17.2) ва (17.3) формулалардан фойдаланиб текширилади.

Арматуралар билан носимметрик равишда ($A_s \neq A'_s$) жиҳозланган элементларда ($A_s + A'_s$) нинг энг кичик қийматини таъминлаш шартидан

ҳисоблаш формулаларида $x = x_R = \xi_R h_0$ қабул қилиниб, (17.6) формуладан сиқиладиган арматуранинг кўндаланг кесим юзаси

$$A_s^{'} = \frac{N \cdot e - \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc}\left(h_o - a^{'}\right)} \tag{17.8}$$

аниқланади.

Чўзиладиган арматуранинг кесим юзаси (17.7) формуладан аниқланади:

$$A_s = \frac{\xi_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o + R_{sc} \cdot A^{'}{}_s - N}{R_s}. \tag{17.9}$$

Агар, сиқиладиган арматура ҳисоб бўйича талаб қилинмаса, яъни A'_s <0 бўлган тақдирда ёки унинг миқдори амалий талабларга жавоб бермаса, яъни $A'_s < \mu_{s,min} b \cdot h_0$ бўлганда, сиқиладиган арматуранинг кесим юзаси $A'_s = \mu_{s,min} b \cdot h_0$ қабул қилинади. Бу ҳолда (17.6) формуладан α_m коэффициентнинг миқдори ҳисобланади

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e - R_{sc} \cdot A^{'}{}_s \left(h_o - a^{'}\right)}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} \tag{17.10}$$

ва иловадаги И.3- жадвалдан ξ коэффициентнинг қиймати топилади. Чўзиладиган арматуранинг кесим юзаси қуйидаги формуладан аниқланади

$$A_s = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 + R_{sc} \cdot A^{'}{}_s - N}{R_s}. \tag{17.11}$$

Арматуралар билан симметрик равишда жиҳозланган элементларда

$$x = \frac{-N}{R_b b} < 0 \tag{17.12}$$

бўлганлиги учун чўзиладиган арматуранинг кўндаланг кесим юзаси (17.5) формуладан аниқланади.

18. ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ЁРИҚБАРДОШЛИК БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ

18.1. Темирбетон элементлар ёриқбардошлиги тўғрисида умумий маълумотлар

Темирбетон конструкциялари мустаҳкамлик бўйича қўйиладиган талаблар билан бирга эксплуатация қилиш жараёнида унга қўйиладиган талабларга (дарз кетишига чидамлилик, ёриқларнинг очилиш кенглиги ва элементларнинг салқилигини чегаралаш) ҳам жавоб бериши, яъни эксплуатация қилишга яроқли бўлиши шарт. Тажрибаларнинг кўрсатишича, кўп ҳолларда мустаҳкамлиги таъминланган конструкцияларда дарз кетиб ёриқларнинг пайдо бўлиши уларни эксплуатация қилиш учун яроқсиз ҳолатга олиб келади.

Дарз пайдо бўлиб, ёриқлар очилиши рухсат этиладиган конструкцияларда эса, ёриқларнинг очилиш кенглиги ва салқиликлар чегаравий миқдорлардан катта бўлмаса уларни эксплуатация қилиш мумкин. Шунинг учун ҳам темирбетон конструкцияларининг эламентлари чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича ҳисоблаш, дарз кетишига чидамлиликни таъминлаш, ёриқларнинг очилиш кенглигини ва салқиликларни чегаралаш мақсадида бажарилади.

Темирбетон конструкцияларнинг ***дарз кетишига чидамлиликни*** деб, уларнинг дарз кетиши ва дарз кетиши натижасида ёриқларнинг очилишига кўрсатадиган қаршилигига айтилади.

Ишлаш шароити ва арматуралаш учун ишлатилган арматуранинг хилига қараб, темирбетон конструкциялар дарз кетишига чидамлилик талаби бўйича ***уч тоифага*** бўлинади.

Биринчи тоифага мансуб бўлган темирбетон конструкцияларда дарз кетиши рухсат этилмайди. Бундай конструкцияларга суюқлик ва газ босими остида, ҳамда ер остида ишлайдиган конструкциялар киради. Бу тоифага мансуб бўлган конструкцияларнинг ҳаммаси олдиндан зўриқтириб тайёрланади.

Иккинчи тоифага мансуб бўлган конструкцияларда доимий, давомли

ва муваққат юклар таъсиридан дарз кетиши ва ёриқларнинг очилиши рухсат этилади. Лекин муваққат юкларнинг таъсири йўқолганда доимий ва давомли юклардан ёриқлар маҳкам ёпилиши шарт. Бу тоифага сочма хом ашёлар (буғдой, цемент ва ҳоказолар) сақланадиган омборларнинг конструкциялари, краности тўсинлар, кўприк конструкциялари ва электр энергиясини узатиш учун қўлланиладиган таянчлар киради. Бу конструкциялар ҳам олдиндан зўриқтириб тайёрланади. Қўлланилган арматуранинг синфи ва диаметрига қараб, муваққат юклар таъсиридан очиладиган ёриқларнинг кенглиги 0,2 мм гача рухсат этилади.

Учинчи тоифага мансуб бўлган конструкцияларда ҳам муваққат, давомли ва доимий юклар таъсиридан дарз кетиши ва ёриқларнинг очилиши рухсат этилади. Лекин ёриқларнинг очилиш кенглиги арматуранинг зангламаслик шартидан чегараланади ва юкларнинг таъсири йўқолганда ***ёриқларнинг ёпилиши шарт эмас***. Бу тоифага ҳамма олдиндан зўриқтирилмайдиган ҳамда стерженли арматура билан жиҳозланган олдиндан зўриқтириладиган конструкциялар киради. Бу конструкцияларда доимий ва давомли юклар таъсиридан ёриқларнинг очилиш кенглиги 0,3 мм гача, доимий, давомли ва муваққат юклар таъсиридан эса, 0,4 мм гача рухсат этилади.

Темирбетон конструкцияларни дарз кетишига чидамлилик бўйича ҳисоблашда ташқи юкларнинг миқдорлари дарз кетишга чидамлиликнинг тоифасига қараб олинади. Биринчи ва иккинчи тоифага мансуб бўлган конструкцияларни дарз кетишига чидамлилик бўйича ҳисоблашда юкларнинг ҳисобий қиймати олинади. Бунда юк бўйича ишончлилик (пухталик) коэффициенти худди мустаҳкамликни ҳисоблашдагидек бирдан катта қабул қилинади, яъни $\gamma_f > 1$. Учинчи тоифага мансуб бўлган конструкцияларни ҳисоблашда эса, $\gamma_f = 1$ қабул қилинади.

Конструкцияларни ёриқларнинг очилиши ва ёпилиши бўйича ҳисоблашда ҳисобий юклар қабул қилиниб, юк бўйича ишончлилик (пухталик) коэффициенти бирга тенг қилиб олинади ($\gamma_f = 1$).

18.2. Марказий чўзиладиган элементлар ёриқбардошлигини ҳисоблаш

Темирбетон элементларнинг дарз кетишига чидамлилиги деб, уларнинг кучланиш ва деформацияланиш ҳолатининг 1а босқичида (9 бобнинг 9.1 параграфига қаранг) дарз кетишига кўрсатадиган қаршилигига айтилади.

Темирбетон конструкциялари элементларининг дарз кетишига чидамлилигини ҳисоблашда қуйидаги шартлар қабул қилинади:

1) элементнинг кўндаланг кесими деформациялангунча текис ҳолатда бўлса, деформациялангандан кейин ҳам текис ҳолатда қолади, яъни Бернулли фарази ўринли деб қабул қилинади;

2) эгиладиган элементларнинг сиқилиш зонасидаги бетон эластик ҳолатда деформацияланади (оддий темирбетон элементлар учун);

3) номарказий сиқиладиган ва олдиндан зўриқтирилган эгиладиган элементларнинг сиқилиш зонасидаги бетон пластик ҳолатда деформацияланади;

4) элементнинг чўзилган зонасида бетондаги кучланишларнинг эпюраси тўғри тўртбурчак шаклида қабул қилиниб, кучланишнинг миқдори $R_{bt,ser}$ га тенг қабул қилинади;

5) таранглаштирилмаган арматурадаги кучланишларнинг миқдори

$$\sigma_s = -\left(\sigma_{sh} + \sigma_{sc}\right) + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser}, \qquad (18.1)$$

таранглаштирилган арматурадаги кучланишларнинг миқдори эса,

$$\sigma_{sp} = \gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp} - \sigma_{loss} + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser} \qquad (18.2)$$

қабул қилинади, бу ерда ::σ_{sh} - бетоннинг чўкиши (киришиши) натижасида ҳажмий қисқаришидан ҳосил бўладиган арматурадаги кучланиш; σ_{sc} –юкларнинг давомли ва доимий таъсиридан бетон сирпанувчанлиги натижасида ҳосил бўладиган арматурадаги кучланиш; $2\alpha R_{bt,ser}$ - арматурани қўршаган бетон деформациясининг ошишига мос бўлган арматурадаги чўзувчи кучланиш.

Юқорида қабул қилинган шартлар асосида олдиндан зўриқтирилган

марказий чўзиладиган элементнинг кучланиш ҳолати 18.1-расмда кўрсатилган. Бу элемент учун статиканинг мувозанат тенгламасини тузамиз:

$$N - N_{crc} = 0, \tag{18.3}$$

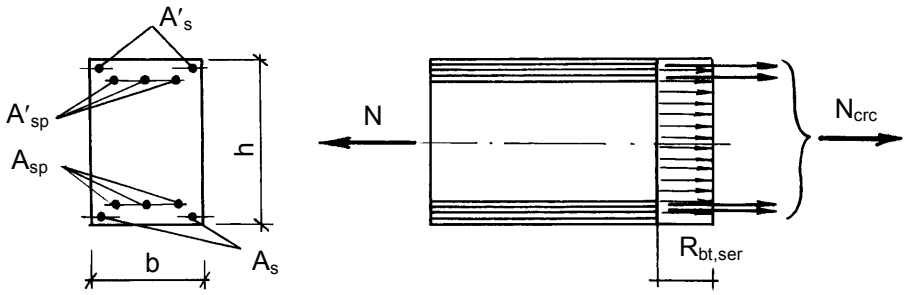
бу ерда ::N - ташқи юклардан ҳосил бўлган зўриқиш; N_{crc} – элемент бўйлама ўқига нормал бўлган кесимнинг дарз кетиш ҳолатида қабул қиладиган зўриқиш, қуйидаги формуладан аниқланади:

$$\begin{aligned} N_{crc} &= A'_s\left(-\sigma'_{sh} - \sigma_{sc} + 2\cdot\alpha\cdot R_{bt,ser}\right) + A_s\left(-\sigma_{sh} - \sigma_{sc} + 2\cdot\alpha\cdot R_{bt,ser}\right) + \\ &+ A_b\cdot R_{bt,ser} + A'_{sp}\left(\gamma_{sp}\cdot\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss} + 2\cdot\alpha\cdot R_{bt,ser}\right) + \\ &+ A_{sp}\left(\gamma_{sp}\cdot\sigma_{sp} - \sigma_{loss} + 2\cdot\alpha\cdot R_{bt,ser}\right). \end{aligned} \tag{18.4}$$

Марказий чўзиладиган элементларда $A'_s = A_s$ ва $A'_{sp} = A_{sp}$ эканлигини эътиборга оладиган бўлсак, (18.4) ифода соддалаштирилгандан кейин қуйидаги кўринишни олади

$$N_{crc} = R_{bt,ser}\left(A_b + 2\cdot\alpha\cdot A_s\right) + P - \left(\sigma_{sh} + \sigma_{sc}\right)\cdot A_s \tag{18.5}$$

бу ерда ::P - элементни олдиндан зўриқтирувчи куч.



18.1 расм. Марказий чўзиладиган элементларни дарз кетишга чидамлилик бўйича ҳисоблашга доир.

(18.3) мувозанат тенгламадан қуйидаги шартни оламиз

$$N \le N_{crc}. \tag{18.6}$$

Агар (18.6) шарт бажарилса, ташқи юклар таъсиридан элементда дарз кетмайди. Акс ҳолда дарз кетиб ёриқлар очилади.

Олдиндан зўриқтирилган элементлар таранглаштирилган ва таранглаштирилмаган арматуралар билан бирга жиҳозланган бўлса, бетоннинг чўкиши ва сирпанувчанлигидан элементнинг дарз кетишига чидамлилиги камаяди.

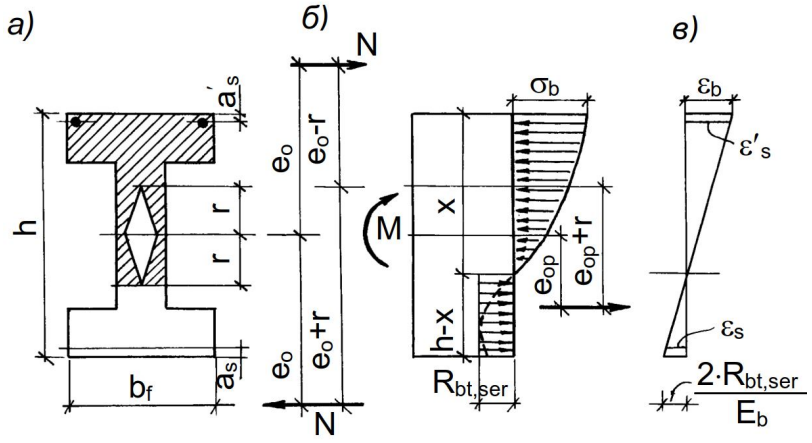
(18.5) формулага эътибор бериб қаранг.

Арматуралари таранглаштирилмаган эламентларни дарз кетишига чидамлилик бўйича ҳисоблаганда зўриқтирувчи *P* кучнинг қиймати нолга тенг қилиб олинади, яъни P=0.

18.3. Эгиладиган элементлар ёриқбардошлигини нормал кесимлар бўйича ҳисоблаш

Эгиладиган элементда ташқи юклар таъсиридан дарз кетиши ҳолатида кучланиш ва деформацияланиш ҳолатлари 18.2- расмда кўрсатилган.

Олдиндан зўриқтирилган эгиладиган элементларни дарз кетишига чидамлилик бўйича ҳисоблашда арматураларни таранглаштиришдан ҳосил бўладиган зўриқтирувчи *P* куч ташқи куч сифатида элемент келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказига нисбатан e_{0p} елка билан қўйилган деб қабул қилинади.



18.2 -расм. Эгиладиган, номарказий сиқиладиган ва номарказий чўзиладиган элементларни дарз кетишга чидамлилик бўйича ҳисоблашга доир

Эгиладиган элементларнинг ёриқбардошлиги уйидаги формуладан аниқланади

$$M_{crc} = R_{br,ser} W_{pl} + P(e_{op} + r), \qquad (18.7)$$

бу ерда: W_{pl} -келтирилган кесим юзасининг четки чўзилган толалари учун (чўзилган бетоннинг пластик деформацияланишини эътиборга олиб) қаршилик моменти. Бу қаршилик момент бўйлама *N* куч ва зўриқтирувчи *P* кучларни эътиборга олмасдан қуйидаги формуладан аниқланади

$$W_{pl} = \frac{2\left(J_{b0} + \alpha \cdot J_{s0} + \alpha \cdot J'_{s0}\right)}{h - x} + S_{b0}. \qquad (18.8)$$

Нейтрал ўқнинг ҳолати қуйидаги тенгламадан аниқланади

$$S'_{b0} + \alpha \cdot S'_{s0} - \alpha \cdot S_{s0} = \frac{(h - x) \cdot A_{bt}}{2}. \qquad (18.9)$$

Ташқи юклар таъсиридан элементда дарз кетиши ва кетмаслиги қуйидаги шарт асосида текширилади

$$M_r \le M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp}, \qquad (18.10)$$

бу ерда: M_r - дарз кетишига чидамлилиги текширилаётган чўзилган зонадан энг узоқ жойлашган ядровий нуқтадан ўтган ўққа нисбатан ташқи юклардан олинган момент.

Темирбетон элементларнинг дарз кетишига чидамлилиги уларни тайёрлаш жараёнида текшириладиган бўлса

$$M_{rp} = P\left(e_{0p} - r\right); \qquad (18.11)$$

эксплуатация қилиш шароитида текшириладиган бўлса

$$M_{rp} = P\left(e_{0p} + r\right) \qquad (18.12)$$

қабул қилинади.

Эгиладиган темирбетон элементларни дарз кетишига чидамлилигини ҳисоблаш учун юқорида келтирилган формулалар номарказий сиқиладиган ва номарказий чўзиладиган элементларни ҳисоблаш учун ҳам қўлланилиши мумкин. Бунда M_r моментнинг қиймати қуйидаги формулалар бўйича аниқланади:

номарказий сиқиладиган элементлар учун-

$$M_r = N\left(e_0 - r\right); \qquad (18.13)$$

номарказий чўзиладиган элементлар учун эса

$$M_r = N\left(e_0 + r\right). \qquad (18.14)$$

(18.13) ва (18.14) формулаларида: r - келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказидан дарз кетишига чидамлилиги текширилаётган чўзилган зонадан энг узоқ жойлашган ядро нуқтасигача бўлган масофа.

Номарказий сиқиладиган, олдиндан зўриқтирилган эгиладиган ҳамда номарказий чўзиладиган элементлар учун

$$N \le P \qquad (18.15)$$

шарт бажарилса, *r* миқдори қуйидаги формуладан аниқланади

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}; \qquad (18.16)$$

номарказий чўзиладиган элементлар учун (18.15) шарт бажарилмаса, *r* миқдори қуйидаги формуладан аниқланади

$$r = \frac{W_{pl}}{A + 2 \cdot \alpha \cdot \left(A_s + A'_s \right)}; \qquad (18.17)$$

арматуралари таранглаштирилмаган эгиладиган элементлар учун

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}. \qquad (18.18)$$

(18.16) формулада φ коэффициентнинг миқдори қуйидаги ифодадан аниқланади

$$\varphi = 1{,}6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} \qquad (18.19)$$

ва 0,7 дан кичик, 1 дан эса, катта қабул қилинмайди.

(18.19) формулада: σ_b -ташқи юклар ва зўриқтирувчи *P* куч таъсиридан сиқиладиган бетондаги энг катта кучланиш. Умумий ҳол учун σ_b кучланиш эластик жисмлардагидек келтирилган кесим бўйича қуйидаги формуладан аниқланади

$$\sigma_b = \frac{P + N}{A_{red}} + \frac{M + N \cdot e - P \cdot e_{0p}}{J_{red}} \cdot y. \qquad (18.20)$$

Эгиладиган элементларни ҳисоблашда (18.20) формулада $N = 0$ қабул қилинадиган бўлса, номарказий сиқиладиган ва номарказий чўзиладиган элементларни ҳисоблаш учун $M = 0$ қабул қилинади. (18.20) формулада *N* куч олдидаги " + " ишора элемент номарказий сиқилганда, " - " ишора эса, номарказий чўзилганда қабул қилинади.

Темирбетон элементларни тайёрлаш жараёнида ташқи юклар таъсири-

дан сиқиладиган зоналарида зўриқтирувчи P куч таъсиридан дарз кетиб ёриқларнинг очилиши рухсат этиладиган бўлса, чўзиладиган зоналарининг дарз кетишига чидамлилиги қуйидаги формуладан ҳисобланади

$$M_{crc} = (1-\lambda)\left(R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp}\right), \qquad (18.21)$$

бу ерда

$$\lambda = \left(1{,}5 - \frac{0{,}9}{\delta}\right)(1-\varphi_m). \qquad (18.22)$$

(18.22) формуладан аниқланадиган λ коэффициентнинг миқдори нолдан кичик бўлган тақдирда, $\lambda = 0$ қабул қилинади; φ_m коэффициентнинг миқдори (20.18) формуладан аниқланади ва $\varphi_m \geq 0{,}45$ қабул қилинади;

$$\delta = \frac{x}{h-x} \cdot \frac{A_s}{A_s + A_{s'}} \leq 1{,}4\,. \qquad (18.23)$$

18.4. Эгиладиган элементлар ёриқбардошлигини қия кесимлар бўйича ҳисоблаш

Материаллар қаршилиги курсидан маълумки, кўндаланг эгиладиган тўсинларнинг эгувчи момент ва кесувчи куч биргаликда таъсир қиладиган таянч зоналарида бош сиқувчи σ_{mc} ва бош чўзувчи σ_{mt} кучланишлар ҳосил бўлади (14.1-расмга қаранг). Бош чўзувчи σ_{mt} кучланиш таъсиридан тўсинниng таянч зоналарида унинг бўйлама ўқига қия бўлган кесимлар бўйича дарз кетиб ёриқлар ҳосил бўлиши мумкин. Шунинг учун элементларнинг бўйлама ўқига қия бўлган кесимлар бўйича дарз кетишига чидамлилиги бош чўзувчи σ_{mt} кучланиш таъсир зоналарида текширилади.

Элементнинг бўйлама ўқига қия бўлган кесимлар бўйича дарз кетиши ёки кетмаслиги қуйидаги шартдан текширилади

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} \cdot R_{bt,ser}, \qquad (18.24)$$

бу ерда ::γ_{b4} - икки ўқ бўйича мураккаб, "сиқилиш-чўзилиш" кучланиш ҳолатининг бетон мустаҳкамлигига таъсирини эътиборга оладиган коэффициент, қуйидаги формуладан аниқланади

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{bt,ser}}{0{,}2 + \alpha\beta} \leq 1. \qquad (18.25)$$

Бу ерда ::α коэффициентнинг қиймати қуйидагича қабул қилинади: оғир бетонлар учун α = 0,01; енгил, ғовакли ва майдадонали бетонлар учун α = 0,02; B - бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги бўйича синфи.

(18.25) формулада α·B кўпайтманинг қиймати 0,3 дан кам қабул қилинмайди.

Бетонда ҳосил бўладиган бош чўзувчи ва бош сиқувчи кучланишларнинг қийматлари [7] адабиётда келтирилган (10.35) формуладан аниқланади.

19. ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ЁРИҚЛАРНИНГ ОЧИЛИШИ БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ

19.1. Умумий ҳолатлар

Темир-бетон элементларнинг чўзилган зоналарида дарз кетгандан кейин ташқи юкнинг миқдори яна бир оз оширилганда ёриқлар очилади ва элемент кучланиш ва деформацияланиш ҳолатининг II босқичи бўйича ишлайди.

Ёриқларнинг очилиши бўйича ҳисоблашдан мақсад очиладиган ёриқларнинг кенглигини чегаралашдан иборат.

Ёриқбардошликнинг II тоифасига мансуб бўлган темирбетон элементлар ёриқларнинг ёпилиши бўйича ҳам ҳисобланади.

19.2. Нормал ёриқлар кенглигини ҳисоблаш

Қурилиш меъёрлари ва қоидалари [8] элемент бўйлама ўқига нормал бўлган ёриқларнинг очилиш кенглигини ҳисоблаш учун қуйидаги формуладан фойдаланишни тавсия қилади

$$a_{crc} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \frac{\delta_s}{E_s} 20 \cdot \left(3{,}5 - 100\mu_s\right)\sqrt[3]{d}, \text{ мм}, \qquad (19.1)$$

бу ерда ::δ - элементнинг кучланиш ҳолатини эътиборга оладиган коэффициент: эгиладиган ва номарказий сиқиладиган элементлар учун δ = 1; чўзиладиган элементлар учун эса, δ = 1,2; φ_l - юкларнинг қисқа ва узоқ вақт таъсир қилишини эътиборга оладиган коэффициент: доимий ва давомли юклар қисқа вақт таъсир қилганда, ҳамда қисқа вақт таъсир қиладиган юклар учун

φ_l = 1; кўп марта такрорланадиган, ҳамда доимий ва давомли юклар учун қуйидаги формуладан аниқланади φ_l =1,60–15μ_s; η - арматуранинг сиртига боғлиқ бўлган коэффициент: стерженли арматураларнинг сирти қовурғали бўлганда η = 1; текис бўлганда эса, η=1,3; сирти қовурғали бўлган симли арматуралар учун η =1,2; сирти текис бўлганда эса, η =1,4; μ_s- арматура билан жиҳозланиш коэффициенти, $\mu_s \le 0{,}02$ қабул қилинади; d - арматура диаметри, мм.

Чўзилган арматурадаги σ_s кучланиш (ёки кучланишларнинг ошиши) қуйидаги формулалардан аниқланади:

марказий чўзиладиган элементлар учун

$$\sigma_s = \frac{N - P}{A_s}; \tag{19.2}$$

эгиладиган элементлар учун

$$\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp})}{A_s z}; \tag{19.3}$$

номарказий сиқиладиган ва номарказий чўзиладиган элементлар учун $e_{0,tot} \ge 0{,}8h_0$ бўлганда

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm z) - P(z - e_{sp})}{A_s z}; \tag{19.4}$$

номарказий чўзиладиган элементлар учун $e_{0,tot} < 0{,}8h_0$ бўлганда

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm z_s) - P(z - e_{sp})}{A_s z}, \tag{19.5}$$

бу ерда ::z_s – чўзилган ва сиқилган зоналарда жойлашган S_s ва S_s' арматуралар оғирлик марказлари орасидаги масофа.

(19.3)… (19.5) формулаларда z нинг қиймати (20.11) формуладан аниқланади.

19.3. Қия ёриқлар кенглигини ҳисоблаш

Элементларнинг бўйлама ўқига қия бўлган ёриқларнинг очилиш кенглиги a_{crc} қуйидаги формуладан аниқланади:

кўндаланг арматура элемент бўйлама ўқига перпендикуляр жойлашган-

да

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0,6 \cdot \sigma_{sw} \cdot d_w \cdot \eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15 \cdot E_b \left(1 + 2 \cdot \alpha \eta_w\right)}, \qquad (19.6)$$

бу ерда: φ_l ва η коэффициентларнинг қийматлари нормал ёриқларнинг очилиш кенглигини ҳисоблагандагидек қабул қилинади; d_w - кўндаланг стерженларнинг диаметри ; $\mu_w = A_{sw} / b \cdot s$.

Кўндаланг арматурадаги σ_{sw} кучланиш қуйидаги формуладан аниқланади

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} \cdot h_o} \cdot S \qquad (19.7)$$

ва $R_{s,ser}$ қийматдан катта қабул қилинмайди; Q - элементнинг қаралаётган кесимидаги ташқи юклардан ҳосил бўлган кўндаланг куч

$$Q_{b1} = \frac{0,8 \cdot \varphi_{b4} \left(1 + \varphi_n\right) R_{bt,ser} \cdot b \cdot h_0^2}{\tilde{n}}. \qquad (19.8)$$

(19.8) формулада $R_{bt,ser}$ қаршиликнинг миқдори синфи В30 бўлган бетоннинг чўзилишдаги қаршилигидан катта қабул қилинмайди.

19.3. Ёриқларнинг ёпилиши бўйича ҳисоблаш

Дарз кетишига чидамлиликнинг иккинчи тоифасига мансуб бўлган олдиндан зўриқтирилган темир-бетон конструкцияларида ташқи юкларнинг барчасидан (муваққат, давомли ва доимий) дарз кетиб ёриқларнинг чекланган очилиши рухсат этилади. Лекин конструкцияга таъсир қилаётган юкнинг муваққат қисми йўқолганда, доимий ва давомли юклар таъсиридаги конструкциядаги ёриқлар маҳкам ёпилиши шарт. Чунки бундай конструкциялар учун ёриқларнинг узоқ вақт давомида очилиб туриши арматуранинг занглаш хавфини оширади.

Доимий ва давомли юклар таъсиридан элемент бўйлама ўқига нормал бўлган ёриқларнинг маҳкам ёпилишини таъминлаш учун қуйидаги талаблар бажарилиши шарт:

а) муваққат, доимий ва давомли юклар таъсиридан олдиндан таранглаш-

тирилган арматурада пластик (қолдиқ) деформациялар ҳосил бўлмаслиги лозим. Бу қуйидаги шарт бажарилган ҳолда таъминланади

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \le 0,8 \cdot R_{s,ser}, \qquad (19.9)$$

бу ерда ::σ_s - таранглаштирилган арматурадаги кучланишнинг ошиши, (19.2) -(19.5) формулалардан аниқланади;

б) муваққат, доимий ва давомли юклар таъсиридан элементнинг ёриқлар пайдо бўлган кесимлари доимий ва давомли юклар таъсиридан қисилган бўлиши шарт. Бу ҳолатда қисувчи σ_b кучланишнинг ташқи юклар таъсиридан чўзилган зона четки қиррасидаги миқдори 0,5 МПа дан кам бўлмаслиги лозим. Қисувчи σ_b кучланишнинг миқдори ташқи юклар ва зўриқтирувчи P куч таъсиридан эластик жисмлардагидек аниқланади, яъни

$$\sigma_b = \frac{P \cdot \left(e_{0p} + r\right) - M_r}{W_{red}} \ge 0,5 \text{ МПа}. \qquad (19.10)$$

Элементнинг сиқилган зоналарида дастлабки ёриқлар пайдо бўлганда (19.9) формуладаги σ_{sp} кучланишнинг миқдори (1–λ) коэффициентга кўпайтирилади, (19.10) формуладаги зўриқтирувчи P куч эса, $1,1 \cdot (1-\lambda) \le 1$ коэффициентга кўпайтирилади. Бу ерда ::λ коэффициентнинг қиймати (20.14) формуладан аниқланади.

Элементларнинг бўйлама ўқига қия бўлган ёриқларнинг маҳкам ёпилиши учун доимий ва давомли юклар таъсиридан элемент келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказида (14.1) формуладан аниқланадиган бош чўзувчи σ_{mt} ва бош сиқувчи σ_{mc} кучланишлар қисувчи бўлиб, қийматлари 0,5 МПа дан кам бўлмаслиги шарт. Бу шарт бажарилиши учун кўндаланг арматураларни олдиндан таранглаш лозим.

20. ЭГИЛАДИГАН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ДЕФОРМАЦИЯ БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ

20.1. Чўзилиш зонасида ёриқлар пайдо бўлмаган участкаларнинг эгрилигини ҳисоблаш

Эгиладиган, номарказий сиқиладиган ва номарказий чўзиладиган элементларни эксплуатация қилиш ҳолатида чўзиладиган зоналарида ёриқлар пайдо бўлмаса, эгрилик узлуксиз эластик жисмлардагидек элемент кучланиш ва деформацияланиш ҳолатининг I босқичида аниқланади.

Ёриқларнинг пайдо бўлиши ёки бўлмаслиги 18.3 параграфда келтирилган формулалардан текширилади.

Эгиладиган, номарказий сиқиладиган ва номарказий чўзиладиган элементларнинг умумий эгрилиги қуйидаги формуладан аниқланади

$$\left(\frac{1}{r}\right)=\left(\frac{1}{r}\right)_1+\left(\frac{1}{r}\right)_2-\left(\frac{1}{r}\right)_3-\left(\frac{1}{r}\right)_4, \qquad (20.1)$$

бу ерда ::$\left(\frac{1}{r}\right)_1$ - қисқа вақт таъсир қиладиган (муваққат) юклардан элементнинг эгрилиги; $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ - доимий ва узоқ, вақт таъсир қиладиган (давомли) юклардан элементнинг эгрилиги.

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$ ва $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ эгриликлар қуйидаги формулалардан аниқланади

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1=\frac{M}{\varphi_{b1}\cdot E_b\cdot J_{red}}; \qquad (20.2)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2=\frac{M_l\cdot\varphi_{b2}}{\varphi_{b1}\cdot E_b\cdot J_{red}}, \qquad (20.3)$$

бу ерда: M, M_l - эгувчи момент таъсир текислигига нормал бўлган ва келтирилган кесим оғирлик марказидан ўтадиган ўққа нисбатан мос бўлган ташқи юклардан (муваққат ёки давомли) олинган момент; φ_{b1} -бетоннинг қисқа вақт ичида сирпанувчанлигини эътиборга оладиган коэффициент, φ_{b1} = 0,85; φ_{b2} -бетоннинг давомли сирпанувчанлигини эътиборга оладиган коэффици-

ент: ташқи юклар қисқа вақт таъсир қиладиган бўлса, φ_{b2}=1; доимий ва узоқ вақт таъсир қиладиган юклар учун атроф муҳитнинг намлиги 40% гача бўлганда, φ_{b2}=3; 40...75% бўлганда эса, φ_{b2} = 2.

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ - олдиндан зўриқтирувчи P кучнинг қисқа вақт таъсиридан элементнинг букилишдаги эгрилиги, қуйидаги формуладан аниқланади

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P \cdot e_{op}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot J_{red}}. \qquad (20.4)$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ - бетоннинг чўкиши ва олдиндан зўриқтирувчи Р кучнинг давомли таъсиридан бетоннинг сирпанувчанлиги натижасида элементнинг букилишдаги эгрилиги, қуйидаги формуладан аниқланади

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon'_b}{h_o}, \qquad (20.5)$$

бу ерда ::ε_b ва ε'_b - бетоннинг чўкиши ва олдиндан зўриқтирувчи P куч таъсиридан бетон сирпанувчанлиги натижасида бўйлама чўзилган арматуранинг оғирлик марказида ва сиқилган бетоннинг четки толасида ҳосил бўладиган бетоннинг нисбий деформациялари:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_{sb}}{E_s}; \quad \varepsilon'_b = \frac{\sigma'_{sb}}{E_s} \quad . \qquad (20.6)$$

Бетондаги σ_{sb} кучланишнинг қиймати миқдор жиҳатдан чўзилган зонада жойлашган арматурада бетоннинг чўкиши, қисқа ва давомли сирпанувчанлиги натижасида дастлабки кучланишнинг камайиши йиғиндисига тенг қилиб олинади,

$$\sigma_{sb} = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 . \qquad (20.7)$$

Бетондаги σ'_{sb} кучланишнинг қиймати эса, сиқиладиган зонанинг четки толаси сатҳида таранглаштирилган арматура жойлаштирилган ҳолда ундаги дастлабки кучланишнинг бетоннинг чўкиши, қисқа вақт ичида ва давомли сирпанувчанлиги натижасида камаядиган кучланишлар йиғиндисига тенг

қилиб олинади,

$$\sigma'_{sb} = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9 . \qquad (20.8)$$

Эгриликларни аниқлашда $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4$ йиғинди $\left(\frac{1}{r}\right)_3 \cdot \varphi_{b2}$ дан кам қабул қилинмайди. Олдиндан зўриқтирилмаган элементлар учун $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ ва $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ эгриликларнинг қиймати нолга тенг қабул қилинади.

Чўзилган зонанинг нормал ёриқлар ҳосил бўлган участкаларида қарала-ётган юклар таъсиридан улар маҳкам ёпилган бўлса, $\left(\frac{1}{r}\right)_1$, $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ ва $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ эгриликларнинг қийматлари 20% га оширилади.

Эгриликларни аниқлашда элементнинг сиқиладиган зоналарида дастлабки ёриқлар пайдо бўлган бўлса, (20.2), (20.3) ва (20.4) формулалардан аниқланадиган $\left(\frac{1}{r}\right)_1 \left(\frac{1}{r}\right)_2$ ва $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ эгриликлар 15% га, (20.5) формуладан аниқланадиган $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ эгрилик эса, 25% га кўпайтирилади.

20.2. Чўзилиш зонасида ёриқлар пайдо бўлган участкаларнинг эгрилигини ҳисоблаш

Элементнинг умумий эгрилиги қуйидаги формуладан аниқланади

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \left(\frac{1}{r}\right) - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 , \qquad (20.9)$$

бу ерда: $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ - муваққат, давомли ва доимий юкларнинг қисқа вақт таъсири-дан элементнинг эгрилиги; $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ - доимий ва давомли юкларнинг қисқа вақт таъсиридан элементнинг эгрилиги; $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ - доимий ва давомли юкларнинг узоқ вақт таъсиридан элементнинг эгрилиги; $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ бетоннинг чўкиши ва

олдиндан зўриқтирувчи Р кучнинг давомли таъсиридан бетоннинг сирпанувчанлиги натижасида элементнинг букилишидаги эгрилиги.

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$, $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ ва $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ эгриликлар қуйидаги формуладан аниқланади

$$\left(\frac{1}{r}\right)=\frac{M_{tot}}{Z\cdot h_o}\left[\frac{\psi_s}{E_s A_s}+\frac{\psi_b}{\left(\xi+\phi_f\right)\cdot b\cdot h_o\nu\cdot E_b}\right]-\frac{N_{tot}}{E_s A_s}\cdot\frac{\psi_s}{h_o}, \tag{20.10}$$

бу ерда

$$z=h_0\left[1-\frac{\frac{h'_f}{h_o}\varphi_f+\xi^2}{2\left(\varphi_f+\xi\right)}\right]. \tag{20.11}$$

Элемент сиқилиш зонасининг нисбий баландлиги ξ қуйидаги эмпирик формуладан аниқланади

$$\xi=\frac{1}{\beta+\frac{1+5\left(\delta+\lambda\right)}{10\mu_s\cdot\alpha}}\pm\frac{1{,}5+\varphi_f}{11{,}5\frac{e_{s,tot}}{h_o}+5} \tag{20.12}$$

ва 1 дан катта қабул қилинмайди.

(20.12) формуланинг иккинчи қисми олдидаги "+" ишора N_{tot} сиқувчи, “-” ишора эса, N_{tot} чўзувчи бўлганда қабул қилинади.

(20.12) формулада: β - бетоннинг хилига боғлиқ бўлган коэффициент: оғир ва енгил бетонлар учун β = 1,8; майдадонали бетонлар учун β = 1,6; ғовакли ва ковакли бетонлар учун эса, β = 1,4 қабул қилинади:

$$\delta=\frac{M_{tot}}{b\cdot h_0^2\cdot R_{b,ser}}, \tag{20.13}$$

$$\lambda=\varphi_f\left(1-\frac{h'_f}{2\cdot h_0}\right), \tag{20.14}$$

$$e_{s,tot}=\frac{M_{tot}}{N_{tot}}. \tag{20.15}$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ эгрилик (20.5) формуладан аниқланади.

Чўзилган зонада пайдо бўлган ёриқлар орасидаги бетоннинг қисман ишлашини эътиборга оладиган коэффициент ψ_s, қуйидаги эмпирик формуладан аниқланади

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{\left(3,5 - 1,8 \cdot \varphi_m\right) e_{s,tot} / h_0} \qquad (20.16)$$

ва 1 дан катта қабул қилинмайди.

(20.12) формулада $e_{s,tot}/h_0 \geq 1,2/\varphi_{ls}$ қабул қилинади.

Олдиндан зўриқтирилмаган элементлар учун ψ_s коэффициенти қуйидаги формуладан аниқланади

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m. \qquad (20.17)$$

Бу формулаларда: φ_{ls} - юкларнинг давомли таъсирини эътиборга оладиган коэффициент, 20.1 жадвалдан аниқланади;

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{\left|\pm \grave{I}_r \mp M_{rp}\right|} \leq 1. \qquad (20.18)$$

20.1 жадвал. φ_{ls} коэффициентнинг мидорлари

Юкнинг давомли таъсири	Бетоннинг синфига мос бўлган φ_{ls},. коэффициенти	
	B7,5 дан юқори бўлганда	B7,5 дан паст бўлганда
1. Давомли бўлмаган таъсирда:		
а) стерженли арматура учун	1,0	0,7
қовурғали бўлганда	1,1	0,8
сирти текис бўлганда	1,0	0,7
б) симли арматура учун	1,0	0,7
2. Давомли бўлган таъсирда (арматуранинг хилидан қатъий назар)	0,8	0,6

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$ ва $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ эгриликларни аниқлашда $\nu = 0,45$ қабул қилиниб, ψ_s коэффициентнинг қиймати эса, (20.16) формуладан φ_{ls}. = 1...1,1 қийматларда аниқланади;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ эгрилик эса, ν = 0,1…0,15 қийматларда ψ_s коэффициентнинг (20.16) формуладан аниқланадиган қийматлари бўйича ҳисобланади. (20.17) формулада φ_{ls}.= 0,8 қабул қилинади.

20.3. Салқиликни аниқлаш

Элементларнинг умумий салқилиги қуйидаги формуладан аниқланади

$$f_{tot} = f_i + f_a, \tag{20.19}$$

бу ерда ::$f_м$ - эгувчи момент таъсиридан элементнинг салқилиги; қуйидаги формуладан аниқланади;

$$f_m = \sum \int_o^l \frac{\bar{I} \cdot M \cdot dx}{EJ}. \tag{20.20}$$

Узунлиги бўйича бикирлиги ўзгармайдиган статик аниқ элементларнинг салқилиги қуйидаги формуладан ҳам аниқланиши мумкин

$$f_m = S\frac{M}{EJ}l_0^2, \tag{20.21}$$

бу ерда ::S- элементларни таянчларга бирикиши ва юклаш схемаларини эътиборга оладиган коэффициент, қиймати 20.2 жадвалда келтирилган; $\frac{M}{EJ}$- элементнинг эгрилиги; l_0 - элементнинг ҳисобий узунлиги.

f_Q - кесувчи куч таъсиридан элементнинг эгрилиги, қуйидаги формуладан аниқланади

$$f_a = \int_o^l \bar{Q}_x \cdot \gamma_x \cdot dx, \tag{20.22}$$

бу ерда ::$\bar{Q}_x$ - изланаётган салқилик йўналиши бўйича x кесимга қўйилган бирлик куч таъсиридан шу кесимдаги кесувчи куч; γ_x - силжиш деформацияси, қуйидаги формуладан аниқланади

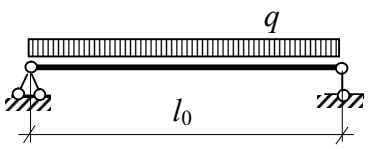
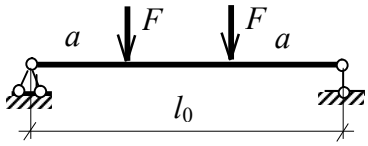
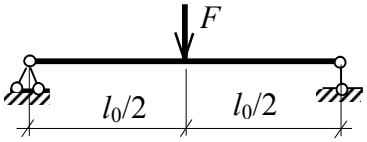
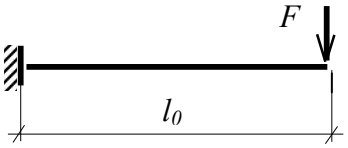
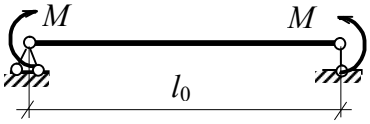
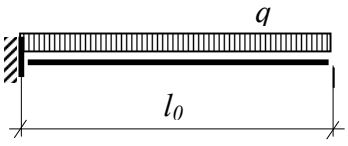
$$\gamma_{\tilde{o}} = \frac{1{,}5 \cdot Q\varphi_{b2}}{G \cdot b \cdot h_o} \cdot \varphi_{crc}. \tag{20.23}$$

Q - ташқи юклар таъсиридан x кесимдаги кесувчи куч; G - бетоннинг силжиш модули, $G = 0{,}4\ E_b$; φ_{crc} - ёриқларнинг силжиш деформациясига таъсирини эътиборга оладиган коэффициент: элементнинг узунлиги бўйича қия ҳамда нормал ёриқлар пайдо бўлмаса, φ_{crc} =1,0; фақат қия ёриқлар пайдо бўлганда φ_{crc}= 4,8; қия ва нормал ёриқлар пайдо бўлганда эса, қуйидаги формуладан аниқланади

$$\varphi_{crc} = \frac{3 \cdot E_b \cdot J_{red}}{M_x}\left(\frac{1}{r}\right)_x; \qquad (20.24)$$

M_x, $\left(\frac{1}{r}\right)_x$ - ташқи юклар таъсиридан эгувчи момент ва салқилиги аниқланаётган юкдан элемент x кесимининг умумий эгрилиги.

20.2 жадвал. S_m коэффициентларнинг миқдорлари

№	Элементларни юклаш схемаси	S_m	№	Элементларни юклаш схемаси	S_m
1		$\frac{5}{348}$	4		$\frac{1}{8}-\frac{a^2}{6l_0^2}$
2		$\frac{1}{12}$	5		$\frac{1}{3}$
3		$\frac{1}{8}$	6		$\frac{1}{4}$

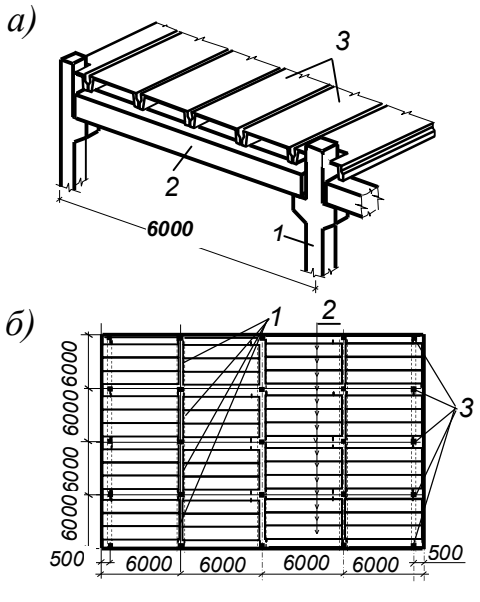
II ҚИСМ. БИНОЛАРНИНГ КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ЛОЙИҲАЛАШ

21. ЯССИ ТЕМИРБЕТОН ОРАЁПМАЛАР

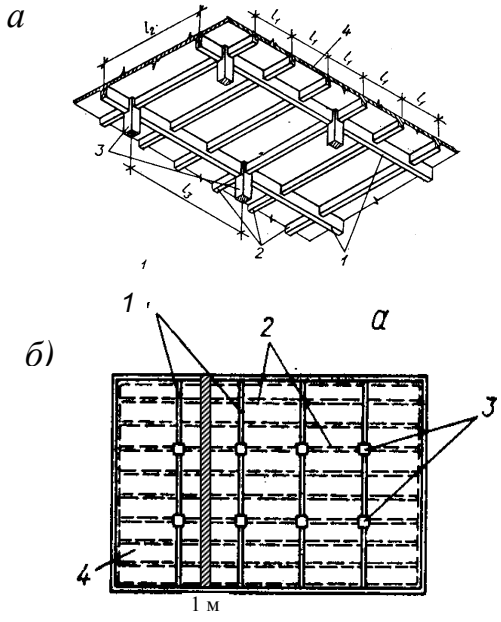
21.1. Умумий маълумотлар

Ясси темирбетон ораёпмалар бино ва иншоотлар қурилишида кенг кўламда қўлланилади.

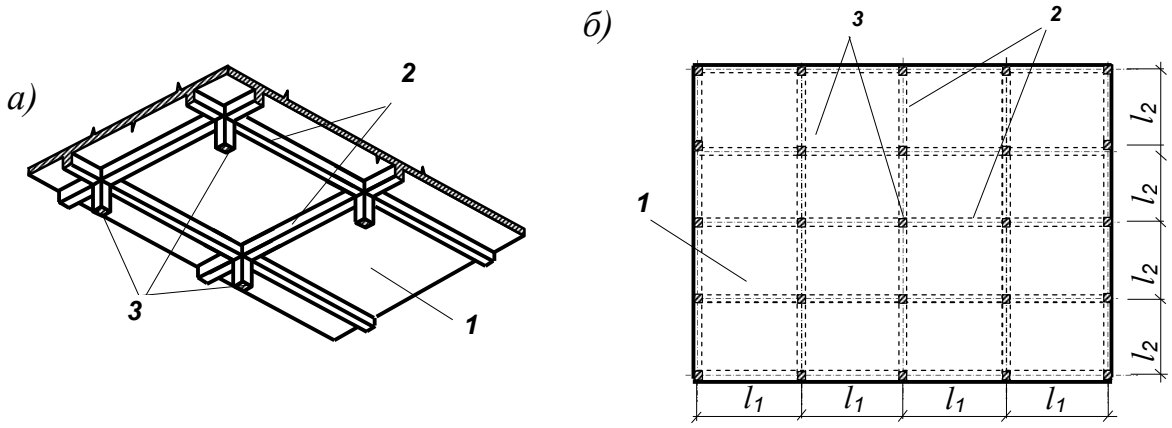
Ясси темирбетон ораёпмалар тўсинли (21.1...21.6 – расмлар) ёки тўсинсиз (21.7- расм) бўлиши мумкин. Тўсинли ораёпмалар йиғма (21.1-расм), яхлит (21.2 ва 21.3-расм) ва йиғма-яхлит (21.4-расм) темирбетондан тикланади. Йиғма ва йиғма-яхлит ораёпмалар тўсинлардан ва плиталардан иборат бўлади. Тўсинлар узлукли ёки узлуксиз бўлиши мумкин. Узлукли тўсинлар устунлар билан шарнирли қилиб бириктирилади (21.5-расм). Узлуксиз тўсинлар устунлар билан бикир қилиб (21.6-расм) бириктирилади.



21.1 -расм. Тўсинли йиғма ораёпма: *а* – умумий кўриниши; б – режада кўриниши: 1 – ригеллар; 2 – қовурғали йиғма плиталар; 3 – устунлар

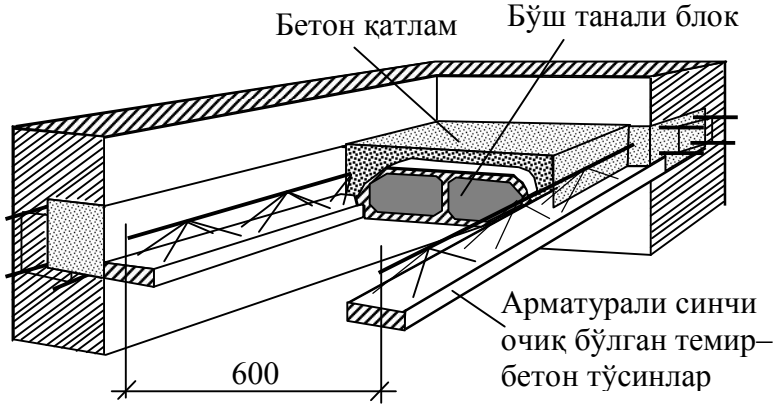


21.2- расм. Тўсинсимон плитали қовурғали яхлит ораёпма: *а* – умумий кўриниши; б – режада кўриниши: 1 – бош тўсинлар; 2 – ёрдамчи (иккинчи даражали) тўсинлар; 3 – устунлар; 4 - плита

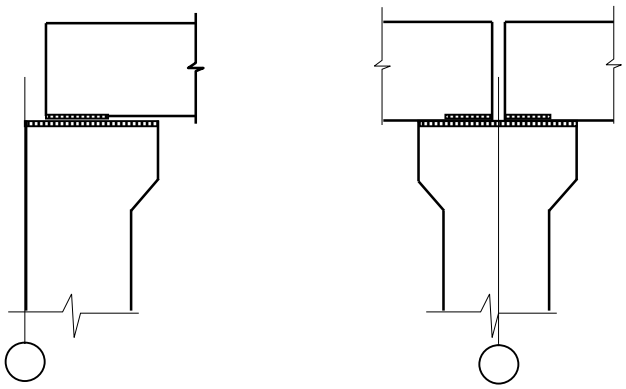


21.3- расм. Плитаси икки йўналишда ишлайдиган қовурғали яхлит ораёпма:
а – умумий кўриниши; б – режада кўриниши: 1 – яхлит плита; 2 – тўсинлар; 3 - устунлар

Йиғма-яхлит ораёпмаларда тўсинларнинг кўндаланг кесимлари лойиҳавий ўлчамларидан кичик қабул қилиниб, тиклаш жараёнида яхлит бетон билан лойиҳавий ўлчамларига етказилади ва узлуксиз конструкцияга айлантирилади (21.4- расм).

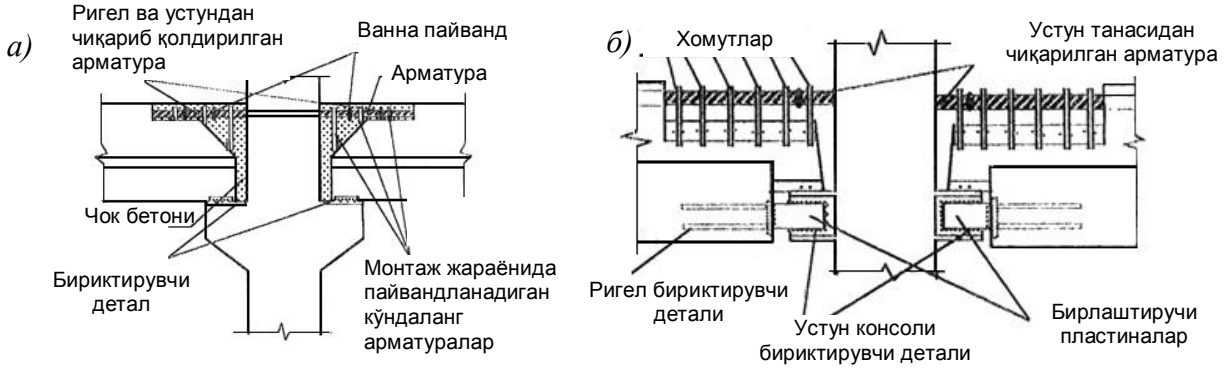


21.4- расм. Йиғма-яхлит тўсинли ораёпма конструкцияси.

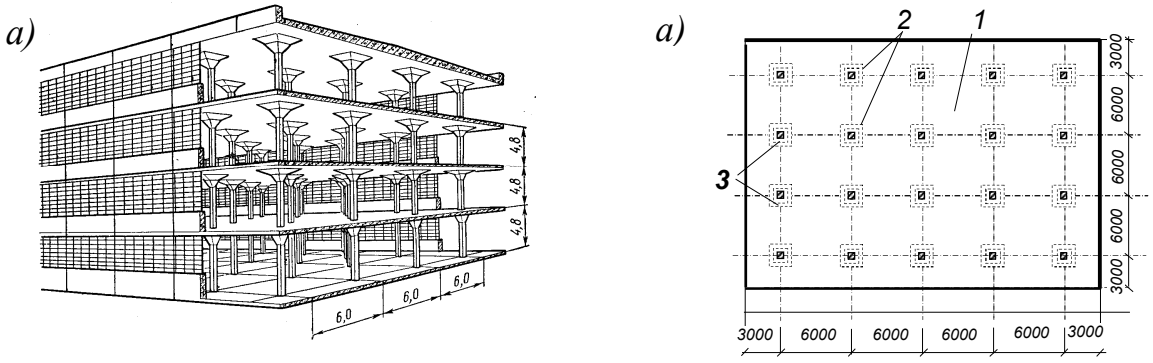


21.5- расм. Узлукли ригелларнинг (тўсинларнинг) устун билан бирикиши

Яхлит темирбетондан тикланидаган ораёпмаларда плита ва тўсинлар қурилиш майдонида яхлит ҳолатда тайёрланади (21.2 ва 21.3 - расмларга қаранг).

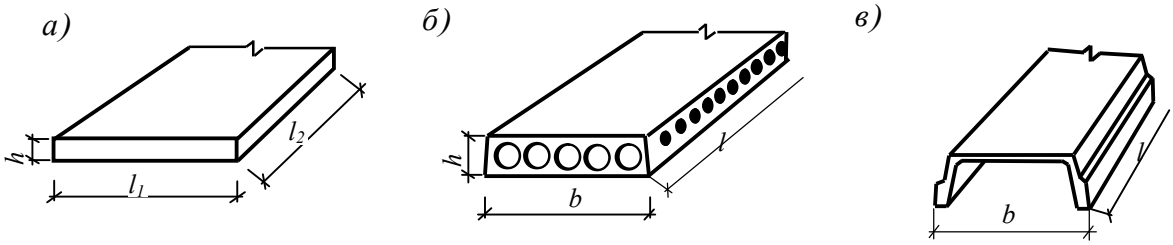


21.6 - расм. Узлуксиз ригелларнинг устун билан бирикиши:
а) очиқ консолган ўрнашган ҳол; *б*) яширин консолга ўрнашган ҳол.



21.7 – расм. Тўсинсиз Яхлит ораёпма: а – умумий кўриниши; б – режада кўриниши:
1 – Яхлит плита; 2 – капителлар; 3 – устунлар.

Йиғма ва йиғма-яхлит ораёпмаларда қўлланиладиган плиталарнинг кўндаланг кесимлари бутун танали, кўп бўшлиқли ёки қовурғали бўлиши мумкин (21.8-расм). Ораёпмага таъсир қиладиган юкларнинг миқдорлари катта бўлганда қовурғали плиталар қўлланилади.



21.8 расм. Йиғма темирбетон плиталар тури:
а- ясси бутун танали; *б* - ясси бўш танали; *в* – қовурғали.

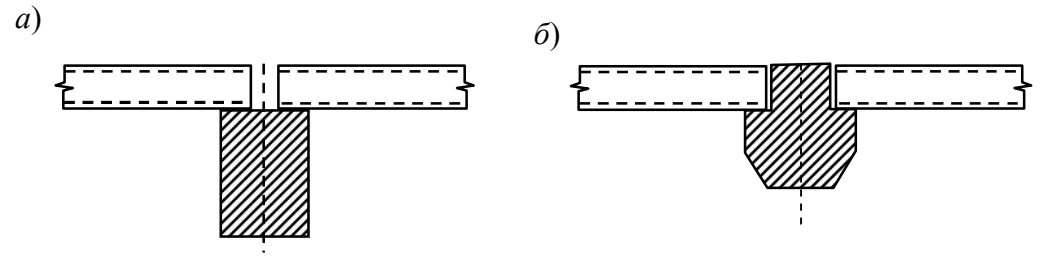
Тўсинсиз ораёпмалар равоқ ва таянч плиталаридан ҳамда капителлардан иборат бўлади (21.7- расмга қаранг). Плиталар капителлар орқали устунларга ўрнатилади. Тўсинсиз ораёпмалар совуқхоналар, гўшт комбинатлари ва бошқа бинолар қурилишида қўлланилади.

Тўсинсиз ораёпмалар йиғма, йиғма-яхлит ва яхлит темирбетондан тикланади.

21.2. Тўсинли йиғма ораёпмалар

Йиғма темирбетондан тайёрланадиган ораёпмаларда ораёпма элементлари – ригеллар ва плиталар алоҳида-алоҳида завод шароитида тайёрланиб қурилиш майдонига олиб келинади ва лойиҳага биноан ўринларига жойлаштирилади.

Йиғма темирбетон ораёпма ригелларининг кўндаланг кесимлари икки хил қабул қилиниши мумкин (21.9-расм). Ригелларнинг кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак шаклида қабул қилинадиган бўлса, плиталар ригел устига ўрнатилади (21.9, а, - расм). Ригелларнинг кўндаланг кесимида токчалар унинг паст қисмида жойлашганда плиталар токчаларга ўрнатилади (21.9, *б* - расм).



21.9 – расм. Плиталарнинг кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак (*а*) ва тавр(*б*) шаклида бўлган ригелларга ўрнашиши.

Йиғма темирбетон плиталарнинг минимал қалинликлари арматурани жойлаштириш ва бетоннинг ҳимоя қатламини таъминлаш талабларига кўра белгиланади ва 25...30 мм дан кам қабул қилинмайди. Плиталарнинг минимал қалинликлари равоқлар ўлчамига (l_1 - қисқа, l_2 - узун йўналишда) боғлиқ равишда иловада келтирилган И.4 жадвалга биноан тайинланиши мумкин.

Плиталарнинг номинал ўлчамлари қуйидагича қабул қлинади:

- ясси бутун танали плиталарнинг эни 1,0 ва 1,2 м, узунликлари эса,

3,0…6,0 м, қалинлиги эса, 100- 120 мм қабул қилинади;

- ясси бўш танали плиталарнинг эни, одатда, 1,0 ва 1,2 м, узунликлари эса, 4,7, 5,8, 5,9, 6,2, 6,3 ва 7,1 м қабул қилинади. Бундай плиталарнинг баландликлари эса, 220 мм қабул қилинади. Плита танасида унинг узунлиги бўйича жойлашган диаметри 139 ёки 159 мм бўлган цилиндр шаклидаги бўшлиқлар ҳосил қилинади.

Ҳозирги вақтда ясси бўш танали плиталар янги, замонавий технология - қолипсиз бетонлаш технологияси асосида тайёрланмоқда. Бундай плиталар стендларда тайёрланиб диаметри 5 мм бўлган юқори мустаҳкамли симлар билан арматураланади. Арматуралари стенд таянчларига маҳкамланиб олдиндан таранглаштирилади. Бундай плиталар ихтиёрий узунликда ва шаклда тайёрланиши мумкин.

Қовурғали плиталарнинг эни 1,5 м, узунлиги эса, 6,0 м қабул қилинади. Плита бўйлама қовурғасининг баландлиги 400 мм, эни эса, 70 мм қабул қилинади. Плита рафининг қалинлиги 50 мм қилинади. Плитада ҳар 1,0 ёки 1,5 м масофада кўндаланг қовурғалар қўйилади.

Плиталар оддий ёки олдиндан таранглаштириладиган арматуралар, пайвандланган ёки боғланган тўрлар ва синчлар билан жиҳозланиши мумкин.

Оддий йиғма плиталар учун синфи В15 ва В20 бўлган, олдиндан зўриқтирилган йиғма плиталар учун эса, В15...В30 синфли бетонларни қўллаш тавсия этилади. Оддий арматуралар сифатида А300(А-II), А400(А-III), Вр-I синфли пўлат арматуралар қўлланилади. Олдиндан таранглаштириладиган арматуралар сифатида А400в(АIIIв), А600 (А-IV), А800 (А-V) синфли стерженли ва В-II, Вр-II синфли сим арматуралар қўлланилади.

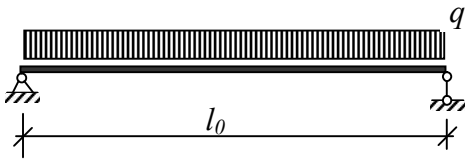
21.3. Ораёпманинг йиғма темирбетон панелларини лойиҳалаш

Йиғма плиталар икки таянчда эркин ётган элементлардек эгилишга ҳисобланади (21.10- расм). Элемент кесимидаги M ва Q зўриқишлар қуйидаги формулалардан аниқланади:

$$M = ql_0^2 / 8; \qquad Q = ql_0 / 2, \qquad (21.1)$$

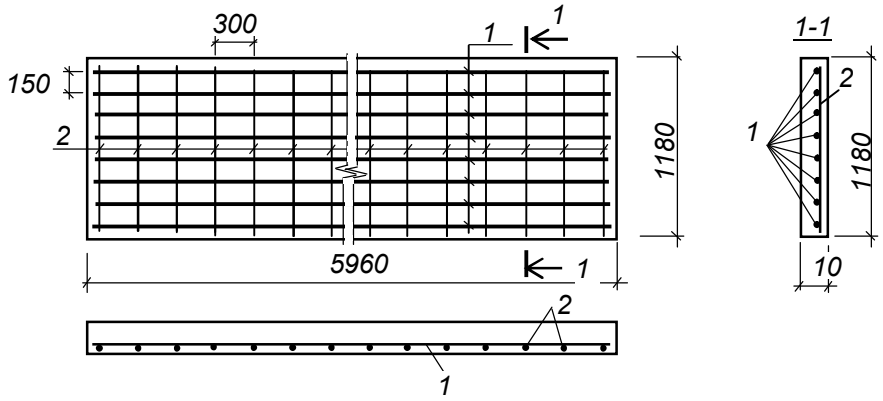
бу ерда ::q – плитанинг бир метр узинлигига мос бўлган ҳисобий юк; l_0 - плитанинг ҳисобий узунлиги.

Кўндаланг кесими бутун бўлган плиталарда арматуранинг кўндаланг кесим юзаси кесими тўғри тўртбурчак шаклидаги эгиладиган элементлардек ҳисобланади.



21.10 – расм. Йиғма плитани ҳисоблашга доир

Ясси бутун кесимли плитани арматуралаш 21.11 - расмда келтирилган.



21.11 – расм. Ясси бутун кесимли плитани арматураланиши:
1- ишчи бўйлама арматура; 2- монтаж арматура.

Кўп бўшлиқли йиғма плиталарнинг равоғи 4 м гача бўлганда улар оддий арматуралар билан, равоғи 6 м ва ундан катта бўлганда эса, олдиндан таранглаштриладиган арматуралар билан жиҳозланади (21.12 расм). Электротермик ёки механик усул билан таранглаштирилган диаметрлари 14... 22 мм бўлган стерженлар плита кесимининг пастки қисмига жойлаштирилади. Плитанинг устки қисмига диаметри 3-4 мм бўлган симлардан тайёрланадиган пайванд Т-1 тўр тўшалади. Бўшлиқлар ораларига (ҳар битта ёки иккита бўшликдан кейин) таянчлардан плита равоғи узунлигининг 1/4 қисмига тенг бўлган масофада ясси синчлар (1) қўйилади. Синч кўндаланг стерженлари ҳисоб бўйича танланади ва уларнинг қадами 150 мм дан ва плита кесими баландлигининг ярмидан катта қабул қилинмайди. Плитанинг остки қисмига таранглаштирилган арматура ва синчларнинг остидан диаметри 3-4 мм бўл-

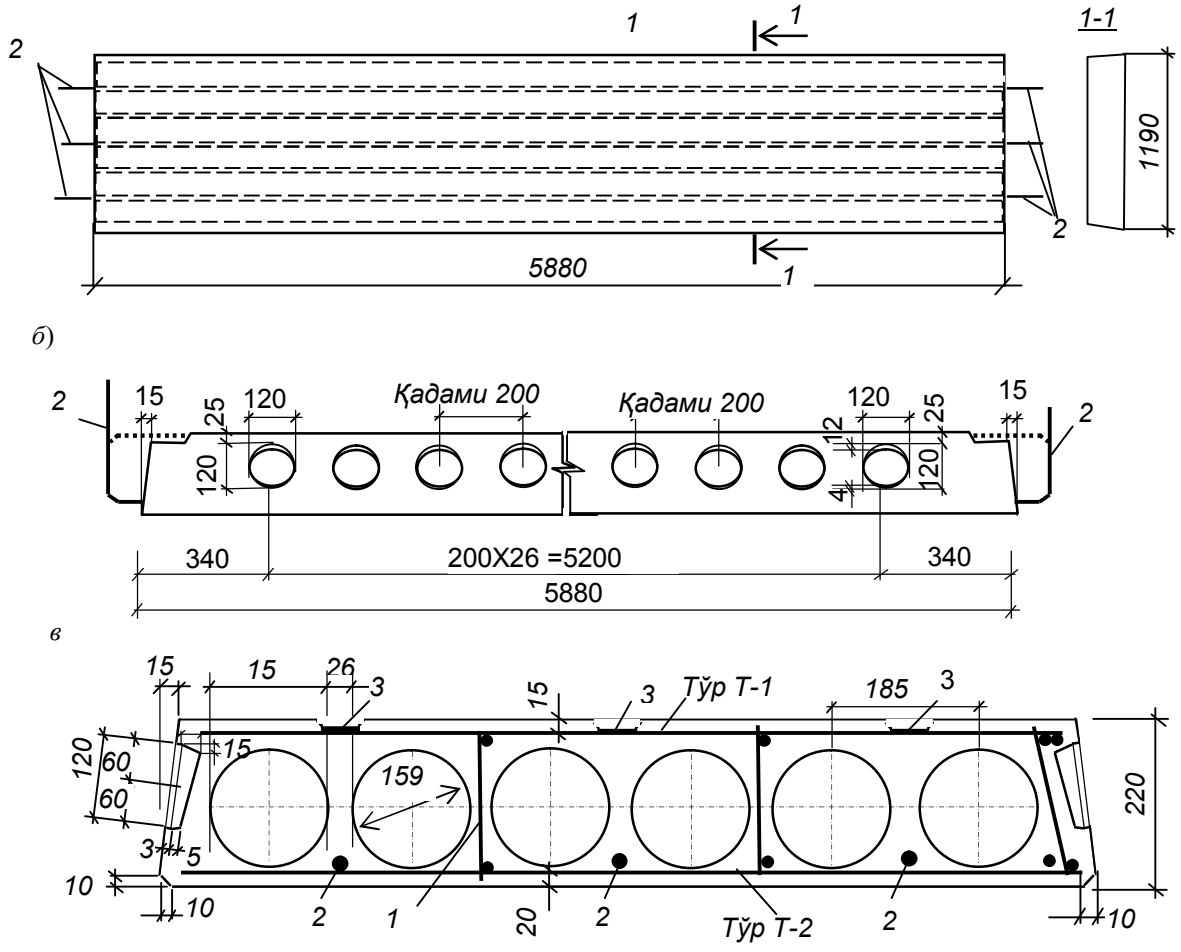
ган симли Т-2 тўр тўшалади.

Сейсмик туманларда қўлланиладиган плиталарда бўйлама стерженлар йўналишида махсус арматураларнинг (2) учлари чиқариб қўйилади (21.12,*а*,*б* - расм). Бу арматура чиқиқлари антисейсмик болбоғ синчлари қўйилгандан кейин қайириб плитанинг бириктирувчи деталига (3) пайвандланади.

Кўп бўшлиқли йиғма плиталарнинг бир - бирига нисбатан силжишини чеклаш мақсадида уларнинг ён томонларида чуқурчалар ҳосил қилинади (21.12,б - расм). Плиталарнинг оралари қоришма билан тўлдирилганда қоришма билан тўлган чуқурчаларда “шпонкалар” ҳосил бўлади.

Ҳозирги вақтда узунлиги 12,0 метргача бўлган кўп бўшлиқли йиғма плиталар ишлаб чиқарилмоқда. Бундай плиталарнинг баландлиги 300 мм қабул қилинган. Бундай плиталар олдиндан зўриқтирилиб тайёрланади.

Баландлиги 220 мм ва узунлиги 5,9 м бўлган плитани арматуралаш 21.12- расмда келтирилган.



21.12 – расм. Ясси бўш танали плитани арматураланиши.

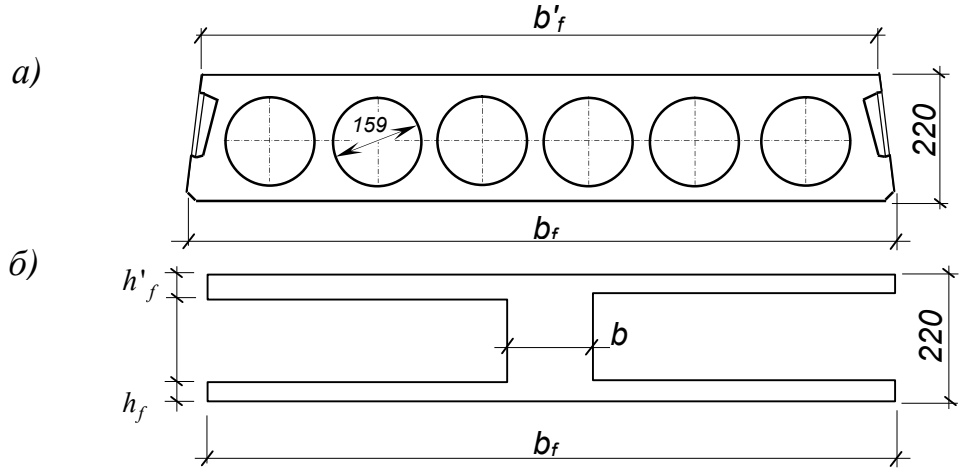
Баландлиги 300 мм дан кичик бўлган кўп бўшлиқли плиталарда кўндаланг стерженларни қўйилмасликка рухсат этилади. Плиталар синфлари В15...В25 бўлган бетонлардан тайёрланади.

Қалинлиги 300 мм гача бўлган айлана шаклидаги бўшлиқли олдиндан зўриқтирилган плиталарнинг бўйлама ўқига нормал бўлган кесими учун дарзбардошлик моменти M_{crc} юк бўйича ишонч коэффициенти $\gamma_f = 1$ бўлгандаги ташқи юк моментининг 80% дан кам бўлмаса, таянчдан ўтказиб қўйиладиган таранглаштирилган арматура стерженлари орасидаги масофани 600 мм гача оширишга рухсат этилади.

Ораёпма плиталарининг ғишт деворга ўрнашиш узунлиги 120 мм дан, бетон блоклардан тикланган деворга таяниш узунлиги 100 мм дан кам бўлмаслиги ва улар антисейсмик камарлар билан бирлаштирилган бўлиши шарт. Кўп бўшлиқли ораёпма плиталар йирик панели биноларнинг деворларига ўрнашиш узунлиги 70 мм дан кам қабул қилинмайди.

Кўп бўшлиқли йиғма плиталар икки таянчда эркин ётган элементлардек эгилишга ҳисобланади. Элемент кесимидаги М ва Q зўриқишлар (21.1) формулалардан аниқланади.

Арматуранинг кўндаланг кесим юзаси кўндаланг кесими тавр шаклида бўлган эгиладиган элементлардек ҳисобланади (21.13,б - расм).



21.13 – расм. Бўш танали плитани ҳисоблашга доир:
а – ҳақиқий кесими; *б* – ҳисобий кесими.

Бунда плита қовурғвсининг эни қуйидагича аниқланади: $b = b_f - n \times a$,

бу ерда: $a = \sqrt{\frac{\pi d^2}{4}} = d\sqrt{\frac{\pi}{4}} = -0{,}886d \approx 0{,}9d$, d - айлана шаклидаги бўшлиқ диаметри; *n*- бўшлиқлар сони.

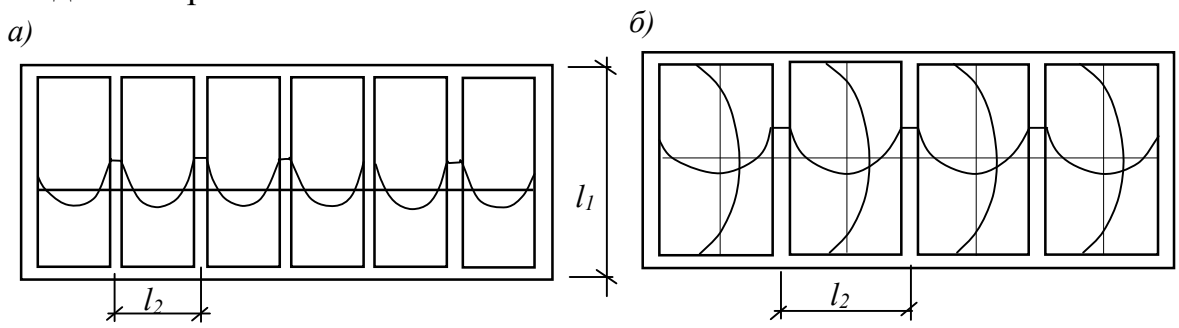
Плита рафининг (токчасининг) қалинлиги $h'_f = h_f$ қуйидаги формуладан аниқланади $h'_f = 0{,}5(h - a)$, бу ерда :: h – бўш танали плитанинг қалинлиги.

Ясси бўш танали плитани арматуралаш 21.12,*в* - расмда келтирилган.

Қовурғали плитанинг рафи (плитаси) арматурали тўр билан, кўндаланг қовурғаси эса, арматурали синч билан жиҳозланади. Плитанинг бўйлама қовурғаси оддий ёки таранглаштириладиган арматура билан жиҳозланади.

Плитанинг бўйлама қовурғасида бириктирувчи деталлар қўйилади. Қовурғали плиталар ригеллар ёки тўсинларга бириктирувчи деталлари орқали пайвандлаб бириктирилади.. Қовурғали плита рафини ҳисоблаш кўндаланг қовурғаларнинг жойлашишига ва кўндаланг қовурға узунлигининг улар орасидаги масофалари нисбатига боғлиқ. $l_1 / l_2 > 2$ бўлганда раф тўсин плиталардек қисқа томони бўйича ҳисобланади (20.14,а –расм). Акс ҳолда - икки йўналиш бўйича ҳисобланади (21.14,б - расм).

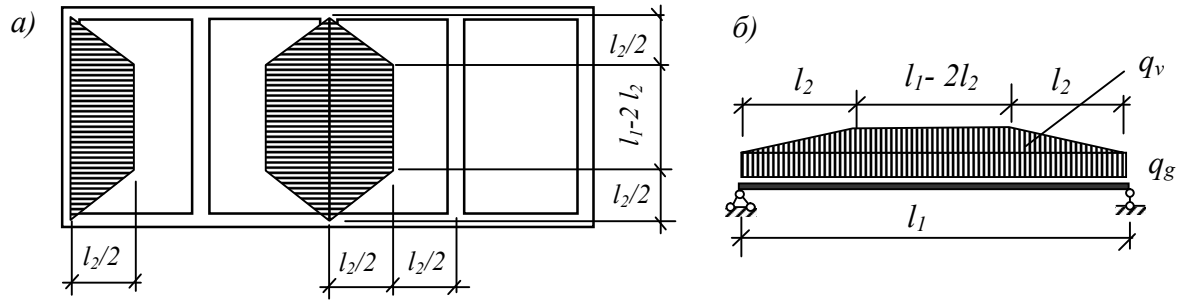
Кўндаланг қовурғалар шартли равишда икки таянчда эркин ётган тўсинлардек ҳисобланади. Кўндаланг қовурғанинг ҳисобий схемаси 21.15–расмда келтирилган.



21.14 – расм. Плита рафини ҳисоблашга доир:
а – $l_1 / l_2 \geq 2$ бўлган ҳол; *б* – $l_1 / l_2 < 2$ бўлган ҳол.

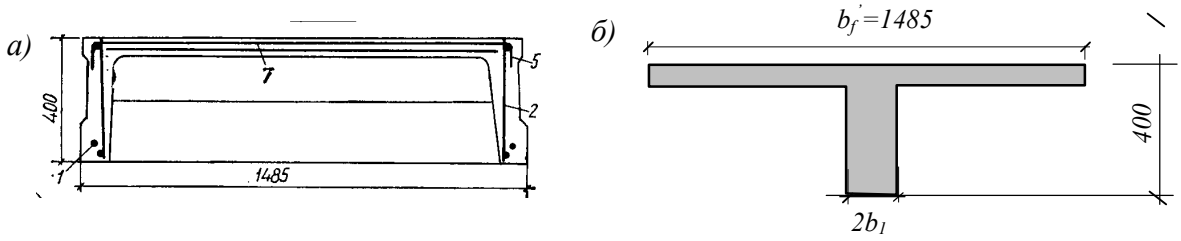
Рафлари икки йўналишда ишлайдиган қовурғали плиталарнинг кўндаланг қовурғаларини ҳисоблаш схемаси 21.15,б – расмда келтирилган. Рафдан

кўндаланг қовурғаларга узатиладиган юкларни аниқлашда юк таъсир юзаси 21.15,а- расмда келтирилгандек қабул қилинади.



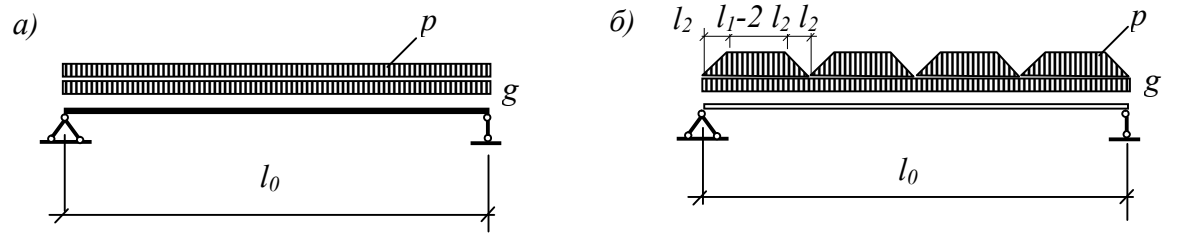
21.15 – расм. Кўндаланг қовурғани ҳисоблашга доир:
а- юк таъсир юзалари; *б* - кўндаланг қовурға ҳисобий схемаси;
q_g - кўндаланг қовурға хусусий оғирлигидан юк; q_v-муваққат юк.

Плита бўйлама қовурғаси ҳам икки таянчда эркин ётган тўсинлардек ҳисобланади (21.17 – расм.). Бунда тўсиннинг кўндаланг кесими тавр шаклида қабул қилинади (21.16,*б* – расм.)



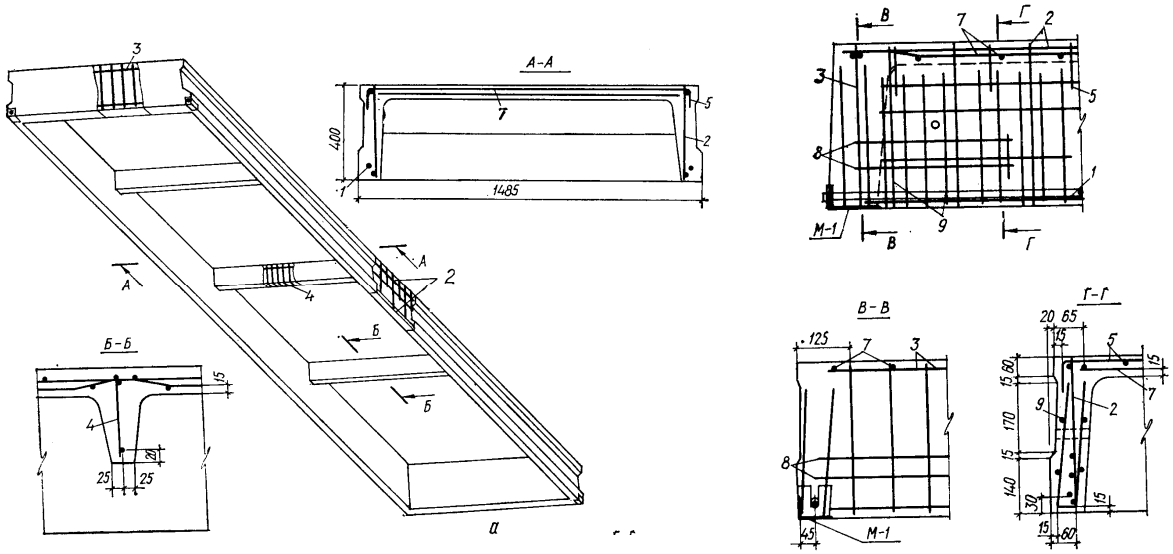
21.16 – расм. Бўйлама қовурғани ҳисоблашга доир:
а – ҳақиқий кесим; *б* – ҳисобий кесим.

Бўйлама қовурғага тасир қиладиган юк плита рафи (токчаси) томонларининг нисбатига боғлиқ (21.17 – расм). Плита рафи томонларининг нисбати $l_1 / l_2 \geq 2$ бўлса, бўйлама қовурғага тасир қиладиган юклар 21.17,а – расмда келтирилган схема бўйича олинади. Акс ҳолда 21.17,б – расмда келтирилган схема бўйича олинади.



21.17 – расм. Бўйлама қовурғанинг ҳисобий схемаси:
а) - $l_1 / l_2 \geq 2$ *бўлганда; б) -* $l_1 / l_2 < 2$ *бўлганда*

Қовурғали ораёпма плитасини арматураланиши 21.18 - расмда келтирилган.



21.18 расм. Қовурғали ораёпма плитаси [14]: *а*- плитанинг кўриниши; б – таянч тугуни; 1 – олдиндан таранглаштириладиган арматура; 2…9 – синч ва тўрлар стерженларининг рақамлари; М-1 – бириктирувчи детал

21.4. Тўсинсиз яхлит ораёпмалар

Тўсинсиз яхлит ораёпмалар узлуксиз плитадан иборат бўлиб, капителлар орқали бевосита устунларга таянади (21.20- расмга қаранг).

Капителларнинг вазифаси қуйидагилардан иборат:

- плитанинг устунлар билан бирикиш жойларининг бикирлигини ошириш;

- устун томонидан плитанинг босилиши натижасида бузилишдан сақлаш;

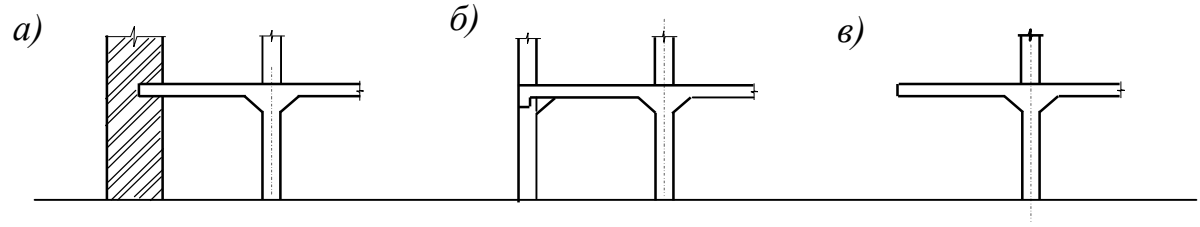
- плита ҳисобий равоғининг қисқариши ҳисобига эгувчи моментлар миқдорини камайтириш.

Тўсинсиз ораёпма таянадиган устунлар тўри квадрат ёки тўғри тўртбурчак шаклида бўлиши мумкин. Устунлар тўри тўғри тўртбурчак шаклида бўлганда томонларининг нисбати 1:1,5 га тенг қилиб олинади.

Квадрат шаклидаги устунлар тўри 6,0х6,0 м қабул қилинганда самарали ҳисобланади.

Тўсинсиз ораёпмаларнинг плиталари бевосита деворларга (21.19,*а*-расм),

тўсинларга (21.19,*б*-расм) ўрнашиши ёки эркин туриши мумкин (21.19,*в*-расм).



21.19-расм. Плиталарни биноларнинг ташқи томонлари бўйича таяниш деталлари.

Тўсинсиз ораёпмаларда капителларнинг уч хили учрайди (21.20-расм).

Капителларнинг конструкцияси ва ўлчамлари капител томонлари бўйича плитанинг босилишидан бузилмаслигини таъминлаш шартидан қабул қилинади. Бу (14.8) шартнинг бажарилиши билан таъминланади.

Тўсинсиз ораёпма плитасининг қалинлиги $h_s = \left(\frac{1}{30}...\frac{1}{35}\right) l_2$ қабул қилинади. Бу ерда :: l_2 - устунлар орасидаги энг катта масофа.

Тўсинсиз ораёпмалар чегаравий мувозанат услуби бўйича ҳисобланади [2].

Тўсинсиз ораёпма плитасини планда арматураланиши 21.20-расмда келтирилган.

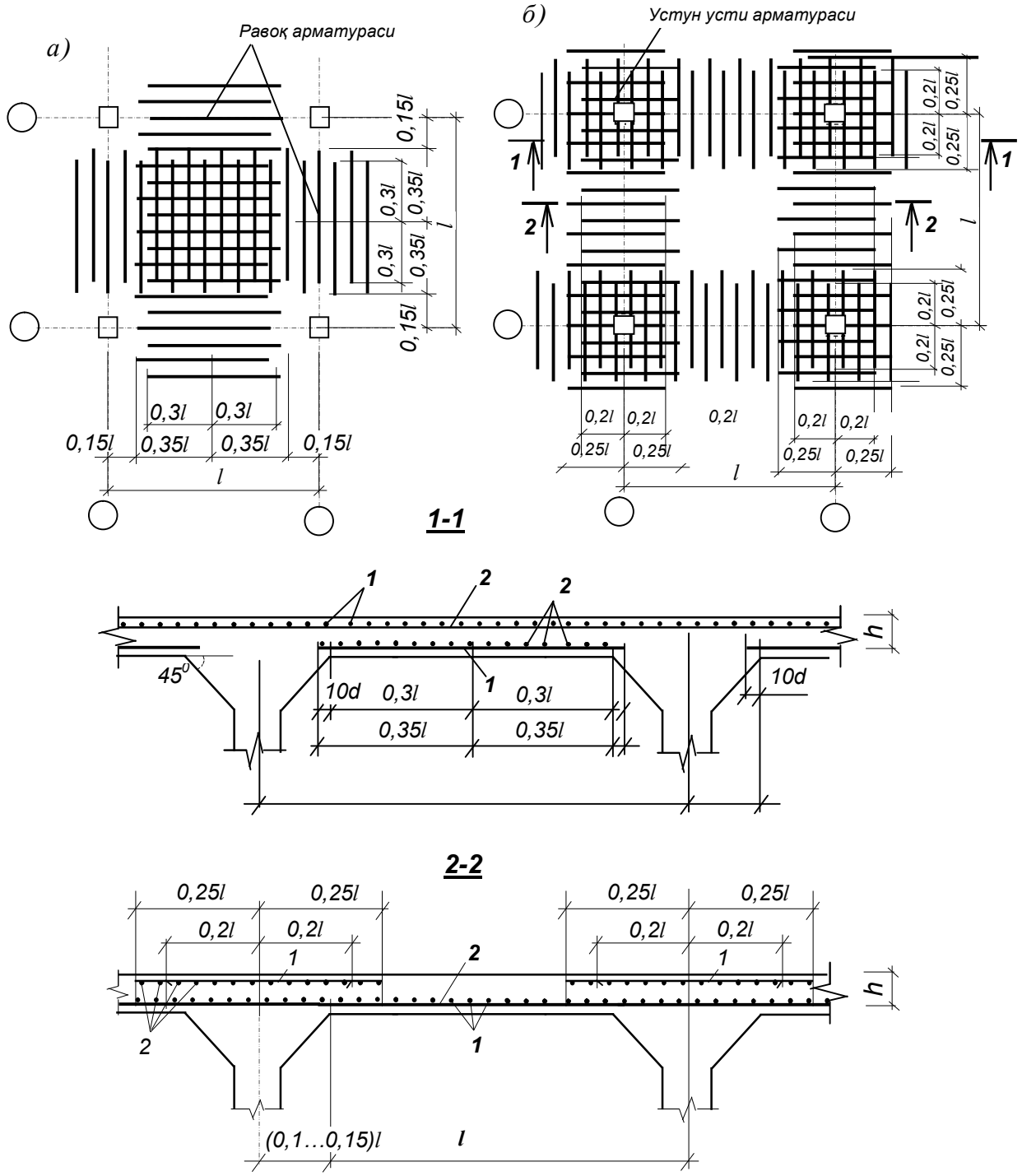
Тўсинсиз ораёпма плитаси ўрама ёки ясси тўрлар билан арматураланиши мумкин. Равоқларда ҳосил бўладиган эгувчи моментларни плита пастки зонасига жойлаштириладиган тўрлар қабул қилади (21.20,*а*-расм). Таянчларда ҳосил бўладиган эгувчи моментларни плита юқори зонасига жойлаштириладиган тўрлар қабул қилади (21.20,*б*-расм).

Равоқларда ишчи арматуралар плитанинг пастки томонида икки йўналишда, таянчларда эса, плитанинг устки томонида икки йўналишда жойлаштирилади.

Устун усти ва равоқ плиталари кесишадиган жойларда арматура плитанинг остидан (21.20,*а*-расм) ҳамда устидан (21.20,*б*-расм) қўйилади.

Устунлар жойлашган жойларда арматуралар кесилади ва кесилган арма-

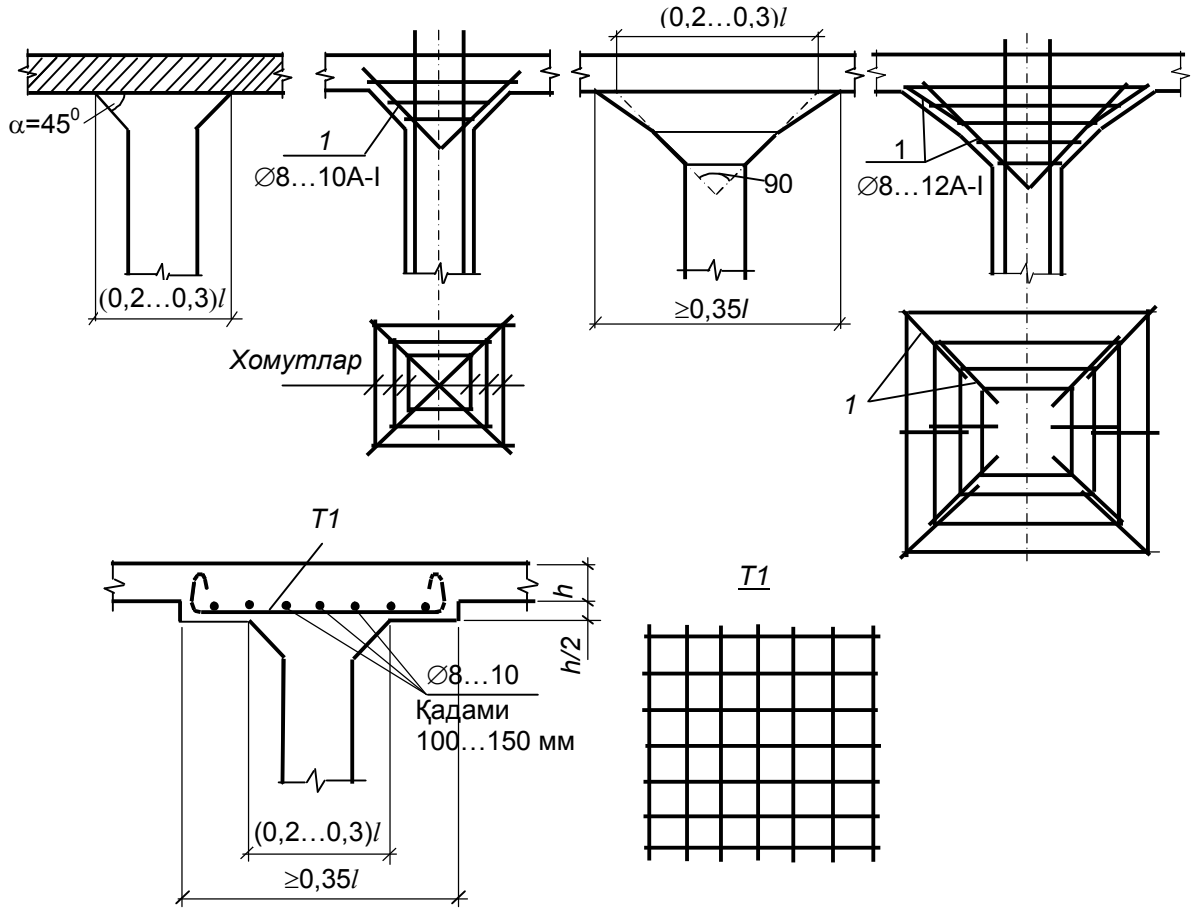
тураларни компенцасия қилиш учун ўша жойларга қўшимча арматура қўйилади.



21.20 - расм. Тўсинсиз яхлит плиталарни арматура билан жиҳозланиши:
а – равоқларда; б – таянч устларида;
1 – ишчи арматура; 2 – конструктив арматура.

Устун усти арматураси стерженлари капител томонларидан камидан $10\,d$ масофага ўтказиб қўйилиши шарт, бу ерда $::d$ - ишчи стерженлар диаметри (21.20- расм).

Капител конструктив талаблар бўйича арматураланади (21.21- расм). Капител бурчакларига 8... 10 мм бўлган стерженлар қўйилади. Бу стерженлар баландлиги бўйича 8...12 мм бўлган қадами 100 мм дан ошмайдиган ёпиқ хомутлар билан қамраб олинади.

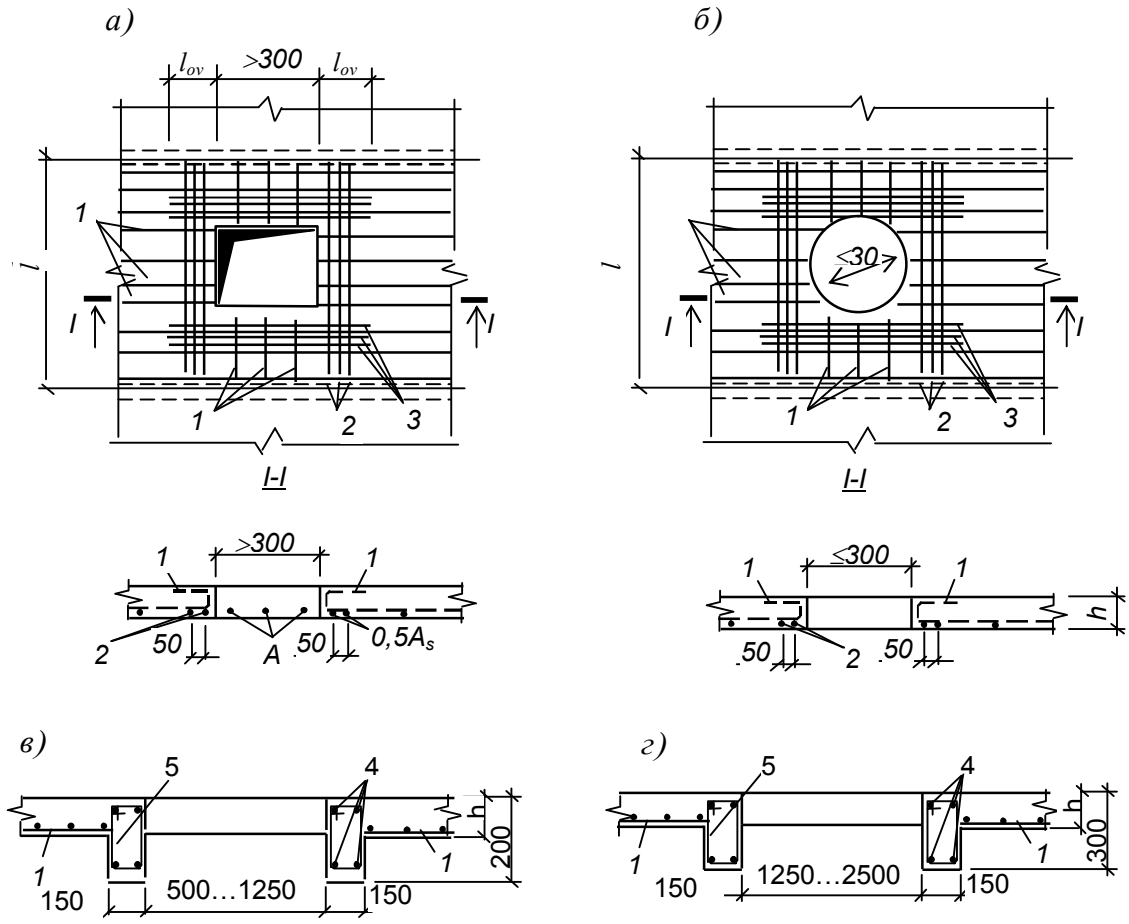


21.21 - расм. Тўсинсиз яхлит ораёпма капителини арматура билан жиҳозланиши

Тўсинсиз плиталарни жиҳозлаш учун металл ёки полиэтилен қувурларда жойлаштирилувчи олдиндан таранглаштириладиган арматуралар ҳам қўлланилиши мумкин.

Плиталарнинг эзилиш зоналарига қўйиладиган кўндаланг арматураларнинг учлари бўйлама арматураларга пайвандлаб ёки илгак кўринишида анкерланиши керак. Кўндаланг стерженлар орасидаги масофа $h/3$ (h - плита қалинлиги) ва 200 мм дан ошиб кетмаслиги керак. Кўндаланг арматуралар қўйиладиган зонанинг кенглиги 1,5 h дан кам бўлмаслиги керак.

Плиталарда қолдириладиган тешиклар атрофини арматуралаш. Плиталарда қолдириладиган тешикларнинг атрофи қўшимча арматуралар билан жиҳозланади. Қўшимча арматуранинг кесим юзаси ўша йўналишда узлуксиз плита ҳисоби бўйича талаб қилинадиган ишчи арматура кесим юзасидан кам бўлмаслиги шарт (21.22, а расм).



21.22 - расм. Плиталарда қолдирилган тешиклар атрофини арматура билан жиҳозлаш [13]: *а* – тешиклар ўлчами 500 мм дан ошмаганда; *б* – тешиклар ўлчами 300 мм дан ошмаганда; *в,г* – тешиклар ўлчами 500 мм дан катта бўлганда; 1 – плита арматурасининг қирқилган стерженлари; 2 – плита арматураларини силжитиш ҳисобига вужудга келган қамровчи стерженлар; 3 – тешикни қамраб турувчи махсус арматура стерженлари; 4 – қовурғаларнинг ҳисобий бўйлама арматуралари; 5 – қовурға хомутлари (∅ 6 мм, қадами 200 мм).

Ўлчами 300 ммгача бўлган тешиклар арматура стерженлари билан махсус қамралмайди. Плитанинг боғланадиган ва тақсимловчи стерженлари бундай тешиклар атрофида зичлаштирилади, яъни орасидаги масофа 50 мм бўлган иккита стержен қўйилади (21.22, *б*- расм).

Пайванд тўрлар билан жиҳозланган плиталарда тешикка тўғри келадиган

стерженларни жойнинг ўзида кесиш тавсия этилади.

Ўлчамлари 500 ммдан катта бўлмаган тўғри тўртбурчак, квадрат, айлана шаклидаги тешикларнинг гирдлари плиталарда қалинлаштирилмайди (21.22,*б*- расм).

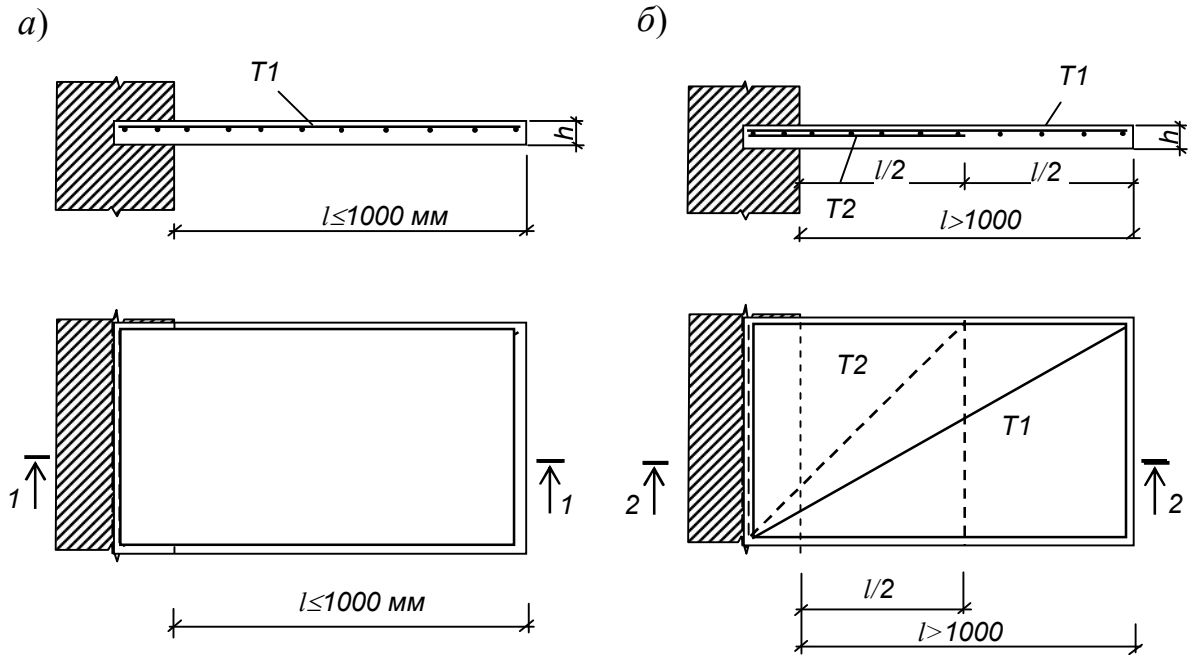
Арматура чизмаларида тешиклар атрофига қўйиладиган махсус стерженлар кўрсатилмайди, лекин қуйидаги эслатма келтирилади: тешик чегарасида стерженлар жойнинг ўзида кесилади ва плитанинг ичига қайириб қўйилади. Тешикларни қамраб турувчи қўшимча арматура тешик томонларидан камида l_{ov} узунликда бир-бирига ўтказиб қўйилиши шарт. Ўлчамлари 500 ммдан катта бўлган тешикларни периметри бўйича арматураланган қовурғалар билан қамраш мақсадга мувофиқдир (21.22,*в,г*- расмлар). Қовурғаларнинг ўлчамлари ва арматура билан жиҳозланиши тешикнинг ўлчами, шакли ва режада жойлашишига боғлиқ. Тешикларнинг ўлчамлари катта бўлганда тўрлар тешикларни эътиборга олиб тўшалади. Тешик Томонларини алоҳида стерженлар билан жиҳозлаш тавсия этилади.

Рафақли (консол) плиталарнинг узунлиги 1 м гача бўлганда қалинлиги ўзгармас қилиб олинади. Узунлиги 1 м дан катта бўлган плиталар таянч қисмининг қалинлиги ҳисоб бўйича аниқланади, эркин тарафининг қалинлиги эса, 50 мм дан кам олинмайди. Вақтинчалик юкнинг миқдори 4 кПа гача ва рафақ узунлиги 600 мм гача бўлганда плитанинг деворга кириб туриши камида 250 мм, 600..1000 мм бўлганда эса, камида 380 мм қабул қилинади.

Рафақ ўлчами ва юк миқдори катта бўлган ҳолларда махсус тадбирлар кўрилади. Ҳисобий сейсмиклиги 7 балл бўлган, девори ғиштдан тикланган бинолар учун рафақ узунлиги 1500 дан, 8 ва 9 балл бўлганда эса 1250 мм дан ошиб кетмаслиги керак.

Одатда рафақли плиталарнинг арматураси кесимнинг юқори қисмида жойлаштирилади (21.23- расм).

Консол узунлиги 1000 мм дан катта бўлганда ишчи стерженларнинг ярмини эгувчи момент эпюрасига мос равишда рафақнинг ярмида кесишга рухсат этилади (21.13,*б*- расм).



21.23 - расм. Консол плитани арматура билан жиҳозлаш.

22. ҚОВУРҒАЛИ ЯХЛИТ ОРАЁПМАЛАР

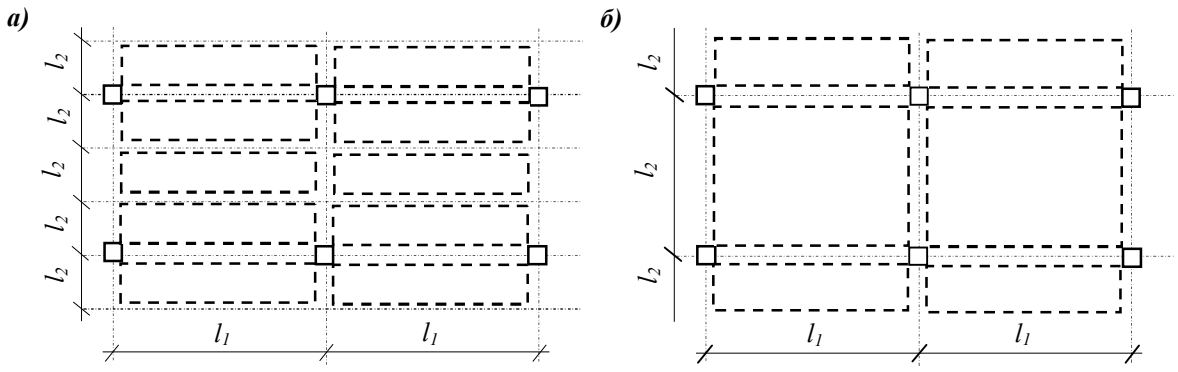
22.1. Ораёпманинг конструктив схемаси

Қовурғали яхлит ораёпмалар плита, ёрдамчи тўсин ва бош тўсинлардан иборат бўлиб, плитанинг ўлчамига боғлиқ равишда икки хил бўлади. Ораёпманинг биринчи хилида плита узунлигининг энига нисбати 2 ва ундан катта бўлади, яъни $l_1/_2 l > 2$ (22.1,*а*-расм). Ораёпманинг иккинчи хилида плита узунлигининг энига нисбатани тақрибан бир-бирига тенг бўлади, яъни $l_1 \approx l_2$ (22.1,б-расм).

Биринчи типдаги ораёпмаларда ташқи юклардан плитанинг қисқа томони бўйича салқиланиши ва эгувчи момент узун томонига нисбатан катта бўлади. Шунинг учун плитанинг узун томони бўйича эгилиши эътиборга олинмайди. Иккинчи типдаги ораёпмаларда ташқи юклардан плитанинг ҳар иккала томони бўйича эгувчи моментлар катта бўлгалиги учун улар эътиборга олинади.

Биринчи типдаги ораёпма плитаси қисқа томони бўйича эгилганлиги учун ***тўсин плита*** деб аталади. Ораёпма эса, ***тўсин плитали қовурғали яхлит ораёпма*** деб аталади. Иккинчи типдаги ораёпмалардаги плиталар

томонлари билан таянган плиталар деб аталади. Амалиётда ***тўсин плитали қовурғали яхлит ораёпмалар кўп учрайди.***



22.1- расм. **Қовурғали яхлит ораёпма планлари:**
а- тўсин плитали; *б*-томонлари бўйича қистирилган плитали.

22.2. Тўсин плитали қовурғали яхлит ораёпма

Ораёпмада элементларни жойлаштиришда устунлар тўри, бош тўсин йўналиши ва ёрдамчи тўсинларнинг қадами танланади. Бунда бинонинг тайинланиши эътиборга олиниши шарт. Бош тўсинлар бинонинг эни ёки бўйи бўйича жойлашиши мумкин. Бош тўсиннинг равоғи (узунлиги) l_{mb}= 6…9 м, ёрдамчи тўсиннинг равоғи (узунлиги) l_{sb}= 5…7 м, плитанинг равоғи (эни) l_s= 1…3 м қабул қилинади. Ораёпма учун темирбетон ҳажмининг асосий қисми плитани тайёрлаш учун сарф қилиниши сабабли плитанинг қалинлиги мумкин даражада кичик қабул қилиниши, лекин 40…50 мм дан кам бўлмаслиги шарт. Ёрдамчи тўсин баландлиги $h_{sb} = \left(\frac{1}{12}...\frac{1}{20}\right) l_{sb}$, бош тўсин баландлиги $h_{mb} = \left(\frac{1}{8}...\frac{1}{15}\right) l_{mb}$ қабул қилинади. Бош ва ёрдамчи тўсинларнинг эни b=(0,3…0,5) h қабул қилинади.

22.3. Плита, ёрдамчи тўсин ва бош тўсинни лойиҳалаш

Плита ва тўсинлардан иборат бўлган ораёпмалар яхлит ҳолда қурилиш майдонида тайёрланади.

Яхлит плиталар бир равоқли ёки кўп равоқли бўлиши мумкин (12.1, *в,д* – расмларга қаранг). Плита бир равоқли бўлса, арматурали тўр плитанинг

пастки -чўзилган зонасига жойлаштирилади (12.1,*в* - расм). Плита кўп равоқли бўлган тақдирда арматурали тўрлар плитанинг пастки чўзиладиган зонасидан ташқари таянчнинг юқори чўзиладиган зонасига ҳам жойлаштирилади (12.1,*д* - расм). Яхлит плиталар учун синфи В15 ва В20 бўлган бетонларни қабул қилиш тавсия этилади. Оддий арматуралар сифатида А400(А-III), Вр-I синфли пўлат арматуралар қўлланилади.

Яхлит плиталар кўп ҳолларда пайванд тўрлар билан жиҳозланади. Боғланган тўрлар йиғма плиталарнинг яхлит қисмларида, режадаги шакли мураккаб бўлган яхлит плиталарда, кўп тешикли плиталарда ёки стандарт тўрларни қўллаш имкони бўлмаган жойларда қўлланилади. Пайванд тўр стерженларининг диаметрини камида 3 мм, боғланган тўрларда эса, камида 6 мм қабул қилиш тавсия этилади.

Ишчи стерженларнинг диаметрлари 3...12 мм бўлган тўрлар эгувчи моентнинг максимал қийматларига эга бўлган жойларнинг чўзилган толалари томонига 100...200 мм қадам билан жойлаштирилади. Плитанинг қалинлиги h_s<150 мм бўлганда ишчи стерженларнинг қадами s≤200 мм, h_s ≥150 мм бўлганда эса, s≤1,5h_s қабул қилинади. Плитанинг бошқа қисмларида стерженларнинг қадами S≤400 мм қабул қилинади. Таянч қиррасидан ичкарига ўтказиладиган стерженларнинг қадами ҳам s =400 мм дан ошиб кетмаслиги ва плитанинг 1 м энига мос келадиган кесим юзалари ораликдаги ишчи стерженлар кесим юзаларининг 1/3 миқдоридан кам бўлмаслиги керак.

Ишчи стерженлар билан биргаликда арматура тўрларини ташкил этувчи тақсимловчи стерженлар ишчи стерженларнинг лойиҳавий ҳолатини таъминлайди. Бундан ташқари ҳисобларда эътиборга олинмайдиган бетоннинг киришиши ва ҳарорат ўзгариши таъсиридан вужудга келадиган зўриқишларни қабул қилади, маҳаллий юклар таъсир қилганда эса, юкларни катта юзаларга тақсимлаб беради. Тақсимловчи стерженларнинг диаметри 3...8 мм, қадами 250...350 мм, кесим юзалари эса, ишчи стерженлар кесим юзаларининг камида 10% га тенг қабул қилинади.

Плита 1 м энига мос келадиган ишчи стерженларнинг кесим юзалари

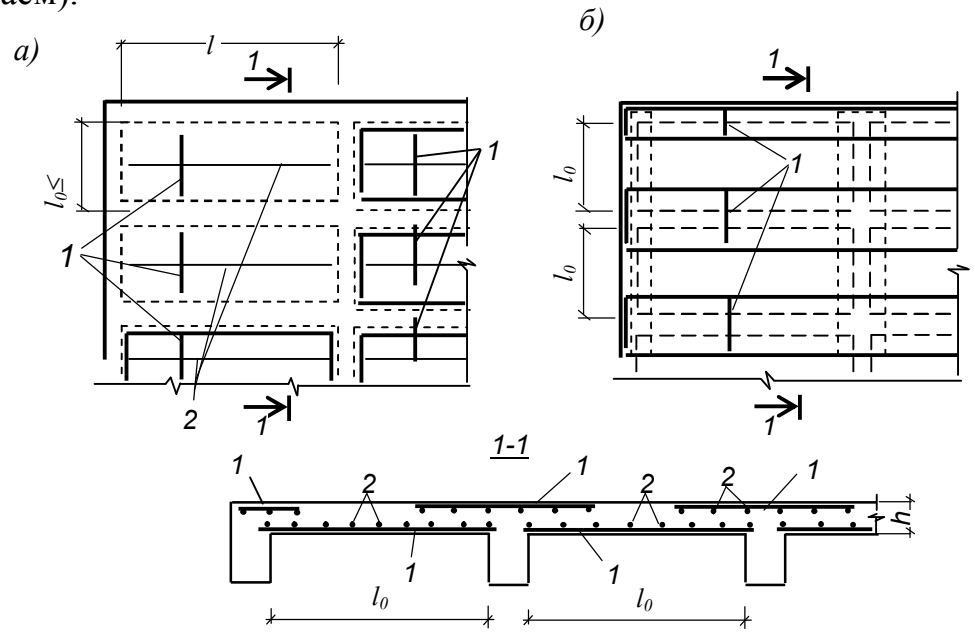
иловадаги И.7- жадвалда келтирилган миқдорлардан кам бўлмаслиги керак.

Тўсинсимон плиталарда тақсимловчи арматура стерженларининг диаметри ва қадамини ишчи стреженларнинг диаметри ва қадамига мос равишда иловадаги И.8- жадвалдан қабул қилиш мумкин.

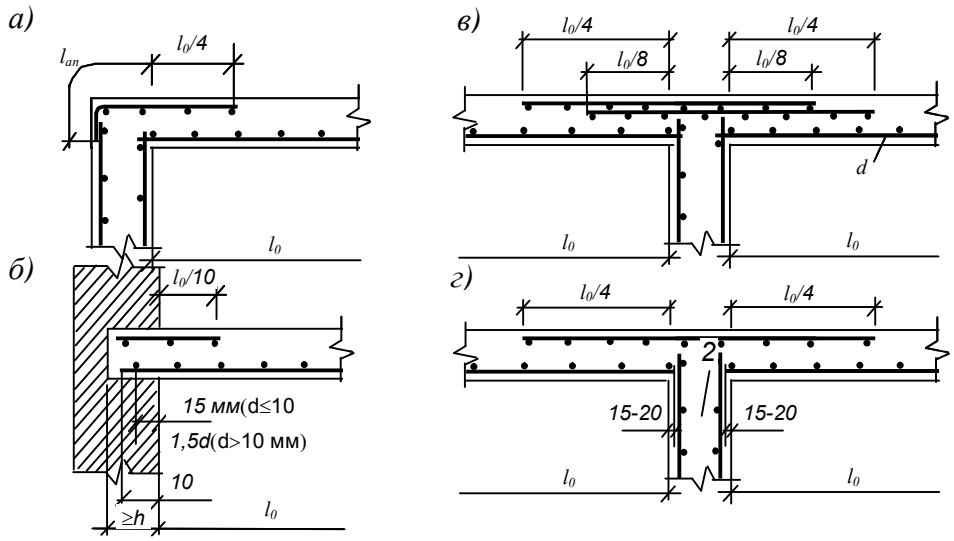
Узлуксиз плиталарда ва қалинлиги 150 мм дан кичик бўлган тўсинсимон плиталарда кўндаланг арматурани қўймасликка рухсат этилади. Шунинг учун узлуксиз тўсинсимон, тўсинсиз ва томонлари бўйича таянган плиталарнинг баландликлари 40...140 мм қабул қилинади.

Тўсинли яхлит плиталар ишчи арматуралари кўндаланг йўналишда жойлашган алоҳида арматура тўрлари билан жиҳозланиши мумкин (22.2-расм). Узлуксиз плиталар таянч зоналарининг арматураланиши битта (22.3-расм) ёки бир-бирига нисбатан силжитиб қўйиладиган иккита тўр би лан (22.3,*в* -расм) амалга оширилиши мумкин. Бундай тўрларнинг ишчи стерженлари ҳам кўндаланг ҳолатда жойлаштирилади.

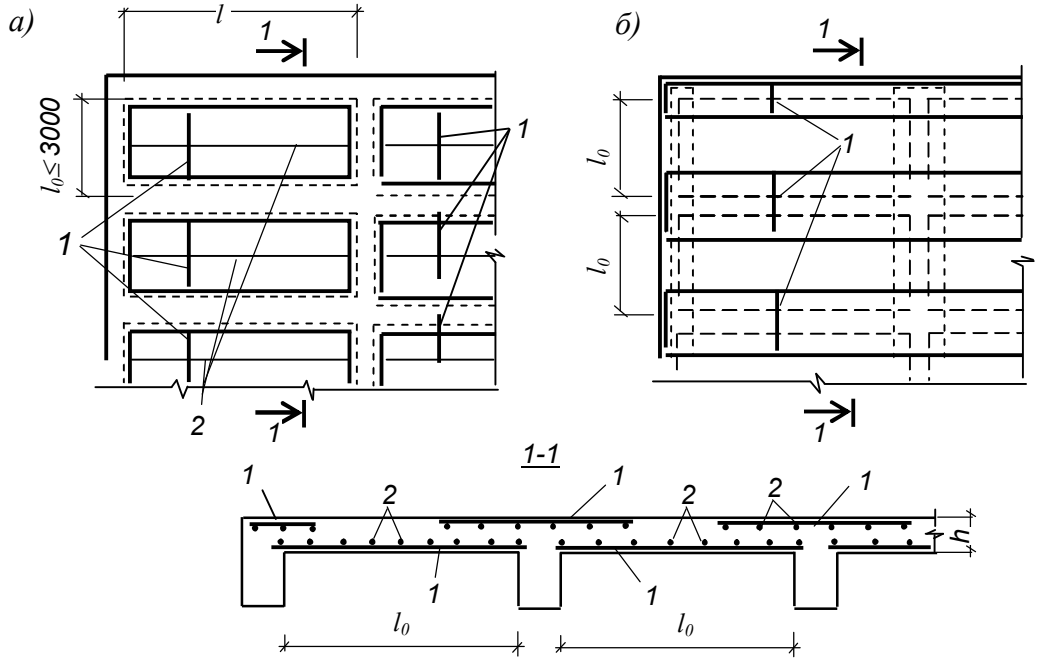
Тўсинсимон яхлит плиталар ишчи арматуралари кўндаланг йўналишда жойлашган алоҳида арматура тўрлари билан жиҳозланиши мумкин (22.4- расм).



22.2 - расм. Яхлит тўсинли плитани ишчи стерженлари кўндаланг йўналишда жойлашган - алоҳида пайванд тўрлар билан жиҳозланиши: *а* – равоқ арматурасининг остки тўрлари; б – таянч устки арматураси тўрлари; 1 – ишчи арматуралар йўналиши; 2 – тақсимловчи арматура.



22.3 - расм. Яхлит плиталарни таянч қисмларида алоҳида тўрлар билан жиҳозлаш: *а* – четки таянчда темирбетон тўсинига; *б* – ўрта таянчда ўзаро силжиган иккита тўр билан; *в* – ғишт деворга; *г* – ўрта таянчда бир тўрдан иборат; 1 – равоқ арматурасининг остки тўри; 2 – таянч усти арматурасининг юқори арматураси.

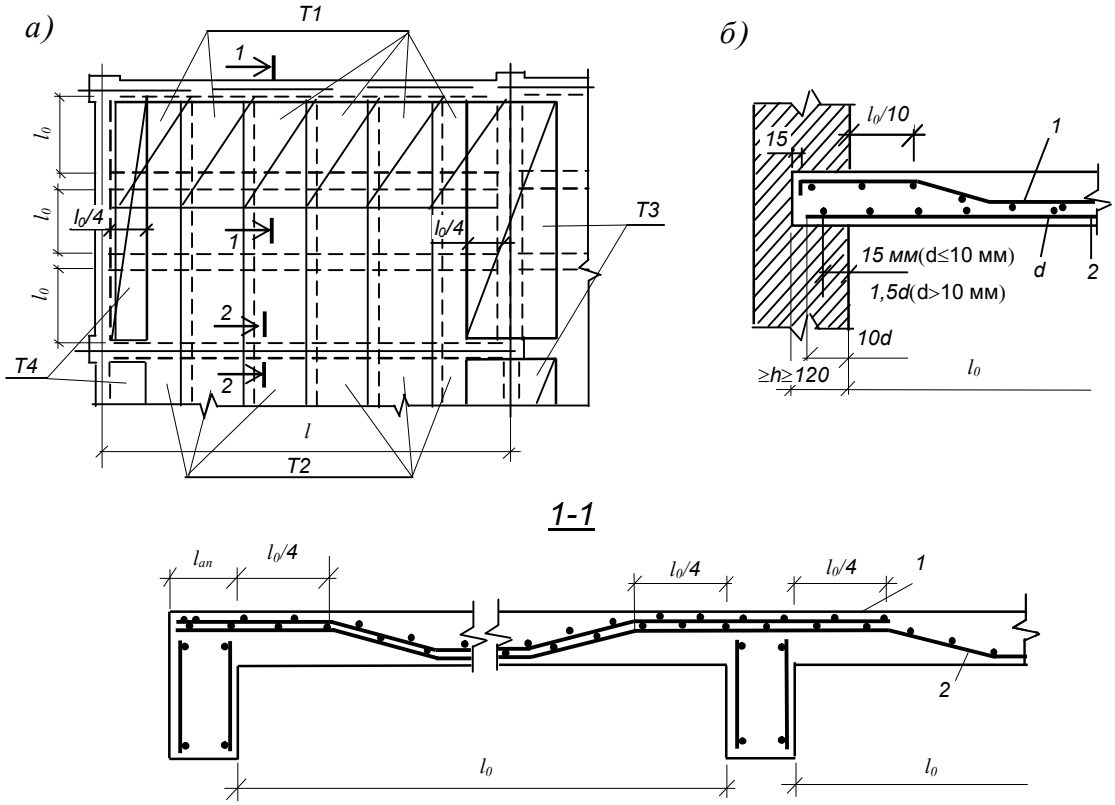


22.4 - расм. Яхлит тўсинли плитани ишчи стерженлари кўндаланг йўналишда жойлашган алоҳида пайванд тўрлар билан жиҳозланиши: *а* – равоқ арматурасининг остки тўрлари; *б* – таянч устки арматураси тўрлари; 1 – ишчи арматуралар йўналиши; 2 – тақсимловчи арматура.

Ишчи арматураларининг диаметрлари 6 мм дан катта бўлмаган кўп равоқли тўсинсимон плиталарни ишчи арматуралари бўйлама жойлашган пайвандланган ўрама тўрлар билан жиҳозлаш тавсия қилинади (22.5- расм).

Тўр ўрамлари ёрдамчи тўсинларга кўндаланг йўналишда ётқизилади. Тўрлар эни бўйлаб бир-бирининг устига ўтказилиб, пайвандсиз бириктирилади. Биринчи равоқда ва биринчи таянч устида моментнинг тўлиқ қийматини қабул қилиш учун қўшимча тўрлар ёки стреженлар қўйилиши мумкин (22.5,*а* - расм).

Плиталарнинг боғланган арматураларини букилган стерженларсиз конструкциялаш тавсия этилади. Бунда плитанинг остки қисмида жойлашган арматуралар таянчгача еткизилади, таянч устки қисмлари эса, алоҳида арматуралар билан жиҳозланади.

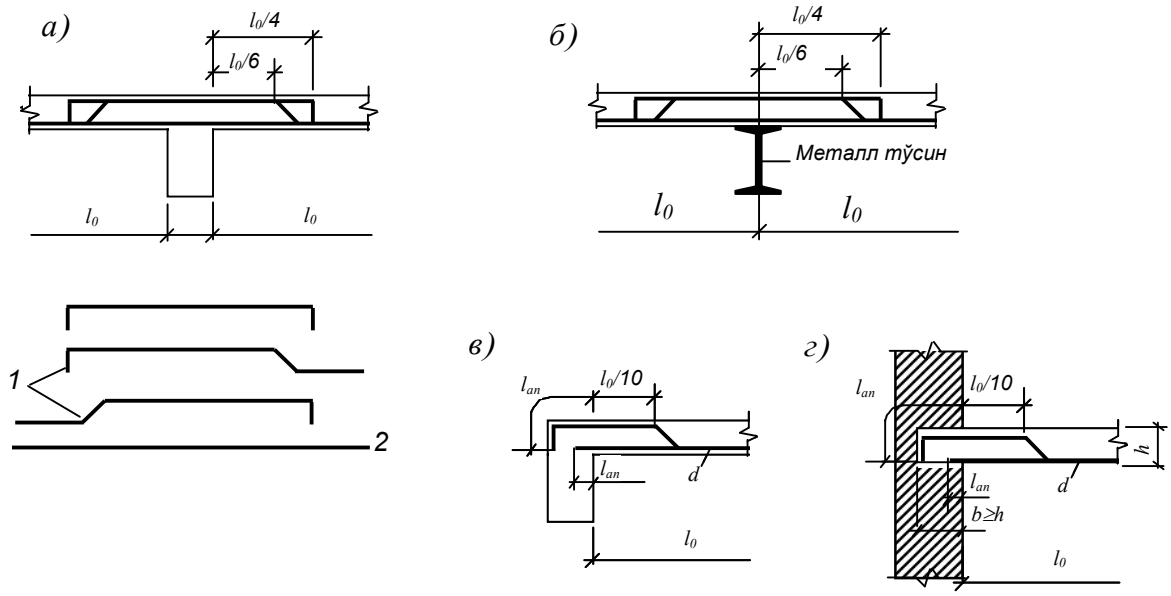


22.5 - расм. Яхлит узлуксиз плиталарни бўйлама ишчи арматурали тўр ўрамлар билан узлуксиз жиҳозлаш: *а* – тўсинларга ўрнатилган плитанинг режаси ва қирқими; *б* – плитанинг ғиштин деворган ўрнатилган қисми

Кўп равоқли плиталарда, пастки арматуранинг диаметри 12 мм ва ундан кичик бўлса, улар бир неча равоқ узунлиги бўйича кесилмасдан жойлаштирилиши мумкин.

Баъзи ҳолларда, плиталарнинг қалинлиги 12 см дан катта бўлганда ишчи стерженларнинг бир қисмини букиб таянчнинг юқорисига ўтказилади (22.6-

расм). Плитанинг қалинлиги 150 мм гача бўлганда стерженларнинг букилиш бурчаги 30^0, 150 мм ва ундан катта бўлганда 45^0 қабул қилинади. Одатда стерженларнинг ярми (оралатиб) таянчнинг устки қисмига букиб ўтказилади, қолган ярми эса, равоқда қолдирилиб таянчгача етказилади. Имкони борича устки ва остки арматура стерженларининг қадамлари бир хил қилиб тайинланади (22.6-расм).



22.6-расм. Яхлит плиталарни алоҳида ишчи стерженлар билан узлуксиз жиҳозлаш (боғланган вариант): *а* – кўп равоқли плитанинг ўрта таянчлари темирбетон тўсин бўлганда; *б* – кўп равоқли плитанинг ўрта таянчлари металл тўсин бўлганда; *в* – четки таянч темир-бетон тўсин бўлганда; *г* – четки таянч ғиштин девор бўлганда; 1 -қайрилган стерженлар; 2 – равоқ арматураси; 3 – қўшимча таянч арматураси (қайрилган арматура етарли бўлмаганда қўйилади).

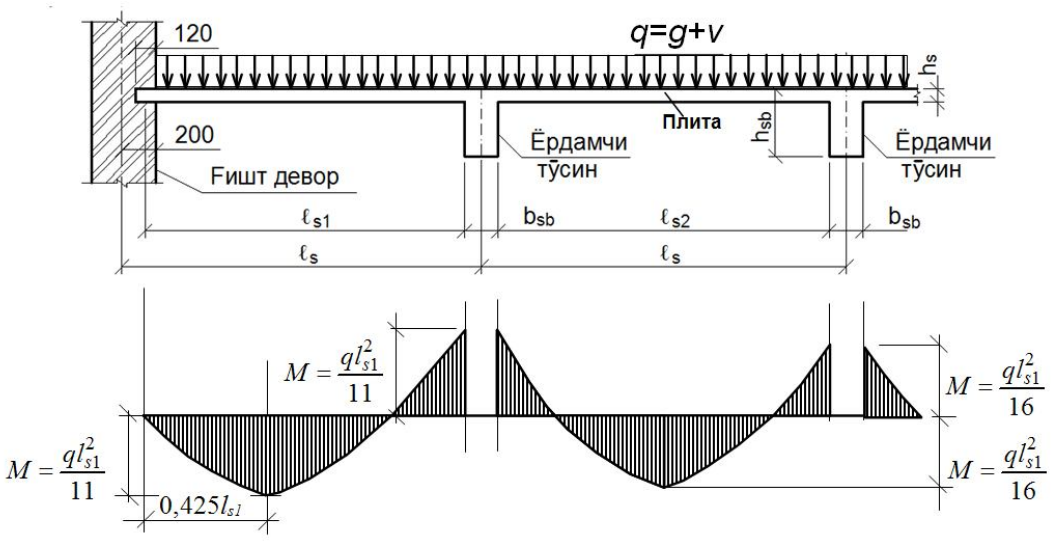
Плиталарнинг қалинликлари мумкин даражада юпқа қабул қилиниши тавсия қилинади, чунки плита бино ва иншоот шиптомининг асосий масса-сини ташкил қилиб, кўп миқдорда бетон сарф қилинади. Натижада плитани кўтариб турувчи конструкцияга доимий юк миқдорини оширади. Плиталар-нинг қалинликлари уларнинг мустаҳккамликларини ва бикирликларини таъминлаши шарт. Яхлит плиталарнинг қалинликлари том учун 40 мм дан, граждан ва саноат биноларининг қаватлар оралиғидаги шиптом учун эса 50...60 мм дан кам қабул қилинмайди. Йиғма плиталарнинг қалинликлари 25... 35 мм қабул қилинади.

Арматурали тўрларда ишчи стерженларнинг диаметри 3...12 мм қабул

қилиниб, моментларнинг энг катта қиймати ҳосил бўладиган жойларда ҳар 100…200 мм дан, қолган жойларда эса 400 мм дан катта бўлмаган масофада қўйилади.

1. Тўсин плиталарни ҳисоблаш

Тўсин плиталарни ҳисоблаш учун ораёпма планида эни 1 м га тенг бўлган тасма ажратилади (21.2,*б*- расмга қаранг). Плита четки равоқларида деворларга, ўрта равоқларда эса, ёрдамчи тўсинларга таянган узлуксиз тўсин сифатида қаралади. Плитанинг ҳисобий узунликлари қуйидагича қабул қилинади: четки равоқлар учун - ёрдамчи тўсин қиррасидан плитанинг деворга ўрнашган қисми узунлиги С нинг ўртасигача бўлган масофага, яъни $l_{s1}= l_s - C/2$; ўрта равоқлар учун - ёрдамчи тўсин қирралари орасидаги соф масофага, яъни $l_{s1}= l_s - b_{sb}$. Плита узунлиги бўйича хавфли кесимларида ташқи юклардан ҳосил бўладиган зўриқишлар бетон ва арматуранинг пластик деформацияланишини ҳисобга олиб аниқланади. Бунда эластик схема бўйича аниқланадиган зўриқишлар бетон ва арматуранинг пластик деформацияланиши натижасида қайта тақсимланади. Плитанинг ҳисобий схемаси ва унинг хавфли кесимларида ҳосил бўладиган эгувчи моментлар 22.7- расмда кўрсатилган.



22.7- расм. Тўсин плитанинг ҳисобий схемаси

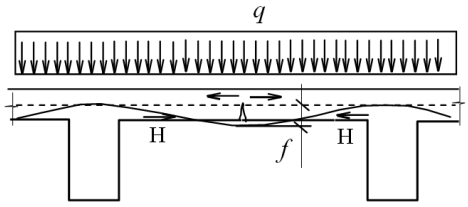
Томонлари тўсинларга қистириб маҳкамланган плиталарда горизонтал зўриқишлар ҳосил бўлиши натижасида (22.8-расм) эгувчи моментларнинг

қийматлари плитанинг салқилигига боғлиқ равишда камаяди, яъни

$$M = M - H \times f,$$

бу ерда: *H*- горизонтал зўриқиш, *F*- ташқи юк лар таъсиридан плитанинг салқилиги. Амалий ҳисобларда бундай питалар учун эгувчи моментнинг миқдори ўрта равоқ ва ўрта таянчлар учун 20% га камайтирилади. Арматура кесим юзаси эни *b*=100 см ва баландлиги h_s бўлган тўсинлардек ҳисобланади.

Тўсин плитани ҳисоблаш ва лойиҳалаш дарсликнинг IV қисмида батафсил келтирилган.



22.8- расм. Қистириб маҳкамланган плиталарда горизонтал зўриқишлар ҳосил бўлиш схемаси

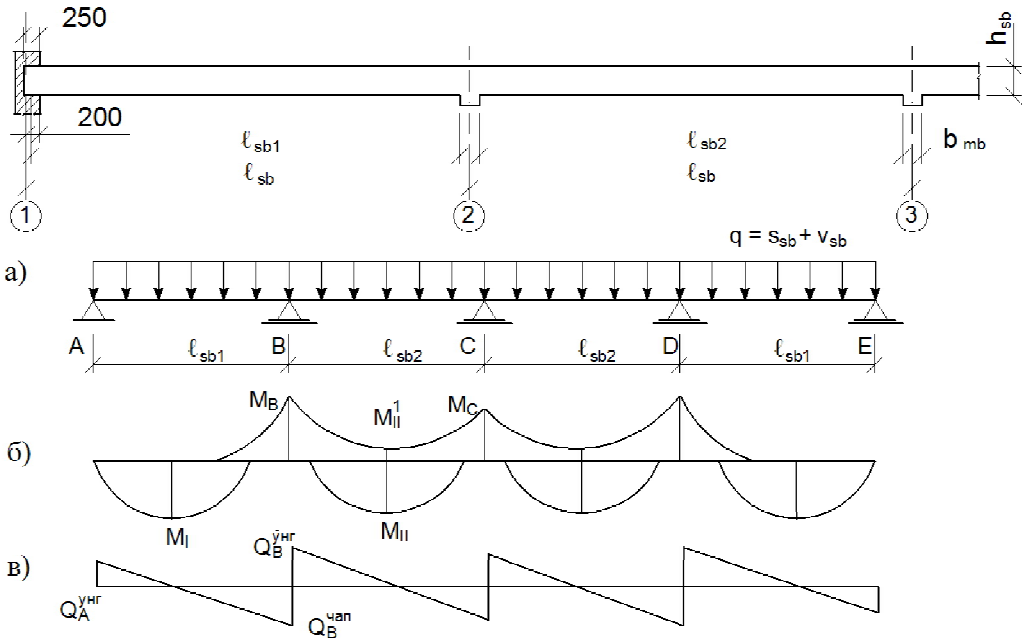
2. Ёрдамчи тўсинларни ҳисоблаш

Ёрдамчи тўсин ташқи деворларга ва бош тўсинларга ўрнашган узлуксиз конструкциядек ҳисобланади. Ёрдамчи тўсинга пол ва плита оғирликларидан ҳосил бўладиган доимий g_s ва муваққат юклар эни ёрдамчи тўсинлар қадамига, яъни l_s га тенг бўлган тасма орқали узатилади. Бундан ташқари ёрдамчи тўсин хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган доимий юк g_{sb} ҳам ҳисобга олинади.

Ёрдамчи тўсинга таъсир қиладиган жами юк $q_{sb} = q_s \times l_s + g_{sb}$, бу ерда :: $q_s = v_s + g_s$: v_s –плитага таъсир қиладиган мувақат юк, кН/м^2; g_s –пол ва плита оғирлигидан юк, кН/м^2; $g_{sb} = (h_{sb} - h_s)\ b\ \rho\ \gamma_f\ \gamma_n$- ёрдамчи тўсин хусусий оғирлигидан ҳисобий юк, кН/м.

Ёрдамчи тўсин кесимларидаги ҳисобий зўриқишлар ҳам бетон ва арматуранинг пластик деформацияланиши натижасида зўриқишларнинг қайта тақсимлинишини эътиборга олиб аниқланади. Бундан ташқари зўриқишларни аниқашда ёрдамчи тўсин бир-неча схемада юкланиб эгувчи моментларнинг букувчи эпюраси курилади.

Ёрдамчи тўсин ҳисобий схемаси ва унинг хавфли кесимларида ҳосил бўладиган эгувчи моментлар 22.9- расмда кўрсатилган.



22.9- расм. Ёрдамчи тўсинни ҳисоблашга доир

Ёрдамчи тўсинни ҳисоблаш ва лойиҳалаш дарсликнинг IV қисмида батафсил келтирилган.

3. Бош тўсинларни ҳисоблаш

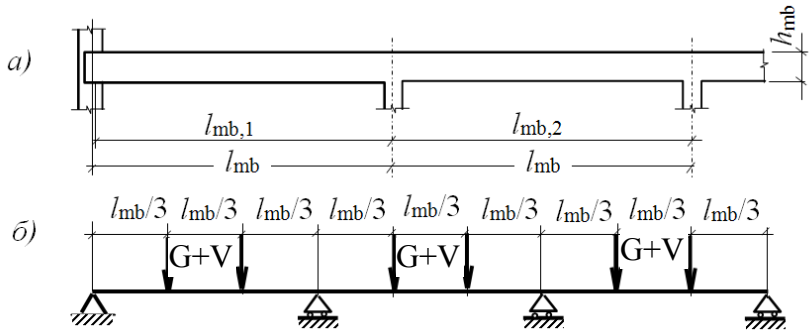
Бош тўсин ташқи деворларга ва устунларга ўрнашган узлуксиз конструкциядек ҳисобланади. Ҳисобий юклар сифати пол конструкцияси ва плита оғирлиган ҳосил бўладиган доимий юклар (g_s), ёрдамчи тўсин ҳусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган доимий юк (g_{sb}) қабул қилинади. Бу юклар ёрдамчи тўсинлар орқали тўпланган юк сифатида бош тўсинга узатилади ва қуйидаги фомуладан аниқланади $G_{mb}=(g_s \times l_s + g_{sb}) \times l_{sb}$, l_s – ёрдамчи тўсинлар қадами; l_{sb} – ёрдамчи тўсин узунлиги. Бундан ташқари бош тўсиннинг l_s га тенг бўлган қисми хусусий оғирлиги тўпланган юк сифатида қўшилади. У вақтда бош тўсинга таъсир қиладиган жами юк $G=G_{mb}+(h_{mb}-h_s)b_{mb}l_s\gamma_{m.б}\gamma_f\gamma_n$ га тенг бўлади. Бу ерда: h_{mb} –бош тўсин баландлиги; b_{mb} – бош тўсин эни; h_s- плита қалинлиги; $\gamma_{m.б}$- темирбетон ҳажмий оғирлиги; γ_f – юк бўйича ва γ_n – бинонинг тайинланиши бўйича ишончлилик коэффициентлар.

Ёрдамчи тўсин орқали бош тўсинга узатиладиган муваққат юк миқдори

қуйидаги формуладан аниқланади: $V=v_n\ l_s\ l_{sb}\gamma_f\gamma_n$, v_n- плитанинг 1 м^2 юзасига таъсир қиладиган муваққат юкнинг меъёрий миқдори.

Бош тўсин ҳам бетон ва арматуранинг пластик деформацияланишидан зўриқишларнинг қайта тақсимлинишини эътиборга олиб ҳисобланади. Бундан ташқари бош тўсинни ҳисоблашда ҳам ҳар хил юкланишлар схемасидан қуриладиган букувчи моментлар эпюрасидан фойдаланилади.

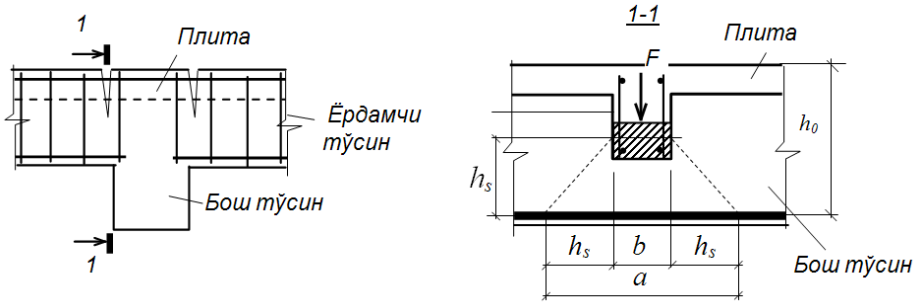
Бош тўсин ҳисобий схемаси 22.10- расмда кўрсатилган.



22.10- расм. Бош тўсинни ҳисоблашга доир:
а- бош тўсин кўриниш; *б*- ҳисобий схемаси

Бош тўсинни лойиҳалашда қўшимча равишда бош тўсиннинг ёрдамчи тўсин ўрнашган жойи узилишга ҳисобланади. Бош тўсинга юк ёрдамчи тўсиннинг сиқилган зонаси орқали узатилади (22.11-расм). Бу юкни бош тўсин кўндаланг арматураси қабул қилади. Агар бош тўсин кўндаланг арматураси етарли бўлмаса қўшимча кўндаланг арматура қўйилади.

Кўндаланг арматура қўйиладиган зона узунлиги қуйидаги формуладан аниқланади $a=2h_s+b$.



22.11- расм. Бош тўсиннинг ёрдамчи тўсин ўрнашган жойини узилишга ҳисоблашга доир.

Бош тўсинни ҳисоблаш ва қурилмалаш дарсликнинг IV қисмида батафсил ёритилган.

23. ТОМОНЛАРИ БЎЙИЧА ТАЯНГАН ПЛИТАЛИ ҚОВУРҒАЛИ ЯХЛИТ ОРАЁПМАЛАР

23.1. Ораёпманинг конструктив схемаси

Плитаси томонлари билан таянган қовурғали яхлит ораёпмалар плита ва баландликлари бир хил бўлган икки йўналишда жойлашган тўсинлардан иборат. Тўсинларнинг равоғи 4…6 м қабул қилинади. Томонлари билан таянадиган плиталар томонларининг нисбати $l_1/l_2 \approx 1 \ldots 1{,}5$ қабул қилинади. Устун тўри ўлчамлари бир хил бўлганда томонлари билан таянадиган плиталардан иборат бўлган ораёпмалар тўсин плитали ораёпмаларга нисбатан тежамсиз ҳисобланади. Бундай ораёпмалар меъморий жиҳатдан кўркам бўлганлиги сабабли жамоат биноларида кўп ишлатилади.

23.2. Томонлари билан таянган плитани лойиҳалаш

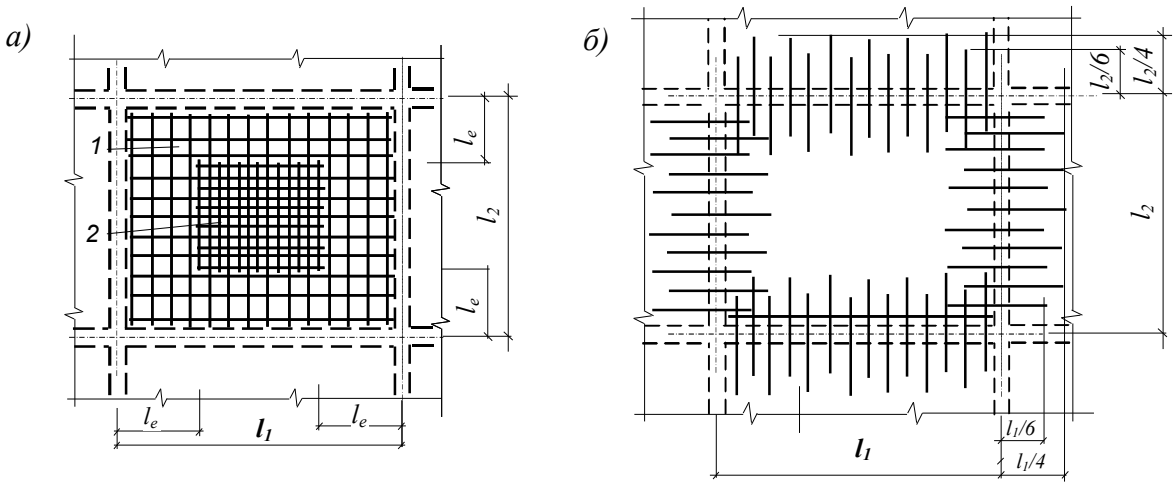
Узун томони ўлчамининг қисқа томони ўлчамига нисбати $l_1 / l_2 \approx 1 \ldots 1{,}5$ бўлган ва томонлари билан таянган плиталар икки йўналишда ишлайди. Одатда улар ишчи стерженлари икки йўналиш бўйича жойлашган пайвандланган ёки боғланадиган тўрлар билан жиҳозланади.

Равоқда тўрлар плитанинг остки, таянчларда эса (тўсинлар ва устунларнинг устида), плитанинг устки қисмига жойлаштирилади. Плита оралиғининг узунлиги 2,5 м дан катта бўлганда равоқда икки қават тўр ётқизилади. Бу тўрларда ишчи арматураларнинг кесим юзалари иккала йўналишда ҳам бир хил қабул қилинади.

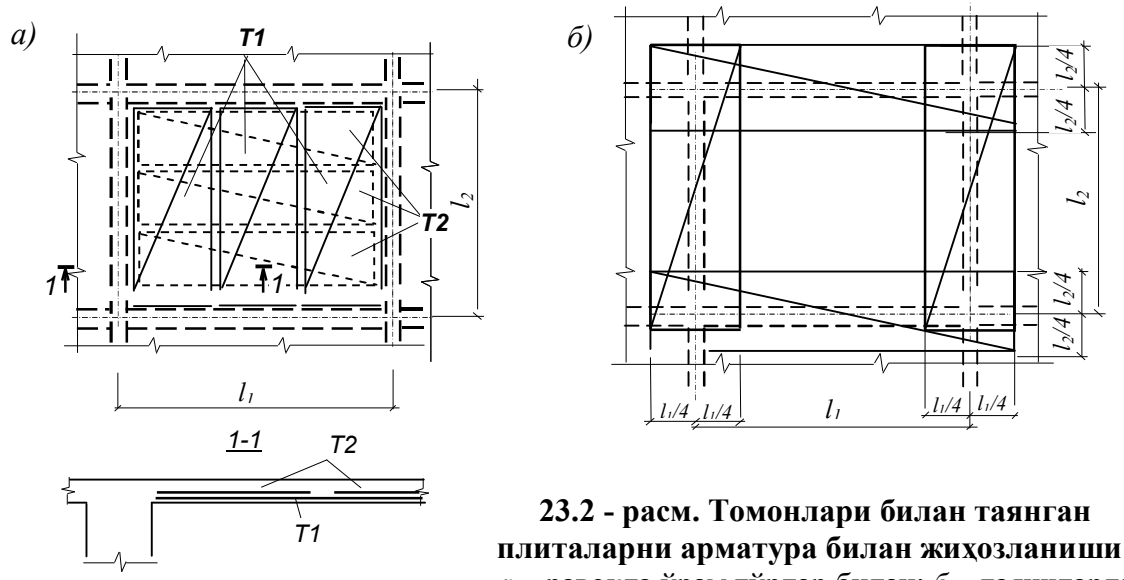
Пастки қават тўрининг ишчи арматуралари таянчгача етказилади. Устки қават тўрининг ишчи арматуралари эса, арматурани тежаш мақсадида, таянчларга етказмасдан қуйидаги масофаларда кесилади: плита тўсинга бириктириладиган бўлса - $l_1 / 4$ масофада; плита эркин таянганда - $l_1 / 8$ масофада, бу ерда :: l_1 - плита оралиғининг кичик ўлчами (23.1,*а* - расм). Плитанинг тўсинлари устидан жойлаштириладиган арматураси сифатида ҳам тўрлар қабул қилинади. Бу тўрларнинг ишчи стерженлари тўсинларга перпендикуляр йўналишда ётқизилади ва равоққа мос равишда навбат билан $l_1 / 4$ ва $l_1 / 6$

масофаларга ўтказиб қўйилади (23.1,б- расм). l_e масофа ҳисоб бўйича аниқланади.

Плиталар ишчи арматураси бўйлама жойлашган тасмасимон ясси пайванд тўрлар билан ҳам жиҳозланиши мумкин (23.2- расм). Равоқларда бу тўрлар ўзаро перпендикуляр йўналишлар бўйича икки қават қилиб жойлаштирилади. Бунда қисқа l_2 йўналиш бўйича ётқизиладиган тўрлар узун l_1 йўналиш бўйича ётқизиладиган тўрларнинг остига жойлаштирилади. Ҳар бир қават тўрларнинг монтаж стерженлари боғланмасдан жипс қилиб қўйилади.



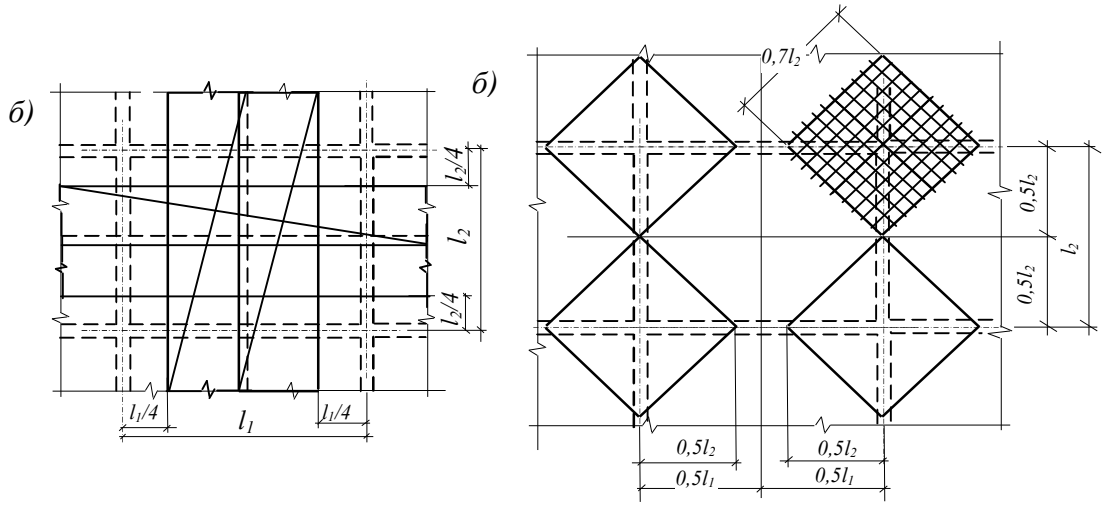
23.1 - расм. Томонлари билан таянган ораёпма плиталарини алоҳида пайвандланган тўрлар билан жиҳозланиши: а – равоқда; б – таянчлар устида: 1- асосий тўр; 2- қўшимча тўр



23.2 - расм. Томонлари билан таянган плиталарни арматура билан жиҳозланиши: *а* – равоқда ўрам тўрлар билан; *б* – таянчларда алоҳида ясси тўрлар билан

Остки тўрнинг монтаж стерженлари ишчи стерженлардан пастда, устки тўрларнинг монтаж стерженлари эса, ишчи стерженлардан юқорида жойлаштирилади. Бу ҳолда таянч устидаги арматуралар тўсинсимон плиталардаги каби конструкцияланади (23.2,б-расм).Режадаги ўлчами унча катта бўлмаган томонлари билан таянган плиталарнинг ўрта равоқлари учун $d \leq 6$ мм бўлган ишчи арматуралар қўлланилганда, плита ишчи арматураси бўйлама жойлашган ўрама тўрлар билан жиҳозланиши мумкин. Бунинг учун плита (режада) бўйлама ва кўндаланг йўналишларда учта тасмага ажратилади (23.3, *а* - расм).

Ҳар бирининг эни $l_1/4$ га тенг бўлган иккита тасма тўсинларга яқин жойлаштирилади. Учинчи тасма эса, плита ўртасида жойлаштирилади. Ўрама тўрлар фақат ўрта тасмаларда бир-бирига перпендикуляр ҳолатда ётқизилади (23.3,*а*- расм). Бунда плитанинг ўрта қисмида икки қават тўр ҳосил бўлади. Плита бурчакларидаги таянч усти арматуралари иккала йўналишда ҳам ишчи стерженларга эга бўлган квадрат шаклидаги тўр сифатида қабул қилинади. Бу тўрлар устунлар устки қисмига ёки плита юқори зонасининг тўсинлар кесишган жойларига ётқизилади. Тўрларнинг ишчи стерженлари тўсинларга параллел ёки 45^0 бурчак остида жойлаштирилади ва узунлиги $0{,}7l_1$ ни ташкил этади (23.3,б- расм).



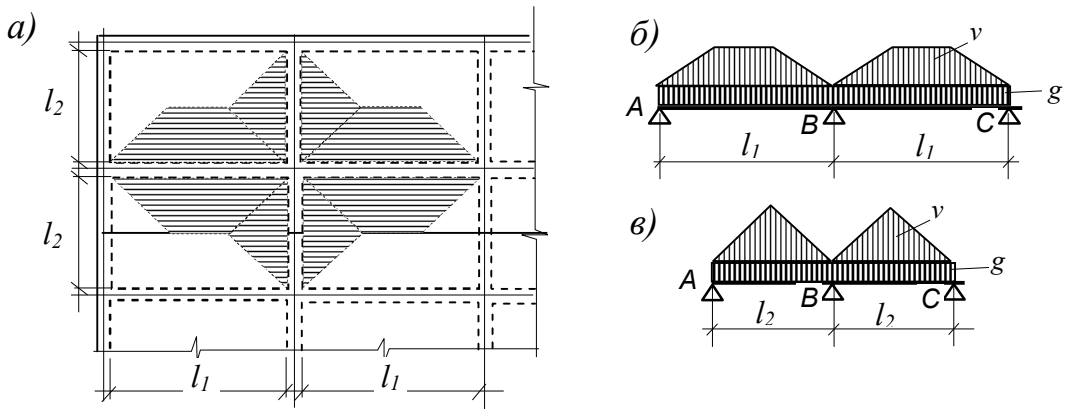
23.3 - расм. Томонлари билан таянган плиталарни арматура билан жиҳозланиши:
а – равоқда ўрам тўрлар билан; *б* – таянчда алоҳида ясси тўрлар билан.

Томонлари билан таянган плиталар алоҳида стерженлар билан жиҳозланганда ҳам (боғланган вариант) плиталар учта тасмага, ҳар бирининг эни $l_1/4$ бўлган иккита четки ва ўрта тасмаларга бўлинади. Четки тасмалардаги плитанинг 1 м энига тўғри келадиган ишчи стерженларнинг кўндаланг кесим юзалари ўрта тасмадагига нисбатан икки баробар кам қабул қилинади. Лекин плита энининг 1 м да камида учта стержен жойлаштирилиши керак. Қисқа йўналиш бўйича йўналтирилган стерженлар плита кесимининг пастки қисмига жойлаштирилади. Таянч устидаги ишчи арматуралар тўсинларнинг (таянчларнинг) қирраларига перпендикуляр равишда уларнинг узунлиги бўйича ҳар иккала томонга тенг тақсимлаб қўйилади.

23.3. Тўсинларни лойиҳалаш

Тўсинлар узлуксиз тизимлардек зўриқишларнинг қайта тақсимланишини эътиборга олиб ҳисобланади. Тўсинларни ҳисоблашда четки равоқлар учун ҳисобий узунлик сифатида тўсин қиррасидан плитанинг деворга ўрнашган қисми яримигача бўлган масофа қабул қилинади. Ўрта равоқлар учун эса, ҳисобий узунлик тўсинлар қирралари орасидаги соф масофага тенг қилиб олинади.

Тўсинларга юк таъсир юзасига (22.4,*а* - расм) мос равишда узатилади.



23.4-расм. Тўсинларни ҳисоблашга доир: *а*- юк таъсир юзалари;
б- узун тўсин ва *в*- қисқа тўсин ҳисбий схемалари

Ташқи юклар таъсиридан тўсинларнинг ҳавфли кесимларида ҳосил бўладиган M ва Q зўриқишлар қурилиш механикаси усуллари ёрдамида

аниқланади.

Равоқлар ва таянчларда бўйлама арматуранинг кесим юзалари ва кўндаланг арматураларнинг кесим юзалари ва қадами ёрдамчи тўсинларни ҳисоблашдагидек аниқланади.

24. ЗАМИН ВА ПОЙДЕВОРЛАР

24.1. Грунт ва пойдеворлар турлари

Бино ва иншоотларнинг асослари ҳар хил грунтлардан иборат. Грунтлар таркиби, структураси ва жойлашиши бўйича ҳар хил бўлади. Грунтларнинг синфланиши ва тури КМҚ 2.02.01 -98 [12] бўйича аниқланади.

Грунтлар иккита синфга бўлинади. Биринчи синфга структураси бикир боғланишларга эга бўлган ***қояли грунтлар*** қиради. Иккинчи синфга структураси бикир боғланмаган ***чўкма жинслардан*** иборат бўлган грунтлар қиради.

Қояли грунтларнинг структурасидаги боғланишлар бикир бўлган узлуксиз массив кўринишида жойлашган бўлади. **Қояли грунтларга** магматик (гранитлар, диоритлар ва б.), метаморфик (гнейслар-тоғ жинслари, кварцитлар, сланецлар ва б.), жипслашган чўкма (қумтош, конгломератлар ва б.) ва сунъий бўлиши мумкин. Қояли грунтлар сув таъсирига чидамли, сиқилмайди, сиқилишдаги мустаҳкамлиги жуда юқори, музламайди, танасида ёриқлар ва бўшлиқлар бўлмаганда мустаҳкам ва ишончли асос ҳисобланади.

Қояли бўлмаган грунтларга структурасида боғланишлар бикир бўлмаган чўкма жинслар киради. Заррачаларнинг йириклиги ва миқдорига боғлиқ равишда у йирик заррали, қумоқ, чангли-лойли, биогенли ва тупроққа бўлинади. Бу грунтларнинг характерли муҳим томони уларнинг майда зарралардан иборат бўлиб, ёйилувчанлигидир.

Йирик заррали грунтлар бир-бири билан боғланмаган қояли жинсларнинг бўлакларидан ташкил топган. Бунда ўлчами 2 мм бўлган бўлаклар 50% дан кўп бўлади. Гранулометрик таркиби бўйича ***йирик заррали*** грунтлар диаметри d>200 мм бўлган ***йирик тошли*** (думалок тош), диаметри d>10 мм бўлган ***қайроқ тошли*** *ва* диаметри d>2 мм бўлган ***шағалли*** *грунтларга*

бўлинади.

Бу грунтларнинг остида зич қатлам мавжуд бўлганда улар яхши асос бўлиб хизмат қилади. Бу грунтлар кўп сиқилмайди ва яхши асос бўлиб хизмат қилади.

Таркибида қумли тўлдирувчи 40% дан кўп бўлганда ёки чангли - лой 30% дан кўп бўлганда, фақат майда тўлдирувчи ҳисобга олинади. Чунки грунтнинг мустаҳкамлиги майда тўлдирувчига боғлиқ бўлади.

Қумоқ грунтлар кварц заррачаларидан ва йириклиги 0,1 дан 2 ммгача бўлган бошқа минераллардан ҳамда 3% лойдан иборат бўлади. Бу грунт пластиклик хоссасига эга бўлмайди. Қумоқ грунтлар заррачалар таркиби ва асосий фракцияларининг ўлчамларига боғлиқ равишда **d>2 мм** бўлганда – тошлоқ (***шағалли);*** **d>0,5 мм** бўлганда – йирик; **d>0,25 мм** бўлганда – ўрта йирикликдаги; **d>0,1 мм** бўлганда – майда ва **d=0,05 - 0,005 мм** бўлганда – чангли қумларга бўлинади.

Қум қанча тоза бўлиб зарралари қанча катта бўлса, ундан тайёрланган қатламнинг мустаҳкамлиги юқори бўлади. Зичлаштирилган қумнинг сиқилишдаги деформацияси кам бўлиб, юк таъсири остида зичлашиш тезлиги юқори бўлади. Шунинг учун бундай асосларда қурилган биноларнинг чўкиши қисқа вақт давомида тўхтайди.

Чангли-лой грунтлар заррачаларининг ўлчамлари **0,05 – 0,005 мм** бўлган чанг ва ўлчамлари **0,005 мм дан кам бўлган лой** заррачалардан иборат. Бундай грунтлар намланганда чўкиш ва бўқиш хоссаларига эга.

Лойли грунтлар заррачаларининг йириклиги d<0,005 мм бўлган боғланган структурали грунт ва кам миқдордаги кум аралашмасидан иборат. Лойли грунтлар **пластиклик сонига** боғлиқ равишда **лойларга** (лой заррачалари 30% дан кўп), суглинокка (лой заррачалари 10…30%) ва супесга (лой заррачалари 3…10%) бўлинади.

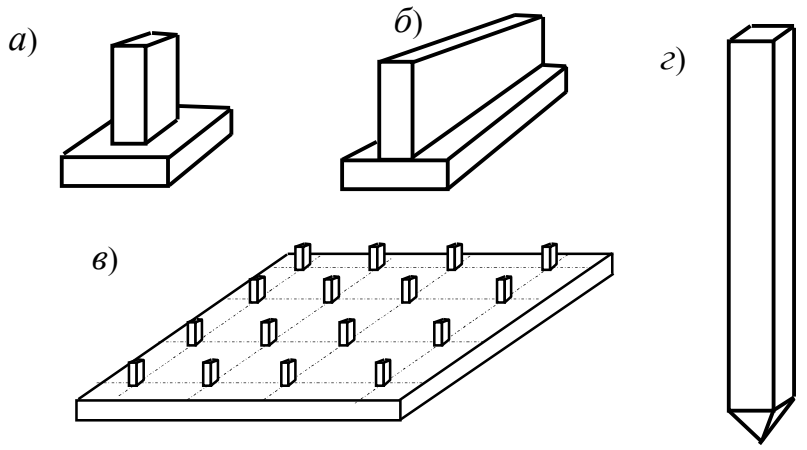
Лойли грунтларнинг юк кўтариш қобилияти унинг намлигига боғлиқ.

Лёсс ва лёсссимон грунтлар катта миқдордаги чанг заррачаларидан иборат. Лой ва оҳак заррачаларининг унча катт бўлмаган миқдорларида чанг

заррачалари 50% ташкил қилади. Лёсс ва лёсссимон грунтлар катта миқдордаги ғовакликларга эга. Бу грунтлар қуруқ ҳолатда 40% гача ғовакликларга эга бўлган ҳолда етарли мустаҳкамликка эга. Лекин, намланганда ташқи юклар остида катта миқдорда чўкади. Бу грунтлар чўкувчан грунтлар тоифасига киради.

Бу грунтлар табиий асос сифатида яроқсиз ҳисобланади. Лесс асос сифатида фойдаландиган бўлса, намланишдан сақлаш чоралари кўрилиши шарт.

Пойдеворлар табиий ёки сунъий асосларга тикланиши мумкин (24.1,а,б,в -расм). Пойдевор сифатида темирбетон, металл ёки ёғочдан тайёрланадиган қозиқ шаклидаги конструкция ишлатилиши мумкин (24.1,г-расм).



24.1- расм. Пойдеворларнинг турлари:
а- в –табиий асосда тикланадиган ва *г*-қозиқ шаклидаги

Табиий ёки сунъий асосда тикланадиган пойдеворлар уч хил бўлади (24.1- расм):

1) устунлар остига тикланадиган якка пойдеворлар (24.1,*а* – расм);

2) устунлар қатори ва деворлар остига тикланадиган тасма шаклидаги пойдеворлар (24.1,*б* – расм);

3) бино остига яхлит ҳолда тикланадиган плита шаклидаги пойдеворлар (24.1,*в* – расм).

Қозиқ пойдеворлар қозиқлар ва ростверкдан иборат бўлади. Ростверк ўз навбатида плита ва устун ости қисмлардан ташкил топади.

24.2. Асос ва пойдеворларни лойиҳалаш асослари

Пойдеворлар бино ва иншоотларнинг асосий қисми бўлиб, ишлаши билан бошқа конструкциялардан тубдан фарқ қилади. Пойдеворларнинг асосий вазифаси бино ва иншоотлардан юкларни асосга узатишдан иборат.

Бино ва иншоотлар оғирлигидан пойдевор остидаги асос сиқилиш ва силжишга ишлаганлиги сабабли асос деформацияланади, яъни бино чўкади.

Асос ва пойдеворларни лойиҳалашда бино ва иншоотларни қурилиш майдонининг геологик ҳолатига мослаштиришга ва «асос-пойдевор-бино» тизими комплекс қаралишини тақозо этади.

«Асос-пойдевор» тизимини лойиҳалашнинг муҳим томони шундан иборатки, ҳамма ҳолларда ҳам асоснинг ҳар бир қатламини ҳарактерловчи дастлабки маълумотлар етарли бўлмайди. Шунинг учун пойдеворларни лойиҳалаш доимо таваккалчилик билан боғлиқ. Бунинг оқибатини ҳар доим ҳам баҳолашнинг имконияти йўқ. Шу билан бирга лойиҳалашда қўйилган хато асос устиворлигининг йўқолишига ёки йўл қўйиб бўлмайдиган деформацияларга олиб келиши мумкин.

Асос ва пойдеворларни лойиҳалашда қуйидаги принциплар қабул қилинган:

1. Асос ва пойдеворларни чегаравий ҳолатлар бўйича лойиҳалаш;

2. «Асос-пойдевор-бино» тизимини биргаликда ишлашини ҳисобга олиш;

3. Биргаликда муҳокама қилиш натижасида пойдевор турини, асоснинг юк кўтарувчи ва тўшов қатламини танлашда омиллар комплекс тарзда ҳисобга олиниши, шу жумладан:

а) қурилиш майдонининг муҳандслик-геологик шароитини;

б) иншоотнинг ўзига хослиги ва юк кўтарувчи конструкцияларининг нотекис деформацияланишга сезгирлигини;

в) асосни тайёраш ва пойдеворни тиклаш бўйича ишларнинг бажарилиш услубини.

Пойдеворларни лойиҳалашда қуйидагилар таъминланиши шарт:

1) бино ва иншоотнинг мустаҳкамлиги ва эксплутация қилишда ишончлилиги (конструкцияларнинг деформацияси рухсат этилган миқдордан катта бўлмаслиги);

2) асос грунтларининг мустаҳкамлик ва деформация характеристикаларидан ҳамда пойдеворлар материали мустаҳкамлигидан максимал даражада фойдаланиш;

3) пойдеворни тиклаш нархининг, материал ва меҳнат сарфининг минимал бўлиши;

4) қурилиш муддатини максимал даражада қисқартириш.

Пойдеворлар қуйидаги талабларга жавоб бериши керак:

1) мустаҳкам ва умрбоқий бўлиши, ер ости сувлари ва музлаш таъсирига чидамли бўлиши;

2) оғнашга ва пойдевор таги текислигида силжишга устивор бўлиши;

3) техник-иқтисодий талабларга ва замонавий ишлаб чиқариш усулларига жавоб бериши.

24.3. Асосларни юк кўтариш қобилияти бўйича ҳисоблаш

Пойдевор асосини юк кўтариш қобилияти бўйича ҳисоблашдан мақсад асоснинг мустаҳкамлиги ва устиворлигини таъминлаш билан бирга пойдеворнинг таги бўйича силжиши ва оғнашига йўл қўймасликдан иборат.

Пойдевор асосининг юк кўтариш қобилияти кўйидаги шартдан текширилади:

$$F \le \frac{\gamma_c}{\gamma_n} F_u , \qquad (24.1)$$

бу ерда: F – асосга таъсир қиладиган ҳисобий юк; F_u – асоснинг чегаравий қаршилик кучи; γ_c –ишлаш шароитини эътиборга оладиган коэффициент; γ_n – иншоотнинг тайинланиши бўйича ишончилик коэффициенти, ҚМҚ 2.02.01-98 [12] бўйича аникланади.

Турғунлашмаган ҳамда $\mathrm{tg}\,\delta < \sin\varphi_I$ бўлгандаги турғунлашган ҳолатда бўлган грунтлардан иборат асосда ётган ва таги текис бўлган пойдеворни

горизонтал юк таъсири остида силжиши қуйидаги шарт асосида текширилади:

$$\sum F_{sa} \le \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \sum F_{sr}\,, \tag{24.2}$$

бу ерда: $\sum F_{sa}$ - силжиш текислигидаги ушлаб қолувчи ҳисобий кучлар проекциялари йиғиндиси; $\sum F_{sr}$ - силжиш текислигидаги силжитувчи ҳисобий кучлар проекцияларлари йиғиндиси.

Ушлаб қолувчи ҳисобий кучлар қуйидаги формуладан аниқланади

$$\sum F_{sr} = \left(F_v - U\right) tg\varphi_1 + A \times c_1 + E_p\,, \tag{24.3}$$

бу ерда: F_v – пойдеворга таъсир қиладиган ҳисобий юкнинг силжиш текислигига перпендикуляр бўлган ташкил этувчиси; U – босимга қарши гидростатик куч (ер ости сувлари пойдевор тагидан юқори жойлашганда); А – пойдевор тагининг юзаси; $C_1=C_n/\gamma_q$.

Пойдевор асосини юк кўтариш қобилияти бўйича ҳисоблашда солиштирма ёпишиш коэффициенти γ_q =1,5 қабул қилинади.

Пойдевор вертикал қиррасига грунт пассив босимининг тенг таъсир этувчиси E_p қуйидаги формуладан аниқланади:

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma'_1 d\lambda_p + \frac{c'_1 d}{tg\varphi'_1}\left(\lambda_p - 1\right), \tag{24.4}$$

d – пойдеворнинг ер сатҳидан жойлашиш чуқурлиги;

λ_p – пассив босим коэффициенти:

$$\lambda_p = tg^2\left(45^0 + \frac{\varphi'_1}{2}\right) \quad . \tag{24.5}$$

Силжитувчи куч қуйидаги формуладан аниқланади

$$\sum F_{sa} = F_h + E_a\,, \tag{24.6}$$

F_h - пойдеворга таъсир қилувчи кучнинг силжиш текислигига уринма бўлган ташкил этувчиси;

E_a – грунт актив босимининг ташкил этувчиси

$$E_a = \frac{1}{2}\left(\gamma'_1 d_1 \lambda_a - 2c'_1 \sqrt{\lambda_a}\right)\left(d_1 - h_c\right), \qquad (24.7)$$

d_1 - пойдеворнинг пол сатҳидан жойлашиш чуқурлиги;

λ_a - грунт актив босими коэффициенти:

$$\lambda_a = tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi'_1}{2}\right); \qquad (24.8)$$

$$h_c = \frac{2c'_1\sqrt{\lambda_a}}{\gamma'_1 \lambda_a}. \qquad (24.9)$$

25. ПОЙДЕВОРЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШ, ҲИСОБЛАШ ВА АРМАТУРАЛАШ АСОСЛАРИ

25.1. Пойдеворлар тўғрисида умумий маълумотлар

Пойдеворлар ер ости конструкциялари ҳисобланиб, бино ёки иншоотнинг юқори қисмидан ҳосил бўладиган юкларни грунтлардан ташкил топган асосга узатиш учун хизмат килади. Бино остида ет тўла тикланадиган бўлса пойдеворлар ўз навбатида ертўла девори вазифасини ҳам бажаради.

Бино ва иншоотларнинг мустаҳкамлиги, устиворлиги ва ишончлиги кўп ҳолларда пойдеворларнинг сифатига боғлиқ.

Пойдеворлар мураккаб шароитда ишлайди. Улар ҳар хилдага ташқи кучлар ва таъсирлар остида бўлади. Бино ва иншоот оғирлигидан ва грунт босимидан ҳосил бўладиган таъсирлар, сейсмик таъсир ва б. пойдеворларда ҳар хил кучланиш ҳолатларини вужудга кеелтиради. Бу таъсирлар остида пойдеворда катта деформациялар ҳосил бўлиб, унинг бузилиш эҳтимоли юқори бўлади.

Ҳарорат ва намлик ҳам пойдевор ишлашига салбий таъсир кўрсатади.

Бу ҳолатлар рўй бермаслиги ва пойдеворларнинг нормал эксплуатация қилиниши учун қуйидаги талаблар қўйилади:

- мустаҳкам бўлиши:
- умрбоқийлиги юқори бўлиши;
- оғнаш ва силжишга устивор бўлиши;

- ер ости сувлари таъсирига чидамли бўлиши.

Якка пойдеворлар (24.1, *а*-расмга қаранг) плита ва устун ости қисмидан иборат бўлиб синчли биноларнинг устунлари остига тикланади.

Тасма шаклидаги пойдеворлар (24.1, *б*-расмга қаранг) барча капитал деворлар ва устунлар қатори остига қўйилади.

Узлуксиз пойдеворлар плита (24.1, *в*-расмга қаранг) ёки қути шаклида бир неча қаватдан иборат бўлиши мумин. Бундай пойдеворлар юкларнинг катта миқдорларида ёки асос грунти мустаҳкам бўлмаган ҳолларда қўлланилади.

Қозиқ шаклидаги пойдеворлар (24.1, *г*-расмга қаранг) мустаҳкамлиги юқори бўлган грунт қатлами чуқур жойлашган *кучсиз грунтларда* ва юкларнинг катта миқдорларида ёки асос грунти мустаҳкам бўлмаган ҳолларда қўлланилади.

У ёки бу типдаги пойдеворни танлашда бинонинг конструктив ечими, юкларнинг миқдори, асос тури ва маҳаллий шароит эътиборга олинади.

25.2. Устун ости пойдеворлари. Марказий ва номарказий юкланган алоҳида пойдеворлар

Пойдеворлар табиий асосга тикланиши ёки қозиқлардан иборат бўлиши мумкин (25.1 -расм). Табиий асосда тикланадиган пойдеворлар плита ва устун ости қисмлардан иборат бўлади.

Пойдевор плита қисмини поғонали қилиб лойиҳалаш тавсия этилади.

Шу билан бирга пойдеворнинг плита қисмини ҳам 25.2 ва 25.3- расмларда кўрсатилгандек пирамида шаклида лойиҳалаш тавсия этилади.

Пойдеворлар йиғма ва яхлит бўлиши мумкин. Йиғма пойдеворларни плита ва устун ости қисмлардан ташкил топган бутун блок кўринишида лойиҳалаш тавсия этилади (25.3 – расм).

Пойдеворнинг юқори сатҳи «обрез» деб аталади. Бу сиртга пойдевордан юқори жойлашган конструкция таянади. Пойдеворнинг пастки сирти таг ёки таги деб аталади. Пойдеворнинг таг сирти унинг юқори сиртидан катта бўлади. Шунинг учун пойдеворнинг таг сирти грунтдан иборат асосга юкни

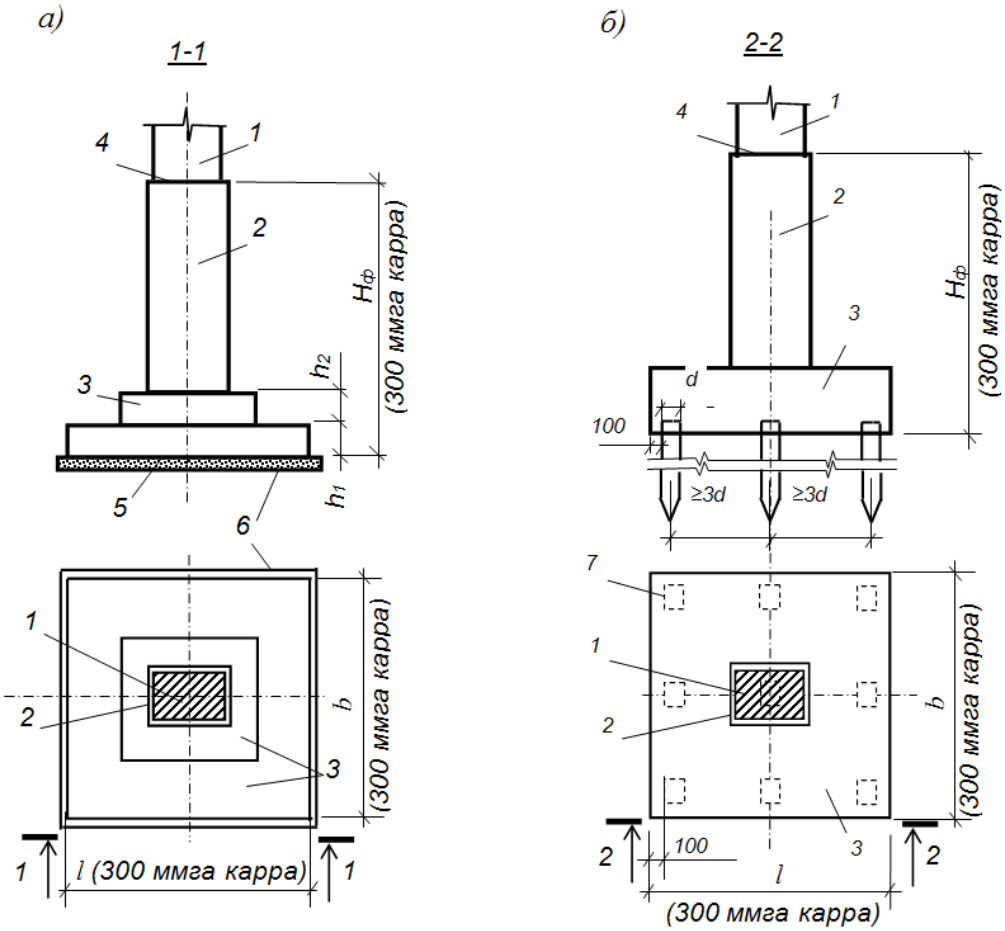
кам босим билан узатади. Қозиқ пойдеворларда «ростверк»нинг таг қисмига қозиқларнинг юқори учлари маҳкамланади.

Пойдевор тагидан унинг юқори сиртигача бўлган масофа пойдеворнинг баландлиги $H_ф$ ни ташкил этади

Пойдевор юқори сиртининг сатҳини («обрез») қуйидагича қабул қилиш тавсия этилади:

- йиғма темирбетон устунлар пойдеворлари учун нол сатҳдан 150 мм пастда, яъни – 0,150 м сатҳда;

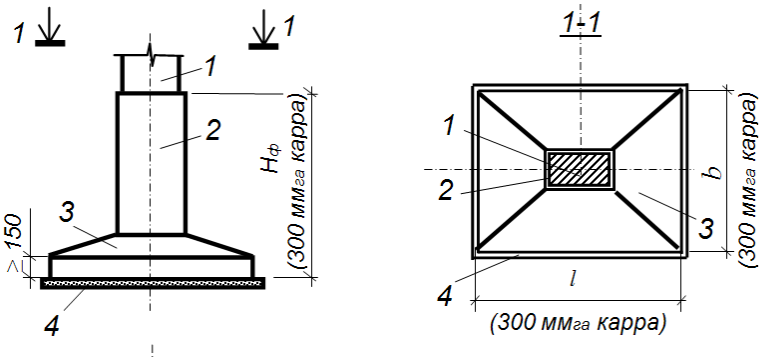
- яхлит темирбетон устунлар остидаги пойдеворлари учун - пойдевор тўсинининг юқори сатҳида, пойдевор тўсини бўлмаган тақдирда - нол сатҳдан 50 мм пастда, яъни – 0,050 м сатҳда;



25.1 - расм. Алоҳида зинали пойдеворлар:
а – табиий асосда тикланадиган пойдевор; б – қозиқли пойдевор;
1- устун; 2- устун ости қисм; 3- плита қисми; 4- пойдевор юқориси;
5- пойдевор таги; 6- бетон тўшов; 7- қозиқ.

- пўлат устунлар остидаги пойдеворлари учун – устун пойи

плитасининг сатҳидан 100 мм пастда. Пойдеворларнинг жойлашиш чуқурликлари ҳисоб асосида ва ҚМҚ [12] талабларига мос равишда қабул қилинади.



25.2 - расм. Алоҳида пирамида шаклидаги пойдевор: 1- устун; 2- устун ости қисм; 3- пирамида шаклидаги плита қисми; 4- бетон тўшов

Пойдеворларнинг ўлчамлари ҳисоб бўйича қабул қилиниб, иқтисодий талаблар, қолипларни унификациялаш ва арматуралаш талаблари ҳамда тайёрлаш технологиясини эътиборга олиб тайинланади.

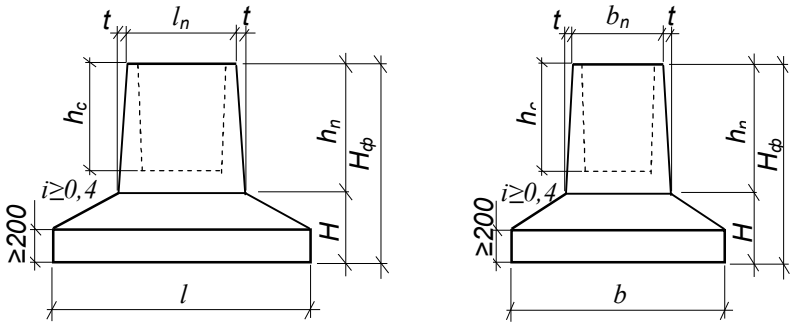
Йиғма пойдеворларнинг баландлиги $H_ф$ уни грунтда жойлаштириш чуқурлиги, йиғма устунни пойдеворга маҳкамлаш чуқурлигига боғлиқ. Яхлит пойдеворларнинг баландлиги $H_ф$ эса, уни грунтда жойлаштириш чуқурлигидан ташқари пойдевордан чиқариб қолдириладиган арматуранинг пойдевор танасига анкерланиш узунлигига боғлиқ. Пўлат устунлар учун пойдеворнинг жойлашиш чуқурлигини тайинлашда пойдеворга маҳкамланадиган анкерларнинг узунлиги ҳам эътиборга олинади.

Пойдевор плита қисмининг баландлиги ҳисоб бўйича тайинланади. Агар пойдеворнинг баландлиги плита қисмининг баландлигидан катта бўлса, баландликлар фарқи бўйича устун ости қисм ҳосил қилинади.

Пойдевор баландлигини 300 мм га карра этиб тайинлаш тавсия этилади.

Пойдевор ости қисмининг ва устун ости қисмнинг пландаги ўлчамлари 300 мм га карра этиб тайинланади.

Пойдевор устун ости қисмининг кўндаланг кесими шакли одатда тўғри тўртбурчак шаклида қабул қилинади.



25.3 – расм. Йиғма темирбетон пойдевор металл қолипда тайёрланганда t = 20…30 мм, ёғоч қолипда тайёрланганда t = 50 мм қабул қилинади.

Пойдевор устун ости қисми ва плитасининг баландликлари бўйича ўлчамлари 150 мм га карра этиб тайинланади. Зиналарнинг баландликлари пойдевор плита қисмининг тўлиқ баландлигига боғлиқ равишда тайинланади ва 300, 450 мм қабул қилинади. Пойдевор плита қисмининг тўлиқ баландлиги 1500 мм ва ундан катта бўлганда юқори зина баландлиги 600 мм қабул килиниши мумкин.

Пойдевор зиналарининг баландликларини 25.1- жадвалдан қабул қилиш тавсия этилади.

Яхлит пойдеворлар остига, грунтларнинг хоссасига боғлиқ бўлмаган ҳолда (қояли грунтлар бундан мустасно), синфи В7,5 бўлган бетондан 100 мм қалинликдаги тўшамани, йиғма пойдеворлар остига эса, ўрта донали қумдан 100 мм қалинликдаги тўшама ҳосил қилиниши тавсия этилади.

Яхлит пойдеворларни тиклаш учун сиқилишдаги мустаҳкамлик бўйича синфи В12,5 ва ундан юқори бўлган бетонлар ишлатилиши тавсия этилади.

25.1 жадвал. Пойдевор зиналарининг баландликлари

Пойдевор плита қисмининг умумий баландлиги, мм	Зиналарнинг баландликлари, мм		
	h_1	h_2	h_3
300	300	-	-
450	450	-	-
600	300	300	-
750	300	450	-
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

Йиғма пойдеворларни тайёрлаш учун сиқилишдаги мустаҳкамлик бўйича синфи В15...25 бўлган бетонлар ишлатилади.

Яхлит темирбетон пойдевор тагига қўйиладиган ишчи арматура учун бетон ҳимоя қатлами, қалинлиги 100 мм бетон тўшовни ҳисобга олиб, 35 мм дан кам қабул қилинмайди. Бетон тўшов бўлмаганда эса, 70 мм қабул қилинади. Йиғма темирбетон пойдеворлар учун бетоннинг ҳимоя қатлами 30 мм қабул қилинади.

Пойдеворлар таги пайвандланган арматурали тўрлар ёки алоҳида стерженлар билан арматураланади. Томони 3 м ва ундан кам бўлган пойдеворлар ҳар икки йўналишда ишчи арматураси диаметри 10 мм дан кам бўлмаган пайвандланган ёки боғланган тўрлар билан арматураланади. Томони 3 м ва ун - дан катта бўлган пойдеворларда ҳар икки йўналишда қўйиладиган пайвандланган ёки боғланган тўр ишчи стерженларининг диаметри 12 мм дан кам қабул қилинмайди.

Пойдеворларнинг таглари пайвандланган арматурали тўрлар билан жиҳозланганда ишчи арматуранинг ишончли анкерланиши ҳисоб билан текшириб кўрилиши шарт. Чунки пайвандланган типик арматурали тўрларда кўндаланг стерженлар пойдевор зинаси четидан 150 ёки 300 мм масофада жойлашади.

Пойдеворлар таги алоҳида стерженлар билан жиҳозланганда ишчи арматуралар ўзаро перпендикуляр шойлашиб, қадами 200 мм қабул қилинади. Арматуралаш учун даврий профилга эга бўлган стерженлар ишлатилганда ўзаро кесишадиган четки икки қатор стерженлар периметр бўйича бир-бири билан пайвандланиши шарт. Пайвандлашни электр ёйи ёрдамида бажаришга рухсат этилади. Ички кесишадиган стерженлар бир-бири билан шахмат тартибида боғланиши шарт. Арматуралаш учун сирти текис бўлган стерженлар ишлатилганда стерженларнинг учларида илгаклар ҳосил қилинади. Бунда стерженларнинг периметри бўйича кесишган тугунларини пайвандлаш талаб этилмайди.

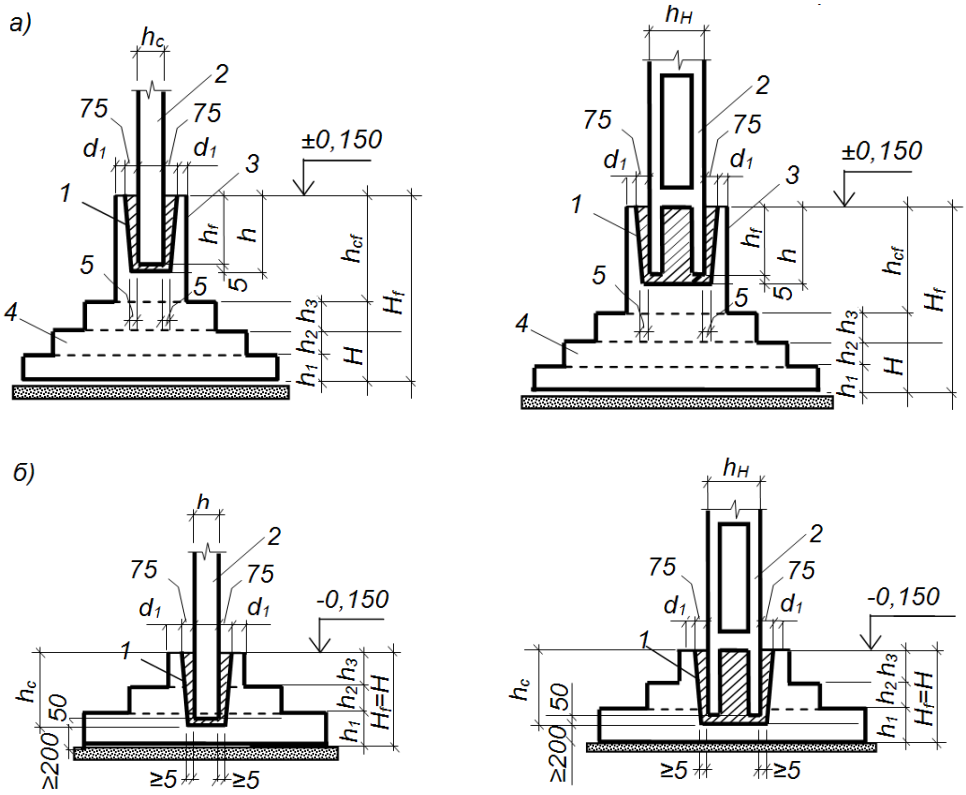
Пойдеворнинг устун ости қисми сиқиладиган элементлардек ҳисоблана-

ди ва устунлар каби арматураланади.

Йиғма устун пойдеворларини 25.4 - расмда кўрсатилгандек қурилмалаш тавсия этилади.

Пойдеворнинг «стакан» қисми (1) устунни (2) пойдеворга маҳкамлаш учун мўлжалланади.

Икки тиракли устунлар учун тираклар ташқи қирралари орасидаги масофа $h_н \geq 2{,}4$ м бўлганда ҳар бир тирак остига алоҳида «стакан» лойиҳалаш тавсия этилади. «стакан»нинг чуқурлиги h_h устуннинг пойдеворга маҳкамланиш чуқурлигидан h_f 50 мм катта қабул қилинади.



25.4 - расм. Йиғма темирбетон устунлар учун қуйма пойдеворлар [13]:
а – кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак ва икки тиракли устун учун плита ва устун ости қисмдан иборат бўлган пойдеворлар; *б* – худи шундай, фақат плита қисмдан иборат бўлган пойдеворлар; 1- «стакан»; 2 – устун; 3 – устун ости қисм; 4 – пойдеворнинг плита қисми.

Кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак шаклидаги устунларнинг пойдеворга маҳкамланиш чуқурлиги 25.2 - жадвалдан аниқланади.

25.2 жадвал. Устунларнинг пойдеворга жойлашиш чуқурлиги

$\frac{d_1}{h_f}$ нисбатнинг қиймати (25.4- расмга қаранг)	Бўйлама куч эксцетриситетининг қийматларига мос бўлган кесими тўғри тўртбурчак шаклидаги йиғма устунларнинг пойдеворга жойлашиш чуқурлигининг минимал қиймати	
	$\le 2h_c$	$> 2h_c$
>0,5	$\le h_c$	$\le h_c$
≤0,5		$h_c + \frac{1}{3}(h_c - 2d_1)\left(\frac{e_0}{h_c} - 2\right)$, *Бунда* $h_c \le h_f \le 1{,}4\ h_c$

Икки тиракли устунларнинг маҳкамланиш чуқурлиги қуйидаги шартдан қабул қилинади:

$$h_h > 0{,}5 + 0{,}33\ h_н, \qquad (25.1)$$

бу ерда :: $h_н$ - икки тиракли устунлар тираклари ташқи қирралари орасидаги масофа, м.

$h_н \ge 2{,}41$ м бўлганда маҳкамланиш чуқурлиги 1,2 м қабул қилинади.

Бундан ташқари устуннинг пойдеворга маҳкамланиши устун бўйлама арматурасининг пойдеворга анкерланиши талабига жавоб бериши шарт (25.3 - жадвал).

25.3 - жадвал. Устун бўйлама арматурасининг пойдеворга анкерланиши

Арматура синфи	Устун кўндаланг кесимининг шакли	Устун ишчи арматурасини пойдеворга жойлаштириш минимал қиймати, бетон синфи			
		В15 бўлганда		В25 бўлганда	
		чўзилган	сиқилган	чўзилган	сиқилган
А-IIс	Кесими тўғри тўртбурчакли	25d	15d	20d	10d
Ас-II	Кесими қўш тиракли	30d	15d	25d	10d
А-III	Кесими тўғри тўртбурчакли	30d	18d	25d	15d
Ат-IIIс					
А-III	Кесими қўш тиракли	35d	18d	30d	15d
Ат-IIIс					

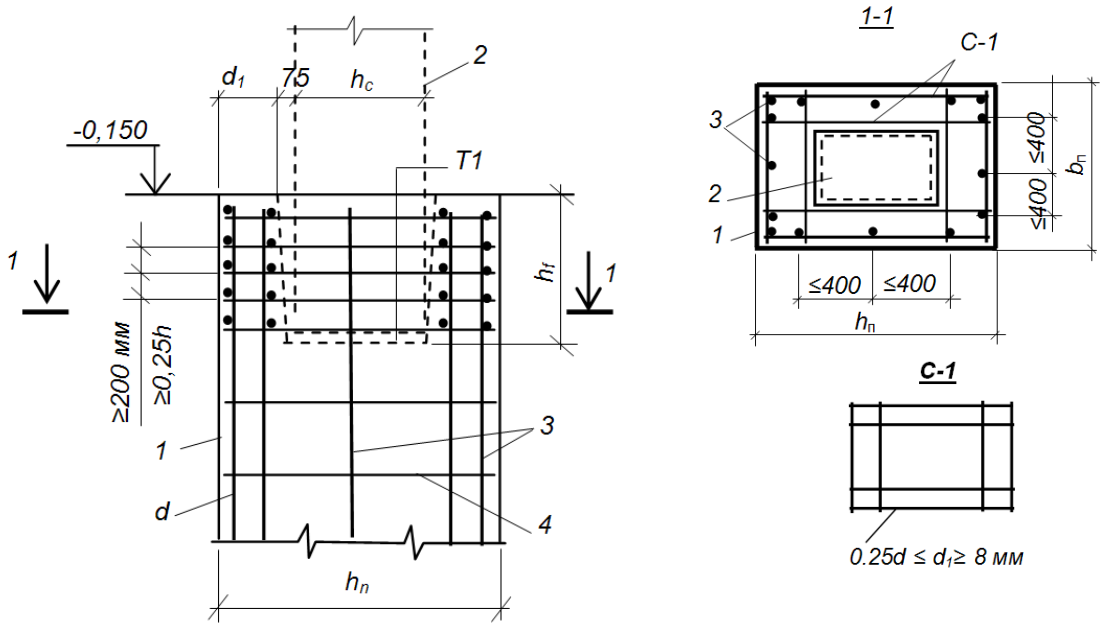
«стакан» тагининг қалинлиги ҳисоб бўйича қабул қилинади, лекин 200 мм дан кам қабул қилинмайди.

«стакан» девори қуйидаги ҳолатларда арматура билан жиҳозланмаслиги мумкин:

- $h_h < h_{cf}$ бўлиб (25.4, *а*- расмга қаранг), «стакан» девори юқори қисмининг қалинлиги 200 мм дан катта ва $0{,}75h_h$ дан катта бўлса;

- «стакан» девори юқори қисмининг қалинлиги 200 мм дан катта ва $h_h > 0{,}75h_3$ дан катта бўлса (25.4, *б*- расмга қаранг).

Юқорида келтирилган шартлар бажарилмаганда «стакан» девори бўлама ва кўндаланг арматуралар билан ҳисоб бўйича жиҳозланади (25.5- расмга қаранг). Бунда «стакан» деворининг қалинлиги 150 мм дан кам бўлмаслиги шарт. Бундан ташқари момент текислигига перпендикуляр бўлган девор қалинлиги 25.4- жадвалда келтирилган миқдорлардан кам қабул қилинмайди.



25.5 - расм. Йиғма темирбетон устун пойдевори «стакан» қисмининг пайванд тўр (Т-1) билан арматураланиши [13]:
1- пойдевор; 2 – устун; 3 – устун ости қисмнинг бўйлама арматураси;
4 – устун ости қисмнинг кўндланг арматураси

«стакан» деворини кўндаланг равишда арматуралаш учун қадами унификациялаштирилган пайвандланган тўрлар ишлатилиши тавсия этилади. Бу тўрларнинг стерженлари «стакан» деворининг ички ва ташқи сиртларига

яқин жойлаштирилади. Тўр стерженларининг диаметри ҳисоб бўйича қабул қилинади. Қабул қилинадиган стерженларнинг диаметри пойдевор устун ости қисми бўйлама арматураси диаметрининг ¼ қисмидан кам ва 8 мм дан кам қабул қилинмайди.

25.4 -жадвал. Пойдевор «стакан»и деворининг минимал қалинлиги

Устун кўндаланг кесими	Момент текислигига перпендикуляр бўлган девор минимал қалинлиги	
	бўйлама куч эксцентриситети $e_0 \leq 2h_c$	бўйлама куч эксцентриситети $e_0 > 2h_c$
Тўғри тўрбурчакли	$0,2h_c$	$0,3h_c$
Икки тиракли	$0,2h_н$	

Тўрлар орасидаги масофа «стакан» чуқурлигининг ¼ қисмидан ва 200 мм дан катта қабул қилинмайди.

Пойдевор устун ости қисмининг «стакан» тагидан пасти арматура билан устунларни арматуралашдек бажарилади.

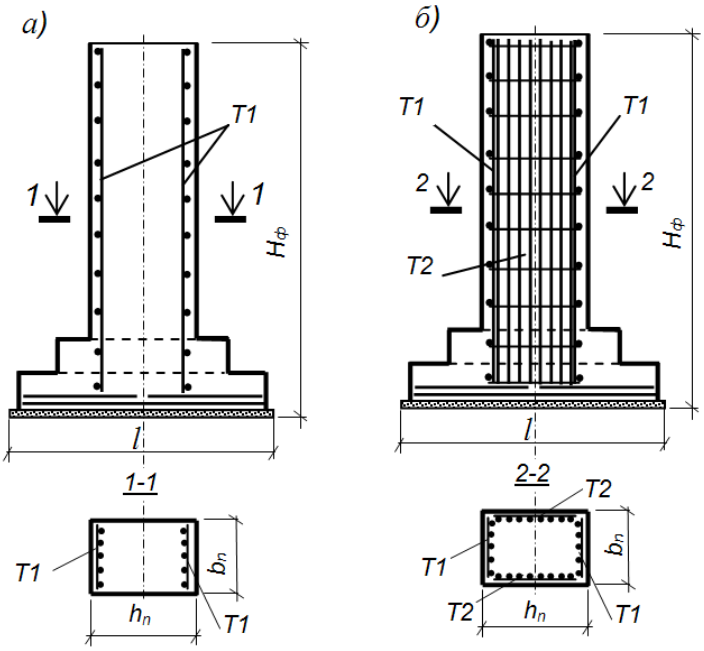
Пойдевор устун ости қисмининг бўйлама арматуралари тўр катакларининг ичида жойлашиши шарт.

Устун билан пойдевор «стакан»и девори ораси синфи В 12,5 дан кам бўлмаган бетон билан тўлдирилади.

Яхлит пойдевор устун ости қисми учун буйлама арматура стерженларининг диаметри 12 мм дан кам қабул қилинмайди.

Пойдеворнинг темирбетон устун ости қисми учун сиқиладиган арматура ҳисоб бўйича талаб этилмаса, лекин чўзиладиган арматура миқдори бетон кесим юзасининг 0,3% дан ошмаса эгувчи момент текислигига параллел бўлган қирраларда бўйлама ва кўндаланг арматураларни қўйилмасликка рухсат этилади (25.6, *а*- расм).

Пойдеворнинг темирбетон устун ости қисми учун сиқиладиган арматура ҳисоб бўйича талаб этилса бўйлама ва кўндаланг арматуралар кесимнинг нафақат икки томонида, балким тўрт томонида жойлаштирилади (25.6, *б*- расм).



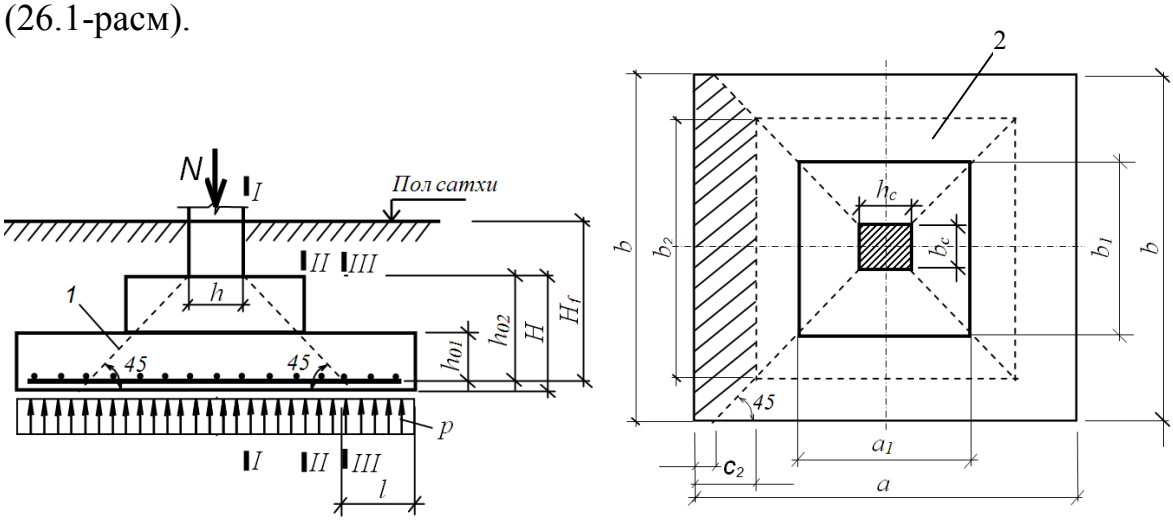
25.6 - расм. Кесими тўғри тўртбурчак шаклидаги пойдевор ости қисмнинг арматураланиши [13]: *а*– ҳисобий чўзиладиган арматура бир текисликда жойлашганда ва *б* - ҳисобий чўзиладиган арматура икки текисликда жойлашганда

26. ТАБИИЙ ЗАМИНДА САЁЗ ЖОЙЛАШГАН ПОЙДЕВОРЛАР

Жойлашиш чуқурлиги 5 метргача бўлган пойдеворлар саёз жойлаган пойдеворлар деб аталади. Дарсликда асосан саёз жойлашган пойдеворларни лойиҳалаш қаралади.

26.1. Марказий юкланган якка пойдеворларни ҳисоблаш

Марказий юкланган пойдеворларда ҳамма ташқи юкларнинг тенг таъсир этувчиси пойдевор таги оғирлик марказидан ўтган ўқ бўйича таъсир қилади (26.1-расм).



26.1 – расм. Марказий юкланган пойдеворни ҳисоблашга доир:
1 – босилиш пирамидаси; 2- босилиш пирамидасининг асоси

Пойдеворнинг ҳисоби икки қисмдан иборат бўлади. Биринчи қисмда пойдеворнинг таги ўлчамлари аниқланади. Иккинчи боскичда пойдевор танаси ҳисобланади. Бунда пойдевор плита қисмининг муастаҳкамлиги нормал ва қия кесимлар бўйича текширилади. Бундан ташқари пойдеворнинг мустаҳкамлиги босилишга текшириб кўрилади. Босилишга ҳисоблашдан пойдевор плита қисмининг баландлиги ҳамда алоҳида зиналарнинг баландлиги аниқланади.

Марказий юкланган пойдевор таги плитасининг тақрибий юзаси қуйидаги формаладан аниқланади

$$A_f = \frac{N}{R_0 - \gamma_m d_f}, \tag{26.1}$$

бу ерда: $N(\gamma_f = 1)$ - устун орқали пойдеворга узатиладиган юкнинг меъёрий қиймати; d_f - пойдеворнинг жойлашиш чуқурлиги; γ_m =20 кН/м^3– пойдевор ва унинг зиналаридаги грунт массасининг ўртача ҳажмий оғирлиги; R_o– грунтнинг ҳисобий қаршилиги.

Ҳисобий қаршилик R_0 грунтнинг хили ва ҳолатига боғлиқ бўлиб, қурилиш майдонида ўтказиладиган муҳандислик-геологик тадқиқотлар асосида аниқланади. Грунтлар ҳисобий қаршилиги R_o қийматлари КМК 2.02.01-98 [12] да келтирилган.

Пойдевор плитасининг узил-кесил ўлчамларини тайинлаш учун грунтнинг ҳисобий қаршилиги дастлаб аниқланган пойдевор таги плитаси ўлчамларига боғлиқ равишда қуйидаги формуладан аниқлаштирилади:

пойдеворнинг жойлашиш чуқурлиги $H_f \le 2{,}0$ м бўлганда

$$R = R_0 \left[1 + k_1 \frac{(b - b_0)}{b_0} \right] \frac{(d + d_0)}{2d_0}; \tag{26.2}$$

пойдеворнинг жойлашиш чуқурлиги $H_f > 2{,}0$ *м* бўлганда

$$R = R_0 \left[1 + k_1 \frac{(b - b_0)}{b_0} \right] + k_2 \gamma (d - d_o), \tag{26.3}$$

бу ерда: b ва d - мос равишда лойиҳалаштирилаётган пойдеворнинг эни ва

жойлашиш чуқурлиги, м; b_o *=1,0 м* ва d_o*=2,0 м;* γ - пойдевор тагидан юқори жойлашган 1 м^3 грунт оғирлигидан ҳосил бўлган юк; k_1 *ва* k_2 - грунтлар характеристикасига боғлиқ бўлган коэффициентлар: *йирик бўлакли ва қўмоқ грунтлар учун* k_1 = 0,125 ; k_2=0,25; чангли қум, супес, суглинок ва лойлар учун k_1 = 0,05; супес ва суглинок учун k_2=0,2; лой учун k_2=0,15.

Грунтнинг аниқлаштирилган ҳисобий қаршилиги бўйича (26.1) формуладан R_o=R қабул қилиниб пойдевор плитасининг аниқлаштирилган юзаси топилади.

Марказий юқланадиган пойдеворларнинг плитаси одатда квадрат шаклида қабул қилинади.

Планда квадрат шаклида бўлган пойдевор баландлигининг минимал қиймати уни босилишга мустаҳкамлигини текширишдан аниқланади. Пойдеворнинг босилишидан бузилиши пирамида шаклида рўй беради, пирамиданинг ён сирти эса, пойдевор асоси билан 45^o бурчак ташкил қилади деб қабул қилинади. У вақтда пирамида кичик асосининг юзаси устун кўндаланг кесим юзасига тенг бўлади (26.1 - расм.).

Пойдеворнинг босилишидан бузилмаслик шарти қуйидаги тенгсизлик орқали текширилади

$$P \le R_{bt} h_0 u_m, \qquad (26.4)$$

бу ерда: R_{bt} – бетоннинг чўзилишдаги ҳисобий қаршилиги; u_m- пойдеворнинг ишчи баландлиги h_o чегарасида босилиш пирамидаси кичик ва катта асослари периметрлари йиғиндисининг арифметик ўрта қиймати, қўйидаги формуладан аниқланади

$$u_m = 2(h_h + b_h + 2h_o). \qquad (26.5)$$

Босувчи Р кучнинг қиймати қуйидаги формуладан аниқланади

$$P = N - p\, A_1,. \qquad (26.6)$$

бу ерда: $P = N - \gamma_m H_f$ - пойдеворни босилишга ҳисоблашда устун орқали пойдеворга узатиладиган юкнинг ҳисобий қиймати; $A_1=(h_c + 2h_0)\ (b_c + 2h_0)$; $p = N/A_1$; N - устун орқали пойдеворга узатиладиган юкнинг ҳисобий қиймати.

Пойдеворнинг ишчи баландлиги қуйидаги формуладан аниқланиши мумкин

$$h_0 = -\frac{(h_c + b_c)}{4} + 0{,}5\sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}}\,. \qquad (26.7)$$

Пойдевор тагининг плитаси тўғри тўртбурчак шаклида бўлган пойдеворларнинг босилишга мустаҳкамлиги (26.4) тенгсизликдан текширилади. Бу тенгсизликда $P = p\,A_2$; $u_m = 0{,}5(b_1 + b_2)$; $A_2 = 0{,}5\,[(b + b_2)c_2 + (b - b_2)c_1]$; b_1, b_2 – мос равишда, босилиш пирамидаси бир ёнининг юқори ва пастки томонлари, $b_2 = b_c + 2h_{02}$; $c_1 = 0{,}5(a - b - h_c + h_c)$; $c_2 = 0{,}5(a - b - a_1 + b_1)$.

Пойдеворнинг тўлиқ баландлиги ва зиналарнинг ўлчамлари юқорида келтирилган конструктив талаблар бўйича тайинланади.

Пойдевор плитаси юқорига йўналган реактив p_f босим остида эгиладиган элементлардек ишлайди. Бунда плита I-I (устун қирраси бўйича), II-II (устки зина қирраси бўйича), ва III-III (босилиш пирамидаси пастки чегараси бўйича) кесимларда пойдевор танасига қистириб маҳкамланган консол шаклидаги элементлардек эгилишга ҳисобланиб лойиҳалаштирилади.

Пастки зинанинг ишчи баландлиги кўндаланг арматура билан жиҳозланмаган элементларни қия кесим бўйича мустаҳкамлигини таъминлаш шартидан аниқланади.

Пойдеворнинг бир бирлик эни учун

$$Pl = Q\,, \qquad (26.8)$$

бу ерда ::$l = 0{,}5(a - h_c - 2h_{02})$.

Бундан ташқари пастки зинанинг ишчи баландлиги (26.4) формула бўйича босилиш шартидан мустаҳкамликка ҳисобланиши шарт.

Пойдевор тагининг плитаси I-I (устун қирраси бўйича) ва II-II (устки зина қирраси бўйича) нормал кесимлар бўйича мустаҳкамликка ҳисоблаш натижалари бўйича арматураланади.

I-I (устун қиррасида) кесим бўйича эгувчи момент қуйидаги формуладан аниқланади

$$M_I = 0{,}125\,p\,(a - h_c)^2\,b. \qquad (26.9)$$

Бу эгувчи момент қийматига мос бўлган арматура кўндаланг кесим юзаси

$$A_{sI} = \frac{M_1}{0,9R_s h_{02}}. \qquad (26.10)$$

II - II (юқори зина қиррасида) кесим бўйича эгувчи момент қуйидаги формуладан аниқланади

$$M_{II} = 0,125p\left(a - a_1\right)^2 b; \qquad (26.11)$$

мос бўлган арматура кўндаланг кесим юзаси

$$A_{sII} = \frac{M_2}{0,9R_s h_{01}}. \qquad (26.12)$$

I-I ва II-II кесимлар бўйича ҳисобланган арматура юзаларидан энг каттаси пойдевор плитасини арматуралаш учун қабул қилинади. Қабул қилинадиган аматуранинг минимал миқдори эгиладиган элементлардагидек қабул қилинадиган миқдордан кам бўлмаслиги шарт.

Пландаги шакли тўғри тўртбурчак бўлган пойдеворларда арматура кесим юзаси ҳисоб бўйича икки йўналиш бўйича аниқланади.

26.2. Номарказий юкланган якка пойдеворларни ҳисоблаш

Номарказий юкланган пойдеворларда ҳамма ташқи юкларнинг тенг таъсир этувчиси пойдевор таги оғирлик марказидан ўтган ўқ нисбатан елка билан таъсир қилади (26.2-расм).

Номарказий юкланган пойдеворлар тагини тўғри тўртбурчак шаклида қабул қилиш тавсия этилади. Унда пойдевор таги момент таъсир текислиги йўналишида чўзиқроқ қабул қилинади.

Номарказий юкланган пойдеворлар тагининг юзаси ҳам (26.1) формула бўйича аниқланиши мумкин. Пойдевор тагининг ўлчамларини тайинлашда пойдевор таги энининг узунлигига нисбати *a/b*=1,5 қабул қилинади. У вақтда пойдевор тагининг узунлиги қуйидаги формуладан аниқланиши мумкин

$$A = 1{,}2\sqrt{A_f}\ ; \qquad b = 0{,}8\ \sqrt{A_f}\ .$$

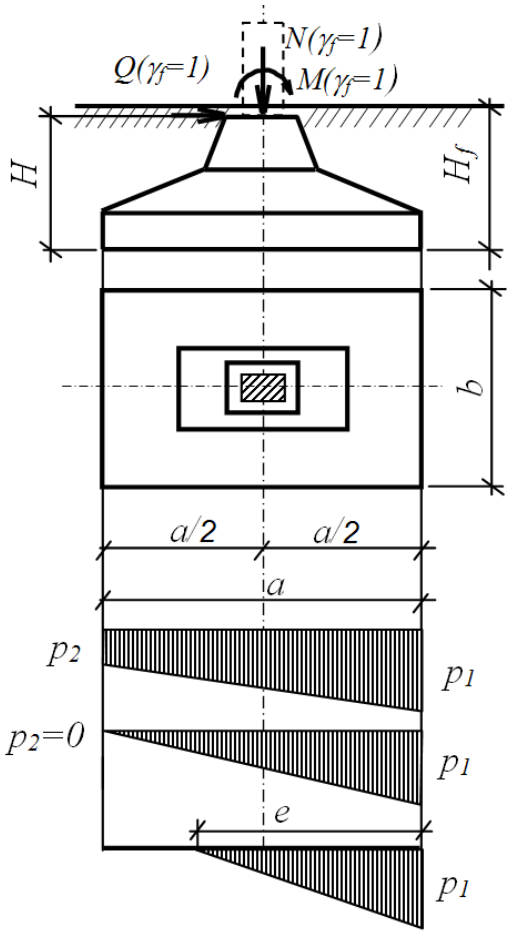
Номарказий юкланган пойдеворлар таги остидаги грунтда босим тенг тақсимланмайди ва у чизиқли ўзгаради деб қабул қилинади (26.2-расм).

Пойдевор таги остидаги грунтларда ҳосил бўладиган четки босимлар эксцентриситет миқдорига боғлиқ равишда қуйидаги формулалардан аниқланади:

$$e = \frac{M_f}{N_f} \le \frac{a}{6} \text{ бўлганда} \qquad p_{\frac{\max}{\min}} = \frac{N_f}{a \times b} + \gamma_m h + \frac{M_f}{W_f}. \tag{26.13}$$

$$e = \frac{M_f}{N_f} > \frac{a}{6} \text{ бўлганда} \qquad p_1 = \frac{2N_f}{3b\left(0{,}5a - e\right)}. \tag{26.14}$$

.



26.2 – расм. Номарказий юк ланган пойдеворлар ҳисобига доир:
а – ҳисобий схема; *б* – грунтдаги боосим эпюралари

Бу формулаларда:

$N_f = N(\gamma_f{=}1) + \gamma_m abH_f;$

$M_f(\gamma_f{=}1) = M(\gamma_f{=}1) + Q(\gamma_f{=}1)H_f,$

бу ерда: $N(\gamma_f{=}1)$, $M(\gamma_f{=}1)$ ва $Q(\gamma_f{=}1)$ – мос равишда пойдевор юқорисида $\gamma_f = 1$ бўлгандаги ҳисобий юклардан бўйлама куч, эгувчи момент ва кесувчи кучлар; N_f ва M_f - мос равишда пойдевор таги сатҳида $\gamma_f{=}1$ бўлгандаги ҳисобий юклардан бўйлама куч, эгувчи момент

Меъёрий талаблар бўйича пойдевор тагидаги грунтда ҳосил бўладиган четки босимларнинг миқдорлари қуйидаги талабларга жавоб бериши шарт:

максимал босим - $p_1 \le 1{,}2R$;

ўртача босим $p_m = \dfrac{N_f\left(\gamma_f = 1\right)}{ab} < R$.

Номарказий юкланган пойдеворлар марказий юкланган пойдеворлардек лойиҳалаштирилади. Пойдевор таги остидаги грунда ҳосил бўладиган босимлар юқорида келтирилган (26.13) ва (26.14) формулалар бўйича $N(\gamma_f>1)$, $M(\gamma_f>1)$ ва $Q(\gamma_f>1)$ ҳисобий зўриқишлардан аниқланади. $N(\gamma_f>1)$, $M(\gamma_f>1)$ ва $Q(\gamma_f>1)$ ҳисобий зўриқишларни аниқлашда $\gamma_m abH_f$ миқдор нолга тенг қабул қилинади, яъни пойдеворнинг хусусий оғирлиги ва пойдевор зиналаридаги грунт оғирлигидан вужудга бўладиган юклар ҳисобга олинмайди.

Пойдеворни арматура билан жиҳозланиши юқорида келтирилган конструктив талаблар асосида бажарилади.

27. МАХСУС ШАРОИТДА ТИКЛАНАДИГАН ПОЙДЕВОРЛАР

27.1. Чўкишга мойил грунтларда тикланадиган пойдеворларни лойиҳалашнинг ўзига хос хусусиятлари

Чўкувчи грунтлардан иборат бўлган асосларда тикланадиган бинолар-нинг грунт намланиши натижасида чўкишини олдини олиш учун маълум бир чора тадбирлар кўрилиши шарт. Агар грунтнинг чўкишини олдини олиш учун чора-тадбирлар кўрилмайдиган бўлса, бундай грунтларда тикланадиган бино ва иншоотларда грунтнинг нотекис чўкиши натижасида ёриқлар ҳосил бўлади ва бино яроқсиз ҳолга келиб қолади. Ҳаттоки, бино бузилиш ҳолатига келиб қолиши мумкин.

Намланиш хавфи мавжуд бўлган ҳолларда қуйидаги чоралардан бири қўлланиши мумкин:

1) чўкувчи грунт қалинлиги чегарасида унинг чўкувчанлик хоссасини йўқотиш;

2) чўкувчи грунт қалинлигини чуқур пойдеворлар, шу жумладан қозиқлар ва кучайтирилган грунт массиви билан кесиб ўтиш;

3) грунт чўкувчанлигини қисман йўқотиш, сувдан ҳимоя қилиш ва конструктив тадбирларни ўзида қамраб олган комплекс тадбирларни ўтказиш.

Чўкувчанлик хоссаси бўйича II типга мансуб бўлган грунтларнинг чўкувчанлик хоссасини йўқотиш ёки уларни чуқур пойдеворлар билан кесиб ўтиш билан бирга сувдан ҳимоя қилиш бўйича тадбирлар ўтказиш ҳамда бош режани мос равишда компановка қилиш талаб этилади.

Тадбирларни танлаш грунт шароитининг типи, мумкин бўлган намлаш усули, ҳисобий чўкиш, лойиҳаланадиган иншоотларнинг қўшни объктлар ва коммуникациялар билан боғланиши ҳисобга олиниши керак [12].

Мумкин бўладиган чўкиш ва деформациялар йиғиндиси ҳамда уларнинг нотекис рўй бериши ушбу бино ва иншоот учун уларнинг мустаҳкамлиги ва эксплуатацияга яроқлилиги шартидан рухсат этилган миқдорлардан ошмаса, бино ва иншоотларнинг асослари оддий, чўкмайдиган грунтлардагидек лойиҳаланади.

Кўриладиган чора ва тадбирларнинг қўлланиш соҳаси қурилиш майдонининг муҳандислик-геологик шароитлари ва бино ва иншоотларнинг конструктив хусусиятлари билан аниқланади.

Грунтларнинг чўкувчанлик хоссасини йўқотиш усули пойдеворларининг зичлаштирилган ёки кучайтирилган грунтларда чўкиши рухсат этиладиган миқдорлардан ошмайдиган бино ва иншоотлар учун қўлланилади.

Грунтларни кесиб ўтиш усулини чўкувчи грунт остида юқори зичликка эга бўлган грунт қатлами мавжуд бўлган ҳолларда қўллаш мақсадга мувофиқ ҳисобланади.

Грунтларнинг чўкувчанлик хоссасини йўқотишга қуйидаги усуллар билан эришиш мумкин:

1) чўкувчанликнинг юқори чегараси ёки қисмини оғир юк билан шиббалаш, тоза грунтдан қатлам ҳосил қилиш, ҳандакларни шиббалаш, грунтларни кимёвий ёки термик усулда кучайтириш билан;

2) чўкувчи грунт қалинлиги чегарасида – зичлаштирилган грунтли қозиқлар, асос грунтини олдиндан сувга тўйинтириш, грунтларни кимёвий ёки термик усулда кучайтириш билан.

27.2. Зилзилавий худудларда тикланадиган пойдеворларни лойиҳалашнинг ўзига хос хусусиятлари

Зилзилавий худудларда тикланадиган пойдеворларнинг дастлабки ўлчамлари ва жойлашиш чуқурлиги сейсмик таъсирни ҳисобга олмасдан [12] меъёрий ҳужжатда келтирилган талаблар бўйича аниқланади. Дастлабки ўлчамлар аниқлангандан кейин пойдеворнинг ўлчамлари асосни юк кўтариш қобилияти бўйича сейсмик юкларни ҳисобга олиб ҳисоблаш асосида аниқлаштирилади.

Сейсмик хусусияти бўйича I ва II тоифага мансуб бўлган грунтларда пойдеворларнинг жойлашиш чуқурлиги сейсмик бўлмаган худудлардагидек қабул қилинади, лекин 1,0 метрдан кам қабул қилинмайди.

Сейсмик хусусияти бўйича III тоифага мансуб бўлган грунтларда махсус чоралар кўрилиши тавсия этилади. Махсус чоралар ер ости сув сатҳини пасайтириш ва грунтни сунъий равишда кучайтиришдан иборат.

Кўп қаватли биноларда пойдеворларнинг жойлашиш чуқурлигини ертўлалар ҳисобига ошириш мумкин. Ертўлаларни бинонинг бутун остига жойлаштириш мақсадга мувофиқ ҳисобланади.

Биноларнинг ёки бино қисмларининг пойдеворлари бир сатҳда жойлашиши шарт.

Бино қисмларининг тасмасимон пойдеворлари ҳар ҳил чуқурликда жойлашганда чуқур жойлашган пойдевордан саёз жойлашган пойдеворга ўтиш зиналар ҳосил қилиш орқали бажарилади. Зиналарнинг қиялиги 1:2 бўлиб, зина баландлиги 60 смдан катта бўлмаслиги шарт. Бир-бирига яқин жойлашган бино қисмларининг тасмасимон пойдеворлари чокдан 1 метрдан кам бўлмаган масофада бир хил чуқурликда жойлашиши шарт.

Устун шаклидаги пойдеворларни ҳар хил сатҳда ёнма-ён жойлаштириш талаб этилганда қуйидаги шарт бажарилиши лозим

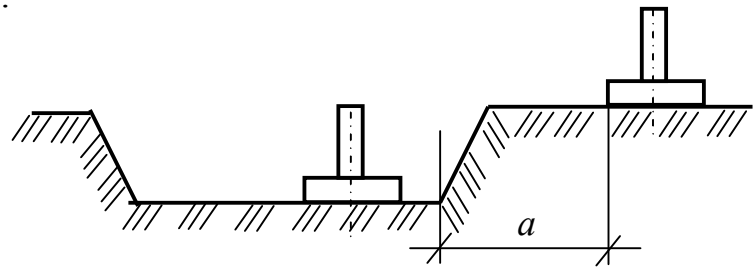
$$\frac{\Delta H}{a} \le tg\psi ,$$

бу ерда ::ΔH - пойдеворлар жойлашиш чуқурлигининг фарқи; a- пойдевор

чуқур жойлашган ҳандак таги чегарасидан саёз жойлашган пойдевор четигача бўлган мавсофа (27.1-расм); ψ - силжиш бурчаги, қуйидаги формуладан аниқланади: $tg\psi = tg(\varphi - \Delta\varphi) + c / p_{fm}$; φ - грунт ички ишқаланиш бурчагининг ҳисобий қиймати; $\Delta\varphi$ - φ нинг ҳисобий камайиши: ҳисобий сейсмиклик 7 балл бўлганда $\Delta\varphi = 2^0$; 8 балл бўлганда $\Delta\varphi = 4^0$ ва 9 балл бўлганда $\Delta\varphi = 7^0$; c – грунт солиштирма ёпишишининг ҳисобий қиймати; p_{fm}- муҳим юклар бирикмасидан юқори жойлашган пойдевор остидаги ўртача босим.

Чўкиш чоклари билан ажратилган устун остидаги якка пойдеворлар бир сатҳда жойлашиши шарт.

Қояли бўлмаган грунтлардан (суглинок, супес ва б.) ташкил топган асосларда тикланадиган кўп қаватли (5 дан ортиқ) биноларнинг пойдеворларини ўзаро кесишган тасма ёки узлуксиз плита шаклида темирбетондан бажариш тавсия этилади.



27.1- расм.

Тасма шаклидаги йиғма пойдеворлар устидан қалинлиги 40 мм дан кам бўлмаган 100 маркали қоришмадан арматураланган қатлам бажарилади. Бу қатлам қуйидагича арматураланади: ҳисобий сейсмиклик 7 балл бўлганда диаметри 10 мм бўлган 3 та стержен билан ; 8 балл бўлганда 4 та стержен билан ва 9 балл бўлганда 6 та стержен билан [9].

28. ЯХЛИТ ПОЙДЕВОРЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШ, ҲИСОБЛАШ ВА АРМАТУРАЛАШ АСОСЛАРИ

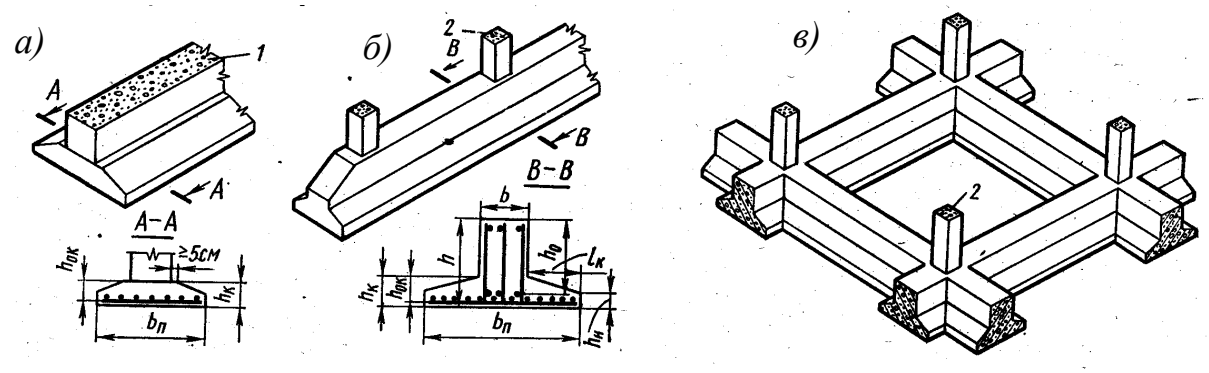
28.1. Тасмасимон ва плита шаклидаги пойдеворлар

Тасмасимон пойдеворлар устун қаторлари остига тасма шаклида ёки ўзаро кесишган тасма шаклида тикланади (28.1 расм). Тасмасимон пойдеворларнинг кўндаланг кесими тавр шаклида бўлиб, рафи - плитаси пастда жой-

лашган бўлади. Пойдевор плитасининг эни унинг узунлиги бўйича ўзгармас қабул қилинади. Пойдевор плитасини қалинлиги консол учида 200 мм дан кам қабул қилинмайди. Плитанинг қовурға билан бирлашадиган жойи қалинлиги эса, ҳисоб бўйича аниқланади. Бунда бетон плитанинг қалинлиги Q кесувчи кучни қабул қилиш шартидан тайинланади.

Тасмасимон пойдевор қовурғасининг эни унга ўрнатиладиган устунлар ўлчамларига боғлиқ равишда тайинланади. Яхлит темирбетондан тикланадиган устунлар остидаги тасмасимон пойдевор қовурғасининг эни устун энидан 100 мм га (ҳар томонга 50 мм дан) кенг қилиб тайинланади. Устунлар йиғма темирбетондан тайёрланганда тасмасимон пойдевор энини тайинлашда ««стакан»» ўлчами эътиборга олинади.

Тасмасимон пойдевор қовурғасининг баландлиги пойдеворнинг жойлашиш чуқурлиги ва унга таъсир қиладиган зўриқишлар миқдорига боғлиқ равишда тайинланади. Бундан ташқари пойдевор қовурғасининг баландлигини тайинлашда унинг бикирлигини таъминлаш шарти ҳам эътиборга олиниши шарт. Пойдевор шундай бикирликка эга бўлиши керакки, бунда устунлар остидаги грунтда кескин реактив босим ҳосил бўлмаслиги талаб этилади. Грунтнинг нотекис чўкиши устунлар ўқлари орасидаги масофанинг 1/1000 қисмидан кўп бўлмаслиги шарт.



28.1 – расм. Тасмасимон пойдеворлар кўриниши:
а – девор остидаги; б – устунлар қатори осидаги; в – устунлар тўри осидаги кесишган тасмали; 1 – девор; 2 - устун

Тасмасимон пойдеворларнинг қовурғаси вертикал жойлашган пайванд-

ланган ёки боғланган синчлар билан арматураланади (28.1-расм). Вертикал жойлашадиган арматурали синчларнинг сони қовурға энига боғлиқ равишда қабул қилинади. Қовурға эни $b \le 400$ мм бўлганда иккита синч, $400 < b \le 800$ мм бўлганда учта синчдан кам ва $b > 800$ мм бўлганда эса, тўрта синчдан кам қабул қилинмайди. Бу арматурали синчлар пойдевор узунлиги бўйича кўндаланг арматуралар билан бир-бирига боғланиб ҳажмий синч ҳосил қилинади. Бундан ташқари вертикал синчлар усти ″П ″ шаклидаги арматурали тўр билан ёпилади.

Пойдевор бўйлама арматураси юзаси ҳисоб бўйича аниқланади. Бунда бўйлама арматура пойдевор узунлиги бўйича узлуксиз бўлиб, миқдори юқори ва пастки арматуралар учун μ=0,2…0,4% дан кам қабул қилинмайди. Буйлама армура юзасининг 70% пойдевор қовурғасининг тагига, қолган 30% эса, пойдевор плитасининг консолларига жойлаштирилади.

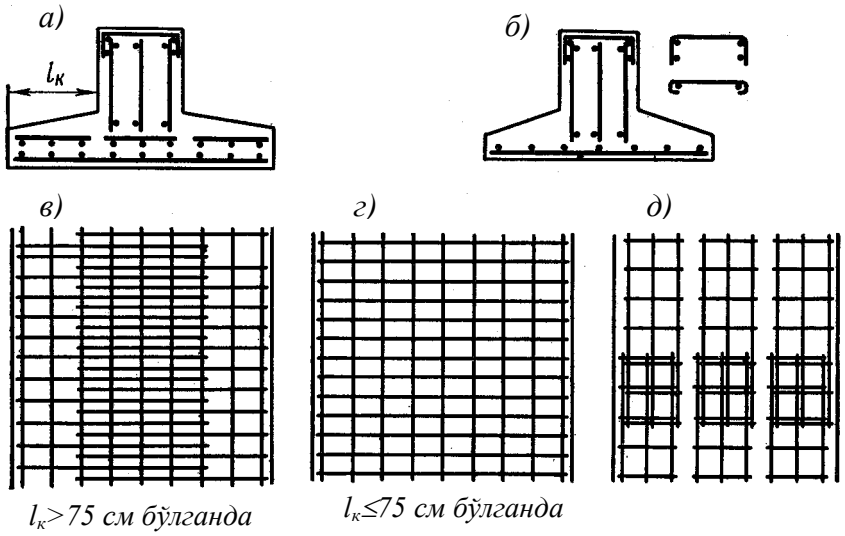
Кўндаланг арматура кесим юзаси ҳам ҳисоб бўйича тайинланади. Пайвандланган синчларда кўндаланг арматуранинг қадами $20d$ дан кўп қабул қилинмайди, d – бўйлама арматуранинг диаметри. Боғланадиган сичларда эса, ёпиқ хомутларнинг қадами $15d$ дан кўп қабул қилинмайди. Кўндаланг арматуранинг диаметри 8 мм дан кам қабул қилинмайди. Бунда хомутлардаги стерженларнинг сони $b \le 400$ мм бўлганда учтадан кам, $400 < b \le 800$ мм бўлганда тўрттадан кам ва $b > 800$ мм бўлганда эса, олтитадан кам қабул қилинмайди.

Тасмасимон пойдеворлар икки йўналишда ҳисобланади. Бўйлама йўналишда ҳисоблашдан қовурға лойиҳалаштирилади. Кўндаланг йўналишда ҳисоблашдан пойдевор плитаси лойиҳалаштирилади.

Тасмасимон пойдеворларнинг плитаси пайвандланган ёки боғланадиган арматурали тўрлар билан арматураланади (28.1-расм). Тўрларнинг ишчи арматуралари икки йўналишда жойлаштирилади. Бўйлама арматуралар пойдевор қовурғаси мустаҳкамлигини таъминлайди, кўндаланг арматуралар эса, пойдевор плитаси консолининг мустаҳкамлигини таъминлайди.

Тасмасимон пойдеворни арматуралаш 28.2- расмда келтирилган.

Плита шаклидаги пойдеворлар асос грунтларининг сифати паст бўлган зоналарда тикланади. Плита пойдеворлар темирбетондан ясси ёки қовурғали плита ва қути шаклида тайёрланади (28.3 - расм). Плита шаклидаги пойдеворнинг типи бино конструктив тизими, таъсир қиладиган юклар характери ва грунтларнинг мустаҳкамлиги ва деформацияланувчанлигига боғлиқ равишда қабул қилинади.



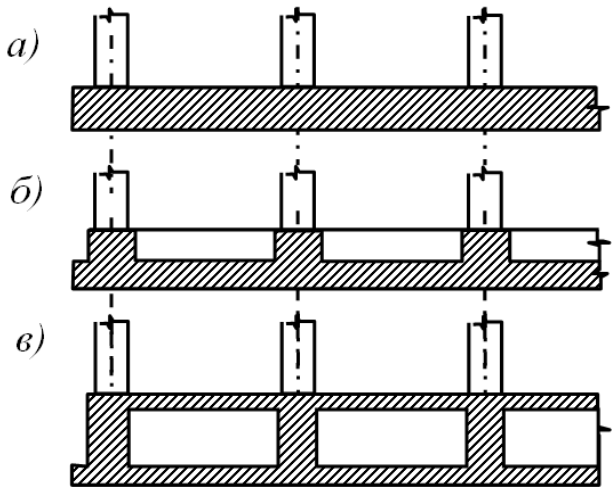
28.2 – расм. Устун қатори остидаги тасмасимон пойдеворни аматураланиши:
а – аматура икки қатор жойлашганда; *б* – аматура бир қатор жойлашганда; *в* – $l_к$>75 см бўлганда остки тўрлар жойлаш схемаси; *г* – $l_к \le 75$ см бўлганда остки тўрлар жойлаш схемаси; *д* - устки тўрлар жойлаш схемаси.

Тайёрлаш технологизси жиҳатидан темирбетондан тикланган ясси плита шаклидаги пойдеворлар энг қулай ҳисобланади. Бундай плита шаклидаги пойдеворлар устунлар қадами 9,0 м гача ва устунга таъсир қиладиган юкнинг миқдори 10 кН гача бўлганда қўлланилади. Плитанинг қалинлиги устунлар орасидаги масофанинг 1/6 қисмига тенг қилиб олинади. Плитанинг устунлар ўрнатилган жойларининг босилишга мустаҳкамлигини ошириш учун бу жойлар кенгайтирилади (28.3-расм).

Плита шаклидаги пойдеворлар бир йўналишда вертикал жойлашган синчлар билан, иккинчи йўналишда эса, горизонтал жойлашган тўрлар ёки алоҳида стерженлар билан арматураланади. Арматураларнинг кесим юзалари

ҳисобдан аниқланади. Устунлар ўрнашган жойларнинг мустаҳкамлиги босилишга етарли бўлмаган ҳолларда, бу жойлар қўшимча кўндаланг арматуралар билан жиҳозланади.

Устунлар қадами 9,0 м дан катта ва устунга таъсир қиладиган юкнинг миқдори 10 кН дан кўп бўлган тақдирда *қовурғали плита шаклидаги пойдеворлар* қабул қилинади. Пойевор плитасининг қалинлиги устунар ўқлари орасидаги масофанинг 1/8…1/10 қисмини ташкил қилади. Қовурғаларнинг ўлчамлари тасмасимон пойдеворларни лойиҳалагандагидек қабул қилинади.



28.3 – расм. Плита шаклидаги пойдеворлар: *а* – ясси плита шаклидаги; *б* – қовурғали плита шаклидаги; в –қути шаклидаги

Қути шаклидаги пойдеворлар жуда катта бикирликка эга бўлади. Бироқ бундай пойдеворлар кўп материал талаб қилади ва тайёрлаш жиҳатдан мураккаб ҳисобланади. Шунинг учун бундай пойдеворлар иқтисодий жиҳатдан асосланган муҳим ҳолатларда тавсия қилинади.

28.2. Устун ости пойдеворлари. Марказий ва номарказий юкланган алоҳида пойдеворлар

Яхлит темирбетон устун остидаги пойдеворни 28.4- расмда кўрсатилгандек қурилмалаш тавсия этилади. Пойдеворнинг устун ости қисми кўндаланг кесими ўлчамлари ҳар бир томонга 50 мм га катталаштирилади. Бу устунларни тайёрлашда қолипларни ўрнатишни осонлаштиради.

Устун ости қисмнинг юқори сатҳи соф пол сатҳидан 50 мм пастда жойлаштирилади. Устуннинг пойдевор билан бирикиши пойдевор юқори сатҳида амалга оширилади.

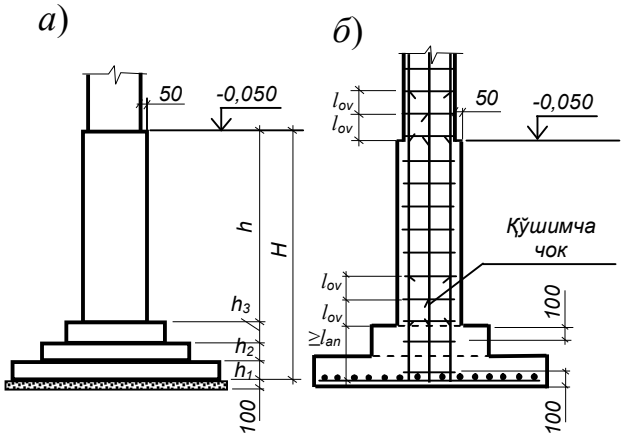
Яхлит пойдеворларнинг яхлит устунлар билан бирикиши устун бўйлама арматурасининг пойдевордан чиқариб қолдириладиган арматура стерженла-

ри билан туташтириш йўли билан амалга оширилади.

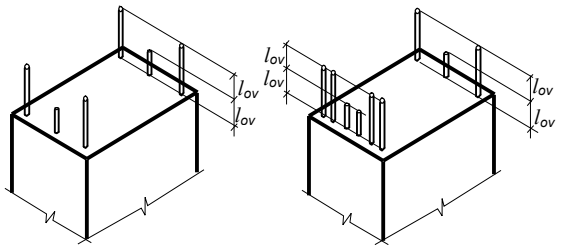
Пойдеворнинг устун ости қисмидан чиқариб қолдириладиган арматура стерженларининг сони, диаметри ва жойлашиши устуннинг пойдеворга бирикадиган жойидагидек бўлиши шарт. Пойдевордан чиқариб қолдириладиган арматура стерженларининг маҳкамланиш узунлиги l_{an} миқдордан кам бўлмаслиги шарт. l_{an} миқдори ҚМҚ 2.03.01-96 [8] (186) формуласи бўйича ҳисобланади. Одатда пойдевордан чиқарилиб қолдирадиган арматура стерженлари пойдевор тагигача етказилади. Бу стерженлар пойдевор устун ости қисмининг арматураси бўлиб, бир-бири билан кўндаланг стерженлар ёки хомутлар билан бирлаштирилади.

Пойдеворнинг устун ости қисми жуда баланд бўлганда бўйлама арматуралар бир-бири билан 28.4, *б* – расмда кўрсатилгандек қўшимча чок ҳосил қилиниб бирлаштирилади.

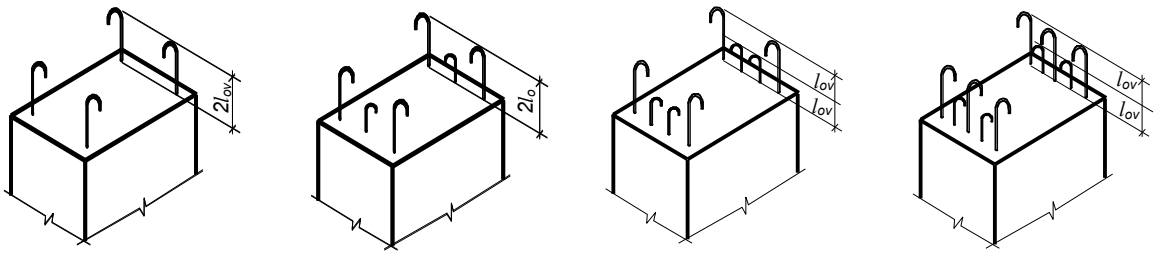
Боғланган арматура билан жиҳозланган устунлар кўндаланг кесимининг чўзилган қиррасидаги даврий профилли стерженларнинг сони иккитадан кўп бўлганда уларнинг туташтирилиши икки сатҳда амалга оширилади (28.5 - расм). Сирти текис бўлган стерженларнинг туташиши уларнинг устун ости қисми кесимининг чўзилган қиррасида жойлашишига қараб икки ёки уч сатҳда амалга оширилади (28.6- расм).



28.4 - расм. Яхлит темирбетон устун пойдевори: *а*- пойдеворнинг кўриниши; *б* - пойдеворнинг арматураланиши.



28.5 - расм. Устун арматураси билан устма-уст пайвандсиз бириктириш учун пойдевордан чиқариб қолдириладиган даврий профилли арматура стерженларининг жойлашиши.



28.6 - расм. Устун арматураси билан устма-уст пайвандсиз бириктириш учун пойдевордан чиқариб қолдириладиган сирти текис арматура стерженларининг жойлашиши

Чокда бирлашадиган стерженларнинг бир-бирининг устига ўтказилиш узунлиги l_{ov} қуйидаги формуладан аниқланади

$$l_{0\nu} = \left(m_{0\nu} \frac{\sigma_s}{R_b} + \Delta_{0\nu} \right) d , \qquad (28.1)$$

бу ерда :: σ_s - арматуралари бир-бирининг устига ўтказилиб ҳосил қилинган чокда энг кучланган арматурадаги кучланиш миқдори;

$m_{0\nu}$, $\Delta\lambda_{0\nu}$, $\lambda_{0\nu}$ ва $l_{0\nu}$ миқдорлар 28.1 жадвалдан аниқланади.

Пойдевордан чиқариб қолдириладиган арматура стерженларининг энг узунлари ва диаметри катталари устун ости қисми кесимининг бурчакларида жойлаштирилиши тавсия этилади.

28.1 жадвал

Чокнинг ишлаш шароити	Арматура учун $m_{0\nu}$, $\Delta\lambda_{0\nu}$, $\lambda_{0\nu}$ ва $l_{0\nu}$ миқдорлар							
	сирти қовурғали арматура учун				сирти текис арматура учун			
	$m_{0\nu}$	$\Delta\lambda_{0\nu}$	$\lambda_{0\nu}$ дан кам бўлмаган	$l_{0\nu}$	$m_{0\nu}$	$\Delta\lambda_{0\nu}$	$\lambda_{0\nu}$ дан кам бўлмаган	$l_{0\nu}$
Чўзилган бетондаги чок	0,9	11	20	250	1,55	11	20	250
Сиқилган бетондаги чок	0,65	8	15	200	1	8	15	200

Стерженларнинг бирикиш узунлигида кўндаланг стерженлар ёки хомутлар ўрнатилади. Кўндаланг стерженларнинг (хомутларнинг) қадами $10d_{мин}$ дан катта қабул қилинмайди. Бу ерда ::$d_{мин}$ – бўйлама стерженларнинг энг

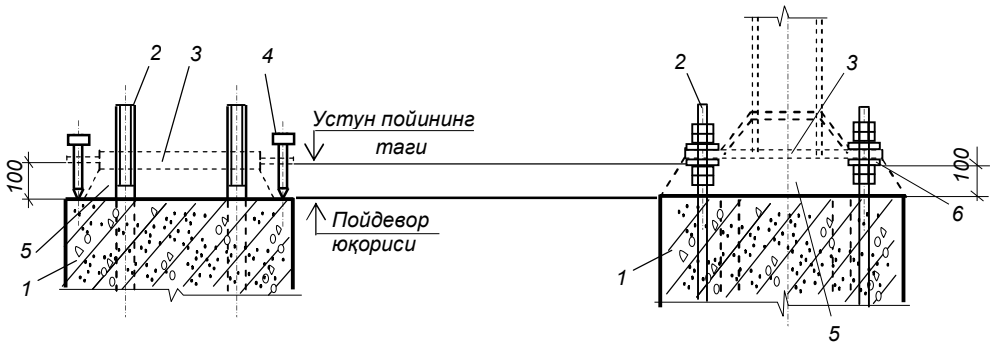
кичик диаметри.

Пойдевордан чиқариб қолдириладиган стерженларнинг устун бўйлама арматураси билан туташтирилиши пайвандлаш билан амалга ошириладиган бўлса чоклар бир сатҳда бажарилади. Бунда чиқариб қолдириладиган стерженларнинг узунлиги 4*d* дан ва 160 мм дан кам бўлмаслиги шарт. Бу ерда ::*d* – туташтириладиган стержен диаметри. Пойдевордан чиқариб қолдириладиган арматура стерженлари орасидаги масофа 50 ммдан кам бўлмаслиши шарт

Пўлат устунлар пойдеворларини қурилмалаш. Пойдевор юқори қисмини қурилмалаш ва сатҳини белгилаш металл конструкциялари лойиҳасида қабул қилинган пўлат устун пойининг пойдеворга таяниши ва монтаж қилиш усулига боғлиқ (28.7 - расм). Устун ости қисмининг пландаги ўлчамлари пўлат устун пойининг ўлчамларига боғлиқ. Бундан ташқари устун ости қисмнинг пландаги ўлчамлари устун пойини маҳкамлаш учун ва устундан зўриқишларни пойдеворга узатиш учун хизмат қиладиган пойдевор болтларини (28.8 - расм) жойлаштириш талабини ҳам қаноатлантириши шарт.

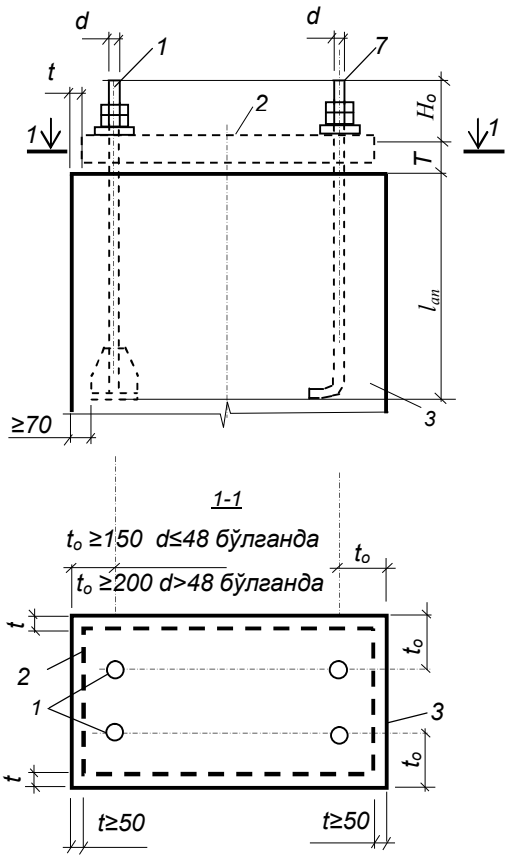
Пойдевор болтлари пойдеворга l_{an} чуқурликда маҳкамланиши шарт.

l_{an} миқдорлари болтларнинг типига (28.8 - расм) боғлиқ равишда 21 жадвалда [13] келтирилган.



28.7 – расм. Пўлат устун конструкциясининг темирбетон пойдеворга таяниши [13]: 1 – пойдевор; 2 – анкер болтлар; 3 – пўлат устун конструкциясининг пойи; 4 – текисловчи болтлар; 5 – цемент қоришмаси ёки бетон тўшов; 6 – текислангандан кейин маҳкамланган шайба.

Маҳкамланиш чуқурлиги 1 типдаги болтлар учун 25*d* дан, 2 ва 3 типдаги болтлар учун 15*d* дан кам бўлмаслиги шарт.



28.8 – расм. Пўлат устун пойдеворининг устун ости қисм ўлчамлари [13]:
1 – анкер болтлар; 2 – устун пойи; 3 – пойдевор.

Болтлар орасидаги масофалар плита ўлчамидан кичик ёки тенг бўлганда 2 ва 3 типдаги болтларнинг анкер плиталари бир гуруҳ болтлар учун битта плитага пайвандлаб бирлаштирилади.

Пойдевор болтларини углеродли ва кам лигерланган пўлатлардан тайёрлаш тавсия этилади.

Эзилишга ҳисоблаш натижалари бўйича пўлат устунларнинг таянч қисмлари остидаги пойдевор устун ости қисмлари юқориси арматура билан жиҳозланиши талаб этилганда, устун ости қисмлар тўрт донадан кам бўлмаган арматурали тўрлар билан зич арматураланади (28.9 - расм). Тўрлар орасидаги масофа 50-150 мм қабул қилинади.

Биринчи арматурали тўр талаб этиладиган бетон ҳимоя қатламидан узоқ бўлмаган масофада қўйилади. Тўрлар пакети қуйидаги узунликда жойлашиши шарт: - устун ости қисмининг бўйлама сиқиладиган арматураси даврий профилли стерженлардан иборат бўлиб ҳисобда эътиборга олинадиган бўлса – 10*d* дан кам бўлмаган масофада;

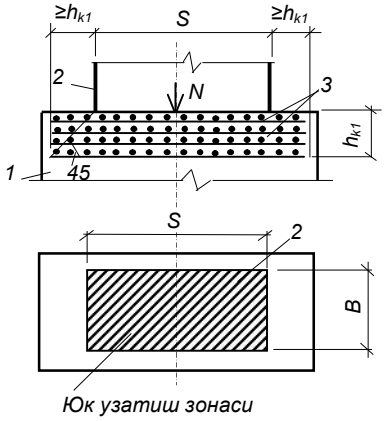
- устун ости қисмининг бўйлама сиқиладиган арматураси сирти текис стерженлардан иборат бўлиб ҳисобда эътиборга олинадиган бўлса – 20*d* дан кам бўлмаган масофада.

Бунда масофа устун ости қисм юқорисидан бошлаб ҳисобанади.

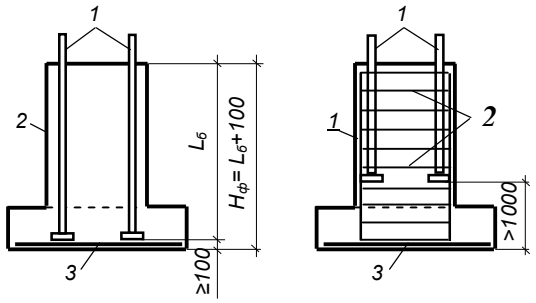
Бўйлама сиқиладиган арматура ҳисоб бўйича талаб қилинмаса ва қуйилмаса арматурали тўрлар пакети устун ости қисм юқорисидан $h_{к1}$

масофада, яъни ҳисоб бўйича тўрлар талаб қилинмайдиган жойгача қўйилади (28.10 - расм).

Пойдевор болтлари талаб бўйича маҳкамланганда уларнинг тагидан пойдевор тагигача бўлган масофа бир метрдан кам бўлса, болтларни пойдевор тагигача етказиш мақсадга мувофиқдир (28.10 - расм). Лекин бу ўша объект фундаменти учун болтларни унификациялаш талабига зид бўлмаслиги шарт. Бу ҳолатда устун ости қисм учун бўйлама арматура қўйилмаслиги мумкин. Пойдевор болтлари лойиҳавий ўринларига қўйилиши ва пойдевор билан бирга бетонланиши шарт.



28.9 – расм. Пўлат устун пойдевори устун ости қисмини арматурали тўрлар билан зич жиҳозлаш [13]: 1 – пойдевор; 2 – устун пойи; 3 – арматурали тўрлар



28.10 – расм. Болтларнинг пойдевор баландлиги бўйича жойлашиши [13]: 1 – пойдевор болтлари; 2 – пойдевор; 3 – пойдевор таги арматураси; 4 – устун ости арматураси

$h_{к1}$ масофа қуйдаги формуладан аниқланади

$$h_{k1} \geq 0{,}5\left(\frac{N}{B \cdot R_b} - S\right), \qquad (28.2)$$

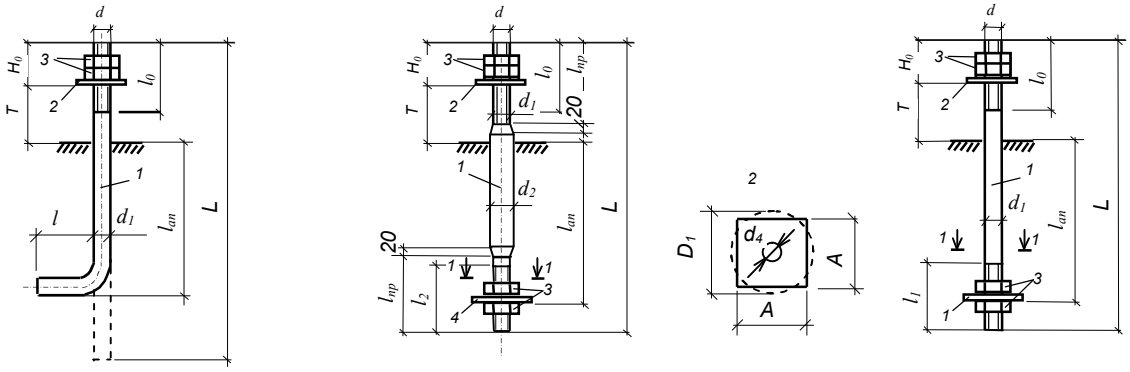
бу ерда ::N – бўйлама сиқувчи куч; R_b- бетоннинг сиқилишдаги ҳисобий қаршилиги, γ_{b9} =0,9 коэффициентни эътиборга олиб аниқланади; B ва S – устун пойи плитасининг ўлчамлари (28.9 - расм).

Арматурали тўрларни диаметри 14 мм гача бўлган А240(А-I), А300 (А-II), А400(А-III), В-I ва Вр-I синфларга мансуб арматуралардан тайёрлаш тавсия этилади. Тўр катакларининг ўлчамлари 50-100 мм қабул қилинади. Бир йўналишдаги арматура стерженлари юзасининг иккинчи йўналишдаги

арматура стерженлари юзасига нисбати 1,5 дан катта қабул қилинмайди.

Пойдевор устун ости қисми бўйлама арматураси стерженлари тўр ичига жойлаштирилиши шарт.

Пўлат устунлар остида тикланадиган темирбетон пойдевор анкерларининг кўринишлари 28.11-расмда кўрсатилган [13].



28.11 – расм. Пўлат устунларни маҳкамлаш учун пойдевор болтлари:
а – учи қайрилган резбасининг диаметри М20 дан М48 гача бўлган (1 тип);
б – анкер плитали резбасининг диаметри М20 дан М48 гача бўлган (2 тип);
в - анкер плитали резбасининг диаметри М56 дан М90 гача бўлган (3 тип):
1 – шпилька; 2- шайба; 3 - гайка; 4 – анкер плита.

29. ТОШ-ҒИШТ КОНСТРУКЦИЯЛАРИ

29.1. Тош-ғишт конструкцияларнинг ривожланиш тарихи

Тош энг қадимги табий қурилиш ашёларидан бири бўлиб ҳисобланади. Тошнинг сиқилишдаги қаршилиги жуда юқори бўлиб, узоқ вақ ҳизмат қилади ва юқори оловбардошликка эга.

Ғишт ва тош қурилиш ашёси сифатида бир неча асрлардан буён ишлатилиб келинмоқда.

Дастлаб лойдан тайёрланган хом ғиштлар турар жой биноларини тиклаш учун ишлатилган. Чунки табий хом-ашёдан тайёрланган хом ғиштдан тикланган турар-жой бинолари инсон ҳаётига ижобий таъсир кўрсатиб, бинолар хоналари ичидаги муҳит мўътадил бўлган.

Хом ғиштдан асосан бир қаватли турар-жой ва ёрдамчи бинолар тикланган. Хом ғиштдан тикланаган бинолар ичидаги муҳит инсоннинг яшаши учун қулай бўлишига қарамасдан бундай биноларнинг хизмат муддати унча узоқ бўлмаган. Чунки хом ғиштдан тикланган бинолар ташқи муҳит таъсиридан (қор, ёмғир ва ҳоказо) яхши ҳимоя қилинмаган. Бино деворлари ва томи асосан сомонли лой билан сувалган. Қор ва ёмғир ҳамда ер ости сувларининг кўтарилиши натижасида деворлар намланиб емирила бошлаган. Натижада хом ғиштдан тикланган биноларни ҳар йили таъмирлаш талаб қилинган.

Том ёпмалари сифатида асбест-цементли варақлардан (шиферлардан) фойдаланиш ва деворларнинг ташқи сувоғи сифатида цементли қоришмаларнинг ишлатилиши хом

ғиштдан тикланган биноларни ташқи муҳит таъсиридан ҳимоялаш учун яхши имкониятлар яратди. Натижада турар-жой биноларини тиклашда хом ғиштдан фойдаланиш учун кенг имкониятлар очиб берилди. Хом ғиштдан тикланган биноларнинг хизмат муддати анча узайтирилди. Шунинг учун ҳам Ўзбекистон Республикасининг ер ости сувлари чуқур жойлашган худудларида қурилаётган турар-жой биноларининг асосий салмоғини хом ғиштдан тикланган бинолар ташкил этади.

Қурилиш ашёлари ичида табиий тош сиқилишдаги мустаҳкамлиги, хизмат муддатининг узоқлиги ва бошқа тавсифлари билан ажралиб туради. Табиий тошдан тикланган дастлабки иншоотлар сифатида одамларни ташқи муҳит таъсиридан ҳимоя қилиш учун хизмат қилган биноларни мисол тариқасида кўрсатиш мумкин. Овчилик ва деҳқончилик билан шуғулланган одамларда ўз худудини ҳимоя қилиш учун табиий тошдан тикланган деворлар вужудга кела бошлаган. Ундан кейин эса, ташқи муҳит таъсири ва бошқа қабилалар ҳужумидан ҳимояланиш ҳамда диний маросимларни ўтказишга мўлжалланган иншоотлар тиклана бошланган. Диний маросимларда фойдаланилган иншоотлар сифатида тошдан тикланган қабрлар, қурбонлик маросимини ўтказиш учун фойдаланилган тош устунлар (менгирлар) тикланган. Менгирлар ҳозирги кунгача Фарангистонда, Кавказда ва Сибирда сақланиб қолинган.

Милоддан аввал 3 мингинчи йилларнинг бошида қадимий мисрликлар томонидан Гизада квадрат шаклидаги асосининг ўлчами 233 м, баландлиги 146 м бўлган Хуфа (Хеопс) пирамидаси тикланган. Пирамидадаги тош териминиг ҳажми 2 521 000 $м^3$ га тенг бўлиб, ҳар бирининг оғирлиги 2,5 т бўлган 2,5 миллион йўнилган тош блоклари ишлатиган.

Атмосфера таъсирига чидамлиги ва узоқ вақт давомида мустаҳкамлигини йўқотмаслиги сабабли табиий тош асосан диний маросимларни ўтказиш учун мўлжалланган бинолар (черковлар, масчитлар ва ҳоказо) ҳамда иншоотларни (мақбаралар, миноралар ва ҳоказо) қуриш учун ишлатилган.

Табиий тошлар билан бирга сунъий тошлар (оловда пиширилган ғиштлар) ҳам қадимий Римда кўп ишлатилган.

Ишлаб чиқарилиши арзон бўлган хумдонда пиширилган ғиштлар табиий тошлар ўрнини жадал равишда эгаллай бошлади. Табиий тош заҳиралари бўлмаган Оврўпа мамлакатларида (Шимолий Олмония, Голландия ва Шарқий Англия), Осиёда (Чин, Марказий Осиё) ўрта асрда пиширилган ғиштлар бино ва иншоотлар қурилишида кенг кўламда ишлатилган.

Темур даврида Ўрта Осиёда пиширилган ғиштдан асосан абадий хизмат қилиш учун мўлжалланган мақбаралар, масчитлар ва мадрасалар тикланган. Бу иншоотлар ҳозирги давргача ҳам сақланиб қолинган ва ўша давр қурувчиларининг юқори даражадаги маҳоратидан дарак беради. Бу иншоотларга Самарқанд шаҳаридаги Регистон майдонида барпо этилган Улуғбек (1417 – 1420 йиллар), Шердор (1619 – 1636 йиллар) мадрасалари, Шоҳи Зинда (1420 – 1435 йиллар) ва Гури Амир (1403 – 1424 йиллар) мақбаралари, Бибихоним масчитини (1399 – 1404 йиллар), Тошкент шаҳридаги Кўкалдош мадрасасини (1451 йиллар), Шаҳрисабз шаҳридаги Оқ Сарой масчитини (1380 – 1404 йиллар), Бухоро шаҳридаги Улуғбек мадрасасини (1404 – 1417 йиллар), Минори Калонни (1227 – 1234 йиллар), Хива шаҳридаги Қутлуғ- Мурод Иноқ мадрасаси, Жума масчити, Саид имом Шоликорбой масчити ва бошқа меъморий обидаларни мисол келтириш мумкин.

Оврўпада пиширилган ғишт ишлаб чиқариш XV асрдан бошлаб такомиллаша борди. Кенг кўламдаги ғиштин бинолар Лондонда тиклана бошланди. Ғиштин биноларга тошдан тикланган бинолардек кўриниш бериш учун XVIII асрда Лондондаги ғиштин бинолар сувалиб бўялган.

XIX асрнинг охирида пиширилган ғишт бадавлат шаҳарликларнинг турар-жой биноларини тиклаш учун кенг кўламда ишлатила бошланди. Англия ва Австралияда ғишт билан қопланган бинолар билан бирга ташқи томони сувалиб бўялган ғиштин бинолар ҳам тиклана бошланди. Олмонияда ташқи томони сувалган ғиштин бинолар мамлакатнинг

фақат жанубида, сувалмаган ғиштин бинолар эса мамлакат шимолида кенг кўламда барпо этилган. Ўрта Осиёда аксинча, турар-жой бинолари асосан хом ғиштдан, пахсадан ва ичи хом ғишт билан тўлдирилган зилзилабардош ёғоч синчдан тикланган.

Ғиштин бинолар деворларининг мустаҳкамлигини таъминлашда ғишт терими табиий тош теримига нисбатан техник жиҳатдан кам қийинчилик тўғдиради. Ғишт сунъий ашё бўлганлиги сабабли унинг техник тавсифлари карьерлардан олинадиган табиий тошга нисбатан осон тартибга солиниши мумкин.

Ғиштдан тикланган ғовак танали деворлар бутун танали деворларга нисбатан анча қўлайликларга эга. Ғовак танали деворлар иссиқликни яхши сақлайди, нисбатан енгил бўлади, деворнинг ташқи қатидан сизиб ўтадиган намлик ғоваклар орқали буғланиб кетади ва ҳоказо. Шунинг учун ғовак танали деворлар XIX аср ўрталарида жуда ҳам кенг қўлланилган. Бироқ, бундай деворларни иқлими совуқ бўлган худудларда қўллаш мақсадга мувофиқ эмас. Чунки ғоваклардаги намлик манфий температурада музга айланиши мумкин.

XIX аср оҳирига келиб бўш танали керамик блокларга бўлган талаб катта бўлган. Бундай блоклар римликлар томонидан қўлланилган бўлиб, XVIII асрда Парижда қайта ишлаб чиқарила бошланган эди. Бўш танали керамик блоклар 1783 йилда Англия банки биносиниг янги қурилишида Жон Соун томонидан қўлланилган. Бўш танали блоклардан тайёрланган конструкциялар айниқса Шимолий Америка ва Оврўпада кенг тарқалган.

Тош-ғишт кострукцияларнинг ривожланишида Англия ва Фарангистонда ўтказилган тадқиқотлар муҳим рол ўйнади. Шу вақтгача девор мустаҳкамлиги фақат ғишт мустаҳкамлиги билан ифодаланган. Ғишт терими ва ғиштлар орасидаги чоклар эътиборга олинмаган. Ғишт теримини синаш 1915 йилда Руссияда муҳандис Н. А. Аристов томонидан амалга оширилган.

Ғишт териминиг мустаҳкамлигини арматуралаш йўли билан ошириш бетонни арматуралашга нисбатан анча олдин амалга оширилган. Биринчи арматураланган ғишт теримини 1925 йилда Темзе яқинидаги айлана шаклида бўлган тоннел қурилишида М. Н. Брунел томонидан амалга оширилган. Арматураланган ғишт терими эластиклик характеристикасининг юқори бўлиши 1933 йилда Калифорниядаги Лонг Бич шаҳрида бўлган зилзилада аниқланган. Шундан кейин кўп қаватли ғиштин биноларни тиклашда уларни арматуралаш самарали эканлиги тан олинган.

Ғиштдан тикланган энг баланд бино 1890 йилда Чикагода қурилган бўлиб 16 қаватдан иборат бўлган. Баландлиги 65 м бўлган бу бинонинг юк кўтарувчи деворларининг қалинлиги 1,83 метрни ташкил этган.

Ғиштин биноларни ҳисоблаш услубларининг такомиллаша бориши юк кўтарувчи деворлар қалинлигининг камайишига олиб келди. Питтсбургда ғишт ва бетондан қурилган 21 қаватли Либерти Парк Ист Тауэтс эгизак миноралар деворларининг қалинлиги атиги 0,38 метрни ташкил этган.

Силикат ғиштлар XX асрнинг бошларида пайдо бўлиб, асосан биноларнинг ташқи томонини безаш учун ишлатилган.

Тош-ғишт ва арматураланган тош-ғишт конструкциялар ҳозирги даврда ҳам ўз аҳамиятини йўқотгани йўқ. Тош-ғишт ва арматураланган тош-ғишт конструкцияларни амалий ва назарий тадқиқ этиш натижасида уларни ҳисоблаш услублари такомиллашди ва самарали конструкциялар яратилди. Бу ўз навбатида тош-ғишт ва арматураланган тош-ғишт конструкцияларни турар-жой, жамоат ва саноат бинолари ҳамда қишлоқ хўжалиги қурилишида ишлатилишига кенг имкониятлар очиб берди.

29.2. Тош-ғишт конструкциялар учун ишлатиладиган материалларнинг физик-механик характеристикалари

1. Умумий маълумотлар

Тош-ғишт конструкциялари учун ишлатиладиган ашёлар ва буюмлар тайёрланишига қараб **табиий** ёки **сунъий** бўлиши мумкин. Табиий тош ашёлари тоғ жинсларига ишлов бериш натижасида олинади. Сунъий тош ашёлари бўлса, лойдан тайёрланган хом ғиштларни хумдонда пиширш (пишиқ ғиштлар) ёки шағал, қум ва боғловчиларни сув билан аралаштириб қотириш натижасида (бетон, силикат ғиштлар) олинади.

Ўлчамига қараб тош буюмлар қўлда териладиган ва механизмлар ёрдамида монтаж қилинадиган буюмларга бўлинади.

Тош буюмлар структурасига (тузилишига) қараб танаси тўлиқ, бўш танали, йирик ғовакли, майда донали ва ғовакли – бўш танали бўлиши мумкин.

Тош ашёлари сиқилишдаги, ғиштлар эса сиқилиш ва эгилишдаги чегаравий мустаҳкамликлари бўйича юқори, ўрта ва кам мустаҳкамли тош ва ғиштларга бўлинади [11].

Юқори мустаҳкамли табиий ва бетон тошлар қуйидаги маркаларга бўлинади: 250, 300, 400, 500, 600, 700, 800 ва 1000.

Ўрта мустаҳкамли табиий ва бетон тошлар, ғиштлар ва сопол тошлар қуйидаги маркаларга бўлинади: 75, 100, 125, 150, ва 200.

Мустаҳкамлиги кам бўлган ғиштлар қуйидаги маркаларга бўлинади: 4, 7, 10, 15, 25, 35, ва 50.

Бетон тошлар сиқилишдаги чегаравий мустаҳкамлигига қараб:

М50, М75, М100, М150, М200, М250, М300, М350 ва М400 маркали оғир бетон тошларга;

М20, М35, М50, М75, М100, М150, М200, М250, М300, М350 ва М400 маркали, ғовакли тўлдирувчилар асосида тайёрланган, ғовакли бетон тошларга;

М15, М25, М35, М50, М75, М100 ва М150 маркали ковакли (ячеистый)

бетон тошларга;

М15, М25, М35, М50, М75 ва М100 маркали йирик ғовакли бетон тошларга;

М35, М50, М75 ва М100 маркали ғоваклаштирилган бетон тошларга;

М150, М200, М250, М300 ва М400 маркали силикат бетон тошларга бўлинади.

Иссиқлик сақловчи ашё сифатида сиқилишдаги чегаравий мустаҳкамлиги 0,7 МПа ва 1,0 МПа бўлган, плиталарнинг ичига қўйиладиган қатлам сифатида эса, 1,0 МПа дан кам бўлмаган енгил бетонлар ишлатилади.

Совуқ таъсирига чидамлиги **(совуқбардошлиги)** бўйича тош ашёлари Ғ10, Ғ15, Ғ25, Ғ35, Ғ50,Ғ75, Ғ100, Ғ150, Ғ200 ва Ғ300 маркаларга бўлинади.

Бетон тошлар учун ҳам юқорида келтирилган совуқбардошлик маркалари (Ғ10 дан ташқари) тайинланган.

Тош ва ғиштларни теришда қуруқ ҳолдаги зичлиги 1500 кг/м^3 ва ундан катта бўлган **оғир** қоришмалар ва зичлиги 1500 кг/м^3 гача бўлган **енгил** қоришмалар ишлатилади. Қоришмаларнинг сиқилишдаги чегаравий мустаҳкамлиги бўйича маркалари М4, М10, М25, М50, М75, М100, М150 ва М200 қабул қилинади.

2. Қўлда териладиган тош-ғишт ашёлар

Ғишт деб, қалинлиги 130 мм гача бўлган параллелепипед шаклидаги сунъий тош ашёсига айтилади. Деворларни тиклаш жараёнида ғишт терувчи ғиштни бир қўли билан бемалол кўтариши учун ғиштнинг оғирлиги 4, 5 кг дан кўп қабул қилинмайди.

Ғиштнинг танаси бутун ёки бўшлиқли бўлиши мумкин. Бутун танали ғиштларга оддий лойдан пластик ва тупроқни нимқуруқ ҳолатда зичлаштириб тайёрланган ҳамда силикат ғиштлар киради.

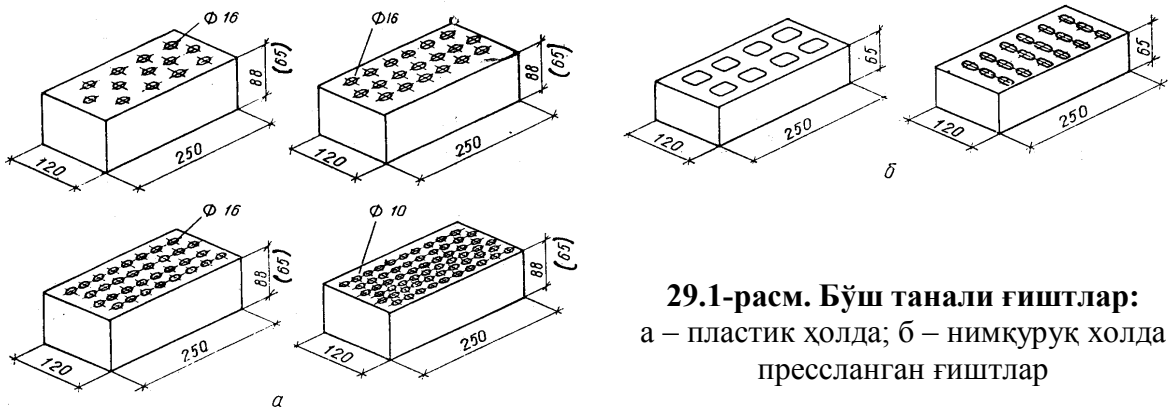
Пластик ҳолатда зичлаштириб тайёрлангин пишиқ ғиштлар тупроқни нимқуруқ ҳолатда зичлаштириб тайёрланган пишиқ ва силикат ғиштларга нисбатан пухта бўлиб, хизмат муддати узоқ ҳисобланади. Бундай ғиштлар-

нинг деформация модули катта бўлиб, сирпанувчанлик деформацияси кам бўлади. Бундан ташқари силикат ғиштларнинг массаси оддий ғиштларга нисбатан катта бўлиб, иссиқликни ёмон сақлайди.

Бино ва иншоотларни тиклашда бўш танали енгиллаштирилган ғиштлар кенг қўлланилади (29.1-расм). Бундай ғиштлар силикат ва бутун танали ғиштларга нистбатан иссиқликни яхши сақлайди ва енгил бўлади.

Шу жиҳатидан бундай ғиштлардан тикланган деворларнинг қалинлиги кам бўлади.

Ғиштнинг сиқилишдаги чегаравий қаршилиги R_1 битта бутун ғиштни тенг иккига бўлиб тайёрланган кубга яқин бўлган шаклдаги намуналарни синаш йўли билан аниқланади (29.2, *а* -расм)



29.1-расм. Бўш танали ғиштлар:
а – пластик ҳолда; б – нимқуруқ холда прессланган ғиштлар

$$R_1 = \frac{P}{A}, \qquad (29.1)$$

бу ерда ::*A* - намунанинг куч йўналишига перпендикуляр бўлган кесим юзаси; *P*- сиқувчи куч.

Ғиштнинг эгилиш ҳолатида чўзилишдаги муваққат қаршилиги бутун ғиштни 29.2, *б* -расмда кўрсатилгандек синаш йўли билан аниқланади

$$R_{ub} = \frac{M}{W} = \frac{1,5P_u}{bh^2}, \qquad (29.2)$$

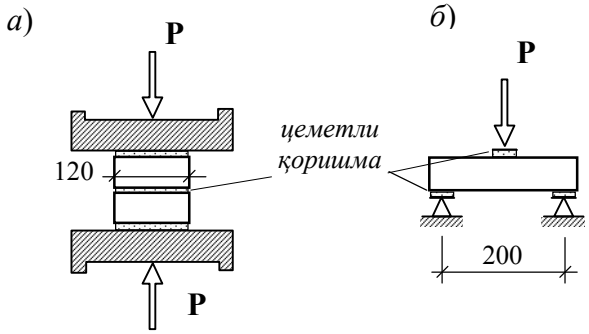
бу ерда: M - эгувчи момент; *W* - ғишт кўндаланг кесимининг қаршилик моменти; P_u - бузувчи куч, *b, h* - ғиштнинг эни ва қалинлиги.

Ғиштнинг маркаси уни сиқилиш ва эгилишга синаш натижаларига қараб аниқланади.

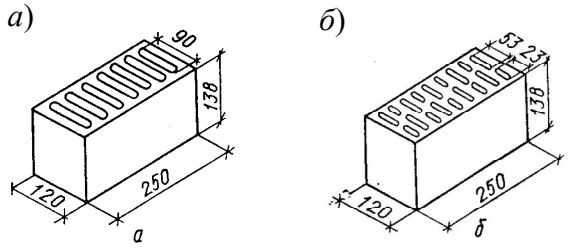
Ғиштнинг ўлчамларидан катта бўлиб, қўлда териш имкони бўлган ашёлар оддий тошлар дейилади**.** Қурилишда массаси 32- 40 кг гача бўлган сопол, бетон ва табиий тошлар ишлатилади.

Сопол тошлар пластик ҳолда пресслаш усули билан тирқиш шаклидаги бўшликлар ҳосил қилиниб тайёрланади (29.3-расм). Тирқишларнинг сони ғишт терининг хилига (девор, пардевор, панел ва ҳ. к.) боғлиқ бўлади.

Тошларнинг ўлчамлари 250×120×138 мм, маркалари 50, 75, 100, 125, 150, ҳажмий оғирлиги 1400 кг/м^3 гача, совуқбардошлиги эса, 15 даврдан кам қабул қилинмайди.



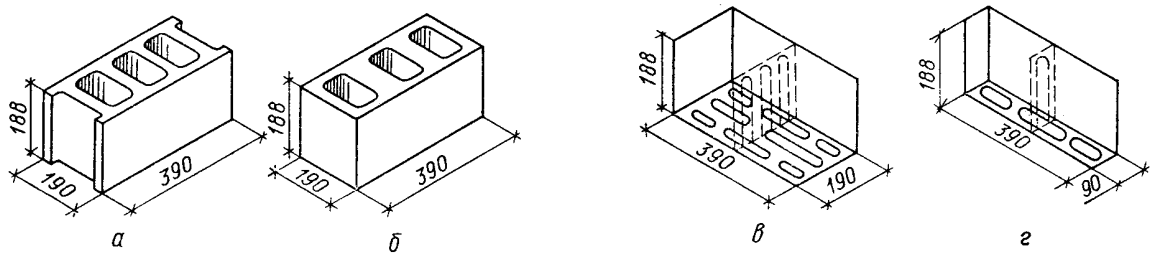
29.2- расм. Ғиштни синаш схмаси:
а- сиқилишга; б- эгилишга



29.3-расм. Бўш танали сопол тошлар:
а – етти бўшлиқли; б – ўн саккиз бўшлиқли

Бетон тошлар (29.4-расм) деворлар, пардевор ёки ораёпмалар учун ишлатилади. Бу тошлар ҳажмий оғирлиги 1800 кг/м^3 дан зиёд бўлган оғир бетонлардан, ҳажмий оғирлиги 900 - 1800 кг/м^3 гача бўлган енгил бетонлардан ва ҳажмий оғирлиги 500–1000 кг/м^3 гача бўлган ковакли бетонлардан тайёрланади. Бетон тошларнинг асосий ўлчамлари 390×190×188 мм ва 390×90×188 мм қабул қилинган. Ўлчамлари 490×240×188 мм ва 490×290×188 мм бўлган енгил бетондан тайёрланган тошларни қўллаш ҳам рухсат этилади.

Маркаси М25 бўлган бетон тошларнинг совуқбардошлик бўйича маркаси Ғ10 дан, маркаси М35 ва ундан юқори бўлган бетон тошлар учун эса, Ғ15 дан паст қабул қилинмайди.



29.4-расм. Бўш танали бетон тошлар:
а – бўйлама териладиган уч бўшлиқли; *б* – кўндаланг териладиган уч бўшлиқли;
в – бўшлиқлар тош танасини кесиб ўтмайдиган бутун;
г – худди шундай, бўйлама яримта

Ковакли бетонлардан тайёрланган тошлар қуруқ хоналарда қўлланиладиган бўлса, уларнинг совуқбардошлиги Ғ25 дан, нам хоналарда қўлланиладиган бўлса, Ғ35 дан кам қабул қилинмайди**.**

Оғир жинслардан олинадиган табиий тошлар (мармар, гранит ва ҳ.к.) жуда ҳам қиммат бўлганлиги учун асосан муҳим аҳамиятга эга бўлган бинолларнинг (музейлар, театрлар ва ҳ.к.) деворларини пардозлаш учун ишлатилади.

3. Ғишт териминиг сиқилишдаги кучланганлик ҳолати

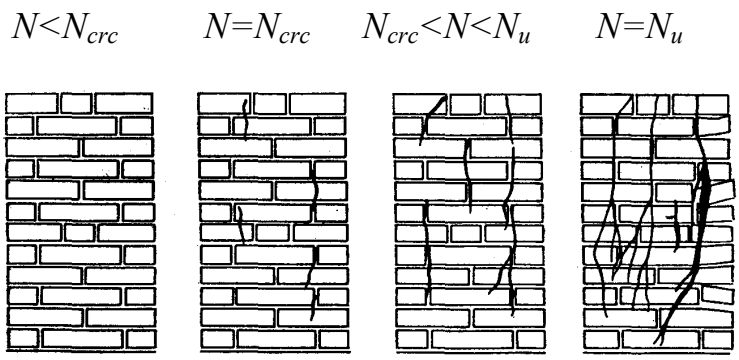
Ғиштлар ва қоришма билан тўлдирилган чоклардан иборат бўлган ғишт терими қотгандан кейин бир жинсли бўлмаган яхлит эластик- пластик жисмни ташкил қилади. Ғишт терими ишлашининг муҳим томони шундан иборатки, қотган қоришманинг нотекис ёйилганлиги ва ҳар хил зичликка эга бўлиши натижасида сиқилган ғишт теримида зўриқишлар нотекис тарқалади. Натижада ғиштда нафақат сиқувчи, балким эгувчи ва кесувчи зўриқишлар пайдо бўлади.

Оддий ғишт териминиг сиқилиши натижасида бузилиши вертикал ёриқларнинг пайдо бўлишидан бошланади (29.5-расм). Одатда вертикал ёриқлар вертикал чокларнинг пасти ва устидан бошланади. Бу ғиштнинг эгилиши ва кесилишидан ҳамда чокларнинг пасти ва устида чўзувчи кучланишларнинг тўпланганлигидан далолат беради.

Ғишт теримидаги биринчи ёриқлар бузувчи кучлардан кам бўлган юклар таъсирида ҳосил бўлади. Одатда қоришманинг мустаҳкамлиги қанча паст

бўлса N_{crc}/N_u нисбат шунча кам бўлади. Бу ерда: N_{crc} – ёриқлар пайдо бўлишига мос бўлган юклардан ҳосил бўладиган зўриқиш; N_u – бузувчи зўриқиш. Мисол: маркаси 50 ва ундан юқори бўлган қоришма учун N_{crc}/N_u = 0,7...0,8; маркаси 10 ва 25 бўлганда – N_{crc}/N_u = 0, 6... 0,7 ва маркаси 0, 2, 4 бўлганда – N_{crc}/N_u = 0, 4...0, 6.

Биринчи ёриқларнинг пайдо бўлиш вақти горизонтал чокларнинг бажарилиш сифатига ва ишлатилган қоришманинг зичлигига боғлиқ. Чоклар нотекис ва қоришманинг ҳажмий массаси кам бўлса, N_{crc}/N_u нисбат миқдори юқорида келтирилган қийматлардан ҳам кам бўлиши мумкин.



29.5-расм. Ғишт терининг марказий сиқилишда ишлаш босқичлари.

Ғишт терининг мустаҳкамлигига қуйидаги омиллар таъсир кўрсатади:

- тош-ғиштнинг мустаҳкамлиги ва ўлчами;
- тош-ғишт шаклининг тўғрилиги;
- тош ва ғиштда бўшлиқларнинг мавжудлиги;
- қоришманинг мустаҳкамлиги, қоришманинг ёйилувчанлиги;
- қотган қоришманинг эластик - пластик хоссаси;
- ғишт терининг сифати;
- ғиштларни теришда уларни бир-бирига боғланиши;
- қоришма билан ғиштнинг ёпишиши;
- ғишт теримидаги вертикал чокларнинг қоришма билан тўлдирилиши ва ҳ. к.

Ғишт теримида мураккаб кучланиш ҳолати вужудга келиши сабабли

унинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги нисбатан анча паст бўлади. Мустаҳкамлиги паст бўлган қоришма билан терилган ғишт териминиг мустаҳкамлиги ғишт мустаҳкамлигининг 10-14%, қоришманинг мустаҳкамлиги юқори бўлса - 30-40% ташкил этади.

Шакли нотўғри бўлган тошлардан терилган тош териминиг мустаҳкамлиги шакли тўғри бўлган тош терими мустаҳкамлигидан бир неча баробар кам бўлади.

Ғишт териминиг сифатини зичлаштириш йўли билан ошириш мумкин. Зичлаштирилган ғишт териминиг мустаҳкамлиги сифати ўртача бўлган оддий ғишт терими мустаҳкамлигидан 1,5-2 марта юқоридир.

Ғишт теримидаги чокларнинг қоришма билан тўлиши қоришманинг пластиклигига боғлиқ. Пластик қоришма билан терилган ғишт деворнинг мустаҳкамлиги нопластик қоришма билан терилгандагига нисбатан юқори бўлади. Шунинг учун қоришмага намликни сақловчи қўшимчалар (оҳак, лой ва бошқа) қўшилади.

Қоришманинг мустаҳкамлиги ғишт териминиг мустаҳкамлигига унча катта таъсир кўрсатмайди. Ғиштлар мустаҳкамлиги юқори бўлган қоришмада терилганда ҳам деворнинг мустаҳкамлиги ғиштнинг мустакамлигидан кам бўлади. Аммо қиш мавсумида ҳамда сейсмик туманларда тикланадиган деворларга таъсир қиладиган сиқувчи кучлар катта елка билан кўйилганда ва маҳаллий юкларнинг миқдори катта бўлганда ғиштлар бир-бири билан **«занжир»** шаклида боғланиб терилиши тавсия этилади.

29.3. Тош-ғишт конструкцияларни ҳисоблаш

1. Марказий сиқиладиган элементлар

Сиқилишга ишлайдиган тош-ғишт элементлар арматураланмаган ва арматураланиб мустаҳкамлиги оширилган бўлиши мумкин.

Марказий сиқиладиган арматураланмаган тош-ғишт элементларнинг мустаҳкамлиги қуйидаги формуладан текширилади

$$N \le m_g \varphi R A, \qquad (29.3)$$

бу ерда: N – ҳисобий бўйлама куч; R – тош-ғишт териминиг сиқилишдаги мустаҳкамлиги иловада келтирилган И.11-жадвалдан ёки [11] меъёрий ҳужжатдан олинади;

φ – бўйлама эгилиш коэффициенти иловада келтирилган И.12 жадвалдан олинади ; A – элемент кесимининг юзаси; m_g – юкларнинг давомли таъсирини эътиборга оладиган коэффициент, қуйидаги формуладан аниқланади

$$m_g = 1 - \eta N_g / N, \qquad (29.4)$$

бу ерда: N_g – юкларнинг давомли таъсир қиладиган қисмидан бўйлама куч; η – иловада келтирилган И.16-жадвалдан қабул қилинадиган коэффициент.

Кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак шаклида бўлган элемент кесим баландлиги $h > 30$ см (ихтиёрий кесимга эга бўлган элементлар учун инерция радиуси $i > 8{,}7$ см бўлганда) бўлганда $m_g = 1$ қабул қилинади.

Узунлиги бўйича ўзгармас кесимга эга бўлган элементлар учун бўйлама эгилиш коэффициенти φ иловада келтирилган И.11-жадвалдан элементнинг эгилувчанлиги ва ғишт териминиг эластиклик характеристикасига қараб олинади.

Элемент эгилувчанлиги қуйидаги формуладан аниқланади:

- ихтиёрий кесим учун

$$\lambda_i = l_0 / i, \qquad (29.5)$$

- тўғри тўртбурчакли кесим учун

$$\lambda_h = l_0 / h, \qquad (29.6)$$

бу ерда: l_0 – элемент ҳисобий узунлиги; i – элемент кесимининг минимал инерция радиуси; h – тўғри тўртбурчак кесимнинг кичик ўлчами.

Элемент ҳисобий узунлиги. Бўйлама эгилиш коэффициентини аниқлашда девор ва устунларнинг ҳисобий баландликлари уларни горизонтал таянчларга (ораёпмаларга) боғланиши шартига қараб қуйидаги формуладан аниқланади

$$l_0 = k \cdot H \qquad (29.7)$$

бу ерда: H – қават баландлиги (таянчлар орасидаги масофа); k – элементлар-

нинг таянчларга боғланиш шартини эътиборга оладиган коэффициент (29.6-расмга қаранг).

2. Номарказий сиқиладиган элементлар

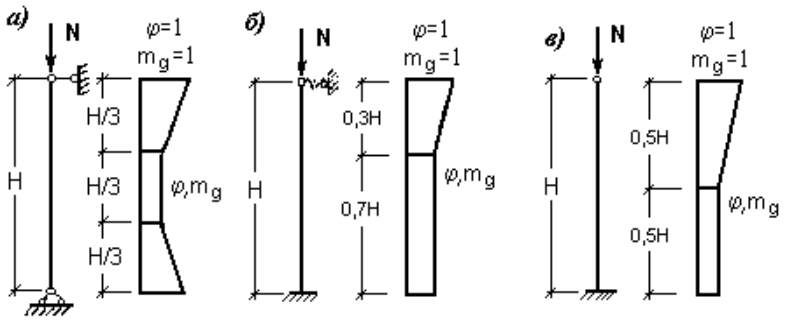
Номарказий сиқиладиган тош-ғишт элементларнинг мустаҳкамлиги қуйидаги шартдан текширилади (29.7-расм)

$$N \le m_g \varphi_1 R A_c \omega, \tag{29.8}$$

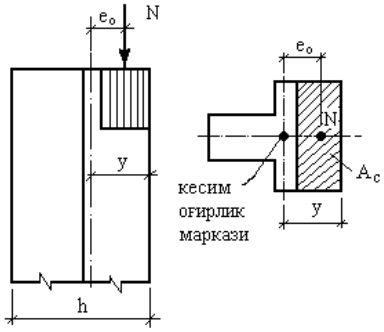
бу ерда: A_c – кучланишларнинг эпюраси тўғри тўртбурчак шаклда бўлгандаги кесим сиқилган қисмининг юзаси (29.7-расм). Юза оғирлик маркази билан бўйлама N куч қўйилган нуқта бир-бирига мос тушиши шартидан аниқланади. Кесими тўғри тўртбурчак бўлган элементлар учун

$$A_c = A(1 - 2e_0 / h), \tag{29.9}$$

бу ерда: A – элемент кесим юзаси; e_0 – кесим оғирлик марказига нисбатан N ҳисобий куч елкаси; h – эгувчи момент текислиги бўйича кесим баландлиги.



29.6-расм. Сиқилган девор ва устун баландлаги бўйича φ ва m_g коэффициентлар:
а – қўзғалмас шарнирли таянчларга маҳкамланган; *б* - пасти қистириб, юқориси эса эластик таянчда маҳкамланган; *в* – эркин турадиган



29.7-расм. Ғишт терининг сиқилиш зонасини аниқлашга доир

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_{\tilde{n}}) / 2, \tag{29.10}$$

бу ерда: φ – эгувчи момент текислиги бўйича ҳамма кесим учун бўйлама эгилиш коэффициенти (иловадаги И.1-жадвалдан аниқланади); φ_c – элементнинг ҳақиқий баландлиги H ва эгувчи момент текислиги бўйича аниқланадиган $\lambda_{hc} = H/h_c$ ёки $h_{ic} = H/i_c$ эгилувчанликлар асосида кесимнинг сиқилган қисми учун бўйлама эгилиш коэффициентлари (иловадаги И.12-жадвалдан

аниқланади); h_c ва i_c – эгувчи момент текислиги бўйича кўндаланг кесим сиқилган қисмининг баландлиги ва инерция радиуси. Тўғри тўртбурчак кесим учун $h_c = h - 2e_0$.

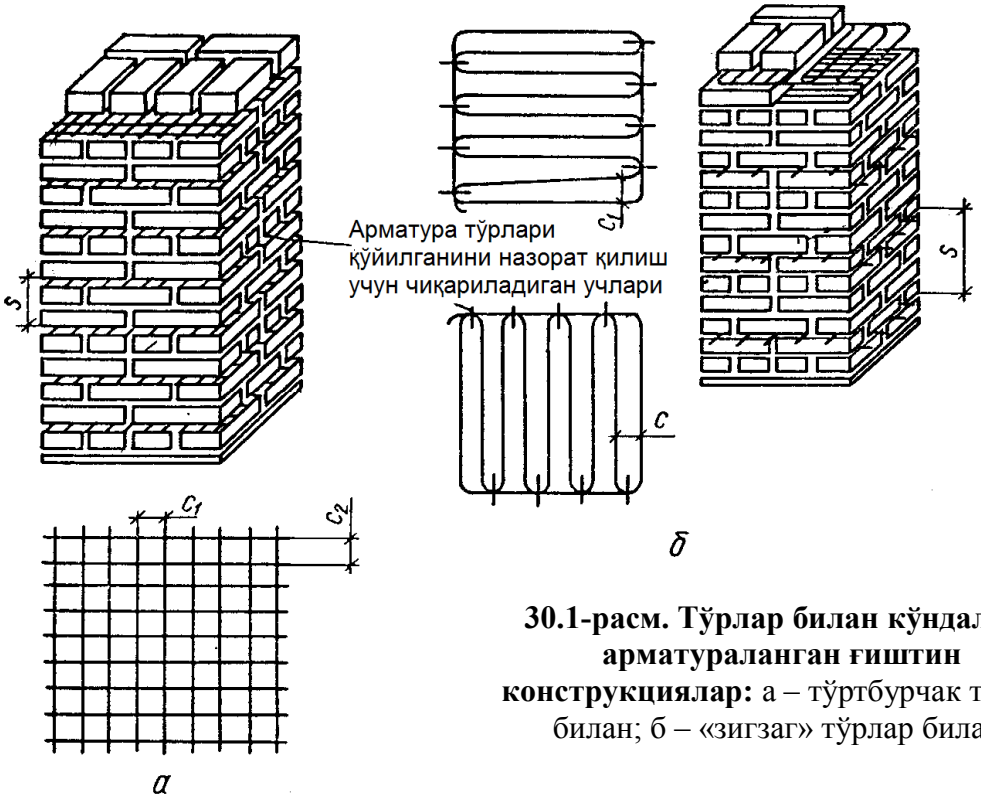
30. АРМАТУРАЛАНГАН ТОШ-ҒИШТ КОНСТРУКЦИЯЛАРИ

30.1. Умумий маълумотлар

Бино ва иншоотлар алоҳида қисмларининг юк кўтариш қобилиятини ошириш, яхлитлиги ва биргаликда ишлашини таъминлаш ҳамда бино ва иншоотлар тош-ғишт конструкцияларининг зилзилабардошлигини ошириш мақсадида тош-ғишт конструкциялари арматураланиб кучайтирилади.

Қурилишда тош-ғишт конструкцияларини арматуралаб кучайтиришнинг қуйидаги хили қўлланилади:

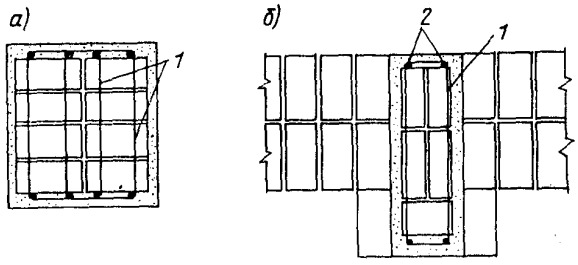
- ғишт териминиг горизонтал чокларига жойлаштириладиган тўрлар билан кўндаланг равишда арматуралаш (30.1-расм);



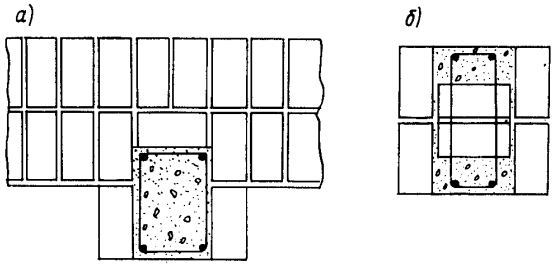
30.1-расм. Тўрлар билан кўндаланг арматураланган ғиштин конструкциялар: а – тўртбурчак тўрлар билан; б – «зигзаг» тўрлар билан.

- ғишт териминиг ичига ёки ташқи томонига, махсус жойларга қўйиладиган стерженлар билан бўйлама арматуралаш (30.2-расм);

- ғишт терими танасига темир-бетон элементни жойлаштириб (кучайтириш) комплекс қурилма ҳосил қилиш (30.3-расм);

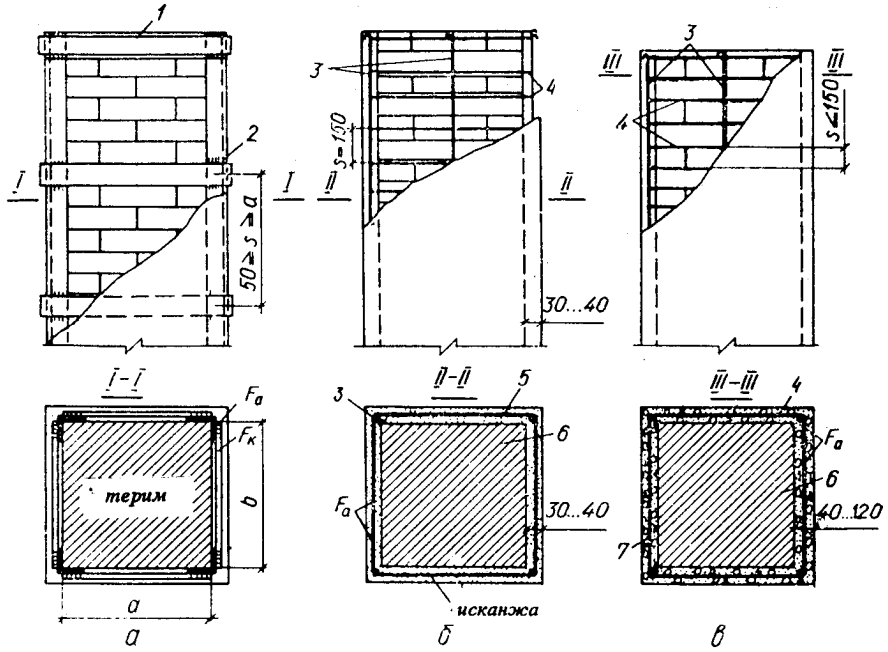


30.2 расм. Ғиштин конструкцияларни (устунлар, деворлар ва ҳ. о.) бўйлама арматуралаш: а – арматура ташқи томонидан жойлашган ҳол; б – арматура ғишт терими ичига жойлашган ҳол; 1 – кўндаланг арматура; 2 – бўйлама арматура.



30.3 расм. Темирбетон билан кучайтирилган элементлар (комплекс элементлар) кесимлари: а – темирбетон бир томондан жойлашган ҳол; б – темирбетон ғишт терими ичида жойлашган ҳол.

- ғишт теримини темирбетон ёки металл исканжа ичига олиб кучайтириш (30.4-расм).



30.4 расм. Ғиштин устунларни исканжага олиб кучайтириш: а - металл исканжага олиб; б- темир-бетонли исканжага олиб; в- арматураланган қоришма ичига олиб; 1-планка; 2- пайванд; 3- диаметри 5-12 мм бўлган стерженлар; 4- диаметри 4-10 мм бўлган кўндаланг стерженлар; 5- синфи В7,5-В15 бўлган бетон; 6- сувоқ (қоришма маркаси 50-100).

30.2. Тўр билан кўндаланг равишда арматураланган элементлар

Тўр билан кўндаланг равишда арматураланган элементлар (30.1-расм) марказий сиқилишга қуйидаги формула бўйича ҳисобланади

$$N \le m_g \varphi R_{sk} \cdot A, \tag{30.1}$$

бу ерда ::N – ҳисобий бўйлама куч; m_g – (29.4) формуладан аниқланадиган коэффициент; φ – бўйлама эгилиш коэффициенти иловадаги И.10- жадвалдан аниқланади; R_{sk} – арматураланган ғишт териминг қаршилиги.

Ҳамма хилдаги ғиштлар ва тирқиш шаклидаги бўшлиқлардан иборат бўлган сопол тошлар маркаси М25 ва ундан юқори бўлган қоришма билан терилганда (қатор баландлиги 150 мм гача бўлганда)

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \le 2R, \tag{30.2}$$

қоришманинг маркаси М25 дан паст бўлганда

$$R_{sn} = R_1 + \frac{2\mu R_s}{100} \cdot \frac{R_1}{R_{25}}, \tag{30.3}$$

бу ерда ::R_1 – қоришманинг қотиши кўрилаётган муддатдаги арматураланмаган ғишт териминг сиқилишдаги ҳисобий қаршилиги; R_{25} – М25 маркали қоришма билан терилган ғишт териминг ҳисобий қаршилиги.

Тўр билан кўндаланг равишда арматураланган элементлар номарказий сиқилишга қуйидаги формула бўйича ҳисобланади

$$N \le m_g \varphi_1 R_{skb} A_s \cdot \omega. \tag{30.4}$$

Кесими тўғри тўртбурчак шаклида бўлган элементлар учун

$$N \le m_g \varphi_1 R_{skb} A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega, \tag{30.5}$$

бу ерда: $R_{skb} \le 2 \cdot R -$ қоришманинг маркаси 50 ва ундан юқори бўлганда номарказий сиқиладиган арматураланган ғишт терими ҳисобий қаршилиги

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_1}{100}\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right)\omega. \tag{30.6}$$

Қоришманинг маркаси 25 дан паст бўлганда

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_1}{100}\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right)\frac{R_1}{R_{25}}. \qquad (30.7)$$

Куч эксцентриситети кесим ядроси чегарасидан ташқарига чиққанда (тўғри тўртбурчак кесим учун $e_0 > 0{,}17h$) ҳамда $\lambda_h > 15$ ёки $\lambda_I > 53$ бўлганда ғиштин конструкцияни тўр билан арматуралаб кучайтириш тавсия этилмайди.

31. БИР ҚАВАТЛИ СИНЧЛИ БИНОЛАР КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ЛОЙИҲАЛАШ

31.1. Умумий маълумотлар

Бир қаватли саноат бинолари тайинланишига қараб ҳар хил бўлиши мумкин. Технологик жараён бўйича бинода ишлаб чиқариладиган маҳсулот махсус кўприк кранлар, осма кранлар ёки полда ҳаракатланадиган машиналар ёрдамида бинонинг исталган нуқтасига етказиб берилади.

Бинони қандай кранлар билан жиҳозланиши бинода ишлаб чиқариладиган маҳсулот оғирлигига боғлиқ. Бинода ишлаб чиқариладиган масулотнинг оғирлиги 5,0 тоннагача бўлса, бино стропила конструкцияларига осиладиган осма кранлар билан жиҳозланади. Ишлаб чиқариладиган масулот оғирлиги 5,0 тоннадан ошадиган бўлса, бино кўприк кранлар билан жиҳозланади.

Енгил саноатда фойдаланиладиган биноларда кранлар умуман ишлатилмайди. Ишлаб чиқариладиган маҳсулот полда ҳаракатланадиган машиналар ёрдамида ташилади.

Агар бино осма кранлар билан жиҳозланадиган бўлса, осма кран бинонинг стропила конструкциясига (тўсин, ферма ва ҳ.к) махсус мосламалар ёрдамида осилади.

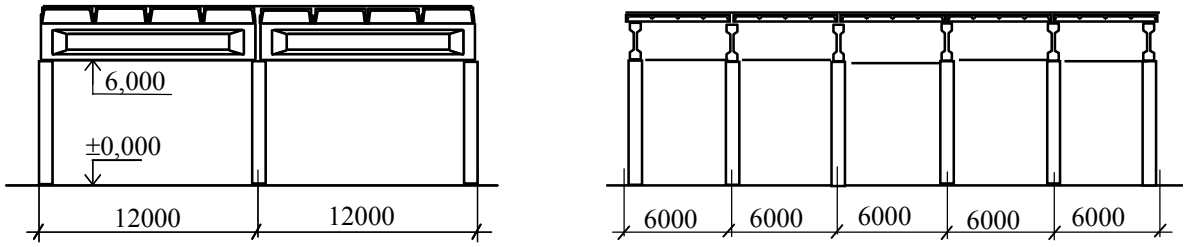
Бино кўприк кранлар билан жиҳозланадиган бўлса, у вақтда устунларда махсус консоллар ҳосил қилинади. Устунларнинг махсус консолига кўприк кран ҳаракатланиши учун краности тўсинлар ўрнатилади. Краности тўсинларга эса, махсус мосламалар ёрдамида релс маҳкамланади. Кўприк кран релс бўйича ҳаракатланади.

Енгил саноатда ишлатиладиган бир қаватли биноларнинг кўндаланг ва

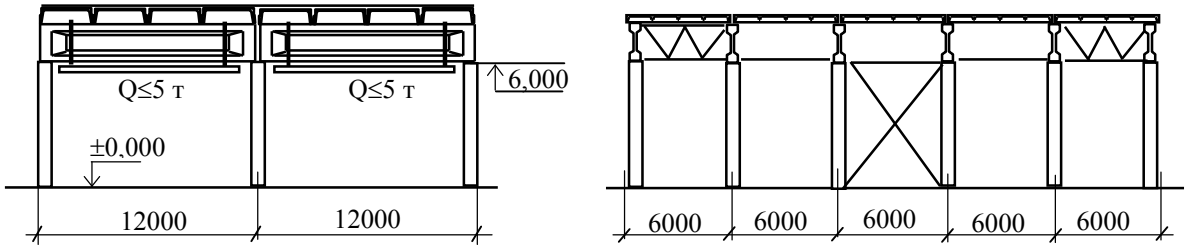
бўйлама қирқимлари 31.1- расмда келтирилган [1].

Осма кранлар билан жиҳозланган биноларнинг кўндаланг ва бўйлама қирқимлари 31.2- расмда келтирилган.

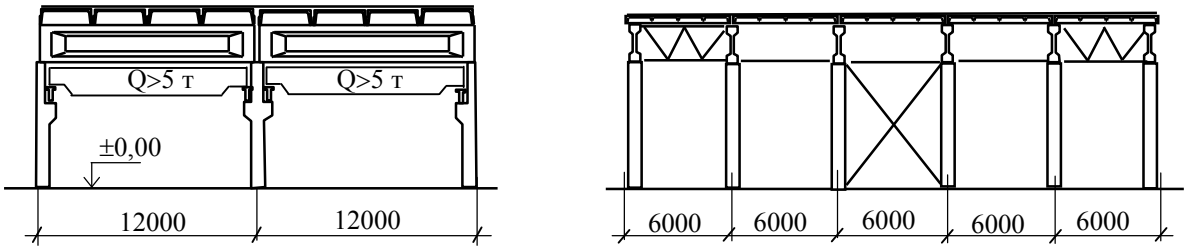
Кўприк кранлар билан жиҳозланган биноларнинг кўндаланг ва бўйлама қирқимлари 31.3- расмда келтирилган.



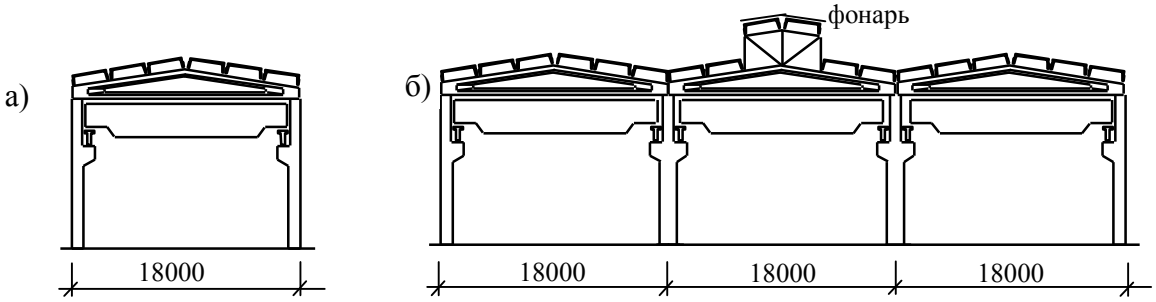
31.1-расм. Крансиз бинолар



31.2- расм. Осма кран билан жиҳозланган бинолар



31.3- расм. Кўприк кран билан жиҳозланган бинолар

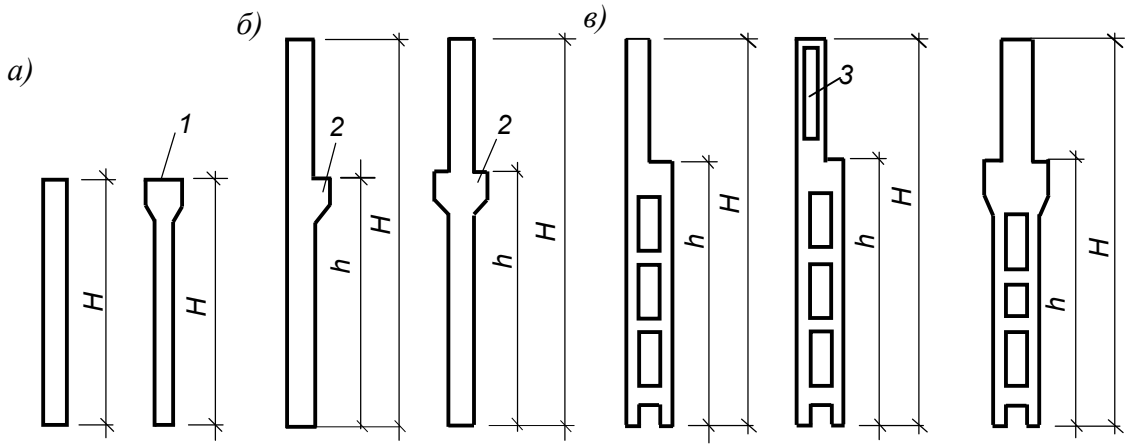


31.4 – расм. Кўприк кранлар билан жиҳозланган бир қаватли саноат биноларининг кўндаланг қирқимлари: *а* – бир равоқли; *б* – кўп равоқли

Бино бир равоқли ёки кўп равоқли бўлиши мумкин (31.4- расм). Кўп равоқли биноларда табиий ёритилганликни таъминлаш ва бинони шамоллатиш мақсадида ўрта равоқ томи устига фонарлар ўрнатилади.

Саноат биноларининг томлари ясси конструкциялардан (тўсинли) ёки юпқа деворли фазовий конструкциялардан (қобиқли) иборат бўлиши мумкин.

Томи тўсинли бўлган бир қаватли саноат бинолари конструктив элементларига устунлар, бу устунлар устидан қўйиладиган ригеллар (тўсин, ферма ва бошқа стропила конструкциялари), ригеллар устидан қўйиладиган том плиталари, ёритиш ва аэрация фонарлари ҳамда краности тўсинлар киради. Устунларнинг кўндаланг кесимлари квадрат, тўғри тўртбурчак ёки икки тиракли бўлиши мумкин. Бундан ташқари устунларнинг кўндаланг кесими баландлиги бўйича ўзгармайдиган ёки ўзгарадиган бўлиши мумкин (31.5 - расм).



31.5 - расм. Бир қаватли ишлаб чиқариш биноларининг темирбетон устунлари: *а* – крансиз бинолар учун; *б,в* – кранли бинолар учун.

Бинонинг асосий конструкцияси устун билан ригелнинг бирлашишидан ҳосил бўладиган кўндаланг рама ҳисобланади. Бинога таъсир қиладиган ҳамма юкларни мана шу рама қабул қилади. Бино устуни пойдеворга бикир қилиб маҳкамланади. Устун билан стропила конструкцияси эса, бир-бири билан шарнирли қилиб бириктирилади.

Бир қаватли саноат биносининг бикирлигини ва устиворлигини устунлари пойдеворларга бикир маҳкамланган рамалар таъминлайди.

Бинонинг кўндаланг йўналиши бўйича бикирлигини кўндаланг рамалар

таъминласа, бўйлама йўналишдаги бикирлигини бўйлама рамалар, краности тўсинлари, том плиталари ва вертикал боғланишлар таминлайди (31.2 ва 31.3 – расмларга қаранг). Биноларнинг ҳажмий бикирликларини кўндаланг ва бўйлама рамалар ҳамда том плиталаридан ҳосил бўлган горизонтал диск ва вертикал боғланишлар таъминлайди.

Биноларда ишлаб чиқариладиган маҳсулотларни ташиш учун ишлатиладиган кўприк кранлар юк кўтариш қобилияти ва иш тартибига боғлиқ равишда енгил, ўрта ва оғир бўлиши мумкин. Енгил тартибда ишлайдиган кранлар (1К…3К гуруҳлар) аҳён-аҳён ишлатилади ва бунда кран ҳаракатининг тезлиги паст ($v \leq 60$ м/мин) бўлади. Бундай тартибда ишлайдиган кранлар билан иссиқлик электростанцияларнинг машина заллари, насос станциялари бинолари, таъмирлаш цехлари жиҳозланади.

Ўрта тартибда ишлайдиган кранлар (4К…6К гуруҳлар) интенсив ишлатилади ва кран ҳаракатининг тезлиги ўртача ($v \leq 100$ м/мин) бўлади. Бундай тартибда ишлайдиган кранлар билан заводларнинг механик ва йиғув цехлари, темирбетон заводларнинг қолиплаш цехлари жиҳозланади.

Оғир тартибда ишлайдиган кранлар (7К, 8К гуруҳлар) жуда ҳам интенсив, уч сменада ишлатилади ва кран ҳаракатининг тезлиги юқори ($v > 100$ м/мин) бўлади. Бундай тартибда ишлайдиган кранлар билан заводларнинг қуйиш ва чиғирлаш цехлари жиҳозланади.

Кўприк кранларнинг юк кутариш қобилияти 5, 10, 15, 20, 30, 50 ва ундан юқори бўлиши мумкин. Кўприк кранлари ҳаракатидан бино синчига вертикал ва горизонтал кучлар таъсир қилади. Бу кучлар кўндаланг рама ҳисобида эътиборга олинади.

Кўприк кранлар билан жиҳозланган саноат биноларида ишлаб чиқариш технологиясига боғлиқ равишда устун тўрлари ўлчамлари 6х18, 6х24, 6х30 м ёки 12х18, 12х24, 12х30 м бўлиши мумкин.

Устунлар қадами 12,0 м қабул қилинган бинолар учун узунлиги 6,0 м бўлган девор панеллари ишлатилганда юк кўтарувчи устунлар ўрталарига қўшимча устун қўйилади. Бу устунлар «*фахверкли*» устунлар деб аталади ва

уларга девор панелари осилади.

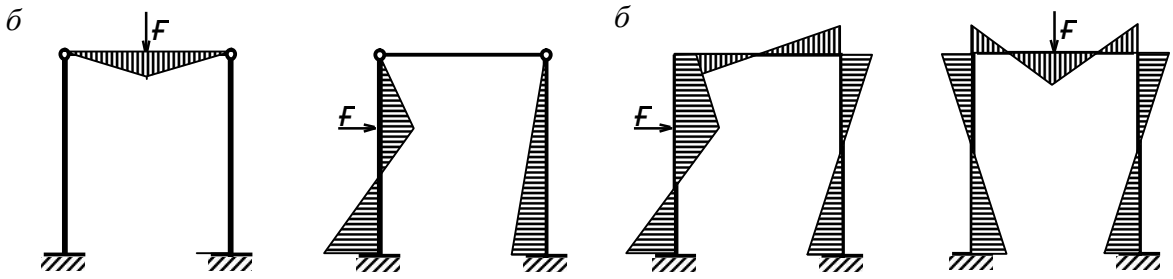
Ташқи қатор устунлари қадами 6,0 м ва ички қатор устунлари қадами 12,0 м бўлган биноларда стропила ости конструкциялари (тўсин ва ферма) ишлатилади. Бунда стропила конструкциялари қадами 6,0 м қабул қилиниб, улар стропилаости конструкциясига ўрнатилади.

Сейсмик тўманларда ички ва ташқи устунлар қадамлари ҳар хил бўлган саноат биноларини лойиҳалаш тавсия этилмайди.

Бир қаватли саноат бинолари устунларини бўлувчи ўқларга боғланиши [14] адабиётда келтирилган.

Бир қаватли саноат бинолари температура чоклари орасидаги чегаравий масофалар дарслик иловасидаги И.9 ва И.10- жадвалларда келтирилган.

Бир қаватли саноат бинолари устунлари пойдеворга бикир қилиб маҳкамланади. Устунлар билан ригеллар эса, шарнирли қилиб бириктирилади (31.6,*а*- расм). Бир қаватли саноат биноларининг бундай конструктив тизим бўйича лойиҳаланиши рама устунлари ва ригелларини алоҳида-алоҳида лойиҳалаш имконини беради. Раманинг устунлари ригелга боғлиқ бўлмаган ҳолда вертикал ва горизонтал юклар таъсирига ҳисобланиб лойиҳалаштирилади. Худди шундай рама ригели ҳам горизонтал юкларга боғлиқ бўлмаган ҳолда лойиҳалаштирилади.



31.6 – расм. Тугунлари шарнирли (*а*) ва бикир (*б*) бўлган рамаларда ташқи юклардан эгувчи моментлар эпюралари

Рама тугунлари бикир бўлган яхлит рамаларда (31.6,*б*-расм) устун ва ригелни лойиҳалаш бир-бирига боғлиқ бўлиб қолади. Бу бир қаватли саноат бинолари элементларини унификациялаш имконини бермайди.

Бинони ташқи муҳит таъсиридан сақлаш учун бино горизонтал ва вертикал элементлар билан ҳимояланади. Горизонтал ҳимояловчи элементлар сифатида темирбетон плиталардан фойдаланилади. Темирбетон плиталарнинг массасини енгиллаштириш учун улар қовурғали қилиб тайёрланади. Том плиталари стропила конструкциялар устидан ўрнатилиб уларга бириктирувчи деталлари орқали пайвандланиб маҳкамланади. Вертикал ҳимояловчи элементлар сифатида темирбетон девор панелларидан фойдаланилади. Темирбетон панелларнинг массасини енгиллаштириш мақсадида уларни тайёрлаш учун енгил бетонлар ишлатилади. Девор панеллари устунларга бириктирувчи деталлар орқали маҳкамланади.

Сейсмик туманларда тикланадиган саноат биноларининг девор панеллари бино синчининг горизонтал силжишига қаршилик қилмаслиги таъминланиши шарт.

Бино осма кранлар билан жиҳозланадиган бўлса, устунларининг кўндаланг кесими квадрат ёки тўғри тўртбурчак шаклида қабул қилиниб, кўндаланг кесими унинг баландлиги бўйича ўзгармайди. Стропила конструкциялар сифатида устун устидан қўйиладиган тўсин, ферма ва бошқа конструкциялар ишлатилади.

Бино кўприк кранлар билан жиҳозланадиган бўлса, устунларининг кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак шаклида қабул қилиниб, кўндаланг кесим устун баландлиги бўйича ўзгаради. Устунда краности тўсинни ўрнатиш учун консол ҳосил қилинади (31.5, *б*,*в*-расм). Устуннинг консолдан юқори қисми кранусти қисм, консолдан пастки қисми эса, краности қисм деб айтилади. Устун краности қисми кўндаланг кесимининг баландлиги ҳамма вақтда кранусти қисмига нисбатан катта қабул қилинади.

Фонарлар. Бир қаватли саноат биноларида қўйиладиган фонарлар ферма ва устунлардан иборат бўлиб, бино кўндаланг рамасига ўрнатилади. Фонарнинг баландлиги ва эни бинонинг табиий ёритилиши шартидан тайинланади. Бинонинг равоғи 24,0 мгача бўлганда фонар эни 6,0 м қабул қилинади. Бинонинг равоғи 24,0 ва 30 м бўлганда фонар эни 12,0 м қабул қилинади.

Боғланишлар. Биноларга қўйиладиган боғланишларнинг асосий вазифаси қуйидагилардан иборат:

1- бино томининг бикирлигини таъминлаш;

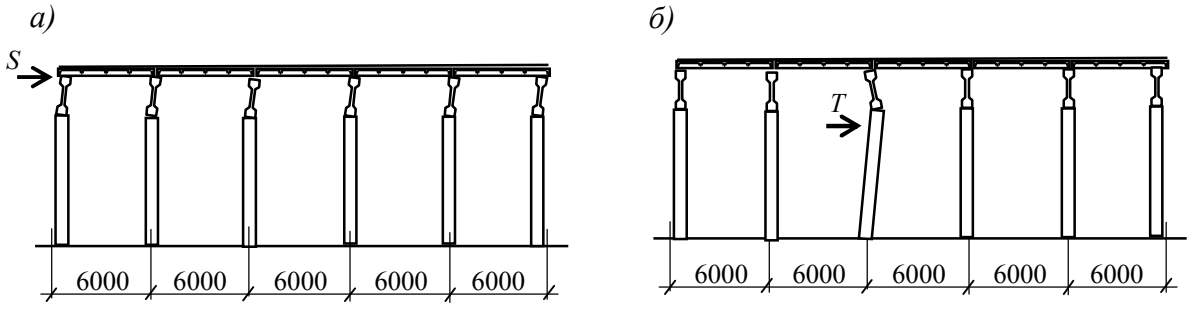
2 - бино четига таъсир қиладиган шамол босимидан ҳосил бўладиган кучларни қабул қилиш;

3 – кранлар ҳаракатидан ҳосил бўладиган кучларни қабул қилиш.

Боғланишлар вертикал ва горизонтал ҳолатларда қўйилади ва бинонинг асосий конструкциялари билан бирга унинг фазовий бикирлигини таъминлайди.

Вертикал боғланишлар. Вертикал боғланишлар икки хил бўлади. Биринчи хил вертикал боғланишлар устунлар орасига қўйилади. Иккинчи хил вертикал боғланишлар эса, стропила конструкциялари орасига қўйилади.

Стропила конструкциялари устун билан шарнирли боғланади. Стропила конструкциялари орасига вертикал боғланишлар қўйилмаган тақдирда том сатҳига қўйилган горизонтал куч таъсиридан том конструкциясининг силжиши катта бўлиши мумкин (31.7,*а* - расм). Худди шундай, кран тормозланишидан ҳосил бўладиган горизонтал куч устунга таъсир қилганда устун юқори қисмининг кўчиши катта бўлиб, зўриқишлар бошқа устунларга узатилмайди (31.7,*б* - расм). Шунинг учун бинонинг ҳажмий бикирлигини таъминлаш мақсадида вертикал боғланишлар қўйилади.



31.7 – расм. Вертикал боғланишлар қўйилмаган саноат биноси бўйлама рамасининг горизонтал кучлар таъсиридан деформацияланиши.

Стропила конструкциялари орасига қўйиладиган вертикал боғланишлар (1) температура блокининг четки равоқларига қўйилади (31.8,*а* - расм). Ўрта равоқларда эса, устунлар юқори қисмларини бирлаштирувчи горизонтал боғ-

ланишлар - «распоркалар» (2) қўйилади (31.8,*а* - расм). Боғланишлар ферма кўринишида металлдан тайёрланади. Распоркалар бўлса, темирбетондан ёки метал бурчакликлардан тайёрланади. Стропила конструкциясининг таянчларга ўрнашадиган қисми баландлиги 800 ммгача бўлганда ва бу қисм горизонтал кучларни қабул қилиш қобилиятига эга бўлган қовурғалар билан жиҳозланганда, распоркалар устунлар юқорисига қўйилади (31.8 - расм).

Устунлар ўртасига қўйиладиган вертикал боғланишлар температура блокининг ўртасига қўйилади. Вертикал боғланишлар хоч кўринишида пўлатдан тайёрланади (31.2, 31.3 ва 31.8- расмлар).

Горизонтал боғланишлар. Бино четига шамол босимидан таъсир қиладиган юклар устунлар орқали стропила конструкциясини ўз текислигидан эгилишига олиб келади. Стропила конструкцияларининг юқори тасмалари том плиталари билан маҳкамланганлиги сабабли горизонтал кўчиши чегараланган бўлади. Стропила конструкцияларининг пастки тасмалари эркин бўлганлиги учун горизонтал кўчиши чегараланмаган. Шунинг учун стропила конструкциялари пастки тасмалари сатҳида металл ферма кўринишида горизонтал боғланишлар қўйилади (31.8,*б* - расм).

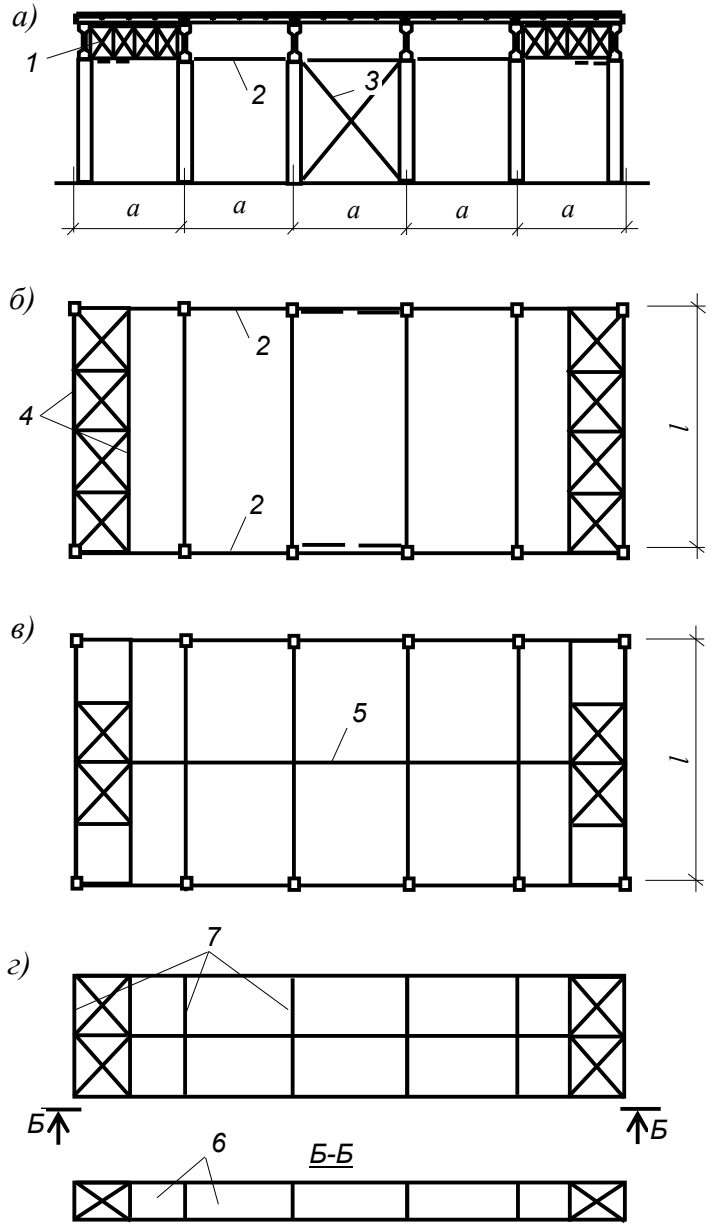
Фонарлар билан жиҳозланган саноат биноларида фонар эни кенглигида том панеллари мавжуд бўлмаганлиги сабабли стропила конструкцияларининг сиқилган юқори тасмаларининг ўз текислигидан ҳисобий узунликлари фонар энига тенг бўлади. Бу узунликларни камайтириш мақсадида стропила конструкциялари юқори тасмалари орасига «распоркалар» (5) қўйилади (31.8,*в* - расм). Фонарларнинг ҳажмий бикирлигини таъминлаш учун уларда ҳам металдан тайёрланган боғланишлар қўйилади (31.8,*г* - расм).

31.2. Кўндаланг рама ҳисоби

Кўприк кранлар билан жиҳозланган бир қаватли уч равоқли саноат биноси кўндаланг қирқими 31.4,б- расмда келтирилган. Кўндаланг қирқимга мос бўлган кўндаланг раманинг ҳисобий схемаси 31.10 -расмда кўрсатилган.

Ҳисобий схемада устунлар пойдеворларга бикир қилиб маҳкамланган

деб ҳисобланади. Стропила конструкциялари билан устунларнинг бирикиши шарнирли килиб олинади.



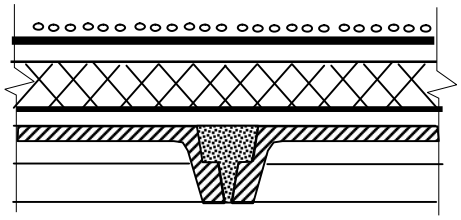
31.8 – расм. Бино томига қўйиладиган боғланишлар схемаси:
а – вертикал боғланишлар; *б* – пастки тасма бўйича горизонтал боғланишлар; *в* - юқори тасма бўйича горизонтал боғланишлар;г – фонарга қўйиладиган боғланишлар;1 – вертикал боғланиш фермалари;2 – устун юқорисига қўйиладиган распорка;3 – устунлар ўртасига қўйиладиган вертикал боғланиш; 4 – кўндаланг рама ригели;5 – ферма юқори тасмаси бўйича қўйиладиган распорка;6 – фонар деразалари текислиги; 7 – фонар фермалари.

Бинонинг ўлчамлари ва юк кўтариш қобилиятига биноан танаси бутун

ёки икки тиракли устунлар ишлатилади. Устунларнинг номенклатураси [1] да келтирилган.

Бино кўприк кранлар билан жиҳозланганлиги сабабли устунларда консоллар ҳосил қилинади. Бу консолларга крапости тўсинлари ўрнатилади. Бинонинг ташқи тўсиқ деворлари сифатида енгил бетондан тайёрланган темирбетон панеллари ишлатилади. Стропила конструкциялари сифатида тўсин, ферма ва бошқа конструкциялар ишлатилади. Стропила конструкциялари номенклатураси [1] да келтирилган. Стропила конструкцияларига том панеллари ўрнатилади. Том панеллари номенклатураси [1] да келтирилган.

Саноат биноси иситиладиган бўлган тақдирда том конструкцияси 30.9-расмда кўрсатилгандек қабул қилинади.



31.9-расм. Иситиладиган бино томининг конструкцияси:
1-ҳимоя қатлами; 2- ёмғирва қордан ҳимоя қиладиган қатлам; 3-текисловчи қатлам; 4- иссиқликни ҳимоя қилувчи қатлам; 5- буғдан ҳимоя қилувчи қатлам; 6-темирбетон плита.

Кўндаланг рамага таъсир қиладиган юкларни аниқлаш

Бир қаватли саноат биноларининг кўндаланг рамаси қуйидаги юклар таъсирларига ҳисобланади:

1. Бино конструкциялари хусусий оғирликларидан (том ва девор конструкциялари элементлари оғирлигидан, крапости тўсини ва устун оғирлигидан) ҳосил бўладиган доимий юклар таъсирига;

2. Атмосфера таъсиридан, шамол ва қор қоплами оғирлигидан ҳосил бўладиган муваққат юклар таъсирига;

3. Кранлар ҳаракатидан ҳосил бўладиган муваққат юклар таъсирига;

4. Вафқулотда, зилзила таъсиридан ҳосил бўладиган юклар таъсирига.

Ҳамма муваққат юклар қисқа вақт таъсир қиладиган юклар деб ҳисобланади.

Устун кесимларида ҳосил бўладиган энг катта зўриқишларни аниқлаш учун кўндаланг рама ҳар бир юкланишларга алоҳида-алоҳида ҳисобланади.

Кўндаланг рама қуйидаги юкланишлар таъсирига ҳисобланади:

1 – доимий юк;

2 – қор юки «А–Б» равоқ томига таъсир қилганда;

3 – қор юки «Б–В» равоқ томига таъсир қилганда;

4 – кран юки $D_{макс}$, «А» ўқ бўйича жойлашган устунга таъсир қилганда;

5 – кран юки $D_{макс}$, «А–Б» равоқ томонидан «Б» ўқ бўйича жойлашган устунга таъсир қилганда;

6 – кран юки $D_{макс}$, «Б–В» равоқ томонидан «Б» ўқ бўйича жойлашган устунга таъсир қилганда;

7 – краннинг тормоз юки Т «А» ўқ бўйича жойлашган устунга чапдан ўнгга ва ўнгдан чапга таъсир қилганда;

8 – краннинг тормоз юки Т «Б» ўқ бўйича жойлашган устунга чапдан ўнгга ва ўнгдан чапга таъсир қилганда;

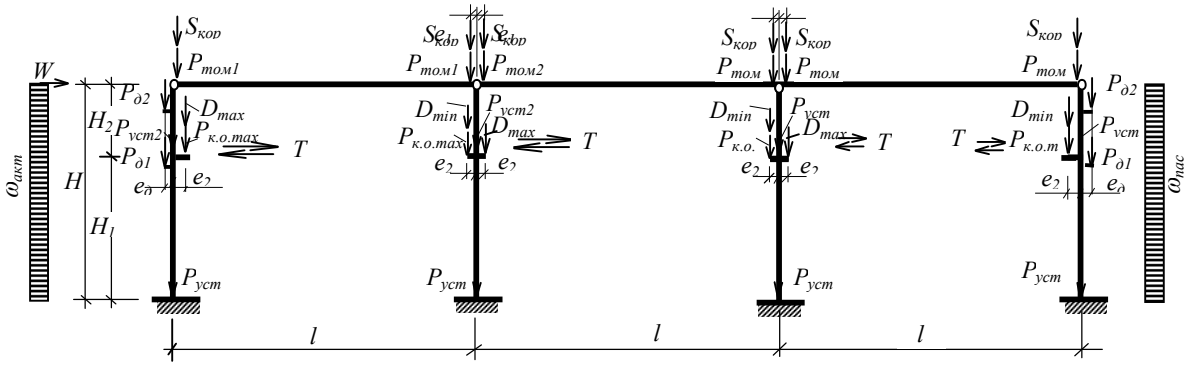
Бир қаватли кўп равоқли саноат бинолари кран юклари таъсирига ҳисобланганда синчнинг фазовий ишлаши эътиборга олинмаслиги мумкин.

9 – шамол юки чапдан ўнгга тасир қилганда;

10 – шамол юки ўнгдан чапга тасир қилганда.

11 – сейсмик юк чапдан ўнгга ва ўнгдан чапга таъсир қилганда.

Бир қаватли кўп равоқли саноат биноси синчининг ҳисобий схемаси 31.10-расмда келтирилган.



31.10- расм. Кўндаланг раманинг ҳисобий схемаси ва юклар

***а*) доимий юк**

Том оғирлигидан ҳисобий юк. 1 м^2 том хусусий оғирлигидан доимий юк 31.1- жадвал шаклида келтирилгандек ҳисобланиши мумкин. Бунда стропила конструкциясининг оғирлиги $G_{стропила}$ стропила конструкцияси учун келтириладиган ишчи чизмалар ёки [1] дан аниқланиши мумкин.

31.1 - жадвал. Том оғирлигидан доимий юкларни аниқлаш

Конструкция элементлари	Меъёрий, кН/м^2	Юк бўйича ишончлилик коэффициенти, γ_f	Ҳисобий юк, кН/м^2
Ёмғир ўтказмайдиган қатлам	g_1	1,1	$1,1g_1$
Цементли сувоқ (ρ×δ)	g_2	1,3	$1,3g_2$
Иссиқ сақловчи қатлам (ρ×δ)	g_3	1,3	$1,3g_3$
Буғ ўтказмайдиган қатлам	g_4	1,3	$1,3g_4$
3,0×6,0 м ўлчамли йирик панелли темирбетон плита	g_5	1,1	$1,1g_5$
Жами	g_n		g

Ўрта равоқ стропила конструкциясига фонар конструкциясидан (фонар рамасидан, боғланишларидан, ён деворларидан, ойналаш прогонлари ва ойналанган тобақалардан) қўшимча ҳосил бўладиган $G_{фонарь}$ юк ишчи чизмалар асосда аниқланади.

Стропила конструкциясидан устунга тасир қиладиган ҳисобий юклар қуйидаги формулалардан аниқланади:

четки равоқ учун – $$P_1 = \frac{gaL}{2} + \frac{G_{стропила}}{2} \cdot \gamma_f ; \qquad (31.1)$$

ўрта равоқ учун – $$P_2 = P_1 + \frac{G_{фонарь}}{2} . \qquad (31.2)$$

Томдан узатиладиган юк вертикал бўйича таянч тугуни марказидан ўтадиган стропила конструкцияси сатҳида қўйилган деб ҳисобланади (31.10-расм).

Юк таъсир чизиғидан устун кранусти қисми геометрик ўқигача бўлган масофа:

«А» ўқ бўйича жойлашган устун учун –

$$e_1 = e - \frac{h_в}{2}; \qquad (31.3)$$

«Б» ўқ бўйича жойлашган устун учун - $e_1 = e$.

Юк қўйилган нуқтадан устун юқорисигача бўлган масофа $y_в = 0$.

Краности тўсини хусусий оғирлигидан ва краности йўли оғирлигидан (≈ 70 кг/м) устунга узатиладиган ҳисобий юк (30.10- расм):

$$P_{k,o.тусин} = (G_{k,o.тусин} + 0{,}7 \times a)\gamma_f, \qquad (31.4)$$

бу ерда :: a = 6,0 м устун қадами (краности тўсини равоғи).

Краности тўсини хусусий оғирлигидан юк вертикал бўйича краности йўли ўқидан ўтган тўсин таянган сатҳда қўйилган деб ҳисобланади.

Юк таъсир чизиғидан устун краности қисми геометрик ўқигача бўлган масофа:

«А» ўқ бўйича жойлашган устун учун (31.10- расм) –

$$e_2 = \lambda - \frac{h_н}{2}; \qquad (31.5)$$

«Б» ўқ бўйича жойлашган устун учун (30.10 расм) – $e_2 = \lambda$.

Вертикал бўйича юк қўйилган нуқтадан устун пастигача бўлган масофа $y_1 = 1{,}0\ H_1$.

Девор хусусий оғирлигидан ҳисобий юк (31.11- расм).

Девор хусусий оғирлиги ва деразалар оғирлигидан ҳосил бўладиган ҳисобий юкнинг 7,800 м сатҳгача бўлган қисми пойдеворга узатилади ва устунга таъсир кўрсатмайди.

7,8 м сатҳдан юқори 10,2 м сатҳгача бўлган девор хусусий оғирлиги ва дераза оғирлигидан ҳосил бўладиган ҳисобий юк:

$$P_{девор,1} = h_{девор,1} \times l_{девор} \times \delta_{девор}\rho_{девор} + h_{дераза} \times l_{дераза} \times \delta_{дераза}\rho_{дераза}; \qquad (31.6)$$

10,2 м сатҳдан юқори 12,6 м сатҳгача бўлган девор хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган ҳисобий юк:

$$P_{девор,2} = h_{девор,2} \times l_{девор} \times \delta_{девор}\rho_{девор}. \qquad (31.7)$$

Деворлардан узатиладиган юклар вертикал бўйича девор геометрик ўқидан ўтиб деворлар таянган сатҳларида қўйилган деб ҳисобланади.

Юк таъсир чизиғидан устун ўқигача бўлган масофа (иккала юк ҳам устун кранусти қисмида жойлашган):

$$e_1 = -\frac{\delta_{девор}}{2} - \frac{h_{c,2}}{2}, \qquad (31.8)$$

бу ерда: $\delta_{девор}$ – девор панели қалинлиги; h_{c2} – устун кранусти қисми кесимининг баландлиги.

Минус ишора юкнинг бошқа юкларга нисбатан тескари томонга қўйилганлигини билдиради.

Устун юқорисидан юклар қўйилган нуқталаргача бўлган масофалар:

7,800 м сатҳда – $$y_{в1} = \frac{H - H_{девор,1}}{H_2} H_2, \qquad (31.9)$$

бу ерда ::Н – бино баландлиги; $H_{девор,1}$ – пол сатҳидан биринчи девор панели таянган нуқтача бўлган масофа; H_2 – устун кранусти қисмининг баландлиги;

10,200 м сатҳда– $$y_{в1} = \frac{H - H_{девор,2}}{H_2} H_2, \qquad (31.10)$$

бу ерда :: $H_{девор,2}$ – пол сатҳидан иккинчи девор панели таянган нуқтача бўлган масофа.

Устун хусусий оғирлигидан ҳисобий юк (31.10- расм).

«А» ўқ бўйича устун кранусти қисми оғирлигидан –

$$P_2 = h_{c2} \times b_c \times H_2 \rho \gamma_f; \qquad (31.11)$$

краности қисми оғирлигидан –

$$P_1 = \left[h_{c1} \times b_c \times H_1 + \left(h_{консол} l_{консол} + \frac{l^2_{консол}}{2} \right) b_c \right] \rho \gamma_f. \qquad (31.12)$$

«Б» ўқ бўйича устун канусти қисм оғирлигидан –

$$P_2 = h_{c2} \times b_c \times H_2 \rho \gamma_f; \qquad (31.13)$$

краности қисми оғирлигидан –

$$P_1 = \left[h_{c1} \times b_c \times H_1 + \left(h_{консол} l_{консол} + \frac{l^2_{консол}}{2} \right) b_c \right] \rho \gamma_f. \qquad (31.15)$$

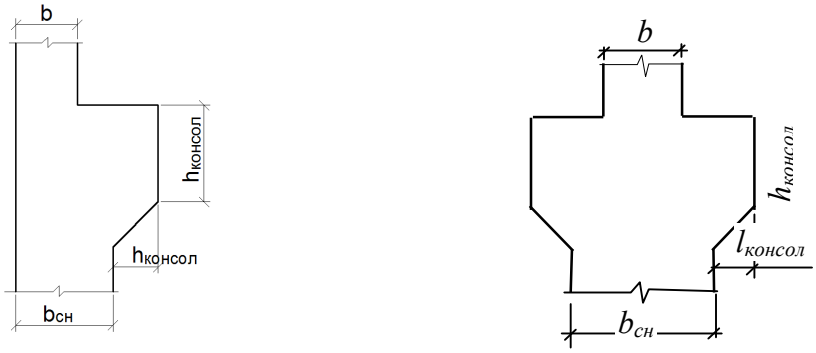
б) муваққат юклар

Қор юки. Четки устунга таъсир қиладиган ҳисобий юк («А» ўқ бўйича):

$$S_{\text{четки}} = s_n \times a \times l_2 \times 0{,}5\gamma_f$$

Худди шундай, ўрта устунга таъсир қиладиган юк, $S_{ўрта}=2\,S_{четки}$.

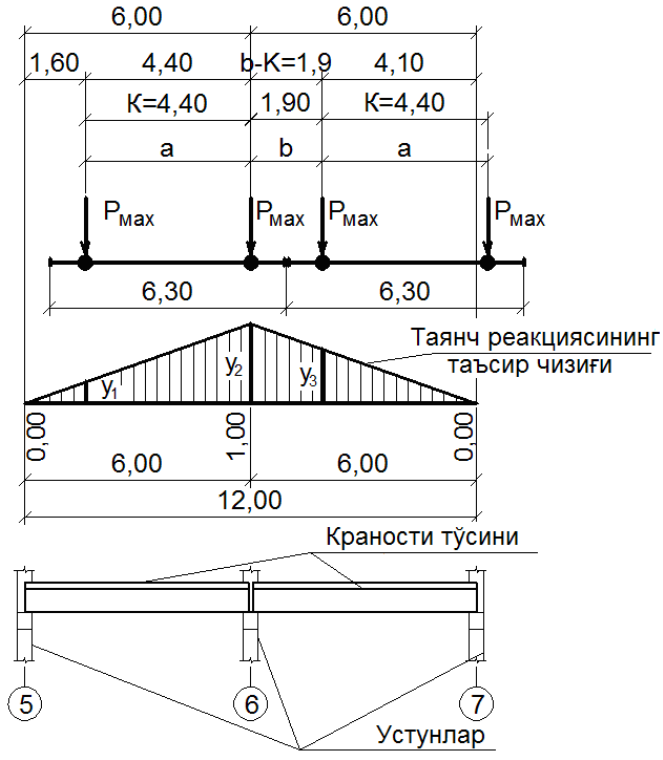
Устунларга узатиладиган қор юклари доимий юклар узатиладиган нуқталарга қўйилади.



31.11 - расм.

Крандан вертикал юк ҳисоби. Крандан устунга таъсир қиладиган максимал ҳисобий босим устунда ҳосил бўладиган босим таъсир чизиғи бўйича аниқланади.

Кран юки схемаси ва устунда ҳосил бўладиган босим таъсир чизиғи 31.12- расмда келтирилган.



31.12 - расм. Устунда ҳосил бўладиган босим таъсир чизиғи ва кран юкларининг ноқулай холатда жойлашиши.

Иккита кранниng бир-бирига яқинлашиши натижасидан ҳосил бўладиган максимал босим $Д_{макс}$ кран ғилдирагидан узатиладиган $Р_{макс}$ максимал босимни мос бўлган таъсир чизиқ ординатаси «y_i» га кўпайтмаси йиғиндисидан аниқланади

$$D_{\max} = P_{\max} \Sigma y_i \times \gamma_f . \quad (31.16)$$

Крандан ҳосил бўладиган вертикал юк устуннинг консолига краности тўсини оғирлигидан узатиладиган юк қўйилган нуқтага қўйилади.

Кранниng кўндаланг йўналишда тормозланишидан ҳосил бўладиган горизонтал юк. Битта кранниng тўсинга ўрнашган иккита ғилдирагининг ҳар биридан ҳосил бўладиган кўндаланг тормозланиш кучи қиймати T_1 қуйидагича аниқланади:

кранниng юк кўтарадиган осмаси эгилувчан бўлганда-

$$T_1 = \frac{Q + G_T}{40} . \quad (31.17)$$

Краности тўсинга таъсир қилувчи тормозловчи T_1 кучдан устунга узатиладиган тормозловчи горизонтал хисобий кўндаланг Т куч миқдори вертикал юкни аниқлашда олинган юкланишдан аниқланади:

$$T_{\max} = T_1 \Sigma y_i \times \gamma_f . \quad (31.18)$$

Кўндаланг тормозланишдан ҳосил бўлган горизонтал куч устуннинг краности тўсин юқориси сатҳига қўйилган деб ҳисобланади (8,010 м сатҳда).

Вертикал бўйича устун юқорисидан куч қўйилган нуқтагача бўлган масофа:

$$y_{в1} = \frac{H - (h_{св} + h_{п.б.}) H_{девор,2}}{h_{св}} . \quad (31.19)$$

Шамол юки. Шамол юки устун баландлиги бўйича тенг тақсимланган юк кўринишида таъсир қилади деб қаралади. Устун юқорисидан баланд жойлашган конструкцияга таъсир қиладиган шамол юки устун юқорисига қўйилган тўпланган *W* куч билан алмаштирилади. Шамол босимидан устунга таъсир қиладиган юк эни устунлар қадамига тенг бўлган вертикал тасма юзаси бўйича йиғилади.

Кўндаланг рамага шамол босимидан таъсир қиладиган юк:

шамол йўналишида

$$p_{акт} = c_{акт}\ \omega_0 a \cdot \gamma_f ; \quad (31.20)$$

шамол йўналишига тескари томонида

$$p_{пас} = c_{отс}\ \omega_0 a \cdot \gamma_f\ . \qquad (31.21)$$

Тўпланган шамол юки

$$W = [(c_{акт.} + c_{пас.})(h_{покр.} - h_{здания}) +$$

$$+(\ c_{акт} + c_{пас})(\ h_{фон} - h_{фон.осн.})]\ \omega_{0m} = \cdot a \cdot \gamma_f, \qquad (31.22)$$

бу ерда: ω_{0m}— 10,0 м дан юқори бўлган баландликда шамол босими тезлигининг ўртача интенсивлиги.

Аэродинамик коэффициентлар «С» [10] адабиётнинг 4 - иловасидан қабул қилинади.

Кўндаланг раманинг ҳисобий схемаси ва юклар таъсир схемаси 31.10 – расмда келтирилган.

Йиғма темирбетондан тикланадиган бир қаватли саноат биноларининг кўндаланг рамалари қурилиш механикасининг кучлар ёки кўчишлар усули билан ҳисобланади.

Рама кучлар усули бўйича ҳисобланганда рама ригелидаги зўриқишлар номаълум деб ҳисобланади.

Рама кўчиш усули бўйича ҳисобланганда раманинг горизонтал кўчиши номаълум деб ҳисобланади.

Устунлари поғонали бўлган бир қаватли саноат биноларининг кўндаланг рамалари жадваллар ёрдамида ҳам ҳисобланиши мумкин [15].

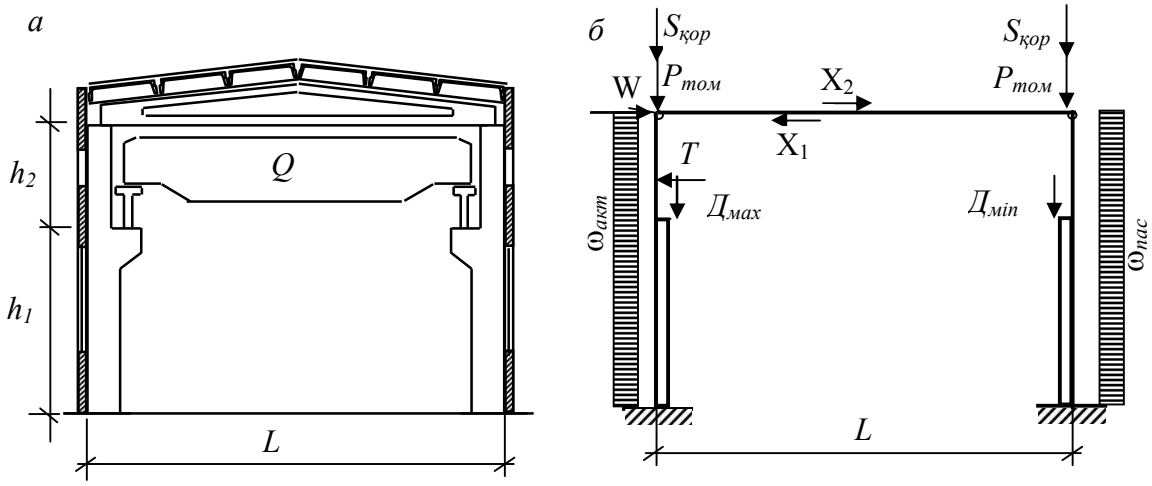
Устун кесимини танлаш учун мумкин бўлган энг катта зўриқишлар (эгувчи момент ва кесувчи куч) устуннинг тўртта кесимида аниқланади: устун кранусти қисмининг юқори ва пастки кесимларида, устун краности қисмининг юқори ва пастки кесимларида. Устун краности қисмининг пастки кесимида, бундан ташқари, пойдеворни ҳисоблаш учун кесувчи куч ҳам аниқланади.

Бир қаватли бир равоқли саноат биноларини ҳисоблашда кўндаланг рама устуни кесимларидаги зўриқишлар қурилиш механикасининг кучлар усили бўйича аниқланади. Бунда рама симметрик бўлганлиги ва у симметрик юклар (доимий ва қор юклари) билан юкланганлиги сабабли устун юқори қисмининг силжиши рўй бермайди. Шу сабабли устун кесимидаги симмет-

рик юклар (доимий ва қор юклари) таъсиридан ҳосил бўладиган зўриқишлар юқорида, кўп равоқли рама ҳисобида келтирилган тартибда аниқланади.

Кран ва шамол юклари таъсиридан устун кесимларидаги зўриқишлар устуннинг юқори қисми силжишини ҳисобга олиб аниқланади. Кран юклари маҳаллий таъсир қилганлиги сабабли устун кесимларидаги зўриқишлар температура блокининг фазовий ишлашини эътиборга олиб аниқланади.

Кўприк кран билан жиҳозланган бир қаватли бир равоғли саноат биносининг кўндаланг қиркими ва ҳисобий схемаси 31.13 расмда келтирилган.



31.13- расм. Бир равоқли саноат биносининг кўндаланг қирқими (*а*) ва ҳисобий схемаси (*б*)

Бинога таъсир қиладиган доимий юклар ва қор босимидан ҳосил бўладиган юклардан устун кесимларидаги зўриқишлар устун юқорисининг силжишини эътиборга олмасдан юқорида уч равоқли рама ҳисобида келтирилгандек аниқланади.

Кран юклари D_{max} ва D_{min} таъсиридан рама ригелидаги номаълум зўриқишлар қуйидаги формуладан аниқланади (31.13, б - расм):

$$X_1 = k_2 \frac{e_н}{H}\left[D_{\max}\left(1 - \frac{1}{2c_ф}\right) + D_{\min}\frac{1}{2c_ф}\right]; \qquad (31.23)$$

$$X_2 = -k_2 \frac{e_н}{H}\left[D_{\min}\left(1 - \frac{1}{2c_ф}\right) + D_{\max}\frac{1}{2c_ф}\right]. \qquad (31.24)$$

Кран юки T_{max} таъсиридан рама устунлари юқори қисмидаги зўриқиш

лар қуйидаги формуладан аниқланади (31.13, б - расм):

$$X_1 = k_3 T\left(1 - \frac{1}{2c_ф}\right); \tag{31.25}$$

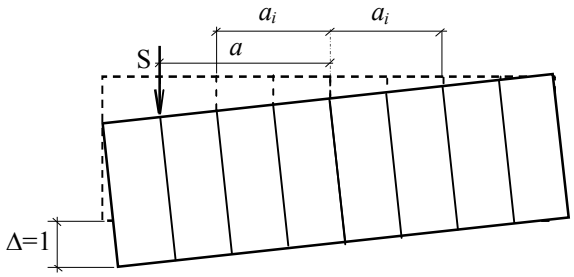
$$X_2 = -k_3 T \frac{1}{2c_ф}. \tag{31.26}$$

Бу формулаларда k_2 ва k_3 коэффициентлар мос равишда [15] адабиётнинг 16.2 ва 16.3- жадвалларидан аниқланади.

Маҳаллий юклар таъсиридан бинонинг фазовий ишлашини эътиборга оладиган $С_ф$ коэффициенти қуйидаги формуладан аниқланади:

$$C_ф = \frac{1}{\frac{1}{n} + \frac{a^2}{\sum_{i=1}^{n} a_i^2}}. \tag{31.27}$$

Бу ерда: a – куч қўйилган нуқтадан симметрия ўқигача бўлган бўлган масофа (31.14- расм); a_i- симметрия ўқидан мос бўлган чап ва ўнг устун ўқигача бўлган масофалар; n- рамалар сони.



31.14- расм. $С_ф$ коэффициентни аниқлашга доир

Шамол босими таъсиридан рама ригелидаги зўриқиш қуйидаги формуладан аниқланади

$$X = \frac{1}{2}\left[W + k_7 H\left(p_{акт} + p_{пас}\right)\right], \tag{31.28}$$

бу ерда: k_7 коэффициентнинг қиймати [5] адабиётнинг 16.7-жадвалидан аниқланади.

Устун баландлиги бўйича кесимлардаги зўриқишлар консол стерженлардагидек ригелда ҳосил бўладиган зўриқиш ва ташқи юк таъсиридан аниқланади. Устун кесимларидаги зўриқишлар ҳар бир юкланишлардан алоҳида алоҳида аниқланиб, зўриқишлар бирикмаси (жамламаси) тузилади.

32. КЎП ҚАВАТЛИ СИНЧЛИ БИНОЛАР КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ЛОЙИҲАЛАШ

Кўп қаватли бинолар тайинланишига қараб икки хил – саноат ва граждан биноларига бўлинади. Саноат биноларининг баландлиги 4-6 қават билан чегараланадиган бўлса, граждан биноларининг баландлиги чегараланмаган. Саноат биноларининг баландлигини тайинлашда унда амалга ошириладиган технологик жараён ва таъсир қиладиган юкларнинг миқдори муҳим рол ўйнайди. Кўп қаватли саноат бинолари асосан синчли конструктив тизим бўйича тикланади. Бунда бинонинг деворлари осма панеллардан иборат бўлади. Кўп қаватли саноат биноларининг типик конструкциялари тўсинли ва тўсинсиз ораёпмалар тарзида ишлаб чиқилган.

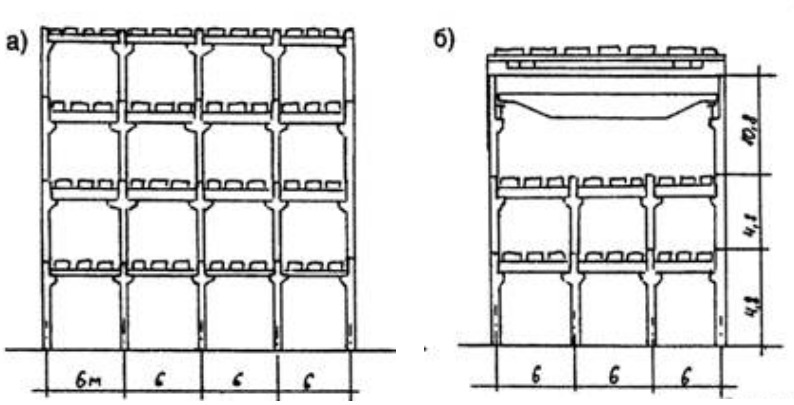
Граждан бинолари қаватлар сонига боғлиқ равишда кам қаватли, кўп қаватли, юқори қаватли ва баланд биноларга бўлинади. Граждан бинолари синчли ва синчсиз конструктив тизимлар бўйича тикланади. Кўп қаватли граждан биноларининг типик конструкциялари тўсинли ва йирик панелли ораёпмалар тарзида ишлаб чиқилган.

32.1. Кўп қаватли саноат бинолар

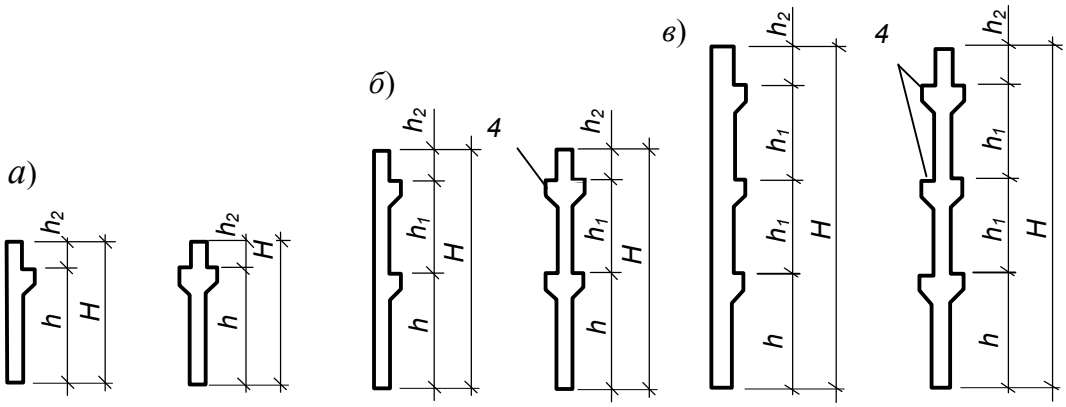
Кўп қаватли саноат биноларининг ораёпмалари тўсинли тизимда лойиҳалаштирилганда устунлар қадами 6х6 ва 9х9 м, бинонинг баланлиги эса 6; 4,8; 6 и 7,2 м қабул қилинади (32.1,*а*- расм).. Технологик жиҳатдан бино юқори қаватининг равоғи 12 ёки 18 м қабул қилиниб, юк кўтариш қобилияти 10 т гача бўлган кўприк ёки осма кранлар билан жиҳозланиши мумкин (32.1,*б*-расм). Кўприк кранлар билан жиҳозланган кўп каватли саноат бинолар юқори қаватининг баландлиги 10,8 м, осма кранлар билан жиҳозланганда эса 7,2 м қабул қилинади.

Кўп қаватли саноат биноларининг асосий юк кўтарувчи конструкциялари бу консолли устунлар (32.2 - расм), ораёпма ва ёпма ригеллари (32.3 ва

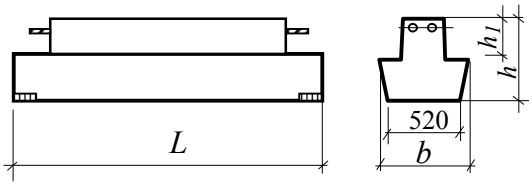
32.4 расмлар), кўп бўшлиқли ораёпма плиталари ва қовурғали том панеллари (32.5 - расмлар) ҳисобланади.



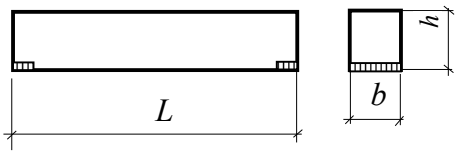
Расм 32.1. Тўсинли ораёпмали кўпқаватли саноат биносининг кўндаланг қирқими:
а – кўприк кран бўлмаган ҳол; б – юқори қавати кўприк кран билан жиҳозланган ҳол



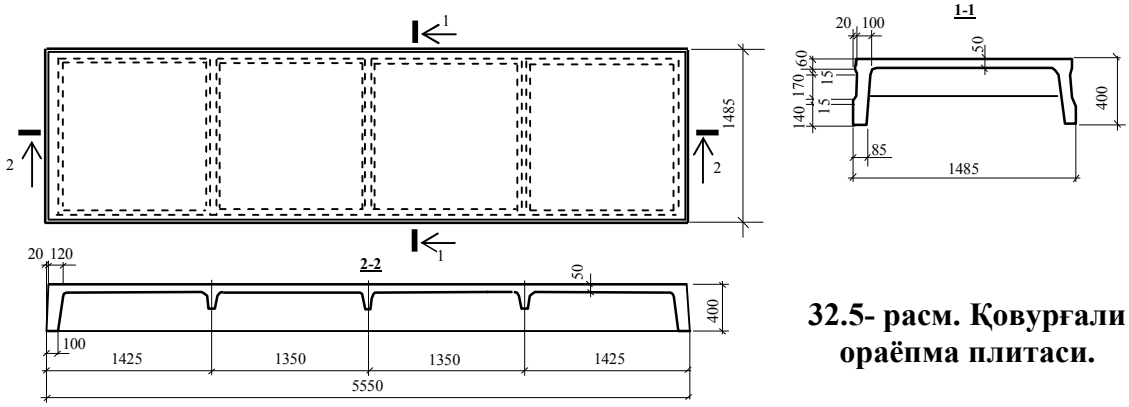
32.2 - расм. Кўп қаватли биноларнинг темирбетон устунлари:
а- бир қаватга; *б*- икки қаватга ва *в*- уч қаватга мўлжалланган йиғма устунлар



32.3 – расм. Кесими тавр шаклидаги ригел



32.4– расм. Кесими тўртбурчак шаклидаги ригел



32.5- расм. Қовурғали ораёпма плитаси.

32.2. Кўп қаватли граждан бинолари

Кўпқаватли граждан бинолари (турар-жой бинолар, ётоқхоналар, меҳмонхоналар ва ҳ..) синчли-панелли (32.6,*а*-расм) ва йирик панелли конструктив тизим (32.6,*б,в*-расм) бўйича лойиҳалаштирилади. Синчли-панелли конструктив тизим бўйича лойиҳалаштириладиган бинолар устун ва ригелдан ташкил топадиган рамалар, бинонинг горизонтал юклар таъсирига бикирлигини оширадиган диафрагмалар ёки ядролар, ораёпма плиталари ва девор панелларидан иборат бўлади (32.6,*а* - расм). Синчли-панелли конструктив тизимда асосий юкларни устун, ригел ва диафрагмалардан ташкил топатиган синч қабул қилади. Девор панеллари синчларга осилади ва шамол таъсиридан ҳосил бўладиган юкларни синчга узатади.

Йирик панелли конструктив тизим бўйича лойиҳалаштириладиган бинолар ўзаро бириктириладан вертикал ва гризонтал панеллардан ташкил топади (32.6,*а*-расм). Вертикал ва горизонтал юкларни вертикал жойлашадиган панеллар қабул қилади. Горизонтал панеллар бинонинг бикирлигини таъминлаш билан бирга вертикал юкларни қабул қилади. Йирик панеллар одатда завод шароитида йиғма темирбетондан тайёрланиб қурилиш майдонида йиғилади.

Синчли-панелли бинолар тўлиқ синчли ёки тўлиқсиз синчли бўлиши мумкин. Тўлиқ синчли конструктив тизим бўйича лойиҳалаштириладиган биноларда ораёпма панеллари бурчаклари билан бевосита устунларга ўрнатилади. Устунлар ва панелларнинг қовурғалари биргаликда бинонинг фазовий синчини ҳосил қилади. Девор панеллари ва ички пардеворлар ўз юкини ўзи кўтаради ва синчларнинг устунларига маҳкамланади.

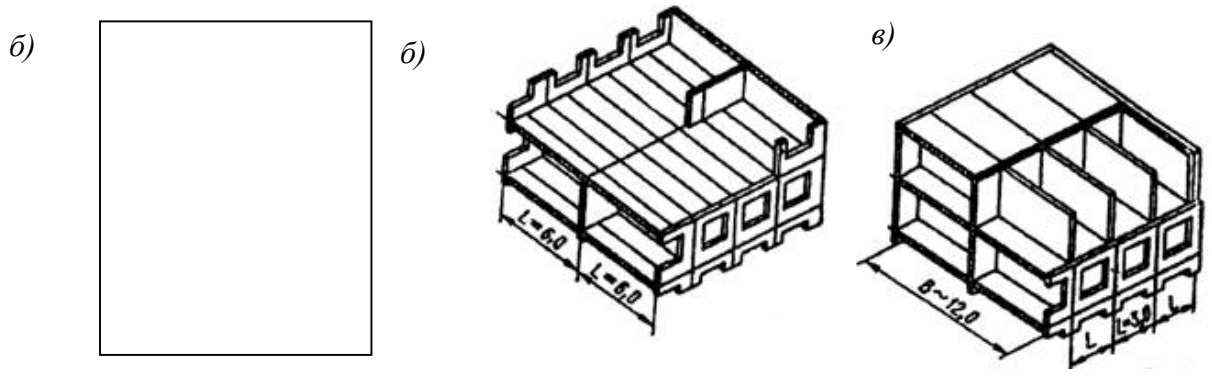
Тўлиқсиз синчли биноларда четки устунлар бўлмайди ва ташқи юкларни девор панеллари қабул қилади. Ораёпма панеллари юк кўтарувчи ташқи девор панелларига ва ички устунларга ўрнатилади.

Турар-жой қурилишида йирик панелли (синчсиз) бинолар кенг тарқалган. Синчнинг йўқлиги ва элементларнинг завод шароитида тайёрланиши

йирик панелли биноларни тиклашда меҳнат сарфини камайтиради ва нархи ни арзонлаштиради.

Йирик панелли бинолар икки гуруҳга бўлинади (32.6,*б,в* - расм). Биринчи гуруҳга мансуб бўлган биноларда юкларни бўйлама деворлар қабул қилади; иккинчи гуруҳга мансуб бўлган биноларда эса юкларни кўндаланг деворлар қабул қилади. Юк кўтарувчи деворлари кўндаланг жойлашган конструктив тизимли бинолар самарали ҳисобланади. Бундай биноларда ораёпма панеллари кўндаланг деворларга ўрнатилади ва юкларнинг ҳаммасини кўндаланг деворлар қабул қилади. Бўлама деворлар эса, фақат ўз юкини ва шамол таъсиридан ҳосил бўладиган юкларни қабул қилади. Бу ҳолат бўйлама деворларни мумкин даражада йириклаштириб, самарали енгил ашёлардан (керамзитобетон, ғовакли бетон и бошқа) тайёрлашга имкон беради. Йирик панелли биноларда ораёпма ва девор панеллари хона ўлчамига мос қилиб тайёрланади.

Сейсмиклик юқори бўлмаган туманларда (7 балл) тикланадиган йирик панелли биноларнинг баландлиги 20 қават ва ундан юқори бўлиши мумкин.



32.6 – расм. синчли-панелли (а) ва панелли бинолар конструктив схемаси (*б* ва *в*)

Йирик панелли бинолар қурилишининг кейинги ривожи сифатида қўриллиш амалиётига жорий қилинган темирбетон ҳажмий элементлар – блок – хона ва блок – квартираларни мисол келтириш мумкин. Ҳажмий элементлар алоҳида тайёрланадиган девор ва ораёпма панелларини завод шароитида йиғиб ҳосил қилинади. Ҳажмий элементлар яхлит темирбетондан ««стакан»» ёки «қалпоқ» кўринишида тайёрланиши мумкин. Бунда ораёпма (шип ёки

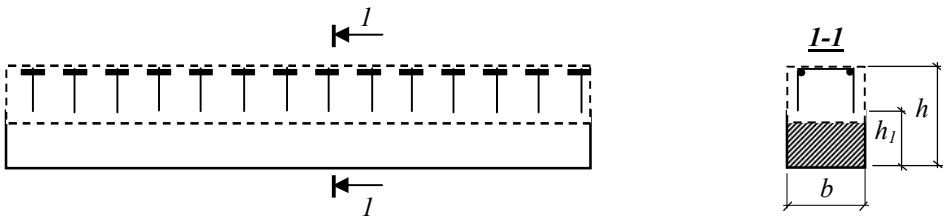
пол панеллари) панели алоҳида тайёрланади. Блок – хона ёки блок – квартираларнинг ички пардоз ишлари завод шароитида амалга оширилгани сабабли қурилиш майдонида бажариладиган ишларнинг ҳажми кескин камаяди.

Йирик панелли биноларнинг элементлари завод шароитида механизмлар ёрдамида йирик ўлчамли қилиб тайёрланганлиги ва уларни монтаж қилишда қам меҳнат сарф қилиниши туфайли улар иқтисодий жиҳатдан самарали ҳисобланади. Бундай биноларнинг 1 $м^2$ майдони нархи ғиштдан ва йирик блоклардан тикланадиган биноларга нисбатан анча арзон ҳисобланади.

Яхлит ва йиғма-яхлит темирбетондан тикланадиган турар-жой биноларнинг келажаги порлоқ ҳисобланади. Яхлит ва йиғма-яхлит темирбетондан 16...20 қаватли бинолар кўпгина давлатларда қурилган.

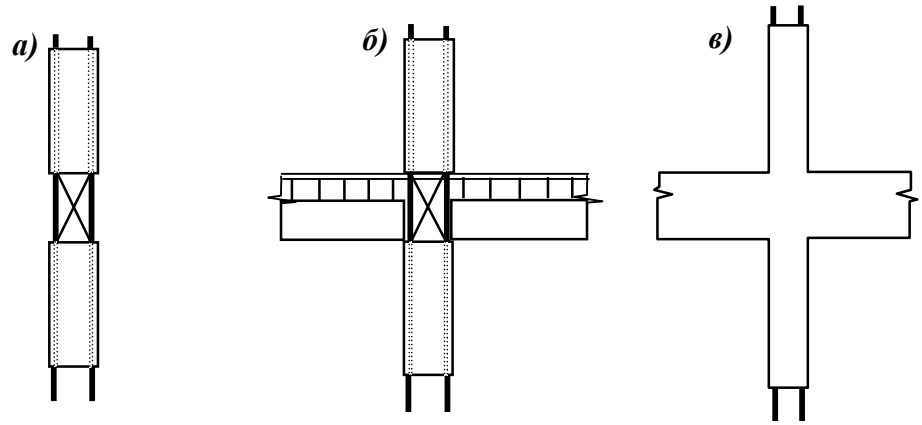
Яхлит темирбетондан бинолар силжувчи ёки ҳажмий-кўчма қолипларда бетонлаш йўли билан тикланиши мумкин. Қаватларни кўтариш йўли билан тикланадиган бинолар ҳам кенг қурилган. Қаватларни кўтариш йўли билан тикланадиган биноларда ораёпма палиталари нол сатҳида (ер устида) бетонлаб тайёрлангандан кейин қувватли домкратлар билан йўналтирувчи устунлар бўйича лойиҳавий сатҳларга кўтарилади.

Йиғма-яхлит темирбетондан тикланадиган турар-жой биноларда устунлар ва ригелларнинг ўлчамлари лойиҳавий ўлчамларидан кам қилиб тайёрланади (32.7 - расм). Устунлар икки- уч қават баландлигида тайёрланади. Устунларнинг ригеллар билан кесишадиган жойлари бетонламасдан очиқ қолдирилади (32.8 - расм) [18]. Монтаж қилиш жараёнида ригелларнинг бўйлама арматуралари устунларнинг бетонламаган жойларидан ўтказилиб яхлит



32.7 – расм. Йиғма-ялит ригелнинг кўриниши:
h_1 – йиғма элемент баландлиги; h – ригелнинг лойиҳавий баландлиги;
b – ригелнинг лойиҳавий эни

бетон билан тўлдирилади. Йиғма-яхлит темирбетондан тикланадиган турар-жой биноларда ораёпмалар кўп бўшлиқли йиғма темирбетон плиталардан ёки қурилиш майдонида яхлит темирбетондан бажарилади.



32.8 – расм. Устуннинг ригел билан бирлашган тугуни:
а – устуннинг кўриниши; *б* – устуннинг ригел билан бирикиши (тугун бетонлангуча); *в* - устуннинг ригел билан бирикиши (тугун бетонлангандан кейин);

Баланд граждан бинолари қурилишида яхлит темирбетондан тикланади-ган ҳар хил шаклдаги бикирлик ядроси ишлатилади. Бикирлик ядросида ёрдамчи хоналар, лифт ва вентиляция шахталари, зинапоялар ва ҳ.о. жойлаштирилиши мумкин. Баланд биноларда битта ёки бир нечта ёпиқ ёки очиқ шаклдаги бикирлик ядролари бўлиши мумкин. Мисол тариқасида Олма-ота шаҳрида қурилган 1000 ўринли меҳмонхона биносини келтириш мумкин (32.9 - расм). Меҳмонхонанинг баланд қисми планда эллипс шаклида бўлиб, унинг асосий юк кўтарувчи элементи яхлит темирбетон ядродан иборат. Ядродан ҳар иккала томонга кўндаланг бикирлик диафрагмалари жойлашган. Деворлари осма енгил панеллардан иборат. Меҳмонхона баланд қисмининг яхлит конструкциялари силжувчи ва ҳажмий-кўчма қолибларда бажарилган.

Рама-ядроли конструктив тизим бўйича тикланган баланд биноларга Тошкент шаҳрида тикланган меҳмонхона биносини ҳам мисол тариқасида келтириш мумкин (32.10 - расм).

Юқорида қаралган баланд бинолар конструктив тизимларининг ҳар бири маълум камчиликларга ва қулайликларга эга.

Масалан, 1923 йили Токио шаҳрида содир бўлган зилзилада металл синчдан тикланган ва осма девор панелларидан иборат бўлган бино диафрагма ва бошқа боғланишлар билан кучайтирилган бинога нисбатан кўпроқ талафот кўрган [17]. Бу икки конструктив тизимни таққослашда қуйидагига эътибор бериш керак. Синчли тизимлар эгилувчан бўлганлиги сабабли юқори частотали зилзилалар унга кўп таъсир қилмайди. Аксинча, диафрагмали биноларнинг бикирлиги юқори бўлганлиги сабабли унга паст частотали зилзилалар кўп тъсир қилмайди.

Шунинг учун сейсмик туманларда тикланадиган биноларнинг конструктив тизимини танлашда юқорида келтирилган эътирофни эътиборга олиш фойдадан холи бўлмайди.

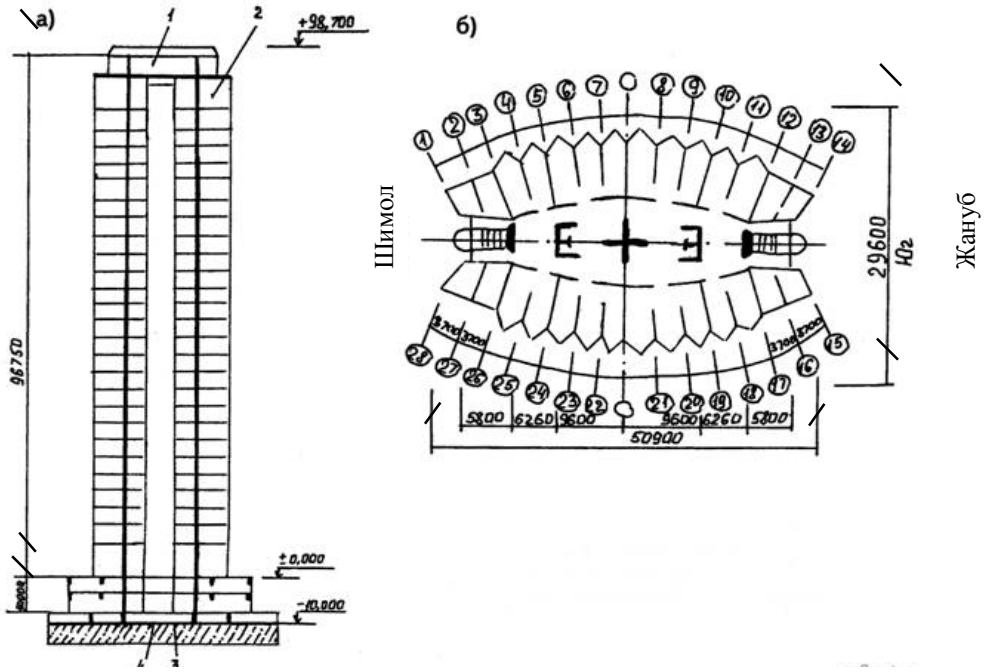
Зилзилабардош бинолар тизимида темирбетон деворлардан (диафрагмалардан) фойдаланилса қуйидаги қулайликларга эга бўлинади [2]:

1. Темирбетон деворлар қўлланилганда деворларнинг бикирлиги юқори бўлганлиги сабабли бинолар юк кўтарувчи элементларининг шикастланиш даражаси камаяди. Бу ерда: шуни таъкидлаш лозимки, бу элементларнинг нархи бино нархининг 2/3 қисмидан ошиб кетиши мумкин.

2. Рама-диафрагмали тизимларнинг бикирликлари юқори бўлганлиги учун мумкин бўладиган горизонтал деформациялар кам бўлади. Натижасида вертикал куч елкасининг камайишидан устунларда ҳосил бўладиган қўшимча эгувчи моментлар кескин камаяди ва устунларнинг бўйлама эгилишидан бузилиш эҳтимоли камаяди.

3. Рама-диафрагмали тизимлар рамаларининг тугунларида ишораси ўзгарадиган моментларнинг камайиши бино зилзилабардошлигини таъмин лашда бундай тугунлар ролини кескин пасайтиради. Бунда бази бир нуқсонларнинг, яъни тугунларни бетонлашдаги, устун билан ригелнинг бирикиш жойларини арматуралашдаги, анкерлаш зонаси узунлигини таъминлашдаги ва ҳ.о. нуқсонларнинг бино зилзилабардошлигини таъминлашдаги аҳмияти пасаяди.

4. Ҳар хил сейсмик таъсирлардан деворлар тизимидаги кўчиш деформациясининг камайиши ноқулай руҳий ҳолат таъсирини пасайтиради.



32.9 – расм. Олма ота шаҳридаги баланд меҳмонхона:
а - қирқим; б – бино баланд қисмининг плани; 1 – лифт машина хонаси; 2 - кафе; 3 – йирик тошли асос (валунно-галечное основание); 4 - пойдевор плитаси

32.10 – расм.

5. Юк кўтарувчи деворлар (диафрагмалар) қўлланилган биноларда синч оралари тўлдирилган бинолардагига нисбатан элементларнинг маҳаллий бузилиши хавфи камаяди.

Кейинги вақтларда яхлит темирбетондан кенг кўламда тикланаётган бино лар техник-иқтисодий кўрсатгичлари бўйича ғиштин ва йирик блокли бинолардан самарали ҳисобланади. Бир қатор кўрсатгичлари бўйича эса, йирик панели биноларга нисбатан ҳам самарали ҳисобланади. Яхлит темирбетондан тикланадиган бинолар қуйидаги афзалликларга эга:

1. Биноларнинг зилзила таъсирига қаршилиги юқори бўлади;

2. Кам металл сарфланади.

32.3. Рамали конструктив схемага эга бўлган бинолар ҳисоби

Рамали конструктив схемага эга бўлган биноларда асосий юк кўтарувчи конструкция сифатида кўндаланг, бўйлама ёки ҳам кўндаланг ҳам бўйлама жойлашган рамалар қабул қилинади. Рама вертикал ва горизонтал элементлардан ташкил топади. Вертикал элементлар – устунларнинг ўлчамлари лойиҳалаш амалиётидан келиб чиққан ҳолда тайинланади.

Биринчи қават устунининг кўндаланг кесим юзаси қуйидаги тақрибий формуладан аниқланиши мумкин

$$A_{col} = \frac{(1{,}2...1{,}5)N}{R_b}, \qquad (32.2)$$

бу ерда ::N – юк таъсир юзаси бўйича аниқланган мос қаватлар сонидан ҳосил бўладиган бўйлама куч; R_b – бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги.

Бино баландлиги бўйича рама устунларидаги зўриқишларнинг миқдори камайиб боради. Бу ҳолатда рама баландлиги бўйича устунларнинг кўндаланг кесими ўлчамларини ҳам кичрайтириб бориш самарали рамаларни лойиҳалашга имкон берар эди. Аммо бино баландлиги бўйича ҳар хил ўлчамдаги устунларни лойиҳалаш ҳам конструктив ва ҳам технологик қийинчиликларга олиб келади. Шунинг учун рама барча устунларининг кўндаланг кесим ўлчамларини бир хил қабул қилиш мақсадга мувофиқ ҳисобланади. Устунларнинг мустаҳкамлигини таъминлаш эса, арматуранинг миқдори билан тартибга солинади.

Ригел кўндаланг кесими эни b лойиҳалаш амалиётидан келиб чиққан ҳолда тайинланади. Ригел кўндаланг кесими баландлиги эса, қуйидаги ифодадан аниқланади

$$h = h_0 + a,$$

бу ерда ::h_0 – ригел кўндаланг кесими ишчи баландлиги; a – ригел кўндаланг кесими пастки чўзилган зонасидан чўзилган бўйлама арматура оғирлик мар-

казигача бўлган масофа. Бўйлама арматура бир қатор жойлашганда $a=\Delta + d/2$, $\Delta \geq 20$ мм – бетон ҳимоя қатлами; d – бўйлама арматура диаметри.

Ригел кўндаланг кесими ишчи баландлиги қуйидаги формуладан аниқланиши мумкин

$$h_{r0} = \sqrt{\frac{(0,6...0,7)M_0}{\alpha_m R_b b}}, \qquad (32.3)$$

бу ерда: M_0 – оддий икки таянчда эркин ётган тўсин равоғидаги эгувчи момент, қуйидаги формуладан аниқланади

$$M_0 = \frac{q \times l_0^2}{8}; \qquad (32.4)$$

α_m =0,289- нисбий момент коэффициенти; R_b – бетоннинг сиқилишдаги ҳисобий қаршилиги; b - ригелнинг лойиҳалаш амалиётидан қабул қилинадиган эни, $b \approx (0,3...0,5)h_r$.

Рама элементлари кўндаланг кесими ўлчамлари аниқлангандан кейин унификациялаштирилади ва устун ҳамда ригелларнинг бирлик узунликдаги бикирликлари аниқланади:

устун учун $i_{col} = B/h_c = E_b I_c / h_c;;$

ригел учун $i_{rig} = B/h_{rig} = E_b I_{rig} / h_{rig}.$

Рама элементларидаги зўриқишлар тақрибий усулда жадваллардан [5] фойдаланиб, ёки аниқ ЭҲМ ёрдамида аниқланиши мумкин.

Рама элементларидаги зўриқишларни вертикал юклар таъсиридан тақрибий усулда аниқлаш 32.6-бобда, горизонтал юклар таъсирида аниқлаш эса, 32.7- бобда келтирилган.

Зўриқишлар аниқлангандан кейин устун M, N ва Q таъсирига сиқиладиган элементлардек, ригел эса эгиладиган элементлардек лойиҳалаштирилади.

Рама ЭҲМда ҳисобланган тақдирда устун ва ригеллардаги зўриқишлар, зўриқишларнинг бирикмалари ва устунлар ҳамда ригелларнинг мустаҳкамлигини тахминлаш шартидан арматура кўндаланг кесим юзалари печатга чиқарилади.

Кўп қаватли биноларни лойиҳалашда, айниқса яхлит темирбетондан тикланадиган биноларни лойиҳалашда, уларни босқичма-босқич тиклаш жараёнида ҳисобий схемаларининг ўзгаришини эътиборга олиб ҳисоблаш биноларнинг эксплуатация қилишдаги ишончлилигини таъминлашда муҳим рол ўйнайди.

32.4. Рама-диафрагмали конструктив схемага эга бўлган бинолар ҳисоби

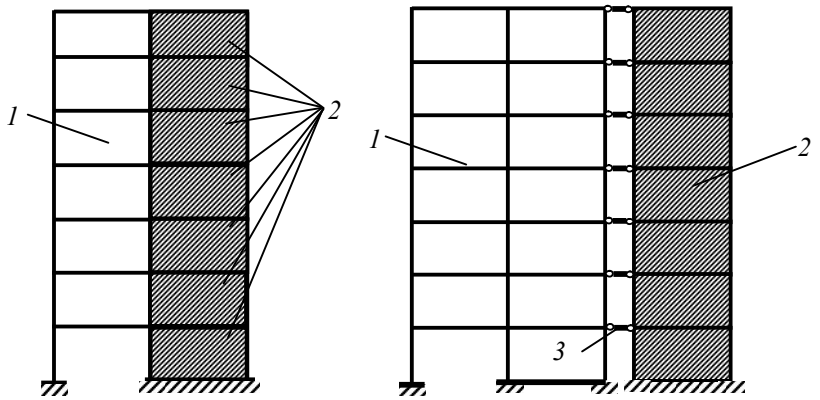
Рама-диафрагмали конструктив схемага эга бўлган биноларда асосий юк кўтарувчи конструкция сифатида кўндаланг жойлашган рамалар ва диафрагмалар (деворлар) қабул қилинади. Рамалар асосан вертикал, қисман эса, горизонтал юкларни қабул қилади. Горизонтал юкларнинг асосий қисмини диафрагмалар қабул қилади. Вертикал ва горизонтал элементлар – устунлар ва ригелларнинг ўлчамлари лойиҳалаш амалиётидан келиб чиққан ҳолда ёки юқорида рамали тизим учун келтирилган формулардан аниқланадиган миқдорларда тайинланиши мумкин. Вертикал диафрагмаларнинг ўлчамлари эса, одатда, 160 мм қабул қилинади.

Рама-диафрагмали конструктив тизимга эга бўлган бинонинг соддалаштирилган ҳисобий схемаси 32.11- расмда келтирилган. Бунда рама ва бикирлик диафрагмаси ажратиб олиниб, бир бири билан шарнирли горизонтал боғланишлар орқали бириктирилади. Горизонтал X_i боғланишларда фақат бўйлама зўриқишлар ҳосил бўлади. Боғланишлардаги номаълум X_i зўриқишлар қурилиш механикасининг кучлар усули билан аниқланади. Бунта каноник тенгламаларнинг сони боғланишлар сонига тенг бўлади, яъни

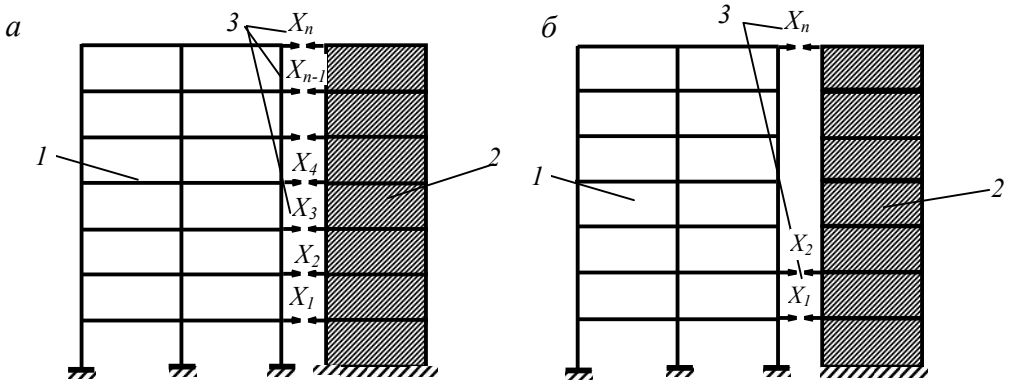
$$\left.\begin{array}{l} X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + \ldots\ldots + X_{n-1}\delta_{1,n-1} + X_n\delta_{1n} = \Delta_{1p}; \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ X_1\delta_{n1} + X_2\delta_{n2} + \ldots\ldots + X_{n-1}\delta_{n-1,n-1} + X_n\delta_{nn} = \Delta_{np}; \end{array}\right\} = \qquad (32.5)$$

Рама диафрагмали конструктив схемага эга бўлган биноларни ҳисоблаш амалиётидан келиб чиққан ҳолда унинг ҳисобий схемасини соддалаштириш

мумкин (32.12,б - расм). Бунда пастдан иккита ва энг юқоридаги боғланишларда катта зўриқишлар ҳосил бўлади. Қолган боғланишларда эса, зўрикишларнинг қиймати анча кам бўлади. Шунинг учун ҳисобларда бу боғланишларни эътиборга олмаслик мумкин.



32.11 – расм. Рама-диафрагмали конструктив схемага эга бўлган бинони ҳисоблашга доир: *а* – бино ҳақиқий схемаси; *б* – бино ҳисобий схемаси; 1 – рама; 2 – бикирлик диафрагмаси; 3 - боғланиш



32.12 – расм. Рама-диафрагмали конструктив схемага эга бўлган биноларни ҳисоблашга доир: *а* - бинонинг ҳисобий схемаси; *б* - бинонинг соддалаштирилган ҳисобий схемаси: 1 – рама; 2 – бикирлик диафрагмаси; 3 – боғланишлардаги номаълум зўриқишлар.

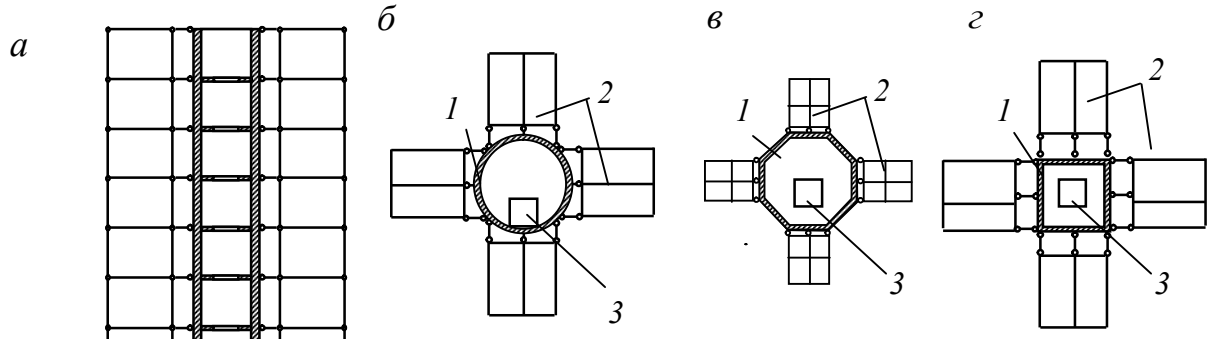
Боғланишлардаги зўриқишлар топилгандан кейин кўндаланг рама ташқи юклар ва боғланишлардаги зўриқишлар таъсирига рамали конструктив схемага эга бўлган бинолардек ҳисобланиб лойиҳалаштирилади. Диафрагма эса ташқи вертикал юклар ва боғланишлардаги горизонтал зўриқишлар таъсирига консол элементдек ҳисобланиб лойиҳалаштирилади.

Ҳозирги вақтда рама-диафрагмали тизимга эга бўлган биноларни ҳисоблаш асосани электрон ҳисоблаш машиналарида (ЭҲМ) бажарилади.

ЭҲМ да ҳисоблаш қурилиш механикасининг чекланган элементлар услубига асосланган ва жуда катта имкониятларга эга. ЭҲМда ҳисоблаш бўйича шундай дастурлар яратилганки бинони ҳисоблаб арматурасини танлаш билан бирга ишчи чизмаларини ҳам тайёрлайди.

32.5. Рама-ядроли конструктив схемага эга бўлган бинолар ҳисоби

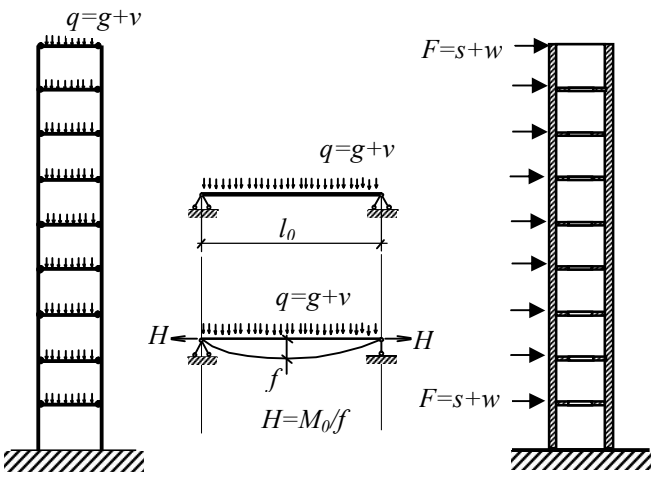
Рама-ядроли конструктив схемага эга бўлган биноларнинг асосини рамалар ва кўндаланг кесими ҳар хил шаклда бўлган бикир ўзаклар ташкил қилади (32.13 - расм). Ўзаклар сифатида кўндаланг кесими айлана, кўпбурчак, тўртбурчак ва ҳ.о. шаклда бўлган вертикал стерженлар қабул қилинади (32.13, *б-г* - расм).



32.13 – расм. Рама-ядроли конструктив схемага эга бўлган биноларни ҳисоблашга доир:
а – ҳисобий схема; *б, в* ва *г* – кўндаланг кесими айлана, кўпбурчак ва тўртбурчак шаклидаги бикрлик ядролари; 1- бирклик ядроси; 2- рама; 3 – лифт шахтаси

Рама-ядроли конструктив схемага эга бўлган биноларда горизонтал юкларни (шамол, сейсмика ва ҳ.к.) асосан очиқ ёки ёпиқ шаклдаги бикирлик диафрагмаси (бикирлик ядроси) қабул қилади. Рамалар эса, асосан вертикал (конструкцияларнинг хусусий оғирлиги, муваққат юклар, қор юки ва ҳ.о.) юкларни қабул қилади. Шунинг учун рама-ядроли конструктив схемага эга бўлган биноларда рама элементларининг бир-бири билан бирикиши шарнирли қабул қилинади. Бу эса, рама элементларини (устун ва ригелларни) бир-биридан боғлиқ бўлмаган ҳолда фақат вертикал юклар таъсирига ҳисоблаб лойиҳалаш имконини беради (32.14 - расм).

Бикирлик ядроси мураккаб конструктив ечимга эга бўлганлиги сабабли қўлда ҳисоблаш маълум бир қийинчиликларни туғдиради. Шунинг учун бикирлик ядролари ҳисоби, асосан, электрон ҳисоблаш машиналар ёрдамида маълум бир дастур асосида бажарилади.



32.14 – расм. Рама-ядроли конструктив схемага эга бўлган биноларни ҳисоблашга доир

32.6. Рамаларни вертикал юклар таъсирига ҳисоблаш

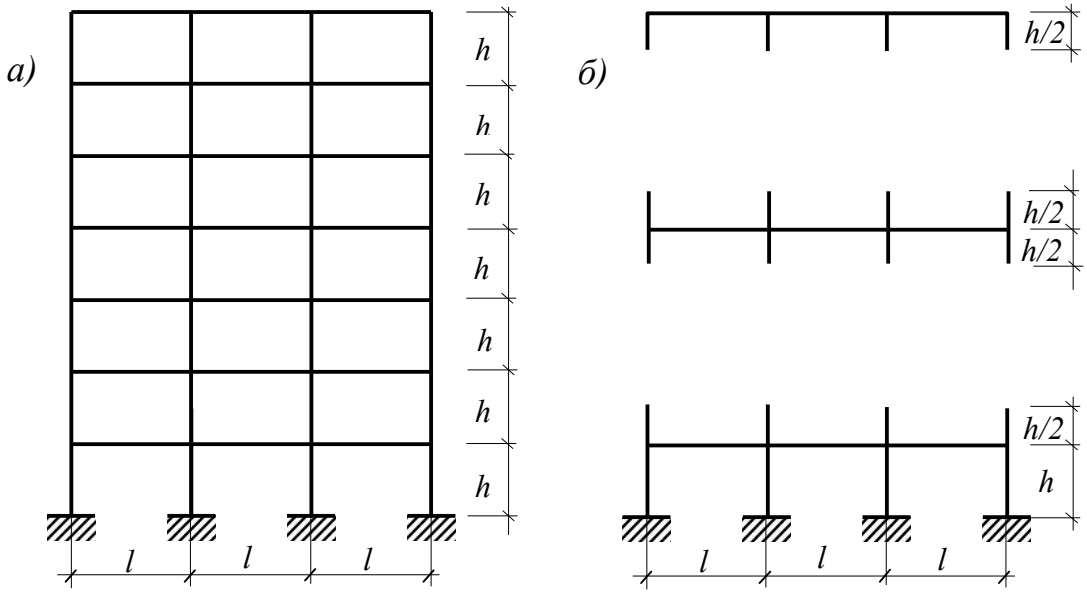
Кўп қаватли замонавий бинолар ўзида фазовий мураккаб тизимларни мужассамлаштирган бўлиб, ҳар хил элементлар ва бирикмалардан иборат. Бу элементларнинг бикирликлари тизимни юклаш жараёнида ўзгаради. Барча конструктив хусусиятларини эътиборга олиб бундай биноларни ҳисоблаш жуда ҳам мураккаб ҳисобланади. Шунинг учун реал биноларни ҳисоблашда уларнинг ҳақиқий ишлашини у ёки бу даражада эътиборга оладиган содалаштирилган схемалар қўлланилади. Соддалаштириш даражаси ҳисоблаш мақсади, ҳисоблаш учун дастлабки маълумотларнинг тўлалиги ва бошқа омилларга боғлиқ.

Кўпгина конкрет бинолар ва таъсирлар учун бундан ҳам кўпроқ содалаштирилган схемалардан фойдаланиш мумкин. Масалан, бинонинг фазовий тизими қисмларга ажратилиб, ҳар бир қисм бир-бирига боғлиқ бўлмаган ҳолда мос бўлган юклар таъсирига ясси тизим сифатида ҳисобланади. Бундай ҳолатда ҳисоблашнинг муҳандислик усулидан ёки ёрдамчи жадваллардан фойдаланиш мумкин. Масалага бундай ёндошиш бино элементларида

вужудга келадиган зўриқишларни тақрибан аниқлаш зарур бўлган ҳолларда бажарилади. Айрим ҳолларда бундай усулда ҳисобланган зўриқишларнинг аниқлиги етарли даражада бўлади.

Кўп қаватли кўп равоқли рамалар одатда тенг равоқли (32.15,*а*-расм) ёки ўрта равоғи четки равоқлардан кичик қилиб лойиҳалаштирилади. Бундан ташқари ҳар бир қаватда таъсир қиладиган вертикал юклар миқдори бир хил бўлади. Бундай ҳолатда равоқлар сонидан қатъий назар кўп қаватли кўп равоқли рамалар уч равоқли рамаларга ажратилади. Ўрта равоқлардаги эгувчи моментларнинг қийматлари бир ҳил бўлади. Вертикал чизиқда ётган рама тугунларининг буралиш бурчаклари бир хил бўлади. Устунлардаги таянч моментларининг қийматлари бир хил бўлиб, момент нолга тенг бўлган нуқта устун баландлигининг ўртасида жойлашган бўлади.

Кўп қаватли кўп равоқли рамаларни устунларининг учлари шарнирли бўлган бир қаватли учта рамага ажратиш мумкин (32.15,*б*-расм). Ҳисоб учта-юқори, ўрта ва пастки рамалар учун бажарилади. Юқори ва ўрта ҳамда ўрта ва пастдаги рамалар орасидаги рама элементларидаги зўриқишлар ўрта рамалардагидек қабул қилинади.



32.15- расм. Кўп қаватли ва кўп равоқли рамани вертикал юклар таъсирига ҳисоблашга доир:
а- ясси рама; *б*- бир қаватли ажратилган рамалар.

Рама элементларини ўлчамлари (32.3-бобга қаранг) маълум бўлгандан кейин ригел ва устун учун бирлик бикирликлар аниқланади:

ригел учун: $$i_r = \frac{E_b J_r}{l_{r0}};$$

рама тугунига юқоридан бирикадиган устун учун:

$$i_c(юкори) = \frac{B_{юкори}}{h_c(юкори)} = \frac{E_b J_b(юкори)}{h_c(юкори)};$$

рама тугунига пастдан бирикадиган устун учун:

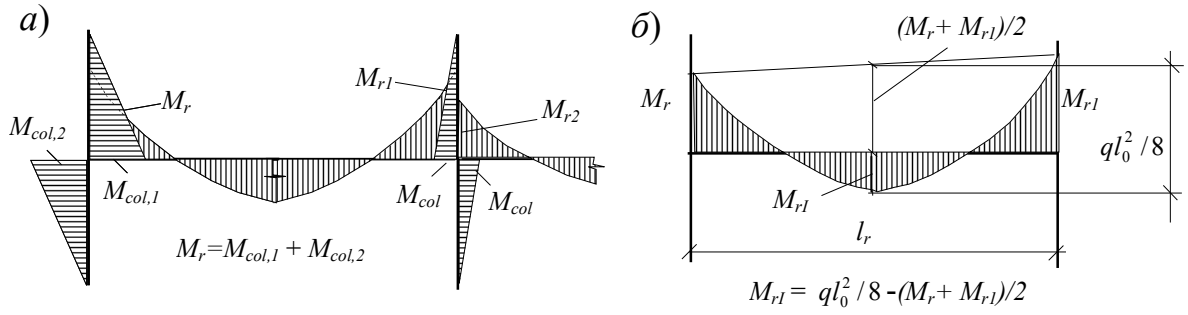
$$i_c(пастки) = \frac{B_{пастки}}{h_c(пастки)} = \frac{E_b J_b(пастки)}{h_c(пастки)}.$$

Устунларнинг бикирликлари ва узунликлари бир хил бўлганда рама тугунига юқоридан ва пастдан бирикадиган устунларнинг нисбий бикирликлари бир хил бўлади, яъни $i_r = \frac{E_b J_{col}}{h_{col}}$.

Уч равоқли ригел таянчларидаги эгувчи моментларнинг қийматлари қуйидаги формуладан ҳисобланади:

$$M_r = (\alpha g + \beta v) l_0^2, \qquad (32.6)$$

бу ерда: α ва β коэффициентларнинг қийматлари ригелларни доимий g ва муваққат v юклар билан юклаш ҳамда рама тугунига пастдан $i_c(пастки)$ ва юқоридан $i_c(юкори)$ бирикадиган устунлар бирлик бикирликлари ва ригелнинг бирлик бикирлиги i_r га боғлиқ.



32.16- расм. Эгувчи моментларни аниқлаш:
а- рама устунларида; *б*- рама ригелида.

Тугунга бирикадиган устунлардаги эгувчи моментлар ҳар бир юкла-

нишдан алоҳида-алоҳида аниқланадиган ригел таянчларидаги моментлар фарқидан аниқланиб бикирликларига мос равишда тарақатилади.

32.7. Рамаларни горизонтал юклар таъсирига ҳисоблаш

Ясси рамани горизонтал юклар (шамол босимига, сейсмик кучлар) таъсирига ҳисоблаш ҳам тақрибий усулда бажарилиши мумкин. Рама баландлиги бўйича тасимланган юк ҳар қават баландлиги бўйича йиғилиб тўпланган куч сифатида тугунларга қўйилади. Бунда ясси рама биринчи қаватидан ташқари ҳамма юқори қаватларининг устунлари ўртасида эгувчи моментлар нолга тенг деб қабул қилинади ва шарнир жойлаштирилади. Биринчи қават устунлари пойдеворга қистириб маҳкамланганлиги сабабли моментларнинг нол қиймати пойдевор сатҳидан $2h/3$ масофада жойлашган деб қабул қилинади. Раманинг ҳар бир яруси учун кесувчи куч қуйидаги формулалардан аниқланади

$$\begin{aligned} Q_1 &= W_1 + W_2 + W_3 + \ldots + W_n; \\ Q_2 &= W_2 + W_3 + \ldots + W_n; \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ Q_n &= W_n. \end{aligned} \qquad (32.7)$$

Бу кесувчи кучлар устунлар орасига уларнинг бикирликларига мос равишда тақсимланади

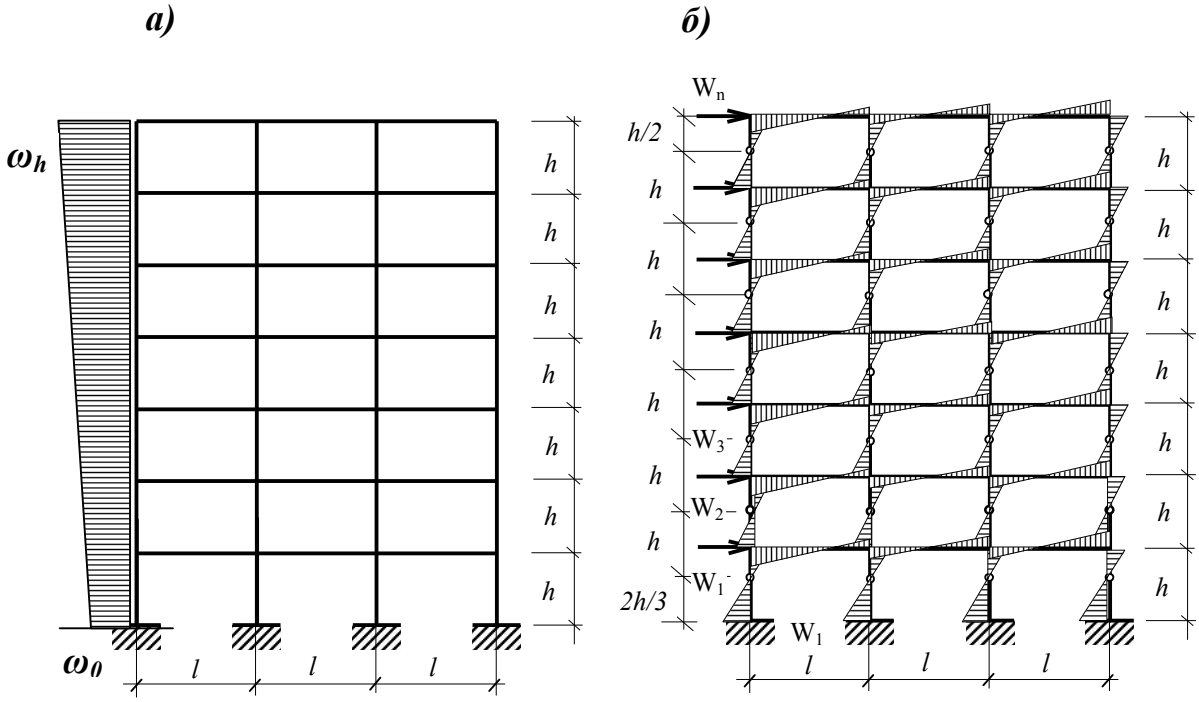
$$Q = Q_k \frac{B}{\sum_1^m B_i}, \qquad (32.9)$$

бу ерда: B-устун кўндаланг кесимининг бикирлиги; m - ярусдаги устунлар сони. Уч равоғли рама учун m =4.

32.1- жадвал. β коэффициенти миқдорлари

Коэффициент	Биринчи қаватдан ташқари ҳамма қаватлар учун i_r/i_{col}(*пастки*)						Биринчи қават учун
	0,25	0,5	1	2	3	4	
β	0,54	0,56	0,62	0,7	0,75	0,79	0,9

Раманинг четки тугунларига бирикадиган устунлари ригеллар билан бир томондан қистирилганлиги сабабли ярус учун топилган кесувчи кучни ўрта устунларга нисбатан кам қабул қилади. Бу ҳолат четки устунларнинг бикирлигини бирдан кичик бўлган β коэффициентга кўпайтириш билан ҳисобга олинади.



32.17- расм. Ясси рамани горизонтал юкларга ҳисоблашга доир:
а – ясси раманинг ҳисобий схемаси; *б*- ясси раманинг соддалаштирлган ҳисобий схемаси

Биринчи қаватдан юқорида жойлашган қават устунларининг тугунга бирикадиган жойларидаги эгувчи моментлар қўйидаги формуладан аниқланади

$$M = Q \times \frac{h}{2}. \qquad (32.10)$$

Биринчи қават устунининг тугунга бирикадиган кесимидаги эгувчи момент

$$M = Q \times \frac{h}{3}, \qquad (32.11)$$

Пойдеворга бирикадиган кесимидаги эгувчи момент

$$M = Q \times \frac{2h}{3}. \qquad (32.12)$$

Рама тугунларига бирикадиган ригелларнинг таянчларидаги моментлар тугундан юқори ва пастки томонларида жойлашган устунлардаги моментлар йиғиндисини ригелларнинг бикирликларига мос равишда тақсимлаш йўли билан аниқланади. Раманинг четки тугунларига бирикадиган ригеллардаги таянч моментлар тугундан юқори ва пастки томонларида жойлашган устунлардаги моментлар йиғиндисига тенг бўлади.

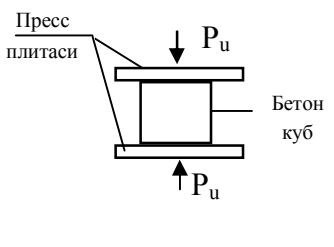
II БЎЛИМ. ТЕМИРБЕТОН ВА ТОШ-КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ АМАЛИЙ ҲИСОБЛАШ

1. ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРИ УЧУН МАТЕРИАЛЛАР

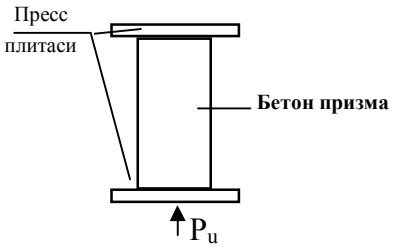
Темирбетон конструкциялари иккита материалдан ташкил топган бўлиб, биринчи материал сифатида сиқилишга яхши қаршилик кўрсатадиган **бетон** ишлатиладиган бўлса, иккинчи материал сифатида чўзилиш ва сиқилишга яхши қаршилик кўрсатадиган **пўлат** ишлатилади.

Бетон ва пўлатнинг қаршиликлари улардан тайёрланган намуналарни синаш орқали аниқланади (II.1- расм).

Бетоннинг сифатини характерловчи кўрсатгич сифатида бетон синфи деган тушунча киритилган бўлиб, бетон синфи «В» ҳарфи билан белгиланади ва ҳисобларда ишлатилмайди. Бетон синфини аниқлаш 1 мисолда келтирилган



II.1 – расм. 1- мисолга доир



II.2 – расм. 2- мисолга доир

Мисол 1. Бетон қоришмасидан қирраларининг ўлчами 150×150×150 мм бўлган 10 дона куб тайёрланган. Бетон кублар нормал шароитда 28 сутка сақлангандан кейин пресс остида сиқилишга синалган. Синов натижалари II.1 жадвалда келтирилган.

$\downarrow P_u$

Бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги бўйича синфи аниқлансин.

II.1 жадвал. Бетон куб намуналарни синаш натижалари

Намуна номери	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Бетон мустаҳ-камлиги R_i, МПа	18,2	19,1	21,4	18,3	19,1	21,4	20,0	20,1	22,0	21,6

Ечими. 1. Бетон кубларнинг сиқилишдаги ўртача мустаҳкамлиги қуйидаги формуладан аникланади

$$R_m = \frac{\sum R_i}{n}. \qquad \text{(II.1)}$$

2. Бетон кубларнинг сиқилишдаги мустаҳкамлигининг ўрта квадрат чекланиши қуйидаги формуладан ҳисобланади

$$\sigma = \sqrt{\frac{\left(R_m - R_i\right)^2}{n-1}}, \qquad \text{(II.2)}$$

бу ерда: R_m - бетон кубларнинг сиқилишдаги ўртача мустаҳкамлиги; R_i – «i» номердаги бетон намунанинг мустаҳкамлиги; n- намуналар сони.

3. Бетон мустаҳкамлигининг ўзгарувчанлиги коэффициенти қуйидаги формуладан ҳисобланади

$$C_v = \frac{\sigma}{R_m}. \qquad \text{(II.3)}$$

4. Бетон синфи қуйидаги формуладан ҳисобланади

$$B = R_m(1 - 1{,}64C_v). \qquad \text{(II.4)}$$

Бетон кубларнинг сиқилишдаги ўртача мустаҳкамлиги мустаҳкамликинг ўрта квадрат чекланиши, ўзгарувчанлиги коэффициенти ва бетон синфини ҳисоблаш II.2 жадвалда келтирилган.

Бетон мустаҳкамлиги ўзагарувчанлигининг меъёрий қиймати ҚМҚ [8] да C_v=0,135 қабул қилинган. Демак бетон қоришмасидан тайёрланган бетон кублар мустаҳкамлигининг ўзгарувчанлиги коэффициенти меъёрий қийматига нисбатан кам.

Бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги бўйича синфи B=17,81 МПа

синфи В15 ва В20 оралигида жойлашганлиги учун бетон синфи кам томонга, яъни В15 қабул қилинади.

II.2 жадвал. Бетон куб мустаҳкамлиги натижаси

Бетон кубнинг ўртача мустаҳ-камлиги, R_m *МПа*	$R_m - R_i$	$(R_m - R_i)^2$	σ	$C_v = \frac{\sigma}{R_m}$	Бетон синфи $B = R_m(1\text{-}1{,}64C_v)$
20,12	1,92	3,6864	1,418	0,07	17,81
	1,02	1,0404			
	-1,28	1,6384			
	1,82	3,3124			
	1,02	1,0404			
	-1,28	1,6384			
	0,12	0,0144			
	0,02	0,0004			
	-1,88	3,5344			
	-1,48	2,1904			
		18,096			

Ҳисобларда бетоннинг призматик қаршилиги ишлатилади. Бетоннинг призматик қаршилиги призма шаклидаги бетон намуналарни сиқилишга синашдан аниқланади (II.2- расм). Бетоннинг призматик мустаҳкамлигини аниқлаш 2 мисолда келтирилган.

Мисол 2. Бетон қоришмасидан асосининг ўлчами 150х150 мм ва баландлиги 600 мм бўлган 9 дона стандарт призма тайёрланган. Бетон призма 28 сутка нормал шароитда сақлангандан кейин пресс остида сиқилишга синалган. Синов натижасида олинган бетоннинг призматик мусстаҳкамликлари II.3 жадвалда келтирилган.

II.3 жадвал. Бетон призма намуналарни синаш натижалари

Намуналар номери	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Призматик мустаҳкамлик R_{bi} ,МПа	34,1	32,1	29,4	28,6	29,7	28,0	34,4	32,0	26,8

Бетоннинг меъёрий ва ҳисобий мустаҳкамликлари аниқлансин.

Ечими.

1. Бетон призматик мустаҳкамлигининг ўртача миқдори

$$R_{bm} = \frac{\sum R_{bi}}{n} = \frac{34,1 + 32,1 + 29,4 + 28,6 + 29,7 + 28,0 + 34,4 + 32,0 + 26,8}{9} =$$

$$= 30,56 \text{ МПа}.$$

2. Бетон призматик мустаҳкамлигининг ўрта квадратик чекланиши (ҳисоблаш тартиби 2 жадвалда келтирилгандек амалга оширилади)

$$\sigma = \sqrt{\frac{(R_{bm} - R_{bi})}{n-1}} = 2,7 \text{ МПа}.$$

3. Бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги бўйича ўзгарувчанлиги коэффициенти

$$C_v = \sigma / R_{bm} = 2,7/30,56 = 0,088.$$

4. 95% ишончлилик билан таъминлаган бетоннинг сиқилишдаги меъёрий қаршилиги

$$R_{bn} = R_{bm}\,(1\text{-}1,64C_v) = 30,56(1\text{-}1,64\cdot 0,088) = 26,15 \text{ МПа}$$

Бетоннинг сиқилишдаги ҳисобий қаршилиги

$$R_b = R_{bn} / \gamma_{bc} = 26,15/1,3 = 20 \text{ МПа},$$

бу ерда ::γ_{bc}=1,3 – сиқилишда бетон бўйича ишончлилик коэффициенти.

Бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги темирбетон конструкцияларни дарз кетишга ҳисоблашда ишлатилади. Бетоннинг чўзилишдаги қаршилиги ҳам бетон намунани синаш йўли билан аниқланади. Бетон намуна сифатида «8» рақамига ўхшаган шаклдаги бетон намуна марказий чўзилишга синалади (5.3,*а*-расм), бетон тўсинча шаклидаги намуна эгилишга синалади (5.3,б - расм) ва цилиндр шаклидаги намуна ёрилишга синалади (5.3,*в* - расм).

Бетон тўсинча шаклидаги намунани эгилишга синаш йўли билан бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлигини аниқлаш 3 мисолда келтирилган.

Мисол 3. Бетон қоришмасидан ўлчами 150х150х600 мм бўлган 9 дона стандарт призма тайёрланган. Бетон призма *28* сутка нормал шароитда сақлангандан кейин пресс остида эгилишга синалган. Синов натижасида олин-

ган бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамликлари II.4- жадвалда келтирилган.

Бетоннинг чўзилишдаги меъёрий ва ҳисобий мустаҳкамликлари аниқлансин.

II.4 жадвал. Бетон тўсинчаларни синаш натижалари

Намуна номери	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Бетоннинг чўзилишдаги қаршилиги $R_{bt,i}$ МПа	1,4	1,15	1,17	1,44	1,13	1,42	1,18	1,0	1,4	1,45

Ечими.

1. Қуйидаги формуладан бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлигининг ўртача миқдори аниқланади

$$R_{bt,m} = \frac{\Sigma R_{bt,i}}{n} = \frac{1,4 + 1,15 + 1,17 + 1,44 + 1,13 + 1,42 + 1,18 + 1,0 + 1,4 + 1,45}{10} =$$
$$= 1,274\ МПа.$$

2. Бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлигининг ўрта квадратик чекланиши

$$\sigma = \sqrt{\frac{\left(R_{bt,m} - R_{bt,i}\right)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0,24244}{9}} = 0,164 \text{ МПа}.$$

3. Бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги бўйича ўзгарувчанлиги коэффициенти

$$C_v = \sigma / R_{bt,m} = 0,164 / 1,274 = 0,1287.$$

Бетон мустаҳкамлиги ўзагарувчанлиги коэффициенти ҚМҚ [8] бўйича C_v = 0,135 қабул қилинган. Демак бетон қоришмасидан тайёрланган намуналар мустаҳкамлигининг ўзгарувчанлиги коэффициенти меъёрий қийматига нисбатан кам.

4. 95% ишончлилик билан таъминлаган бетоннинг меъёрий ва ҳисобий қаршиликлари:

$$R_{bt,n} = R_{bt,m}\,(1\text{-}1,64 \cdot C_v) = 1,274\,(1\text{-}1,64 \cdot 0,1287) = 1,0 \text{ МПа}.$$

$$R_{bt} = R_{bt,n} / \gamma_{bt} = 1,0 / 1,5 = 0,67 \text{ МПа}.$$

Бетонларнинг синфларига боғлик бўлган сиқилиш ва чўзилишдаги

меъёрий ва ҳисобий қаршиликлари илованинг И.1 жадвалида келтирилган.

Темирбетон конструкцияларни арматуралаш учун пўлатдан тайёрланган стерженлар, симлар ва улар асосида тайёрланган тўрлар ва синчлар ишлатилади (6.2-параграфга қаранг).

Мисол 4. Арматуранинг меъёрий ва ҳисобий мустаҳкамликлари аниқлансин.

Арматура стерженларидан олинган 5 намуна чўзилишга синалган. Синов натижасида олинган арматуранинг мустаҳкамликлари II.6 жадвалда келтирилган.

II.6 жадвал. Стерженли арматураларни синаш натижалари

Намуналар номери	1	2	3	4	5
Оқиш чегарасидаги мустаҳкамлик R_{si}, МПа	403	407	394	386	397

Ечими.

1. Арматура мустаҳкамлигининг ўртача миқдори

$$R_{sm} = \frac{\sum R_{si}}{n} = \frac{403 + 407 + 394 + 386 + 397}{5} = 397{,}4 \text{ МПа}$$

2. Арматура мустаҳкамлигининг ўрта квадратик чекланиши

$$\sigma = \sqrt{\sum \frac{(R_{sm} - R_{si})^2}{n-1}} = 8{,}14 \text{ МПа}.$$

3. Арматуранинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги ўзгарувчанлиги коэффициенти

$$C_v = \sigma / R_{bm} = 8{,}14/397{,}4 = 0{,}02.$$

4. 95% ишончлилик билан таъминлаган арматуранинг чўзилишдаги меъёрий қаршилиги

$$R_{sn} = R_{sm}\,(1 - 1{,}64 C_v) = 397{,}4\,(1 - 1{,}64 \cdot 0{,}02) = 384{,}4 \text{ МПа}.$$

Арматуранинг чўзилишдаги ҳисобий қаршилиги

$$R_s = R_{sn} / \gamma_s = 384{,}4/1{,}1 = 349 \text{ МПа},$$

бу ерда ::γ_s=1,1 – арматура бўйича ишончлилик коэффициенти.

Чўзилишдаги мустахкамликларига биноан синалган арматура А400 (А-III) синфли арматурага мос келади.

Арматураларнинг синфларига мос келадиган меъёрий ва ҳисобий қаршиликлари ҳамда эластик модулларининг миқдорлари иловадаги И.2 жадвалда келтирилган.

2. АРМАТУРАНИНГ БЕТОНГА АНКЕРЛАШ ЗОНАСИНИ АНИҚЛАШ

Темирбетон конструкцияларни арматуралашда бўйлама чўзилган ва сиқилган арматуралар ҳисобий қаршилиги тўлиқ ҳисобга олинадиган элемент бўйлама ўқига нормал бўлган кесимдан l_{an} масофага ўтказилиши шарт (7 бобда келтирилган 7.1- расмга қаранг). l_{an} масофа (7.2) формуладан аниқланади .

Мисол 5. Чўзилган темирбетон конструкцияси бўйлама арматурасининг анкерланиш зонаси узунлиги l_{an} аниқлансин. Бўйлама арматура сифатида диаметри 18 мм бўлган А400(А-III) синфли арматура ишлатилган. Бетон синфи В20.

Ечими. Темирбетон конструкция чўзилишга ишлаганлиги учун унинг бўйлама арматураси чўзилган бўлади ва у чўзиладиган бетонга анкерланган бўлади.

Дарслик 7 боби 7.1 жадвалнинг 1,а бандидан сирти қовурғали бўлган А400(А-III) синфли арматура учун қуйидаги коэффициентлар аниқланади ω_{an}=0,7, $\Delta\lambda_{an}$=11, λ_{an}=20 ва l_{an}=250 мм.

(7.2) формуладан $$l_{an} = \left(0{,}7\frac{365}{11{,}5} + 11\right)18 = 598\ мм.$$

Анкерланиш зонасининг энг кам миқдорлари: l_{an}=20×18=360 мм ва l_{an}=250 мм.

Арматуранинг анкерланиш зонаси узунлиги l_{an}=600 мм қабул қилинади.

II.6-жадвалда келтирилган маълумотлар бўйича бўйлама чўзилган арматуранинг анкерланиш зонаси узунлиги аниқлансин.

II.6 жадвал. Арматуранинг анкерланиш зонаси узунлигини аниқлашга доир

Вари-ант	Бўйлама арматура		Бетон синфи	Вари-ант	Бўйлама арматура		Бетон синфи
	синфи	диа-метри			синфи	диа-метри	
1	A400	12	B20	10	A400	10	A400
2	A-1000	20	B25	11	A240	12	AII
3	A300	16	B25	12	A400в	14	A400в
4	A600	18	B30	13	A1000	20	B30
5	A400	14	B15	14	A1200	18	B40
6	A300	22	B10	15	Ат800	12	B35
7	A1000	14	AVI	16	A400	14	B20
8	A1200	12	AVII	17	A240	16	B15
9	Ат800	20	AтV	18	A400в	18	B20

3. БЕТОН КИРИШИШИНИНГ ТЕМИРБЕТОНГА ТАЪСИРИ

Бетоннинг киришиши темирбетоннинг ишлашига салбий таъсир кўрсатади. Бетон киришишидан темирбетонда ички зўриқишлар ҳосил бўлади ва бу зўриқишлар бетонда ёриқлар пайдо бўлишига олиб келиши мумкин.

Бундан ташқари бетоннинг киришиши эгиладиган темирбетон элементларнинг салқилигини оширади.

Бетон киришишидан темирбетон элементнинг бетонида ҳосил бўладиган чўзувчи кучланиш қуйидаги формуладан аниқланади

$$\sigma_{bt} = \frac{\varepsilon_{sh} \cdot E_s}{\nu_t + \alpha \cdot \mu_s} \nu_t \cdot \mu_s , \qquad \text{(II.6)}$$

бу ерда ::E_s – арматура эластик модуллари; ε_{sh} - бетон киришиш деформацияси; μ_s – арматураланиш коэффициенти; d- арматура диаметри; ν_t – бетоннинг чўзилишдаги эластиклик колффициенти.

Бетон киришишининг темирбетонга таъсири 6 ва 7 мисолларда келтирилган.

Мисол 6. Бетоннинг киришишидан (чўкишидан) темирбетон элементда ҳосил бўладиган кучланиш аниқлансин.

Берилган: элемент кўндаланг кесими ўлчамлари: b = 40 см; h = 40 см.

Элемент 4∅16A400 арматура билан арматураланган. Бетон синфи В20. Бетон киришиш деформацияси миқдори $\varepsilon_{ls} \approx 1{,}5\times10^{-4}$.

Ечими. В20 бетон учун иловада келтирилган И.1- жадвалдан бетон эластик модули аниқланади E_b = 27×10^3 МПа. (бетон табиий шароитда қотади); А400 арматура учун иловада келтирилган И.2 жадвалдан E_s = 20×·10^{4}МПа. Арматура ва бетон эластиклик модуллари нисбати $\alpha = E_s / E_b$ = =20×10^4/27×10^3 = 7,4.

Элемент кўндаланг кесимини арматура билан жиҳозланиш коэффициенти $\mu = A_s / bh_0$ = 8,04 / (40×37) = 0,0054, бу ерда ::8,04 см^2-4∅ А400 арматура юзаси.ν_t = 0,5. $h_0 = h - a$ = 40 – 3 = 37 см.

Бетондаги чўзувчи кучланиш (11.6) формуладан

$$\sigma_{bt} = \frac{1{,}5\cdot10^{-4}\cdot20\cdot10^4}{1/0{,}0054 + 7{,}4/0{,}5} = 0{,}15 \text{ МПа}.$$

В 20 синфли бетон учун R_{bt} = 0,9 МПа.

σ_{bt} = 0,15 < R_{bt} = 0,9 МПа бўлганлиги учун темирбетон элементда бетон чўкишидан ёриқлар пайдо бўлмайди.

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.7 жадвалда келтирилган.

<u>Мисол 7</u>. 6 - мисолда берилганлардан фойдаланиб арматуранинг қанча миқдорида темирбетон элементда ёриқлар пайдо бўлиши аниқлансин.

Чегараланган арматураланиш коэффициенти қуйидаги формуладан аниқланади [7]:

$$\mu_{s,\lim} = \frac{\nu_t \cdot R_{bt}}{\nu_t \cdot \varepsilon_{sh} \cdot E_s - \alpha \cdot R_{bt}} \qquad \text{(II.7)}$$

бу ерда ::R_{bt} – бетоннинг чўзилишдаги қаршилиги.

Ечими. (1.44) формуладан [7] арматураланиш коэфициенти аниқланади

$$\mu_{s,\lim} = \frac{0{,}5\cdot0{,}9}{1{,}5\cdot10^{-4}\cdot20\cdot10^4\cdot0{,}5 - 7{,}4\cdot0{,}9} = 0{,}054.$$

Темирбетоннинг арматураланиш коэффициенти μ>0,054 бўлганда темирбетон элементда ёриқлар пайдо бўлади.

II.10 жадвал. Бетоннинг киришишидан (чўкишидан) темирбетон элементнинг бетонида ҳосил бўладиган кучланишларни аниқлашга доир

Вариант	Темирбетон элементнинг		Бўйлама арматура сони, диаметри ва синфи	Бетон синфи	$\varepsilon_{ls} \times 10^4$
	эни b, мм	баланд-лиги h,мм			
1	150	250	2∅16А400	В30	1,5
2	200	300	4∅16А300	В40	1,3
3	250	350	3∅16А400в	В35	1,9
4	300	450	5∅16Ат600	В20	1,4
5	350	500	4∅16А800	В15	1,7
6	400	550	3∅16А1000	В20	1,8
7	450	600	2∅25А400	В20	1,4
8	150	350	6∅12А400	В15	1,5
9	200	450	2∅28А600	В25	1,3
10	250	500	5∅14А400	В30	1,9
11	300	550	8∅10А800	В15	1,6
12	350	600	4∅16А400	В10	1,5

4. БЕТОН СИРПАНУВЧАНЛИГИНИНГ ТЕМИРБЕТОНГА ТАЪСИРИ

Бетон сирпанувчанлиги (ползучесть бетона) темирбетон конструкцияларнинг ишлашига маълум бир шароитда ижобий ва маълум бир шароитда эса, салбий таъсир кўрсатади.

Статик ноаниқ темирбетон конструкцияларнинг ишлашига бетоннинг сирпанувчанлиги ижобий таъсир кўрсатади. Бунда бетоннинг ноэластик деформацияланиши натижасида конструкция кесимидаги зўриқишлар қайта тақсимланиб, бетондаги кучланишлар камайиб, арматурадаги кучланишлар кўпаяди.

Бетоннинг сирпанувчанлиги статик аниқ темирбетон конструкцияларнинг ишлашига салбий таъсир кўрсатади. Бунда конструкциянинг салқилиги ошади.

Бетон сирпанувчанлигининг темирбетон конструкция ишига ижобий таъсири 8 мисолда кўрсатилган.

Мисол 8. Марказий юкланган темирбетон устуннинг бетон ва арматурасидаги кучланишлар 180 суткадан кейин аниқлансин.

Берилган: устун кўндаланг кесими ўлчами $b\times h$ = 40×40 см; бетон синфи В25 (E_b = 30×10^3 МПа). Арматура 4∅16 А400(E_s = 20×10^4 МПа). Бўйлама сиқувчи куч N=4500 кН.

Ечими. Қуйидаги формуладан бетондаги бошланғич кучланиш (t=0 бўлганда) аниқланади

$$\sigma_b=\frac{N}{\left(1+\mu_1\frac{\alpha}{\nu}\right)A}=\frac{4500\cdot10^3}{\left(1+0{,}005\frac{6{,}67}{1}\right)1600\cdot10^2}=27{,}2\frac{H}{мм^2}=27{,}2\ МПа\ ,$$

бу ерда: $\mu_1=\frac{A_s}{A}=\frac{8{,}04}{1600}=0{,}005;\quad \alpha=\frac{E_s}{E_b}=\frac{20\cdot10^4}{30\cdot10^3}=6{,}67.$

Арматурадаги кучланиш $\sigma_s=\frac{\alpha}{\nu}\cdot\sigma_b=\frac{6{,}67}{1}\cdot27{,}2$=181,4 МПа.

t =180 суткадан кейин ν =0,6 бўлганда:

бетондаги кучланиш: $\sigma_b=\frac{4500{,}0\times10^3}{\left(1+0{,}005\cdot\frac{6{,}67}{0{,}6}\right)\cdot1600\cdot10^2}$ =26,64 МПа;

арматурадаги кучланиш: $\sigma_s=\frac{6{,}67}{0{,}6}\cdot26{,}64$=296 МПа.

Бетондаги кучланиш вақт давомида $\frac{27{,}2-26{,}64}{27{,}2}\cdot100$=2% га камайган,

арматурадаги кучланиш эса, $\frac{181{,}4-296{,}0}{181{,}4}\cdot100$=63% га кўпайган.

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.8 жадвалда келтирилган.

5. ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ ҲИСОБЛАШ УСЛУБЛАРИ

Темирбетон конструкциялари пайдо бўлгандан буён конструкцияларни ҳисоблашнинг қуйидаги учта услубидан фойдаланилган:

1) рухсат этилган кучланишлар услуби;

2) бузувчи зўриқишлар услуби;

3) чегаравий ҳолатлар услуби.

II.8 жадвал. Бетон сирпанувчанлигидан (ползучестдан) элементнинг бетон ва арматурасидаги кучланишларни аниқлашга доир

Вариант	Темирбетон элементнинг		Бўйлама арматура сони, диаметри ва синфи	Бетон синфи	$\varepsilon_{ls} \times 10^4$
	эни b, мм	баландлиги h, мм			
1	150	250	2∅16A400	B30	1,5
2	200	300	4∅16AII	B40	1,3
3	250	350	3∅16A400в	B35	1,9
4	300	450	5∅16АтIV	B20	1,4
5	350	500	4∅16AV	B15	1,7
6	400	550	3∅16AVI	B20	1,8
7	450	600	2∅25A400	B20	1,4
8	150	350	6∅12A400	B15	1,5
9	200	450	2∅28A400	B25	1,3
10	250	500	5∅14A400	B30	1,9
11	300	550	8∅10A400	B15	1,6
12	350	600	4∅16A400	B10	1,5

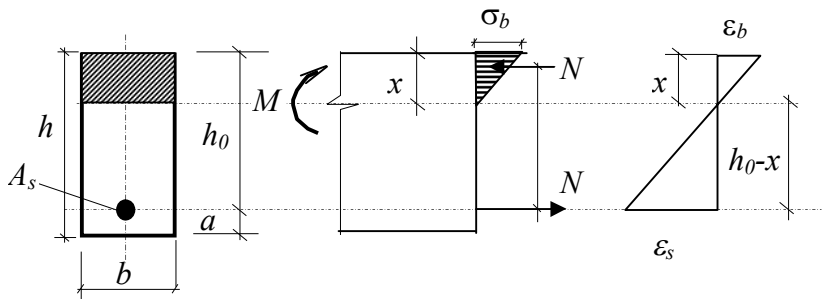
Ҳозирги вақтда рухсат этилган кучланишлар ва бузувчи зўриқишлар услуби темирбетон конструкцияларни лойиҳалашда қўлланилмайди.

Темирбетон конструкциялар чегаравий ҳолатлар услуби бўйича лойиҳаланади.

Рухсат этилган кучланишлар ва бузувчи зўриқишлар услублари темирбетон конструкцияларни лойиҳалашда қўлланилмаса ҳам бу услублар билан талабаларнинг таниш бўлишлари фойдадан холи эмас.

5.1. Рухсат этилган кучланишлар услуби

Конструкцияларни рухсат этилган кучланишлар услуби бўйича ҳисоблашда бетон ва арматура ташқи юклар остида эластик деформацияланади деб, кучланишлар билан нисбий деформациялар орасидаги боғланиш Гук қонунига бўйсунади деб қабул қилинади. Бундан ташқари элемент кўндаланг кесими баландлиги бўйича бетондаги нормал кучланишлар чизиқли ўзгаради деб қабул қилинади.



II.3- расм. Кучланиш-деформацияланиш ҳолати

Ҳисоблашларда қуйидаги шартлар бажарилиши лозим:

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{J_{red}} y \le [\sigma]; \qquad \text{(II.8)}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{J_{red}} (h_0 - y) \le [\sigma_s], \qquad \text{(II.9)}$$

бу ерда: M - ташқи юклар таъсиридан эгувчи момент; J_{red} – элемент келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказига нисбатан инерция моменти; σ_{bc} – кесим сиқилган зонаси қиррасидаги кучланиш; σ_s – кесим чўзилган зонасида жойлашган арматурадаги кучланиш; h_0 – элемент кўндаланг кесими ишчи баландлиги; y – келтирилган кесим оғирлик марказидан сиқилган қиррагача бўлган масофа.

Мисол 9. Рухсат этиладиган кучланишлар услуби бўйича бетон ва арматурадаги кучланишлар аниқлансин.

Берилган: Эгиладиган темирбетон тўсин кўндаланг кесими ўлчамлари bxh = 20х40 см. Бетон синфи В20 (E_b =27·10^3 МПа, бетон табиий шароитда қотган) Арматура 2∅16А400 (A_s=4,02см^2) $\alpha = E_s / E_b$ = 7,4. Эгувчи момент миқдори M=250 кН·м.

Ечими. Қуйидаги тенгламадан элемент нейтрал ўқи ҳолати аниқланади:

$$bx^2/2 - \alpha A_s (h_0 - x) = 0. \qquad \text{(II.10)}$$

Бу тенгламадан:

$$x = \frac{7,4 \cdot 4,02 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 37 \cdot 40}{7,4 \cdot 4,02}} \right)}{40} = 8,2 \text{ см}.$$

Элемент кўндаланг кесимининг нейтрал ўққа нисбатан инерция моменти

$$I = \frac{bx^3}{3} = \frac{40 \cdot 8{,}2^3}{3} + 7{,}4 \cdot 4{,}02\ (37\text{-}8{,}2)^2 = 7351{,}57 + 24674{,}18 = 32025\ \text{см}^4$$

Арматурадаги кучланиш (II.9) формуладан:

$$\sigma_s = 7{,}4 \frac{250 \cdot 10^5 (37 - 8{,}2) \cdot 10}{32025 \cdot 10^4} = 166{,}3\ \text{Н / мм}^2 = 166{,}37\ \text{МПа}.$$

Қуйидаги шарт текширилади σ_s=166,37 МПа $\leq [\sigma_s]$ = =365 МПа.

Бу ерда: $[\sigma_s]$ – арматуранинг синфига боғлиқ бўлган рухсат этиладиган кучланиш миқдори.

Бетондаги кучланиш (II.8) формуладан

$$\sigma_b = \frac{250 \cdot 10^5 \cdot (8{,}2) \cdot 10}{32025 \cdot 10^4} = 6{,}4\ \text{Н / мм}^2 = 6{,}4\ \text{МПа}.$$

Қуйидаги шарт текширилади σ_b=6,4 МПа$\leq$ $[\sigma_b]$ =11,5 МПа. Бу ерда ::$[\sigma_b]$ – бетоннинг синфига боғлиқ бўлган рухсат этиладиган кучланиш миқдори.

Текширилган шартлар бажарилаяпти. Тўсин кесимининг мустаҳкамлиги рухсат этилган кучланишлар бўйича таъминланган.

Эътибор бериб қарасангиз элемент кесимидаги кучланишлар миқдорлари рухсат этилган қийматлардан тақрибан икки марта кам. Демак элементда тақрибан 2 марта мустаҳкамлик заҳираси мавжуд. Шунинг учун ҳам лойиҳачи-инжинерларни бу услуб бўйича ҳисоблаш қаноатлантирмаган.

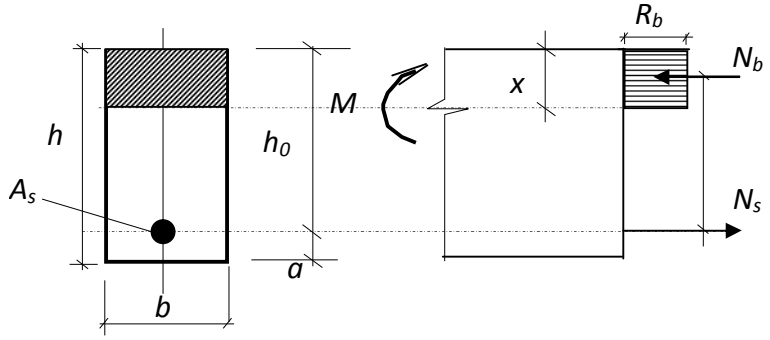
Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.9 жадвалда келтирилган.

5.2. Бузувчи зўриқишлар услуби

Конструкцияларни бузувчи зўриқишлар услуби бўйича ҳисоблашда бетон ташқи юклар остида пластик деформацияланади, арматура эса, эластик деформацияланади деб қабул қилинади. Бундан ташқари элемент кўндаланг кесими баландлиги бўйича бетондаги нормал кучланишлар эпюраси тўғри тўртбурчак шаклида қабул қилиниб, ординатаси R_b га тенг қилиб олинади (II.6-расм).

II.9 жадвал. Рухсат этиладиган кучланишлар услуби бўйича бетон ва арматурадаги кучланишларни аниқлашга доир

Вариант	Темирбетон элементнинг эни b, мм	баландлиги h, мм	Бўйлама арматура сони, диаметри ва синфи	Бетон синфи	M, кН·м
1	150	250	2∅16A400	B30	150
2	200	300	4∅16AII	B40	200
3	250	350	3∅16A400в	B35	250
4	300	450	5∅16АтIV	B20	235
5	350	500	4∅16AV	B15	325
6	400	550	3∅16AVI	B20	350
7	450	600	2∅25A400	B20	400
8	150	350	6∅12A400	B15	150
9	200	450	2∅28A400	B25	200
10	250	500	5∅14A400	B30	250
11	300	550	8∅10A400	B15	235
12	350	600	4∅16A400	B10	500



II.4- расм. Кучланиш-деформацияланиш ҳолати

Элементнинг нормал кесим бўйича мустаҳкамлиги қуйидаги шартдан текширилади

$$M \le \frac{M_u}{K_x}, \tag{II.11}$$

бу ерда:

$$M_u = R_b b x\left(h_0 - 0{,}5x\right), \tag{II.12}$$

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b}. \tag{II.13}$$

K_x – хавфсизлик коэффициенти.

Мисол 10. Бузувчи зўриқишлар услуби билан темирбетон элементнинг мустаҳкамлиги текширилсин.

Берилган: Эгиладиган темирбетон тўсин кўндаланг кесими ўлчамлари

bxh=20x40 см. Бетон синфи В20 (E_b =27·10^3 МПа), бетон табиий шароитда қотган) Арматура 2∅16А400 (A_s=4,02 см^2). *М=33,0 кНм. K_x=1,4.*

Ечими. Берилган маълумотлар бўйича қуйидагилар аниқланади:

синфи В20 бўлган бетон учун - R_b=11,5 МПа;

синфи А400(А-III) бўлган арматура учун R_s=365 МПа.

(11.13) формуладан элемент сиқилиш зонасининг баландлиги:

$$x = (R_s A_s / R_b b) = (365 \times 4,02 / 11,5 \times 20) = 6,38 \text{ см}.$$

Элемент кесими мустаҳкамлиги (II.12) формуладан аниқланади:

$$M_u = 11,5 \times 20 \times 6,38(35 - 0,5 \times 6,38) = 46678 \text{ МПа·см}^3 = 46,68 \text{ КН·м}.$$

(II.11) формуладан қуйидаги шарт текширилади

$$M_u = 46,68 \text{ кН·м} > M \times K_x = 33,0 \times 1,4 = 46,2 \text{ кН·м},$$

бу ерда:K_x=1,4 – хавфсизлик коэффициенти.

Шарт бажарилаяпти. Элемент кесими мустаҳкамлиги таъминланган.

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.10 жадвалда келтирилган.

II.10 жадвал. Бузувчи зўриқишлар услуби бўйича темирбетон элементнинг мустаҳкамлигини текширишга доир

Вари-ант	Темирбетон элементнинг эни *b*, мм	Темирбетон элементнинг баланд-лиги *h*, мм	Бўйлама арматура сони, диаметри ва синфи	Бетон синфи	*M*, кН·м	Хавсизлик коэффи-циенти, K_x
1	150	250	2∅16А400	В30	150	1,5
2	200	300	4∅16АII	В40	200	1,7
3	250	350	3∅16А400в	В35	250	1,8
4	300	450	5∅16АтIV	В20	235	1,4
5	350	500	4∅16AV	В15	325	1,6
6	400	550	3∅16AVI	В20	350	1,7
7	450	600	2∅25А400	В20	400	1,5
8	150	350	6∅12А400	В15	150	1,7
9	200	450	2∅28А400	В25	200	1,8
10	250	500	5∅14А400	В30	250	1,7
11	300	550	8∅10А400	В15	235	1,8
12	350	600	4∅16А400	В10	500	1,4

5.3. Чегаравий ҳолатлар услуби

Чегаравий ҳолатлар услуби бузувчи зўриқишлар услубига асосланган бўлиб, K_x хавфсизлик коэффициенти бир-нечта коэффициентлар: γ_f – юк бўйича ишончлилик; γ_n - биноларнинг тайинланиши бўйича ишончлилик; γ_b- бетон бўйича ишончлилик коэффициенти; γ_s - бўйича бўйича ишончлилик коэффициенти; γ_{bi} – бетоннинг ишлаш шароитини эътиборга оладиган коэффициент; γ_{si} – арматуранинг ишлаш шароитини эътиборга оладиган коэффициент билан алмааштирилади. γ_f ва γ_n коэффициентлар юкларнинг ҳисобий қийматларини аниқлаш учун фойдаланилади. Бу коэффициентларнинг қийматлари [10] да келтирилган.

5.3.1. Юкларни аниқлаш

Доимий юклар

Мисол 11. Қалинлиги $h_s = 100$ мм бўлган темирбетон плита хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган юза бўйича тенг тақсимланган доимий юкнинг меъёрий ва ҳисобий миқдорлари аниқлансин.

Ечими. Плита хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган юза бўйича тенг тақсимланган доимий юкнинг меъёрий миқдорини аниқлаш учун плита қалинлиги темирбетоннинг ҳажмий оғирлигига кўпайтирилади, яъни

$$g_n = h_s \gamma_{m\,б} = \cdot 0{,}1 \cdot 25 = 2{,}5 \text{ кН / м}^2;$$

ҳисобий миқдорини аниқлаш учун меъёрий миқдор γ_f ва γ_n коэффициентларга кўпайтирилади, яъни

$$g = g_n \gamma_f \gamma_n = 2{,}5 \times 1{,}1 \times 0{,}95 \approx 2{,}61 \text{ кН / м}^2,$$

бу ерда, $\gamma_{m\,б} = 25$ кн / м^3 - темир-бетон ҳажмий оғирлиги; $\gamma_f = 1{,}1$ - юк бўйича ишончлилик коэффициенти; $\gamma_n = 0{,}95$ - бино тайинланиши бўйича ишончлилик коэффициенти (бино II тоифага мансуб).

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.11 жадвалда келтирилган.

II.11 жадвал. Темир-бетон плита хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган юза бўйича тенг тақсимланган доимий юкларни аниқлашга доир

Вариант	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Плита қалинлиги h_s, см	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	20

Мисол 12. Кўндаланг кесим ўлчами $b \times h = 40 \times 60$ см бўлган темирбетон тўсин хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган узунлик бўйича тенг тақсимланган доим юкнинг меъёрий ва ҳисобий миқдорлари аниқлансин.

Ечими. Тўсин хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган узунлик бўйича тенг тақсимланган доимий юкнининг меъёрий қийматини аниқлаш учун тўсин кўндаланг кесим юзаси темирбетоннинг ҳажмий оғирлигига кўпайтирилади

$$g_n = b \cdot h \cdot \gamma_{mb} = 0{,}4 \times 0{,}6 \times 25 = 1{,}2 \text{ кН / м};$$

ҳисобий миқдорини аниқлаш учун меъёрий миқдор γ_f ва γ_n коэффициентларга кўпайтирилади

$$g = g_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 1{,}2 \times 1{,}1 \times 0{,}95 = 1{,}254 \text{ кН/м}.$$

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.12 жадвалда келтирилган.

II.12 жадвал. Темир-бетон тўсин хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган доимий юкларни аниқлашга доир

Вариант	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Тўсин эни b, см	12	15	18	20	22	25	30	35	40	45	50	60
Тўсин баландлиги h, см	30	35	40	45	50	50	55	60	70	80	100	120

Мисол 13. Кўндаланг кесими 40×40 см, баландлиги H=10,8 м бўлган устун хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган тўпланган юкнинг меъёрий ва ҳисобий миқдорлари аниқлансин.

Ечими. Юкнинг меъёрий миқдорини аниқлаш учун устун ҳажмий темирбетон ҳажмий оғирлигига кўпайтирилади, яъни

$$G_n = b \cdot h \cdot H \cdot \gamma_{mb} = 0{,}4 \cdot 0{,}4 \cdot 10{,}8 \cdot 25 = 43{,}2 \text{ кН}.$$

Ҳисобий миқдорини аниқлаш учун меъёрий миқдор γ_f ва γ_n коэффици-

ентларга кўпайтирилади, яъни

$$G = G_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 43{,}2 \cdot 1{,}1 \cdot 095 = 45{,}144 \text{ кН}.$$

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.13 жадвалда келтирилган.

II.13 жадвал. Темир-бетон тўсин хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган доимий юкларни аниқлашга доир

Вариант	1	2	3	4	5	6
Устун кўндаланг кесими ўлчамлари *b×h,* см	30x30	35x35	40x40	45x45	50x50	55x55
Устун баландлиги *H,* м	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0
Вариант	7	8	9	10	11	12
Устун кўндаланг кесими ўлчамлари *b×h,* см	30x30	35x35	40x40	45x45	50x50	55x55
Устун баландлиги *H,* м	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	8,0

Муваққат юклар

Мисол 14. Мактаб биноси синфхоналари ораёпмасига таъсир қиладиган муваққат юкнинг ҳисобий миқдори аниқлансин.

Ечими. ҚМҚ [10] – 3 жадвалнинг 2 бандидан мактаб биноси синфи хоналари учун меъёрий юкнинг иккита миқдори аниқланади: тўлиқ миқдори v_n = 2 кПа, камайтирилгани - v_{pl} =0,7 кПа.

Муваққат юкнинг ҳисобий миқдори γ_y ва γ_n коэффициентларга кўпайтириб аниқланади:

тўлиқ миқдори – $V=U_n\gamma_y\gamma_n = 2\times1{,}2\times0{,}95 = 2{,}28$ КПа = 2,28 кН/м^2;

камайтирилган миқдори – $v_l = v_{nl}\cdot\gamma_f\cdot\gamma_n = 0{,}7\times1{,}2\times0{,}95 = 0{,}978$ кПа =0,978 кН/м^2.

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.14 жадвалда келтирилган.

Мисол 15. Самарқанд шаҳрида қуриладиган бинога таъсир қиладиган қор қоплами оғирлигидан ҳосил бўладиган ҳисобий юк миқдори аниқлансин. Том бир нишабли бўлиб, $\alpha = 25^0$.

II.14 жадвал. Муваққат юкларни аниқлашга доир

Вари-ант	Бино тури	Вари-ант	Бино тури
1	Яшаш биноларининг квартиралари	7	ертўла
2	Маъмурий биноларнинг хизмат хоналари	8	Таълим муассасаларининг синф хоналари
3	Таълим ва фан муассасаларининг тажрибахоналари	9	Жамоат биноларининг ошхоналари
4	Китобхона заллари	10	Овқатланиш заллари (ресторан, қаҳвахона)
5	Спорт заллари	11	Китоб омборлари
6	Томоша саҳнаси	12	Трибуналар учун

Ечими. ҚМҚ [10] 5 мажбурий иловасида келтирилган 1 харитасидан Самарқанд қор қатлами вазни бўйича I районга таълуқли. ҚМҚ [10] 4- жадвалида 1 район учун қор қатлами оғирлигидан ҳосил бўладиган меъёри юк миқдори S_0= 0,50 кН / м^2 = 0,5 кПа.

Қор қоплами оғирлигидан ҳосил бўладиган меъёрий юк миқдори [10] адабиётда келтирилган 5 формуладан

$$S_n = S_0\,\mu = 0{,}5\cdot 1 = 0{,}5 \text{ кН / м}^2,$$

бу ерда, μ – ердаги қор қатлами оғирлигидан томга таъсир қиладиган юкка ўтиш коэффициенти, КМК [10] *3* мажбурий иловасининг 1 схемаси бўйича $\alpha = 25^0$. бўлганлиги учун μ=1.

Қор қоплами оғирлигидан ҳисобий юк

$$S = S_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0{,}5 \times 1{,}4 \times 0{,}95 = 0{,}665 \text{ кН / м}^2.$$

Қор юки учун ишончлилик коэффициенти γ_f = 1,4.

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.15 жадвалда келтирилган.

Мисол 16. Зарафшон шаҳрида қуриладиган бинога таъсир қиладиган шамол босимидан ҳосил бўладиган юк аниқлансин.

II.15 жадвал. Қор юкини аниқлашга доир

Вари-ант	Туманлар	Том нишаблиги α^0	Вари-ант	Туманлар	Том нишаблиги α^0	Вари-ант	Туманлар	Том нишаб-лиги α^0
1	Самарқанд	25	7	Тошкент	12	13	Қўқон	12
2	Термез	30	8	Бухоро	35	14	Бекобод	35
3	Ургут	35	9	Урганч	0	15	Иштихон	0
4	Фарғона	0	10	Наманган	24	16	Сирдарё	24
5	Қарши	17	11	Навоий	0	17	Лоиш	0
6	Гулистон	35	12	Нукус	23	18	Оқтош	23

Ечими. ҚМҚ [10] нинг мажбурий 5 иловасида келтирилган 3 харитадан Зарафшон шахри шамол босими бўйича I районда жойлашган. ҚМҚ [10] 5 жадвалидан I район учун шамол босимидан ҳосил бўладиган меъёрий юк $\omega_0 = 0{,}38$ кПа $= 0{,}38$ кН /м^2.

Ер сиртидан Z=10 м баландликдаги шамол босимидан ҳосил бўладиган ўртача меъёрий юкнинг актив миқдори

$$\omega = \omega_0 \, k \cdot c_e = 0{,}38 \times 0{,}65 \times 0{,}8 = 0{,}1976 \text{ кН/м}^2;$$

пассив миқдори

$$\omega_{пасс} = 0{,}38 \times 0{,}65 \times 0{,}6 = 0{,}1482 \text{ кН / м}^2.$$

Бу ерда ::ҚМҚ [10] 6.5 жадвалига биноан Зарафшон шаҳри «В» манзил турига мос келади. ҚМҚ [10] 6 жадвалидан 10 м баландлик бўйича К коэффициент миқдори К=0,65. c_e – аэродинамик коэффициент, ҚМҚ [10] мажбурий 4 иловаси 1 схемаси бўйича аниқланади: шамол йўналишидаги сирт учун $c_e = 0{,}8$ шамол йўналишига тескари бўлган сирт учун $c_e = -\,0{,}6$.

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.16 жадвалда келтирилган.

II.16 жадвал. Шамол юкини аниқлашга доир

Вари-ант	Туманлар	Ман-зил тури	Вари-ант	Туманлар	Ман-зил тури	Вари-ант	Туманлар	Ман-зил тури
1	Самарқанд	A	7	Тошкент	A	13	Қўқон	A
2	Термез	B	8	Бухоро	B	14	Бекобод	B
3	Ургут	C	9	Урганч	C	15	Иштихон	C
4	Фарғона	A	10	Намангон	A	16	Сирдарё	A
5	Қарши	B	11	Наоий	B	17	Лоиш	B
6	Гулистон	C	12	Нукус	C	18	Оқтош	C

5.3.2. Мустаҳкамликни нормал кесимлар бўйича ҳисоблаш

Эгиладиган элементларнинг мустаҳкамлиги нормал кесимлар бўйича ҳисобланганда бузилиш схемасига қараб икки усулда ҳисобланади:

1) элемент сиқилиш зонасида бетондаги кучланишларнинг миқдори бетоннинг сиқилиш мустаҳкамлиги R_b га, элемент чўзилган зонасида жойлашган арматурадаги чўзувчи кучланишлар эса, R_s га тенг бўлади:

2) элемент сиқилиш зонасида бетондаги кучланишларнинг миқдори бетоннинг сиқилиш мустаҳкамлиги R_b га, элемент чўзилган зонасида жойлашган арматурадаги чўзувчи кучланишлар эса R_s дан кам бўлади.

1 ва 2 усуллар ўртасидаги чегаравий шарт сиқилиш зонасининг нисбий баландлиги $\xi = x/h_0$ билан характерланади.

Эгиладиган элементларни лойиҳалашда сиқиладиган зоналарининг баландликлари чегаравий қийматларидан кам ёки унга тенг бўлиши тавсия этилади, яъни $x \le \xi_R h_0$. Бу ерда ::ξ_R – сиқилиш зонаси нисбий баландлигининг чегаравий қиймати, (13.1) формуладан аниқланади.

Темирбетон конструкцияларининг мустаҳкамлигини нормал кесимлар бўйича ҳисоблаш 17…22 мисолларда келтирилган.

Мисол 17. Кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак шаклидаги темирбетон тўсин учун бўйлама арматура юзаси аниқлансин.

Берилган: тўсин кесими ўлчамлари $b \times h$ =20×45 см; Бетон синфи B25. Арматура синфи A400. Эгувчи момент M=120 кН·м. $\gamma_{b2} = 0{,}9$; $\gamma_{b1} = 1{,}0$.

Ечими. Иловада келтирилган И.1- жадвалдан R_b = 14,5 МПа; $R_b \times \gamma_{b1}$ = =14,5×1,0×0,9 = 13,05 МПа; И.2- жадвалдан R_s = 365 МПа.

Қуйидаги миқдорлар хисобланади:

$h_o = h - a$ = 45,0 – 3 = 42 см, бу ерда: a - арматура кўндаланг кесим юзаси оғирлик марказидан чўзилган қиррагача бўлган масофа, арматура бир қатор жойлашганда $a=\delta+d/2$; арматура икки қатор жойлашганда $a = \delta + d + \frac{d}{2} =$ = δ + 1,5d. Бетон ҳимоя қатлами δ ≈ 20 мм; d ≈ 20 мм.

(13.8) формуладан α_m коэффициент аниқланади

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{120 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0,25.$$

Элемент сиқилиш зонаси нисбий баландлиги

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,25} = 0,292.$$

Элемент сиқилиш зонаси чегаравий нисбий баландлиги (13.1) формуладан

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{s,cu}}\left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,7456}{1 + \frac{365}{500}\left(1 - \frac{0,7456}{1,1}\right)} = 0,6,$$

бу ерда ::(13.2) формуладан

$$\omega = 0,85 - 0,008\ R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,7456.$$

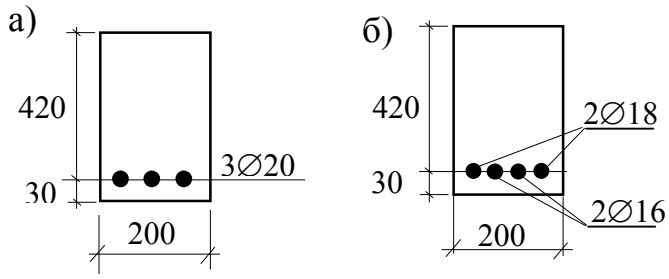
$\xi = 0,292 \le \xi_R = 0,6$ шарт бажарилаяпти. Демак ҳисоб I ҳолат бўйича бажарилади. Элемент сиқилиш зонасига арматура қуйилиши шарт эмас.

(13.13) формуладан бўйлама арматура кесим юзаси

$$A_s = \frac{M}{R_3 \zeta h_o} = \frac{120 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,854 \cdot 420} = 916,6 \text{ м}^2 \approx 9,17 \text{ см}^2,$$

бу ерда :: $\zeta = 1 - 0,5\xi$ = 1- 0,5·0,292 = 0,854.

Иловада келтирилган И.14 жадвалдан 3∅20А400 $\left(A_s = 9,41 > 9,17 см^2\right)$ ёки 2∅18А400+2∅16 А400 $\left(A_s = 5,09 + 4,02 = 9,11\ см^2\right)$ арматура қабул қилинади (II.5- расмга қаранг).



II.5-расм. Эгиладиган элемент кесимини арматуралаш вариантлари:
а - I вариант; б - II вариант.

Биринчи вариантда талаб қилинган арматура кесим юзаси билан қабул қилинган арматура кесим юзалари орасидаги фарқ $\Delta = \frac{9,41 - 9,17}{9,17} 100 =$ $= 2,6\% < 5\%$. Шарт бажарилаяпти. Иккинчи вариантда талаб қилинган арматура кесим юзаси билан қабул қилинган арматура кесим юзалари орасидаги фарқ $\Delta = \frac{9,11 - 9,17}{9,17} 100 = -0,65\% < 5\%.$

Шарт бажарилаяпти. Акс ҳолда бошқа арматуралаш вариантлари қабул қилинади

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.17 жадвалда келтирилган.

II.17 жадвал. Бўйлама арматура A_s ни аниқлашга доир

Вари-ант	Эгувчи момент, кН·м	$b \times h$, см	Бетон синфи B	Арматура синфи	Коэффициент γ_{b2}
1	50,0	30x50	20	A-II	1,0
2	60,0	30x60	25	A-III	0,9
3	70,0	35x50	30	A-II	1,1
4	76,0	40x60	35	A-III	0,9
5	59,6	30x50	15	A-III	1,0
6	72,5	40x80	20	A-II	0,9
7	65,0	20x50	25	A-III	1,1
8	59,0	40x50	30	A-II	0,9
9	100,0	40x70	30	A-III	1,0
10	85,0	20x50	20	A-II	0,9
11	80,0	25x50	15	A-III	1,0
12	90,0	40x50	20	A-II	1,1

Мисол 18. Эгиладиган элемент учун кўндаланг кесимининг оптимал ўлчамлари $b \times h$ ва бўйлама арматура кесим юзаси A_s аниқлансин.

Берилган: Ҳисобий эгувчи момент M=180 кН·м. Бетон синфи В20 $\left(\gamma_{b2} = 0,9; \gamma_{b1} = 1\right)$. Арматура синфи А400(А-III).

Ечими. Иловадаги И.1 жадвалдан R_b=11,5 МПа; $R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b1}$= =11,5×0,9×1,0 = 10,35 МПа. Иловадаги И.2 жадвалдан R_s = *365* МПа. Эгиладиган темирбетон тўсинлар учун сиқиладиган зона баландлигининг нисбий чегаравий қиймати $\xi_{\hat{i}\,pt}$= 0,3…0,4. Қаралаётган мисол учун $\xi_{\hat{i}\,pt}$= 0,35 қабул қилиб, қуйидагини ҳисоблаймиз

$$\alpha_{opt} = \xi_{\hat{i}\,pt}\left(1 - 0,5\xi_{\hat{i}\,pt}\right) = 0,35\left(1 - 0,5 \times 0,35\right) = 0,289.$$

Тўсин энини b = 25 см қабул қилиб (13.14) формуладан h_0 аниқланади

$$h_0 = \sqrt{\frac{180 \times 10^6}{10,35 \times 250 \times 0,289}} = 490,0 \text{ мм.}$$

Тўсин тўлиқ баландлиги $h = h_0 + a$ = 490 + 40 = 530 мм.

Тўсин кўндаланг кесим ўлчамлари унификациялаштирилиб $b \times h$ = = 250×500 мм қабул қилинади.

Масаланинг кейинги ечимии 17 мисолда келтирилган тартибда бажарилади:

ишчи баландлик: $h_o = h - a$ = 500 - 40 = 460 мм;

$$\alpha_m = \frac{180 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 250 \cdot 460^2} = 0,3287;\ \xi = 0,4146;\ \zeta = 0,7927.$$

$$\omega = 0,85 - 0,008\ 10,35 = 0,7672.$$

$$\xi_R = \frac{0,7672}{1 + \frac{365}{500}\left(1 - \frac{0,7672}{1,1}\right)} = 0,628;$$

$\xi = 0,4146 < \xi_R = 0,628$ шарт бажарилаяпти. Демак, ҳисоб I ҳолат бўйича бажарилади. Элемент сиқилиш зонасига арматура қўйиш шарт эмас.

(13.13) формуладан

$$A_s = \frac{180 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,7927 \cdot 460} = 1352 \text{ мм}^2$$

Иловада келтирилган И.14 жадвалдан 1∅22 А400 + 2∅25 А400 (A_s = =3,807 + 9,82 = 1362 мм^2 >1352 мм^2) ёки 2∅20 А400 + 2∅22 А400 (A_s = =6,28+7,6=1388 мм^2 > 1352 мм^2) қабул қилиниши мумкин.

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.18 жадвалда келтирилган.

II.18- жадвал. Элемент кесими ўлчамлари $b \times h$ ва бўйлама арматура A_s ни аниқлашга доир

Вари-ант	Эгувчи момент, кН·м	Бетон синфи В	Арматура синфи	Коэффициент γ_{b2}
1	50,0	20	A-II	1,0
2	60,0	25	A-III	0,9
3	70,0	30	A-II	1,1
4	76,0	35	A-III	0,9
5	59,6	15	A-III	1,0
6	72,5	20	A-II	0,9
7	65,0	25	A-III	1,1
8	59,0	30	A-II	0,9
9	100,0	30	A-III	1,0
10	85,0	20	A-II	0,9
11	80,0	15	A-III	1,0
12	90,0	20	A-II	1,1

Мисол.**19**. Эгиладиган темирбетон тўсин мустаҳкамлиги текширилсин.

Берилган: b = 30 см; h = 60 см: a = 5 см. Бўйлама чўзиладиган арматура синфи А300(А II), кўндаланг кесим юзаси A_s= 15,27 см^2 (6∅18 А300). Бетон синфи В25. γ_{b2} = 1.1; γ_{b1} = 1. Ҳисобий эгувчи момент М=200 кН·м.

Ечими. И.1 жадвалдан В 25 синфли бетон учун R_b =14,5 МПа. γ_{b2} ва γ_{b1} коэффициентлар эътиборга олинганда $R_b \times \gamma_{b2} \times \gamma_{b1}$ = 14,5×1,1×1= 15,95 МПа.

Иловадаги И.2 жадвалдан А300(А-II) синфли арматура учун R_s=280 МПа. h_0 = 60–5 = 55 см.

(13.7) формуладан:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{280 \times 15{,}27}{15{,}95 \times 30{,}0} = 8{,}93 \text{ см} = 89{,}3 \text{ мм}. \quad \xi = \frac{89{,}3}{550} = 0{,}16.$$

(13.2) формуладан:

$$\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \times 15{,}95 = 0{,}7224.$$

(13.1) формуладан:

$$\xi_R = \frac{0{,}7224}{1 + \frac{280}{400}\left(1 - \frac{0{,}7224}{1{,}1}\right)} = 0{,}58.$$

$\xi = 0{,}16 < \xi_R = 0{,}58$ шарт бажарилаяпти. Элемент мустаҳкамлиги (13.5) формуладан ҳисобланади:

$$M_u = R_s A_s (h_0 - 0{,}5x) = 280 \times 15{,}27 \times 10^2 (550 - 0{,}5 \times 89{,}3) =$$

$$= 216 \times 10^6 \text{ Н·мм} = 216 \text{ кН·м}.$$

$M_u = 216 > M = 200$ кН·м бўлганлиги учун кесим мустаҳкамлиги таъминланган.

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.19- жадвалда келтирилган.

II.19- жадвал. Кесим мустаҳкамлигини текширишга доир

Вариант	Эгувчи момент, кН·м	Кесим ўлчамлари		Бетон синфи В	Арматура миқдори ва синфи	Коэффициент, γ_{b2}
		b, см	*h,* см			
1	50,0	30	50	20	2∅14A-II	1,0
2	60,0	30	60	25	4∅12A-III	0,9
3	70,0	35	50	30	4∅14A-II	1,1
4	76,0	40	60	35	2∅16A-III	0,9
5	59,6	30	50	15	4∅14A-III	1,0
6	72,5	40	80	20	2∅18A-II	0,9
7	65,0	20	50	25	2∅14A-III	1,1
8	59,0	40	50	30	2∅12A-II	0,9
9	100,0	40	70	30	4∅16A-III	1,0
10	85,0	20	50	20	2∅12A-II	0,9
11	80,0	25	50	15	2∅18A-III	1,0
12	90,0	40	50	20	2∅20A-II	1,1

Мисол 20. Кўндаланг кесими тавр шаклида бўлган эгиладиган темирбетон тўсин учун бўйлама арматура танлансин.

Берилган: b'_f= 60 см; b = 15 см; h'_f= 6,0 см; h = 50 см. Бетон В15: γ_{b2} =1. Арматура синфи А400. Иловада келтирилган И.1 ва И.2 жадваллардан R_b=8,5 МПа, R_s = 365 МПа аниқланади, γ_{b2} коэффициент эътиборга олинганда $R_b\,\gamma_{b2}$ = 8,5×1,0 = 8,5 МПа. Эгувчи момент M = 86,0 кН·м.

Ечими. (13.29) шарт текширилади:

$$M \le R_b\, b'_f \times h'_f\,(h_o - 0{,}5h'_f).$$

$$M = 86 \text{ кН·м} < 8{,}5 \times 600 \times 60\,(470 - 0{,}5 \cdot 60) =$$

$$= 134{,}64 \cdot 10^6 \text{ Н·мм} = 134{,}64 \text{ кН·м}.$$

Шарт бажарилаяпти. Демак нейтрал ўқ тавр кесим рафи баландлиги h'_f чегарасида жойлашган. Шунинг учун тавр кесим эни $b=b'_f$ = 60 см га тенг бўлган тўғри тўртбурчак шаклига эга бўлган элементлардек ҳисобланади.

Агар шарт бажарилмаса, тавр кесим учун арматура кесим юзеси 21 мисолда келтирилган тартибда аниқланади.

Элемент ишчи баландлиги $h_0 = h - a$ = 500 – 30 = 470 мм.

(13.23) формуладан:

$$\alpha_m = \frac{86 \cdot 10^6}{8{,}5 \cdot 600 \cdot 470^2} = 0{,}076. \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.076} = 0{,}092;$$

$$\varsigma = 1 - 0{,}5 \times 0{,}092 = 0{,}954.$$

$$A_s = \frac{86 \cdot 10^6}{365 \times 0{,}954 \times 470} = 526 \text{ мм}^2 = 5{,}26 \text{ см}^2.$$

Иловадаги И.14 жадвалдан 2 ∅ 20 А400(A_s = 6,28 > 5,26 см^2) арматура қабул қилинади.

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.20 жадвалда келтирилган.

Мисол 21. Қовурғали яхлит ораёпмада узунлиги l =4,5 м бўлган тавр кесимли тўсиннинг ўлчамлари аниқлансин ва бўйлама арматура ҳисоблансин.

II.20- жадвал. Тавр кесимларни ҳисоблашга доир

Вари-ант	Эгувчи момент, кН·м	Кесим ўлчамлари, см				Бетон синфи В	Коэф-фициент γ_{b2}
		b	b'_f	h	h'_f		
1	50,0	30	50	50	10	20	1,0
2	60,0	30	60	60	8	25	0,9
3	70,0	35	70	50	6	30	1,1
4	76,0	40	80	60	7	35	0,9
5	59,6	30	70	50	10	15	1,0
6	72,5	40	90	80	9	20	0,9
7	65,0	20	60	50	5	25	1,1
8	59,0	40	80	50	12	30	0,9
9	100,0	40	120	70	12	30	1,0
10	85,0	20	75	50	10	20	0,9
11	80,0	25	85	50	8	15	1,0
12	90,0	40	90	50	6	20	1,1

Берилган: M = 420 кН·м. Бетон синфи В 20 (R_b = 11,5 МПа): Арматура А300(А II) (R_s = 280 МПа). Коэффициентлар: γ_{b2} =1; b'_f = 80 см; h'_f = 8 см.

Ечими. (13.31) формуладан тавр кесим баландлиги аниқланади

$$h = (7…9)\ \sqrt[3]{M} = 8 \cdot \sqrt[3]{420} = 59{,}9 \text{ см} \approx 60 \text{ см}.$$

Арматуранинг оғирлик марказидан четки чўзиладиган толаларгача бўлган масофани $a = \Delta + d + d/2 = 20+20+20/2 = 50$ мм = 5,0 см қабул қилиб, кесим ишчи баландлиги аниқланади $h_0 = h - a = 60 - 5 = 55$ см, бу ерда ::Δ = 20 мм – бетон ҳимоя қатлами; d = 20 мм – бўйлама арматуранинг тахминий диаметри.

Тавр кесим қовурғаси эни $b = (0{,}4 \ldots 0{,}5)\ h = 0{,}4 \times 60 = 24$ см. Қовурға кесимининг эни унификациялаштириб b = 25 см қабул қилинади..

Тавр кесим рафи (токчаси) эни b'_f = 80,0 см. Тавр кесим рафи қалинлиги h'_f = 8 см. Қуйидаги шарт текширилади

$$\frac{h'_f}{h} = \frac{8}{60} = 0{,}13.$$

$h'_f / h = 0{,}13 > 0{,}1$ бўлганлиги учун тавр кесим токчалари ҳисобда эътиборга олинади.

(13.29) формуладан нейтрал ўқ ҳолати аниқланади:

$$M_f = R_b b'_f h'_0 \left(h_0 - 0{,}5h'_f\right) = 11{,}5 \times 800 \times 80 \times (550 - 0{,}5 \times 80) =$$

$$= 375{,}36 \cdot 10^6 \text{ МПа}\cdot\text{мм}^3 = 375{,}36 \text{ КН}\cdot\text{м}$$

M = 420 кН·м > M_f =375,36 кН·м бўлганлиги учун нейтрал ўқ қовурғани кесиб ўтади.

Қуйидаги коэффициент аниқланади:

$$\alpha_m = \frac{M - M_f}{R_b b h_0^2} = \frac{420 \times 10^6 - 258{,}06 \times 10^6}{11{,}5 \times 250 \times 550^2} = 0{,}186.$$

бу ерда,

$$M'_f = R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - 0{,}5h'_f) = 11{,}5 \cdot (800 - 250) \cdot 80 \cdot (550 -$$

$$- 0{,}5 \cdot 80) = 258{,}06 \cdot 10^6 \text{ МПа}\cdot\text{мм}^3 = 258{,}06 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Қуйидаги коэффициентлар аниқланади:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0{,}186} = 0{,}207;$$

$$\varsigma = 1 - 0{,}5 \cdot 0{,}207 = 0{,}8965.$$

Арматура кўндаланг кесим юзаси

$$A_s = \frac{[0{,}207 \times 250 \times 550 + (800 - 250) \times 80] \times 11{,}5}{280} = 2976 \text{ мм}^2.$$

Иловадаги И.14 жадвалдан 5 ∅ 28 А300 (A_s = 30,79 см^2 >29,76 см^2) арматура қабул қилинади.

Қабул қилинган ва талаб этиладиган арматура юзалари ўртасидаги фарқ 5 % дан ошмаслиги талаб этилади:

$$\left|\frac{29{,}76 - 30{,}79}{29{,}76} \cdot 100\right| = 3{,}46\% < 5\ \%.$$

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.21 жадвалда келтирилган.

Мисол 22. Кўндаланг кесимида бўшлиқлар ҳосил қилинган том плитасининг мустаҳкамлиги текширилсин (II.6-расм). Берилган: Бетон В15, γ_{b2} = 0,9. Арматура 4∅14 А600 (A_s=6,16 см^2); γ_{b1} = 1,0. Момент M = 52,0 кН·м. Иловадаги И.1 ва И.2 жадваллардан R_b = 8,5 МПа; $R_b \cdot \gamma_{b2}$ = 8,5×0,9 =

=7,65 МПа; R_s =510 МПа.

II.21 жадвал. Тавр кесимларни ҳисоблашга доир

Вариант	Эгувчи момент, кН·м	Кесим ўлчамлари, см		Бетон синфи В	Коэффициент γ_{b2}
		b'_f	h'_f		
1	250,0	50	10	20	1,0
2	260,0	60	8	25	0,9
3	270,0	70	6	30	1,1
4	276,0	80	7	35	0,9
5	259,6	70	10	15	1,0
6	272,5	90	9	20	0,9
7	265,0	60	5	25	1,1
8	259,0	80	12	30	0,9
9	300,0	120	12	30	1,0
10	285,0	75	10	20	0,9
11	280,0	85	8	15	1,0
12	290,0	90	6	20	1,1

Ечими. Ҳисобда айлана шаклидаги бўшлиқлар квадрат бўшлиқлар билан алмаштирилади, яъни $a = 0{,}9 \times d = 0{,}9 \times 159 = 143$ мм.

У вақтда плита кўндаланг кесими қўштавр шаклига келтирилади. Қўштавр кесим қовурғасининг эни

$$b = b'_f - 6 \times 143 = 1170 - 858 = 312 \text{ мм}.$$

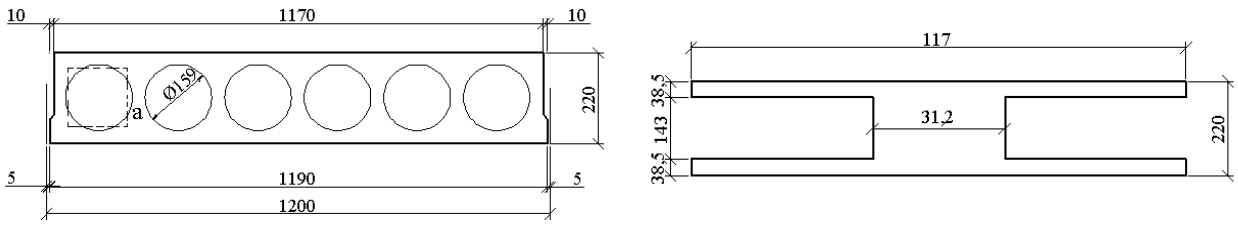
Қўштавр кесим плитасининг қалинлиги

$$h_f = h'_f = \frac{h - a}{2} = \frac{220 - 143}{2} = 38.5 \text{ мм}$$

Қуйидаги қийматлар аниқланади:

$$R_s A_s = 510 \cdot 616 = 314160 \cdot \text{МПа}\cdot\text{мм}^2 = 314{,}16 \text{ кН};$$

$$R_b \times b'_f \times h'_f = 7{,}65 \cdot 1170 \cdot 38{,}5 = 344594 \text{ МПа}\cdot\text{мм}^2 \approx 344{,}6 \text{ кН}.$$



II.6-расм. 1.22 мисолга доир: а) ҳақиқий кесим; б) ҳисобий кесим.

Қуйидаги шарт текширилади:

$R_s A_s$ = 314,16 · кН < $R_b \cdot b'_f \cdot h'_f$ =344,6 кН бўлганлиги учун нейтрал ўқ тўсин рафини (токчасини) кесиб ўтади. У вақтда тавр кесим эни плита энига тенг бўлган тўсиндек ҳисобланади.

Плита сиқилиш зонаси баландлиги

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b'_f h_0} = \frac{510 \cdot 616}{7{,}65 \cdot 1170 \cdot 190} = 35{,}1 \text{ мм}.$$

Плита мустаҳкамлиги

$$M_u = R_s A_s(h_0 - 0{,}5x) = 510 \times 616 \times (190 - 0{,}5 \times 35{,}1) =$$

$$= 54{,}17 \cdot 10^6 \text{ МПа} \cdot \text{мм}^3 = 54{,}17 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Ташқи юклар таъсиридан эгувчи момент плита қабул қила оладиган момент миқдоридан кам, яъни M = 52,0 кН·м < M_u = 54,17кН·м бўлганлиги учун плитанинг мустаҳкамлиги таъминланган.

5.3.3. Мустаҳкамликни қия кесимлар бўйича ҳисоблаш

Мисол 23. Кўндаланг кесим ўлчамлари $b \times h$ = 25×50 см бўлган темирбетон тўсинни арматуралаш учун кўндаланг арматура диаметри ва қадами аниқлансин.

Берилган: Бўйлама арматура диаметри d_s = 16 мм. Кўндаланг куч миқдори Q = 210 кН. Бетон синфи В25, γ_{b2} = 0,9; γ_{b1} = 0,85. Кўндаланг арматура синфи А240.

Ечими. Иловадаги И.1 ва И.2 жадваллардан қуйидагилар аниқланади:

R_b = 14,5 МПа; $R_b \times \gamma_{b2}$ = 14,5×0,9 = 13,05 МПа; R_{bt} = 1,05 МПа; $R_{bt} \times \gamma_{b2}$ =

=1,05×0,9 = 0,945 МПа; R_{sw} = 175 МПа.

Элемент кўндаланг кесими қабул қиладиган кесувчи куч:

$$Q_u = 0{,}6 \times \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b \times h_0 = 0{,}6 \times 0{,}945 \times 250 \times 450 =$$

$$= 63{,}78 \times 10^3 \text{ МПа мм}^2 = 63{,}78 \text{ кН}.$$

(14.8) шарт текширилади. Q = 210 кН > Q_u = 63,78 кН бўлганлиги учун шарт бажарилмаяпти. Кўндаланг арматура ҳисоб бўйича қўйилади.

(14.5) шарт текширилади:

$$Q \le 0{,}3\times\varphi_{wi}\times\varphi_{bi}\times R_b\times b\times h_o = 0{,}3\times1{,}0\times0{,}869\times13{,}05\times250\times450=$$

$$= 382{,}74\times10^3 \text{ Н} = 382{,}74 \text{ кН},$$

бу ерда ::кўндаланг арматура кесим юзаси номаълум бўлганлиги учун φ_{wi}=1,0 қабул қилинади; $\varphi_{b1} = 1 - \beta\ R_b = 1 - 0{,}01\times13{,}05 = 0{,}869$, бу ерда ::оғир бетонлар учун $\beta = 0{,}01$.

Шарт бажарилаяпти. Демак тўсин кўндаланг кесим ўлчамлари тўғри танланган. Тўсинни кўндаланг арматура билан жиҳозлашда кўндаланг арматура диаметри тайинланади. Бунда $d_{sw} \ge 0{,}25\ d_s$ шарт бажарилиши керак. Бундан ташқари сейсмик туманларда ишлатиладиган конструкцияларда кўндаланг стерженлар диаметри 8 мм дан кам қабул қилинмаслиги шарт.

Демак d_{sw} = 8 мм > 0,25 · 16 = 4 мм. A_{sw} = 50,3 мм^2. Элемент кўндаланг кесимида иккита ясси арматурали синч қўйилади. Шунинг учун элемент кесимидаги кўндаланг арматуралар сони n = 2 қабул қилинади. У вақтда A_{sw} = 2×50,3 = 100,6 мм^2.

(14.20) формуладан кўндаланг арматуралар қабул қиладиган бирлик зўриқиш

$$q_{sw} = \frac{\left(210\times10^6\right)^2}{8\times0.945\times250\times450^2} = 115{,}2\frac{H^2}{МПа\cdot мм^3} = 115{,}2\ МПа\ .$$

(14.21) шарт текширилади:

$$q_{sw} \ge \frac{0{,}6R_{bt}b}{2} = \ 70{,}8 \text{ МПа·мм}^3 \approx 71{,}0 \text{ кН/м·}< 115{,}2 \text{ кН/м}.$$

Шарт бажарилмаяпти. $q_{sw} = 115{,}2$ кН/м қабул қилинади.

(14.22) формуладан кўндаланг арматура қадами

$$S = \frac{175\cdot100{,}6}{115{,}2} = 152 \text{ мм}.$$

Тўсин баландлиги h > 450 мм бўлганлиги учун конструктив талаблар бўйича тўсин таянч зоналарида $S_1 = h/3 \le 500$ мм қабул қилинади. Кўндаланг арматура қадамини S_1=150 мм қабул қиламиз. Талаб этилган шартлар

S_1=150 мм < 500/3=167 мм < 500 мм бажарилаяпти.

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.22 жадвалда келтирилган.

II.22 жадвал. Тўғри тўртбурчак кесимларни кўндаланг куч таъсирига ҳисоблашга доир

Вариант	Кесувчи куч, кН	Кесим ўлчамлари, см		Бетон синфи В	Арматура миқдор ва синфи	Коэффициент, γ_{b2}
		b	*h*			
1	180,0	25	50	20	2∅18A-II	1,0
2	200,0	30	60	25	3∅16A-III	0,9
3	210,0	35	70	30	3∅18A-III	1,1
4	276,0	40	80	35	2∅14A-III	0,9
5	259,6	35	70	15	3∅16A-II	1,0
6	272,5	45	90	20	3∅20A-II	0,9
7	265,0	30	60	25	3∅18A-III	1,1
8	259,0	40	80	30	3∅16A-III	0,9
9	300,0	60	120	30	4∅25A-III	1,0
10	285,0	30	75	20	2∅20A-III	0,9
11	380,0	40	85	15	3∅18A-II	1,0
12	290,0	45	90	20	3∅25A-III	1,1

Мисол 24: Кўндаланг кесими тавр шаклида бўлган тўсиннинг қия кесим бўйича мустаҳкамлиги аниқлансин:

Берилган: b = 20 см; h = 40 см; b'_f = 40 см; h'_f= 6 см. Бетон синфи В20 (R_b = 11,5 МПа, R_{bt} = 0,9 МПа), φ_{b2}=0,9. Тўсин иккита ясси синч билан арматураланган, кўндаланг арматура синфи А240, диаметри 8 мм, қадами S=150 мм. (R_{sw} =285 МПа: E_s=2· 10^5 МПа). Кўндаланг кесувчи куч Q = 160 кН.

Ечимии: (14.5) шарт текширилади:

$$Q \le Q_u\,, \qquad \text{бу ерда,} \quad Q = 160 \text{ кН};$$

$$Q_u = 0{,}3\ \varphi_{wi}\ \varphi_{b1}\ \varphi_{b2} R_b h_0 = 0{,}3\times 1{,}123\times 0{,}9\times 0{,}9\times 11{,}5\times 200\times 370 =$$

$$= 232{,}2\times 10^3 \text{ Н} = 232{,}2 \text{ кН},$$

$$\varphi_{wi} = 1 + 5\,\alpha\mu_{sw} = 1 + 5\times 7{,}4\times 0{,}00335 = 1{,}123;$$

$$\alpha = \frac{E_{sw}}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^6}{27 \cdot 10^3} = 7,4;\ \mu_{sw} = \frac{2 \cdot 0,503}{15 \cdot 20} = 0,\ 00335.$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta\ R_b\ \gamma_{b1} = 1 - \ 0,01 \cdot 0,9 \cdot 11,5\ \approx 0,9.$$

$Q \le Q_u$ шарт бажарилаяпти. Демак элементнинг қабул қилинган кесим ўлчамлари етарли.

(14.8) шарт текширилади:

$$Q = 160 \text{ кН} < 0,6 \times \gamma_{b2} \times R_{bt}\, bh_0 =$$

$$= 0,6 \times 0,9 \times 0,9 \times 200 \times 370 = 35,96 \times 10^3 = 35,96 \text{ кН}.$$

Шарт бажарилмаяпти. Демак элементнинг кўндаланг кесим бўйича мустаҳкамлиги таъминланмаган.

Қуйидагилар аниқланади

$$q_{sw} = \frac{285 \times 50,3 \times 2}{150} = 191,14 \text{ Н/мм} > \frac{\varphi_{b3}\left(1 + \varphi_n + \varphi_f\right) R_{bt} \cdot b}{2} =$$

$$= \frac{0,6\left(1 + 0 + 0,12\right) 0,9 \times 0,9 \times 200}{2} = 54,4 \text{ Н/мм}.$$

Шарт бажарилаяпти. $q_{sw} = 191,14$ Н/мм қабул қилинади.

Бу ерда:

$$\varphi_f = 0,75\ \frac{\left(b'_f - b\right) h'_f}{bh_o} = 0,75\ \frac{(380 - 200) \cdot 60}{200 \cdot 370} = 0,12,$$

бу ерда :: $b'_f \le b + 3h'_f$ 20 + 3×6 = 38 см = 380 мм.

Қия кесим қабул қила оладиган кесувчи куч миқдори

$$Q_u = Q_b + Q_{sw} =$$

$$= 2\ \sqrt{2(1 + 0,12) 0,9 \times 0,9 \times 200 \times 370^2 \times 191,14} = 194,89 \text{ кН}.$$

Q = 160 кН < Q_u =194,89 кН шарт бажариляпти. Демак кўндаланг стерженларнинг диаметри 8 мм, қадами S_1 = 150 мм бўлганда кўндаланг кесимнинг кесувчи куч таъсирига мустаҳкамлиги таъминланган.

Мустақил равишда ишлаш учун маълумотлар II.23 жадвалда келтирилган.

II.23 жадвал. Тавр кесимларни кўндаланг куч таъсирига ҳисоблашга доир

Вариант	Кесувчи куч, кН	Кесим ўлчамлари, см				Бетон синфи В	Арматура миқдор ва синфи	Коэффициент γ_{b2}
		b'_f	b	h'_f	h			
1	150,0	50	15	10	40	20	2∅8A-I	1,0
2	160,0	60	20	8	40	25	2∅8A-I	0,9
3	170,0	70	20	6	45	30	2∅8A-I	1,1
4	176,0	80	25	7	45	35	2∅8A-I	0,9
5	159,6	70	20	10	30	15	2∅8A-I	1,0
6	172,5	90	25	9	50	20	2∅8A-I	0,9
7	165,0	60	20	5	25	25	2∅8A-I	1,1
8	159,0	80	20	12	30	30	2∅8A-I	0,9
9	200,0	120	20	12	40	30	2∅8A-I	1,0
10	185,0	75	20	10	30	20	2∅8A-I	0,9
11	180,0	85	25	8	40	15	2∅8A-I	1,0
12	190,0	90	25	6	45	20	2∅8A-I	1,1

6. СИҚИЛАДИГАН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ҲИСОБЛАШ

Мисол 25. Темирбетон устунни жиҳозлаш учун бўйлама арматура миқдори аниқлансин.

Берилган: Устун кўндаланг кесим ўлчамлари $b\times h$ = 40×40 см; Устун баландлиги H = 6 м. Бетон синфи В30 (R_b = 17,0 МПа, γ_{b2} = 1,0). Устун А400 синфли арматура билан арматураланган. R_s = 365 МПа. Бўйлама куч N=3000 кН. Бўйлама кучнинг узоқ вақт таъсир қиладиган қисми N_g = 2100 кН. Устун пойдеворга бикир қилиб, ригел билан эса, шарнир оркали биркитилган. Келтириш коэффициенти μ = 0,7.

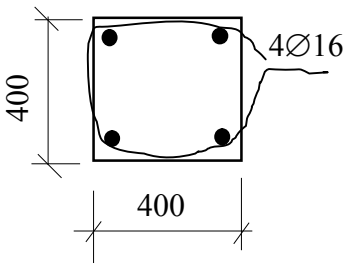
Ечими. Устуннинг ҳисобий узунлиги $l_0 = \mu H = 0{,}7\times 6{,}0 = 4{,}2$ м.

Устун эгилувчанлиги $\lambda_h = l_0/h = 4{,}2/0{,}4 = 10{,}5<20$ бўлганлиги учун бўйлама эгилиш ҳисобга олинмайди.

φ =1 қабул қилиниб устун учун арматуранинг дастлабки юзаси (16.3) формуладан аниқланади

$$A_{s,tot} = \left(3000\times 10^3 / 1 - 17{,}0\times 160000\right) / 365 = 767 \text{ мм}^2.$$

Топилган арматура юзаси буйича 4∅16А400 стержен қабул қилинади ($A_{s,tot}$ = 804 мм^2).



II.7- расм

Қуйидаги миқдор аниқланади:

$$N_g / N = 2100/3000 = 0,7.$$

Устун кесимидаги ўрта стерженлар сони n=0 бўлганлиги учун $A_{si} = 0$ (II.9-расм).

У вақтда $A_{si} = 0 < A_{s,tot} / 3$.

$N_g / N = 0,7$ ва λ_h = 10,5 миқдорлар бўйича иловадаги И.5 жадвалдан топилган қийматларга мос бўлган φ_b ва φ_{sb} коэффициентлар аниқланади: φ_b = 0,896 ва φ_{sb} = 0,906.

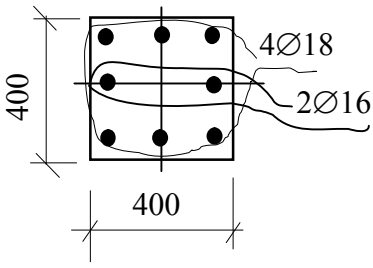
(16.2) формуладан φ коэффициенти ҳисобланади

$$\varphi = 0,896 + 2\left(0,906 - 0,896\right)\frac{365 \times 8,04}{17,0 \times 1600} = 0,898 < \varphi_{sb} = 0,906.$$

Талаб қилинадиган арматура кесим юзаси

$$(A_{s,tot})_2 = (3000 \times 10^3/0,898 - 17,0 \times 160000)/365 = 1700,0 \text{ мм}^2.$$

Топилган арматура юзаси бўйича (4∅18+4∅16)А400 $A_{s,tot} = 1822$ мм^2 стержен қабул қилинади.



II.8- расм

Қуйидаги миқдор аниқланади:

$$N_g / N = 2100/3000 = 0,7.$$

Устун кесимидаги ўрта стерженлар сони 2∅16 бўлганлиги учун $A_{si} = 4,02$ мм^2 (II.10-расм).

$A_{si} = 4,02$ см^2 $< A_{s,tot} / 3 = 18,22 / 3 = 6,07$ 6,07 см^2 бўлганлиги учун φ_{sb} коэффициент қиймати иловадаги И.5 жадвалнинг каср суратида келтирилган миқдорлардан олинади: φ_b = 0,896 ва φ_{sb} = 0,906.

(16.2) формуладан φ коэффициенти янги қиймати ҳисобланади

$$\varphi = 0,896 + 2\left(0,906 - 0,896\right)\frac{365 \times 18,22}{17,0 \times 1600} = 0,9 < \varphi_{sb} = 0,906.$$

Талаб қилинадиган арматура кесим юзаси

$$(A_{s,tot})_3 = (3000\text{x}10^3/0,9 - 17,0\text{x}160000)/365 = 1735,0 \text{ мм}^2.$$

$(A_{s,tot})_2$ ва $(A_{s,tot})_3$ арматура кесим юзалари фарқи

$$\Delta\mu = \frac{1700,0 - 1735,0}{1735,0} \approx 0,02 < 0,05.$$

Фарқ унча катта бўлмаганлиги сабабли устун кесимини жиҳозлаш учун (4∅18+4∅16)А400 ($A_{s,tot} = 188$ мм^{2}2) стерженлар қабул қилинади. Фарқ катта бўлган тақдирда арматура кесим юзаси такроран топилади.

Мустақил ечиш учун мисоллар бўйича маълумотлар II.24 жадвалда келтирилган.

II.24- жадвал . Сиқиладиган элементларни ҳисоблашга доир

Вариант	Бўйлама куч, кН		Кесим ўлчамлари, см		H, м	Бетон синфи B	Коэффициент γ_{b2}
	N	N_g	b	h			
1	3150,0	2100	50	40	6,0	20	1,0
2	5160,0	2900	60	50	6,4	25	0,9
3	4170,0	2110	60	40	5,8	30	1,1
4	3176,0	2115	55	50	6,4	35	0,9
5	3159,6	2150	45	40	7,2	15	1,0
6	3172,5	2900	40	40	8,4	20	0,9
7	5165,0	2130	60	50	6,8	25	1,1
8	3159,0	2150	50	40	10,2	30	0,9
9	3200,0	2140	40	50	9,6	30	1,0
10	3185,0	2125	45	50	8,4	20	0,9
11	3180,0	2130	35	40	7,2	15	1,0
12	5190,0	3120	60	60	6,0	20	1,1

Мисол 26. Бир қаватли крансиз бинонинг номарказий сиқилган устуни учун бўйлама арматура танлансин.

Берилган: устун кўндаланг кесим ўлчамлари: $b \times h$ = 40×60 см: бетон синфи В30 (R_b = 17,0 МПа; E_b = 32,5×10^3 МПа)*:* бетон ишлаш шароитини ҳисобга оладиган коэффициент γ_{b2} = 1,0. Устун баландлиги 6,0 м. Устун А400 синфли арматура билан арматураланади. R_s =365 МПа; R_{sc} =365 МПа, E_s = 20×10^4 МПа. Бинога таъсир қиладиган юклардан устун кесимида ҳосил

бўладиган зўриқишлар: доимий, давомли ва муваққат юклардан N = 800 кН; M = 340 кН·м. доимий ва давомли юклардан. N_l = 500 кН; M_l = 240 кН·м.

Ечими: Бўйлама арматуралар оғирлик марказларидан мос қирраларгача бўлган масофалар $a_s = a'_s = 4$ см қабул қилинади ва қуйидагилар ҳисобланади: $h_0 = h - a = 60 - 4 = 56$ см. $Z_s = h_o - a'_s = 56 - 4 = 52$ см. ҚМҚ [8] нинг 31 жадвалидан бир қаватли крансиз бино устуни учун ҳисобий узунлик аниқланади: $l_0 = 1{,}5H = 1{,}5 \times 6 = 9$ м. $l_0 / h = 9000 / /600 = 15$.

Дастлаб $(A_s + A'_s)/(b\ h_0) = 0{,}015$ қабул қилиниб, (16.20) формуладан критик N_{cr} куч миқдори ҳисобланади.

Қуйидагилар ҳисобланади: $\alpha = E_s / E_b = 20 \times 10^4 / 32{,}5 \times 10^3 = 6{,}15$.

Тасоддифий елка учун қуйидаги формулалардан аниқланган энг каттаси қабул қилинади:

$$e_a = \frac{1}{30}h = \frac{1}{30}600 = 2\,\text{см};\ e_a = \frac{1}{600}l_0 = \frac{1}{600}900 = 1{,}5\ \text{см};\ e_a = 1\ \text{см}.$$

Тасоддифий елка учун e_a = 2 см қабул қилинади.

Ташқи куч эксцентриситети

$$e = e_0 + e_a = \frac{M}{N} + e_a = \frac{340 \times 10^6}{800 \times 10^3} + 20 = 445\ мм = 44{,}5\ см.$$

Нисбий елка $\delta_e = e_0 / h = 44{,}5 / 60 = 0{,}74 > \delta_{e,min} = 0{,}18$, бу ерда ::(16.22) формуладан

$$\delta_{e,\min} = 0{,}5 - 0{,}01\frac{l_0}{h} - 0{,}01R_b = 0{,}5 - 0{,}01 \cdot \frac{9000}{600} - 0{,}01 \cdot 17 = 0{,}18.$$

(16.20) формуладан N_{cr} критик куч миқдори

$$N_{cr} = \frac{6{,}4 \times 32500}{900^2}\left[\frac{720000}{1{,}7}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + \frac{0{,}74}{1}} + 0{,}1\right) + 6{,}15 \times 24336\right] =$$

$$= 63550{,}8\ \text{МПа}\cdot\text{см}^2 = 6355\ \text{кН},$$

бу ерда: $$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \cdot 60^3}{12} = 720000\ \text{см}^4;$$

$$I_s = \mu_s \cdot A_b\left(\frac{Z_s}{2}\right)^2 = 0{,}015 \cdot 40 \cdot 60\left(\frac{52}{2}\right)^2 = 24336\,\text{см}^4;$$

(16.1) формуладан - $\varphi_e = 1 + \beta \frac{M_e}{M} = 1 + 1 \frac{240}{340} = 1,7,$ бу ерда, $\beta = 1$ – оғир бетон учун.

Бўйлама эгилиш коэффициенти (16.19) формуладан:

$$\eta = \frac{1}{1 - 800 / 6355} = 1,144.$$

(16.18) формулалардан:

$$e = 445 \cdot 1,144 + \frac{600}{2} - 40 = 769,08 \text{ мм} \approx 76,9 \text{ см}.$$

(16.12) формуладан сиқилиш зонаси баландлиги:

$$\xi = \frac{800 \cdot 10^3}{17 \cdot 400 \cdot 560} = 0,21,$$

бу ерда устун кесими арматура билан симметрик равишда жихозланганлиги учун $R_s A_s = R_{sc} A'_s$.

(13.1) формуладан

$$\xi_R = \frac{0,85 \cdot 0,714}{1 + \frac{365}{500}\left(1 - \frac{0,714}{1,1}\right)} = 0,4826,$$

бу ерда: $\omega = 0,85 - 0,008 \times 17 = 0,714$; 0,85 – сейсмикликни эътиборга олади-ган коэффициент. $\xi < \xi_R$ бўлганлиги учун элемент катта елка билан сиқилади.

Нисбий момент коэффициенти

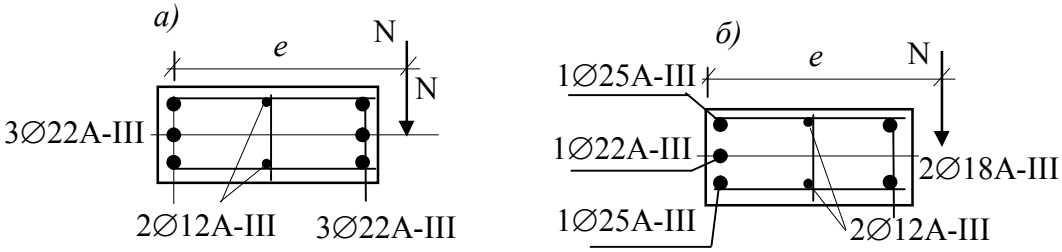
$$\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,21(1 - 0,5 \times 0,21) = 0,188.$$

Арматура билан симметрик равишда жиҳозланган устун кесими учун

$$A_s = A'_s = \frac{N \times e - \alpha_m R_b b h_i^2}{R_s\left(h_i - a_s^1\right)} = \frac{800 \times 10^3 \times 769 - 0,188 \times 17 \times 400 \times 560^2}{365 \times 520} =$$

$$= \frac{615,2 \cdot 10^6 - 400,9 \cdot 10^6}{365 \cdot 520} = 1129 \text{ мм}^2.$$

Устун кесимини арматуралаш учун сиқиладиган ва чўзиладиган қирраларга 3∅22A400(A-III) арматура, жами эса 6∅22A400(A-III) арматура жойлаштирамиз (II.9-расмга қаранг).



II.9-расм. Устун кесимини арматуралаш:
а – симметрик ва *б*- носимметрик арматуралаш.

Устун кўндаланг кесими носимметрик ($R_sA_s = R_{sc}\ A'_s$) арматураланадиган бўлса, $\alpha_m = \alpha_R = \xi_R\ (1–0{,}5\ \xi_R) = 0{,}4826\ (1–0{,}504826) = 0{,}366$ қабул қилиб сиқаладиган арматура кесим юзаси аниқланади

$$A'_f = \frac{N \times e - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_s\left(h_i - a'_f\right)} = \frac{800 \cdot 10^3 \cdot 769 - 0{,}366 \cdot 17 \cdot 400 \cdot 560^2}{365 \cdot 520} =$$

$$= \frac{615{,}2 \cdot 10^6 - 780{,}5 \cdot 10^6}{365 \cdot 520} < 0.$$

$A'_s < 0$ бўлганлиги учун элемент сиқилиш зонасига арматура қўйиш талаб этилмайди. Бу ҳолатда сиқиладиган арматура конструктив талаб бўйича қабул қилинади. $l_0/i = 900/17{,}32 = 52{,}35 < l_0/i < 83$ бўлганлиги учун $\mu_s = 0{,}2$ % қабул қилинади.

У вақтда $A'_s = 0{,}002 \times bh_0 = 0{,}002 \times 40 \times 50 = 4{,}48$ см^2 арматура талаб этилади. Талаб этилган арматура юзаси бўйича 2∅18 А400 ($A_s = 5{,}09$ см^2) қабул қилинади. Қабул қилинган $A'_s = 5{,}09$ см^2 арматура бўйича чўзилган арматура кесим юзаси

$$\alpha_m = \frac{Ne - R_{sc}A'_f\left(h_o - a'_f\right)}{R_b b h_0^2} = \frac{800 \times 10^3 \times 769 - 365 \times 509\left(560 - 40\right)}{170 \times 400 \times 560^2} =$$

$$= \frac{615{,}2 \times 10^6 - 96{,}6 \times 10^6}{2132{,}48 \times 10^6} = 0{,}243;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0{,}243} = 0{,}283.$$

$$A_s = \frac{\xi R_b b h o - H}{R_s} + A'_f \frac{R_{sc}}{R_s} = \frac{0{,}283 \times 17 \times 400 \times 560 - 800 \times 10^3}{365} +$$

$$+509\frac{365}{365}=1269,7\ \text{мм}^2.$$

Чўзиладиган арматура учун 2∅25 А400 + 1∅22 А400 (A_s = 982+380 = =1362 мм^2 > 1269,7 мм^2) қабул қилинади (II.11– расмга қаранг).

Бўйлама арматуралар орасидаги масофа 400 мм дан катта бўлганлиги учун улар ўртасида диаметри 12 мм бўлган иккита конструктив арматура қўйилади.

Бўйлама арматуралар ∅8 мм бўлган сим билан қамраб олинади ва шу кўндаланг арматурага боғланади. R_{sc} < 400 МПа бўлганлиги учун $s = 15d_{min}$ = =15×16 = 240 мм < 500 мм қабул қилинади. Кўндаланг арматура қадами 200 мм қабул қилинади.

Мустақил ечиш учун мисоллар бўйича маълумотлар II.25 жадвалда келтирилган.

II.25 -жадвал. Номарказий сиқиладиган элементларни ҳисоблашга доир (бўйлама арматурани ҳисоблаш)

Вари-ант	Бўйлама кучлар, кН		Эгувчи моментлар, кН·м		Устун кесим ўлчамлари, см		Устун баландлиги Н, м	Бетон синфи В	Арматура синфи	Коэффициент, γ_{b2}
	N	N_g	M	M_g	b	h				
1	1500,0	1000	500	260	50	60	6	20	A400	1,0
2	1600,0	900	600	280	60	80	7	25	AII	0,9
3	1700,0	1100	600	280	60	80	8	30	AII	1,1
4	1760,0	1150	550	270	55	70	5	35	A400	0,9
5	1590,0	570	450	270	45	70	9	15	AII	1,0
6	1720,0	900	400	170	40	70	12	20	A400	0,9
7	1650,0	1300	600	280	60	80	10	25	AII	1,1
8	1590,0	1000	500	180	50	80	6	30	A400	0,9
9	2000,0	1400	400	160	40	60	6,5	30	AII	1,0
10	1850,0	1250	450	170	45	70	8,2	20	A400	0,9
11	1800,0	1300	350	160	35	60	5,8,	15	AII	1,0
12	1900,0	1200	400	260	40	60	10,2	20	A400	1,1

Мисол 27. Самарқанд шаҳрида қуриладиган бир қаватли саноат биносининг темирбетон устуни мустаҳкамлиги текширилсин.

Берилган: $b×h$=40×80,0 см; Бетон синфи В35, R_b=19,5 МПа;

E_b = 34,5×10^3 МПа. γ_{b2} = 0,9. Арматура синфи А400(А-III): A_s = 15,27 см^2 (6∅18); A'_s = 7,63 см^2 (3∅18);. R_{sc} = R_s = 365 МПа. H = 4,5 м. l_0 = 6,75 м. $\lambda = l_0/h$ = 8,43 > 4. Бўйлама куч миқдори N = 1200,0 кН. Эгувчи момент M = 800 кН·м. N_l = 1500 кН. M_l = 500 кН·м. E_s = 20 10^4 МПа.

(16.7) формуладан сиқилиш зонаси баландлиги аниқланади:

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{2000 \times 10^3 + 365 \times 1527 - 365 \times 763}{17.55 \times 400} = 245{,}2 \text{ мм.}$$

(13.1) формуладан:

$$\xi_R = \frac{0{,}85 \times 0{,}710}{1 + \frac{365}{500}\left(1 - \frac{0{,}71}{1{,}0}\right)} = \frac{0{,}6035}{1{,}2588} = 0{,}479,$$

бу ерда ::ω = 0,85 – 0,008×17,55 ≈ 0,71. $\xi = \frac{245{,}2}{750} = 0{,}327 < \xi_R = 0{,}479$ бўлганлиги учун устун катта елка билан сиқилади.

Куч елкаси: $e_0 = \frac{M}{N} \cdot = \frac{800}{2000} = 0{,}4$ м = 40 см;

тасоддифий елка: $e_0 = \frac{h}{30} = 2{,}67\ см > \frac{l_0}{600} = \frac{675}{600} = 1{,}125\ см > 1\ см.$

(16.20) формуладан критик куч:

$$N_{cr} = \frac{6{,}4 \times 34{,}5 \times 10^3}{(675)^2}\left[\frac{1{,}706 \times 10^6}{1{,}625}\left[\frac{0{,}11}{0{,}1 + \frac{0{,}5}{1{,}0}}\right] + 5{,}8 \times 28052\right] =$$

$$= 261939 \text{ МПа·см}^2 \approx 26194 \text{ кН,}$$

бу ерда

$$I_b = \frac{40 \cdot 80^3}{12} = 1{,}706 \times 10^6 \text{ см}^4; \quad \varphi_e = 1 + \beta \frac{M_e}{M} = 1 + 1{,}0 \frac{500}{800} = 1{,}625.$$

$$I_s = A'_f \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 + A_s \left(\frac{Z_s}{2}\right)^2 = \left(A'_f + A_s\right)\left(\frac{Z_s}{2}\right)^2 =$$

$$= (15{,}27 + 7{,}63) \cdot \left(\frac{70}{2}\right)^2 = 28052 \text{ см}^4;$$

$$\delta_e = e_0 / h = \frac{40}{80} = 0,5 > \delta_{e\min} = 0,32; \quad \delta_{e\min} = 0,5 - 0,01\frac{40}{80} - 0,01 \times 17,55 \approx 0,32.$$

(16.19) формуладан

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{2000}{22300}} \approx 1,1.$$

Экстриситет: $e = e_0\eta + \dfrac{h}{2} - a_s = (400 + 2,67) \cdot 1,1 + \dfrac{800}{2} - 50 = 793$ мм.

Ташқи юк таъсиридан эгувчи момент M = 2000×0,793 = 1586 кН·м.

Элемент кесими қабул қиладиган эгувчи момент

$$M_u = 17,55 \times 400 \times 245,2(750 - 0,5 \times 245,2) + 365 \times 763\ (750 - 50) =$$

$$= 1,08 \times 10^9 + 0,195 \times 10^9 = 1,275 \times 10^9 = 1275 \text{ кН·м}.$$

$M > M_u$ бўлганлиги учун кесим мустаҳкамлиги таъминланмаган.

Бу ҳолатда арматура кесим юзаси катталаштирилади:

$$A_s = 2945 \text{ мм}^2\ (6\varnothing 25\ \text{A400}) > A_s = 1527 \text{ мм}^2;$$

$$A_f^{'} = 1473 \text{ мм}^2\ (3\varnothing 25\ \text{A III}) > A_f^{'} = 763 \text{ мм}^2.$$

Сиқилиш зонасининг баландлиги:

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A_s^{'}}{R_b b} = \frac{2000 \times 10^3 + 365 \times 2945 - 365 \times 1473}{17.55 \times 400} = 344,0 \text{ мм}.$$

$$\xi = \frac{344,0}{750} = 0,458 < \xi_R = 479.$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \times 34,5 \times 10^3}{(675)^2}\left[\frac{1,706 \times 10^6}{1,625}\left(\frac{0,11}{0,1 + \dfrac{0,5}{1}} + 0,1\right) + 5,8 \times 41907\right] = 26194 \text{ кН}.$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{2000}{26194}} = \frac{1}{0,9236} = 1,082.$$

$$e = (400 + 2,67) \times 1,082 + \frac{800}{2} - 50 = \ 785,6 \text{ мм} = 0,7856 \text{ м}.$$

$$M = 2000 \times 0,7856 = 1571,2 \text{ кН·м}.$$

$$M_u = 17,55 \times 400 \times 344\ (750 - 0,5 \times 344) + 365 \times 1140\ (750 - 50) =$$

$$= 1395,8 \times 10^6 + 291,27 \times 10^6 = 1687 \times 10^6 \text{ Н·мм} = 1687 \text{ кН·м}.$$

$M < M_u$ шарт бажарилаяпти. Устун мустаҳкамлиги таъминланган.

Мустақил ечиш учун мисоллар бўйича маълумотлар II.26 ва II.27 жадвалларда келтирилган

II.26 -жадвал. Номарказий сиқиладиган элементларни ҳисоблашга доир (мустаҳкамликни текшириш)

Вариант	Бўйлама кучлар, кН		Эгувчи моментлар, кН·м		Устун кесим ўлчамлари, см	
	N	N_g	M	M_g	b	h
1	1500,0	1000	500	260	50	60
2	1600,0	900	600	280	60	80
3	1700,0	1100	600	280	60	80
4	1760,0	1150	550	270	55	70
5	1590,0	570	450	270	45	70
6	1720,0	900	400	170	40	70
7	1650,0	1300	600	280	60	80
8	1590,0	1000	500	180	50	80
9	2000,0	1400	400	160	40	60
10	1850,0	1250	450	170	45	70
11	1800,0	1300	350	160	35	60
12	1900,0	1200	400	260	40	60

II.27- жадвал. Номарказий сиқиладиган элементларни ҳисоблашга доир (мустаҳкамликни текшириш)

Вариант	Устун баландлиги H, м	Бетон синфи B	Арматура синфи	Арматура юзаси, $см^2$		Коэффициент, γ_{b2}
				A_s	A'_s	
1	6	20	A400	10,18	2,26	1,0
2	7	25	AII	12,56	3,08	0,9
3	8	30	AII	15,2	4,02	1,1
4	5	35	A400	19,63	5,09	0,9
5	9	15	AII	24,63	6,28	1,0
6	12	20	A400	11,4	7,6	0,9
7	10	25	AII	14,73	9,82	1,1
8	6	30	A400	18,47	4,02	0,9
9	6,5	30	AII	12,56	5,09	1,0
10	8,2	20	A400	15,2	6,28	0,9
11	5,8,	15	AII	19,63	7,6	1,0
12	10,2	20	A400	14,73	9,82	1,1

7. ОЛДИНДАН ЗЎРИҚТИРИЛАДИГАН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ҲИСОБЛАШ

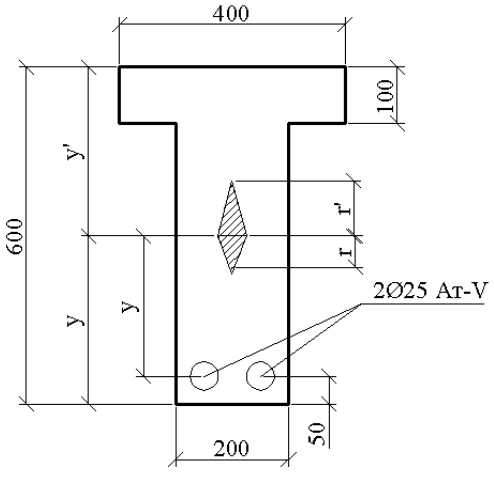
7.1. Арматурани таранглашдаги кучланишларни тайинлаш

Мисол 28. Узунлиги 12 м бўлган олдиндан зўриқтириладиган тўсинни тайёрлашда унинг бўйлама арматурасини таранглаш учун талаб қилинадиган кучланиш миқдори аниқлансин. Тўсин арматураси таянчларга бириктириб, механик усулда тортиб таранглаштирилади. Таранглаштирилган арматурани таянчлардан бўшатиш вақтидаги бетоннинг мустаҳкамлиги

$$R_{bp} = 24 \text{ МПа} > 0{,}5 \text{ B} > 11 \text{ МПа}.$$

Тўсинни тайёрлашда қуйидаги материаллар ишлатилган: оғир бетон, синфи В40; олдиндан таранглаштириладиган арматура, синфи Ат800 (Ат-V); олдиндан таранглаштирилмайдиган арматураларнинг синфлари - А400(А-III) ва Вр-I.

Ечими. Тўсинни тайёрлаш учун ишлатиладиган материалларнинг (бетон ва арматураларнинг) механик характеристикалари ва эластиклик модулларининг қийматлари иловада келтирилган И.1-жадвалга мувофиқ, қуйидагиларга тенг: синфи В40 бўлган бетон учун (бетон атмосфера босими остида, иссиқлик таъсири остида қотади) R_b = 22 МПа; R_{bt} = 1,4 МПа; $R_{b,ser}$ = 29 МПа; $R_{bt,ser}$ = 2,1 МПа;$E_b = 32{,}5.10^3$ МПа.



II.10- расм. 28 мисолга доир

Иловада келтирилган И.2-жадвалга мувофиқ синфи А800 бўлган арматура учун: R_s= 680 МПа; $R_{s,ser}$ = 785 МПа; E_s = $1{,}9\times10^4$ МПа; А400 (А-III) учун: R_s=365 МПа (диаметри 10 мм дан катта бўлган ҳолда); E_s=$2{,}0\times10^5$ МПа; Вр-I учун – R_s = 360 МПа (диаметри 5 мм бўлганда); E_s = $1{,}7\times10^5$ МПа.

Арматура ва бетоннинг эластиклик модулларининг нисбати: олдиндан таранглаштириладиган арматура учун - $\alpha_p = E_{sp}/E_b = 1{,}9\cdot10^5/32{,}5\cdot10^3 = 5{,}85$; олдиндан таранглаштирилмайдиган

арматуралар учун - $\alpha = E_s / E_b = 2{,}0\cdot10^5/32{,}5\cdot10^5 = 6{,}15$; $\alpha = 1{,}7\cdot10^5 / 32{,}5\cdot10^3 =$ =5,23.

Арматурани чўзиб таранглаштириш учун бериладиган дастлабки кучланиш (11.1) шартлардан

$$\sigma_{sp} + P \le R_{s,ser} \text{ ва } \sigma_{sp} - p \ge 0{,}3R_{s,ser}$$

аниқланади.

Арматура механик усулда чўзиб таранглаштирилганлиги учун $p = 0{,}05\times\sigma_{sp} = 720$ МПа $< R_{s,ser}$=785 МПа қабул қилиб юқоридаги шартлар текширилади:

$$\sigma_{sp} + p = 720 + 0{,}05\times720 = 756 \text{ МПа} \le R_{s,ser} = 785 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - p \ge 720 - 0{,}05\times720 = 684 \text{ МПа} > 0{,}3R_{s,ser} = 0{,}3\times785 = 235{,}5 \text{ МПа}.$$

Шартлар бажарилаяпти. Олдиндан бериладиган кучланиш тўғри қабул қилинган.

7.2. Кесим геометрик характеристикаларини аниқлаш

Мисол 29. 28 мисолда келтирилган маълумотлардан фойдаланиб тўсиннинг геометрик характеристикалари аниқлансин.

Ечими. Тўсиннинг келтирилган кўндаланг кесим юзаси (II.10-расмга қаранг) (11.28) формуладан

$$A_{red} = (40 - 20)10 + 20\times60 + 5{,}85\times9{,}82. = 1457{,}45 \text{ см}^2.$$

Четки (пастки) чўзиладиган толаларга нисбатан олинган, тўсин келтирилган кесим юзасининг статик моменти (11.29) формуладан:

$$S_{red} = (40 - 20)10(60 - 5) + 20\times60\times30 + 5{,}85\times9{,}82\times5 = 47287{,}2 \text{ см}^3.$$

Келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказидан четки (пастки) чўзиладиган толаларгача бўлган масофа (11.30) формуладан

$$y = 47287{,}2/1457{,}45 = 32{,}44 \text{ см},$$

сиқилган (юқори) толаларгача бўлган масофа эса, (11.31) формуладан

$$y' = h\text{-}y = 60 - 32{,}44 = 27{,}56 \text{ см}.$$

Келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказидан A_{sp} ва A'_s

арматураларнинг оғирлик марказларигача бўлган масофалар

$$y_{sp} = 32,44 - 5 = 27,44 \text{ см.}$$

Тўсин келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказига нисбатан олинган инерция моменти (11.32) формуладан:

$$I_{red} = (40\text{-}20)\ 10^3/12 + (40 - 20)10\ (55 - 32,44)^2 + 20\times60^3/12 +$$

$$+ 20\times60\ (30 - 32,44)^2 + 5,85\times9,72\times27,44^2 = 513416,16 \text{ см}^4.$$

Тўсин чўзилган зонаси бўйича, келтирилган кесим юзасининг эластик момент қаршилиги

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y} = 513416,16 / 32,44 = 15826,6 \text{ см}^3,$$

сиқилган зонаси бўйича эса,

$$W'_{red} = \frac{J_{red}}{h - y} = 513416,16 / 27,56 = 18629,0 \text{ см}^3.$$

Тўсин келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказидан, кесимнинг чўзилган зонасидан энг узоқ жойлашган шартли ядро нуқтасигача бўлган масофа

$$r = \varphi\frac{W_{red}}{A_{red}} = 1,0\times\frac{15826,6}{1457,45} \approx 10,86 \text{ см.}$$

сиқилган зонадан энг узоқ жойлашган шартли ядро нуқтасигача бўлган масофа эса,

$$r = 1,0\times\frac{18629}{1457,45} = 12,78 \text{ см,}$$

бу ерда, φ = 1,0 деб қабул қилинади.

Тўсин кўндаланг кесим юзасининг чўзилган зонаси бўйича эластик-пластик қаршилик моменти:

$$W_{pl} = 1,75\times15826,6 = 27696,55 \text{ см}^3$$

сиқилган зонаси бўйича бўлса,

$$W'_{pl} = 1,5\times18629,0 = 27943,5\text{см}^3.$$

Мустақил ечиш учун мисоллар бўйича маълумотлар II.28 жадвалда келтирилган.

II.28 -жадвал. Геометрик характеристикаларни ҳисоблашга доир

Вари-ант	Элемент кесими ўлчамлари, мм		Бетон синфи	Арматура диаметри, сони ва синфи
	b	*h*		
1	40	60	B15	4∅18 A500
2	35	70	B20	4∅25 A600
3	25	50	B25	4∅16 A800
4	30	50	B30	4∅18 A500
5	20	50	B35	4∅18 A600
6	25	60	B40	4∅18 A800
7	30	80	B15	4∅15 K-7
8	30	75	B20	4∅15 K-7
9	30	50	B25	4∅18 A600
10	20	50	B30	4∅18 A800
11	25	60	B35	4∅18 A800
12	30	80	B45	4∅15 K-7
13	30	75	B25	4∅15 K-7
14	30	50	B20	4∅18 A600
15	20	50	B25	4∅18 A800

7.3. Таранглаштирилган арматурадаги кучланишларнинг камайишини аниқлаш

Мисол 30. 28 ва 29 мисолларда берилганлардан фойдаланиб таранглаштириладиган арматурадаги дастлабки кучланишларнинг камайиши ҳисоблансин**.**

Ечими. Тўсин тайёрлангунча зўриқтирилган арматурадаги кучланишларнинг камайиши 11.3 бобда келтирилган формулалардан аниқланади.

Кучланишларнинг биринчи гуруҳ камайишлари:

1) арматурадаги кучланишнинг релаксацияланиши натижасида,

$$\sigma_1 = 0{,}1\ \sigma_{sp} - 20 = 0{,}1\times 720 - 20 = 52\ \text{МПа};$$

2) температуранинг фарқи натижасида,

$$\sigma_2 = 1{,}25\times\Delta t = 1{,}25\times 65 = 81{,}25\ \text{МПа};$$

3) арматурани тортиб таранглаштириш учун ишлатиладиган ускунада жойлашган анкерларнинг деформацияланиши натижаси,

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s = \frac{5,45}{13000} = 1,9.10^5 = 79,7 \text{ МПа},$$

бу ерда, Δl = 1,25 + 0,15×28 = 5,45 мм. l - таранглаштириладиган арматура узунлиги.

4) бетоннинг қисқа вақт ичида сирпанувчанлигидан арматурадаги дастлабки кучланишларнинг камайишини топиш учун, олдиндан зўриқтирувчи кучнинг қиймати аникланади:

$$P = 9,82\ (1,0\times720 - 52 - 81,25 - 79,7) = 4979 \text{ МПа. см}^2 = 497,9 \text{ кН}.$$

Р куч қўйилган нуқтадан элементнинг келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказигача бўлган масофа e_{0p} = 32,44 – 5 = 27, 44 см.

Зўриқтирувчи P куч таъсиридан тўсиннинг таранглашган арматураси жойлашган сатҳда бетондаги кучланиш:

$$\sigma_{bp} = \frac{497,9(10)}{1457,45} + \frac{497,9(10)\times 27,44 - 65,88\times10^3}{513416,16} \cdot 27,44 \approx 7,2 \text{ МПа},$$

бу ерда ::тўсин хусусий оғирлигидан ҳосил бўлган эгувчи момент:

$$M_{x.o.} = q_{x.o}\times l^2/8 = = 3,66\times12,0^2/8 = 65,88 \text{ кН·м};$$

$$q_{x.o.} = 0,14\times1,0\ \rho_{т.б.}\gamma_f\gamma_n = 0,14\times1,0\times25,0\times1,1\times0,95 = 3,66 \text{ кН/м}.$$

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 7,2 / 24 = 0,3 < \alpha = 0,25 + 0,025\times24 = 0,85$$

бўлганлиги учун,

$$\sigma_6 = 0,\ 85\times40\times0,3 = 10,2 \text{ МПа}.$$

Тўсин тайёрлангунча арматурадаги дастлабки кучланишларнинг жами камайиши (биринчи гуруҳ камайишлар):

$$\sigma_{loss,1} = 52 + 81,25 + 79,7 + 10,2 = 223,15 \text{ МПа}.$$

Тўсин тайёрлангандан сўнг арматурадаги дастлабки кучланишларнинг камайиши (иккинчи гуруҳ камайишлар):

5) бетоннинг қотиши натижасида ҳажмий қисқаришидан (бетонга атмосфера босими остида, иссиқлик таъсирида ишлов берилади) синфи. В40 бўлган бетон учун

$$\sigma_8 = 40 \text{ МПа};$$

6) бетоннинг давомли сирпанувчанлигидан арматурадаги дастлабки

кучланишларнинг камайишини топиш учун, одиндан зўриқтирувчи P кучнинг қиймати аниқланади:

$$P = 9{,}82\ (1{,}0\times720 - 223{,}15) = 4879{,}0\ \text{МПа}\cdot\text{см}^2 = 487{,}9\ \text{кН}.$$

Таранглашган арматура сатҳидаги бетондаги кучланиш

$$\sigma_{bp} = \frac{487{,}9.(10)}{1457{,}45} + \frac{487{,}9(10)\times 27{,}44 - 65{,}88\times10^3}{513416{,}16}27{,}44 = 6{,}974\ \text{МПа}.$$

$\sigma_{bp} / R_{bp} = 6{,}974/\ 24 = 0{,}29 < \alpha = 0{,}75$ бўлганлиги учун,

$$\sigma_9 = 150\times0{,}85\times0{,}29 \approx 37{,}0\ \text{МПа}.$$

Тўсин тайёрлангандан сўнг арматурадаги кучланишларнинг жами камайиши (иккинчи гуруҳ камайишлар):

$$\sigma_{loss,2} = 40 + 37 = 77\ \text{МПа};$$

кучланишларнинг умумий камайиши эса,

$$\sigma_{loss} = 223{,}15 + 77 \approx 300\ \text{МПа}.$$

Мустақил ечиш учун мисоллар бўйича маълумотлар II.29 жадвалда келтирилган.

II.29 жадвал. Олдиндан таранглаштириладиган арматурадаги кучланишларнинг камайишини аниқлаш бўйича маълумотлар

Вариант	Арматурани тортиб таранглаш усули	Тўсин узунлиги L, м	Арматурани таянчлардан бўшатиш вақтидаги бетоннинг мустаҳкамлиги, R_{bp}, МПа	Бетон синфи, В	Таранглаштириладиган арматура синфи	Арматура юзаси, см^2		Коэффициент, γ_{b2}
						A_s	A'_s	
1	Таянчларга	12	11,0	20	А600(AIV)	10,18	2,26	1,0
2	Қолипга	14	11,0	25	А800(AV)	12,56	3,08	0,9
3	Таянчларга	16	11,0	30	А1000(AVI)	15,2	4,02	1,1
4	Қолипга	18	11,0	35	А400в	19,63	5,09	0,9
5	Таянчларга	21	11,0	15	Ат400(АтIV)	24,63	6,28	1,0
6	Қолипга	24	15,5	40	К-7	11,4	7,6	0,9
7	Таянчларга	12	15,5	40	А1000(AVI)	14,73	9,82	1,1
8	Қолипга	14	11,0	30	А400в	18,47	4,02	0,9
9	Таянчларга	16	15,5	30	Ат1000(АтVI)	12,56	5,09	1,0
10	Қолипга	18	11,0	20	А400в	15,2	6,28	0,9
11	Таянчларга	21	11,0	15	А800(AV)	19,63	7,6	1,0
12	Қолипга	24	15,5	30	К-7	14,73	9,82	1,1

7.4. Кесимларни дарз кетишга текшириш

Мисол 31. Юқорида, 28 мисолда келтирилган маълумотлардан фойдаланиб тўсин нормал кесим бўйича дарз кетишга текширилсин. Ташқи юк таъсиридан ҳосил бўладиган эгувчи момент қиймати M_r = 169,8 кН·м.

Ечими. Арматурага берилган дастлабки кучланишларнинг умумий камайишини эътиборга олиб ва арматурани тортиб таранглашдаги аниқлик коэффициентини γ_{sp} = 1,0 деб қабул қилиб, олдиндан зўриқтирувчи Р. куч қиймати (11.24) формуладан аниқланади:

$$P = 9{,}82(1{,}0\times 720 - 300) = 4124{,}4 \text{ МПа}\times\text{см}^2 = 412{,}44 \text{ кН}.$$

Зўриқтирувчи P куч таъсиридан, тўсин кўндаланг кесимининг чўзилган зонасидан энг узоқ жойлашган шартли ядро нуқтасига нисбатан олинган момент (18.12) формуладан аниқланади:

$$M_{rp} = 412{,}44\ (10{,}86 + 27{,}44) = 15796{,}4 \text{ МПа}\cdot\text{см}^2 \approx 15796 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Тўсин бўйлама ўқига нормал бўлган кўндаланг кесим юзаси қабул қиладиган ва дарз кетиш ҳолатига мос келадиган эгувчи моментнинг қиймати (18.7) формуладан топилади:

$$M_{crc} = 2{,}1\times 27696{,}55\ (10^2) + 157960\ (10^2) = 216122 \text{ Н}\cdot\text{см} = 216{,}1 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

(18.10) шарт бажарилганлиги учун (M_r = 169,8 кН·м < M_{crc} = 216,1), тўсиннинг чўзилган зоналарида дарз кетмайди.

Тўсинни тайёрлашда зўриқтирувчи P куч таъсиридан унинг юқори, чўзилган толаларида дарз кетиш-кетмаслиги (18.11) формуладан текширилади:

$$P\ (e_{op} - r) - M_{m.x.o} \le R_{bt,ser} \times W'_{pl},$$

$$412{,}44\ (27{,}44 - 12{,}78) - 65{,}88\ (10^2) =$$

$$= -541{,}6 \text{ кН}\cdot\text{см} < 1{,}87\times 27943{,}5\ 10^{-1} = 5225{,}4 \text{ кН}\cdot\text{см},$$

бу ерда ::$M_{m.x.o}$ =65,88 (10^2) кН·м - тўсин хусусий оғирлигидан эгувчи момент.

Шарт бажарилганлиги учун P зўриқтирувчи куч таъсиридан тўсиннинг юқори чўзилган толаларида дарз кетмайди. Юқорида келтирилган шартда $R_{bt,p}$ нинг қиймати R_{bp} нинг қийматига қараб олинади; R_{bp} = 24 МПа, $R_{bt,p}$ = 1,87 МПа.

Мисол 32. Юқорида, 28 мисолда келтирилган маълумотлардан фойдаланиб тўсин қия кесими бўйича дарз кетишга чидамлилиги текширилсин. Тўсин таянч зонасидаги максимал кесувчи кучнинг миқдори Q = 57,36 кН.

Ечими. Тўсиннинг қия кесими бўйича дарз кетишга чидамлилиги тўсин четларида, кучланишларни узатиш зонаси $\boldsymbol{l_p}$ чегарасида олдиндан берилган σ_{sp} кучланишнинг камайишини ҳисобга олиб тўсин келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказида текширилади.

Зўриқтирилган арматуранинг бетонга анкерланиш зонасининг узунлиги $\boldsymbol{l_p}$ (12.1) формуладан топилади:

$$l_p = \left(\omega_p \frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} + \lambda_p \right) d = \left(0,25 \frac{507}{24} + 10 \right) 25 = 382 \text{ì ì},$$

бу ерда, σ_{sp} = 720 – (52 + 81,25 + 79,7) ≈ 507 МПа.

(12.1) жадвалдан қовурғали арматура учун ω_p = 0,25; λ_p = 10.

Тўсин таянчдан x = 180 мм $< l_p = 382 мм$, масофадаги кесувчи кучнинг қиймати

$$Q(x) = Q - a \times q \times x \times \gamma_f \times \gamma_n = 57,36 - 3(2,9 + 0,5)\ 0,18 \times 0,95 \times 1,0 = 55,62 \text{ кН},$$

бу ерда: a- тўсин қадами, 3,0 м; q=(2,9 + 0,5) кН/м^2- 1 м^2 юзага таъсир қиладиган жами юк миқдори; x = 180 мм.

Таянчдан x = 180 мм масофада тўсин қовурғасининг кўндаланг кесимидаги зўриқтирувчи кучнинг қиймати:

$$P_x = P_2 \frac{x}{l_p} = 412,44 \times \frac{180}{382} = 194,3 кН.$$

Бу кучнинг таъсиридан нормал кучланишнинг қиймати, (10.36) формуладан [7],

$$\sigma_x = \frac{-194,3(10)}{1457,45} = -1,33 \ МПа.$$

Тўсин келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказига нисбатан, силжийдиган қисми кесимининг статик моменти:

$$S_{\text{red}} = (b'_f - b) h'_f (y - h'_f/2) + b\, y^2/2 =$$

$$= (40 - 20)10(27,56 - 10/2) + 20\times 27,56^2/2 = 12107,5 \text{ см}^3.$$

Тўсин қовурғасининг кўндаланг кесимидаги уринма кучланишнинг қиймати (10.40) формуладан [7] топилади:

$$\tau_{xy} = \frac{55,62(10)\times 12107,5}{20\times 513416,16} = 0,65\ МПа.$$

Тўпланган куч (тўсиннинг таянч реакциясидан) таъсиридан маҳаллий кучланишни топиш учун қуйидагилар ҳисобланади: $\alpha = x/h = 18/60 = 0,3$; $\beta = y/h = 27,56/60 = 0,46$.

Маҳаллий кучланишнинг қиймати (10.39) формуладан [7]:

$$\sigma_{y.loc} = \frac{57,3.(10)}{20\times 60}\frac{(0,46)^2}{1,57}\left|\frac{3-2\times 0,46}{\left(1+0,3^2\right)^2} - \frac{0,46}{\left(0,3^2+0,46^2\right)^2}\right| = -0,21 МПа.$$

Бош чўзувчи ва бош сиқувчи кучланишларнинг қийматлари (10.35) формуладан [7] ҳисобланади:

$$\sigma_{mc}^{mt} = \frac{-1,33-0,21}{2} \pm \sqrt{\frac{(-1,33+0,21)^2}{4} + 0,65^2} = = (-0,77 \pm 0,86) МПа :$$

бош чўзувчи кучланиш σ_{mt} = - 0,77 + 0,86 = 0,09 МПа;

бош сиқувчи кучланиш σ_{mc} = - 0,77 – 0,86 = - 1,63 МПа.

(10.33) шартга [7] мувофиқ,

$$\sigma_{mt} = 0,09 \text{ МПа} < 1,0\text{x}2,1 = 2,1 \text{ МПа}$$

бўлганлиги учун, тўсин қовурғасининг қия кесими бўйича дарз кетмайди.

Бу ерда,

$$\gamma_{b4} = \frac{1-1,68/29}{0,2+0,01\times 40} = 1,57 > 1,0$$

бўлганлиги учун, γ_{b4} = 1,0 деб қабул қилинади.

8. ДЕФОРМАЦИЯ БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ

Мисол 33. Юқорида, 31 ва 32 мисолда келтирилган маълумотлардан фойдаланиб тўсиннинг салқилиги аниқлансин.

Тўсиннинг чўзилган зоналарида дарз кетмаганлиги учун, унинг эгрилиги

(20.1) формуладан, салқилиги эса, (20.2) формуладан ҳсобланади.

Қисқа вақт таъсир қиладиган юклардан тўсиннинг эгрилиги (20.2) формуладан:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{25.10^5}{0,85\times 32,5\times 10^3 (100) 513416,16,7} = 0,176\times 10^{-5}\frac{1}{\text{ñì}};$$

салқилигини эса, (20.21) формуладан :

$$f_1 = \frac{5}{48}\cdot 0,176.10^{-5}(1184)^2 = 0,257\ \text{ñì}\ .$$

Доимий ва узоқ вақт таъсир қиладиган юклардан тўсиннинг эгрилиги (20.2) формуладан:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{144,8.10^5\times 2}{0,85\times 32,510^3 (100) 513416,16} = 2,04\times 10^{-5}\frac{1}{\text{ñì}},$$

салқилиги эса,

$$f_2 = \frac{5}{48}2,04\times 10^{-5}(1184)^2 = 2,98\ \text{ñì}\ ,$$

бу ерда, ҳавонинг намлиги $\varphi_{inf} > 40$ % бўлганлиги учун, $\gamma_{b2}=2$; бетоннинг қисқа вақт ичида сирпанувчанлигини эътиборга оладиган коэффициент $\gamma_{b1}= 0,85$.

Олдиндан зўриқтирувчи Р куч таъсиридан тўсиннинг букилишдаги эгрилиги (20.4) формуладан:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_s = \frac{412,44\times 10^3\times 27,44}{0,85\times 32,5.10^3 (100) 513416,16} = 0,8.10^{-5}\frac{1}{\text{ñì}},$$

букилиши эса,

$$f_3 = \frac{1}{8}\times 0,8\times 10^{-5}(1184)^2 = 1,40\ \text{ñì}\ .$$

Бетоннинг ҳажмий қисқариши ва зўриқтирувчи *P* куч таъсиридан бетон деформациясининг ошиши (бетоннинг сирпанувчанлигидан) натижасида, тўсиннинг букилишдаги эгрилигини (20.5) формуладан:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{45,8.10^{-5} - 21,0.10^{-5}}{55} = 0,45\times 10^{-5}\frac{1}{\text{ñì}};$$

бу ерда, (20.6) ифодаларга мувофиқ:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_s} = \frac{87}{1{,}9.10^{-5}} = 45{,}8 \times 10^{-5};$$

$$\varepsilon'_b = \frac{\sigma'_f}{E_s} = \frac{40}{1{,}9.10^{-5}} = 21{,}0 \times 10^{-5}.$$

(20.7) ва (20.8) ифодаларга биноан эса,

$$\sigma_b = 10{,}2 + 40 + 37 \approx 87 \text{ МПа}; \quad \sigma'_b = 0 + 40 + 0 = 40 \text{ МПа}.$$

Бетоннинг ҳажмий қисқариши ва зўриқтирувчи Р куч таъсиридан бетон деформациясининг ошиши натижасида тўсиннинг букилиши:

$$f_4 = \frac{1}{8}.0{,}45 \times 10^{-5}(1184)^2 = 0{,}79 \text{ см}.$$

Тўсиннинг умумий салқилиги қуйидагига тенг:

$$f = f_1 + f_2 - f_3 - f_4 = 0{,}257 + 2{,}98 - 1{,}40 - 0{,}79 =$$

$$= 1{,}047 \text{ см} \approx 1{,}05 \text{ см} < [3 \text{ см}].$$

Тўсиннинг салқилиги рухсат этилган салқиликдан кам. Тўсин эксплуатация қилиш талабига жавоб беради.

III ҚИСМ.
ЛАБОРАТОРИЯ МАШҒУЛОТЛАРИ

Дарсликда ўқув дастурида тавсия этилган иккита лаборатория ишини бажариш бўйича тушунтириш берилган:

1. Эгилишга ишлайдиган темирбетон тўсинни нормал кесим бўйича бузилишга синаш;

2. Эгилишга ишлайдиган темирбетон тўсинни қия кесим бўйича бузилишга синаш.

Ҳар бир лаборатория ишини бажариш бўйича материал қуйидаги тартибда келтирилган:

1. Ишни бажаришдан мақсад;

2. Бетон ва арматуранинг мустаҳкамлик ва деформация характеристикаларини аниқлаш;

3. Синов намуналарининг конструкцияси (геометрик ўлчамлари ва арматуралаш схемаси);

4. Намуналарни юклаш схемаси ва ўлчов асбобларини ўрнатиш;

5. Назарий ёриқбардошлик моментини аниқлаш;

6. Синов намунасининг бузилиш ҳолатидаги эгувчи моментнинг назарий миқдорини аниқлаш;

7. Юклаш босқичини аниқлаш;

8. Темирбетон намунани синаш (синов намунасининг бузилиш ҳолатидаги эгувчи моментнинг тажрибавий қийматини аниқлаш).

9. Синов натижаларга ишлов бериш.

Ҳар бир лаборатория ишини бажаришда техника хавфсизлигига риоя қилиш бўйича кўрсатмалар келтирилган.

Ҳар бир лаборатория иши бўйича ўзлаштирилган билимларни мустаҳкамлаш учун назорат саволлари келтирилган.

III.1. ЛАБОРАТОРИЯ ИШИ №1

Мавзу: Эгиладиган элементни нормал кесим бўйича бузилишга синаш

1. Ишни бажаришдан мақсад: нормал кесим бўйича бузиладиган эгиладиган тўсиннинг мустаҳкамлиги, ёриқбардошлиги ва деформациясини тадқиқ этиш.

2. Арматура ва бетоннинг мустаҳкамлик ва деформацияланувчанлик характеристикаларини аниқлаш.

Тадқиқотни ўтказиш учун асосий синов намуналари – темирбетон тўсинлар билан бирга ёрдамчи намуналар тайёрланади. Ёрдамчи намуналар сифатида қиррасининг ўлчами 150 мм (ёки ўлчами 100 мм) бўлган уч дона куб ва уч дона арматура стерженлари тайёрланади.

Темирбетон тўсин ва ёрдамчи бетон намуналар бир вақтда тайёрланиб ҳарорати 20 ± 2^0C ва нисбий намлиги ≥90% бўлган шароитда 28 кун давомида сақланади. Ёрдамчи намуналар сифатида қиррасининг ўлчами 100 мм бўлган бетон қублар ҳам синалиши мумкин. У вақтда бетон мустаҳкамлиги 0,95 коэффициентга кўпайтирилади.

Асосий намуна - темирбетон тўсинни арматуралаш учун ишлатилган арматуранинг диаметри кичик бўлганда синов намунаси сифатида узунлиги 100 мм бўлган стерженлар қабул қилиниши мумкин.

Ёрдамчи бетон намуналар - кублар асосий синов намуналари темирбетон тўсинни синашдан бир кун олдин, лекин 28 кундан кам бўлмаган муддатда синалади (III. 1- расм).

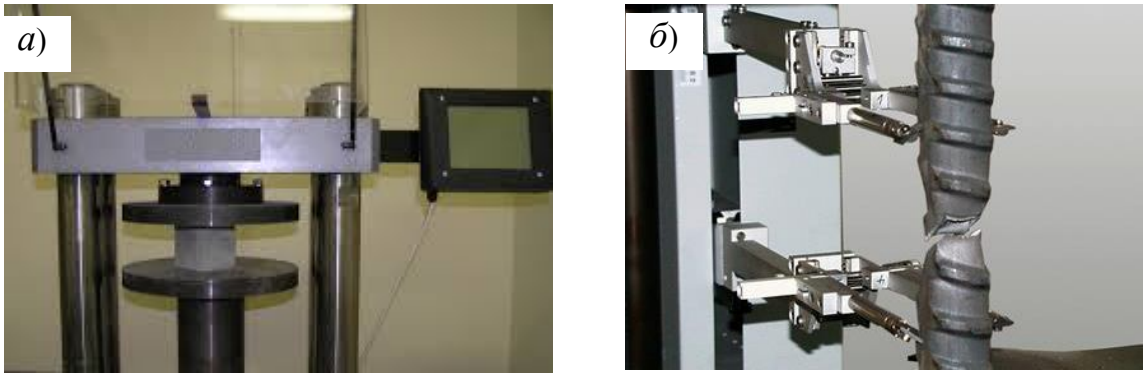
Қирраларининг ўлчами 150 мм (стандарт намуна) бўлган учта ёрдамчи бетона намуна синалганда қуйидаги натижалар олинган:

R_1=30 МПа; R_1=31 МПа; R_1=32 МПа.

Бетон кубнинг ўртача мустаҳкамлиги - $R_m = \dfrac{R_1 + R_2 + R_3}{3} = 31$ МПа.

Ўртача кубик мустаҳкамликка мос бўлган бетоннинг призматик мустаҳ-

камлиги (5.1) формуладан: $R_b=(0,77-0,001R_m)R_m=22,9$ МПа.



III.1-расм. Бетон кубни (*а*) ва арматурани (б) синаш

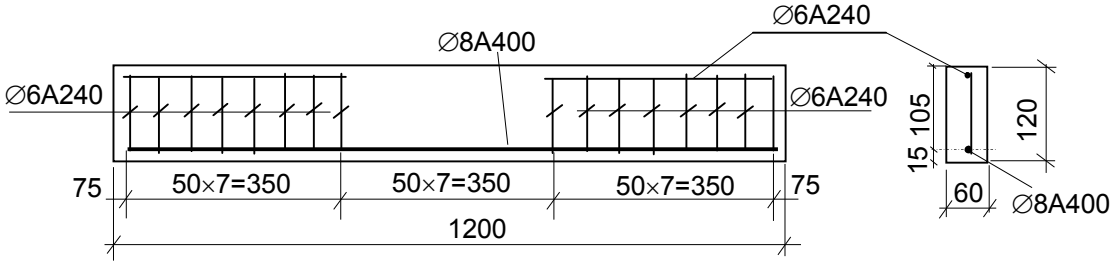
R_b = 22,9 МПа мустаҳкамликка мос бўлган бетоннинг ўқ бўйича чўзилишдаги мустаҳкамлиги (5.3) формуладан R_{bt} =1,85 МПа.

R_b = 22,9 МПа мустаҳкамликка мос бўлган бетоннинг бошлангич эластик модули (5.17) формуладан E_b = 34236 МПа.

Арматура намуналари: диаметри 8 мм бўлган А400 синфли 3 дона стержен синалганда (III.1,б-расм) арматуранинг оқиш чегарасига мос бўлган қаршиликлар олинган; R_{s1} = 435 МПа; R_{s2} = 440 МПа; R_{s3} = 445 МПа.

Арматуранинг ўртача қаршилиги: $R_{sm}=\dfrac{R_{s1}+R_{s2}+R_{s3}}{3}=440$ МПа.

3. Асосий синов намунаси – темирбетон тўсиннинг конструкцияси.



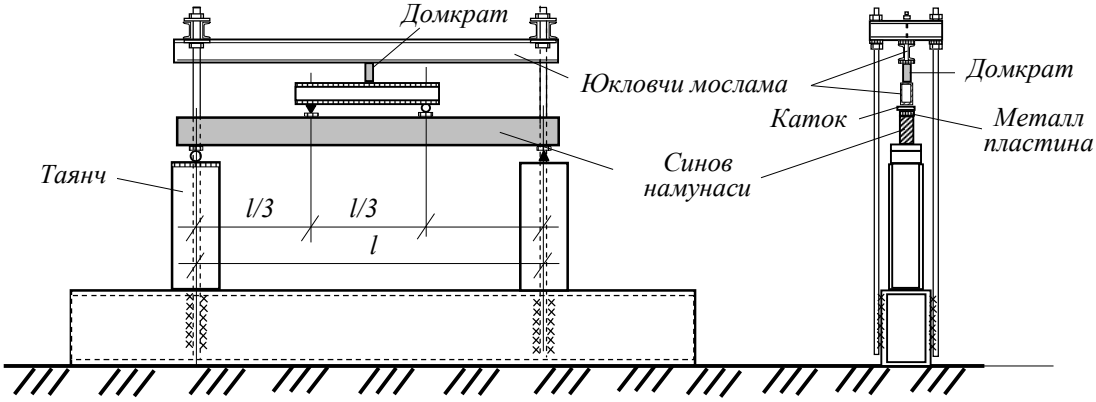
III.2-расм. Синов намунаси

4. Намуналарни юклаш схемаси ва ўлчов асбобларини ўрнатиш

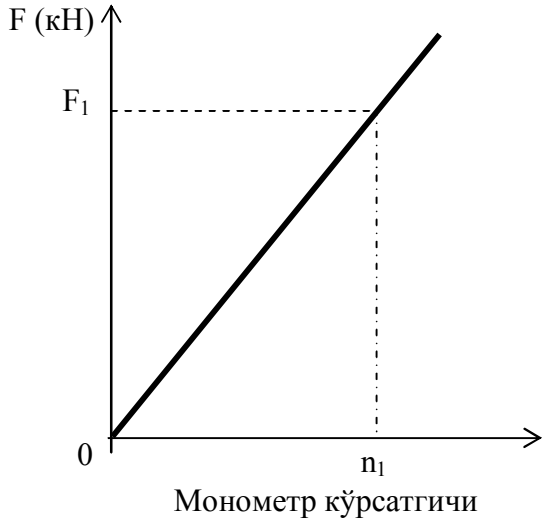
Темирбетон тўсин махсус ясалган синов ускунасида синалади (III.3-расм). Темирбетон тўсин гидравлик домкрат ёрдамида юкланади. Юклаш ускунаси гидравлик домкрат, насос станцияси ва монометрдан иборат.

Юклаш ускунаси намунавий динамометрлар ёрдамида тарировка

қилинади. Бунда монометр кўрсатгичи билан домкратда ҳосил бўладиган куч орасидаги боғланиш графиги тузилади (III.4-расм).



III.3-расм. Синов намунаси

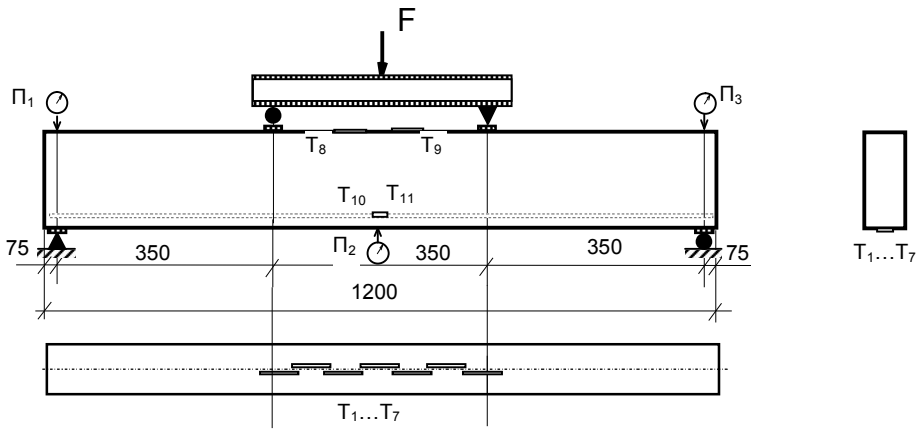


III.4-расм

Тўсин шундай юкланиши керакки тўсин равоғининг ўрта қисмида соф эгилиш зонаси пайдо бўлсин. Бу арматурадаги чўзилиш ва бетондаги сиқилиш деформацияларини соф эгилиш зонасининг бир-неча нуқталарида ўлчаш имконини беради. Олинадиган натижаларнинг ишончлиги ошади. Арматурадаги деформациялар унинг сиртига ёпиштирилган базаси 20 мм бўлган,бетондаги деформациялар бетон сиртига ёпиштирилган базаси 50 мм бўлган тензорезисторлар ёрдамида ўлчанади. Т1…Т2 тензорезисторлар тўсиннинг энг кўп чўзиладиган пастки томонида ёпиштирилади. Т8 ва Т9 тензорезисторлар тўсиннинг энг кўп сиқиладиган юқори томонида ёпиштирилади. Т10 ва Т11 тензорезисторлар чўзаладиган иккита арматура сиртларига ёпиштирилади.

Тўсин вертикал юклар билан юкланганда унинг таянчларидаги мослама-лар деформацияланади. Бу деформациялар (салқиликлар) П1 ва П3 индика-

торлар ёрдамида ўлчанади. Тўсиннинг ўрта қисмининг салқилиги эса, П2 интикаторлар ёрдамида ўлчанади (III.5-расм).



III.5-расм. Тўсинда ўлов асбобларини ўрнатиш схемаси.

Тензорезисторлар ва индикаторлар кўрсатгичлари бўйича бетон ва арматуралардаги деформациялар қуйидаги формуладан

$$\varepsilon_b(\varepsilon_{bt})=\Delta T\times(\text{Ш.Б.К.})k, \qquad \text{(III.1)}$$

тўсиннинг салқилиги эса, кўйидаги формуладан ҳисобланади:

$$f=\left(\Delta П_2-\frac{\Delta П_1+\Delta П_3}{2}\right)\times(\text{Ш.Б.К.})k, \qquad \text{(III.2)}$$

бу ерда: ΔT ва $\Delta П$ юк қўйилгунча ва қўйилгандан кейин мос ўлчов асбобидан олинган саноқлар фарқи;

$Ш.Б.К$ - мос ўлчов асбоби шкласининг бўлмалари қиймати.

k - ўлчов асбоби пастпорти бўйича хатолик коэффициенти.

Тўсин хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган юк

$$g=b\times h\times\rho=0,06\times0,12\times25=0,18 \text{ кН/м.}$$

Эгувчи момент - $M_{ð.î.}=\frac{gl_0^2}{8}=\frac{0,18\times1,05^2}{8}=0,0248$ кН·м.

Юкловчи мослама оғирлиги $G_{мосл}=20$ кг.

Юкловчи мослама оғирлигидан соф эгилиш зонасидаги эгувчи момент

$$M_{ì\ î\tilde{n}}=\frac{G}{2}\times\frac{l_0}{3}=\frac{0,2\times1,05}{6}=0,035 \text{ кН·м.}$$

Бузилиш босқичида тўсин равоғи ўртасидаги максимал эгувчи момент

$$M_u^{\max} = F_u^{\max}\frac{l_0}{6} + M_{õ.î.} + M_{ì î ñ} \text{ (кН·м).} \qquad \text{(III.3)}$$

Ёриқ пайдо бўлиш босқичида тўсин равоғи ўртасидаги максимал эгувчи момент -

$$M_{crc}^{\max} = F_{ucrc}^{\max}\frac{l_0}{6} + M_{õ.î.} + M_{ì î ñ} \text{(кН·м).} \qquad \text{(III.4)}$$

4. Назарий ёриқбардошлик моментини аниқлаш.

Эгиладиган тўсиннинг назарий ёриқбардошлик моментини дарсликнинг биринчи қисми 15 бобда келтирилган формулалар бўйича аниқлаймиз.

Тўсин кўндаланг кесимининг келтирилган юзаси (11.28) формуладан

$$A_{red} = A_b + \alpha A_s = 6\times 12 + 5{,}84\times 0{,}503 = 75{,}0 \text{ см}^2,$$

бу ерда $\alpha = \dfrac{E_s}{E_b} = \dfrac{2\times 10^5}{34236} = 5{,}84.$

Тўсин пастки қиррасига нисбатан кесим юзасининг келтирилган статик моменти (11.29) формуладан:

$$S_{red} = S_b + \alpha S_s = 6\times 12\times\frac{12}{2} + 5{,}84\times 0{,}503\times 1{,}5 = 436{,}4 \text{ см}^2,$$

Тўсин пастки қиррасидан келтирилган кесим оғирлик марказигача бўлган масофа (11.30) формуладан: $y = \dfrac{S_{red}}{A_{red}} = \dfrac{436{,}4}{75} = 5{,}8$ см.

Тўсин келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказига нисбатан инерция моменти (11.32) формуладан

$$J_{red} = J_b + \alpha J_s = \frac{6\times 12^2}{12} + 6\left(\frac{12}{2} - 5{,}8\right)^2 + 5{,}84\times 0{,}503\times(5{,}8-1{,}5)^2 =$$

$$= 864 + 2{,}88 + 54{,}31 = 921{,}2 \text{ см}^4.$$

Тўсин пастки чўзиладиган толаси учун момент қаршилиги:

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y} = \frac{921{,}2}{5{,}8} = 158{,}8 \text{ см}^3.$$

Назарий ёриқбардошлик моменти (18.7) формуладан $P = 0$ қабул қилиб ҳисобланади

$$M_{crc}^{наз} = R_{bt} \times W_{pl} = 1{,}85 \times 277{,}9 = 514{,}1\ МПасм^3 \approx 0{,}514\ кНм.$$

бу ерда: $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1{,}75 \times 158{,}8 = 277{,}9\ см^3$..

Назарий ёриқбардошликка мос келадиган ташқи куч

$$F_{crc,u} = \frac{6\left(M_{crc} - M_{x.o.} - M_{тос}\right)}{l_0} = \frac{6\left(0{,}514 - 0{,}0248 - 0{,}035\right)}{1{,}05} = 2{,}595\ кН.$$

5. Назарий бузувчи кучни аниқлаш.

(13.7) формуладан сиқилиш зонасининг баландлигини аниқлаймиз

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{440 \times 0{,}503}{22{,}7 \times 6} = 1{,}62\ \text{см}.$$

Сиқилиш зонасининг нисбий баландлиги $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1{,}62}{10{,}5} = 0{,}154$.

Сиқилиш зонаси нисбий баландлигининг чегаравий қийматини (13.1) формуладан аниқлаймиз: $\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \times 22{,}7 = 0{,}668$;

$$\xi_R = \frac{0{,}668}{1 + \frac{440}{400}\left(1 - \frac{0{,}668}{1{,}1}\right)} = \frac{0{,}668}{1{,}432} = 0{,}466.$$

$\xi = 0{,}154 < \xi_R = 0{,}466$ бўлганлиги учун темирбетон тўсиннинг бузилиши чўзилган арматура томонидан бошланади (I ҳолат).

Назарий бузувчи моментни (13.4) формуладан ҳисоблаймиз:

$$M_u^{наз} = 22{,}9 \times 6 \times 1{,}62(10{,}5 - 0{,}5 \times 1{,}62) = 2156{,}8\ МПасм^3 \approx 2{,}157\ кНм.$$

(III.3) формуладан назарий бузувчи кучни аниқлаймиз

$$F_u^{наз} = \frac{6\left(M_u^{наз} - M_{x.o.} - M_{тос}\right)}{l_0} = \frac{6\left(2{,}157 - 0{,}0248 - 0{,}035\right)}{1{,}05} \approx 12{,}0\ кН.\ \text{(III.5)}$$

6. Юклаш жараёнининг ҳар бир босқичида бериладиган юк миқдорини аниқлаш.

Ҳар бир босқичда бериладиган юк миқдори бузувчи юкнинг 5-10% ни ташкил қилади.

Ташқи юк миқдори F = 0 дан 0,9× $F_{crc}^{наз}$ =0,9×2,592 =2,3 кН гача ўзгар-

ганда- $\Delta F \le 0{,}1\, F_{crc}^{наз} = 0{,}1 \times 2{,}592 = 0{,}26$ кН.

Ташқи юк миқдори $F = 2{,}3$ кН дан $F = 1{,}3 \times 2{,}3 = 3$ кН гача ўзгарганда-

$\Delta F \le 0{,}05\, F_{crc}^{наз} = 0{,}05 \times 2{,}592 = 0{,}13$ кН.

$\Delta F = 0{,}1\, F_{u}^{наз} = 0{,}1 \times 12 = 1{,}2$ кН - тўсин бузилгунча.

Юкнинг миқдори $F = 0{,}8\, F_{u}^{наз} = 0{,}8 \times 12 = 9{,}6$ кН га етганда ўлчов асбобларига шикаст етказмаслик учун улар синов намунасидан ечиб олинади.

7. Темирбетон тўсинни синаш.

Темирбетон намуна -тўсин синов ускунасига ўрнатилгандан кейин у босқичма босқич юкланади. Ҳар бир босқичда ўлчов асбоблари – тензорезисторлар ва индикатордан саноқлар олинади. Тўсин чўзилган зонасида пайдо бўладиган ёриқлар тўсин сиртида туш билан белгиланади ва рақамланади. Ёриқларнинг очилиш кенглиги чўзилган арматура сатҳида МПБ-2 микроскопи билан ўлчанади. Ҳамма саноқлар №1 ва №2 жадвалларга киритилади.

III.1- жадвал

F юк, кН	Тензорезисторлар бўйича олинган саноқлар фарқи									
	T_1	ΔT_1	T_2	ΔT_2	T_3	ΔT_3	T_4	ΔT_4	T_5	ΔT_5
0										
0,2										
0,4										
0,6										

III.1- жадвал давоми

F юк, кН	Тензорезисторлар бўйича олинган саноқлар фарқи											
	T_6	ΔT_6	T_7	T_7	T_8	ΔT_8	T_9	ΔT_9	T_{10}	ΔT_{10}	T_{11}	ΔT_{11}
0												
0,2												
0,4												
0,6												

III.2- жадвал

F юк, кН	Индикатор бўйича олинган саноқлар фарқи						Салқилик, f, мм	Ёриқларнинг очилиш кенглиги, мм			
	$П_1$	$\Delta П_1$	$П_2$	$\Delta П_2$	$П_3$	$\Delta П_3$		a_1	a_2	a_3	a_4
0											
0,2											
0,4											
0,6											

8. Синов натижаларига ишлов бериш.

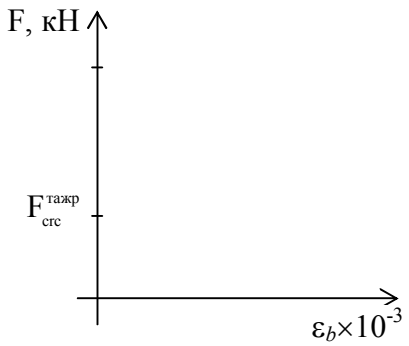
Синов натижалари бўйича қуйидаги графиклар тузилади :

IV.6- расм -ташқи юк билан сиқилган бетон деформацияси орасида;

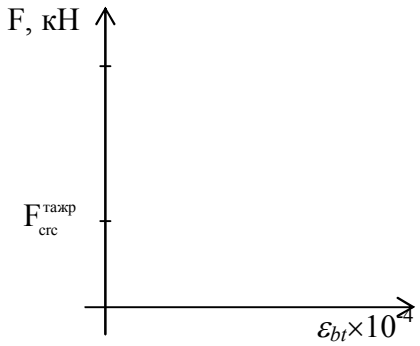
IV.7- расм ташқи юк билан сиқилган бетон деформацияси орасида ;

IV.8- расм - ташқи юк билан чўзилган арматура деформацияси орасида;

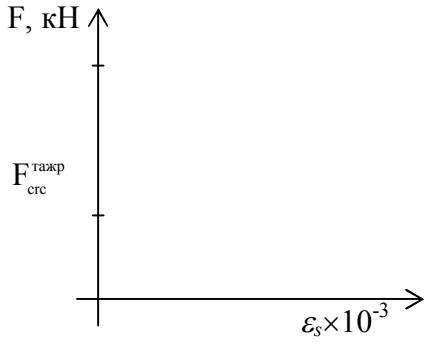
IV.9- расм - ташқи юк билан салқилик орасида.



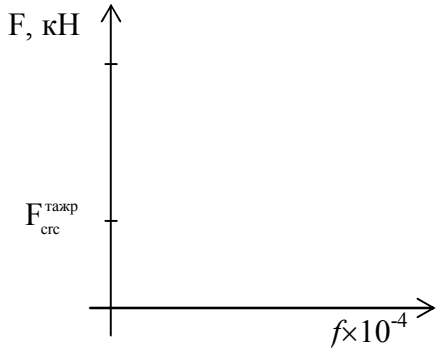
III.6- расм



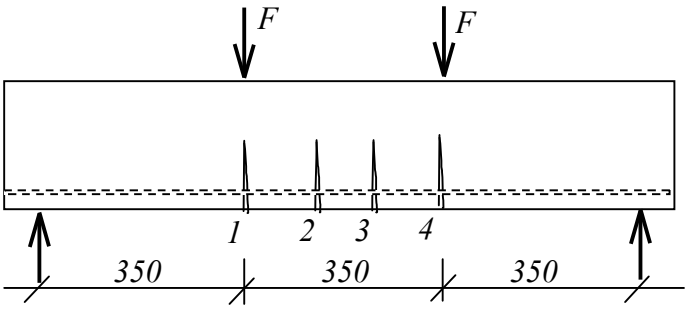
III.7- расм.



III.8- расм



III.9- расм



III.10- расм

Тўсин чўзилган зонасида ёриқ пайдо бўлган босқичда тажрибадан аниқланган ташқи юк $F_{crc}^{тажр}$=2,7 кН.

Тўсин бузилиш босқичида тажрибадан аниқланган ташқи юк $F_u^{тажр}$=12,7 кН.

Тўсин чўзилган зонасида ёриқ пайдо қилувчи назарий ва тажрибадан аниқланган кучларнинг фарқи

$$\frac{F_{crc}^{наз}-F_{crc}^{тажр}}{F_{crc}^{тажр}}=\frac{2,592-2,7}{2,7}100=-4\%.$$

Тўсинни бузувчи назарий ва тажрибадан аниқланган кучларнинг фарқи

$$\frac{F_u^{наз}-F_u^{тажр}}{F_u^{тажр}}=\frac{12,0-12,7}{12,7}100=-5.5\%.$$

Лаборатория иши махсус журналда расмийлаштирилиб ҳимоя қилинади.

III.2. ЛАБОРАТОРИЯ ИШИ №2

Мавзу: Эгиладиган элементни қия кесим бўйича бузилишга синаш

1. Ишни бажаришдан мақсад: эгиладиган тўсиннинг қия кесим бўйича мустаҳкамлиги, ёриқбардошлиги ва деформациясини тадқиқ этиш.

2. Арматура ва бетоннинг мустаҳкамлик ва деформацияланувчанлик характеристикаларини аниқлаш.

Тадқиқотни ўтазиш учун асосий синов намуналари – темирбетон тўсинлар билан бирга ёрдамчи намуналар тайёрланади. Ёрдамчи намуналар

сифатида қиррасининг ўлчами 150 мм (ёки ўлчами 100 мм) бўлган уч дона куб ва уч дона арматура стерженларидан фойдаланилади.

Темирбетон тўсин ва ёрдамчи бетон намуналар бир вақтда тайёрланиб ҳарорати 20 ± 2^0C ва нисбий намлиги ≥90% бўлган шароитда 28 кун давомида сақланади. Ёрдамчи намуналар сифатида қиррасининг ўлчами 100 мм бўлган бетон қублар синалганда унинг мустаҳкамлиги 0,95 коэффициентга кўпайтирилади.

Асосий намуна - темирбетон тўсин учун ишлатилган арматуранинг диаметри кичик бўлганда синов учун узунлиги 100 мм бўлган стержен олинади.

Ёрдамчи бетон намуналар-кублар асосий синов намуналари-темирбетон тўсинни синашдан бир кун олдин, лекин 28 кундан кам бўлмаган муддатда синалади.

Қирраларининг ўлчами 150 мм (стандарт намуна) бўлган учта ёрдамчи бетон намуна синалганда қуйидаги натижалар олинган: R_1 = 25 МПа; R_2 = 27 МПа; R_3 = 29 МПа.

Бетон кубнинг ўртача мустаҳкамлиги: $R_m = \dfrac{R_1 + R_2 + R_3}{3} = 27$ МПа.

Ўртача кубик мустаҳкамликка мос бўлган бетоннинг призматик мустаҳкамлиги (5. 1) формуладан: $R_b = \left(0,77 - 0,001R\right)R \approx 20$ МПа.

Ўртача кубик мустаҳкамликка мос бўлган бетоннинг ўқ бўйича чўзилишдаги мустаҳкамлиги (5.3) формуладан: $R_{bt,m} = 0,23\sqrt[3]{20^2} \approx 1,7$ МПа.

Ўртача кубик мустаҳкамликка мос бўлган бетоннинг бошлангич эластик модули (5. 17) формуладан: $E_{bm} = \dfrac{55000 \times 27}{18,8 + 27} \approx 32000$ МПа.

Арматура намуналари:

- диаметри 18 мм бўлган А400 синфли 3 дона стержен синалганда арматуранинг оқиш чегарасига мос бўлган қуйидаги қаршиликлар олинган:

R_{s1}=422 МПа; R_{s2} =427 МПа; R_{s3}=423 МПа;

арматуранинг ўртача қарилиги: $R_m = \frac{R_{s1} + R_{s2} + R_{s3}}{3} = 424$ МПа;

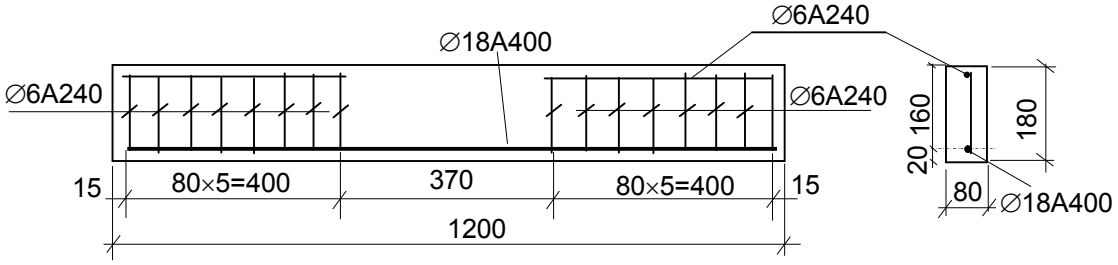
- диаметри 6 мм бўлган А240 синфли 3 дона стержен синалганда арматуранинг оқиш чегарасига мос бўлган қуйидаги қаршиликлар олинган:

R_{s1}=260 МПа; R_{s2} =270 МПа; R_{s3}=265 МПа;

арматуранинг ўртача қаршилиги: $R_m = \frac{R_{s1} + R_{s2} + R_{s3}}{3} = 265$ МПа.

Арматуранинг эластиклик модули $E_s = 2{,}1 \times 10^5$ МПа.

3. Асосий синов намунаси – темирбетон тўсиннинг конструкцияси.



III.11- расм.

4. Намуналарни юклаш схемаси ва ўлчов асбобларини ўрнатиш

Темирбетон тўсин махсус ясалган синов ускунасида синалади (III.3-расмга қаранг). Темирбетон тўсин гидравлик домкрат ёрдамида юкланади. Юклаш ускунаси гидравлик домкрат, насос станцияси ва монометрдан иборат. Юклаш ускунаси намунавий динамометрлар ёрдамида тарировка қилинади. Бунда монометр кўрсатгичи билан домкратда ҳосил бўладиган куч орасидаги боғланиш графиги тузилади (III.4-расмга қаранг).

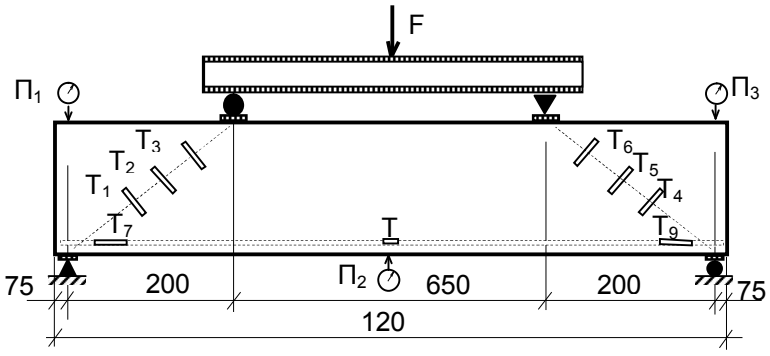
Тўсин шундай юкланиши керакки тўсин равоғининг ўрта қисмида соф эгилиш зонаси пайдо бўлсин. Бу арматурадаги чўзилиш ва бетондаги сиқилиш деформацияларини соф эгилиш зонасининг бир-неча нуқталарида ўлчаш имконини беради. Олинадиган натижаларнинг ишончлиги ошади. Арматурадаги деформациялар унинг сиртига ёпиштирилган базаси 20 мм бўлган, бетондаги деформациялар бетон сиртига ёпиштирилган базаси 50 мм бўлган тензорезисторлар ёрдамида ўлчанади. $T_1 \ldots T_6$ тензорезисторлар тўсиннинг таянчлари билан куч қўйилган нуқталарни бирлаштирувчи

чизиққа перпендикуляр ҳолатда ёпиштирилади (IV.4-расмга қаранг).

$Т_7$, $Т_8$ ва $Т_9$ тензорезисторлар тўсиннинг чўзилган зонасида жойлашган бўйлама арматурага ёпиштирилади.

Тўсин вертикал юклар билан юкланганда унинг таянчларидаги мосламалар деформацияланади. Бу деформациялар (салқиликлар) $П_1$ ва $П_3$ индикаторлар ёрдамида ўлчанади.

Тўсиннинг ўрта қисмининг салқилиги эса, индикаторлар $П_2$ ёрдамида ўлчанади.



Ш.12- расм.

Тензорезисторлар ва индикаторлар кўрсатгичлари бўйича бетон ва арматурадаги деформациялар қуйидаги формуладан

$$\varepsilon_b(\varepsilon_{bt})=\Delta T\times(\text{Ш.Б.К.})k.$$

тўсиннинг салқилиги эса, қўйидаги формуладан ҳисобланади:

$$f=\left(\Delta П_2-\frac{\Delta П_1+\Delta П_3}{2}\right)\times(\text{Ш.Б.К.})k,$$

бу ерда: ΔT ва $\Delta П$ юк қўйилгунча ва қўйилгандан кейин мос ўлчов асбобидан олинган саноқлар фарқи;

$Ш.Б.К$ - мос ўлчов асбоби шкаласининг бўлмалари қиймати.

k - ўлчов асбоби паспорти бўйича хатолик коэффициенти.

Тўсин хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган юк

$$g=b\times h\times\rho=0,08\times0,18\times25=0,36\ \text{кН/м}.$$

Тўсин хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган таянчлардаги кесувчи куч

$$Q_{x.o.}=\frac{gl_0}{2}=\frac{0,36\times1,05}{2}=0,27\ \text{кН}.$$

Юкловчи мослама оғирлиги $G_{мосл} = 20$ кг.

Юкловчи мослама оғирлигидан ҳосил бўладиган таянчлардаги кесувчи куч

$$Q_{мос} = \frac{G}{2} = \frac{0{,}2}{2} = 0{,}1\,\text{кН}.$$

Тўсин хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган эгувчи момент

$$M_{х.о.} = \frac{gl_0^2}{8} = \frac{0{,}36 \times 1{,}05^2}{8} = 0{,}05\,\text{кН·м}.$$

Юкловчи мослама оғирлигидан соф эгилиш зонасидаги эгувчи момент

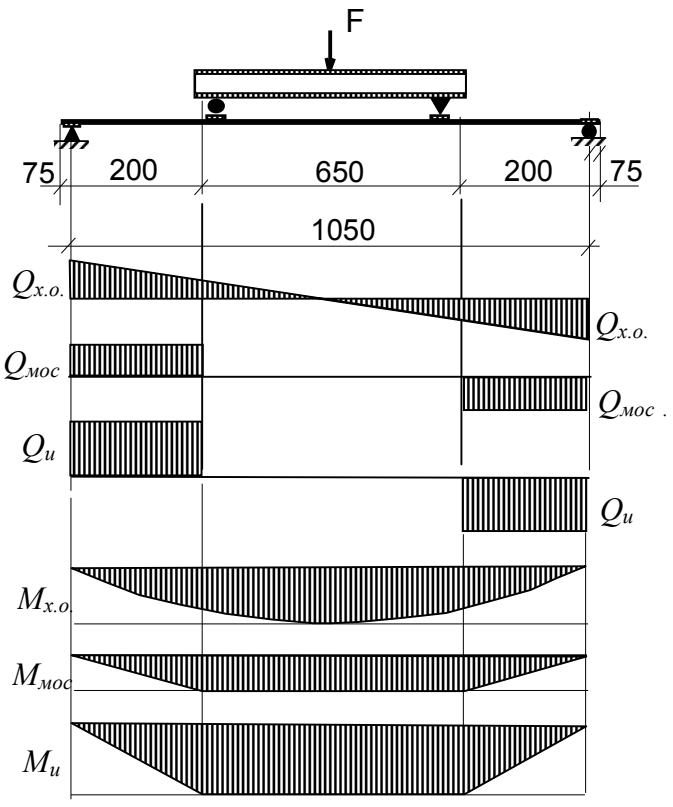
$$M_{мос.} = G_{мос}a = 0{,}1 \times 0{,}3 = 0{,}03\,\text{кН·м}.$$

Бузилиш босқичида тўсин таянчларидаги максимал кесувчи куч

$$Q_u^{\max} = F_u^{\max}\frac{1}{2} + Q_{х.о.} + Q_{мос}\ \text{(кН)}.$$

Ёриқ пайдо бўлиш босқичида тўсин таянчларидаги максимал максимал кесувчи куч

$$Q_{crc}^{\max} = F_{crc}^{\max}\frac{1}{2} + Q_{х.о.} + Q_{мос}\ \text{(кН)}.$$



III.13- расм.

4. Қия ёриқ пайдо бўлишидаги назарий кесувчи кучни аниқлаш.

Эгиладиган тўсиннинг қия ёриқ **пайдо бўлишидаги** назарий кесувчи кучни дарсликнинг биринчи қисми 15 бобда келтирилган формулалар бўйича аниқлаймиз.

Тўсин кўндаланг кесимининг келтирилган юзаси (11.28) формуладан аниқланади

$$A_{red} = A_b + \alpha A_s = 8 \times 18 + 6{,}29 \times 2{,}545 + 6{,}6 \times 0{,}283 = 162{,}0 \text{ см}^2,$$

бу ерда :: $\alpha_1 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \times 10^5}{32000} \approx 6{,}29.$ $\alpha_2 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2{,}1 \times 10^5}{32000} \approx 6{,}6.$

Тўсин пастки қиррасига нисбатан кесим юзасининг келтирилган статик моменти (11.29) формуладан:

$$S_{red} = S_b + \Sigma \alpha S_s = 8 \times 18 \frac{18}{2} + 6{,}29 \times 2{,}545 \times 2 + 6{,}6 \times 0{,}283 \times 14 =$$

$$= 1296 + 32 + 26 = 1354{,}0 \, см^3$$

бу ерда: $h_0 - a' = 16 - 2 = 14$ см.

Тўсин пастки қиррасидан келтирилган кесим оғирлик марказигача бўлган масофа (11.30) формуладан: $y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{1354}{162} = 8{,}36$ см.

Тўсин келтирилган кесим юзасининг оғирлик марказига нисбатан инерция моменти (11.32) формуладан

$$J_{red} = J_b + \Sigma \alpha J_s = \frac{8 \times 118^2}{12} + 8\left(\frac{18}{2} - 8{,}36\right)^2 + 6{,}29 \times 2{,}545 \times (8{,}36 - 2{,}0)^2 +$$

$$+ 6{,}6 \times 0{,}283(16 - 5{,}36 - 2)^2 = 3888{,}0 + 59{,}0 + 647{,}5 + 139{,}4 \approx 4675 \, см^4.$$

Тўсин кўндаланг кесими оғирлик марказидан ўтган ўқдан юқори жойлашган юзасининг шу ўкка нисбатан статик моменти

$$S_{red} = \frac{b(h - y)^2}{2} = \frac{8(18 - 8{,}36)^2}{2} = 372 \, см^3.$$

Қия ёриқлар пайдо бўлиш ҳолатидаги назарий кесувчи кучни (14.4) формуладан аниқлаймиз

$$Q_{crc}^{наз} = R_{bt}^{наз} \times \frac{J_{red} b}{S_{red}} = 1{,}7 \times \frac{4675 \times 8}{372} \approx 171{,}0 \, МПасм^2 = 17{,}1 \, кН.$$

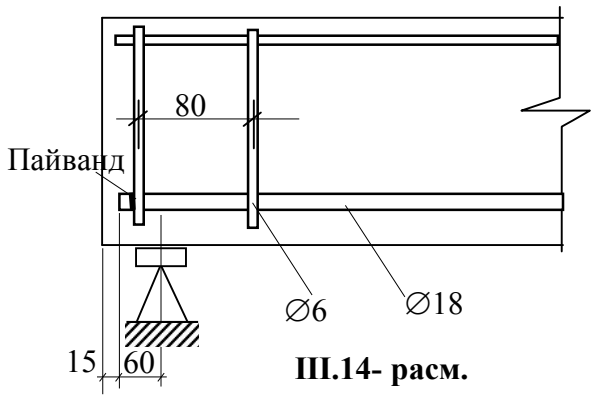
Назарий ёриқбардошликка мос келадиган ташқи куч

$$F_{crc,u}(Q) = 2(Q_{crc} - Q_{x.o.} - Q_{moc}) = 2(17{,}1 - 0{,}27 - 0{,}1) = 33{,}46 \, кН.$$

5. Тўсиннинг қия кесим бўйича кесувчи юк таъсиридан кўтариш қобилиятини аниқлаш.

Тўсиннинг қия кесим бўйича кесувчи юк таъсиридан кўтариш

қобилияти кўп омилларга боғлиқ. Бу омилларга тўсин чўзилган зонасини бўйлама арматура билан жиҳозлаш ва уни бетонга анкерланиши киради. Синов намунасида чўзиладиган арматура бетонга 60 мм га ўтказиб анкерланган (III.14-расм).



III.14- расм.

Бу узунлик бўйлама арматурани бетонга анкерланишини таъминланмагани учун бўйлама арматура стержени икки учида жойлашган охирги кўдаланг стерженларни бўйлама арматурага пайвандлаймиз.

Бу бўйлама арматуранинг бетонга ишончи анкерланишини таъминлайди ва қия ёриқ ҳосил бўлганда бетонга нисбатан силжишига йўл қўймайди.

Бу ҳолатда тўсин назарий курснинг 2 бобида келтирилган 2 схема бўйича бузилади.

Тўсиннинг қия кесим бўйича юк кўтариш қобилияти 14 бобда келтирилган (14.9) формуладан аниқланади.

Дастлаб (14.12) формуладан кўндаланг стерженлар қабул қиладиган бирлик зўриқишни аниқлаймиз:

$$q_{sw}=\frac{265\times 0{,}283}{8}=9{,}37\ МПасм=93{,}7\ Н/мм.$$

(14.16) ифодадан қия ёриқнинг элемент бўйлама ўқига проекциясини аниқлаймиз: $$c_0=\sqrt{\frac{2\times 1{,}7\times 8\times 16^2}{9{,}37}}=27{,}26\ см.$$

c_0=27,26 см < 2×16=32 см, лекин таянчдан куч қўйилган нуқтгача бўлган масофа a=20 см бўлганлиги учун c_0 = 20,0 см қабул қиламиз.

Энг хавфли қия кесимнинг горизонтал ўққа проекцияси (III.12-расм) таянч ўқидан тўпланган юк қўйилган нуқтадан бўлган масофа c = 20 см.

Тўсин сиқилган зонаси қабул қиладиган кесувчи куч (14.10) формула-

дан:

$$Q_b = \frac{2 \times 1{,}7 \times 8 \times 16^2}{20} = 348{,}16\ МПасм^2 = 34{,}8\ кН.$$

Кўндаланг стерженлар қабул қиладиган кесувчи куч (14.17) формуладан:

$$Q_{sw} = 9{,}37 \times 20 = 187{,}4\ МПасм^2 = 18{,}7\ кН..$$

Бузувчи кесувчи кучнинг назарий қиймати

$$Q_u^{наз} = Q_b + Q_{sw} = 34{,}8{+}18{,}7{=}53{,}5\ \text{кН}.$$

Тўсиннинг қия кесим бўйича бузилишига мос келувчи ташқи юк миқдори

$$F_u(Q) = 2(Q_u - Q_{x.o.} - Q_{тос}) = 2(53{,}5 - 0{,}27 - 0{,}1) = 53{,}13\ кН.$$

Тўсинни қия кесим бўйича бузувчи кучнинг миқдори нормал кесим бўйича бузувчи куч миқдоридан миқдоридан катта бўлиши керак, яъни $F_u(M) > F_u(Q)$.

Нормал кесим бўйича бузувчи куч миқдорини аниқлаймиз.

(13.16) тенгламадан сиқилиш зонасининг баландлигини аниқлаймиз

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A_s^{'}}{R_b b} = \frac{424 \times 2{,}545 - 265 \times 0{,}283}{20 \times 8} = 6{,}27\ \text{см}.$$

Сиқилиш зонасининг нисбий баландлиги $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{6{,}27}{16} = 0{,}39$.

Сиқилиш зонаси нисбий баландлигининг чегаравий қийматини (13.1) формуладан аниқлаймиз: $\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \times 20 = 0{,}69$;

$$\xi_R = \frac{0{,}69}{1 + \frac{424}{400}\left(1 - \frac{0{,}69}{1{,}1}\right)} = 0{,}49.$$

$\xi = 0{,}39 < \xi_R = 0{,}49$ бўлганлиги учун темирбетон тўсиннинг бузилиши чўзилган арматура томонидан бошланади (I ҳолат).

Назарий бузувчи момоментни (13.15) формуладан ҳисоблаймиз:

$$M_u^{наз} = 20{,}0 \times 8 \times 6{,}27(16 - 0{,}5 \times 6{,}27) = 12906{,}1\ МПасм^3 \approx 12{,}9\ кНм.$$

Назарий бузувчи моментга мос бўлган юк:

$$F_u^{наз}(M) = \frac{2(12{,}9 - 0{,}05 - 0{,}035)}{0{,}2} = 128{,}15\ кН.$$

6. Юклаш жараёнининг ҳар бир босқичида бериладиган юк миқдорини аниқлаш.

Ҳар бир босқичда бериладиган юк миқдори бузувчи кучнинг 5…10% ташкил қилади.

Ташқи юк миқдори $F = 0$ дан F=0,9×33,46 кН = 30 кН гача ўзгарганда –

$$\Delta F \le 0{,}1F_{crc,u} = 0{,}1 \times 33{,}46 = 3{,}3\ кН.$$

Ташқи юк миқдори $F = 30{,}0$ дан F =1,3×30,0 =39,0 кН гача ўзгарганда –

$$\Delta F \le 0{,}05F_{crc,u} = 0{,}05 \times 33{,}46 = 1{,}6\ кН.$$

$$\Delta F \le 0{,}1F_u = 0{,}1 \times 128{,}15 \approx 12{,}8\ кН.$$ - тўсин бузилгунча.

Юкнинг миқдори $F = 0{,}8F_u = 0{,}8 \times 128{,}15 \approx 100{,}0\ кН$ га етганда ўлчов асбобларига шикаст етказмаслик учун улар синов намунасидан ечиб олинади.

7. Темирбетон тўсинни синаш.

Темирбетон намуна-тўсин синов ускунасига ўрнатилгандан кейин у босқичма босқич юкланади. Ҳар бир босқичда ўлчов асбоблари – тензорезисторлар ва индикатордан саноқлар олинади. Тўсин чўзилган зонасида пайдо бўладиган ёриқлар тўсин сиртида туш билан белгиланади ва рақамланади. Ёриқларнинг очилиш кенглиги чўзилган арматура сатҳида МПБ-2 микроскопи билан ўлчанади. Ҳамма саноқлар №3 ва №4 жадвалларга киритилади.

III.3- жадвал

F юк, кН	Тензорезисторлар бўйича олинган саноқлар фарқи							
	T_1	ΔT_1	T_2	ΔT_2	T_3	ΔT_3	T_4	ΔT_4
0								
0,2								
0,4								
0,6								

III.3- жадвал давоми

F юк, кН	Тензорезисторлар бўйича олинган санoқлар фарқи									
	T_5	ΔT_5	T_6	T_6	T_7	ΔT_7	T_8	ΔT_8	T_9	ΔT_9
0										
0,2										
0,4										
0,6										

III.4- жадвал

F юк, кН	Индикатор бўйича олинган санoқлар фарқи						Салқилик, *f , мм*	Ёриқларнинг очилиш кенглиги, мм			
	$П_1$	$\Delta П_1$	$П_2$	$\Delta П_2$	$П_3$	$\Delta П_3$		a_1	a_2	a_3	a_4
0											
0,2											
0,4											
0,6											

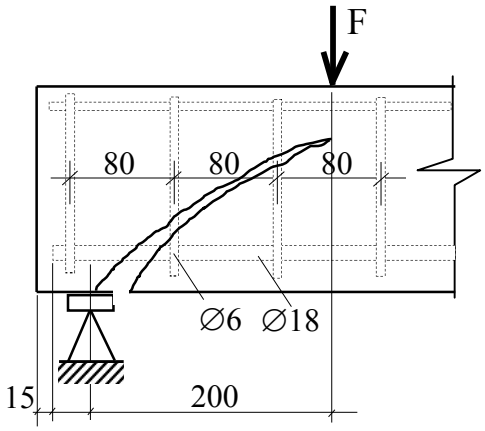
8. Синов натижаларига ишлов бериш.

Синов натижалари бўйича қуйидаги графиклар тузилади :

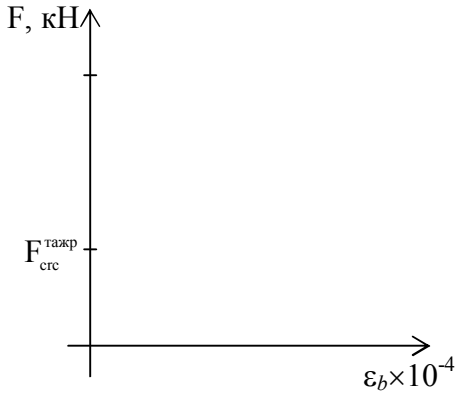
- ташқи юк билан сиқилган бетон деформацияси орасида (III.16 - расм);

- ташқи юк билан чўзилган арматура деформацияси орасида (III.17- расм);

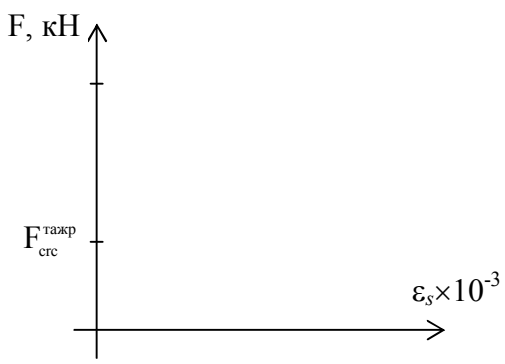
- ташқи юк билан салқилик орасида (IV.18- расм).



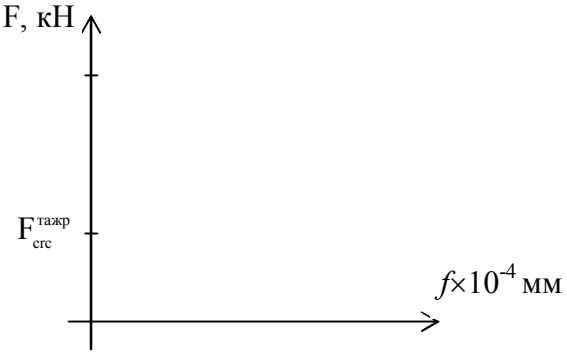
III.15- расм



III.16- расм



III.17- расм



III.18- расм

Тўсин чўзилган зонасида ёриқ пайдо бўлган босқичда тажрибадан аниқланган ташқи юк $F_{crc}^{тажр}$=40 кН.

Тўсин чўзилган зонасида ёриқ пайдо қилувчи назарий ва тажрибадан аниқланган кучларнинг фарқи

$$\frac{F_{crc}^{наз} - F_{crc}^{тажр}}{F_{crc}^{тажр}} = \frac{33{,}46 - 38}{38} 100 = -12\%.$$

Тўсин бузилиш босқичида тажрибадан аниқланган ташқи юк $F_u^{тажр}$=130 кН.

Тўсинни бузувчи назарий ва тажрибадан аниқланган кучларнинг фарқи

$$\frac{F_u^{наз} - F_u^{тажр}}{F_u^{тажр}} = \frac{128{,}15 - 140}{140} 100 = -8.5\%.$$

Лаборатория иши махсус журналда расмийлаштирилиб ҳимоя қилинади.

IV БЎЛИМ. КУРС ЛОЙИҲАСИ
Мавзу: Кўп қаватли тўлиқсиз синчли бино яхлит темирбетон конструкциялари элементларини лойиҳалаш

1. Лойиҳалаш бўйича кўрсатмалар

Тўсин плитали яхлит ораёпма. Бу ораёпма узун томонининг қисқа томонига нисбати 2 дан катта бўлган плита ва ўзаро кесишган тўсинлар тизими - ёрдамчи ва бош тўсинлардан иборат.

Ораёпманинг иқтисодий тежамкорлигини уни тайёрлаш учун сарф қилинадиган темирбетоннинг келтирилган қалинлиги бўйича баҳолаш мумкин.

Келтирилган қалинлик деб, плита, ёрдамчи ва бош тўсинлар ҳамда устунларни тайёрлаш учун талаб қилинадиган темирбетоннинг ораёпма юзаси бўйича тенг тақсимланган қалинлиги тушунилади.

Қовурғали яхлит ораёпманинг келтирилган қалинлиги қуйидаги формуладан аниқланади:

$$h_{red} = h_{s,red} + h_{sb,red} + h_{mb,red} + h_{c,red}, \qquad \text{(IV.1)}$$

бу ерда ::$h_{s,red}$, $h_{sb,red}$,$h_{mb,red}$ *ва* $h_{c,red}$ - плита, ёрдамчи ва бош тўсинлар ҳамда устуннинг келтирилган қалинликлари:

$$h_{s,red} = (1{,}2...1{,}4) l_s \sqrt{1_s + V_n}; \qquad \text{(IV.2)}$$

$$h_{sb,red} = (0{,}05...0{,}08) 1_{sb} \sqrt[3]{10 V_n^2 \times l_{sb} / l_s} \times K_{sb}; \qquad \text{(IV.3)}$$

$$h_{mb,red} = (0{,}04...0{,}05) 1_{mb} \sqrt[3]{10 V_n^2 \times 1_{mb} / 1_{sb}} \times K_{mb}; \qquad \text{(IV.4)}$$

$$h_{c,red} = (0{,}02...0{,}03) V_n \times H \times (n-1) \times K_c \times K_{mb}. \qquad \text{(IV.5)}$$

(IV.2… IV.5) формулаларда: l_s, l_{sb} ва l_{mb} - плита, ёрдамчи тўсин ва бош тўсинларнинг равоқ узунлиги, м; V_n - меъёрий муваққат юк миқдори, кН/м^2; $K_{sb} = (n_s \pm 1)/n_s$; $K_{mb} = (n_{sb} \pm 1)/n_{sb}$; $K_c = (n_{mb} \pm 1)/n_{mb}$; плиталар юк кўтарувчи деворларга ўрнатилган бўлса "-" ишора, плиталар тўсинларга қистириб маҳкамланган бўлса "+" ишора олинади; n_s , n_{sb} ва n_{mb} – плита, ёрдамчи тўсин ва бош тўсин равоқларининг сони; n –қаватлар сони; H – қават баландлиги, м.

Қовурғали яхлит ораёпмаларда ёрдамчи ва бош тўсинлар бир-бирига нисбатан перпендикуляр ҳолда жойлаштирилади. Бунда бош тўсинлар бинонинг эни ёки узунлиги бўйича жойлашиши мумкин. Бош тўсинларнинг равоқ узунлиги l_{mb} = 6...9 м, ёрдамчи тўсинларнинг равоқ узунлиги эса, l_{sb} = 5...7 м оралиқда тайинланади. Плитанинг равоқ узунлиги (ёрдамчи тўсинлар қадами) l_s = 1,5...2,5 м қабул қилинади.

Бош ва ёрдамчи тўсинларнинг йўналишларини ҳамда уларнинг узунликларини юқорида келтирилган миқдорларда ўзгартириб ораёпманинг бир-неч-та варианти тузилади.

Ҳар бир вариант учун IV.1 –формуладан ораёпманинг келтирилган қалинлиги ҳисобланади.

Қайси вариант бўйича ораёпманинг келтирилган қалинлиги минимал қийматга тенг бўлса, ўша вариант иқтисодий жиҳатдан тежамли деб қабул қилинади.

Танланган иқтисодий тежамли вариант учун плитанинг ҳақиқий қалинлиги келтирилган қалинликка тенг қилиб олинади, яъни h_s=$h_{s,red}$. Ёрдамчи ва бош тўсин кўндаланг кесимларининг баландликлари (см) қуйидаги формулалардан аниқланиши мумкин

$$h_{sb} = (1...1,3)\sqrt[3]{100 \cdot V_n \cdot l_s \cdot l_{sb}^{\,2}}\ ; \qquad \text{(IV.6)}$$

$$h_{mb} = (1...1,3)\sqrt[3]{100 \cdot V_n \cdot l_{sb} \cdot l_{mb}^{\,2}}\ ; \qquad \text{(IV.7)}$$

Ёрдамчи ва бош тўсин кесимларининг эни b_{sb} = (0,3 … 0,5)h_{sb} ва b_{mb} = (0,3 … 0,5)h_{mb} га тенг қабул қилинади.

Устун кесимининг ўлчами (см) қуйидаги формуладан аниқланиши мумкин

$$h_c = b_c = \sqrt{(10...12)\frac{N}{R_b}}\ , \qquad \text{(IV.8)}$$

бу ерда, N - кН ҳисобида қуйидаги формуладан аниқланади

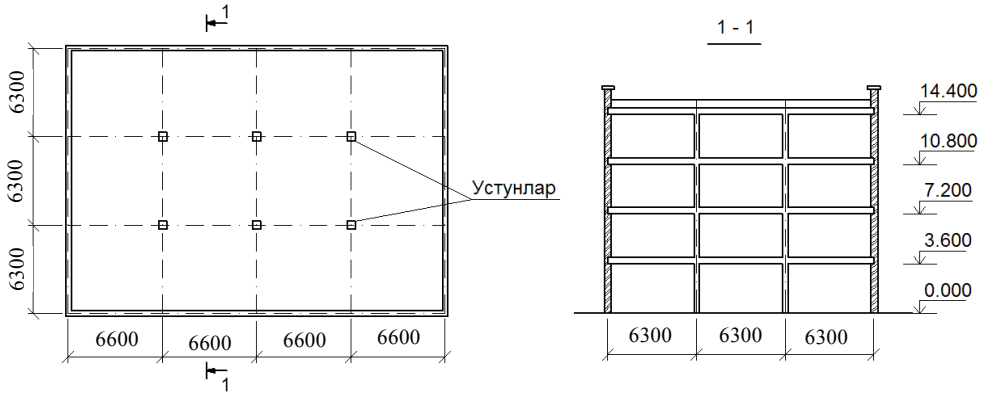
$$N = [l_{sb} \times l_{mb}\,(V_n + \rho h_s) + l_{sb} \times b_{sb}\,(h_{sb} - h_s)\,\rho n_1 + l_{mb} \times b_{mb}(h_{mb} - h_s)\rho](n\text{-}1), \qquad \text{(IV.9)}$$

R_b - бетоннинг сиқилишдаги мустаҳкамлиги бўйича синфига боғлиқ бўлган ҳисобий қаршилиги, МПа; ρ- темирбетоннинг зичлиги, 25 кН/м^3; n_1 - устун юк таъсир юзасига тўғри келадиган ёрдамчи тўсинлар сони.

Қовурғали яхлит ораёпма ҳисоби тартиб билан бажариладиган тўсинсимон плита, ёрдамчи ва бош тўсин ҳисобларидан иборат. Кўпчилик ҳолларда элементларни юк кўтариш қобилияти бўйича ҳисоблаш етарли ҳисобланади. Чунки, юқорида келтирилган кўрсатмалар бўйича аниқланган ораёпма элементларининг ўлчамлари шу конструкциялар бикирлигини таъминлайди.

2. Лойиҳалаш учун маълумотлар

Сейсмик фаоллиги 7 балл бўлган ҳудудда қуриладиган тўлиқсиз синчли тўрт қаватдан иборат ишлаб чиқариш биносининг тўсинсимон плитали қовурғали яхлит темирбетон ораёпмаси элементлари-тўсинсимон плита, ёрдамчи ва бош тўсинлар, биринчи қават устуни ва унинг остидаги пойдеворни ҳамда биринчи қават ғишт девори ва унинг остидаги тасма пойдеворни ҳисоблаш ва қурилмалаш талаб этилади. Бинонинг тарҳи ва қирқими IV.1-расмда келтирилган. Бино маъсуллик даражаси бўйича II синфга мансуб.



IV.1-расм. Бинонинг тарҳи ва қирқими

Ораёпмага таъсир қиладиган муваққат юкнинг меъёрий миқдори V_n = 8 кН/м^2, шу жумладан юкнинг давомли таъсир қиладиган қисми V_{nl} = 6,5 кН/м^2. Қурилиш майдончасидаги грунтнинг сейсмик хусусияти бўйича тоифаси II. Бино пойдевори асосидаги грунтнинг шартли ҳисобий қаршилиги R_0 = 0,35 МПа. Ораёпманинг ҳамма элементлари учун сиқилиш-

даги мустаҳкамлик бўйича синфи В20 бўлган оғир бетон қабул қилинган. Плитани арматуралаш учун синфи Вр-I бўлган сим ёки синфи А400 бўлган арматура (вариант сифатида), ёрдамчи ва бош тўсинлар, устун учун бўйлама арматура синфи А400, кўндаланг арматура синфи А240, пойдевор учун синфи А300 бўлган арматура қабул қилинган.

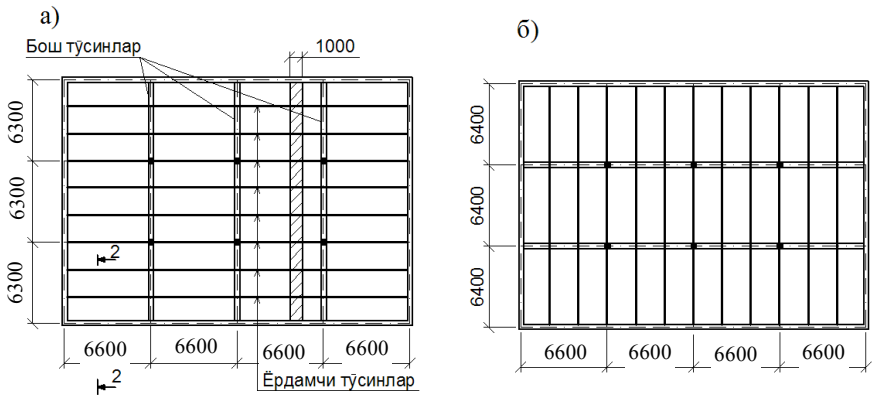
Материалларнинг ҳисобий тавсифлари [8] адабиётдан ёки дарслик иловасида келтирилган И.1 ва И.2- жадваллардан аниқланиши мумкин:

Иловада келтирилган И.1 жадвалдан синфи *B*20 бўлган бетон учун (ишлаш шароитини эътиборга оладиган коэффициент γ_{b2}= 1 бўлганда) R_b = 11,5 МПа; R_{bt} = 0,9 МПа;

Иловада келтирилган И.2 жадвалдан синфи А240 бўлган арматура учун – R_s = 225 МПа; R_{sw}= 175 МПа; синфи А400 бўлган арматура учун - R_s = 355 МПа; (∅6...8 мм бўлганда) ва R_s= R_{sc}=365 МПа (∅ 10...40 мм бўлганда); синфи А300 бўлган арматура - R_s = 280 Мпа, синфи Вр-I бўлган арматура учун -R_s = 360 МПа (5 мм бўлганда).

3. Ораёпмани жойлаштириш. Вариантларни таққослаш.

Таққослаш учун бош ва ёрдамчи тўсинлар жойлашишининг икки варианти қаралиши мумкин (IV.2-расм). Биринчи вариантда (IV.2,*а*- расм) бош тўсинлар бинонинг эни бўйича, ёрдамчи тўсинлар эса, бинонинг узунлиги бўйича йўналган. Иккинчи вариантда (IV.2,б- расм) аксинча, бош тўсинлар бинонинг узунлиги бўйича, ёрдамчи тўсинлар эса, бинонинг эни бўйича жойлашган.



IV.2-расм. Ораёпмани жойлаштириш вариантлари.

Ҳар иккала вариант учун қават баладлиги H = 3,6 м, қаватлар сони n = 4.

Биринчи вариант учун l_{mb} = 6,3 м; l_{sb} = 6,6 м; l_s = 2,10 м қабул қиламиз. У вақтда плита равоқлари сони n_s = 9; ёрдамчи тўсин равоқлари сони n_{sb} = 4; бош тўсин равоқлари сони n_{mb} = 3 га тенг бўлади.

(IV.2)…(IV.5) формулалардан:

$$h_{s,red} = 1{,}2 \times 2{,}10\sqrt{2{,}10 + 8} = 8{,}0\ см\ ;$$

$$h_{sb,red} = 0{,}05 \times 6{,}6\sqrt[3]{10 \times 8^2 \times \frac{6{,}6}{2{,}10}} \times 0{,}888 = 3{,}7\ см\ ,$$

бу ерда ::$K_{sb} = (n_s - 1)/n_s = (9 - 1)/9 = 0{,}888$;

$$h_{mb,red} = 0{,}04 \times 6{,}3)\sqrt[3]{10 \times 8^2 \times \frac{6{,}3}{6{,}6}} \times 0{,}75 = 1{,}60\ см\ ,$$

бу ерда ::$K_{mb}=(n_{sb} -1)/n =(4 - 1)/4 = 0{,}75$;

$$h_{c,red}=0{,}02\times8\times3{,}6\ (4\text{-}1)\ 0{,}667\times0{,}75 = 0{,}86\ см,$$

бу ерда ::$K_c = (n_{mb} - 1)/n_{mb} =(3 - 1)/3 =0{,}667$.

(1) формуладан

$$h_{red}(I) = 8{,}0 + 3{,}7 + 1{,}60 + 0{,}86 = 14{,}16\ см.$$

Иккинчи вариант учун l_{mb} = 6,6 м; l_{sb} = 6,3 м; l_s = 2,20 м қабул қиламиз. У вақтда ; n_s = 12; n_{sb} = 3; n_{mb} = 4.

(IV.2)…(IV.5) формулалардан:

$$h_{s,red} = 1{,}2 \times 2{,}20\sqrt{2{,}2 + 8} = 8{,}43\ см\ ;$$

$$h_{sb,red} = 0{,}05 \times 6{,}3\sqrt[3]{10 \times 8^2 \times \frac{6{,}3}{2{,}2}} \times 0{,}917 = 3{,}53\ см\ ,$$

бу ерда ::$K_{sb} = (n_s - 1)/n_s = (12 - 1)/12 = 0{,}917$;

$$h_{mb,red} = (0{,}04 \times 6{,}6)\sqrt[3]{10 \times 8^2 \times \frac{6{,}6}{6{,}3}} \times 0{,}667 = 1{,}54\ см\ ,$$

бу ерда ::$K_{mb} = (n_{sb} -1)/n_{sb} =(3 - 1)/3 = 0{,}667$;

$$h_c =0{,}02\times8\times3{,}6(4\text{-}1)\ 0{,}75\times0{,}667 = 0{,}86\ см,$$

бу ерда ::$K_c = (n_{mb} - 1)/n_{mb} = (4 - 1)/4 = 0{,}75$.

$$h_{red}(II)= 8{,}43 + 3{,}53 + 1{,}54 + 0{,}86 = 14{,}36\ см.$$

Лойиҳалаш учун ораёпманинг биринчи вариант қабул қилинади. Чунки бу вариантда ораёпма келтирилган қалинлиги иккинчи вариантга нисбатан кам, яъни h_{red}(I)=14,16 см < h_{red}(II)=14,36 см.

Танланган биринчи вариант учун ораёпма элементларининг ўлчамлари (IV.6) ва (IV.7) формулалардан аниқланади:

$$h_{sb} = \sqrt[3]{100 \cdot 8 \cdot 2{,}10 \cdot (6{,}6)^2} = 41{,}8\ см\ ;$$

$$h_{mb} = \sqrt[3]{100 \cdot 8 \cdot 6{,}6 \cdot (6{,}3)^2} = 59{,}4\ см\ .$$

Топилган миқдорлар унификациялаштирилиб h_{sb} = 45 см, h_{mb} =60 см қабул қилинади. У вақтда ёрдамчи ва бош тўсин кесимларининг эни b_{sb} =0,5×4,5≈20 см; b_{mb} =0,5×60=30 см. Плитанинг қалинлиги $h_s = h_{s,red}$ = 8 см.

Устун кесимининг ўлчами (IV.8) формуладан

$$h_c = b_c = \sqrt{11 \cdot \frac{1431}{11{,}5}} \approx 37{,}0\ см\ ,$$

бу ерда ::(IV.9) формуладан:

$$N = [6{,}6 \times 6{,}3(8 + 0{,}08 \cdot 25) + 6{,}6 \times 0{,}20\ (0{,}45 - 0{,}08) \times 25 \times 3 +$$

$$+ 6{,}3 \times 0{,}30 \times (0{,}60 - 0{,}08) \times 25] (4\text{-}1) = (415{,}8+36{,}63+24{,}57)(4\text{-}1)=1431{,}0\ кН.$$

Устун кесими ўлчами унификациялаштирилиб $h_c = b_c$ = 40 см қабул қилинади.

IV.1. ПАЙВАНЛАНГАН ТЎР ВА СИНЧЛАР БИЛАН ЖИҲОЗЛАНГАН ЭЛЕМЕНТЛАР ҲИСОБИ (1 ВАРИАНТ).

А. Плитани ҳисоблаш ва қурилмалаш

1. Ҳисобий равоқлар ва юклар.

Тўсинсимон плиталарни тенг ёйилган юклар таъсирига ҳисоблаш учун ораёпмада эни 1 м бўлган, бош тўсинлар бўйича йўналган тасма ажратилади (IV.2,*а* - расм). Бу ҳолда ёрдамчи тўсинлар плита учун таянч ролини ўйнайди ва плита узлуксиз статик ноаниқ тизим деб қаралади. Плитанинг ҳақиқий схемаси IV.3,*а*- расмда кўрсатилган. Бунда девор билан бўлувчи ўқлар орасидаги боғланиш 200 мм қабул қилинган.

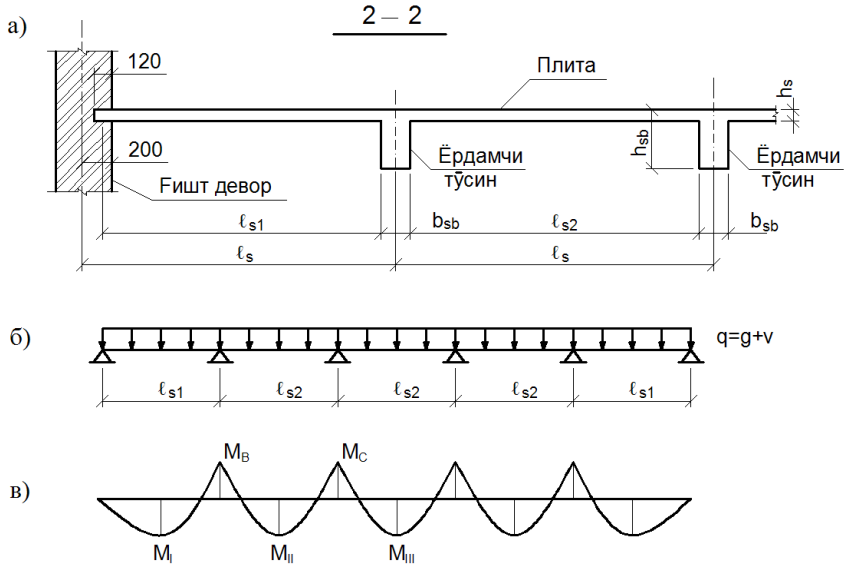
Плитанинг ҳақиқий схемасига асосан унинг ҳисобий схемаси тузилади.

Плитанинг ҳисобий равоқлари қуйидагича аниқланади: четки, биринчи равоқ учун ҳисобий узунлик ёрдамчи тўсин қиррасидан плитанинг деворга ўрнатилган қисми ўртасигача бўлган масофага тенг, яъни

$$l_s = l_s - 200 - b_s/2 + c/2 = 2100 - 200 - 200/2 + 120/2 = 1860 \text{ мм};$$

ўрта равоқлар учун - ёрдамчи тўсинлар қирралари орасидаги соф масофага тенг $l_{s1} = l_s - b_{sb} = 2100 - 200 = 1900$ мм.

Плитага таъсир қиладиган доимий ва муваққат юкларни ҳисоблаш IV.1-жадвалда келтирилган. Эни 1 м бўлган тасманинг 1 м узунлигига таъсир қиладиган юкнинг миқдори плитанинг 1 м^2 юзасига таъсир қиладиган миқдорига тенг бўлиб, фақат ўлчов бирлиги билан фарқ қилади.



IV.3-расм. Плитани ҳисоблашга доир:
а - плитанинг ҳақиқий схемаси;
б - ҳисобий схема; в - эгувчи момент эпюраси

2. Ҳисобий зўриқишларни аниқлаш

Плита кесимидаги ҳисобий зўриқишлар бетоннинг пластик деформацияланиши натижасида қайта тақсимланиши эътиборга олиниб, IV.3,б- расмда келтирилган ҳисобий схема бўйича аниқланади.

Плиталарни ҳисоблашда кесувчи кучлар аниқланмаслиги мумкин. Чунки плиталарнинг қия кесим бўйича мустаҳкамлиги доимо таъминланади.

IV.1-жадвал**.** Ораёпмага таъсир қиладиган юклар

Юкнинг хили	Юкнинг меъёрий қиймати, кН/м^2, g_n	Юк бўйича ишончлилик коэффициенти γ_f	Тайинлаш бўйича ишончлилик коэффициенти, γ_n	Ҳисобий юк, кН/м $g_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n$
Доимий юк: а) бетон пол*) – 24 · 0,02	0,48	1,3	0,95	0,593
б) иссиқлик сақлайдиган қават -11· 0,06	0,66	1,3	0,95	0,815
в) темирбетон плита – 25 · 0,08	2,00	1,1	0,95	2,090
Доимий юкнинг жами	3,14			3,5
Фойдали муваққат юк (топштрикдан олинади)	8,0	1,2	0,95	9,1
Юкнинг тўлиқ қиймати	11,2			12,6

*) Бетон пол конструкцияси И.20 иловада келтирилган.

Эгувчи моментларнинг энг катта қийматлари қуйидаги формулалардан аниқланади (IV.3, *в* - расм):

1 равоқда - $$M_1 = \frac{(g+V)l_{s1}^2}{11} = \frac{(3,5+9,1)1,86^2}{11} = 3,96\ кН \times м..$$

"В" таянчда (таянч қиррасида) –

$$M_B = \frac{(g+V)l_{s2}^2}{11} = \frac{(3,5+9,1)1,90^2}{11} = 4,13\ кН \times м..$$

Ўрта равоқларда ва ўрта таянчларда (таянч қирраларида) -

$$M_2 = M_3 = -M_c = \frac{(3,5+9,1)1,90^2}{16} = 2,84\ кН \times м.$$

Томонлари билан тўсинларга қистириб бириктирилган плиталарда (IV.2,а -расмда «А» ҳарфи билан белгиланган) горизонтал зўриқишлар ҳосил бўлганлиги сабабли равоқ ва таянчларда эгувчи моментларнинг қиймати 20% га камайтирилади:

$$M_2 = M_3 = - M_c = 0,8 \times M_2 = 0,8 \times 2,84 = 2,27\ кН \times м.$$

3. Кесим мустаҳкамлигини ҳисоблаш

Плитага таъсир қилаётган юкларнинг асосий қисми доимий бўлганлиги учун $\varphi_{b2} = 0,9$ қабул қилинади. У вақтда $R_b = 0,9 \times 11,5 = 10,35$ МПа.

Дастлаб қабул қилинган плитанинг қалинлиги эгувчи моментнинг энг катта қиймати бўйича текшириб кўрилади

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_1}{\varphi_{b2} \cdot R_b \cdot b_s \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{4,13 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 0,1}} = 63,17 \text{ мм},$$

бу ерда ::$\alpha_m = 0,1$ - плитанинг иқтисодий жиҳатдан самарали бўлган қалинлигига мос бўлган миқдор.

Плитанинг тўлиқ қалинлиги $h_s = h_o + a = 63,17 + 15,0 = 78,17$ мм, бу ерда ::

$a = \Delta + d/2 = 10 + 10/2 = 15$ мм; $\Delta = 10$ мм - бетон ҳимоя қатлами; $d = 10$ мм – плитани жиҳозлаш учун қабул қилинадиган арматуранинг тахминий диаметри. Плитанинг ҳисобий қалинлиги $h_s = 78,17$ мм, дастлаб қабул қилинган қалинлик $h_s = 80$ мм дан кам фарқ қилганлиги учун дастлабки қалинлик қолдирилади. Плита кесимининг ишчи баландлиги $h_o = h_s - a = 80 - 15 = 65$ мм.

Плита учун синфи Вр-I бўлган симдан тайёрланган пайвандланган тўрлар қабул қилинади. Симнинг диаметри 5 мм, $R_s = 360$ МПа.

(13.1) ва (13.2) формулалардан қуйидаги коэффициентлар ҳисобланади:

$$\omega = 0,85 - 0,008 \times 10,35 = 0,767;$$

$$\xi_R = \frac{0,767}{1 + \frac{360}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,63,$$

бу ерда ::$\varphi_{b2} = 0,9 < 1$ қабул қилинганлиги учун $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

Бино сейсмик туманда тикланиши мўлжалланганлиги сабабли ξ_R коэффициенти 0,85 га кўпайтирилади. У вақтда $\xi_R = 0,63 \times 0,85 = 0,5355$.

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\, \xi_R) = 0,5355(1 - 0,5 \times 0,5355) = 0,39.$$

Қуйидаги коэффициентларни ҳисоблаймиз: (13.8) формуладан:

I равоқда: $\alpha_m = \frac{M_1}{\varphi_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{3{,}96 \cdot 10^6}{10{,}35 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 0{,}090$;

$\alpha_m = 0{,}09 < \alpha_R = 0{,}39$ шарт бажарилаяпти.

$$\zeta = 0{,}5\left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}\right) = 0{,}5\left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}09}\right) = 0{,}952 .$$

Талаб қилинадиган бўйлама ишчи арматура юзаси (13.13) формуладан:

$$A_s = M_1/(R_s \times \zeta \times h_o) = 3{,}96 \times 10^6/(360 \times 0{,}952 \times 65) = 177{,}8 \text{ мм}^2;$$

Сейсмик туманларда тикланадиган биноларнинг эгиладиган темирбетон конструкциялари учун $\mu_s \geq 0{,}1\%$ бўлиши шарт.

$$\mu_s = 100\, A_s.(b \times h_o) = 100 \times 177{,}8/(1000 \times 65) = 0{,}27\ \% > 0{,}1\%,$$

шарт бажарилаяпди.

«В» таянчда – M_B = - 4,13 кН·м = 4,13 × 10^6 Нмм;

$\alpha_m = 0{,}094 < \alpha_R = 0{,}39$; $\zeta = 0{,}95$; $A_s = 185{,}8$ мм^2; $\mu_s\% = 0{,}28\% > 0{,}1\%$.

II ва III равоқларда ҳамда "С" таянчда (томонлари билан тўсинларга қистириб бириктирилмаган плиталар учун) – $M_{II} = M_{III} = - M_c$ = =2,84 кН·м; $\alpha_m = 0{,}065 < 0{,}39$; $\zeta = 0{,}966$; $A_s = 125{,}6$ мм^2; $\mu_s\% = 0{,}19\% > 0{,}1\%$.

II ва III равоқларда ҳамда "С" таянчда (томонлари билан тўсинларга қистириб бириктирилган плиталар учун) –

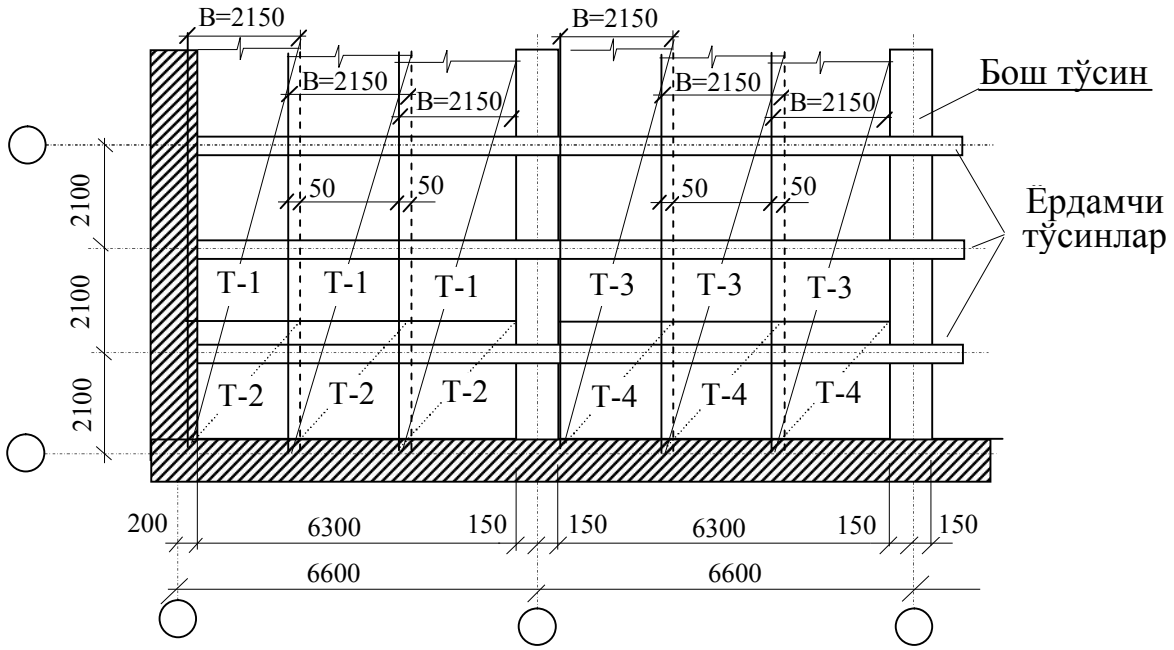
$$M_{II} = M_{III} = -M_c = 2{,}27 \text{ кН м}; \alpha_m = 0{,}052 < 0{,}39; \zeta = 0{,}973;$$

$$A_s = 99{,}7 \text{ мм}^2; \mu_s\% = 0{,}153\% > > 0{,}1\%.$$

4. Плитани қурилмалаш.

1. Плитани ўрама пайванд тўрлар билан арматуралаш. Плита ўрама пайвандланган тўрлар билан жиҳозланганда тўрлар бош тўсин йўналиши бўйича тўшалади (**IV.4- расм**). Эни B=6,3 м га тенг бўлган ўрама тўр сортаментда бўлмаганлиги учун ҳар бир равоқда n = 3 қатор тўр тўшалади (**IV.4-расм**). Тўрлар бир-бирининг устига Δ = 50 мм ўтказилади. У вақтда ўрама тўрнинг эни $B = (l_{sb} - b_{mb} + 2 \times \Delta)/n$ = (6600 – 300)/3+ 50 = 2150 мм ташкил қилади. Тўр энини B= 2150 мм қабул қиламиз. Томонлари билан тўсинларга қистириб бириктирилмаган плиталар учун Т - 1 тўр II равоқ 1 метри учун

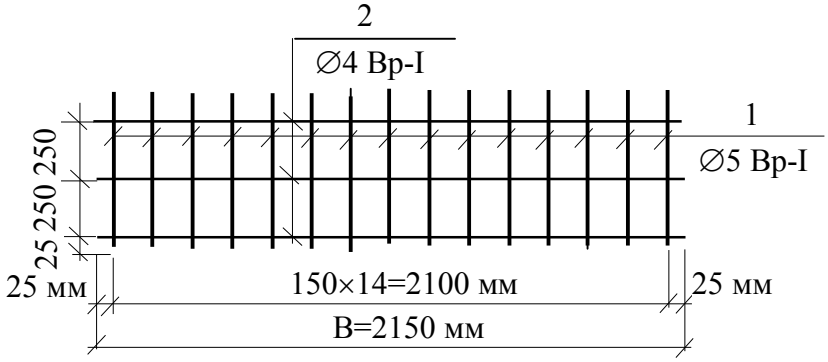
талаб қилинадиган арматура юзаси A_s = 125,6 мм^2 бўйича танланади. Т-1 тўр бўйлама ишчи арматурасининг қадамини S = 150 мм қабул қиламиз. У вақтда тўр эни бўйича *n=B/s*+1= 2150/150+1 =15 та сим жойлашади (**IV.5-расм)**.



IV.4-расм. Т-1…Т-4 тўрларнинг жойлашиши

Талаб қилинадиган битта симнинг юзаси A_s =125,6×B/n=125,6×2,15/15= =18,0 мм^2. И.14- жадвалда келтирилган сортамент бўйича 18,0 мм^2 юзага мос келадиган сим диаметр 5 мм, юзаси A_s (қабул)= 19,6 мм^2 . Фарқ (18,0-19,6)× ×100/18,0= ≈+8,8%. Т-1 тўрнинг бўйлама ишчи (1) арматурасининг диаметрини 5 мм қадамини эса, 150 мм қабул қиламиз. Кўндаланг тақсимловчи (2) арматурасининг диаметрини эса, 4 мм қадамини 250 мм қабул қиламиз (**IV.5-расм).**

Т-1 тўрнинг узунлиги бино энига тенг қилиб олинади, яъни L=B=18,9 м.



IV.5-расм. Т-1 тўр стерженларининг диаметри ва қадамини аниқлашга доир

Т-1 тўр қуйидагича маркаланади:

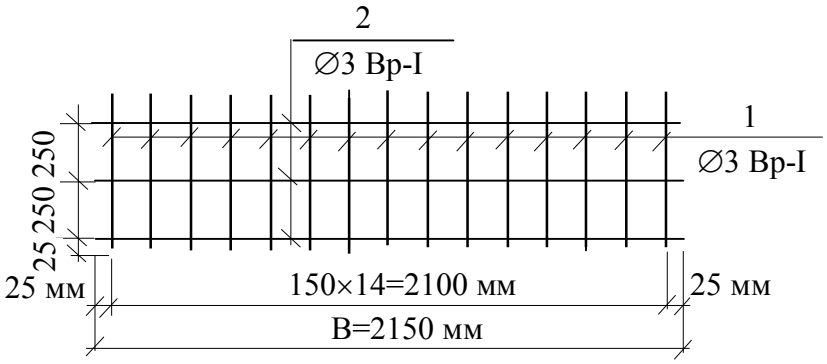
$$T-1-\frac{5Bp-I-150}{4Bp-I-250}\cdot 2150\cdot 19050\frac{25}{25}.$$

Битта ораёпма учун талаб қилинадиган Т-1 тўр сони 6 та.

Т-2 тўр биринчи равоқ ва "В" таянч устига тўшалади (**IV.4- расм**). Т-2 тўр узунлиги $L = l_s - 200 + C + l_s/4 = 2100 - 200 + 120 + 2100/4 = 2545$ мм. Т-2 тўр учун талаб қилинадиган арматура юзаси «В» таянч учун талаб қилинадиган арматура юзасидан $A_s(B)=185,8$ мм^2 иккинчи равоқ учун қбул қилинган арматура юзасининг $A_s(II\ равоқ)=19,6\times n/B=2,15=136,7$ мм^2 фарқига тенг бўлади, яъни $\Delta A_s = A_s$ (қабул)- $A_s(II\ равоқ)=185,8$ мм^2 – 136,7 = 49,1 мм^2.

Т-2 тўрнинг эни ҳам В = 2150 мм қабул қилинади. Бўйлама ишчи арматурасининг диаметри 3 мм, қадами эса, S = 150 мм қабул қилинади. У вақтда тўрнинг эни бўйича (25+150×14+25 = 2250 мм) n=15 та сим жойлашади, $A_s = \Delta A_s \times B/n = 49,1\times 2,15/15=7,03$ мм^2. И.14- жадвалда келтирилган сортамент бўйича 7,03 мм^2 юзага мос келадиган сим диаметр 3 мм, юзаси A_s (қабул)= 7,1 мм^2. Фарқ (7,03-7,1)100/7,03 ≈+1,0%.

Т-2 тўрнинг бўйлама ишчи (1) арматурасининг диаметрини 3 мм қадамини эса, 150 мм қабул қиламиз. Кўндаланг тақсимловчи (2) арматурасининг диаметрини эса, 3 мм қадамини 200 мм қабул қиламиз (**IV.6-расм).**



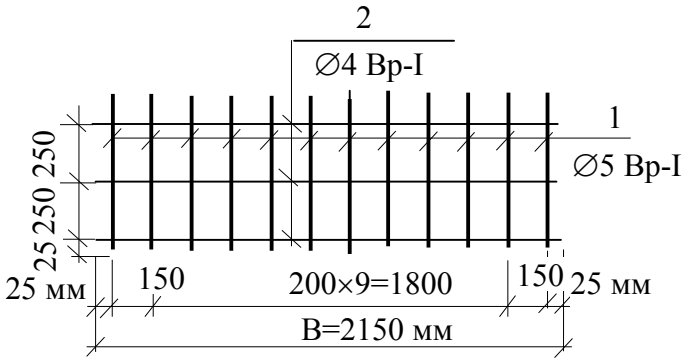
IV.6-расм. Т-2 тўр стерженларининг диаметри ва қадамини аниқлашга доир

Т-2 тўр қуйидагича маркаланади: $T-2-\frac{3Bp1\times150}{3Bp1\times250}\times2150\times2545\frac{25}{25}$.

Битта ораёпма учун талаб қилинадиган Т-2 тўр сони 12 та.

Томонлари билан тўсинларга қистириб бириктириладиган плиталар учун Т-3 тўр II равоқ 1 метри учун талаб қилинадиган арматура юзаси A_s = 99,7 мм^2 юза бўйича танланади. Т-3 тўр бўйлама ишчи арматурасининг асосий қадамини S = 200 мм тўр икки четидаги қадамини эса, S = 150 мм қабул қиламиз (**IV.7-расм**). У вақтда тўр эни бўйича *n=B/s*+1= =2150/200+1 =12 та сим жойлашади. Талаб қилинадиган битта симнинг юзаси A_s=99,7×B/n=99,7×2,15/12=17,86 мм^2. И.14- жадвалда келтирилган сортамент бўйича 18,86 мм^2 юзага мос келадиган сим диаметр 5 мм юзаси A_s (қабул)= 19,6 мм^2. Фарқ (17,86-19,6)100/17,86= ≈+7,7%. Т-3 тўрнинг бўйлама ишчи (1) арматурасининг диаметрини 5 мм қадамини эса, тўр четларида S=150 мм, тўр ўрта қисмда эса, S=200 мм қабул қиламиз. Кўндаланг тақсимловчи (2) арматурасининг диаметрини эса, 4 мм қадамини 250 мм қабул қиламиз (**IV.7-расм).**

Т-3 тўрнинг узунлиги бино энига тенг қилиб олинади, яъни L=B=18,9 м.



IV.7-расм. Т-3 тўр стерженларининг диаметри ва қадамини аниқлашга доир

Т-3 тўр қуйидагича маркаланади:

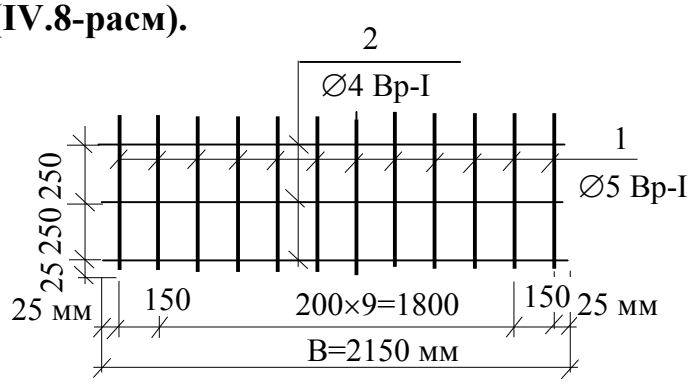
$$T-3-\frac{5Bp-I-150(\times200)+150}{4Bp-I-250}\cdot2150\cdot19050\frac{25}{25}.$$

Битта ораёпма учун талаб қилинадиган Т-1 тўр сони 6 та.

Т-4 тўр биринчи равоқ ва "В" таянч устига тўшалади (**IV.4- расм**). Т-4 тўр узунлиги ҳам $L = l_s - 200 + C + l_s/4 = 2100 – 200 + 120 + 2100/4 = 2545$ мм абул илинади. Т-4 тўр учун талаб қилинадиган арматура юзаси «В» таянч учун талаб қилинадиган арматура юзасидан $A_s(B)=185,8$ мм^2 иккинчи равоқ учун қабул қилинган арматура юзаси A_s(II равоқ)= 19,6×n/B=19,6×12/2,15= =109,4 мм^2 фарқига тенг бўлади, яъни $\Delta A_s = 185,8$ мм^2 – 109,4 = 76,4 мм^2.

Т-4 тўрнинг эни ҳам В = 2150 мм, бўйлама ишчи арматурасининг асосий қадамини S = 200 мм тўр икки четидаги қадамини эса, S = 150 мм қабул қиламиз. У вақтда тўрнинг эни бўйича (25+150+200×9+150+25 =2150 мм) n=12 та сим жойлашади (**IV.8-расм**)... Талаб қилинадиган арматура юзаси $A_s = \Delta A_s \times B/n= 76,4×2,15/12=13,68$ мм^2. И.14- жадвалда келтирилган сортамент бўйича 12,60 мм^2 юзага мос келадиган сим диаметр 4 мм, юзаси A_s (қабул)= 12,6 мм^2. Фарқ (13,68-12,6)100/13,68 ≈+7,9%.

Т-4 тўрнинг бўйлама ишчи (1) арматурасининг диаметрини 5 мм асосий қадамини s=200 мм, қўшимча қадамини эса, 150 мм қабул қиламиз. Кўндаланг тақсимловчи (2) арматурасининг диаметрини эса, 3 мм қадамини 250 мм қабул қиламиз (**IV.8-расм).**



IV.8-расм. Т-4 тўр стерженларининг диаметри ва қадамини аниқлашга доир

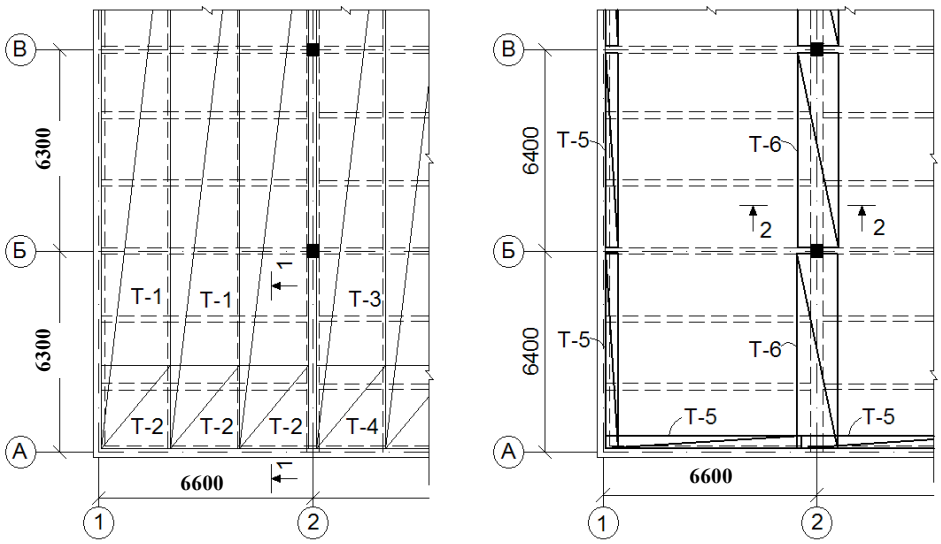
$$T-4-\frac{5Bp-I-150+(\times 200)+150}{4Bp-I-250}\cdot 2150\cdot 2550\frac{25}{25}.$$

Битта ораёпма учун талаб қилинадиган Т-4 сони 12 та.

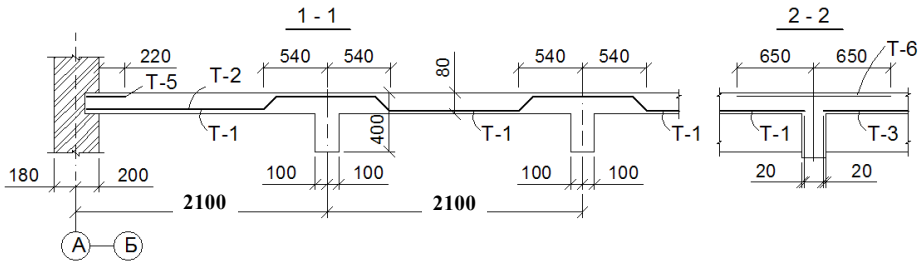
Плитанинг деворга ўрнашадиган қисмининг юқори зонаси Т-5 тўр билан, бош тўсинлар устидаги қисми эса, Т-6 тўр билан конструктив жиҳатдан жиҳозланади.

Плитани пайвандланган ўрама тўрлар билан жиҳозлаш **IV.9-расмда** кўрсатилган.

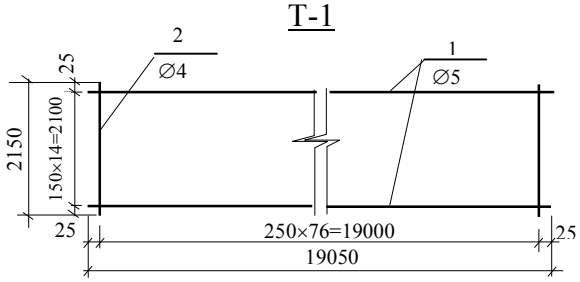
Темирбетон конструкциялари ва элементлари учун ишчи чизмаларида арматура спецификацияси ва пўлат сарфининг ведомости келтирилади.



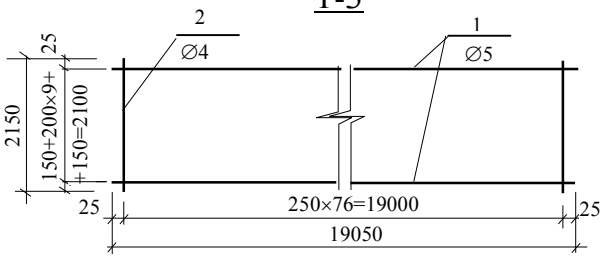
а) б)



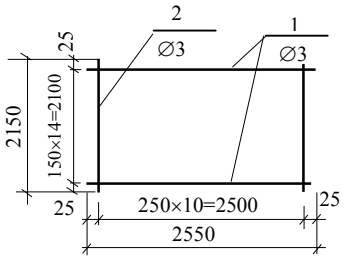
Т-1



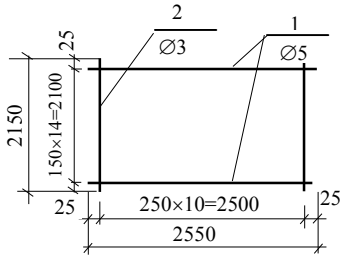
Т-3



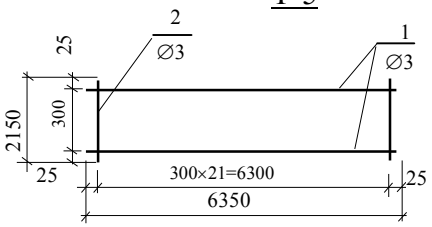
Т-2



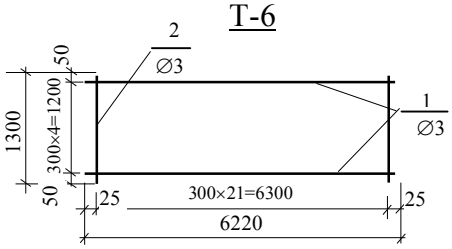
Т-4



Т-5



Т-6



IV.9-расм. Плитани пайвандланган тўрлар билан жиҳозланиши:
а – Т-1…Т-4 тўрларни планда жойлашиши; *б* - Т-5 ва Т-6 тўрларнинг планда жойлашиши; Т-1…Т-6 – пайванд тўрлар

Б. ЁРДАМЧИ ТЎСИННИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ

1. Ҳисобий схема.

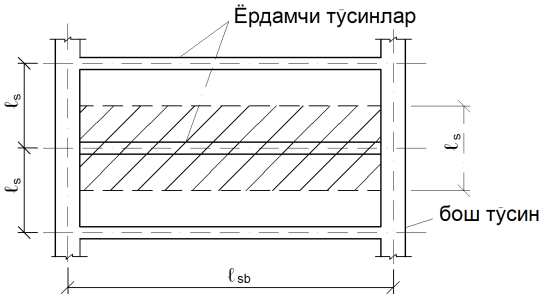
Ёрдамчи тўсин кўп равоқли узлуксиз тўсинлардек ҳисобланади. Бунда тўсиннинг кўндаланг кесими тавр шаклида қабул қилиниб, рафнинг эни $b'_f = l_s = 2100$ мм қабул қилинади. Ёрдамчи тўсинлар учун бош тўсинлар ва девор таянч ролини ўйнайди. Ёрдамчи тўсиннинг деворга ўрнашган қисмини 250 мм қабул қилиб, ҳисобий узунлик аниқланади (**IV.11-расм**):

четки равоқ учун -

$$l_{sb,1} = l_{sb} - 200 - b_{mb}/2 + c/2 = 6600 - 200 - 300/2 + 250/2 = 6375\ мм;$$

ўрта равоқлар учун - $l_{sb,2} = l_{sb} - b_{mb} = 6600 - 300 = 6300\ мм$.

Ёрдамчи тўсинга таъсир қиладиган юклар эни l_s = 2,10 м бўлган тасма юзаси бўйича йиғилади (**IV.10-расм**).



IV.10-расм. Ёрдамчи тўсинга таъсир қиладиган юкларни йиғиш юзаси

Юкларнинг ҳисобий қийматлари (γ_f >1 бўлганда):

Доимий юклар. Ёрдамчи тўсиннинг хусусий оғирлигидан

$$1{,}0(h_{sb} - h_s)b_{sb} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 1{,}0(0{,}45 - 0{,}08)0{,}2 \times 25 \times 1{,}1 \times 0{,}95 = 1{,}93\ кН/м$$

пол ва плитанинг оғирлигидан (IV.1 жадвалга қаранг) -

$$q_s \times l_s = 3{,}5 \times 2{,}1 = 7{,}35\ кН/м,$$

жами доимий юкларнинг миқдори -

$$g_{sb} = 1{,}93 + 7{,}35 = 9{,}28 \text{ кН/м}.$$

Муваққат юклар. Плитадан ёрдамчи тўсинга узатиладиган фойдали муваққат юк- $\upsilon_{sb} = \upsilon_s \times l_s = 9{,}1 \times 2{,}10 = 19{,}11$ кН/м.

Ёрдамчи тўсинга таъсир қиладиган тўлиқ юк -

$$q_{sb} = g_{sb} + \upsilon_{sb} = 9{,}28 + 19{,}11 = 28{,}39 \text{ кН/м}.$$

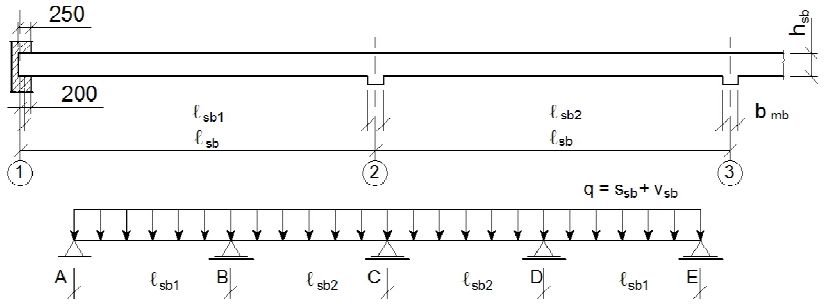
Ёрдамчи тўсиннинг ҳисобий схемаси IV.11,а - расмда кўрсатилган.

2. Ҳисобий зўриқишларни аниқлаш

Ҳисобий зўриқишлар **IV.11, *а*- расмда** келтирилган ҳисобий схемага асосан бетоннинг пластик деформацияланиши натижасида зўриқишларни қайта тақсимланишини эътиборга олиб аниқланади. Муваққат юклар мавжуд бўлганлиги учун эгувчи моментларнинг букувчи эпюраси қурилади. Бунинг учун ёрдамчи тўсиннинг равоқлари 5 қисмга (қисмнинг узунлиги 0,2*l* га тенг) ажратилади ва букувчи эпюранинг ординаталари қуйидаги формуладан топилади:

$$M = \pm \beta(q_{sb} + \upsilon_{sb}) l_o^2, \qquad \text{(IV.10)}$$

бу ерда ::β коэффициентининг қиймати иловада келтирилган И.1-расмдан ва И.15 жадвалдан υ_{sb}/q_{sb} нисбат миқдори бўйича аниқланади. Тўсиннинг схемаси ва унга таъсир қиладиган юклар симметрик бўлганда зўриқишлар тўсиннинг икки ёки икки ярим равоқи учун аниқланса етарли.



IV.11-расм. Ёрдамчи тўсин ҳисобий схемаси.

Бизнинг мисолимизда $\upsilon_{sb}/q_{sb} = 19{,}11 / 9{,}28 \approx 2$ га тенг. Ҳисобий зўриқишларнинг қиймати жадвал усулида ҳисобланган ва **IV.2-жадвалда** келтирилган.

Ҳисобий моментларни аниқлаш учун ёрдамчи тўсиннинг ҳар бир равоғи 5 (беш) бўлакка бўлинади (**IV**.**2-жадвалнинг** 2 устунига қаранг**).** Ҳар бир бўлакнинг узунлиги биринчи равоқда $0{,}2l_{sb,1}$=0,2×6,375=1,275 м га, иккинчи ва учинчи равоқларда $0{,}2l_{sb,2}$=0,2×6,30=1,26 м га тенг. Кесимлардаги эгувчи моментларнинг қийматлари (IV.10) формуладан ҳисобланади. (IV.10) формуладаги + β коэффициентининг қийматлари иловада келтирилган И.1-расмдан қабул қилинади. - β коэффициентининг қийматлари эса, иловада келтирилган И.15 жадвалдан υ_{sb}/q_{sb} =2 миқдор бўйича аниқланади. + β коэффициентининг қиймати «4» устунга, - β коэффициентининг қиймати эса «5» устунга ёзилади. «6» устунга биринчи равоқ учун $(q_{sb} + \upsilon_{sb})l_{sb,1}^2$ =1153,8 кНм, иккинчи ва учинчи равоқлар учун $(q_{sb} + \upsilon_{sb})l_{sb,1}^2$ =1126,8 кНм миқдорлар ҳисобланиб ёзилади. Ҳисобланган $(q_{sb} + \upsilon_{sb})l_o^2$ миқдорлар кесимларга мос бўлган + β коэффициентларга кўпайтирилиб «7» устунга ва - β коэффициентларга кўпайтирилиб «8» устунга ёзилади.

IV.**2-жадвал.** Ёрдамчи тўсин кесимларидаги эгувчи моментлар

Равоқ номери	Кесимлар	Чап таянчдан кесимгача бўлган масофа, равоқнинг қисми ҳисобида	β коэффициент қиймати		$(q_{sb} + \upsilon_{sb})l_o^2$ кН м	Эгувчи момент $M = \pm \beta(q_{sb} + +\upsilon_{sb})l_o^2$	
			+ β	- β		M_{max}	M_{min}
1	2	3	4	5	6	7	8
I	1	0,2	0,065	-	(9,28+19,11)· ·6,375²= =1153,8	75,00	-
	2	0,4	0,090			103,84	-
	2'	0,425	1/11			104,90	-
	3	0,6	0,075			86,53	-
	4	0,8	0,020	0,014		23,07	16,15
	5	1,0		1/14		-	82,41
II	6	0,2	0,018	0,030	(9,28+19,11)· ·6,3²= =1126,8	20,28	33,80
	7	0,4	0,058	0,009		63,35	10,14
	7'	0,5	1/16	0,0075		70,42	8,45
	8	0,6	0,058	0,006		63,35	6,76
	9	0,8	0,018	0,024		20,28	27,04
	10	1,0	-	1/16		-	70,42

Эгувчи моментларнинг максимал қийматлари биринчи равоқда 2' кесимда, иккинчи ва учинчи равоқларда эса, 7' кесимларда ҳосил бўлади.

Кесувчи кучлар миқдори:

"А" таянчдан ўнгда –

$$Q_A^{ўнг} = 0{,}4(q_{sb} + \upsilon_{sb})l_{sb,1} = 0{,}4(9{,}28 + 19{,}11)6{,}375 = 72{,}39 \text{ кН};$$

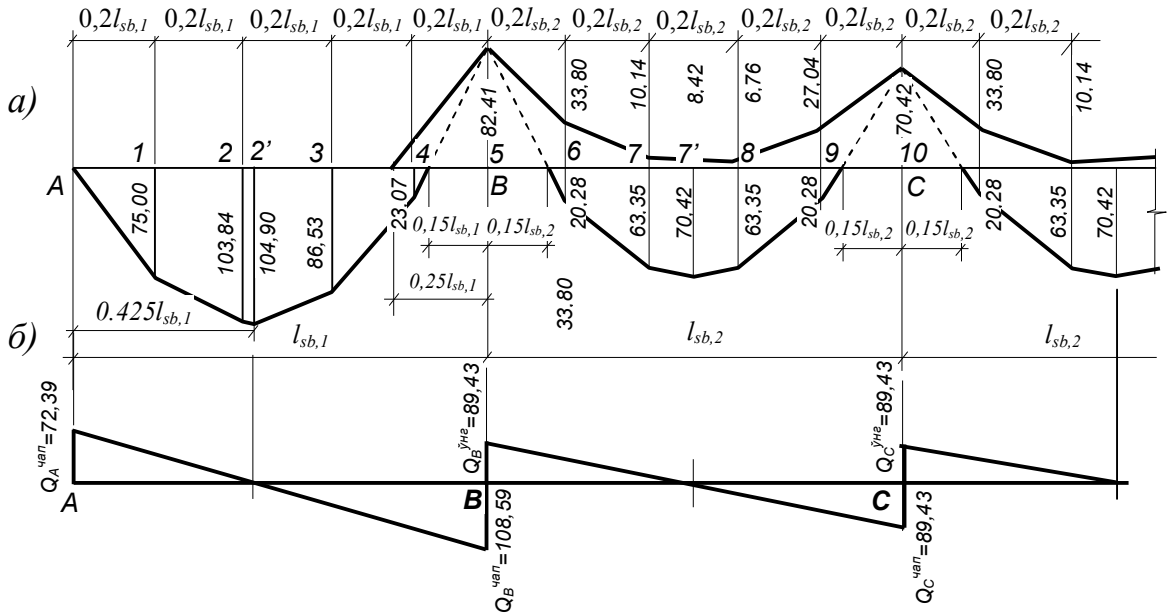
"В" таянчдан чапда –

$$Q_B^{чап} = -\,0{,}6(q_{sb} + \upsilon_{sb})l_{sb,1} = -\,0{,}6(9{,}28 + 19{,}11)\,6{,}375 = -\,108{,}59 \text{ кН};$$

ўрта таянч кесимларида -

$$Q_B^{ўнг} = -\,Q_C^{чап} = 0{,}5(q_{sb} + \upsilon_{sb})l_{sb,2} = 0{,}5(9{,}28 + 19{,}11)\,6{,}3 = 89{,}43 \text{ кН}.$$

Эгувчи моментларнинг букувчи эпюраси ва кесувчи кучлар эпюраси **IV.12**-расмда кўрсатилган.



IV.12-расм. Эгувчи моментларнинг букувчи (а) ва кесувчи кучларнинг эпюраси (б)

Кесимлар мустаҳкамлигини ҳисоблаш. Дастлаб қабул қилинган ёрдамчи тўсин баландлиги "В" таянчдаги эгувчи момент қиймати бўйича текшириб кўрилади. Чунки «В» таянчда плита чўзилиш зонасига жойлашган бўлади ва у кўндаланг кесими тўғри тўртбурчак элементлардек ишлайди:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_B}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{82{,}41 \cdot 10^6}{10{,}35 \cdot 200 \cdot 0{,}289}} = 371 \text{ мм},$$

бу ерда ::α_m = 0,289 тўсиннинг иқтисодий жиҳатдан самарали баландлигига мос бўлган коэффициент қиймати.

Тўсин кесимида арматура икки қатор жойлаштирилади ва бетон ҳимоя қобиғининг қалинлиги 20 мм қабул қилиниб, тўсиннинг тўлиқ баландлиги ҳисобланади:

$$h_{sb} = h_o + 20 + d + d/2 = 371 + 20 + 20 + 20/2 = 421 \text{ мм},$$

бу ерда ::d = 20 мм қабул қилинадиган арматуранинг тахминий диаметри.

Ёрдамчи тўсиннинг дастлаб қабул қилинган ўлчамлари ҳисобланган қийматларидан унча катта фарқ қилмаганлиги учун дастлаб қабул қилинган ўлчамлар қолдирилади $b_{sb} \times h_{sb}$ = 200 × 450 мм.

Тўсин кесимининг ишчи баландликлари:

1 равоқда (арматура икки қатор жойлашганда) - h_o = 450 - 50 = 400 мм;

2 равоқда (арматура бир қатор жойлашганда) - h_o = 450 - 30 = 420 мм.

таянчларда (арматура бир қатор жойлашганда) - h_o =450 - 20 = 430 мм.

Тўсин учун (14.5) шарт текширилади:

$$Q_{max} = Q_B^{чап} = 108{,}59\ кН \le 0{,}3 \times 1 \times 0{,}896 \times 10{,}35 \times 200 \times 400 = \\ = 222566\ Н \approx 222{,}6\ кН,$$

бу ерда ::φ_{w1} = 1,0 - кўндаланг арматураларни ҳисобга олмагандаги коэффициентнинг энг катта қиймати (ҚМҚ 2.03.01-96 п.3.30 га қаранг);

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0{,}1 \cdot 10{,}35 = 0{,}896,$$

бу ерда ::β = 0,01 (оғир бетонлар учун).

Юқорида текширилган шарт бажарилаяпти, демак тўсин кесимининг қабул қилинган ўлчамлари етарли.

3. Бўйлама арматура ҳисоби.

Сиқилиш зонаси нисбий баландлигининг чегаравий қиймати (13.1) формуладан аниқланади. Синфи В20 бўлган бетон учун ω = 0,767 бўлганда (плита ҳисобига қаранг)

$$\xi_R = \frac{0{,}767}{1+\frac{365}{500}\cdot\left(1-\frac{0{,}767}{1{,}1}\right)} = 0{,}628\,.$$

Сейсмик туман учун ξ_R коэффициент 0,85 га кўпайтирилади. У вақтда

$$\xi_R = 0{,}628\times 0{,}85 = 0{,}5338;$$

$$\alpha_R = 0{,}5338\ (1 - 0{,}5\times 0{,}05338) = 0{,}39.$$

(13.29) формуладан тўсин тавр кесими учун нейтрал ўқ ҳолати аниқланади.

$$M_f' = R_b b_f' h_f' (h_0 - 0{,}5\cdot h_f') = 10{,}35\times 2100\times 80\times (400 - 0{,}5\cdot 80) =$$
$$= 625{,}968\times 10^6\ H\cdot мм \approx 625{,}97\ кН\cdot м > M_1 = 113{,}36\ кН\cdot м$$

Нейтрал ўқ рафда жойлашган. Шунинг учун мусбат моментлар таъсирига тўсиннинг ҳамма равоқ кесимлари эни $b = b_f'$ = 2100 мм га тенг бўлган тўғри тўртбурчак деб қаралади.

Тўсин равоқларда синфи А400 бўлган бўйлама арматура ва синфи А240 бўлган кўндаланг арматуралардан пайвандлаб тайёрланадиган синчлар билан жиҳозланади. Тўсин таянчларда синфи А400 бўлган бўйлама арматура ва синфи А240 бўлган кўндаланг арматуралардан пайвандлаб тайёрланадиган тўрлар билан жиҳозланади.

1 равоқда M_{max} = 104,9 кНм. Плита сиқилиш зонасида жойлашган $b = b_f'$ =2100 мм.

(13.8) формуладан:

$$\alpha_{max} = \frac{M_{max}}{R_b\cdot b\cdot h_0} = \frac{104{,}9\times 10^6}{10{,}35\times 2100\times 400^2} = 0{,}030\,;\quad \alpha_m < \alpha_R = 0{,}39;$$

$$\zeta = 0{,}5\cdot(1+\sqrt{1-2\cdot\alpha_m}) = 0{,}5\cdot(1+\sqrt{1-2\cdot 0{,}3}) = 0{,}9816\ .$$

(13.9) формуладан:

$$A_s = \frac{M_{max}}{R_s\zeta h_0} = \frac{104{,}9\times 10^6}{365\times 0{,}984\times 400} = 730{,}17\ мм^2\,.$$

Биринчи равоқ учун 4∅16 А400 (A_s=804 мм^2>730 мм^2) арматура қабул қиламиз.

II ва III равоқларда M_{max} = 70,42 кН м; $b = b_f'$ = 2100 мм.

$$\alpha_{max} = \frac{70,42 \times 10^6}{10,35 \times 2100 \times 420^2} = 0,018 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,018}) = 0,991; \quad A_s = \frac{70,42 \times 10^6}{365 \times 0,991 \times 420} = 463 \, мм^2.$$

Иккинчи равоқ учун 2∅18 А400 (A_s=509 мм^2>463 мм^2) арматура қабул қиламиз.

"В" таянчда M_{max} = - 82,41 кН м; b = 200 мм.

$$\alpha_{max} = \frac{82,41 \times 10^6}{10,35 \times 200 \times 420^2} = 0,225 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,225}) = 0,87; \quad A_s = \frac{82,41 \times 10^6}{365 \times 0,87 \times 420} = 617,9 \, мм^2.$$

«В» таянч учун 4∅14 А400 (A_s=616 мм^2≈617,9 мм^2) арматура қабул қиламиз.

"С" таянчда M_{max} = - 70,42 кН м; b = 200 мм.

$$\alpha_{max} = \frac{70,42 \times 10^6}{10,35 \times 200 \times 420^2} = 0,193 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,193}) = 0,89; \quad A_s = \frac{70,42 \times 10^6}{365 \times 0,89 \times 420} = 516,1 \, мм^2.$$

«С» таянч учун (2∅12 +2∅14) А400 (A_s=534 мм^2>516,1 мм^2) арматура қабул қиламиз.

Четки равоқлардаги синчларнинг юқори стерженлари амалий талаблар бўйича 2∅10 А400 қабул қилинади, чунки четки равоқда манфий момент қиймати нолга тенг.

Ўрта равоқлардаги синчларнинг юқори стерженлари равоқлардаги манфий моментларга ҳисобланади. Ўрта равоқлардаги манфий момент қиймати M_7 = -10,14 кн·м:

$$\alpha_{min} = \frac{-10,14 \times 10^6}{10,35 \times 200 \times 420^2} = 0,028 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0{,}5(1+\sqrt{1-2\times 0{,}028}) = 0{,}985; \quad A_s = \frac{10{,}14\times 10^6}{365\times 0{,}985\times 420} = 67{,}15\ мм^2.$$

Ўрта равоқлар синчларининг юқори стерженлари учун ҳам 2 ∅10 А400 (A_s = 157 мм^2 >67,15 мм^2) арматура қабул қилинади.

4. Кўндаланг арматура ҳисоби.

Кўндаланг кесувчи кучнинг энг кичик қийматида қуйидаги (14.8) шарт текширилади

$$Q_{\min} = Q_A^{ўнг} > 72{,}39\ кН \le 0{,}6\times 0{,}81\times 200\times 420 = 40824\ Н \approx 40{,}824\ кН$$

шарт бажарилмаяпти. Демак, ҳамма таянч кесимларида кўндаланг арматура ҳисоб бўйича қўйилади. Юқоридаги шартда φ_{b3} = 0,6 (оғир бетон учун); R_{bt} =0,9×0,9 = 0,81 МПа.

Синч кўндаланг арматурасининг кесим юзаси кесувчи кучнинг энг катта Q_{max}= $Q_B^{чап}$ =108,59 кН миқдори бўйича ҳисобланади. Конструктив талаблар бўйича тўсин кўндаланг кесимидаги кўндаланг стерженлар сони n = 2 ва бино сейсмик зонада қуриладиганлиги учун диаметрини 8 мм (A_s= 50,3 мм^2), қадами эса, S = 150 мм < h/2 = 450/2 = 225 мм қабул қилиниб кўндаланг стерженлардаги бирлик зўриқиш (14.12) формуладан аниқланади

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}\times n\times A_{sw}}{S} = \frac{175\times 2\times 50{,}3}{150} = 117{,}36\ МПа\cdot мм = 117{,}36\ кН/м.$$

(14.21) шарт текширилади

$$q_{sw} = 117{,}36\ кН/м \ge \frac{\varphi_{b3}(1+\varphi_f+\varphi_n)R_{bt}\cdot b}{2} =$$

$$= \frac{0{,}6(1+0+0)0{,}81\cdot 200}{2} = 48{,}6\ МПа\cdot мм = 48{,}6\ кН/м.$$

Шарт бажарилаяпти. Ҳисобларда q_{sw} = 117,36 кН/м қабул қилинади. Юқоридаги шартда плита таянчда чўзилиш зонасига тушганлиги учун φ_f = 0, бўйлама куч бўлмаганлиги учун φ_n = 0.

(14.16) формуладан қия ёриқнинг горизонтал ўққа проекцияси

$$C_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_f \cdot \varphi_n)R_{bt} \times bh_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2(1+0+0)0{,}81 \times 200 \times 420^2}{117{,}36}} = 697{,}85\ мм.$$

C_0 = 697,85 мм < $2h_0$ = 2 × 420 = 840 мм бўлганлиги учун C_0 = ≈700 мм қабул қилинади.

(14.17) формуладан кўндаланг стерженлар қабул қиладиган кесувчи куч

$$Q_{sw} = C_o \times q_{sw} = 0{,}7 \times 117{,}36 = 82{,}15\ кН.$$

(14.10) формулада $C = C_0 = 0{,}7$ м қабул қилиниб қия ёриқ чўққисида сиқилган бетон қабул қиладиган кесувчи куч аниқланади

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_f+\varphi_n)R_{bt} \times bh_0^2}{C} = \frac{2(1+0+0)0{,}81 \times 200 \times 420^2}{700} =$$
$$= 81648\ H \approx 81{,}65\ кН.$$

Бетон ва кўндаланг арматура қабул қиладиган кесувчи куч

$$Q_b + Q_{sw} = 81{,}65 + 82{,}15 = 163,\ 8 > Q_{max} = 108{,}59\ кН.$$

Тўсиннинг таянч зоналаридаги қия кесимлар бўйича мустаҳкамликлари таъминланган.

Тўсиннинг таянч зоналаридаги $l = l_{sb}/4$ = 6600/4 = 1650 мм масофада кўндаланг стерженларнинг қадами S = 150 мм, тўсиннинг ўрта қисмида эса, l =6600/2 =3300 мм масофада кўндаланг стерженларнинг қадами S =300 мм қабул қилинади.

5. Ёрдамчи тўсинни қурилмалаш.

Ёрдамчи тўсин кесимларида бўйлама арматуралар қуйидагича қабул қилинади (**IV.13- расм ва IV.5-жадвалга қаранг**).

1 равоқда ҳар бирида 2∅16 А400 стерженлар бўлган иккита С-1 синч (**IV.13- расм)** қабул қилинади. Жами бўйлама арматуралар сони 4∅16А400. Иловада келтирилган И.14-жадвалга биноан қабул қилинган арматура кесим юзаси A_s = 804 мм^2 > 730,17 мм^2.

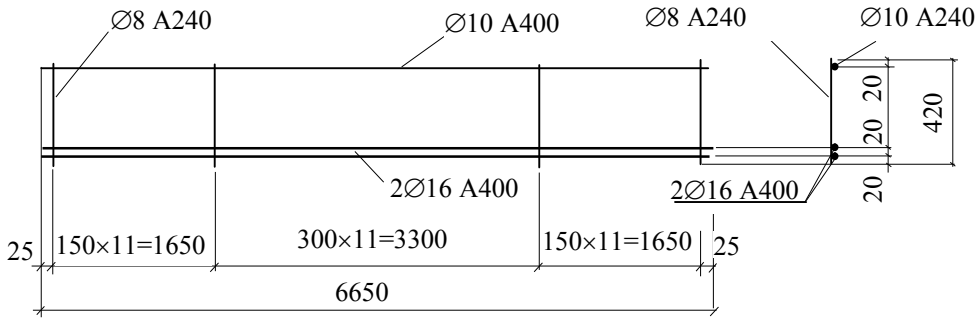
II ва III равоқларнинг ҳар бирида 1∅18 А400 стерженлари бўлган иккита С-2 синч (**IV.14- расм)** қабул қилинади. Жами бўйлама арматуралар сони

2∅18 А400. Иловада келтирилган И.14-жадвалга биноан қабул қилинган арматура кесим юзаси A_s =509 м^2 > 463 мм^2.

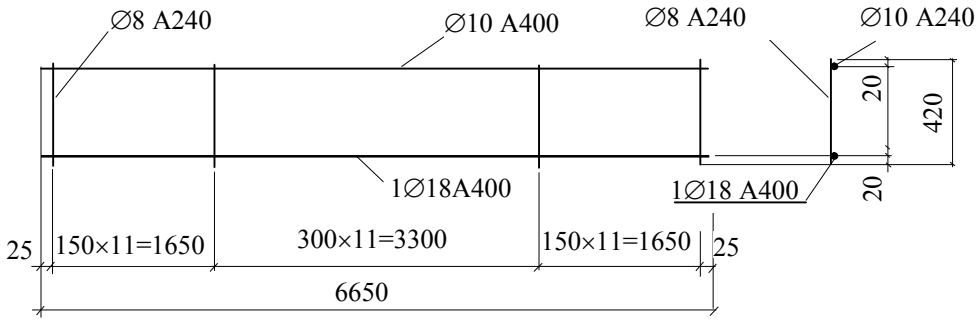
"В" таянч 2∅14 А400 стерженлардан иборат бўлган Т-7 ва Т-8 (**IV.15 ва IV.16 -расмларга** қаранг) тўрлар билан жиҳозланади. Иловада келтирилган И.27 жадвалга биноан 4∅14 А-III арматура кесим юзаси A_s = 616 мм^2 ≈ 617,9 мм^2 .

"С" таянч 2∅14А400 стерженлардан иборат бўлган битта Т-9 (**IV.17 - расмга** қаранг) ва 2∅12А400 стерженлардан иборат бўлган битта Т-10 (**IV.18-расмга** қаранг) тўр билан жиҳозланади.. Иловада келтирилган И.14-жадвалга биноан (2∅12+2∅14) А400 арматура кесим юзаси A_s=534 мм^2 > >516,1 мм^2.

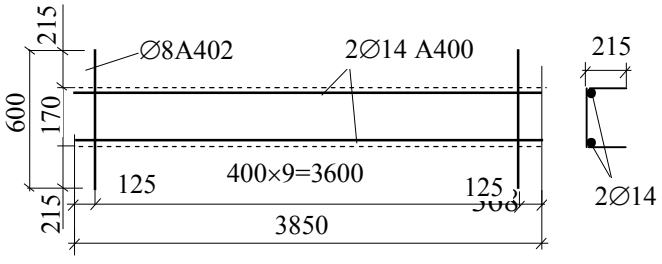
Т-7, Т-8, Т-9 ва Т-10 тўрларнинг узунлиги $l = l_{sb}/3 + l_{sb}/4$ = 6600/3 + +6600/4= 2200+1650=3850 мм қабул қилинади.



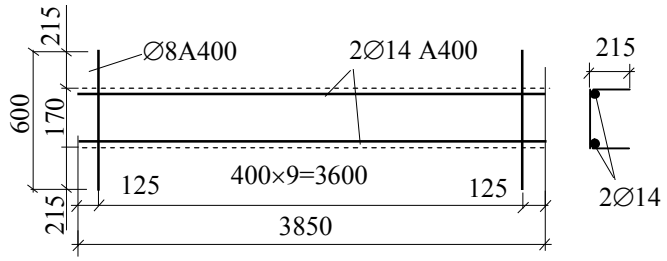
IV.13- расм. С-1 синч



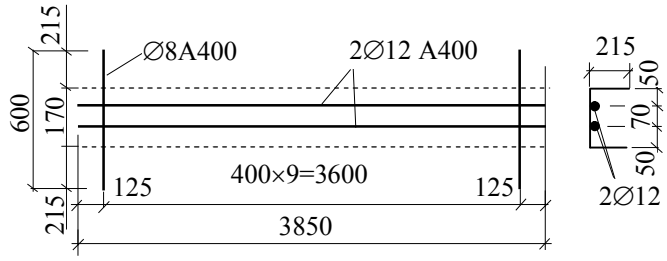
IV.14- расм. С-2 синч



IV.15- расм. Тўр Т-7



IV.17- расм.
Тўр Т-9



IV.18- расм.
Тўр Т-10

С-1 ва С-2 синчлар ҳамда Т-7, Т-8, Т-9 ва Т-10 тўрларнинг арматуралари максимал эгувчи моментлар бўйича аниқланган.

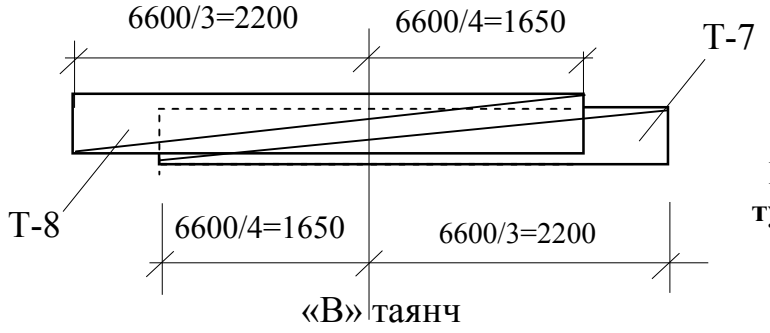
Равоқлар ўртасидан таянчларга қараб мусбат эгувчи моментларнинг қийматлари камайиб боради (**IV.12,б- расмга қаранг**). Манфий моментларнинг қийматлари эса, аксинча, таянчлардан равоқларга камайиб боради (**IV.12,б-расмга қаранг**).

Тўсинни жиҳозлаш учун сарф қилинадиган арматура миқдорини камайтириш мақсадида равоқлар учун максимал моментлар бўйича аниқланган арматураларнинг 50% гача бўлган миқдори таянчларга етказилмасдан қирқиб ташланиши рухсат этилади. Таянчларда эса, бўйлама арматуралар эгувчи момент эпюрасига мос равишда таянчлардан ўнг ва чап томонларга ўтказилиб қирқилади.

Бизнинг мисолимизда биринчи равоқ учун максимал момент бўйича қабул қилинган арматура тўртта стержендан (4∅16А400) иборат бўлгани учун арматуранинг 50% (2∅16А400) таянчларга етказилади Қолган 50% арматура (2∅16А400) арматура таянчларга етказилмасдан қирқиб ташланади. Арматурларнинг қирқиш жойларини аниқлаш қуйида келтирилган.

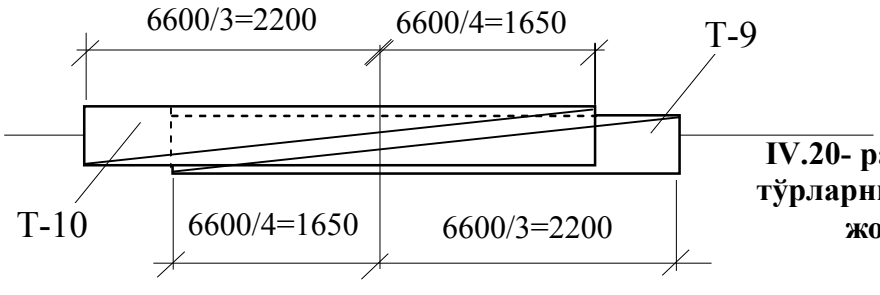
Иккинч равоқ учун максимал момент бўйича қабул қилинган арматура иккита стержендан иборат бўлгани учун 2∅18 А400 арматуранинг ҳаммаси қирқилмасдан таянчларга етказилади.

«В» таянч учун максимал момент бўйича қабул қилинган арматура тўртта стержендан иборат бўлгани учун 4∅14А400 арматуранинг 50% (Т-7 тўр) «В» таянчдан чап томонга l_{sb}/4=6600/4=1650 мм масофага, ўнг томонга эса, l_{sb}/4=6600/4=2200 мм масофага ўтказиб қирқилади. Ундан кейин эса, қолган 2∅14А400 арматура (Т-8 тўр) ҳам «В» таянчдан чап томонга l_{sb}/3= =6600/3=2200 мм масофага ўтказиб, ўнг томонга эса, l_{sb}/4=6600/4=1650 мм масофага ўтказиб қирқиб ташланади (**IV.19-расмга қаранг**).



IV.19- расм. Т-7 ва Т-8 тўрларнинг «Б» таянчда жойлашиши

«С» таянч учун максимал момент бўйича қабул қилинган арматура тўрттa стержендан иборат бўлгани учун 2∅14А400 + 2∅14А400 арматуранинг 2∅14А400 таси (Т-9 тўр) «В» таянчдан чап томонга l_{sb}/4=6600/4=1650 мм масофага, ўнг томонга эса, l_{sb}/4=6600/3=2200 мм масофага ўтказиб қирқилади. Ундан кейин эса, 2∅12А400 арматура (Т-10 тўр) ҳам «С» таянчдан чап томонга l_{sb}/3=6600/3=2200 мм масофага ўтказиб, таянчдан ўнг томонга l_{sb}/4=6600/4=1650 мм масофага ўтказиб қирқиб ташланади (**IV.20-расмга қаранг**). Арматуранинг қирқилиш жойларини аниқлаш қуйида келтирилган.



IV.20- расм. Т-9 ва Т-10 тўрларнинг «С» таянчда жойлашиши

IV.3-жадвал. Талаб қилинган арматура бўйича қабул қилинган арматура сони, диаметри ва юзалари

Кесимлар	Талаб қилинган арматура, $мм^2$	Қабул қилинган арматура		Жойла-шиши
		Сони, диаметри ва синфи	Кесим юзаси, $мм^2$	
I равоқ	730,17	4∅16 A400	804	пастда
«B» таянч	617,9	4∅14 A400	616	юқорида
II равок	463	2∅18 A400	509	пастда
«C» таянч	516,1	(2∅12+2∅14) A400	534	юқорида
I равоқ		2∅10 A400		юқорида
II равок		2∅10 A400		юқорида

Синч ва тўрларнинг узилиш жойларини аниқлаш.

IV.12- расмда келтирилган эгувчи моментларнинг букувчи эпюрасига эътибор берсангиз равоқлар ўртасидан таянчларга якинлашган сари эгувчи моментларнинг қийматлари камайиб боради. Таянчларда эса, таянчлардан узоқлашган сари эгувчи моментларнинг қийматлари камайиб боради.

Равоқлар ва таянчлардаги бўйлама арматура кесим юзалари эгувчи моментларнинг энг катта қийматлари учун топилган бўлиб, моментларнинг қийматлари кам бўлган кесимларда бунча арматура талаб қилмайди. Шунинг учун арматурани тежаш мақсадида бўйлама арматуранинг бир қисми равоқ-ларда таянчларга етказилмасдан, таянчларда эса, таянчлардан ўтказилиб узилади.

Синч ва тўр стерженларининг узилиш жойларини аниқлаш қуйидаги тартибда бажарилади:

1) бўйлама арматуранинг бир қисми кесиб ташлангандан кейин қолган арматура учун элемент кесимининг мустаҳкамлиги ҳисобланади. Бунда қолган арматура миқдори қабул қилинган арматура кесим юзасининг 50% дан кам бўлмаслиги шарт;

2) эгувчи моментларнинг букувчи эпюрасида назарий кесилиш жойи,

яъни ташқи юклардан ҳосил бўлган моментнинг 1 бандда топилган юк кўтариш қобилиятига тенг бўлган вертикал кесим аниқланади;

3) назарий кесилиш жойларига мос бўлган кесимлар учун 2 бандда топилган эгувчи моментларга мос бўлган кесувчи кучлар аниқланади ва стерженларни ҳисоб бўйича талаб қилинмайдиган кесимлардан ўтказиб амалий қирқилиш масофалари ω_i ҳисобланади

$$\omega_i = \frac{Q_i}{2q_{sw}} + 5d \geq 20d \geq l_{an},$$

l_{an} - анкерлаш узунлиги, (7.2) формуладан ҳисобланади;

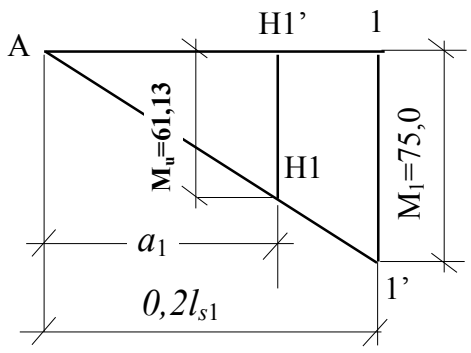
4) таянчлардан стерженларнинг ҳақиқий узилиш жойларигача бўлган a_i масофалар аниқланади.

Тўсин кесимининг юк кўтариш қобилияти (13.9) формуладан ҳисобланади.

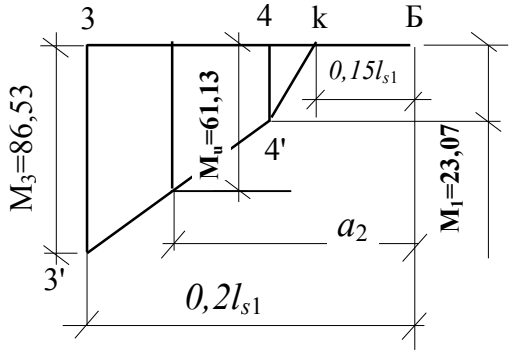
Ҳисоб натижалари IV.6-жадвалда келтирилган. Бунда R_s = 365 МПа, R_b = 10,35 МПа ва I равоқда h_0 = 400 мм; II в III равоқларда ва таянчларда h_0 = 420 мм қабул қилинган.

Стерженларнинг назарий узилиш жойларидан таянчларгача бўлган a_i масофалар эгувчи моментларнинг букувчи эпюрасидан топилади (**IV.12 - расм**). Бунинг учун учбурчакларнинг ўхшашлик хоссаларидан фойдаланилади. I равоқда қирқиб ташлангандан кейин қолган 2∅16A400 стержен учун (**IV.4 жадвал**) ташқи момент M = 61,13 кН м.

A, HI, HI’ ва A, I’, I учбурчакларнинг ўхшашлигидан қуйидагини оламиз



IV.21-расм. a_1 масофани топишга доир



IV.22-расм. a_2 масофани топишга доир

IV.4 жадвал. Ёрдамчи тўсинларда пайвандланган тўр ва синчлар стерженларининг узилиш жойларини аниқлаш.

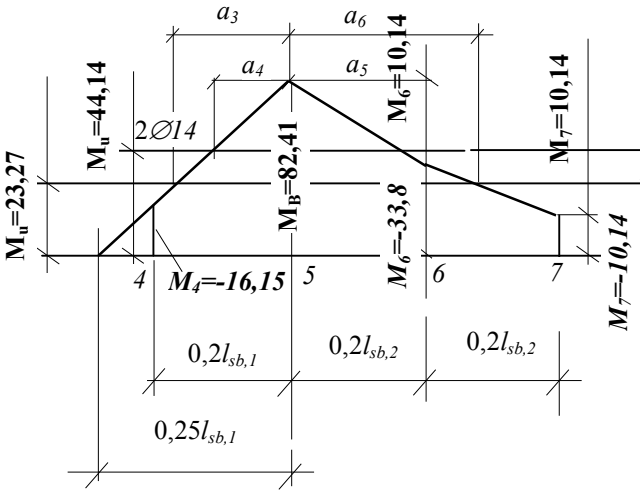
Стерженлар сони ва диаметри, мм	$h_{0,}$ мм	A_s, мм^2	ξ	ζ	M_u, кН·м	Қирқиладиган стерженлар сони	Таянч ўқларидан назарий кесилиш жойигача бўлган a_i масофалар, м	
							чапдан	ўнгдан
1 равоқ (b = 2100 мм)								
4∅16A400	400	804	0,0337	0,983	115,4	-	-	-
2∅16A400	420	402	0,016	0,992	61,13	2∅16A400	1,04	2,04
2 равоқ (b = 2100 мм)								
2∅18A400	420	509	0,02	0,99	77,25	-	-	-
“B” таянчда (b = 200 мм)								
4∅14A400	420	616	0,258	0,87	82,15	-	-	-
2∅14A400	420	308	0,129	0,935	44,14	2∅14A400	1,14; 0,74	0,99; 2,29
“C” таянчда (b = 200 мм)								
2∅12A400+ 2∅14A400	420	534	0,224	0,888	72,69	-	-	-
2∅14A400	420	308	0,129	0,935	44,14	2∅14A400	1,49; 0,76	1,49; 0,76
Равоқлардаги юқори арматура (b = 200 мм)								
2∅10A400	420	157	0,066	0,967	23,27	-	-	-

оламиз (**IV.22-расмга қаранг):**

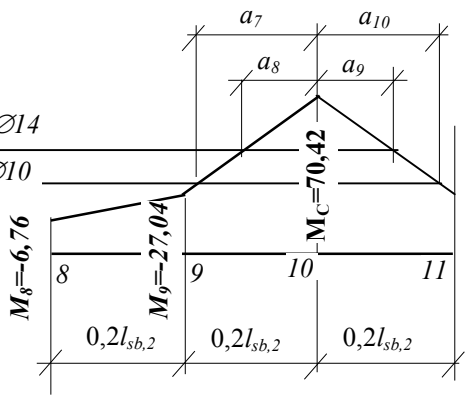
$$a_1 = 0{,}2 l_{s1} \times \frac{M_u}{M} = 0{,}2 \times 6{,}375 \times \frac{61{,}13}{75{,}00} = 1{,}04\ м.$$

IV.22-расмдан :

$$a_2 = 0{,}2 \times l_{s1}\left[1 + \frac{M_u - M_4}{M_3 - M_4}\right] = 0{,}2 \times 6{,}375\left[1 + \frac{61{,}13 - 23{,}07}{86{,}53 - 23{,}07}\right] = 2{,}04\ м.$$



IV.23-расм. a_3, a_4, a_5 ва a_6 масофаларни топишга доир



IV.24-расм. a_7 ва a_8 масофаларни топишга доир

Шу усул билан қолган масофалар аниқланади (**IV.23 ва IV.24 –расмларга қаранг):**

$$a_3 = 0{,}25 l_{s1} \frac{M_B - M_u}{M_B} = 0{,}25 \times 6{,}375 \times \frac{82{,}41 - 23{,}27}{82{,}41} = 1{,}14 \text{ м};$$

$$a_4 = 0{,}25 \cdot l_{s1} \cdot \frac{M_B - M_u}{M_B} = 0{,}25 \times 6{,}375 \times \frac{82{,}41 - 44{,}14}{82{,}41} = 0{,}74 \text{ м}.$$

$$a_5 = 0{,}2 \cdot l_{s2} \cdot \frac{M_B - M_u}{M_B - M_6} = 0{,}2 \times 6{,}3 \times \frac{82{,}41 - 44{,}14}{82{,}41 - 33{,}8} = 0{,}99 \text{ м},$$

$$a_6 = 0{,}2 \cdot l_{s2} \cdot \left[1 + \frac{M_B - M_u}{M_B - M_7}\right] = 0{,}2 \times 6{,}3 \times \left[1 + \frac{82{,}41 - 23{,}27}{82{,}41 - 10{,}14}\right] = 2{,}29 \text{м}.$$

$$a_7 = a_{10} = 0{,}2 \cdot l_{s2} \cdot \left[1 + \frac{M_9 - M_u}{M_9 - M_8}\right] = 0{,}2 \times 6{,}3 \times \left[1 + \frac{27{,}04 - 23{,}27}{27{,}04 - 6{,}76}\right] = 1{,}49 \text{ м}$$

$$a_8 = a_9 = 0{,}2 \cdot l_{s2} \cdot \frac{M_C - M_u}{M_C - M_9} = 0{,}2 \times 6{,}3 \times \frac{70{,}42 - 44{,}14}{70{,}42 - 27{,}04} = 0{,}76 \text{ м}.$$

Назарий узилиш жойларидаги кесувчи кучлар **IV.25-расмда** келтирилган (кесувчи куч эпюрасидан)

$$Q_1 = Q_A^{\text{ўнг}} \cdot (0{,}425\ l_{s1} - a_1)/0{,}425 \cdot l_{s1} =$$

$$=72,39\ (0,425\times6,375 - 1,04)/0,425\times6,375 = 44,6\ \text{кН};$$

$$Q_2 = Q_B^{\text{чап}}(0,575\ l_{s1} - a_2)/0,575\ l_{s1} =$$

$$=108,59(0,575\times6,375 - 2,04)/0,575\times6,375 = 48,1\ \text{кН};$$

$$Q_3 = Q_B^{\text{чап}}(0,575\ l_{s1} - a_3)/0,575\ l_{s1} =$$

$$=108,59(0,575\times6,375 - 1,14)/0,575\times6,375 = 74,8\ \text{кН};$$

$$Q_4 = Q_B^{\text{чап}}(0,575\ l_{s1} - a_4)/0,575\ l_{s1} =$$

$$=108,59(0,575\times6,375 - 0,74)/0,575\times6,375 = 86,7\ \text{кН};$$

$$Q_5 = Q_B^{\text{ўнг}}(0,5\ l_{s2} - a_5)/0,5\ l_{s2} =$$

$$=89,3(0,5\times6,3 - 0,99)/0,5\times6,3 = 61,2\ \text{кН};$$

$$Q_6 = Q_B^{\text{ўнг}}(0,5\ l_{s2} - a_6)/0,5\ l_{s2} =$$

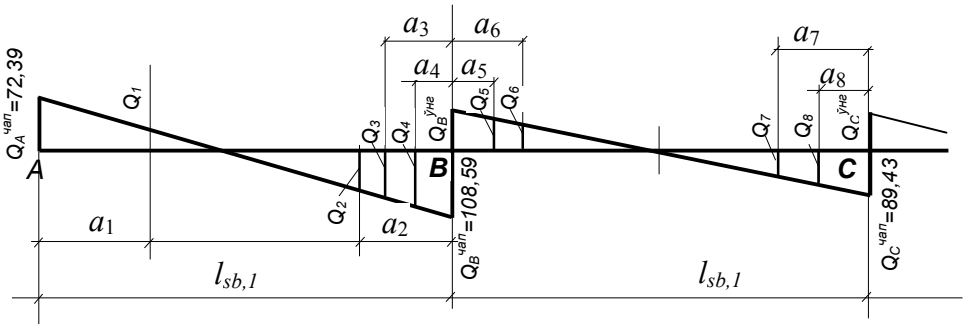
$$=89,3(0,5\times6,3 - 2,29)/0,5\times6,3 = 24,4\ \text{кН};$$

$$Q_7 = Q_c^{\text{чап}}(0,5\ l_{s2} - a_7)/0,5\ l_{s2} =$$

$$=89,3(0,5\times6,3 - 1,49)/0,5\times6,3 = 47,1\ \text{кН};$$

$$Q_8 = Q_c^{\text{чап}}(0,5\ l_{s2} - a_8)/0,5\ l_{s2} =$$

$$=89,3(0,5\times6,3 - 0,76)/0,5\times6,3 = 67,7\ \text{кН}.$$



IV.25-расм. Назарий кесилиш нуқталаридаги кесувчи кучлани аниқлашга доир

Ёрдамчи тўсиннинг бирлик узунлигидаги кўндаланг стерженлардаги зўриқиш

$$q_{sw} = 175\times2\times503/150 = 117,36\ \text{МПа·мм} = 117,36\ \text{кН/м}.$$

Арматуранинг анкерланиш узунлиги (7.2) формуладан аниқланади.

Синфи А400, диаметри 16 мм бўлган арматура учун $R_s = 365$ МПа,

R_b = 10,35 МПа. 7.1- жадвалдан ω_{an} = 0,7, $\Delta\lambda_{an}$ = 11 бўлганда

$$l_{an} = (0{,}7\times365/10{,}35 + 11)\times16 = 571 \text{ мм};$$

∅14 А400 учун -

$$l_{an} = (0{,}7\times365/10{,}35 + 11)\times14 = 500 \text{ мм}.$$

∅12 А400 учун -

$$l_{an} = (0{,}7\times365/10{,}35 + 11)\times12 = 430 \text{ мм}.$$

ω_i масофалар аниқланади:

$$\omega_1 = Q_1/(2\cdot q_{sw}) + 5d = 44{,}6\times10^3/(2\times117{,}36) + 5\times16 = 270 \text{ мм}.$$

ω_1 = 270 мм < 20 d = 20×16 = 320 мм < l_{an} = 571 мм бўлганлиги учун

$\omega_1 = l_{an}$ = 571 мм қабул қилинади.

$\omega_2 = 48{,}1\times10^3/(2\times117{,}36) + 5\times16 = 285$ мм < 20 d < l_{an} = 571 мм бўлганлиги учун $\omega_2 = l_{an}$ = 571 мм қабул қилинади.

$\omega_3 = 74{,}8\times10^3/(2\times117{,}36) + 5\times14 = 388$ мм > 20 d = 280 мм > l_{an} = 500 мм бўлганлиги учун ω_3 = 500 мм қабул қилинади.

$\omega_4 = 86{,}7\times10^3/(2\times117{,}36) + 5\times14 = 439$ мм > 20d =280 мм < l_{an} = 500 мм бўлганлиги учун ω_4 =500 мм қабул қилинади.

$\omega_5 = 61{,}2\times10^3/(2\times117{,}36) + 5\times14 = 330$ мм > 20d =280 мм < l_{an} = 500 мм бўлганлиги учун ω_5 = 500 мм қабул қилинади.

$\omega_6 = 24{,}4\times10^3/(2\times117{,}36) + 5\times14 = 278$ мм > 20d =280 мм < l_{an} = 500 мм бўлганлиги учун $\omega_6 = l_{an}$ = 500 мм қабул қилинади.

$\omega_7 = 47{,}1\times10^3/(2\times117{,}36) + 5\times14 = 270$ мм <20 d= 20·14 =280 < l_{an} = 500 мм бўлганлиги учун $\omega_7 = l_{an}$ = 500 мм қабул қилинади.

$\omega_8 = 67{,}7\times10^3/(2\times117{,}36) + 5\times14 = 348$ мм >20d=20·12=240 мм > l_{an} = 430 мм бўлганлиги учун ω_8 = 430 мм қабул қилинади.

Таянчлардан тўр ва стерженларнинг ҳақиқий узулиш жойларигача бўлган масофалар

$l_1 = a_1 - \omega_1 = 1{,}04 - 0{,}571 \approx 0{,}47$ м; $l_2 = a_2 - \omega_2 = 2{,}04 - 0{,}571 \approx 1{,}47$ м;

$l_3 = a_3 + \omega_3 = 1{,}14 + 0{,}50 = 1{,}64$ м; $l_4 = a_4 + \omega_4 = 0{,}74 + 0{,}50 = 1{,}24$ м;

$l_5 = a_5 + \omega_5 = 0{,}99 + 0{,}50 \approx 1{,}50$ м; $l_6 = a_6 + \omega_6 = 2{,}29 + 0{,}50 \approx 2{,}80$ м;

$l_7 = a_7 + \omega_7 = 1{,}49 + 0{,}50 \approx 2{,}00$ м; $l_8 = a_8 + \omega_8 = 0{,}76 + 0{,}43 \approx 1{,}20$ м.

"В" таянчга қўйиладиган Т-7 тўр узунлиги

$$l = l_3 + l_5 + b_{mb} = 1{,}64 + 1{,}50 + 0{,}30 = 3{,}44 \text{ м}.$$

Т-8 тўр узунлиги

$$l = l_4 + l_6 + b_{mb} = 1{,}24 + 2{,}80 + 0{,}3 = 4{,}34 \text{ м}.$$

"С" таянчга қўйиладиган Т-9 ва Т-10 тўрлар узунлиги

$$l = l_7 + l_8 + b_{mb} = 2{,}00 + 1{,}20 + 0{,}3 = 3{,}5 \text{ м}.$$

Конструктив талаблар бўйича таянчларга қўйиладиган Т-7... Т-10 тўрларнинг узунлиги $l = l_{sb}/3 + l_{sb}/4 = 6600/3 + 6600/4 = 3850$ мм дан кам бўлмаслиги шарт. Шунинг учун Т-7...Т-10 тўрларнинг узунлиги $l = 3850$ мм қабул қилинган.

Ёрдамчи тўсинни пайвандланган синчлар ва тўрлар билан жиҳозланиши **IV.26-расмда** кўрсатилган.

В. БОШ ТЎСИННИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ

1. Ҳисобий схема. Юкларни ҳисоблаш

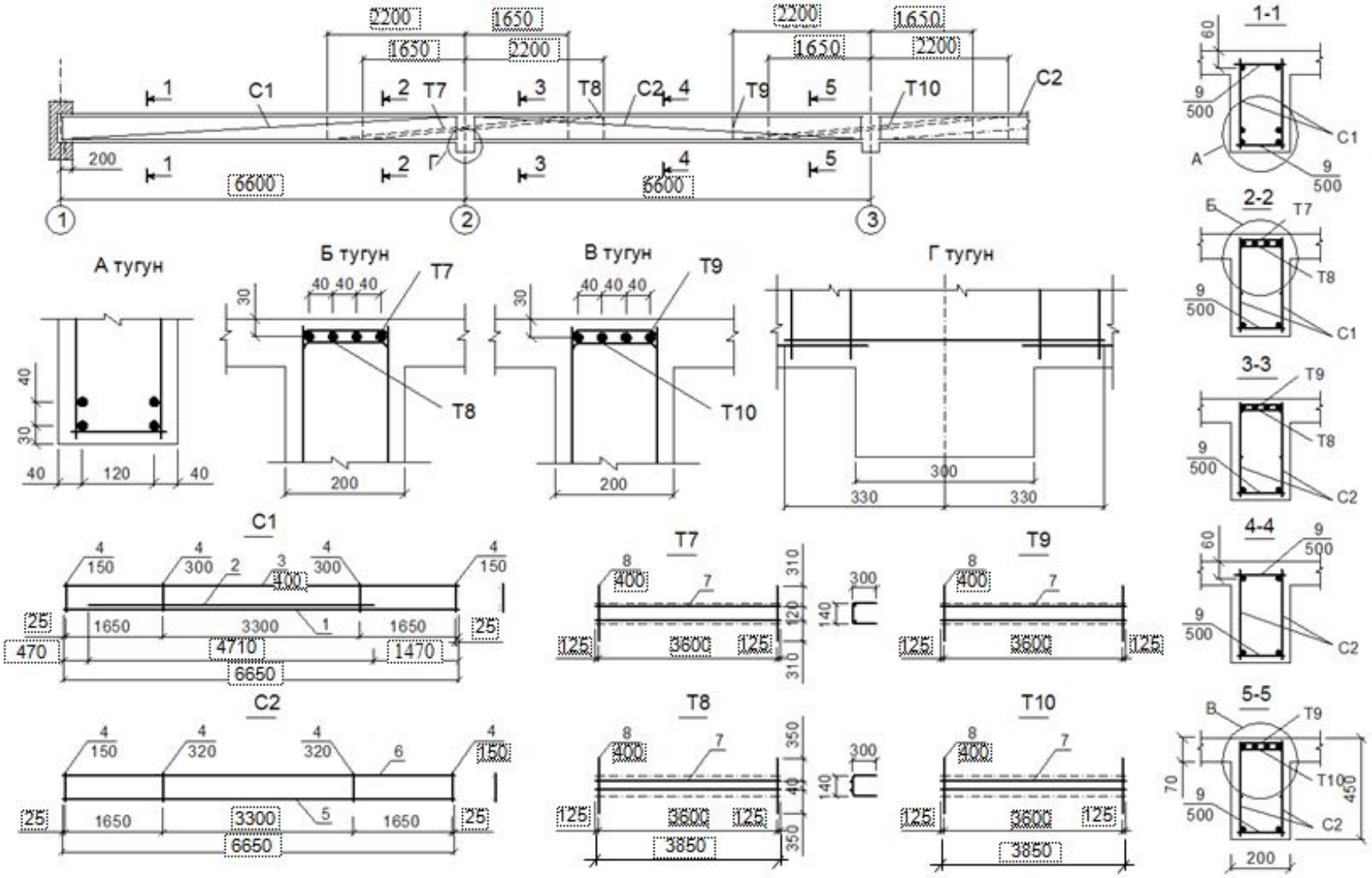
Бош тўсин учун ҳисоблаш схемаси сифатида шарнирли-бураладиган таянчларда ётган узлуксиз тўсин қабул қилинади. Четки таянчлар вазифасини девор, ўрта таянчлар вазифасини эса, устунлар бажаради (IV.26,*а*- расмга қаранг).

Равоқларнинг ҳисобий узунликлари сифатида, четки равоқ учун таянч ўқидан тўсиннинг деворга ўрнатилган қисмининг ярмигача бўлган, ўрта равоқлар учун эса таянч ўқлари орасидаги масофа қабул қилинади. Бош тўсиннинг деворга ўрнатилган қисмининг узунлиги С = 380 мм қабул қилиниб, бош тўсин равоқлари учун ҳисобий узунликлар аниқланади:

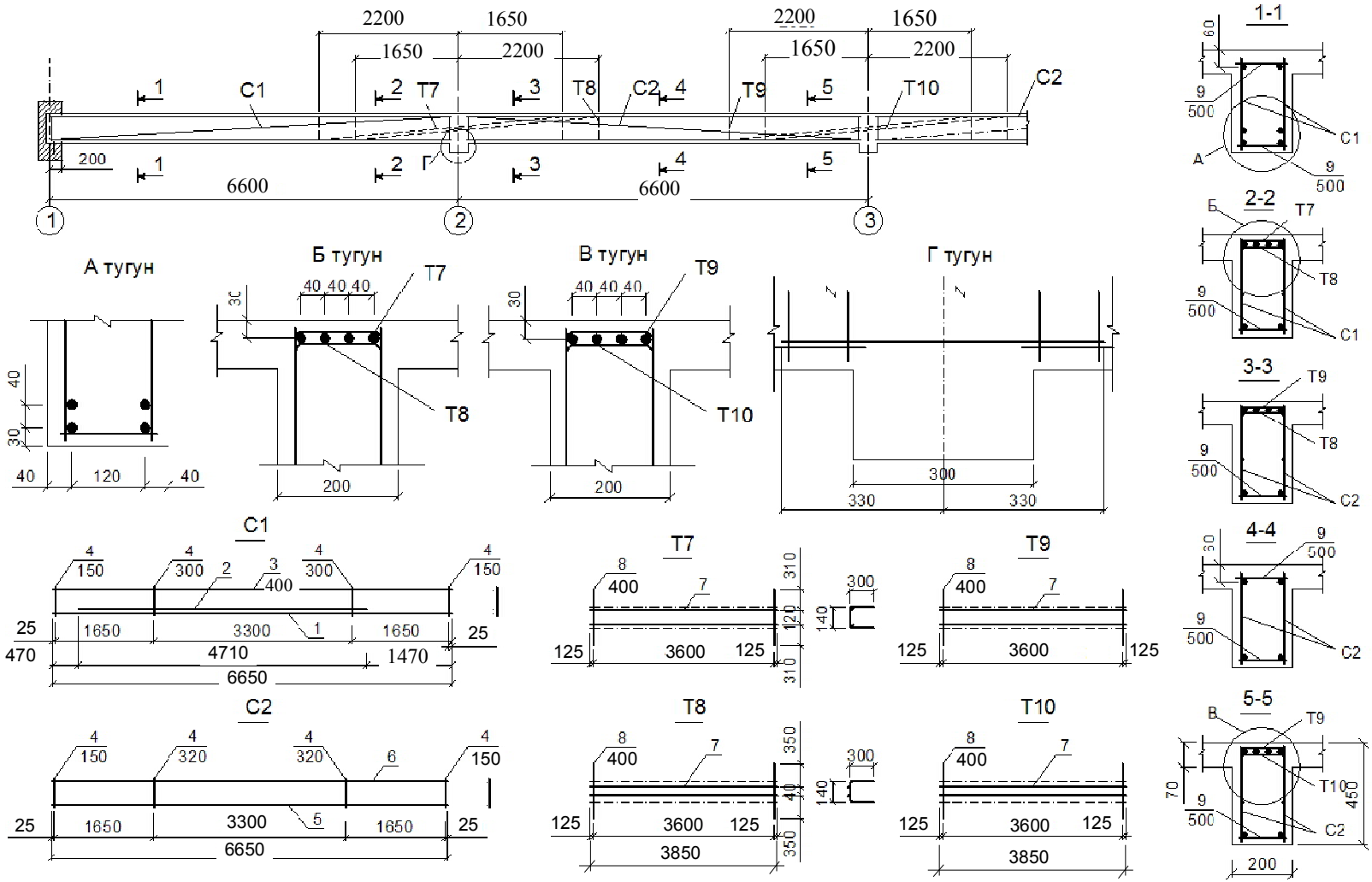
$$l_{m1} = 6300 - 200 + 380/2 = 6290 \text{ мм} = 6{,}29 \text{ м};$$

$$l_{m2} = 6300 \text{ мм} = 6{,}3 \text{ м}.$$

Бу ерда: 200 мм – девор билан бўлувчи ўқ орасидаги масофа.



IV.26-расм. Ёрдамчи тўсиннни пайвандланган тўр ва синчлар билан қурилмалаш



IV.26-расм. Ёрдамчи тўсиннни пайвандланган тўр ва синчлар билан қурилмалаш

Ораёпмага таъсир қиладиган юклар ёрдамчи тўсинлар орқали бош тўсинларга тўпланган куч сифатида узатилади. Бунда ёрдамчи тўсинларнинг узлуксизлиги эътиборга олинмайди. Бош тўсин қиррасининг оғирлигидан ҳосил бўладиган юк ҳақиқатда тўсин узунлиги бўйича ёйилган бўлиб, ҳисобни соддалаштириш мақсадида тўпланган юкка келтирилади.

Вариантларни таққослаш натижасида қабул қилинган бош тўсиннинг ўлчамлари $b_{mb} \times h_{mb} = 300 \times 600$ мм.

Бош тўсинга таъсир қиладиган юклар:

тўсин қовурғасининг $l_s = 2{,}10$ м узунликдаги хусусий оғирлигидан ҳисобий юк - $(0{,}6 - 0{,}08) \times 0{,}3 \times 2{,}10 \times 25 \times 1{,}1 \times 0{,}95 \approx 8{,}56$ кН.

ёрдамчи тўсин орқали узатиладиган ҳисобий доимий юк -

$$g_{sb} \times l_{sb} = 9{,}4 \times 6{,}6 = 62{,}04 \text{ кН}.$$

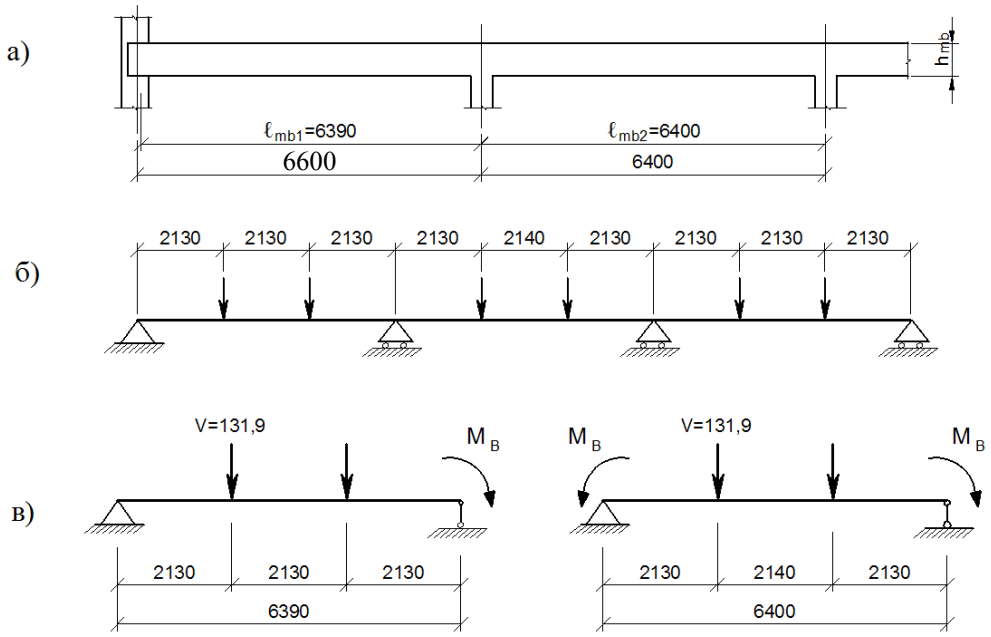
Жами, ҳисобий доимий юк - $G = 8{,}56 + 62{,}04 = 70{,}6$ кН.

Ёрдамчи тўсин орқали узатиладиган ҳисобий муваққат юк -

$$V = g_{sb} \cdot l_{sb} = 19{,}4 \cdot 6{,}6 = 128{,}04 \text{ кН}.$$

2. Ҳисобий зўриқишларни аниқлаш

Бош тўсиннинг ҳисобий схемаси **IV.27,б** - расмда кўрсатилган. Ҳисобий зўриқишларнинг қиймати бетоннинг пластик ишлаши натижасида уларни қайта тақсимланишини эътиборга олиб аниқланади. Бунда, дастлаб тўсин учун эластик системалардагидек зўриқишларнинг қийматлари аниқланади. Таъсир қиладиган юк ва тўсин схемалари симметрик бўлганда, зўриқишлар тўсиннинг ярми учун аниқланса кифоя. Ундан кейин бош тўсин учун эгувчи моментларнинг букувчи эпюраси қурилади. Бунинг учун иловада келтирилган И.17-жадвалдан фойдаланилади. Бу жадвалда эгувчи моментларнинг фақат таянчлардаги қийматлари келтирилган бўлиб, равоқлардаги моментларнинг қийматлари эса, қурилиш механикасининг методларидан фойдаланиб осон топилиши мумкин.



IV.27-расм. Бош тўсиннинг ҳисобий схемаси

Илованинг И.17-жадвалида уч равоқли тўсин учун 5 та юклаш схемалари келтирилган. Биринчи юклаш схемасида тўсин доимий юклар билан юкланган бўлса, қолган юклаш схемалари муваққат юкларга таалуқли. Бизнинг мисолимизда муваққат юклар таъсиридан топиладиган зўриқишлар 2, 3 ва 4 юклаш схемалари бўйича аниқланса етарли. 5 юклаш схемасидан аниқланадиган эгувчи моментларнинг қийматлари 2, 3 ва 4 юклаш схемалари бўйича топилган момент қийматларидан кам бўлади.

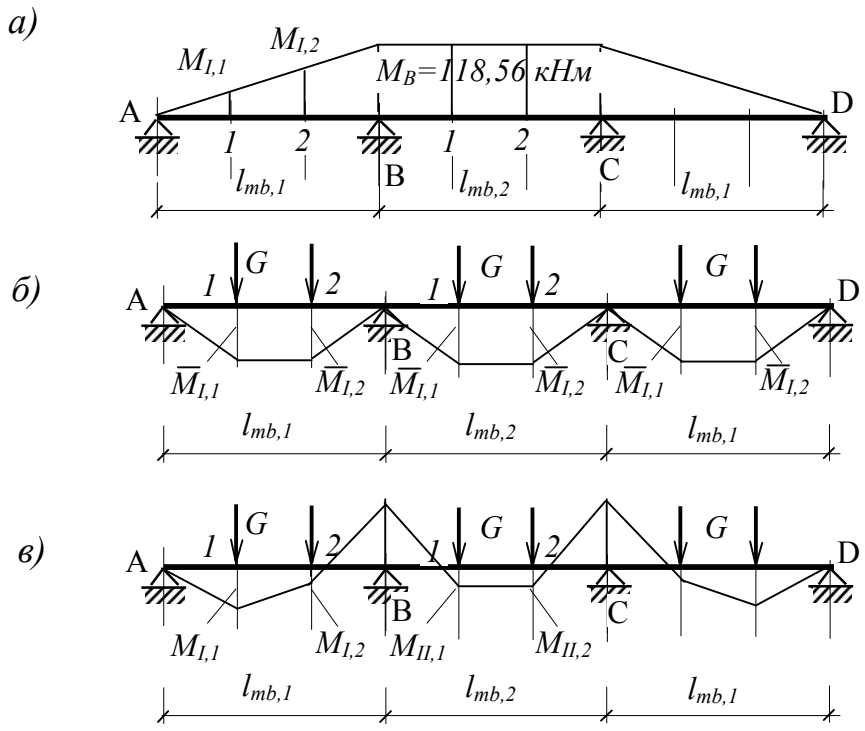
Илованинг И.17-жадвалида келтирилган уч равоқли тўсин юклашнинг **1 схемаси бўйича** доимий юк билан юкланганда «В» ва «С» таянчлардаги эгувчи моментларнинг қийматлари қуйидагиларга тенг бўлади (**IV.28,***а*-расм):

$$M_B = M_C = -\ 0{,}267 \times 70{,}6 \times 6{,}29 = -\ 118{,}56 \text{ кН·м}.$$

Тўсин равоқларидаги манфий моментлар қуйидагиларга тенг (IV.27,а-расм):

$$M_{I,1} = \frac{M_B}{3} = \frac{118{,}56}{3} = 39{,}52\ кНм;$$

$$M_{I,2} = \frac{2M_B}{3} = \frac{2 \times 118{,}56}{3} = 79{,}04\ кНм.$$



IV.28- расм. Доимий юкдан эгувчи моментни аниқлаш:
а- таянч ва тўсин кесимларидаги моментлар эпиюраси;
б – бир равокли тўсиндаги моментлар;
в – доимий юк таъсиридан якунловчи момен эпюраси

Уч равоқли узлуксиз тўсинни бир равокли тўсинларга ажратиб, 1 схема бўйича доимий юк билан юкланган тўсин равоқларидаги моментларни аниқлаймиз (**IV.28,б- расм**):

I ва II равоқлардаги эгувчи моментларнинг қийматлари (**IV.28,б- расм**):

$$M_{1.1} = M_{1.2} = G \times l_s = 70{,}6 \times 2{,}1 \approx 148{,}26 \text{ кН·м};$$

$$M_{1I.1} = M_{1I.2} = G \times l_s = 70{,}6 \times 2{,}1 = 148{,}26 \text{ кН·м};$$

IV.28,а ва IV.28,б – расмларда келтирилган моментларнинг йиғиндиси тўсин 1 схема бўйича доимий юк билан юкланган узлуксиз тўсин кесимларидаги эгувчи моментларнинг қийматларини беради (**IV.28,в – расм**):

биринчи равоқ учун:

$$M_{I,1}=148{,}26 - 39{,}52 = 108{,}74 \text{ кНм};$$

$$M_{I,2}=148{,}26 - 79{,}04 = 69{,}22 \text{ кНм};$$

иккинчи равоқ учун:

$$M_{II,1}=148{,}26 - 118{,}56 = 29{,}70 \text{ кНм};$$

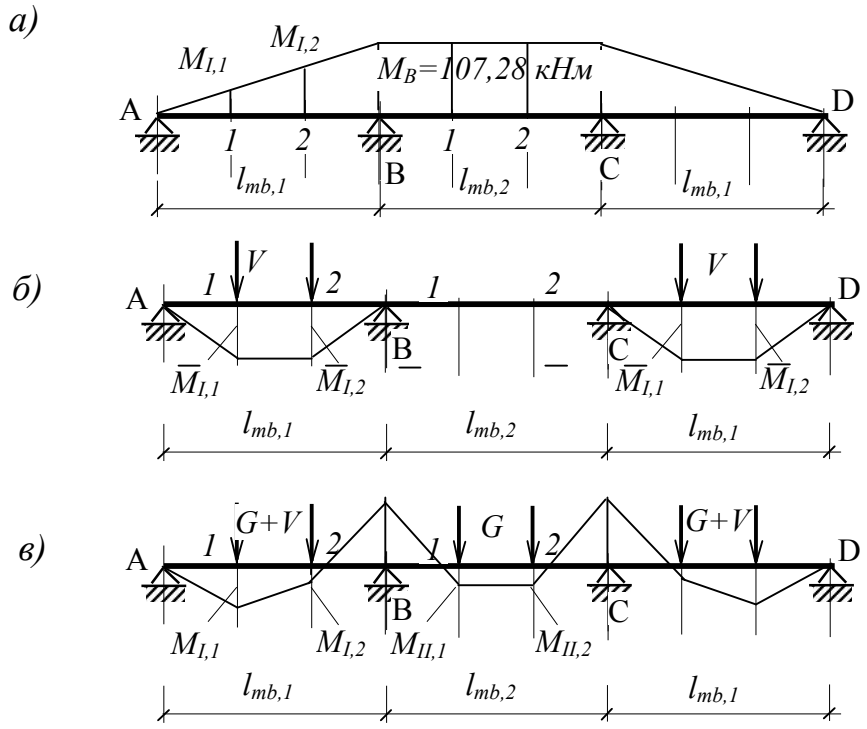
$$M_{II,2}=148{,}26 - 118{,}56 = 29{,}70 \text{ кНм}.$$

Уч равоқли узлуксиз бош тўсин кесимларида доимий юклардан ҳосил бўлган эгувчи момент эпюраси **IV.28,в – расмда** келтирилган. Момент қийматлари IV.5 жадвалда келтирилган.

Худди шу тартибда муваққат юк V=128,04 кН таъсиридан эгувчи моментлар қийматлари аниқланади.

Тўсин 2 схема бўйича I ва III равоқларда юкланганда иловадаги И.17-жадвалдан:

$$M_B = M_C = - 0{,}133 \times 128{,}04 \times 6{,}3 = - 107{,}28 \text{ кН·м}.$$



IV.29- расм. Муваққат юкдан эгувчи моментни аниқлаш:
а- таянч ва тўсин кесимларидаги моментлар эпиюраси;
б – бир равокли тўсиндаги моментлар;
в – доимий юк таъсиридан якунловчи момен эпюраси

Тўсин равоқларидаги манфий моментлар қуйидагиларга тенг (**IV.298,а-расм**):

$$M_{I,1} = \frac{M_B}{3} = \frac{107{,}28}{3} = 35{,}76 \text{ кНм};$$

$$M_{I,2} = \frac{2M_B}{3} = \frac{2 \times 107{,}28}{3} = 71{,}52 \text{ кНм};$$

Уч равоқли узлуксиз тўсин бир равокли тўсинларга ажратилиб тўсин равоқларидаги моментларни аниқлаймиз (**IV.29,б- расм**):

I ва II равоқлардаги эгувчи моментларнинг қийматлари:

$M_{1.1} = M_{1.2} = V \times l_s = 128{,}04 \times 2{,}10 = 268{,}88$ кН·м; $M_{1I.1} = M_{1I.2} = 0$.

IV.28,а ва **IV.28,б** – расмларда келтирилган моментлар эпюраларининг йиғиндиси узлуксиз тўсин кесимларида 2-схема бўйича муваққат юк билан юклангандаги эгувчи моментларнинг қийматларини беради (**IV.28,в** – расм):

биринчи равоқ учун:

$M_{I,1}$=268,88 – 35,76 =233,12 кНм;

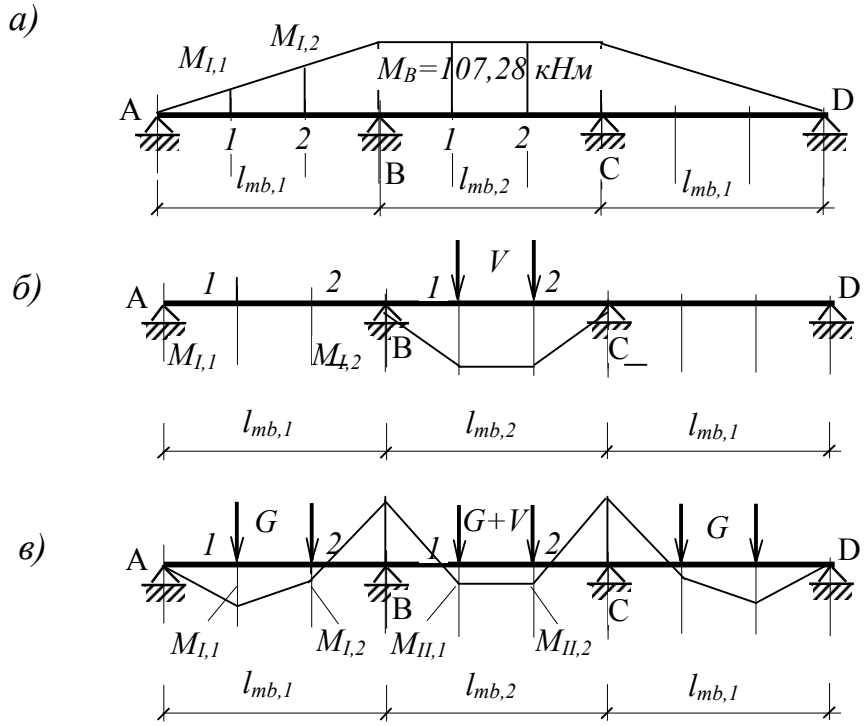
$M_{I,2}$=268,88 – 71,52 =197,36 кНм;

иккинчи равоқ учун: $M_{II,1} = M_{II,2}$=107,28 кНм.

Уч равоқли узлуксиз бош тўсин кесимларида муваққт юклардан ҳосил бўлган эгувчи момент эпюраси **IV.28,в** – расмда, момент қийматлари IV.5-жадвалда келтирилган.

Тўсин 3 схема бўйича II -равоқ юкланганда иловадаги И.17-жадвалдан:

$M_B = M_C = -0{,}133 \times 128{,}04 \times 6{,}3 = -107{,}28$ кН·м.



IV.30- расм. Муваққат юкдан эгувчи моментни аниқлаш:
а- таянч ва тўсин кесимларидаги моментлар эпиюраси;
б – бир равокли тўсиндаги моментлар;
в – доимий юк таъсиридан якунловчи момен эпюраси

Тўсин равоқларидаги манфий моментлар қуйидагиларга тенг (**IV.30,а-расм**):

$$M_{I,1} = \frac{M_B}{3} = \frac{107,28}{3} = 35,76\ кНм;$$

$$M_{I,2} = \frac{2M_B}{3} = \frac{2 \times 107,28}{3} = 71,72\ кНм.$$

Уч равоқли узлуксиз тўсин бир равокли тўсинларга ажратилиб тўсин равоқларидаги моментларни аниқлаймиз (**IV.30,б- расм**):

I ва II равоқлардаги эгувчи моментларнинг қийматлари:

$$M_{1.1} = M_{1.2} = 0.$$

$$M_{1I.1} = M_{1I.2} = V \times l_s = 128,04 \times 2,10 = 268,88\ кН·м.$$

IV.30,а ва IV.30,б – расмларда келтирилган моментлар эпюраларининг йиғиндиси узлуксиз тўсин кесимларида 3-схема бўйича муваққат юк билан юклангандаги эгувчи моментларнинг қийматларини беради (**IV.30,в – расм**):

биринчи равоқ учун:

$$M_{I,1} = -35,76\ кНм; \quad M_{I,2} = -71,52\ кНм;$$

иккинчи равоқ учун:

$$M_{II,1} = M_{II,2} = -107,28 + 268,88 = 161,60\ кНм.$$

Уч равоқли узлуксиз бош тўсин кесимларида муваққт юклардан ҳосил бўлган эгувчи момент эпюраси **IV.30,в – расмда** келтирилган. Момент қийматлари IV.7 жадвалда келтирилган.

Тўсин 4- схема бўйича I ва II равоқлар юкланганда иловадаги И.17-жадвалдан:

$$M_B = -0,311 \times 128,04 \times 6,3 = -250,86\ кН·м.$$

$$M_C = -0,089 \times 128,04 \times 6,3 = -71,79\ кН·м.$$

Тўсин равоқларидаги манфий моментлар қуйидагиларга тенг (**IV.31,а-расм**):

$$M_{I,1} = \frac{M_B}{3} = \frac{250,86}{3} = 83,62\ кНм;$$

$$M_{I,2} = \frac{2M_B}{3} = \frac{2 \times 250{,}86}{3} = 167{,}24\ кНм.$$

$$M_{II,1} = M_C + \frac{2(M_B - M_c)}{3} = 71{,}79 + \frac{2(250{,}86 - 71{,}79)}{3} = 71{,}79 + 119{,}38 = 191{,}17\ кНм;$$

$$M_{II,2} = M_C + \frac{(M_B - M_c)}{3} = 71{,}79 + \frac{(250{,}86 - 71{,}79)}{3} = 71{,}79 + 59{,}69 = 131{,}48 кНм.$$

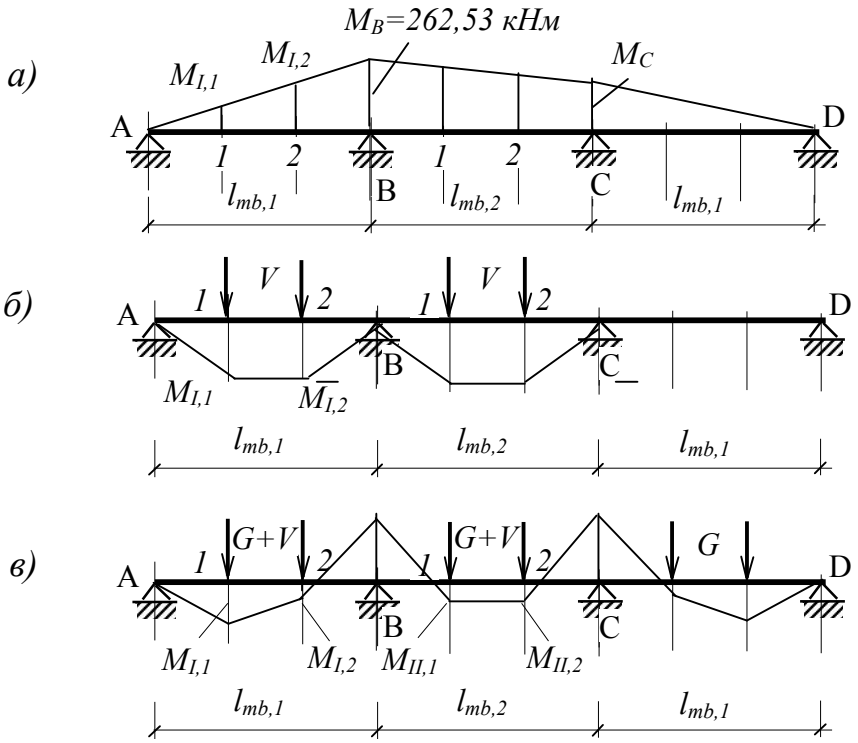
Уч равоқли узлуксиз тўсин бир равокли тўсинларга ажратилиб тўсин равоқларидаги моментларни аниқлаймиз (**IV.31,б- расм**):

I ва II равоқлардаги эгувчи моментларнинг қийматлари:

$$M_{1.1} = M_{1.2} = V \times l_s = 128{,}04 \times 2{,}1 = 268{,}88\ кН{\cdot}м;$$

$$M_{1I.1} = M_{1I.2} = V \times l_s = 128{,}04 \times 2{,}1 = 268{,}88\ кН{\cdot}м.$$

IV.31,а ва IV.31,б – расмларда келтирилган моментлар эпюраларининг йиғиндиси узлуксиз тўсин кесимларида 2-схема бўйича муваққат юк билан юклангандаги эгувчи моментларнинг қийматларини беради (**IV.31,в – расм**):



IV.31- расм. Муваққат юкдан эгувчи моментни аниқлаш:
а- таянч ва тўсин кесимларидаги моментлар эпиюраси;
б – бир равокли тўсиндаги моментлар; *в* – доимий юк таъсиридан якунловчи момен эпюраси

биринчи равоқ учун:

$M_{I,1}$=268,88- 83,62 =185,26 кНм;

$M_{I,2}$= 268,88– 167,24=101,64 кНм;

иккинчи равоқ учун:

$M_{II,1}$= $M_{II,2}$=268,88-191,17 = 77,71 кНм.

$M_{II,2}$= $M_{II,2}$=268,88-131,48 = 137,40 кНм.

IV.5 жадвал. Бош тўсин кесимларидаги эгувчи моментлар

Юклар	Муваққат юклар билан юкланган равоқлар	Эгувчи моментларининг қийматлари, кН м		
		I равоқда	II равоқда	«В» таянчда
Доимий юк тўпланган куч сифатида G = 70,6 кН	-	$M_{I,1}$=108,74	$M_{II,1}$=29,70	M_B=-118,56
		$M_{I,2}$=69,22	$M_{II,2}$=29,70	
Муваққат юк тўпланган куч сифатида V = 128,04 кН	I , III	$M_{I,1}$=233,12	$M_{II,1}$=-107,28	M_B=-107,28
		$M_{I,2}$=197,36	$M_{II,2}$=-107,28	
	II	$M_{I,1}$= - 35,76	$M_{II,1}$= 161,60	M_B=-107,28
		$M_{I,2}$= - 71,52	$M_{II,2}$=161,60	
	I , II	$M_{I,1}$=185,26	$M_{II,1}$= 77,71	M_B=-250,86; M_C=-71,79
		$M_{I,2}$=101,64	$M_{II,2}$=137,40	
Доимий ва муваққат юклар йиғиндисидан G + V = =(70,6+128,04) кН	I , III	$M_{I,1}$=341,86	$M_{II,1}$= - 77,58	M_B=-225,84
		$M_{I,2}$=266,58	$M_{II,2}$=- 77,58	
	II	$M_{I,1}$=73,03	$M_{II,1}$= 191,33	M_B=-225,84
		$M_{I,2}$=-2,30	$M_{II,2}$=191,33	
	I , II	$M_{I,1}$=294,00	$M_{II,1}$= 107,41	M_B=-369,42
		$M_{I,2}$=170,86	$M_{II,2}$=167,10	

Бу эгувчи моментларнинг қийматлари IV.7 – жадвалда келтирилган.

Бош тўсин кесимларидаги кесувчи кучларнинг қийматларини қуйидаги формула орқали ҳисоблаймиз:

$$Q_A^{унг} = \frac{M(унг) - M(чап)}{l_a}.$$

Иловада келтирилган И.17- жадвалдан уч равоқли тўсин учун:

тўсин **1 схема** бўйича доимий G = 72,6 кН юк билан юкланганда

$$Q_A^{унг} = 0{,}733G = 0{,}733 \times 70{,}6 = 51{,}75\ кН;$$

$$Q_B^{чап} = -1{,}267G = 1{,}267 \times 70{,}6 = -89{,}45\ кН;$$

$$Q_B^{унг} = -Q_C^{чап} = 1{,}0G = 70{,}6\ кН.$$

тўсин **2 схема** (I, III равоқлар) бўйича муваққат V = 128,04 кН юк билан юкланганда

$$Q_A^{унг} = \frac{M_{I,1}}{l_s} = \frac{233{,}02}{2{,}10} \approx 111{,}0\ кН;$$

$$Q_B^{чап} = \frac{M_B - M_{I,2}}{l_s} = \frac{-107{,}28 - 197{,}36}{2{,}10} = -145{,}2\ кН;$$

$$Q_B^{унг} = -Q_C^{чап} = \frac{-M_{II,1} - M_B}{l_s} = \frac{-107{,}28 - (-107{,}28)}{2{,}10} = 0{,}0\ кН.$$

тўсин **3 схема** (II равоқ) бўйича муваққат V = 128,04 кН юк билан юкланганда

$$Q_A^{унг} = \frac{M_{I,1}}{l_s} = \frac{-35{,}76}{2{,}10} = -17{,}03\ кН;$$

$$Q_B^{чап} = \frac{M_B - M_{I,2}}{l_s} = \frac{-107{,}28 - (-71{,}52)}{2{,}10} = -17{,}03\ кН;$$

$$Q_B^{унг} = -Q_C^{чап} = \frac{M_{II,1} - M_B}{l_s} = \frac{161{,}60 - (-107{,}28)}{2{,}10} = 128{,}04\ кН.$$

тўсин **4 схема** (I ва II)бўйича муваққат V = 128,04 кН юк билан юкланганда

$$Q_A^{унг} = \frac{M_{I,1}}{l_s} = \frac{185{,}26}{2{,}10} = 88{,}2\ кН;$$

$$Q_B^{чап} = \frac{M_B - M_{I,2}}{l_s} = \frac{-250,86 - 101,64}{2,10} = -167,85\ кН;$$

$$Q_B^{унг} = \frac{M_{II,1} - M_B}{l_s} = \frac{77,71 - (-250,86)}{2,13} = 156,46\ кН.$$

Кесувчи кучларнинг миқдорлари IV.8 жадвалда келтирилган.

Эгувчи моментлар ва кесувчи кучларнинг букувчи эпюралари **IV.33** расмда кўрсатилган.

Бош тўсинни ҳисоблашда ҳам бетоннинг пластик деформацияланиши натижасида зўриқишлар қайта тақсимланади.

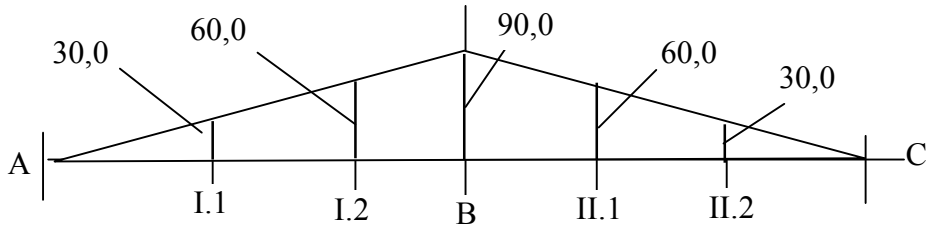
IV.6 жадвал. Бош тўсин кесимларидаги кесувчи кучлар

Юклар	Муваққат юклар билан юкланган равоқлар	Кўндаланг кесувчи кучлар миқдори, кН		
		«А» таянчдан ўнгда	«В» таянчдан чапда	«В» таянчдан ўнгда
Доимий юк тўпланган куч сифатида G = 70,6 кН	-	$Q_A^{унг}$ =51,75	$Q_B^{чап}$ = -89,45	$Q_B^{унг}$ =70,6
Муваққат юк тўпланган куч сифатида V = 128,04 кН	I, III	$Q_A^{унг}$ =111,00	$Q_B^{чап}$ =-145,2	$Q_B^{унг}$ =0
	II	$Q_A^{унг}$ = -17,03	$Q_B^{чап}$ = -17,03	$Q_B^{унг}$ =128,04
	I , II	$Q_A^{унг}$ =88,2	$Q_B^{чап}$ =-167,85	$Q_B^{унг}$ =156,46
Доимий ва муваққат юклар йиғиндисидан G + V	I, III	51,75+111,0= =162,75	-89,45 - 145,2= = -234,62	70,6+0 = 70,6
	II	51,75-17,03=34,72	- 89,45+(-17,03) = =-106,48	70,6+128,4= =199,0
	I , II	51,75+88,2= =139,95	-89,45 - 167,85= = -257,3	70,6+156,46= =227,06

Бетоннинг пластик деформацияланиши натижасида зўриқишларнинг қайта тақсимланишини қуйидаги тартибда бажариш мақсадга мувофиқдир. "В" таянчда эгувчи моментнинг қиймати энг катта бўлганлиги учун M_b

момент миқдори 30% гача камайтирилиши мумкин. Натижада «В» таянчда камайтириладиган момент миқдорига мос равишда I равоқдаги I.1, I.2 нуқталарда ва II равоқдаги II.1 ва II.2 нуқталарда моментлар миқдорлари ошади. Бунда энг катта моментнинг қиймати 30% гача камайтирилиши мумкин.

Бизнинг мисолимизда эгувчи моментнинг энг катта қиймати "В" таянчда ҳосил бўлади. Шунинг учун "В" таянчдаги эгувчи момент ΔМ = 90 кН·м га камайтирилса (90/369,42 = 0,24 < 0,3) юқоридаги талаб бажарилади. У вақтда I ва II равоқлар муваққат юклар билан юклангандаги эгувчи моментларнинг қийматлари I равоқнинг I нуқтасида 30 кН·м га, 2 нуқтасида эса 60 кН·м га кўпаяди (**IV.32**-расм). Иккинчи равоқнинг I нуқтасида ҳам эгувчи момент 60 кН·м га, иккинчи нуқтасида эса, 30 кН·м га кўпаяди (**IV.12**-расм).



IV.32-расм. «В» таянчдаги моментнинг камайтирилган миқдори

Тўсиннинг I ва II равоқлари муваққат юклар билан ва ҳамма равоқлари эса, доимий юклар билан юклангандаги эгувчи моментларнинг қайта тақсимланган қийматлари:

$M_{1.1}$ = 294,00 + 30,00 = 324,00 кН·м < $M_{1.1}$ (I,III схема)= 341,86 кН·м;

$M_{1.2}$ = 170,86 + 60,00 = 230,86 кН·м < $M_{1.2}$ (I,III схема)= 266,58 кН·м;

M_B = 369,42- 90,00 = 279,42 кН·м;

$M_{2.1}$ = 107,41+ 60,00 = 167,41 кН·м < $M_{2.1}$ (II схема) =191,33 кН·м;

$M_{2.2}$ = 167,10+ 30,00 = 197,1 ≈ $M_{2.2}$ (II схема) =191,33 кН·м.

Қайта тақсимланган эгувчи моментларнинг қийматларига мос бўлган кесувчи кучлар:

$$Q_A^{ўнг} = M_{1.1} / l_s = 324,00 / 2,1 = 154,28 \text{ кН};$$

$$Q_B^{чап} = (M_B - M_{I,2}) / l_s = (-279,42 - 230,86) / 2,1 = 243,0 \text{ кН};$$

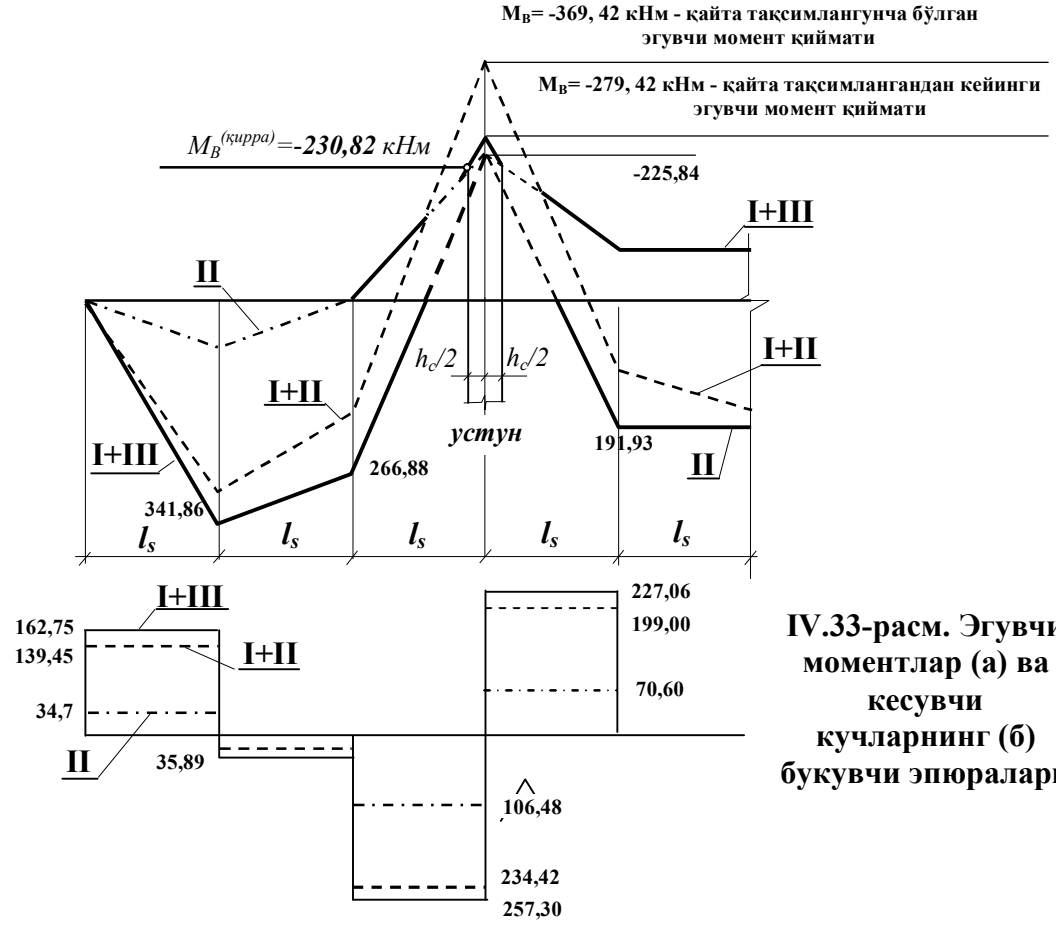
$$Q_B^{ўнг} = (M_{II,1}-M_B)/l_s = (167,41 - (-279,42)/2,1 = 218,77 \text{ кН}.$$

"В" таянчда таянч қирраси кесими бўйича эгувчи моментнинг қиймати –

$$M_B^{кирра} = M_B - \frac{Q_B^{чап} h_{col}}{l_s} = 279,42 \ - \frac{243,0 \times (0,4)}{2} = 279,42 - 48,60 = 230,82 \ кН.$$

Вариантларни таққослашда қабул қилинган бош тўсин ўлчамлари текшириб кўрилади:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_B^{чап}}{R_b b \alpha_m}} = \sqrt{\frac{230,82 \times 10^6}{10,35 \times 300 \times 0,289}} = 507,0 \text{ мм} .$$



IV.33-расм. Эгувчи моментлар (а) ва кесувчи кучларнинг (б) букувчи эпюралари

Бош тўсин учун бетон ҳимоя қобиғини 30 мм қабул қилиб, I ва II равоқларда бўйлама арматурани икки қатор жойлаштириш шартидан тўсиннинг тўлиқ баландлиги топилади:

$$h_{mb} = h_0 + 30 + d + d/2 = 507,0 + 30 + 20 + 20/2 = 567,0 \text{ мм}.$$

Бош тўсин ўлчамлари дастлаб қабул қилган қийматларда қолдирилади. У вақтда тўсиннинг ҳамма кесимлари учун ишчи баландлик - $h_0 = 600 – 50=$

=550 мм.

"В" таянчнинг чап томони учун (14.5) шарт текшириб кўрилади:

$Q_{\text{В}}^{\text{чап}} = 257{,}3$ кН $\le 0{,}3\times1\times0{,}8965\times10{,}35\times300\times550 = 459{,}3\times10^3$ Н = 459,3 кН,

бу ерда ::φ_{w1}=1; φ_{b1} = 1 - 0,01×10,35 = 0,8965 (ёрдамчи тўсин ҳисобига қаранг).

Текширилган шарт бажарилаяпти, демак тўсиннинг ўлчамлари етарли. Бош тўсиннинг равоқ ва таянчлари пайвандланган синчлар билан жиҳозланади. Бунда бўйлама арматура сифатида синфи А400, кўндаланг арматура сифатида эса, синфи А240 бўлган арматура ишлатилади.

Бош тўсиннинг равоқларида плита сиқилиш зонасига тушганлиги сабабли, тўсиннинг кесими тавр шаклида қабул қилинади ва рафнинг эни қуйидагига тенг қабул қилинади:

$$b'_f = b + l/3 = 300 + 6300/3 = 2400 \text{ мм} = 2{,}40 \text{ м}.$$

Таянчда плита чўзилиш зонасига тушганлиги учун b = 300 мм.

3. Бўйлама арматура ҳисоби.

Мусбат моментлар таъсиридан тавр кесим учун нейтрал ўқ ҳолати аниқланади. Мусбат моментнинг энг катта қиймати I равоқда таъсир қилади.

Шунинг учун

$$M_f = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f(h_0 - 0{,}5h_f') = 10{,}35 \cdot 2400 \cdot 80(550 - 0{,}5 \cdot 80) =$$
$$= 1013 \cdot 10^6 \ H \cdot мм = 1013 \ кН \cdot м > 341{,}86 \ кН \cdot м$$

Демак, мусбат моментларни қабул қилувчи ҳамма кесимларда нейтрал ўқ рафда (плитада) жойлашади ва бу кесимлар эни $b = b'_f$ = 2,40 м бўлган тўғри тўртбурчак кесимлардек ҳисобланади.

Синфи А400 бўлган бўйлама арматура учун иловадаги И.2-жадвалдан R_s = 365 МПа. Синфи В20 бўлган бетон учун R_b = 11,5 МПа; γ_{b2}=0,9 ҳисобга олинганда R_b = 10,35 МПа; h_0 = 550 мм.

I равоқда плита сиқилиш зонасида жойлашган - M_I = 341,86 кН·м;

$$\alpha_m = 341{,}86\times10^6/(10{,}35\times2400\times550^2) = 0{,}045; \quad \zeta = 0{,}977;$$

$$A_s = 341,86\times10^6/(365\times0,977\times550) = 1743,0 \text{ мм}^2.$$

II равоқда плита сиқилиш зонасида жойлашган - $M_{II,2} = 207,93$ кН·м;

$$\alpha_m = 191,33\times10^6/(10,35\times2400\times550^2) = 0,025; \quad \zeta = 0,987;$$

$$A_s = 191,33\times10^6/(365\times0,987\times550) = 965,63 \text{ мм}^2.$$

II равоқда I, III юклаш схемасидан манфий эгувчи момент ҳосил бўлади (**IV.32- расмга қаранг**). $M_{II} = -77,58$ кНм эгувчи моментни пайвандланган синчларнинг юқори арматуралари қабул килади. Бу ҳолатда плита чўзилади ва $b = 300$ мм қабул қилинади. Юқори арматура кесими:

$$\alpha_m = 77,58\times10^6/(10,35\times300\times550^2) = 0,082; \quad \zeta = 0,957;$$

$$A_s = 77,58\times10^6/(365\times0,957\times550) = 403,8 \text{ мм}^2.$$

"В" таянчда плита чўзилиш зонасида жойлашган - $M_в = -230,82$ кН·м:

$$\alpha_m = 230,82\times10^6/(10,35\times300\times550^2) = 0,246; \quad \zeta = 0,856;$$

$$A_s = 230,82\times10^6/(365\times0,856\times550) = 1343,2 \text{ мм}^2.$$

IV.7- жадвал. Талаб қилинган арматура бўйича қабул қилинган арматура сони, диаметр ива юзалари

Кесимлар	Талаб қилинган арматура, мм^2	Қабул қилинган арматура		Жойла-шиши
		Сони, диаметри ва синфи	Кесим юзаси, мм^2	
I равоқ	1743,0	(4∅18+ 2∅22)A400	1778,0	пастда
«В» таянч	1343,2	(2∅20+ 2∅22)A400	1388	юқорида
II равок	965,63	(2∅16+ 2∅20)A400	1030	пастда
I равоқ		3∅12 A400	339	юқорида
II равок	403,8	2∅16 A400	402	юқорида

4. Кўндаланг арматура ҳисоби.

Кўндаланг арматурани ҳисоб билан қўйилиши текшириб кўрилади. Текшириш кесувчи кучнинг энг кам миқдори ҳосил бўладиган "А" таянчда бажарилади. I, III юклаш схемасидан $Q_A^{ўнг} = 162,75$ кН.

$$Q_A^{ўнг} = 162{,}75\ кН \le \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot bh_0 = 0{,}6 \cdot 0{,}81 \cdot 300 \cdot 500 = 80{,}2 \cdot 10^3\ Н = 80{,}2\ кН.$$

Шарт бажарилмаяпти, кўндаланг арматура ҳамма таянч зоналарда ҳисоб билан қўйилади.

Кўндаланг арматура диаметри 8 мм, қадами эса, конструктив талаб бўйича $s = h/3 = 600/3 = 200$ мм < 500 мм қабул қилиниб, тўсиннинг бирлик узунлиги бўйича кўндаланг арматура қабул қиладиган зўриқиш аниқланади.

"А" таянчда жойлашган 2 та синч учун (14.12) формуладан:

$$q_{sw} = R_{sw} \times A_{sw} \times n/s = 175 \times 50{,}3 \times 2/200 = 88{,}0\ Н/мм = 88{,}0\ кН/м.$$

"В" таянчнинг чап ва ўнг зоналарида жойлашган 4 синч учун

$$q_{sw} = R_{sw} \times A_{sw} \times n/s = 175 \times 50{,}3 \times 4/200 = 176{,}0\ Н/мм = 176{,}0\ кН/м.$$

Қуйидаги ҳисобланади:

$$\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt} \cdot \frac{b}{2} = 0{,}6(1 + 0{,}09 + 0)0{,}81 \cdot \frac{300}{2} =$$

$$= 79{,}46\ Н/мм = 79{,}46\ кН/м$$

бу ерда: $\varphi_n = 0$ (бўйлама зўриқтирувчи куч нолга тенг бўлганлиги учун):

$$\varphi_f = 0{,}75\left(b_f' + b\right)\frac{h_f'}{bh_0} = 0{,}75\left(3h_f'\right)\frac{h_f'}{bh_0} = 0{,}75 \cdot (3 \times 80)\frac{80}{300 \cdot 550} = 0{,}09 < 0{,}5 \cdot$$

φ_f' коэффицентни ҳисоблашда $b_f' - b = 2400 - 300 = 2100$ мм > $3h_f' =$ $=3 \times 80 = 240$ мм бўлганлиги учун $b_f' - b = 3h_f'$ қабул қилинади.

"А" таянчда $q_{sw} = 88{,}0$ кН/м > 79,46 кН/м бўлганлиги учун $q_{sw} = 88{,}0$ кН/м қабул қилинади. У вақтда

$$C_0 = \sqrt{2(1 + 0{,}09 + 0)0{,}81 \times 300 \cdot \frac{550^2}{88}} = 1349\ мм > 2h_0 = 1100\ мм$$

бўлганлиги учун $C_0 = 1100$ мм = 1,1 м қабул қилинади.

Кўндаланг арматура қабул қиладиган кесувчи куч (14.17) формуладан:

$$Q_{sw} = C_o \times q_{sw} = 1{,}1 \times 88{,}0 = 96{,}8\ кН.$$

Бетон қабул қилинадиган кесувчи куч (14.18) формуладан:

$$Q_b = 2(1 + 0{,}09 + 0) \times 0{,}81 \times 300 \times 550^2/1100 =$$

$$= 145{,}68 \times 10^3\ Н = 145{,}68\ кН$$

"А" таянчда:

$$Q_A^{ўнг} = 167,6 \text{ кН} < Q_{sw} + Q_b = 96,8 + 145,68 = 242,48 \text{ кН}.$$

Шарт бажарилаяпти. Демак "А" таянчда қия кесим мустаҳкамлиги таъминланган.

"В" таянчда q_{sw} = 176,0 кН/м > 79,46 кН/м бўлганлиги учун q_{sw} = 176,0 кН/м қабул қилинади. У вақтда

$$C_0 = \sqrt{2(1+0,09+0)0,81 \cdot 300 \cdot \frac{550^2}{176,0}} = 954,2 \text{ мм} < 2h_0 = 1100 \text{ мм}.$$

C_0 = 954,2 мм = 0,954 м қабул қилинади.

У вақтда $Q_{sw} = C_0 \times q_{sw} = 0,954 \times 176,0 = 167,9$ кН;

$$Q_b = 2(1 + 0,09 + 0) \times 0,81 \times 300 \times 550^2/954 =$$

$$= 167,97 \times 10^3 \text{ Н} = 167,97 \text{ кН}.$$

$$Q_B^{чап} = 265,0 \text{ кН} > Q_{sw} + Q_b = 167,9 + 167,97 = 335,78 \text{ кН}.$$

$$Q_B^{ўнг} = 233,8 \text{ кН} < Q_{sw} + Q_b = 335,78 \text{ кН}.$$

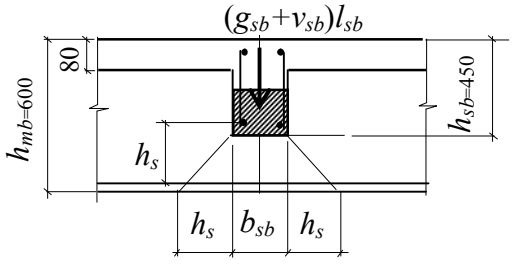
"А" таянч зоналарида кўндаланг арматура қадами S = 200 мм қабул қилинади.

"В" таянч чап зонасида S = 200 мм = $h_{mb}/3$ = 200 мм қабул қилинади.

"В" таянч ўнг зонасида - S = 200 мм = $h_{mb}/3$ = 200 мм қабул қилинади.

Равоқларда S = 3(h/4) = 3(600/4) = 450 мм < 500 мм қабул қилинади.

Узилишга ҳисоблаш. Ёрдамчи тўсинларнинг бош тўсинлар билан бириккан жойларида тўпланган куч бош тўсин кесимининг баландлиги бўйича таъсир қилади (**IV.34-расм**). Ёрдамчи тўсин таянч кесимида α_m = 0,244; ξ = 0,284. Сиқилиш зонаси баландлиги:



IV.34- расм. Ёрдамчи тўсиннинг бош тўсинга бирикиш жойини ҳисоблашга доир

$$x = \xi h_0 = 0{,}284 \times 420 = 120 \text{ мм} = 12{,}0 \text{ см}.$$

Узилиш зонаси узунлиги

$$a = 2 \times h_s + b_{sb} = 2 \times 160 + 200 = 520 \text{ мм};$$

$$h_s = h_0 - h_{sb} + 2x = 550 - 450 + 2 \times 120 = 160 \text{ мм}.$$

Узувчи куч

$$F = G + V = 70{,}6 + 128{,}04 = 198{,}64 \text{ кН}.$$

Талаб қилинадиган арматура кесим юзаси

$$A_{sw} = \frac{F}{R_{sw}}\left(1 - \frac{h_s}{h_0}\right) = \frac{198{,}64 \times 10^3}{225}\left(1 - \frac{160}{550}\right) = 626 \text{ мм}^2.$$

5. Бош тўсинни қурилмалаш.

Бош тўсин кесимида синч таркибидаги бўйлама арматуралар қуйидагича қабул қилинади (IV.7- жадвалга қаранг):

I равоқда, ҳар бирида 2∅16 А400 стержен бўлган 2 та C_1 синч ва 2∅18 А400 стержен бўлган битта C_2 синч қабул қилинади. Жами бўйлама арматуралар сони (4∅16+2∅18) А400, $A_s = 1765$ мм^2 > 1743,0 мм^2.

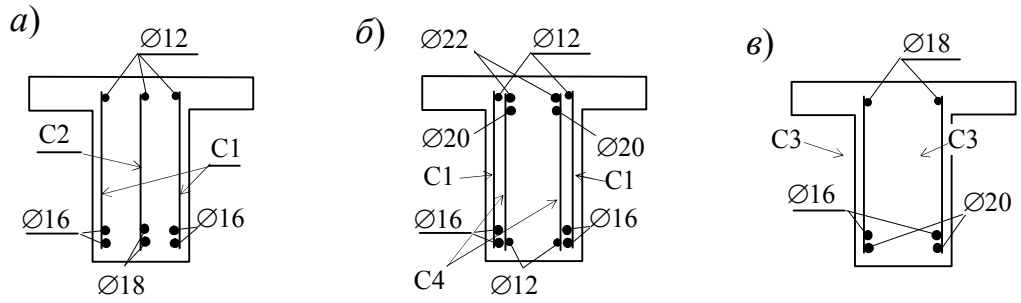
II равоқда, ҳар бирида (1∅16+1∅20) А400 стержен бўлган иккита C_3 синч қабул қилинади. Жами бўйлама арматуралар сони (2∅16+ 2∅20) А400, A_s =1030 мм^2> A_s =965,63 мм^2 .

"В" таянчда ҳар бирида (1∅20+1∅22) А400 стержен бўлган иккита синч C_4 қабул қилинади. Жами бўйлама арматуралар сони (2∅20+2∅22) А400, A_s=1343,2 мм^2 ≈ 1388 мм^2. Фарқ (1343,2-1388)100/1388=3,2 % <5%.

Синчларнинг бўйлама монтаж арматуралари қуйидагича қабул қилинади. C_1 ва C_2 синчлар учун (биринчи равоқда манфий момент нолга тенг) ҳар бир синчда 1 ∅ 12 А400(А-III), жами 3 ∅ 12 А400(А-III), A_s = 339 мм^2.

C_3 учун (иккинчи равоқда манфий момент таъсир қилади) ҳар бир синчда 1 ∅ 16 А400, жами 2 ∅ 16 А400, A_s = 402 мм^2 ≈ 403,8 мм^2.

C_4 учун ҳар бирида 1∅ 12 А400, жами 2 ∅ 12 А400, A_s = 226 мм^2.



IV.35- расм. Бош тўсин кўндаланг кесимларида тўр ва арматураларнинг жойлашиши:
а- биринчи равоқда; б- «В» таянчда; *в*- иккинчи равоқда**.**

Синчлар стерженларнинг узилиш жойларини аниқлаш.

Арматура сарфини тежаш мақсадида I равоқдаги C-1 синчларнинг 4 ∅16 A400 арматура стерженлари таянчларгача олиб борилади. C-2 синчнинг 2 ∅18 A400 арматураси таянчларга етказилмасдан равоқда кесилади.

II равоқда C-3 синчларнинг биттадан ∅16 A400 стерженлари таянчларга етказилмасдан узилади. Қолган 2∅20 A400 стерженлар таянчларгача етказилади.

"В" таянчда дастлаб C-4 синчларнинг биттадан ∅20 A400 пастки стерженлари, кейин эса қолган ∅22 A400 стерженлари эгувчи моментларнинг букувчи эпюрасига мос равишда таянчдан ўнг ва чап томонларга ўтказилиб қирқилади.

Синчлар стерженларнинг қирқилиш жойларини ҳисоблаш IV.8-жадвалда келтирилган.

Ёрдамчи тўсинларнинг бош тўсинлар билан бирлашган жойлари 2 та C_5 тўрлар билан жиҳозланади. C_5 тўр учун 6∅12 A240 (A_s = 679 мм^2> 626 мм^2), қадами S = 100 мм бўлган стерженлар узилиш зонаси узунлигида қўйилади.

Стерженларнинг таянч ўқидан назарий узилиш жойларигача бўлган масофалар IV.15-расмда келтирилган эгувчи моментларнинг букувчи эпюраси ва IV.8-жадвалда келтирилган M_u моментлар бўйича ҳисобланади:

$$a_1 = l_s \times M_u / M_{11}^{I,III} = 2{,}10 \times 201{,}5/341{,}86 = 1{,}24 \text{ м};$$

$$a_2 = l_s \times (M_u + M_B^{I,III})/(M_{12}^{I,III} + M_B^{I,III}) =$$

$$=2,10 \times (201,5 + 225,84)/(266,58+225,84) = 2,10\times(427,34/492,42)=1,82 \text{ м};$$

$$a_3 = l_s \cdot (M_u + M_B^{I,III})/(M_{21}^{II} + M_B^{I,III}) =$$

$$=2,1\times (125,0 + 225,84)/(191,33+ 225,84) =2,1\times(350,84/417,17)=1,76 \text{ м};$$

$$a_4 = l_s \times (M_B^{II} - M_u)/(M_B^{II} - M_{12}^{II}) =$$

$$=2,1 \times (236,3 - 44,2)/(225,84 - 2,3) = 2,1(192,1/223,54) =1,80 \text{ м};$$

$$a_5 = l_s \times (M_B^{II} - M_u)/(M_B^{II} - M_{12}^{II}) =$$

$$=2,10\times(225,84 - 139,0)/(225,84 - 2,3) = 2,1(86,84/223,54)=0,82 \text{ м};$$

IV.8 жадвал. Бош тўсин пайвандланган синчлари стерженларнинг узилиш жойларини аниқлаш

Стерженлар сони ва диаметри, мм	A_s, мм^2	ξ	ζ	M_u, кН·м	Қирқиладиган стерженлар сони	Таянч ўқларидан назарий кесилиш жойигача бўлган a_i масофалар, м	
						чапдан	ўнгдан
1 равоқ (b = 2,40 м)							
4∅18+2∅22 A400	1778	0,0475	0,975	348,0	-	-	-
4∅18 A400	1018	0,0272	0,986	201,5	2∅22 A400	1,24	1,82
2 равоқ (b = 2,40 мм)							
2∅16 +2∅20	1030	0,0275	0,986	204,0	-	-	-
2∅20 A400	628	0,0168	0,991	125,0	2∅16 A400	1,76	1,80
“В” таянчда (b = 0,3 м)							
2∅20+2∅22 A400	1388	0,2966	0,819	228,2	-	-	-
2∅22 A400	760	0,162	0,911	139,0	2∅20 A400	1,80; 0,82	1,84; 1,23
2∅12 A400	226	0,0483	0,975	44,2	2∅22 A400		-
2∅18 A400	509	0,109	0,942	96,2	2∅22 A400	-	

$$a_6 = l_s \times (M_B^{I,III} - M_u) \cdot (M_B^{I,III} - M_{21}^{I,III}) =$$

$$= 2{,}1 \times (225{,}84 - 96{,}2)/(225{,}84 - 77{,}58) = 2{,}1(129{,}64/148{,}26) = 1{,}84 \text{ м};$$

$$a_7 = l_s \times (M_B^{I,III} - M_u) \cdot (M_B^{I,III} - M_{21}^{I,III}) =$$

$$= 2{,}1 \times (225{,}84 - 139{,}0)/(225{,}84 - 77{,}58) = 2{,}1(86{,}84/148{,}26) = 1{,}23 \text{ м}.$$

Назарий узилиш жойларидаги кесувчи кучлар:

I равоқда 1 ва 2 нуқталар I, III юклаш схемаси бўйича топилган моментлар эпюрасида ётгани учун IV.5 жадвалдан

$$Q_1 = Q_A^{ўнг} = 162{,}75 \text{ кН}; \qquad Q_2 = Q_B^{чап} = -234{,}62 \text{ кН}.$$

II равоқда 3-чи нуқта II юклаш схемаси бўйича топилган эгувчи моментлар эпюрасида ётгани учун

$$Q_3 = Q_B^{ўнг} = 199{,}0 \text{ кН};$$

"В" таянчдан чапда 4 ва 5-чи нуқталар II юклаш схемаси бўйича топилган эгувчи момент эпюрасида ётгани учун

$$Q_4 = Q_5 = Q_B^{чап} = -106{,}48 \text{ кН}.$$

"В" таянчдан ўнгда 6 ва 7-чи нуқталар I, III юклаш схемаси бўйича топилган эгувчи момент эпюрасида ётгани учун

$$Q_6 = Q_7 = Q_B^{ўнг} = 70{,}6 \text{ кН}.$$

"А" таянч зонасида назарий узилиш нуқтасида учта синч жойлаштирилган: $R_s = 175$ МПа, $A_{sw} = 50{,}3$ мм^2; $n = 3$; S = 200 мм;

$$q_{sw} = 175 \times 50{,}3 \times 3/200 = 132{,}0 \text{ кН/м}.$$

"В" таянчнинг чап зонасида назарий узилиш нуқтасида бешта синч жойлашган: $R_{sw} = 175$ МПа, $A_{sw} = 50{,}3$ мм^2, $n = 5$; $S = 200$ мм

$$q_{sw} = 175 \times 50{,}3 \times 5/200 = 220 \text{ Н/мм} = 220{,}0 \text{ кН/м}.$$

"В" таянчнинг ўнг зонасида назарий узилиш нуқтасида тўртта синч жойлашган: $R_{sw} = 175$ МПа, $A_{sw} = 50{,}3$ мм^2, $S = 200$ мм; $n = 4$;

$$q_{sw} = 175 \times 50{,}3 \times 4/200 = 176{,}0 \text{ Н/мм} = 176{,}0 \text{ кН/м}.$$

Синфи А400 диаметри 16 мм бўлган стержен учун

$$l_{an} = (0{,}7 \times 365/10{,}35 + 11) \times 16 = 571 \text{ мм},$$

Синфи А400 диаметри 20 мм бўлган стержен учун

$$l_{an} = (0{,}7\times365/10{,}35 + 11)\times20 = 714 \text{ мм},$$

диаметри 22 мм бўлганда эса,

$$l_{an} = (0{,}7\times365/10{,}35 + 11)\times22 = 785 \text{ мм}.$$

Назарий узилиш нуқталаридан амалий узилиш жойларигача бўлган масофалар:

$$\omega_1 = Q_1/(2q_{sw}) + 5d =$$

$$162{,}75\times10^3/(2\times132{,}0) + 5\times22 = 726 \text{ мм} < l_{an} = 785 \text{ мм};$$

$\omega_1 = 790$ мм қабул қилинади.

$\omega_2 = 234{,}62\times10^3/(2\times220) + 5\times22 = 634$ мм $< l_{an} = 785$ мм;

$\omega_2 = 790$ мм қабул қилинади.

$\omega_3 = 199{,}0\times10^3/(2\times176{,}0) + 5\times16 = 645$ мм $> l_{an} = 571$ мм;

$\omega_3 = 650$ мм қабул қилинади..

$\omega_4 = 106{,}48\times10^3/(2\times220) + 5\times22 = 352$ мм $< l_{an} = 785$ мм;

$\omega_4 = 790$ мм қабул қилинади.

$\omega_5 = 106{,}48\times10^3/(2\times220) + 5\times20 = 342$ мм $< l_{an} = 714$ мм;

$\omega_5 = 720$ мм қабул қилинади.

$\omega_6 = 70{,}6\times10^3/(2\times176) + 5\times22 = 310$ мм $< l_{an} = 785$ мм;

$\omega_6 = 790$ мм қабул қилинади.

$\omega_7 = 70{,}6\times10^3/(2\times176) + 5\times20 = 300$ мм $< l_{an} = 714$ мм;

$\omega_7 = 720$ мм қабул қилинади.

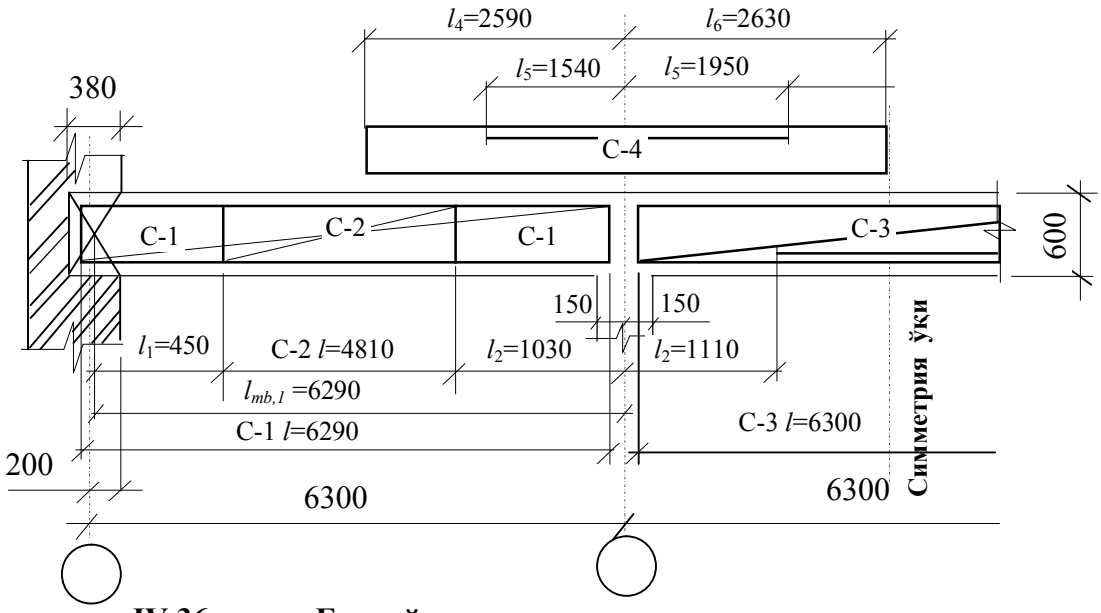
Таянчлар ўқидан стерженларнинг ҳақиқий узилиш жойларигача бўлган масофалар:

$l_1 = a_1 - \omega_1 = 1{,}24 - 0{,}79 = 0{,}45$ м; $\quad l_4 = a_4 + \omega_4 = 1{,}80 + 0{,}79 = 2{,}59$ м;

$l_2 = a_2 - \omega_2 = 1{,}82 - 0{,}79 = 1{,}03$ м; $\quad l_5 = a_5 + \omega_5 = 0{,}82 + 0{,}72 = 1{,}54$ м;

$l_3 = a_3 - \omega_3 = 1{,}76 - 0{,}65 = 1{,}11$ м; $\quad l_6 = a_6 + \omega_6 = 1{,}84 + 0{,}79 = 2{,}63$ м;

$$l_7 = a_7 + \omega_7 = 1{,}23 + 0{,}72 = 1{,}95 \text{ м}.$$



IV.36- расм. Бош тўсин равоқларида ва таянчида синчларни жойлаштириши

Бош тўсинни пайвандланган синчлар билан жиҳозланиши **IV.37- расмда** кўрсатилган.

Г. УСТУННИ ҲИСОБЛАШ

1. Юкларни ҳисоблаш

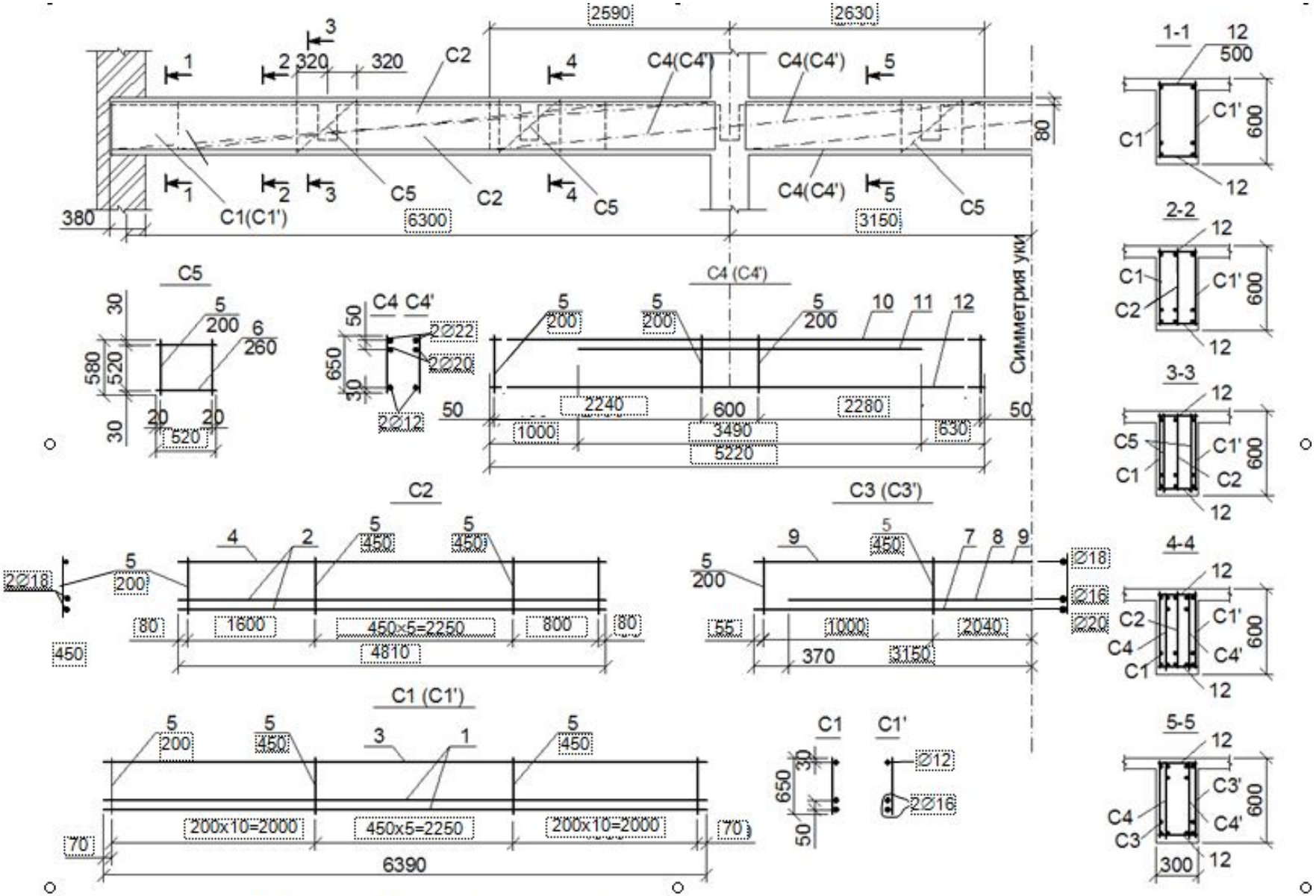
Қовурғали яхлит ораёпма бош тўсинлари ўрнашадиган устунларини ҳисоблашда бош тўсин таянч кесимларининг буралишидан яхлит бириккан устунларда эгувчи моментнинг қиймати жуда кам бўлганлиги сабабли, устун шартли марказий сиқилган деб қаралади. Устуннинг ҳисоблаш схемаси **IV.38-расмда** кўрсатилган. Бунда устуннинг ораёпма билан бирикиши шарнирли, пойдеворга маҳкамланиши эса, бикир деб қабул қилинади.

Доимий юкларни ҳисоблаш. Бош тўсин орқали устунга узатиладиган доимий юк (бош тўсинга 3 та ёрдамчи тўсин ўрнашган)- 3×G=3×70,6=211,8 кН.

3 ораёпмадан устунга узатиладиган юк - 211,8×3 = 635,40 кН.

Том қурилмасидан ҳосил бўладиган юк ораёпмадан ҳосил бўладиган юкнинг 80% га тенг қилиб олинади. У вақтда том қурилмасидан ҳосил бўладиган юк

$$0,8\times211,8 = 169,44 \text{ кН}.$$



IV.37-расм. Бош тўсиннни пайвандланган тўр ва синчлар билан қурилмалаш

С-1 синчнинг узунлиги 6390 мм;

С-2 синчнинг узунлиги 6390- $l_1 - l_2$ = 6390-480-1100=4810 мм;

С-3 синчнинг узунлиги 6300 мм;

С-4 синчнинг узунлиги – $l_4 + l_6$ = 2590+2630=5220 мм.

Ораёпмалар ва том қурилмасидан ҳосил бўладиган жами юк

635,40 + 169,44 = 804,84 кН.

Кўндаланг кесим ўлчамлари 0,4×0,4 м баландлиги 3,6 м бўлган 3 қават устунларнинг оғирлигидан (0,6 м – бош тўсин баладлиги):

3×0,4×0,4×(3,6 - 0,6) ×25×1,1×0,95 = 37,62 кН.

Жами доимий юкларнинг қиймати:

N_l = 804,84 + 37,62 = **842,46** кН.

Бош ва ёрдамчи тўсинлар орқали узатиладиган муваққат юкларнинг қийматлари: давомли таъсир қилувчи қисмдан (υ_l = 6,5 кН/м^2):

3×128,04×(6,5/8) = 312,1 кН;

3 та ораёпма учун: 312,1×3 = **936,3** кН.

Қисқа вақт таъсир қилувчи қисмидан (υ =1,5 кН/м^2):

3×128,04×(1,5/8) = 72,0 кН;

3 та ораёпма учун: 72,0×3 = 216,0 кН.

Доимий ва давомли юкларнинг жами қиймати:

N_l = 842,46 + 936,3 = 1778,76 кН.

Том орқали устунга таъсир қиладиган қор қоплами оғирлигидан ҳосил бўладиган муваққат юк Самарқанд шаҳри учун [10] га биноан S_n=0,5 КПа (1 туман). Устунга таъсир қиладиган ҳисобий юк -

$S_n \times \gamma_f \times \gamma_n \times l_{sb} \times l_{mb}$ = 0,5×1,4×0,95×6,6×6,3 = 27,65 кН.

Қисқа вақт таъсир қиладиган муваққат юкларнинг жами:

N_v = 216,0 + 27,65 = 243,65 кН.

Умумий юкнинг жами қиймати: N = 1778,76 + 243,65 = 2022,41 кН.

2. Арматура кесим юзасини танлаш

Дастлаб қабул қилинган устун кесимининг ўлчамлари текшириб кўрилади. Бунинг учун φ = 1; μ = 0,01 қабул қилиниб, (16.4) формуладан устун кесимининг юзаси аниқланади:

$$A_c = N/\varphi\,(R_b + \mu_s R_{sc}) = 2022{,}41\times10^3\ /1\ (10{,}35 + 0{,}01\times365) = 144{,}45\times10^3\ \text{мм}^2.$$

Устун кесимининг ўлчамлари - $b_c = h_c = \sqrt{144{,}45\cdot10^3} = 380$ мм.

Дастлаб қабул қилинган устун кесимининг ўлчамлари қолдирилади, яъни $b_c\times h_c$ =400×400 мм = 0,4×0,4 м.

Устуннинг ҳисобий узунлиги

$$l_0 = 0{,}7\cdot(h + h_1) = 0{,}7(3{,}6 + 0{,}6) = 2{,}94\ \text{м},$$

бу ерда ::h_1=0,6 м - устун ости қисмининг баландлиги. Конструктив талаблар бўйича қабул қилинган.

Устуннинг эгилувчанлиги $\lambda_h = l_0/h_c = 2{,}94/0{,}4 = 7{,}35 < 20$. φ = 1 деб қабул қилиб, устун учун (16.3) формуладан дастлабки арматура юзаси топилади:

$$A_{s,tot} = (N/\varphi - R_b A_c)/R_{sc} =$$

$$=(2022{,}41\times10^3/1 - 10{,}35\times160000)/365=$$

$$= 1003{,}86\ \text{мм}^2 > A_{s\,min} = 0{,}0005\cdot160000 = 80\ \text{мм}^2.$$

Иловадаги И.14- жадвалдан топилган арматура юзаси бўйича 4∅18 А400 (A_s = 1018 мм^2) стерженлар қабул қилинади. Устун эгилувчанлиги λ_h = 7,35, доимий ва давомли юкларнинг тўлиқ юкларга нисбати

$$N_l/N = 1778{,}76/2022{,}41 = 0{,}88$$

ва

$$A_{si} = A_{s,tot}\times0/4 = 0 < A_{s,tot}/3 = 1018/3\approx340\ \text{мм}^2,$$

бу ерда: 4 - устун кесимидаги стерженлар сони, 0-устун кесимидаги ўрта стерженлар сони. Иловада келтирилган И.5- жадвалдан N_l/N = 0,88 ва λ_h = 7,35 қийматларга мос бўлган коэффициентлар: $\varphi_b \approx 0{,}91$; $\varphi_{sb} \approx 0{,}913$.

(12.6) формуладан

$$\varphi = 0{,}91 + 2(0{,}913 - 0{,}91)\frac{365\cdot1018}{10{,}35\cdot400\times400} = 0{,}911 \le \varphi_{sb} = 0{,}913$$

Талаб қилинадиган арматура кесим юзаси

$$(A_{s,tot})_2 = (2020{,}41\times10^3/0{,}911 - 10{,}35\times160000)/365 =$$

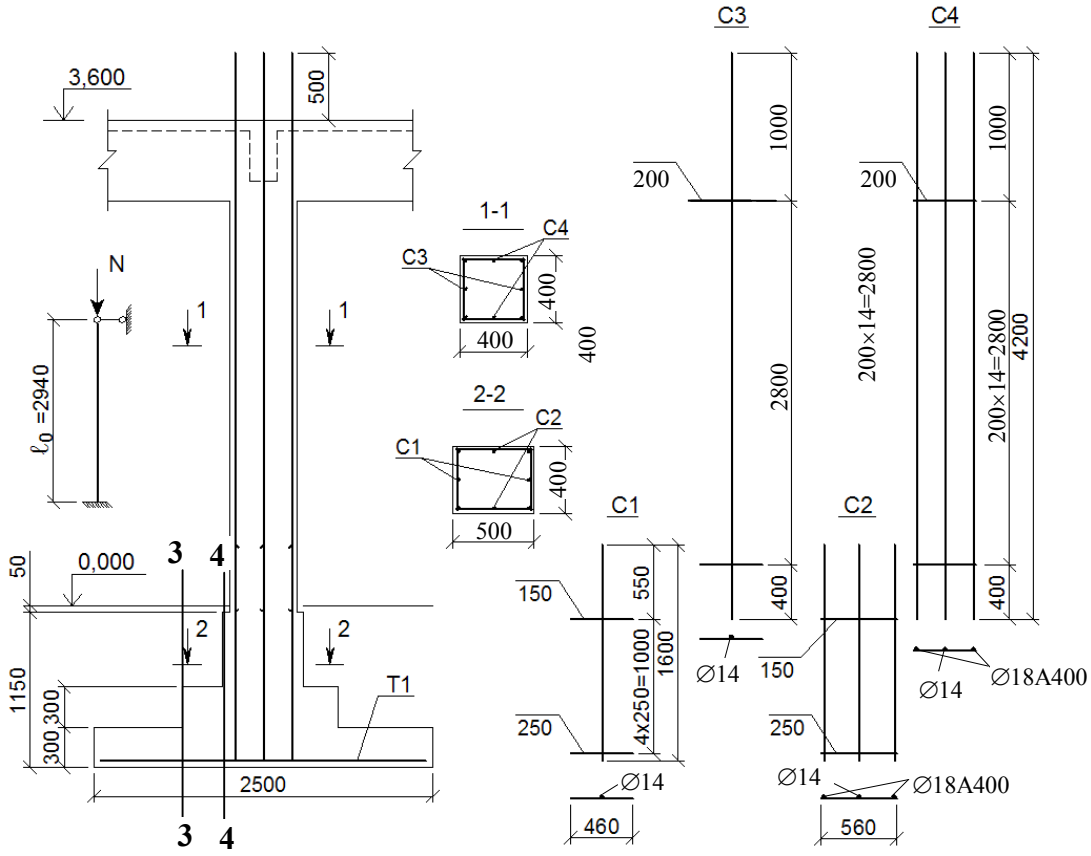
$$=(2217{,}8\times10^3-1656\times10^3)/365=1539{,}17 \text{ мм}^2$$

$$\mu_s = \frac{1539{,}17}{400\times400}100 = 0{,}96\% \approx 1\% .$$

Фарқ катта бўлмаганлиги учун арматура кесим юзасини такроран аниқламаймиз ва устун кесимини жиҳозлаш учун 4 ∅ 14+ 4 ∅ 18 А400 стерженлар қабул қилинади, $A_{s,tot}$=616+1018=1634 мм^2 > 1539,17 мм^2. Фарқ катта бўлган тақдирда арматура кесим юзаси такроран топилади.

Кўндаланг арматура сифатида синфи А240 диаметри 8 мм бўлган арматура қабул қилинади. Пайвандланган синчлар учун кўндаланг стерженлар орасидаги масофа S = 15d = 15×14 = 210 мм. S = 200 мм қабул қилинади (бино сейсмик туманда қурилади).

Устунни арматуралар билан жиҳозланиши IV.38-расмда кўрсатилган.



IV.38- расм. Устунни арматура билан жиҳозлаш

Д. ПОЙДЕВОР ҲИСОБИ

Пойдевор синфи В 12,5 (R_{bt} = 0,66 МПа) бўлган бетондан тайёрланиб, синфи А300 (R_s = 280 МПа) бўлган арматурадан пайвандлаб тайёрланган тўр билан жиҳозланади. Биринчи қават устунига таъсир қиладиган юкнинг ҳисобий қиймати N=2001,3 кН. Биринчи қават устуни хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган юк G_{col} =0,4×0,4(3,6-0,6)25×1,1×0,95= 12,54 кН. Пойдеворга узатиладиган юк ҳисобий қиймати N_f = N+ G_{col} =2022,41+ 12,54 =**2034,95** кН. Меъёрий қиймати N_f= N/γ_m = 2034,95/1,15 =**1769,52** кН, бу ерда ::γ_m = 1,15 - юк бўйича ишончлилик коэффициентининг ўртача қиймати.

Пойдеворнинг қанча чуқурликда жойлашиши грунт қатламининг музлаш чуқурлиги ва бинонинг иситилиш-иситилмаслигига боғлиқ [12].

Грунт мавсумий музлашининг меъёрий чуқурлиги -

$$d_f = d_0 \sqrt{T_M} = 23\times1 = 23 \text{ см},$$

бу ерда ::d_0 - T_M = 1 бўлганда музлаш чуқурлиги: суглинок ва лойлар учун d_0 = 23 см; супесь, чангли ва майда қум учун - d_0 = 28 см; катта ва ўртача катталикдаги тошлоқ қум учун - d_0 = 30 см; катта бўлакли грунтлар учун - d_0 = 34 см; T_M - ўлчамсиз коэффициент бўлиб, қиш давридаги ўртача ойлик манфий температуралар қийматлари йиғиндисига тенг қилиб иловадаги И.18 - жадвалдан олинади.

Грунт мавсумий музлашининг ҳисобий чуқурлиги -

$$d_f = d_f \times n\cdot \times K_h = 23\times0,6 = 14 \text{ см},$$

бу ерда ::K_h - бино иссиқлик режимининг музлаш чуқурлигига таъсири, иловада келтирилган И.19-жадвалдан аниқланади.

Пойдевор жойлашишининг амалий чуқурлиги пойдеворнинг устун ости қисми баландлигини (600 мм) эътиборга олиб d_f = 1200 мм қабул қилинади.

Пойдевор асосининг юзаси (26.1) формуладан:

$$A_f = \frac{1769,52}{0,35\cdot10^3 - 20\cdot1,2} = 5,42 \text{ м}^2.$$

Пойдевор марказий юкланганлиги учун унинг асоси квадрат шаклида қабул қилинади. У вақтда пойдевор асоси ўлчамлари

$$b_f = l_{\text{f}} = \sqrt{A_{\text{f}}} = \sqrt{5{,}42} = 2{,}328\,\text{м}.$$

Пойдевор асосининг ўлчами 300 мм га карра этиб $a_f = 2{,}4$ м қабул қилинади. Пойдевор асосининг жойлашиш чуқурлиги $d_f = 1{,}2$ м < $d_0 = 2$ м бўлганлиги учун грунтда ҳосил бўладиган босим (26.2) формуладан қайта ҳисобланади

$$R = 0{,}35\left|1 + 0{,}05\frac{2{,}4-1}{1}\right| \cdot \frac{1{,}2+2}{2\cdot 2} = 0{,}300\ МПа\ .$$

Грунтда ҳосил бўладиган босимнинг янги аниқланган қийматига мос келадиган пойдевор асосининг юзаси ва ўлчамлари:

$$A_f = 1769{,}520/(0{,}300\times 10^3 - 20\times 1{,}2) = 6{,}41\ \text{м}^2;$$

$$a_f = \sqrt{6{,}41} = 2{,}53\ \text{м}.$$

Пойдевор асосининг ўлчами $a_f = 2{,}70$ м қабул қилинади.

Пойдеворнинг босилиши шартидан энг кичик баландлиги (26.7) формуладан:

$$h_0 = -\frac{0{,}4+0{,}5}{4} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{2034{,}95}{0{,}9\times 0{,}66\times 10^3 + 279{,}1}} = -0{,}225 + 0{,}763 = 0{,}538\ м,$$

бу ерда

$$p_{cf} = N/A_f = 2034{,}95/7{,}29 = 279{,}1\ \text{кН/м}^2.$$

Пойдеворнинг тўлиқ баландлиги $h_f = h_0 + a = 0{,}538 + 0{,}05 = 0{,}588$ м. Пойдеворнинг баландлиги унификациялаштирилиб $h_f = 0{,}6$ м қабул қилинади.

Биринчи зинанинг ишчи баландлиги

$$h_{10} = \frac{P_{cf}(l_{\text{f}} - h_{c\text{f}} - 2h_0)}{2\sqrt{2\times\varphi_{b2}\times R_{bt}\times P_{cf}}} = \frac{279{,}1(2{,}7 - 0{,}5 - 2\times 0{,}55)}{2\sqrt{2\times 0{,}9\times 0{,}66\times 10^3\times 279{,}1}} = \frac{307{,}01}{1151{,}64}0{,}266\ м\ ,$$

тўлиқ баландлиги эса $h_1 = h_{10} + a = 0{,}266 + 0{,}05 = 0{,}316$ м.

25.1- жадвалга биноан, пойдевор икки зинадан иборат бўлиб, биринчи зина баландлиги $h_1 = 350$ мм > 316 мм , иккинчи зинанинг баландлиги h_2 =

=300 мм қабул қилинади. Пойдеворнинг тўлиқ баландлиги $h_f = h_1 + h_2 = 650$ мм, ишчи баландлиги $h_0 = 650 - 50 = 600$ мм.

Пойдеворнинг босилишига мустаҳкамлиги текшириб кўрилади. Босувчи куч $F = N - A_{of} \cdot p_{of} = 2034{,}95 - 2{,}89 \times 279{,}1 = 1228{,}35\ кН$,

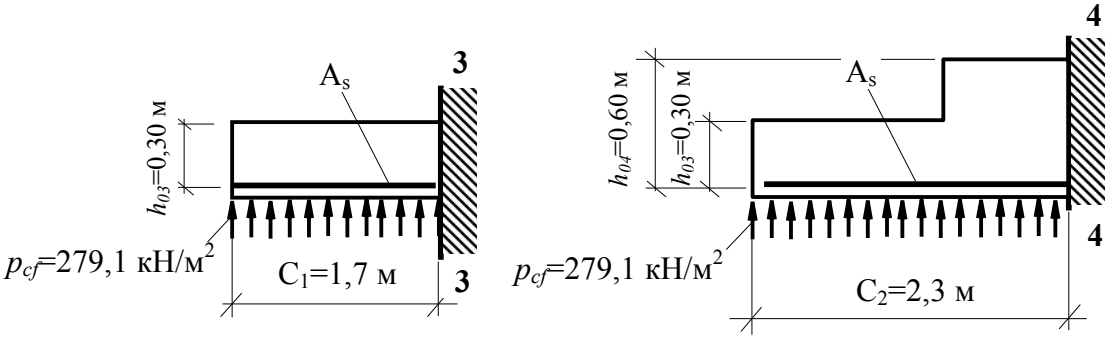
бу ерда :: $A_{of} = (h_{cf} + 2h_0)^2 = (0{,}5 + 2\times 0{,}60)^2 = 2{,}89$ м^2.

$F = 1228{,}35\ кН < \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b_m \times h_0 = 0{,}9 \times 0{,}66 \times 10^3 \times 4{,}4 \times 0{,}60 = 1568{,}16\ кН$,

бу ерда: $b_m = 4(h_{cf} + h_0) = 4(0{,}5 + 0{,}60) = 4{,}4$ м^2.

Текширилган шарт бажарилаяпти. Пойдеворнинг босилишига мустаҳкамлиги етарли.

Пойдевор асосининг плитаси грунт қаршилиги таъсиридан эгилишга ишлайди (IV.39- расмга қаранг) Эгувчи моментлар пойдевор кесими баландлиги ўзгарадиган I-I ва II-II кесимларда (IV.18 расмга қаранг) аниқланади:



IV.36- расм. Пойдеворнинг нормал кесимлар бўйича хавфли 3-3 ва 4-4 кесимларида (IV.36- расмга қаранг) эгувчи моментларни топишга доир

$$M_1 = \frac{p_{cf} \cdot b_f C_1^2}{2} = \frac{P_{cf} \cdot b_f (a_f - b_c - 2h_{03})^2}{8} =$$

$$= \frac{279{,}1 \times 2{,}7 \times (2{,}7 - 0{,}4 - 2 \times 0{,}30)^2}{8} = 272{,}22\ кН \cdot м;$$

$$M_2 = \frac{p_{cf} \cdot b_f C_2^2}{2} = \frac{P_{cf} \cdot b_f (a_f - h_c)^2}{8} =$$

$$= \frac{279{,}1 \times 2{,}7 \times (2{,}7 - 0{,}4)^2}{8} = 498{,}3\ кН \cdot м$$

Эгувчи моментларга мос бўлган арматура кесим юзалари:

$$A_{s1} = M_I /(R_s \times 0{,}9 \times h_{30}) = 272{,}22 \times 10^6/(280 \times 0{,}9 \times 300) = 3600{,}0 \text{ мм}^2;$$

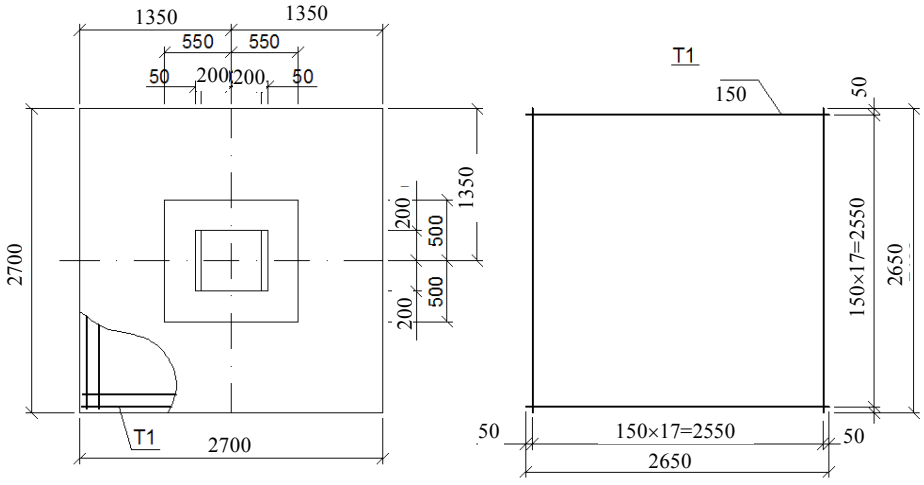
$$A_{sII} = M_{II}/(R_s \times 0{,}9 \times h_{40}) = 498{,}3 \times 10^6(280 \times 0{,}9 \times 600) = 3295{,}6 \text{ мм}^2.$$

Пойдевор плитаси энг катта арматура юзаси бўйича жиҳозланади. Пойдеворнинг ҳар иккала йўналиши бўйича қадами S=150 мм бўлган 18∅16A300 (A_s = 3620,0 мм^2) стержен танланади,

$$\mu_s = A_s/(a_f \times h_0) = 3620{,}0/(2700 \times 300) = 0{,}004 > 0{,}001.$$

Пойдеворнинг устун ости қисми ҳам устун учун қабул қилинган (4 ∅ 14+ 4 ∅ 18) A400 стерженлар билан жиҳозланади ва устун арматураси билан бириктириш учун устун ости қисмидан 20d = 20×18 = 360 мм дан кам бўлмаган узунликда чиқариб қолдирилади. Бу бўйлама арматуралар қадами S = 20d = 20×18 = 300 мм бўлган кўндаланг арматуралар билан бириктирилади. Кўндаланг арматуранинг диаметри устунлардагидек 8 мм олинади.

Пойдеворни арматуралар билан жиҳозланиши IV.39-расмда кўрсатилган.



IV.40- расм. Пойдеворни арматуралаш

IV-2. БОҒЛАНГАН ТЎР ВА СИНЧЛАР БИЛАН ЖИҲОЗЛАНГАН ЭЛЕМЕНТЛАР ҲИСОБИ (2 ВАРИАНТ).

А. ПЛИТАНИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ

1. Бўйлама арматура ҳисоби.

Плитани жиҳозлаш учун синфи А400 диаметри 6-8 мм бўлган стерженлар қабул қилинган. R_s = 355 МПа.

(13.2) формуладан қуйидаги коэффициент ҳисобланади:

$$\omega = 0,85 - 0,008\ R_b = 0,85 - 0,008\times 10,35 = 0,767.$$

(13.1) формуладан чегаравий нисбий баландлик ҳисобланади:

$$\xi_R = \frac{0,85\cdot\omega}{1+\frac{R_s}{\sigma_{sc,u}}\left(1-\frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,85\cdot 0,767}{1+\frac{355}{500}\left(1-\frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,536;$$

$$\alpha_R = \xi_R\ (1 - 0,5\ \xi_R\ ) = 0,536(1 - 0,5\times 0,536) = 0,396.$$

Плита кесимларида ҳосил бўладиган зўриқишлар IV.1 бобнинг А-2 банди бўйича қабул қилинади.

Қуйидаги коэффициентлар ҳисобланади:

1 равоқда: $\alpha_m = \frac{M_1}{\varphi_{b2}\times R_b\times bh_0^{\ 2}} = \frac{3,96\times 10^6}{10,35\times 1000\times 65^2} = 0,09;$

$\alpha_m = 0,09 < \alpha_R = 0,392$ шарт бажарилаяпти.

$$\zeta = 0,5\left(1+\sqrt{1-2\alpha_m}\right) = 0,5\left(1+\sqrt{1-2\times 0,09}\right) = 0,953.$$

Талаб қилинадиган бўйлама ишчи арматура юзаси:

$$A_s = \frac{M_1}{R_s\cdot\zeta\cdot h_0} = \frac{3,96\times 10^6}{355\times 0,953\times 65} = 180,0\ мм^2;$$

$$\mu_s\% = \frac{100A_s}{b\cdot h_0} = \frac{100\times 180,0}{1000\times 65} = 0,277 > 0,1\%;$$

«В» таянчда $M_B = -4,13$ кН·м; $\alpha_m = 0,094 < \alpha_R = 0,432$; $\zeta = 0,95$;

$A_s = 188,4$ мм^2; $\mu_s\% = 0,289 > 0,05$ %.

II ва III равоқларда ҳамда "С" таянчда (томонлари билан бириктирилмаган плиталар учун) - $M_{II} = M_{III} = -M_c = 2,84$ кН·м; $\alpha_m = 0,065 <$

$< 0,432$; $\zeta = 0,966$; $A_s = 127,4$ мм^2; $\mu_s\% = 0,196 > 0,05$ %.

II ва III равоқларда ҳамда "С" таянчда (томонлари билан тўсинларга қистириб бириктирилган плиталар учун) - $M_{II} = M_{III} = - M_c = 2,27$ кН·м;

$\alpha_m = 0,052 < 0,432$; $\zeta = 0,973$; $A_s = 101,1$ мм^2; $\mu_s\% = 0,155 > 0,05$ %.

2. Плитани қурилмалаш.

Плитанинг қалинлиги $h_s < 120$ мм бўлганлиги учун равоқ арматурасининг ҳаммаси таянчларгача етказилади, таянчлар устига алоҳида арматура қўйилади. Бунда равоқдаги пастки ишчи стерженлар бир нечта таянчлардан узлуксиз ўтказилиб, ҳисоб бўйича кўп арматура талаб қилинадиган четки равоқларга қўшимча стерженлар қуйилади.

Томонлари билан тўсинларга қистириб бириктирилмаган плиталар учун равоқларда талаб қилинадиган стержен қадами ва диаметри $A_s = 127,4$ мм^2 юза бўйича танланади.

Бунда (1) стерженларнинг қадами S =200 мм, диаметри эса, 6 мм қабул қилинади. Плитанинг 1 м энига мос келадиган 5∅6А400 арматура юзаси - A_s=141,0 мм^2> > 127,4 мм^2.

Биринчи равоқда қўйиладиган қўшимча стерженлар ΔS = 180,0 -141,0 = =39,0 мм^2 юза бўйича танланади. Бунда стерженларнинг (2) қадами S = 500 мм, диаметри 6 мм, узунлиги $l = l_s - b_{sb} = 2100 – 200 \approx 2000$ мм қабул қилинган стерженларнинг 1 м га мос келадиган 2∅6А400 арматура юзаси A_s =57,0 мм^2 > 39,0 мм^2.

Томонлари билан бириктирилган плиталар учун равоқларда талаб қилинадиган стерженлар қадами ва диаметри $A_s = 101,1$ мм^2 юза бўйича танланади. Бунда стерженларнинг (3) диаметри 6 мм, қадами S = 250 мм қабул қилинади. Қабул қилинган стерженларнинг 1 м плита энига мос бўлган 4∅6А400 арматура юзаси $A_s = 113,0 > 101,1$ мм^2 .

Биринчи равоқда қўйиладиган қўшимча стержен (4) диаметри ΔA_s = =180,0 - 113,0 = 67,0 мм^2 юза бўйича 6 мм, қадами S = 300 мм, узунлиги

$l = l_s$ - b_{sb} = 2100 – 200 ≈ 2000 мм мм қабул қилинган стерженларнинг 1 м га мос келадиган 3∅6A400 арматура юзаси A_s =85,0 мм^2 > 67,0 мм^2.

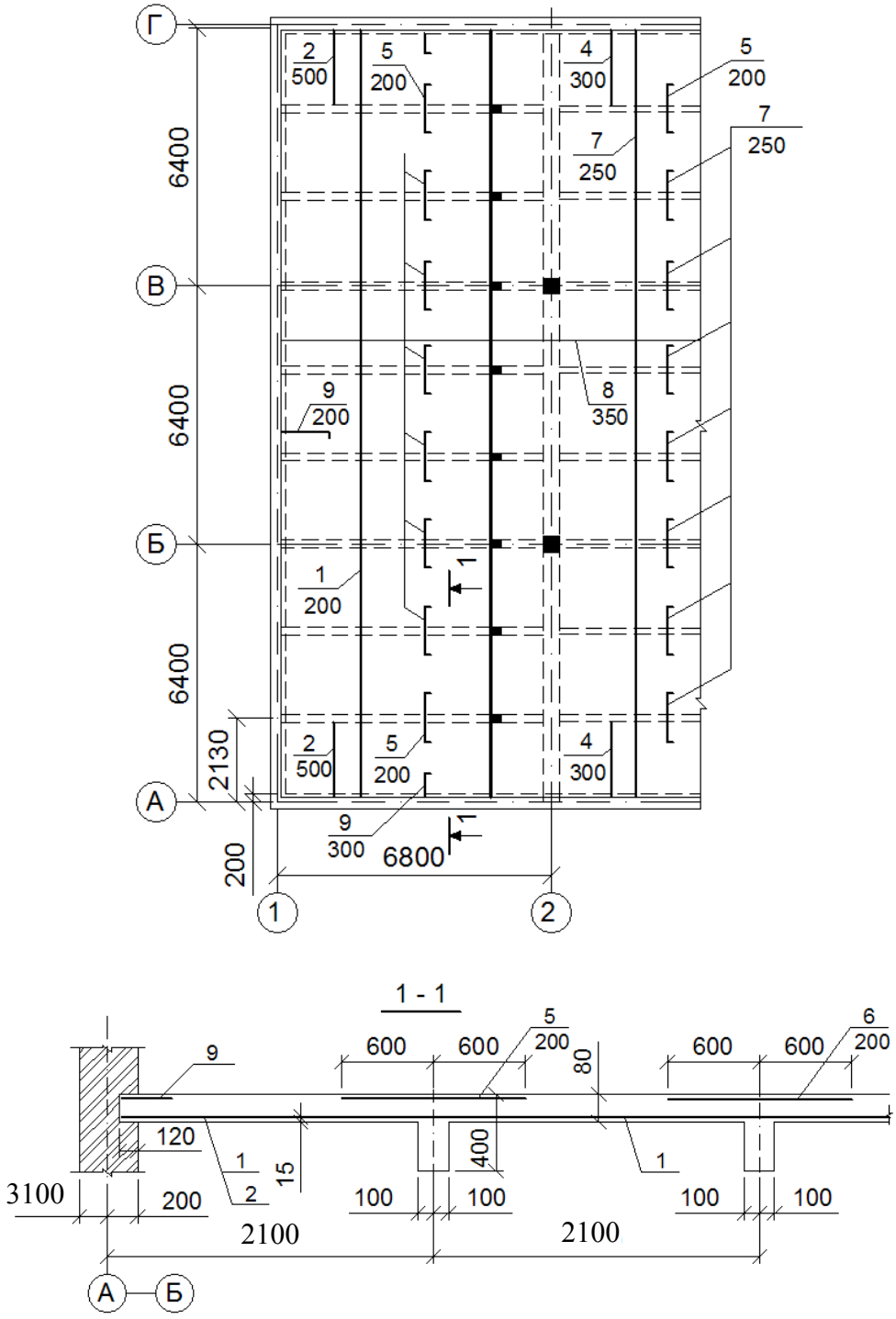
"B" таянчга қўйиладиган стерженлар A_s = 188,4 мм^2 юза бўйича танланади: стерженнинг (5) диаметри 8 мм, қадами S = 250 мм, узунлиги $l = l_s/2$ =2100/2 ≈ 1200 мм. Қабул қилинган 4∅8A400 арматура юзаси A_s=201 мм^2 > >188,4 мм^2.

Томонлари билан бириктирилмаган плиталарнинг "C" таянчига стерженлар A_s = 127,4 мм^2 юза бўйича қўйилади. (6) стержен диаметри 6 мм, қадами S = 200 мм, узунлиги l = 1200 мм. Қабул қилинган 5∅6A400 арматура юзаси A_s = 141,0 мм^2 > 127,4 мм^2.

Томонлари билан бириктирилган плиталарнинг "C" таянчига стерженлар A_s = 101,1 мм^2 юза бўйича қўйилади: (7) стержен диаметри 6 мм, қадами S = 250 мм, узунлиги l = 1200 мм. Қабул қилинган 4∅6A400 арматура юзаси A_s = 113,0 мм^2 > 101,1 мм^2.

Тақсимловчи стерженлар (8) учун диаметри 4 мм, қадами S=350 мм бўлган Bp-I синфли арматура қабул қилинган, узунлиги тахминан бино узунлигига тенг қилиб олинади $l = 4l_{sb}$= 4×6600=26400 мм.

Асосий ишчи арматуралардан ташқари ишчи бўлмаган йўналишда, плитанинг деворга ўрнашган исмида, бош тўсин устида қўшимча арматура стерженлари қўйилади. Бу арматура миқдори равоқ арматурасининг 1/3 қисмидан кам қабул қилинмайди. Бу стерженларнинг (9) узунлиги: плитанинг деворга ўрнашган қисмида $l = h_s + 0{,}1\ l_{s1}$ = 80 + 0,1×1860 ≈ 270 мм, бош тўсин устида (10) $l = b_{mb} + l_s/2$ = 300 + 2100/2 = 1350 мм. (9) стержен диаметри 3 мм, қадами S = 200 мм; (10) стержен диаметри 3 мм, қадами S = 200 мм. Плитани алоҳида стерженлар билан жиҳозлаш IV.40-расмда кўрсатилган.



IV.41- расм. Плитани алоҳида стерженлар билан арматуралаш

Б. ЁРДАМЧИ ТЎСИННИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ

1. Бўйлама арматура ҳисоби

Тўсин бўйлама ишчи арматураси сифатида синфи А400, кўндаланг арматураси сифатида синфи А240 бўлган арматура қабул қилинган. Тўсин кеси-

мида бўйлама ишчи арматуралар бир қатор жойлаштирилади. У вақтда $h_0 = 450 - 30 = 420$ мм.

Тўсин кесимларида ҳосил бўладиган зўриқишлар IV.1 бобнинг Б-2 банди бўйича қабул қилинади.

1 равоқда $M_{max} = 104,9$ кН·м. Плита сиқилиш зонасида жойлашган $b = b_f' = 2100$ мм.

$$\alpha_m = \frac{M_{\max}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{104,9 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 2100 \cdot 420^2} = 0,0273; \quad \alpha_m = 0,0273 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0273}) = 0,986;$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{R_s \zeta h_0} = \frac{104,9 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,986 \cdot 420} = 694 \text{ мм}^2.$$

II ва III равоқларда $M_{max} = 70,42$ кН м; $b = b_f' = 2100$ мм.

$$\alpha_{\max} = \frac{70,42 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 2100 \cdot 420^2} = 0,0183; \quad \alpha_m = 0,0183 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0183}) = 0,99;$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{R_s \zeta h_0} = \frac{70,42 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,99 \cdot 420} = 464 \text{ мм}^2.$$

"В" таянчда – $M_{min} = 82,41\cdot$ кН м; $b = 200$ мм.

$$\alpha_{\max} = \frac{M_{\min}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{82,41 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0,225; \quad \alpha_m = 0,225 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,225}) = 0,87;$$

$$A_s = \frac{M_{\min}}{R_s \zeta h_0} = \frac{82,41 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,87 \cdot 420} = 618,0 \text{ мм}^2$$

"С" таянчда $M_{min} = -70,42$ кН·м; $b = 200$ мм.

$$\alpha_{\max} = \frac{M_{\min}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{70,42 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0,193; \quad \alpha_m = 0,193 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,193}) = 0,89;$$

$$A_s = \frac{M_{\min}}{R_s \zeta h_0} = \frac{70,42 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,89 \cdot 420} = 516,1 \text{ мм}^2.$$

Четки равоқларда бўйлама монтаж стерженлар амалий талаблар бўйича

2 ∅ 10 А400 қабул қилинади. Чунки равоқда манфий момент нолга тенг. Ўрта равоқлардаги бўйлама монтаж стерженлар эса M_{II}' = - 10,14 кН·м манфий моментга ҳисобланади. b = 200 мм; h_0 = 420 мм.

$$\alpha_{max} = \frac{10{,}14 \cdot 10^6}{10{,}35 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0{,}0277; \qquad \alpha_m = 0{,}0277 < \alpha_R = 0{,}39;$$

$$\zeta = 0{,}5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0{,}5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}0277}) = 0{,}986;$$

$$A_s = \frac{10{,}14 \cdot 10^6}{365 \cdot 0{,}986 \cdot 420} = 67{,}1\ мм^2.$$

Ўрта равоқлар учун ҳам бўйлама монтаж стерженлар учун 2 ∅10 А400 арматура қабул қилинади, A_s = 157 мм^2 > 67,1 мм^2.

IV.9- жадвал. Талаб қилинган арматура бўйича қабул қилинган арматура сони, диаметр ива юзалари

Кесимлар	Талаб қилинган арматура, мм^2	Қабул қилинган арматура		Жойлашиши
		Сони, диаметри ва синфи	Кесим юзаси, мм^2	
I равоқ	694	1∅20+2∅16 А400	716,2	пастда
«В» таянч	618,0	(1∅16 +1∅20+ +2∅10)А400	672,3	юқорида
II равок	464	(2∅14+ 1∅16)А400	509,1	пастда
«С» таянч	516,1	(2∅16+2∅10) А400	559,0	юқорида
I равоқ		2∅10 А400	157,0	юқорида
II равок		2∅10 А400	157,0	юқорида

2. Кўндаланг ва қия арматуралар ҳисоби.

Алоҳида стерженлар билан жиҳозланган ёрдамчи тўсиннинг қия кесим бўйича мустаҳкамлигини ҳисоблаш (кўндаланг ва қия арматура ҳисоби) қуйидагича бажарилади.

Дастлаб конструктив талаблар бўйича кўндаланг стерженларнинг тўсин

кесимидаги сони, диаметри ва қадами тайинланади. Тайинланган миқдорлар бўйича қия кесим мустаҳкамлиги аниқланади (IV.1- бобнинг Б-4 бандига қаранг). Ундан сўнг талаб қилинадиган қия арматура кесим юзаси аниқланади.

Кўндаланг стерженларнинг сони n = 2, диаметри 8 мм, қадами эса, S = 150 мм қабул қилинган. Бу миқдорларда қия кесим мустаҳкамлиги $Q_b + Q_{sw} = 163,8$ кН (пайвандланган тўсин ҳисобига қаранг). Кесувчи кучнинг энг катта миқдори "В" таянчда $Q_{max} = Q_B^{чап} = 108,59$ кН. Талаб қилинадиган қия арматура кесим юзаси

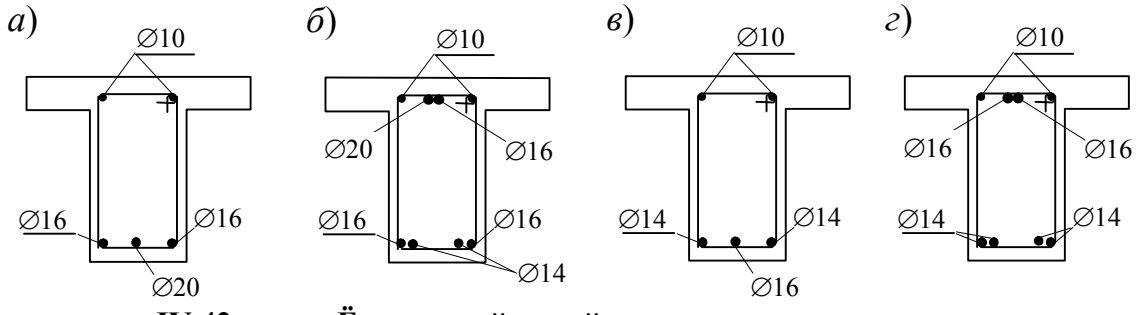
$$A_{s,inc} = \frac{Q_B^{чап} - (Q_b + Q_{sw})}{R_{sw} \cdot \sin\alpha} = \frac{108,59 - 163,8}{290 \cdot 0,707} < 0$$

бўлганлиги учун бўйлама арматура таянч зонасига конструктив талаблар бўйича қайирилади. Бу ерда ::қия арматуранинг горизонт билан ташкил қилган бурчаги $\alpha = 45^0$, $\text{Sin } 45^0 = 0,707$; $R_{sw} = 290$ МПа – синфи А400 бўлган арматура ҳисобий қаршилиги.

3. Ёрдамчи тўсинни қурилмалаш.

Ёрдамчи тўсин алоҳида стерженлар билан қуйидаги тартибда жиҳозланади. Ҳисоб натижаларига биноан дастлаб равоқ арматуралари танланади (IV.9- жадвалга қаранг). Таянч кесимининг мустаҳкамлиги эса, равоқ арматураларини таянчларга букиб ўтказиш ҳисобига таъминланади.

Ёрдамчи тўсин кўндаланг кесимларида арматураларнинг жойлашиши IV.42- расм кўрсатилган.



IV.42- расм. Ёрдамчи тўсин кўндаланг кесимларида арматураларнинг жойлашиши:
а- биринчи равоқда; б- «В» таянчда;
в- иккинчи равоқда; б- «С» таянчда

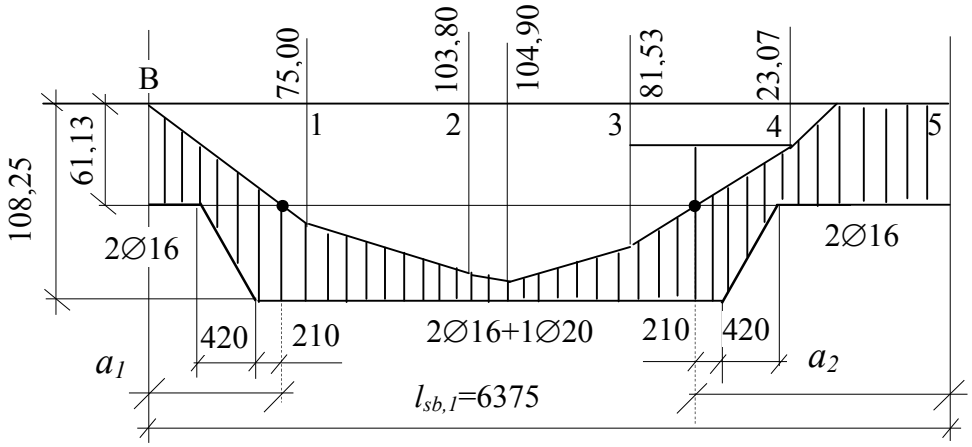
1 равоқ учун ҳисоб натижасига биноан A_s = 694 мм^2 арматура юзаси бўйича иловада келтирилган И.14 жадвалидан (2∅16+1∅20)А400 стерженлар танланади, A_s= 716,1 мм^2.

II равоқ учун A_s=464 мм^2 арматура юзаси бўйича (2∅14+1∅16) А400 стерженлар танланади, A_s = 509,1 мм^2.

"В" таянч учун ҳисоб бўйича талаб қилинадиган арматура кесим юзаси A_s = 618 мм^2. 1 равоқдан 1∅20 А400 арматура «В» таянч устига букиб иккинчи равоқ томонига ўтказилади ва момент эпюрасига мос равишда қирқиб ташланади (IV.44- расм). Иккинчи равоқдан эса, 1∅16 А400 арматура «В» таянч устига букиб биринчи равоқ томонга ўтказилади ва момент эпюрасига биноан қирқилади. (1∅20+1∅16) А400 арматураларнинг кесим юзаси A_s =515,3 мм^2 < A_s = 618 мм^2 бўлганлиги учун кесим юқорисига қўйиладиган 2∅10 А400 монтаж арматураларни ҳам ишга жалб қиламиз (IV.41,б,-расм). У вақтда (2∅10+1∅20+1∅16) А400 арматураларнинг кесим юзаси 515,3+157= =672,3 мм^2 > A_s = 618 мм^2 .

"С" таянч учун ҳисоб бўйича талаб қилинадиган арматура кесим юзаси A_s = 513,1 мм^2. II равоқдан 1∅16 А400 стержен «С» таянч устига букиб учинчи равоқ томонга ўтказилади ва момент эпюрасига биноан қирқилади. Учинчи равоқдан ҳам 1∅16 А400 стержен «С» таянч устига букиб иккинчи равоқ томонга ўтказилади ва момент эпюрасига биноан қирқилади. 2∅16А400 арматураларнинг кесим юзаси A_s = 402 мм^2 < A_s = 513,1 мм^2 бўлганлиги учун кесим юқорисига қўйиладиган 2∅10 А400 монтаж арматураларни ҳам ишга жалб қиламиз (IV.41,б,-расм). У вақтда 2∅16+2∅10 А400 402+157=559 мм^2 > A_s = 513 мм^2 .

Таянч зоналарига букиб ўтказиладиган ҳар бир стержен назарий кесилиш нуқталаридан 0,5h_0 = 0,5×420 = 210 мм дан кам бўлмаган масофага ўтказилиб кейин букилади (IV.43 ва IV.44 -расмлар).



IV.43-расм. Биринчи равоқда стерженларнинг букиш жойларини аниқлаш

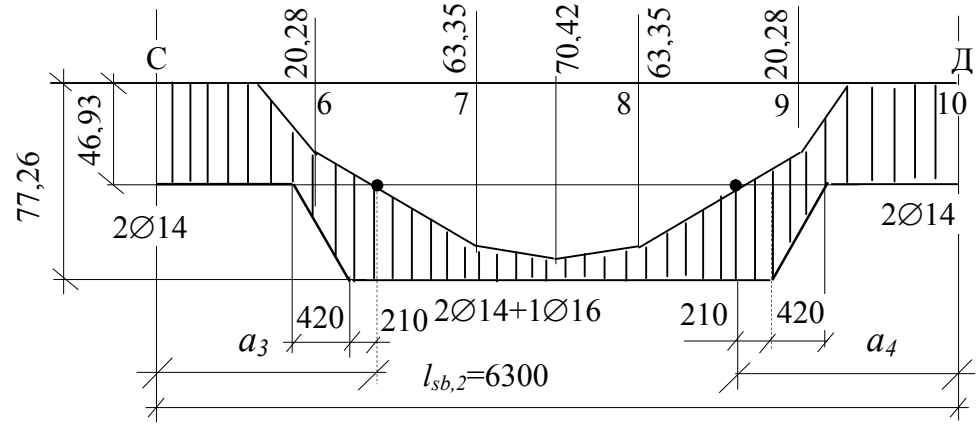
a_1 *ва* a_2 масофалар учбурчакларнинг ўхшашлигидан аниқланади:

$$a_1 = 0{,}2 l_{sb,1} \frac{61{,}13}{75{,}0} = 0{,}2 \times 6375 \times 0{,}815 = 1040 \text{ мм};$$

$$a_2 = 0{,}2 l_{sb,1} \left[1 + \frac{61{,}13 - 23{,}07}{81{,}53 - 23{,}07} \right] = 0{,}2 \times 6375 \left[1 + \frac{38{,}06}{58{,}46} \right] = 2105 \text{ мм}.$$

Таянчларга қайириб ўтказиладиган диаметри 20 мм бўлган стержен узунлигини аниқлаймиз (IV.44-расмга қаранг**)**:

$$l_{(\varnothing 20)} = l_{sb,1} + 2 \times \sqrt{2h_0^2} - 2\, h_0 + b_{mb} + a_5,$$



IV.44-расм. Иккинчи равоқда стержанларнинг букиш жойларини аниқлаш

a_3=a_4 масофа учбурчакларнинг ўхшашлигидан аниқланади:

$$a_3 = 0{,}2 l_{sb,1}\left[1+\frac{46{,}93-20{,}28}{63{,}35-20{,}28}\right] = 0{,}2\times 6300\left[1+\frac{26{,}65}{43{,}07}\right] = 2040\ мм\ .$$

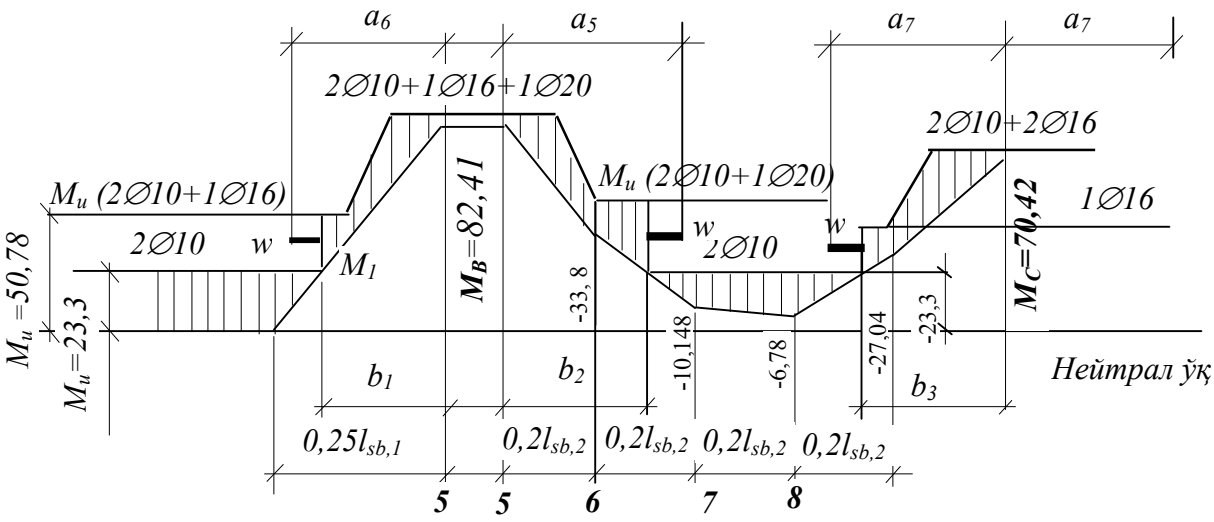
Таянчларга қайириб ўтказиладиган диаметри 16 мм бўлган стержен узунлигини аниқлаймиз (IV.44-расмга қаранг):

$$l_{(\varnothing 16)} = l_{sb,1} - 2\times\sqrt{2h_0^2} - 2h_0 + 2\,b_{mb} + a_6 + a_7.$$

a_5- биринчи равоқдан «В» таянч устига қайириб ўтказиб иккинчи равоқда қирқиладиган диаметри 20 мм бўлган стержен узунлиги (IV.42-расмга қаранг).

a_6 – иккинчи равоқдан «В» таянч устига қайириб ўтказиб биринчи равоқда қирқиладиган диаметри 16 мм бўлган стержен узунлиги;

a_7 - иккинчи равоқдан «С» таянч устига қайириб ўтказиб учинчи равоқда қирқиладиган диаметри 16 мм бўлган стержен узунлиги.



IV.45-расм. Биринчи равоқда стержанларнинг букиш жойларини аниқлаш

a_5, a_6 *ва* a_7 масофалар қуйидаги формулалардан аниқланади (IV.45-расмга қаранг):

$a_5 = b_2 + w = 1827+714 = 2541$ мм; $a_6 = b_1 + w = 1143+571 = 1714$ мм;

$a_7 = b_3 + w = 1492+571 = 2063$ мм,

бу ерда: b_1, b_2 *ва* b_3 миқдорлар учбурчакларнинг ўхшашлигидан аниқланади:

$$b_1 = 0{,}25 l_{sb,1}\left(1-\frac{M_u}{M_B}\right) = 0{,}25\times 6375\left(1-\frac{23{,}3}{82{,}41}\right) = 1143\ мм\ ;$$

$$b_2 = 0{,}2 l_{sb,1}\left(2 - \frac{M_u}{M_B}\right) = 0{,}2 \times 6300\left(2 - \frac{23{,}3 - 10{,}48}{33{,}8 - 10{,}48}\right) = 1827\ мм;$$

$$b_3 = 0{,}2 l_{sb,1}\left(2 - \frac{M_u}{M_B}\right) = 0{,}20 \times 6300\left(2 - \frac{23{,}3 - 6{,}78}{27{,}04 - 6{,}78}\right) = 1492\ мм.$$

Бу стерженларнинг анкераланиш узунлиги (7.2) формуладан ҳисобланади: ∅16 А400 стержен учун - l_{an} = (0,7×365/10,35 + 11) ×16 = 571 мм;

∅20 А400 стержен учун - l_{an} = (0,7×365/10,35 + 11) ×20 = 714 мм.

Пайвандсиз бириктириладиган стерженлар бир-бирининг устига l_{ov} узунликка ўтказилади. Синфи А400, диаметри 10 мм бўлган юқори стерженлар учун

$$l_{ov} = \left(\omega_{ov}\frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{ov}\right)d = \left(0{,}9\frac{365}{10{,}35} + 11\right)\cdot 10 = 513\ мм;$$

l_{ov} = 550 мм қабул қилинади.

Букиладиган стерженларнинг узунликлари:

диаметри 20 мм бўлган стержен узунлиги

$$l_{(\varnothing 20)} = l_{sb,1} + 2\times\sqrt{2h_0^2} - 2h_0 + b_{mb} + a_5 =$$

$$= 6375 + 2\sqrt{2\times 420^2} - 2\times 420 + 300 + 2541 = 9564 \text{ мм};$$

$$l_{(\varnothing 16)} = l_{sb,1} + 2\times\sqrt{2h_0^2} - 2h_0 + 2b_{mb} + a_6 + a_7 =$$

$$= 6300 + 2\sqrt{2\times 420^2} - 2\times 420 + 2\times 300 + 1714 + 2063 = 10134 \text{ мм}.$$

Бўйлама стерженлар назарий узилиш нуқталарининг координаталарини ҳисоблаш IV.10 жадвалда келтирилган.

Стерженларнинг узилиш ва букилиш жойларини аниқлаш. Эгувчи моментларнинг букувчи эпюраси (IV.12-расмга қаранг) ва IV.7-жадвалда келтирилган M_u миқдорлардан фойдаланиб стерженларнинг узилиш жойлари аниқланади.

1 равоқда диаметри 20 мм бўлган стержен «А» ва «В» таянчлар устига букиб ўтказилади ва «В» таянч қиррасидан a_2 масофага ўтказилиб қирқилади (IV.45- расмга қаранг).

Кесувчи куч (IV.44- расмга қаранг). $Q_B^{чап} = 108{,}59$ кН; q_{sw} = 117,36 кН/м

(Б.4- бандга қаранг).

$$Q_x = Q_B^{чап}\left(1-\frac{b_1}{0{,}575 l_{sb,1}}\right) = 108{,}59\left(1-\frac{1{,}143}{0{,}575\cdot 6{,}375}\right) = 74{,}73\ кН\ .$$

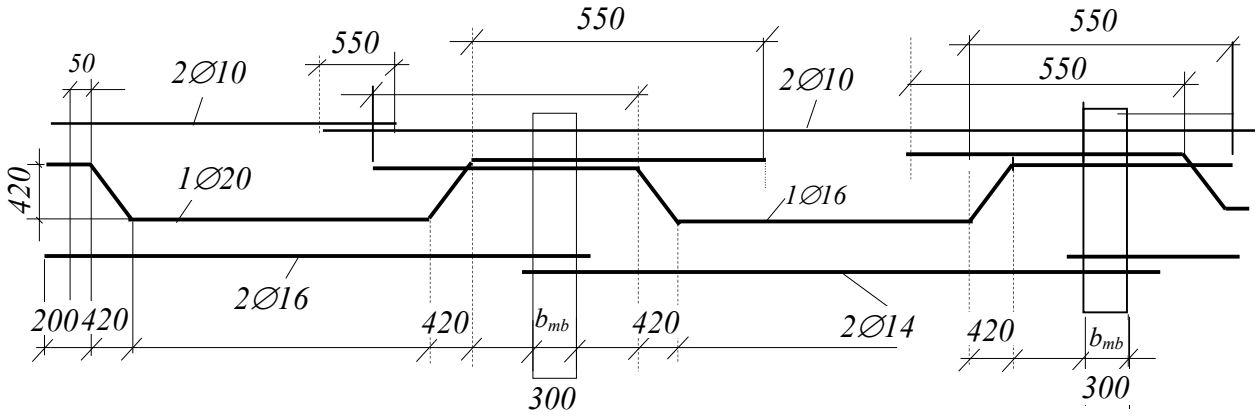
Назарий узилиш нуқтасида q_{sw} = 117,36 кН/м. Узиладиган стерженлар учун $\omega_0 = Q/(2q_{sw}) + 5d = 74{,}73/(2\times 117{,}36) + 5\times 0{,}016 \approx 0{,}4$ м < l_{an} = 0,57 м;

ω_0 = 0,57 м қабул қиламиз.

$a_6 = b_1 + w$ = 1143+571=1714 мм = 1,714 м < $l_{sb,1}$ /3 = 6,375/3 = 2,125 м бўлганлиги учун таянч қиррасидан ҳақиқий узилиш нуқтасигача бўлган масофа a_6 = 2,20 м қабул қилинади.

IV.10- жадвал. Ёрдамчи тўсин стерженларининг назарий узилиш ва букиш жойларини аниқлаш

Стерженлар сони ва диаметри, мм	A_s, мм^2	ξ	ζ	M_u, кН·м	Қирқиладиган стерженлар сони	Таянч ўқларидан назарий кесилиш жойигача бўлган a_i масофалар, м	
						чапдан	ўнгдан
1 равоқ (b = 2,1 м)							
(2∅16+∅20) A400	716,2	0,0286	0,986	108,25	-	1,04 (∅20 бук)	2,105 (∅20 бук)
2∅16A400	402	0,016	0,992	61,13	1∅20A400	-	-
2 равоқ (b = 2,1 мм)							
(2∅14+∅16) A400	509,1	0,020	0,990	77,26	-	2,04 (∅16 бук)	2,04 (∅16 бук)
2∅ 14A400	308	0,0123	0,994	46,93	1∅16A400	2,35 (уз)	2,35 (бук)
“В” таянчда (b = 0,2 м)							
(1∅ 16+ +1∅20+ +2∅10)A400	672,3	0,282	0,859	88,53	-	-	-
(∅ 16+ 2∅10)A400	358,1	0,15	0,925	50,78	1∅20A400	(∅20 бук)	(∅16 бук)
(∅ 20+ 2∅10)A400	471,2	0,198	0,901	65,08	1∅16A400	1,714 (∅16 қир-қилади)	2,541 (∅20 қир-қилади)
“С” таянчда (b = 0,2 м)							
(2∅10+ +2∅16)A400	559,0	0,235	0,882	75,58	-	-	-
2∅10A400+ +1∅16A400	358,1	0,15	0,925	50,75	2∅16A400	(∅16 бук)	(∅16 бук)
2∅10A400	157,0	0,066	0,967	23,3	2∅10A400	2,063 (∅16 қир-қилади)	2,063 (∅16 қир-қилади)



IV.46- расм. Стерженларнинг узунликларини аниқлашга доир

"В" таянчдан ўнгда 2∅20 А400 узилади: $Q_B^{ўнг} = 89{,}43$ кН; q_{sw} =117,36 кН/м.

$$Q_x = Q_B^{ўнг}\left(1 - \frac{b_2}{0{,}5 l_{sb,2}}\right) = 89{,}43\left(1 - \frac{1{,}827}{0{,}5 \times 6{,}3}\right) = 37{,}56\ кН;$$

ω_0 = 37,56/(2 · 117,36) + 5 · 0,02 = 0,26 м < l_{an} = 0, 714 м ;

ω_0 = 0,714 м қабул қиламиз.

$a_5 = b_2 + \omega_0$ = 1,827 + 0,714 = 2,541 м > $l_{sb,2}$ /4 = 6,3/4 = 1,575 м;

a_5 =2,541 м қабул қилинади.

"С" таянчда 1∅16 А400 стерженлар узилади:

$Q_C^{ўнг} = 89{,}43$ кН; q_{sw} =117,36 кН/м.

$$Q_x = Q_C^{чап}\left(1 - \frac{b_3}{0{,}5 l_{sb,2}}\right) = 89{,}43\left(1 - \frac{1{,}492}{0{,}5 \cdot 6{,}3}\right) = 44{,}00\ кН.$$

ω_0 = Q($2q_{sw}$) + 5d = 89,43/(2 · 117,36) + 5 · 0,016 = 0,46 м < l_{an} = 0,57 м.

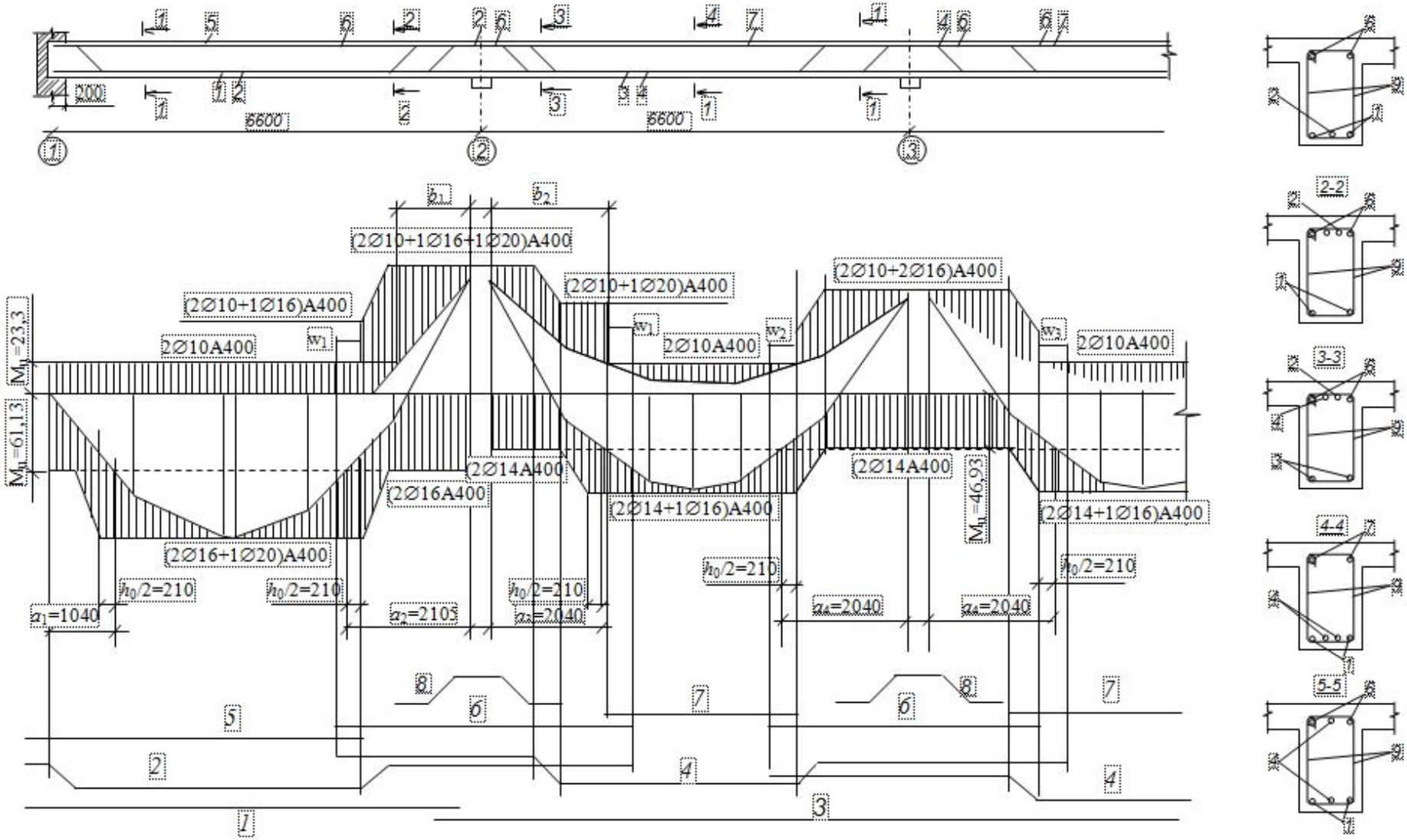
ω_0 = 0,57 м қабул қиламиз

$a_7 = b_3 + l_{an}$ = 1,492 + 0,571 = 2,063 м,

a_7 = 2,10 м қабул қилинади.

Кўндаланг арматуралар ёпиқ хомут шаклида қабул қилинади.

Ёрдамчи тўсинни алоҳида стерженлар билан жиҳозлаш **IV.47-расмда** кўрсатилган.



IV.47- расм. Ёрдамчи тўсинни алоҳида стерженлар билан қурилмалаш

В. БОШ ТЎСИННИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ

1. Ҳисобий схема. Юкларни ҳисоблаш

Бош тўсин ҳисобий схемаси ва юкларни аниқлаш V-1 бобнинг В-1 бандида келтирилган.

2. Ҳисобий зўриқишларни аниқлаш

Бош тўсин кесимларида ҳосил бўладиган зўриқишларнинг қийматлари V-1 бобнинг В-2 бандида келтирилган.

3. Бўйлама арматура ҳисоби.

Бош тўсин кесимлари мустаҳкамлигини таъминлаш учун бўйлама арматура ҳисоби IV.1 бобнинг В бандида келтирилган.

IV.11 -жадвал**.** Бош тўсинни алоҳида стерженлар билан жиҳозлаш

Тўсин кесими	Талаб қилинадиган арматура кесим юзаси	Қабул қилинган бўйлама арматура		ҳолати
		стержентлар сони ва диаметри, мм	A_s, мм^2	
12	1778,0	6∅20A400	1885,0	Равоқда пастда
В	1388,0	(2∅12+2∅20+2∅18)400	1363,0	Таянчда юқорида
22	1030,0	(2∅ 20+2∅18)400	1137,0	Равоқда пастда
22'	402,0	2∅16 400		Равоқда юқорида

4. Кўндаланг ва қия арматуралар ҳисоби

Кесувчи кучлар:

$$Q_A^{ўнг} = M_{1.1} / l_s = 324{,}00 / 2{,}1 = 154{,}28 \text{ кН};$$

$$Q_B^{чап} = (M_B - M_{I,2})/l_s = (-279{,}42 - 230{,}86)/2{,}1 = 243{,}0 \text{ кН};$$

$$Q_B^{ўнг} = (M_{II,I} - M_B)/l_s = (167{,}41 - (-279{,}42)/2{,}1 = 218{,}77 \text{ кН}.$$

Конструктив талаблар бўйича хомут учун синфи А240, диаметри 8 мм, қадами эса, $h > 450$ мм бўлгани учун, $S = h_{mb}/3 = 600/3 = 200$ мм < 500 мм

қабул қилинади.

Равоқлар ўртасида хомутлар қадами S = 500 мм қабул қилинади.

Хомутлар қабул қиладиган зўриқиш A_{sw} = 50,3 мм^2, n = 2 бўлганда

$$q_{sw} = 175\times50,3\times2/200 = 88,0 \text{ Н/мм} = 88,0 \text{ кН/м} > \varphi_{h3}(1+\varphi_n+\varphi_f)R_{bt}\times b/2 =$$

$$=0,6(1+0+0)0,81\times300/2 = 79,5 \text{ Н/мм} = 79,5 \text{ кН/м}$$

бўлганлиги учун q_{sw} = 88 кН/м қабул қилинади.

Қия ёриқнинг элемент бўйлам ўқига проекцияси

$$C_0 = \sqrt{2(1+0,9+0)0,81\cdot300\cdot\frac{550^2}{88}} = 1349 \text{ мм} > 2h_0 = 2\times550 = 1100 \text{ мм}$$

бўлганлиги учун C_0 = 1100 мм = 1,1 м қабул қилинади.

Хомутлар қабул қиладиган кесувчи куч- $Q_{sw} = C_o\times q_{sw} = 1,1\times88 = 96,8$ кН.

Сиқилган бетон қабул қиладиган кесувчи куч:

$$Q_b = 2(1+0+0,09)\times0,81\times300\times550^2/1100 = 145,7\times10^3 \text{ Н} = 145,7 \text{ кН}.$$

Хомутлар ва сиқилган бетон қабул қиладиган кесувчи куч:

$$Q_{sw} + Q_b = 96,8 + 145,7 = 242,5 \text{ кН}.$$

"А" таянчда $Q_{max} = Q_A^{унг} = 154,28$ кН < $Q_{sw} + Q_b = 242,5$ кН бўлганлиги учун қия кесим мустаҳкамлиги кесувчи кучлар таъсирига таъминланган. Бу ҳолда букиладиган арматура ҳисоб бўйича талаб қилинмайди ва букиладиган арматура конструктив талаб бўйича қабул қилинади.

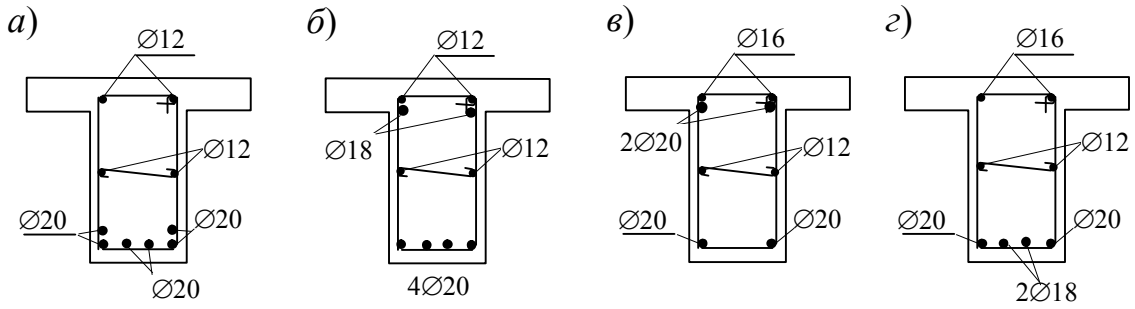
"В" таянчдан чапда $Q_{max} = Q_B^{чап} = 243,0$ кН ≈ $Q_{sw} + Q_b = 242,5$ кН бўлганлиги учун қия кесим мустаҳкамлиги кесувчи кучлар таъсирига таъминланган. Бу ҳолда букиладиган арматура ҳисоб бўйича талаб қилинмайди ва букиладиган арматура конструктив талаб бўйича қабул қилинади.

"В" таянчдан ўнгда $Q_{max} = Q_B^{унг} = 218,77$ кН < $Q_b + Q_{sw} = 242,5$ кН бўлганлиги учун букиладиган арматура ҳисоб бўйича талаб қилинмайди ва арматура конструктив талаб бўйича букилади.

Биринчи равоқдан "А" таянч устига 2∅20 А400 арматура букилиб ўтказилади (IV.48- расм**).** Жами арматураларнинг кесим юзаси A_s = 628 мм^2 .

"В" таянч устига биринчи равоқдан 2∅20 А400, иккинчи равоқдан 2∅18 А400 арматура букилиб ўтказилади (IV.49- расм**).** Жами арматуралар-

нинг кесим юзаси A_s =628+509=1137 мм^2 талаб қиладиган арматура кесим юзасидан кам бўлганлиги учун (A_s =628 мм^2< 1388,0 мм^2) иккинчи равоқ учун манфий моментдан топилган 2∅16 А400 арматурани ҳам ишга жалб қиламиз. У вақтда жами арматура кесим юзаси A_s=1539 мм^2 >1388,0 мм^2.



IV.48- расм. Бош тўсин кўндаланг кесимларида арматураларнинг жойлашиши:
а- биринчи равоқда; б- «В» таянчдан чапда;
в- «В» таянчдан ўнгда; б- иккинчи равоқда

Ёрдамчи тўсиннинг бош тўсинлар билан бирлашган жойлари қиялиги α = 45^0 бўлган осма стерженлар билан жиҳозланади (IV.48- расм**)**. Осма стерженларнинг талаб қилинадиган кесим юзаси

$$\Sigma A_{s.inc} = F(1 - h_s/h_0)/(R_{sw} \cdot \sin 45^0) =$$

$$=204{,}5\times10^3\times(160/550) / (285\times 0{,}707) = 719{,}7 \text{ мм}^2.$$

Осма стерженлар учун 2∅22 А400 стерженлар қабул қилинади. $\Sigma A_{s.inc}$ =760 мм^2> 719,7 мм^2.

Стерженларнинг узилиш ва букилиш жойларини аниқлашда эгувчи моментларнинг букувчи эпюраси (IV.19 расм) ва IV.5 жадвалдан фойдаланилади.

I равоқда 2 ∅ 20 А400 "А" таянчга букилади

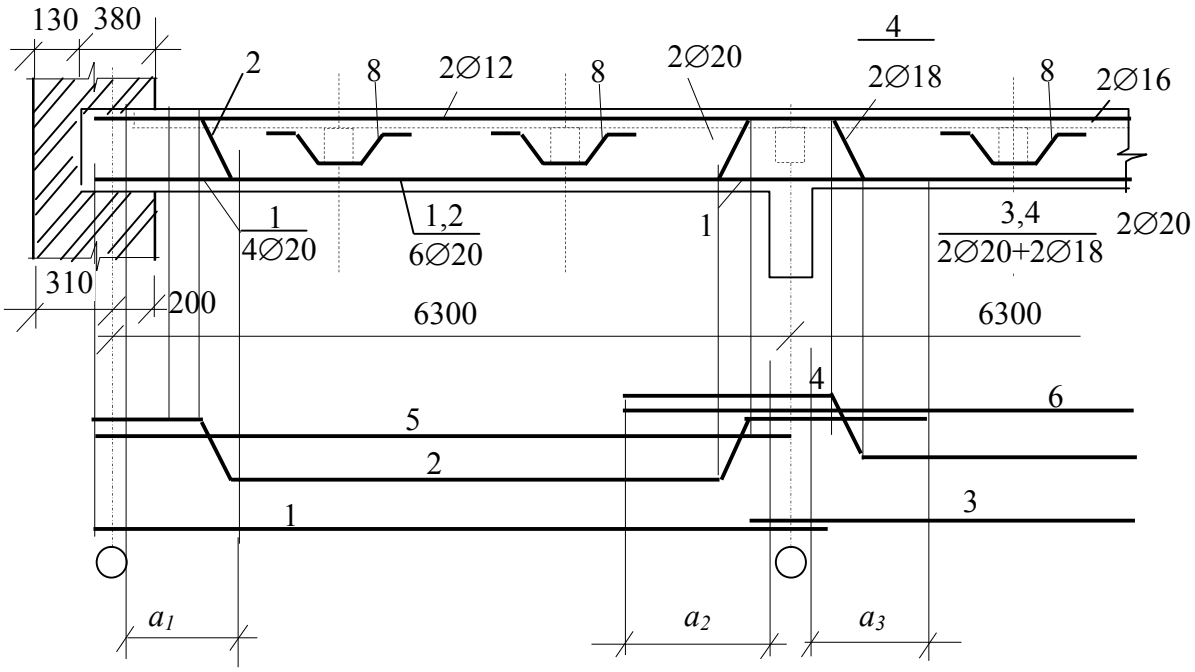
$$a_1 = l_s \frac{M_u}{M_{II}} = 2{,}10\frac{248{,}1}{441{,}86} = 1{,}18 \text{ м}.$$

I равоқда 2 ∅ 20 А400 "В" таянчга букилади.

$$a_2 = l_s - l_s\,(M_{12}^{I,III} - M_u)/(M_{12}^{I,III} + M_B^{I,III}) =$$

$$=2{,}10 - 2{,}10(266{,}58 - 248{,}1)/(266{,}58 + 230{,}82) =$$

= 2,1 - 2,10(18,47)/497,4= 2,02 м.



IV.49- расм. Бош тўсинда алоҳида стерженларни жойлаштириш

II равоқдан 2 ∅ 18 А400 "В" таянчга букилади.

$$a_3 = l_s - l_s\,(M_{12}^{I,III} - M_u)/(M_{12}^{I,III} + M_B^{I,III}) =$$

=2,10- 2,10(191,33 -125,1)/(191,33 + 230,82) = 2,10-2,10(66,23)/422,15=1,77 м.

"В" таянчдан чапга дастлаб 2 ∅ 20 А400 стержен I равоқ томон букилиб чўзилган томонга ўтказилади ва ундан кейин 2 ∅ 18 А400 стержен узилади.

"В" таянч қиррасидан дан 2∅20 А400 стержен букилиш нуқтасигача бўлган масофа

$$a_4 = (l_s - 0{,}5b_{mb})(1 - M_u/M_B^{I,III}) = (2{,}10-0{,}15)(1 - 134{,}86/230{,}82) = 0{,}81 \text{ м}.$$

"В" таянч қиррасидан 2∅18 А400 стержен назарий кесилиш нуқтасигача бўлган масофа

$$a_5 = (l_s - 0{,}5b_{mb})(1 - M_u/M_B^{I,III}) = (2{,}10-0{,}15)(1 - 43{,}3/230{,}82) = 1{,}584 \text{ м}.$$

"В" таянчдан ўнгда дастлаб 2 ∅ 18 А400 стержен II равоқ томон букилиб чўзилган томонга ўтказилади ва ундан кейин 2 ∅ 20 А400 стержен узилади.

"В" таянч қиррасидан 2∅18 А400 стержен букилиш нуқтасигача бўлган масофа

$$a_6 = 2{,}13\ (236{,}33 - 44{,}3)/(236{,}33 - 2{,}64) = 1{,}75 \text{ м}.$$

"В" таянч қиррасидан 2∅20 А400 стержен кесимладиган нуктасигача бўлган масофа

$$a_7 = l_s\ (M_B^{I,III} - M_u)/(M_B^{I,III} - M_{21}^{I,III}) =$$

$$=2{,}13(236{,}33 - 96{,}56)/(236{,}33 - 81{,}14) = 1{,}92 \text{ м}.$$

Қирқиладиган 2 ∅ 18 А400 арматура анкерланиш узунлиги $l_{an} = (0{,}7\times365/10{,}35 +11) \times18 = 643$ мм.

Қирқиладиган 2 ∅ 20 А400 арматура анкерланиш узунлиги $l_{an} = (0{,}7\times365/10{,}35 +11) \times20 = 714$ мм.

"В" таянчдан чапда 5 ва 6 нуқталар II юклаш схемаси бўйича топилган моментлар эпюрасида ётгани учун $Q_5 = Q_6 = -109{,}6$ кН.

"В" таянчдан ўнгда эса, 6 ва 7 нуқталар I, III юклаш схемаси бўйича топилган эгувчи момент эпюрасида ётгани учун $Q_6 = Q_7 = 72{,}6$ кН.

Назарий узилиш нуқталаридан амалий узилиш жойларигача бўлган масофалар: $\omega_5 = \dfrac{Q_6}{2q_{sw}} + 5d = \dfrac{109{,}6\cdot10^3}{2\cdot88} + 5\cdot18 = 710\ мм > l_{an} = 643\ мм$

бўлганлиги учун $\omega_6 = 710$ мм қабул қилинади.

$$\omega_6 = \omega_7 = \frac{Q_7}{2q_{sw}} + 5d = \frac{72{,}6\cdot10^3}{2\cdot88} + 5\cdot20 = 513\ мм > l_{an} = 714\ мм$$

$\omega_6 = \omega_7 = 720$ мм қабул қилинади.

Букиладиган стерженлар назарий узилиш жойларидан $0{,}5h_0 = 0{,}5\times550 =$ $=275$ мм ўтказилиб букилади. Биринчи букиладиган стерженлар таянч қиррасидан 50 мм ўтказиб букилади. Равоқдаги букилмайдиган бўйлама арматуралар таянчда бир-бирига

$l_{ov} = (0{,}9\times365/10{,}35 + 11) \cdot 20 = 855$ мм ≈ 860 мм ўтказиб узилади.

"В" таянч қиррасидан узиладиган стерженларгача бўлган масофалар:

$$l_5 = a_5 + \omega_5 = 1{,}75 + 0{,}71 = 2{,}46 \text{ м};\ l_6 = a_6 + \omega_6 = 0{,}33 + 0{,}72 = 1{,}05 \text{ м}.$$

$$l_7 = a_7 + \omega_7 = 1{,}92 + 0{,}72 = 2{,}64 \text{ м}.$$

5. Бош тўсинни қурилмалаш.

Ёрдамчи тўсинни қурилмалагандагидек бўйлама арматураларнинг букилиш ва узилиш жойлари аниқланади (10.12 жадвал). M_u моментларни ҳисоблашда R_s = 365 МПа; R_b = 10,35 МПа ва h_0 = 550 мм қабул қилинган. Таянч мустаҳкамлигини таъминлаш учун бўйлама арматураларнинг бир қисми (IV.9 жадвалга қаранг) таянч устига бўкиб ўтказилади. Букиладиган арматура

IV.12- жадвал**.** Бош тўсин арматура стерженларининг узилиш ва букиш жойларини аниқлаш

Стерженлар сони ва диаметри, мм	A_s, мм^2	ξ	ζ	M_u, кНм	Букиладиган стерженлар сони	Таянч ўқларидан назарий кесилиш жойигача бўлган a_i масофалар, м	
						чапдан	ўнгдан
1 равоқда (b = 2,40 м)							
6∅20 А400	1885	0,05	0,974	368,9	2∅20А400	1,18	2,02
4∅20 А400	1256	0,033	0,983	248,1	-	-	-
2 равоқда (b = 2,40 м)							
2∅20+2∅18 А400	1137	0,0303	0,984	224,6	2∅18А400	1,77 (бук)	1,77 (бук)
2∅20 А400	628	0,0168	0,991	125,0	-		
“В” таянчда (b = 0,3 м)							
(2∅16+2∅20 +2∅18)400	1539	0,329	0,792	244,7	2∅20А400	-	-
(2∅12+2∅20) 400	854	0,182	0,898	153,95	2∅18А400		
2∅12А400 + 2∅18А400	735	0,157	0,914	134,86	2∅18А400	-	-
2∅12А400	226	0,048	0,975	44,3		-	-
Биринчи равоқдаги юқори арматура							
2∅12А400	226	0,0483	0,986	44,3	-	-	-
Иккинчи равоқдаги юқори арматура							
2∅16А400	402,0	0,086	0,955	77,07			

кесим юзаси ҳисоб бўйича аниқланади. Бунинг учун дастлаб хомутларнинг диаметри ва қадами тайинланиб, хомутлар ва сиқилган бетон қабул қиладиган кесувчи куч аниқланади.

Бош тўсинни алоҳида стерженлар билан жиҳозлаш ёрдамчи тўсинни жиҳолпшга ўхшаш бажарилади.

Г. УСТУННИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ

Устун IV.1 бобнинг Д банди бўйича бажарилади. Алоҳида стерженлар билан жиҳозланган устунлар учун S = 12d = 12×16 = 192 мм. S = 150 мм қабул қилинади.

Д. ПОЙДЕВОРНИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ

Подевор IV.1 бобнинг Е банди бўйича бажарилади. Ишчи стерженлар кесишган жойлар шахмат тартибида бир бирига юмшоқ сим билан боғланади.

IV.3.ТОШ -ҒИШТ КОНСТРУКЦИЯСИНИ ЛОЙИҲАЛАШ

Қалинлиги 510 мм бўлган девор маркаси 100 бўлган ғиштдан 50 маркали цемент қоришмаси билан терилган. Деворда ўлчамлари $b \times h$ = 3×2 м бўлган дераза ўрни қолдирилган.

1. Юкларни ҳисоблаш

Деворга таъсир қиладиган юклар бино ва ораёпмаларидан $A_q = l_{sb} \times 0{,}5 l_{mb} = 6{,}6 \times 0{,}5 \times 6{,}3 = 20{,}79$ м^2 юза бўйича бош тўсин орқали узатилади (IV.49-расмга қаранг).

Доимий юклар. Битта ораёпмадан ҳосил бўладиган юк: плита ва пол қурилмасининг оғирлигидан -

$$g \times A_q = 3{,}5 \times 20{,}79 = 72{,}765 \text{ кН},$$

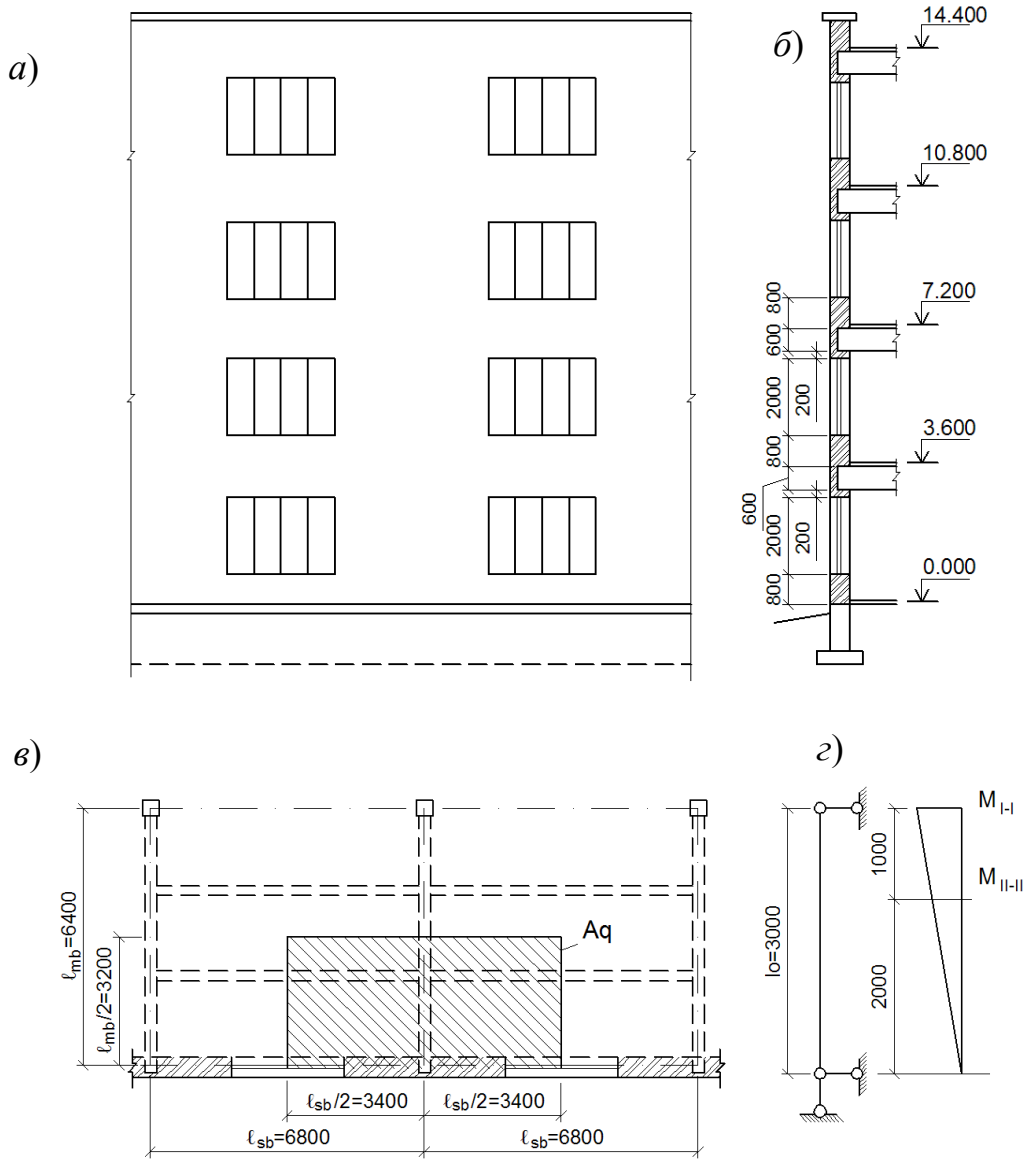
бу ерда ::g = 3,5 кН/м^2 IV. 1-жадвалдан олинади.

Ёрдамчи тўсинлар оғирлигидан (A_q юк таъсир юзасига тушадиган)

$$n(h_{sb} - h_s)b_{sb}\times l_{sb}\times\rho\times\gamma_f\times\gamma_n = 1(0{,}4 - 0{,}08)\times 0{,}2\times 6{,}6\times 25\times 1{,}1\times 0{,}95=$$

$$=10{,}03 \text{ кН},$$

бу ерда ::n = 1 - A_q юк таъсир юзасига тушадиган тўсиннинг сони.



IV.50-расм. Ғишт деворни ҳисоблашга доир:
а- бино фасадининг бир қисми; б- бино деворининг қирқими;
в- бино планинг бир қисми; г- девор ҳисобий схнмаси

Бош тўсининг оғирлигидан (A_q юк таъсир юзасига тушадиган қисми) -

$$(h_{mb} - h_s)b_{mb}\ (l_{mb}/2 + 0{,}38)\times\rho\times\gamma_f\times\gamma_n =$$

$$=(0{,}6\text{-}0{,}08)\ 0{,}3\times(6{,}3/2 + 0{,}38)\times 25\times 1{,}1\times 0{,}95 = 14{,}39 \text{ кН},$$

бу ерда ::0,38 м бош тўсиннинг деворга ўрнатилган қисми.

Бир ораёпмадан ҳосил бўладиган жами доимий юк -

72,765 + 10,03 + 14,39 = 97,185 кН.

3 та ораёпманинг оғирлигидан: 97,185×3 = **291,55** кН.

Том қурилмасидан ҳосил бўладиган доимий юк ораёпма оғирлигининг 80% га тенг қилиб олинади. У вақтда том ёпмасининг оғирлигидан ҳосил бўладиган доимий юк: 0,8×97,185 = **77,748** кН.

Деворнинг хусусий оғирлигидан ҳосил бўладиган доимий юклар: баландлиги h = 1,2 м, эни b = 0,25 м ва узунлиги l_{sb} = 6,6 м бўлган том тўсиғининг (парапет) оғирлигидан –

$$h \cdot b \cdot l_{sb} \cdot \rho \cdot \gamma_{\text{f}} \cdot \gamma_n = 1{,}2 \times 0{,}25 \times 6{,}6 \times 17 \times 1{,}1 \times 0{,}95 = 35{,}17\ кН\ ,$$

бу ерда ::ρ = 17 кН/м$_3$ - ғишт деворнинг зичлиги.

Баландлиги Н = 3,6 м, эни δ = 0,51 м, узунлиги эса l_{sb} = 6,6 м бўлган ғишт деворнинг оғирлигидан (ўлчами 3 х 2 м бўлган дераза юзаси қайириб ташланади) -

(3,6×6,6 - 3×2)×0,51×17×1,1×0,95 = 160,09 кН.

3 қават деворнинг оғирлиги - 160,09×3 = **480,27** кН.

I-I кесимдан юқори жойлашган бош тўсин баландлигига тенг бўлган девор оғирлигидан

0,6×(0,51 - 0,38) ×6,6×17×1,1×0,95 = **9,14** кН.

II-II кесимдан юқори жойлашган (1/3)Н = (1/3)3,6 = 1,2 м баландликдаги девор оғирлигидан -

$$\left[(0{,}8 - h_{mb}) l_{sb} + \left(\frac{h}{3} 0{,}8 \right) (l_{sb} - 3{,}0) \right] \delta \cdot \rho \cdot \gamma_{\text{f}} \cdot \gamma_n =$$

$$= \left[(0{,}8 - 0{,}6) 6{,}6 + \left(\frac{3{,}6}{3} - 0{,}8 \right) (6{,}6 - 3{,}0) \right] 0{,}51 \times 17 \times 1{,}1 \times 0{,}95 = 25{,}0\ кН,$$

бу ерда ::0,8 м - деразанинг юқори қисмидан иккинчи қават поли сатҳигача бўлган масофа; 3,0 м - деразанинг эни.

I-I кесимдаги доимий юкларнинг жами қиймати -

$N_{I\text{-}I}$ = **291,55** + **77,748** + **35,17** + **480,27** + **9,14** = **893,878** кН.

II-II кесимдаги қиймати эса -

$$N_{II-II} = N_{I-I} + 26,1 = \mathbf{893,878} + 25,0 = 918,878 \text{ кН}.$$

М у в а қ қ а т ю к л а р . Том орқали таъсир қиладиган қор қопламининг оғирлигидан ҳосил бўладиган юк Самарқанд шаҳри учун $S_0 = 0,5$ кПа [10]. Қор қопламининг оғирлигидан ҳосил бўладиган меъёрий юк

$$S_n = S_0 \cdot \mu = 0,5 \times 2 = 1,0\ кПа = 1,0\ кН/м^2,$$

бу ерда ::- томнинг шаклига боғлик бўлган коэффициент: [10] адабиётнинг 3 илова 10 схемасига биноан $h = 1,2$ м > $S_0/2 = 0,5/2 = 0,25$ м бўлганлиги учун (IV.50-расмга қаранг) $\mu = 2 \times h/S_0 = 2 \times 1,2/0,5 = 4,8$.

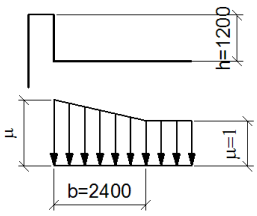
$\mu = 4,8 > 3$ бўлганлиги учун $\mu = 3$ қабул қилинади. У вақтда 2×h = 2,4 м масофа учун μ коэффициентнинг ўртача қиймати $\mu_m = (1 + 3)/2 = 2$.

Қор қопламининг оғирлигидан деворга таъсир қиладиган меъёрий юк –

$$S_n = S_n \times A_q = 1,0 \times 20,79 = 20,79 \text{ кН};$$

ҳисобий юк – $S = S_n \times \gamma_f \times \gamma_n = 20,79 \times 1,4 \times 0,95 = 27,65$ кН.

Муваққат юкнинг давомли таъсиридан 1 та ораёпма учун $\gamma_f = 1,2$ бўлганда - 6,5×20,79×1,2×0,95=154,05 кН. 3 та ораёпма учун эса-154,05×3= =462,15 кН.



IV.51-расм.

Муваққат юкнинг қисқа вақт таъсир қиладиган қисмидан битта ораёпма учун $\gamma_f = 1,3$ бўлганда - 1,5×20,79×1,3×0,95 = 38,51 кН. 3 та ораёпма учун - 38,51×3 = 115,54 кН.

Ш а м о л т а ъ с и р и д а н ҳ о с и л б ў л а д и г а н ю к . Самарқанд шаҳри шамол босими бўйича I туманга мансуб бўлиб, шамолнинг босими $\omega_0 = 0,38$ кПа га тенг [10]. Қуриладиган бино шаҳар чеккасида бўлганлиги учун жойнинг В типига мансуб: $\kappa = 0,65$; аэродинамик коэффициентнинг қиймати шамол йўналишига тик бўлган ҳолда $C_e = 0,8$ тескари бўлганда эса, $C_e = 0,6$.

Шамол босимидан ҳосил бўладиган юкнинг меъёрий қиймати:

шамол йўналишида –

$$\omega_n = \omega_o \times k \cdot \times C_e = 0{,}38 \times 0{,}65 \times 0{,}8 = 0{,}2 \text{ кПа};$$

шамолга тескари бўлганда –

$$\omega_n' = \omega_o \times k \times C_e = 0{,}38 \times 0{,}65 \times 0{,}6 = 0{,}15 \text{ кПа}.$$

Шамол босимидан деворнинг l_{sb} = 6,6 м узунлиги бўйича таъсир қиладиган юклар мос равишда:

шамол йўналишида -

$$\omega = \omega_n \times \gamma_f \times \gamma_n \times l_{sb} = 0{,}2 \times 1{,}4 \times 0{,}95 \times 6{,}6 = 1{,}75 \text{ кН/м};$$

шамолга тескари бўлганда –

$$\omega' = \omega_n \times \gamma_f \times \gamma_n \times l_{sb} = 0{,}15 \times 1{,}4 \times 0{,}95 \times 6{,}6 = 1{,}32 \text{ кН/м}.$$

Ташқи юклар таъсиридан ҳосил бўладиган эгувчи моментларни аниқлаш. Деворнинг I-I ва II-II кесимларида бош тўсин орқали таъсир қиладиган юклардан эгувчи моментлар ҳосил бўлади. Бош тўсиннинг деворга ўрнатилган қисмининг узунлигини (С = 380 мм) эътиборга олиб, кучнинг елкаси аниқланади:

$$e = h/2 - C/3 = 0{,}51/2 - 0{,}38/3 = 0{,}13 \text{ м}.$$

С/3 ≤ 7 см шартдан эса кучнинг елкаси қўйидагига тенг:

$$e = h/2 - 0{,}07 = 0{,}51/2 - 0{,}07 = 0{,}19 \text{ м}.$$

Топилган елка қийматларидан энг каттаси қабул қилинади e=0,19 м.

I-I кесимдаги эгувчи моментлар:

доимий юклардан (ораёпма оғирлигидан) – 97,185 × 0,19 = 18,46 кН·м;

муваққат юкларнинг давомли таъсир қиладиган қисмидан -

$$154{,}05 \times 0{,}19 = 29{,}27 \text{ кН·м};$$

муваққат юкларнинг қисқа вақт таъсири қиладиган қисмидан -

$$38{,}51 \times 0{,}19 = 7{,}32 \text{ кН·м}.$$

Шамол таъсиридан ҳосил бўладиган эгувчи моментлар:

шамол йўналишида –

$$M_1 = \omega(h - h_{mb})^2/12 = 1{,}75(3{,}6\text{-}0{,}6)^2/12 = 1{,}31 \text{ кН·м};$$

шамолга тескари бўлган йўналишда –

$$M_1' = \omega'(h - h_{mb})^2/12 = 1{,}32(3{,}6 - 0{,}6)^2/12 = -\,0{,}99 \text{ кН·м}.$$

II-II кесимда (биринчи қават ораёпмасидан *H*/3 масофада) эгувчи моментларнинг қийматларини аниқлаш учун I-I кесимда топилган эгувчи моментларнинг қийматлари 2/3 = 0,67 га кўпайтирилади.

Ораёпма оғирлигидан ҳосил бўладиган момент –

$$18,46 \times 0,67 = 12,37 \text{ кН·м};$$

муваққат юкларнинг давомли таъсиридан ҳосил бўладиган момент-

$$29,27 \times 0,67 = 19,61 \text{ кН·м};$$

муваққат юкларнинг қисқа вақт таъсиридан ҳосил бўладиган момент -

$$7,32 \times 0,67 = 4,9 \text{ кН·м}.$$

Шамол таъсиридан II-II кесимда ҳосил бўладиган эгувчи моментнинг қиймати (I-I кесимдан $X = (H - h_{mb})/3 = (3,6 - 0,6)/3 = 1$ м масофада):

шамол йўналишида –

$M = M_1 - \omega(H - h_{mb})\, X/2 + \omega(x^2/2) =$

$=1,31 - 1,75(3,6 - 0,6)1/2 + 1,75(1^2/2) = 1,16 - 2,625 + 0,875 = -0,59$ кН·м;

IV.13-жадвал**.** Юкларнинг барча хилидан
ҳисобий зўриқишларни ҳисоблаш

Кесим	Зўриқишлар	Юк						
		доимий	муваққат		қордан		шамолдан	
			давомли	қисқа вақт	давомли	қисқа вақт	давомли	қисқа вақт
		1	2	3	4	5	6	7
I–I	M, кН·м	18,46	29,27	7,32	-	-	1,31	-0,99
	N, кН	893,878	462,15	115,54	-	27,65	-	-
II–II	M, кН·м	12,37	19,61	4,90	-	-	-0,59	0,33
	N, кН	918,878	462,15	115,54	-	27,65	-	-

шамолга тескари бўлган йўналишда -

$$M' = M_1' - \omega'(H - h_{mb})\, X/2 + \omega'(x^2/2) = -[0,99 - 1,32(3,6 - 0,6)1/2 +$$

$$+1,32(1^2/2)] = -[0,99 - 1,98 + 0,66] = 0,33 \text{ кН·м}.$$

Юклар таъсиридан ҳосил бўлган зўриқишларнинг қийматлари IV.13-жадвалада, бирикмалари эса, IV.14-жадвалда келтирилган.

IV.14-жадвал. Юкларнинг ҳисобий бирикмалари

Кесим	Юкларнинг асосий бирикмалари					
	1-чи ҳол: $\psi = 1$ бўлганда			2-чи ҳол: $\psi_1 = 0,95$ бўлганда ва $\psi_2 = 0,9$		
	M_{max} N	M_{min} N	M N_{max}	M_{max} N	M_{min} N	M N_{max}
I – I	1,2,3	1,7	1,2,3	1,2,3,6		1,2,3,5,6
	55,05 1471,57	17,47 893,878	**55,05** **1471,57**	53,2 1461,79	- -	54,1 1461,79
II – II	1,2,3	1,6	1,2,3	1,2,3,7		1,2,3,5,7
	37,21 1496,57	11,78 918,878	**37,21** **1496,57**	35,147 1461,79	- -	35,147 1486,79

***Эслатма**: Юкларнинг асосий бирикмаларини ҳисоблашда, биринчи ҳол учун доимий юклардан ҳосил бўлган зўриқишга битта муваққат юкдан ҳосил бўлган зўриқиш қўшилган; иккинчи ҳоли учун эса, давомли юклардан ҳосил бўлган зўриқишлар $\psi = 0,95$ га, муваққат юклардан ҳосил бўлган зўриқишлар эса $\psi_1=0,9$ га кўпайтирилган.*

2-чи ҳол бўйича зўриқишлар жамламаси қуйида келтирилган:
I – I кесим учун -

$M_{мах}$= 18,46+(29,27+1,31)×0,95+(7,32-0,99)×0,9=18,46+29,05+5,697=53,2 кНм.

N=893,878+462,15×0,95+(115,54+27,65)0,9=

893,878+439,04+128,87=1461,79 кН.

II – II ксим учун-

$M_{мах}$= 12,37+(19,61-0,59)×0,95+(4,9+0,33)×0,9=

=12,37+18,07+4,707=35,147 кНм.

N=918,878+462,15×0,95+(115,54+27,65)0,9=

+893,878+439,04+128,87=1461,79 кН.

M=18,46+(29,27+1,31)×0,95+7,32×0,9=18,46+29,05+6,588=54,1 кНм.

N_{max}=893,878+462,15×0,95+(115,54+27,65)0,9=

=893,878+439,04+128,87=1461,79 кН.

M= 12,37+(19,61-0,59)×0,95+(4,9+0,33)×0,9=12,37+18,07+4,707=35,147 кНм.

$$N_{max}=918,878+462,15\times0,95+(115,54+27,65)0,9=$$

$$918,878+439,04+128,87=1486,79 \text{ кН}.$$

Деворнинг мустаҳкамлиги қўйидаги зўриқишлар таъсирига текширилади:

I-I кесимда – M = 55,05 кН·м, N = 1471,57 кН; e_0 = M/N = 3,74 см;

II-II кесимда – M = 37,21 кН·м; N = **1496,57** кН; e_0 = M/N = 2,49 см.

2. Ғишт девор мустаҳкамлиги ҳисоби

Иловада келтирилган И.11 жадвалдан 100 маркали ғишт ва 50 маркали цемент қоришмасидан тикланган девор қаршилиги R = 1,5 МПа. Деворнинг I-I кесимдаги ҳисобий юзаси A = 3,6×0,51 = 1,836 см^2. Бўйлама эгилиш коэффициентининг қиймати φ = 1 ва h = 510 > 300 мм бўлганлиги учун m_g = 1 қабул қилинади. ω коэффициентнинг қиймати

$$\omega = 1+e_0/h = 1 + 3,74/51 = 1,073 < 1,45.$$

Деворнинг ҳисобий баландлиги $l_0 = H - h_{mb}$ = 3,6 - 0,6 = 3 м, эгилувчанлиги эса, $l_n = l_0/h$ = 300/51 = 5,9 < 6. Иловада келтирилган И.12 жадвалдан деворнинг эгилувчанлиги λ_n ва эластиклик характеристикаси α = 1000 га мос бўлган коэффициент φ = 0,96 .

Девор кўндаланг кесими сиқилган зонасининг баландлиги -

$$h_c = h - 2e_0 = 510 – 75 = 435 \text{ мм}.$$

Девор сиқилган қисмининг эгилувчанлиги –

$$\lambda_{hc} = l_0/h_c = 3000/435 = 6,7.$$

Иловада келтирилган И.12 -жадвалдан α = 1000 ва λ_{hc} = 6,7 қийматлар учун - φ_c = 0,946. У вақтда

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2 = (0,96 + 0,946)/2 = 0,953.$$

I-I кесимда деворнинг юк кўтариш қобилияти (мустаҳкамлиги) –

$$N_u = m_g \times \varphi_1 \times R \times A \cdot (1 - 2e_0/h) \cdot \omega =$$

$$=1\times0,953\times1,1\times1,836\times(1-2\times3,74/51) \times1,073\times(10^3) = 1762,2 \text{ кН}.$$

Деворнинг юк кўтариш қобилияти ташқи юклардан ҳосил бўлган зўриқишлардан катта (N_u = 1762,2 кН > N_{I-I} = 1471,57 кН) бўлганлиги учун деворнинг мустаҳкамлиги I-I кесимда таъминланган.

II-II кесим учун деворнинг ҳисобий баландлиги l_0 = 0,8(H - h_{mb}) = 0,8(3,6 - 0,6) = 2,4 м, эгилувчанлиги эса $\lambda_h = l_0/h = 2,4/0,51 = 4,7 < 6$.

Иловада келтирилган И.12 -жадвалдан φ = 0,987. Девор кўндаланг кесими сиқилган зонасининг баландлиги $h_c = h - 2\times e_0 = 51 - 2\times 2,49 \approx 46,00$ см.

Сиқилган қисм эгилувчанлиги - $\lambda_{hc} = l_0/h_c = 2,4/0,46 = 5,2 < 6$.

Иловада келтирилган И.12 жадвалдан φ_c = 0,976. $\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2 =$ =(0,987 + 0,976)/2 = 0,9815.

II-II кесим бўйича девор мустаҳкамлиги

$$N_u = 1\times 0,9815\times 1,1\times 1,836(1-2\times 2,49/51)\times 1,073\times 10^3 = 1919,25 \text{ кН}.$$

Бу кесимда ҳам деворнинг юк кўтариш қобилияти ташқи юклардан ҳосил бўлган зўриқишдан катта бўлганлиги учун

$$N_u = 1919,25 \text{ кН} > N_{II} = 1496,57 \text{ кН},$$

деворнинг мустаҳкамлиги таъминланган.

Иштихон шаҳри 7 баллик сейсмик туманда жойлашганлиги учун:

1. Ғиштдан тикланган бино қавати сони $n = 4 > 1$ ва бино баландлиги $h > 5$ м бўлганлиги учун бино деворлари темирбетон ўзаклар билан ҚМҚ [9] талабига мос равишда комплекс конструкцияга айлантирилади.

2. Бино деворларнинг кесишган жойлари (бурчаклари) баландлик бўйича ҳар 700 мм дан бўйлама арматурасининг кўндаланг кесим юзаси 1 $см^2$ дан кам бўлмаган арматурали тўр билан жиҳозланади. Тўрнинг узунлиги 1,5 м қабул қилинади.

3. Дераза ва эшик усти тўсинлари девор эни бўйича 350 мм дан кам бўлмаган узунликда ўрнатилади.

3. Ғишт девор остидаги тасма пойдевор ҳисоби

Ғишт девор остидаги тасма пойдеворлар алоҳида йиғма қисмлардан иборат бўлган болишлардан йиғилиб, уларнинг устидан пойдевор блоклари

қуйилади. Блок-болишларнинг шакли тўғри тўртбурчак ва трапеция шаклида қовурғали ва бўшлиқларга эга бўлган узлуксиз бўлиши мумкин. Трапеция шаклидаги кесими тўлиқ блоклар оддий геометрик шаклига эга бўлганлиги учун ва тайёрлаш жиҳатидан бошқа шаклдаги блокларга нисбатан содда бўлганлиги учун кенг қўлланилади. Блок болишлари бир-бирига зич ёки оралари очиқ қилиб ўрнатилади.

Блокларнинг эни кесувчи куч таъсирига ҳисобланиб 200 мм дан кам қабул қилинмайди.

Ҳисобий юклар. Пойдеворнинг 1 м узунлигига мос келадиган ҳисобий юк биринчи қават деворининг II-II кесими сатҳида $N_f = N_{II}/(l_{sb} - b_Д) =$ $=1496,57 /(6,6 - 3) = 415,70$ кН/м, бу ерда ::3 м - деразанинг эни. Биринчи қават девори II-II кесимидан пойдевор блок-болиши устига қўйилган бетон блок сатҳигача бўлган

$h = 2(H - h_{mb})/3 + 100 = 2(3600 - 600)/3 + 100 = 2000 + 100 = 2100$ мм = 2,1 м

баландликдаги ғишт девор оғирлигидан ҳосил бўладиган юк

$$N_{f1} = h \times \delta \times \rho \times 1 \times \gamma_f \times \gamma_n = 2,1 \times 0,51 \times 17 \times 1 \times 1,1 \times 0,95 = 18,1 \; кН/м .$$

Баландлиги h = 1,2 м эни b_b = 0,5 м бўлган пойдевор бетон блоклари 1 м узунлигининг оғирлигидан ҳосил бўладиган юк

$$N_{f1} = b \times h \times 1 \times \rho \times \gamma_f \times \gamma_n = 0,5 \times 1,2 \times 1 \times 24 \times 1,1 \times 0,95 = 15 \; кН/м .$$

Пойдеворга таъсир қиладиган жами ҳисобий юк $\gamma_f > 1$ бўлганда

$$N_f = N_f^{II} + N_{f1} + N_{f2} = 415,7 + 18,1 + 15,0 = 448,8 \text{ кН},$$

$\gamma_f = 1$ бўлганда

$$N_{f(\gamma_f=1)} = N_f / \gamma_m = 448,8 / 1,15 = 390,26 \; кН .$$

Узунлиги 1 м бўлган блок болишнинг эни

$$b_f = \frac{N_{f(\gamma_f=1)}}{R_0 - \rho_m \times d_f} = \frac{390,26}{0,35 \times 10^3 - 20 \times 1,2} = 1,197 \; м .$$

Пойдевор блок-болишининг эни 200 мм га карра этиб b_f = 1,2 м қабул қилинади.

Пойдевор блок-болиши остидаги грунтда ҳосил бўладиган босим

$$p_{sf} = \frac{N_f}{l \cdot b_f} = \frac{448,8}{1 \times 1,2} = 374,0\ кН/м^2 .$$

Бетон блок қирраси бўйича болиш кесимидаги кесувчи куч

$$Q = \frac{p_{sf} \cdot l(b_f - b_b)}{2} = \frac{374,0 \times 1 \times (1,2 - 0,5)}{2} = 130,9 \approx 131\ кН .$$

Бетон синфи В15 бўлган блок-болишнинг ишчи баландлиги

$$h_0 = \frac{Q}{\varphi_{b3} \times R_{bt} \times b} = \frac{131 \times 10^3}{0,6 \times 0,9 \times 0,75 \times 1000} = 323\ мм .$$

Тўлиқ баландлиги $h = h_0 + a$ =321+30=351мм. h = 350 мм қабул қилинади.

Блок-болиш босилишга текшириб кўрилади. Босувчи куч

$$F = N_f - p_{sf} \cdot l(b_b + 2h_0) = 448,8 - 374,0 \cdot 1(0,5 + 2 \times 0,30) = 37,4\ кН .$$

Қуйидаги $F \le \alpha \cdot R_{bt} \cdot U_m h_0$ шарт текширилади

$$37,4\ кН < 0,6 \times 0,9 \times 0,75 \times 3,6 \times 0,3(10^3) = 437,4\ кН,$$

бу ерда ::b_m =2(h_{cf} +h_o) + (1+1)=2(0,5+0,30) + 2 = 3,6 м; 1-пойдевор узунлиги.

Бетон блок қирраси бўйича пойдевор болиши кесимидаги эгувчи момент

$$M = p_{sf}(b_f - b_b)^2 /8 = 374,0(1,2 - 0,5)^2 /8 = 22,9\ кН \cdot м.$$

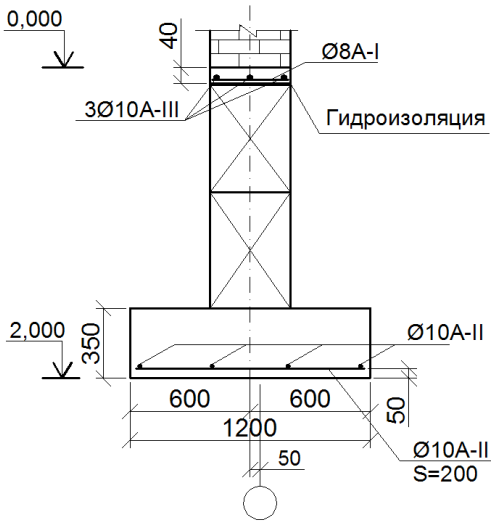
Пойдевор 1 м узунлиги бўйича талаб қилинадиган арматура кесим юзаси

$$A_s = M/(R_s \times 0,9 \times h_0) = 22,9 \times 10^6/(280 \times 0,9 \times 300) = 302,9\ мм^2.$$

Пойдевор болишини жиҳозлаш учун 1 м узунлик бўйича 5 ∅ 10 А300 (A_s = 393 мм^2 > 302,9 мм^2) стержен қабул қилинади. Стерженлар қадами S = 200 мм. Конструктив арматура қадами S = 350 мм, ∅ 10 А300.

Тасма пойдеворни арматура билан жиҳозланиши IV.51-расмда кўрсатилган.

Йиғма бетон блоклар устидан қалинлиги 40 мм дан кам бўлмаган арматураланган маркаси 100 дан кам бўлмаган цементли қатлам ҳосил қилинади. Бино 7 баллик туманда тикланиши мўлжалланганлиги сабабли 3 ∅ 10 А-III бўйлама арматура қабул қилинади.



IV.52-расм. Тасма пойдеворни арматура билан жиҳозлаш

Бу бўйлама арматуралар ҳар 300…400 мм масофада диаметри 8 мм бўлган кўндаланг арматуралар билан бириктирилади.

АДАБИЁТЛАР РЎЙХАТИ

1. **Акрамов Ҳ.А., Усманов В.Ф.** Корхонада тайёрланадиган қурилиш конструкциялари. Дарслик, ТАҚИ,2019, -461 бет.

2. **Байков В.Н., Сигалов Э.Е.** Железобетонные конструкции. Общий курс. –М.:Стройиздант, 1991, 500 с.

3. **Голышев А.Б., Бачинский В.Я., Полищук В.П.** Железобетонные конструкции. Том II. Строительная механика железобетона. Киев, Логос, 2003, -415 с.

4. **Кузнецов В.С.** Железобетонные и каменные конструкций: Учебное издание. - 2-изд., перераб. и доп. –М.:Издательство АСВ, 2019. -360 с.

5. **Кузнецов Н.В.** Практический расчет рам и каркасов. Киев, изд-во «Будівельник», 1970.

6. **Попов Н.Н., Забегаев А.В.** Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций. –М.:Высшая школа, 1989, 400 с.

7 **Усмонов В.Ф**. Темир-бетон қурилмалари элементларини ҳисоблаш: /Инженерлик қурилиш олий ўқув юртларининг талабалари учун ўқув қўлланма. 2 қисмдан иборат. 1 қисм. Тошкент, 1992. 248 б. 2 қисм. Тошкент, 1992,162 б.

8. **ҚМҚ 2.03.01-96**. Бетон ва темирбетон конструкциялар. Ўзбекистон Республикаси Давархитектқурилишқўм. - Тошкент, 1996 -215 бет.

9**. ҚМҚ 2.01.03-96**. Зилзилавий худудларда қурилиш. /Ўзбекистон Республикаси Давархитектқурилишқўм. -Тошкент: Ибн Сино номидаги ТНМБ, 1995 - 59 бет.

10. **ҚМҚ 2.01.07-96**. Юклар ва таъсирлар. / Ўзбекистон Республикаси Давархитектқурилишқўм. - Тошкент, 1996 -126 бет.

11. **ҚМҚ 2.03.07-98**. Тош ва ўзактошли қурилмалар. (Ўзбекистон Республикаси Давархитектқурилишқўми) - Тошкент шаҳри, 1998,.106 бет.

12. **ҚМҚ 2.02.01-98.** Асос ва пойдеворлар. (Ўзбекистон Республикаси Давархитектқурилишқўми) - Тошкент шаҳри, 1998,.106 бет.

13. **Руководство** по конструированию бетонных и железобетонных

конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). Москва стройиздат, 1978.

14. **Железобетонные конструкции**./Под ред. Полякова Л.П., Лысенко Е.Ф. и Кузнецова Л.В. –Киев. :Вища школа. 1984.-352 с.

15. **Улицкий И.И. и др.** Железобетонные конструкции. Расчет и конструирование. Киев. :Будівельник. 1972.-989 с.

16. **Справочник** проектировщика промышленнх, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2-х кн. Кн. 1. Под ред. А.А.Уманского. Изд.2-е, перераб. и доп. М., Стройиздат, 1972, 600 с.

17. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов: Учеб. пособие для вузов/ П.Ф.Дроздов, М.И.Додонов, Л.Л.Паньшин, Р.Л.Саруханян/Под ред. П.Ф.Дроздова. –М.:Стройиздат, 1986. -351 с.. ил.

18. Шембаков В.А. Сборно-монолитное каркасное домостроение. Издание 5-е. Санкт-Петербург, 2008.

ИЛОВАЛАР

И.1 жадвал. Бетоннинг меъёрий ва ҳисобий қаршиликлари, дастлабки эластиклик модули

Сиқилиш-даги мустаҳкамлиги бўйича бетоннинг синфи	Ўқ бўйича сиқилишдаги призматик мустаҳкамлик, МПа		Ўқ бўйича чўзилишдаги мустаҳкамлик, МПа		Бетоннинг сиқилиш ва чўзилишдаги дастлабки эластик модули, $E_b \times 10^{-3}$, МПа
	меъёрий R_{bn} ва R_{bser}	ҳисобий R_b	меъёрий R_{btn} ва $R_{bt,ser}$	ҳисобий R_{bt}	
B3,5	2,7	2,1	0,39	0,26	9,5/8,5
B5	3,5	2,8	0,55	0,37	13,0/11,5
B7,5	5,5	4,5	0,70	0,48	16,0/14,5
B10	7,5	6,0	0,85	0,57	18,0/16,0
B12,5	9,5	7,5	1,00	0,66	21,0/19,0
B15	11,0	8,5	1,15	0,75	23,0/20,5
B20	15,0	11,5	1,40	0,90	27,0/24,0
B25	18,5	14,5	1,60	1,05	30,0/27,0
B30	22,0	17,0	1,80	1,20	32,5/29,0
B35	25,5	19,5	1,95	1,30	34,5/31,0
B40	29,0	22,0	2,10	1,40	36,0/32,5
B45	32,0	25,0	2,20	1,45	37,5/34,0
B50	36,0	27,5	2,30	1,55	39,0/35,0
B55	39,5	30,0	2,40	1,60	39,5/35,5
B60	43,0	33,0	2,50	1,65	40,0/36,0

Изоҳ. *Суратда табиий қотадиган бетоннинг эластик модули, махражда эса атмосфера босими остида иссиқлик таъсирида ишлов берилган бетон учун эластик модул миқдорлари келтирилган*.

И.2 жадвал. Арматуранинг меъёрий ва ҳисобий қаршиликлари, эластиклик модули

Арматуранинг синфи	Ўқ бўйича чўзилишдаги мустаҳкамлиги, МПа			Ўқ бўйича сиқилишдаги мустаҳкам-лик, МПа	Арматуранинг эластик модули, $E_s \times 10^{-3}$, МПа
	бўйлама		кўндаланг		
	меъёрий R_{sn} ва R_{sser}	ҳисобий R_s	ҳисобий R_{sw}	ҳисобий R_{sc}	
A-I	235	225	175	225	210
A-II	295	280	225	280	210
A-III	390				200
6-8 мм		355	285	355	
10-40 мм		365	290	365	
A-IV	590	510	405	450	190
A-V	785	680	545	500	190
A-VI	980	815	650	500	190
A-VII	1175	980	785	500	190
A-IIIв узайиш ва кучланиш назорат қилинганда	540	490	390	200	180
A-IIIв фақат узайиш назорат қилинганда		450	360	200	180
Вр-I 3 мм	410	375	270, 300*	375	170
4 мм	405	365	265,296*	365	170
5 мм	395	360	260,290*	360	170
B- II, 3 мм	1490	1240	990	400	200
4 мм	1410	1180	940	400	200
5 мм	1335	1110	890	400	200
6 мм	1255	1050	835	400	200
7 мм	1175	980	785	400	200
8 мм	110	915	730	400	200
Вр-II 3 мм	1460	1215	970	400	200
4 мм	1370	1145	915	400	200
5 мм	1255	1045	835	400	200
6 мм	1175	980	785	400	200
7 мм	1100	915	730	400	200
8 мм	1020	850	680	400	200
К-7 6 мм	1450	1210	965	400	180
9 мм	1370	1145	915	400	180
12 мм	1335	1110	890	400	180
15 мм	1295	1080	865	400	180
К-19 14 мм	1410	1175	940	400	180

И.3 жадвал. Кесими тўғри тўртбурчак бўлиб, чўзиладиган зонаси арматура билан жиҳозланган эгиладиган элементларни ҳисоблаш учун жадвал

ξ	ς	α_m	ξ	ς	α_m
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,40	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,966	0,085	0,44	0,78	0,343
0,10	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,50	0,75	0,375
0,15	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,155	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,20	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,20	0,85	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,70	0,65	0,455

И.4 жадвал. Плиталарнинг тақрибий минимал қалинлиги

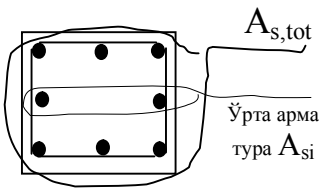
Плита турлари ва таяниш таснифи	Бетон тури	
	оғир	енгил
Тўсинли: эркин таяниш эластик қистирилганда	l_1/35	l_1/30
	l_1/45	l_1/35
	40 мм – том ёпмаларида; 50 мм – турар – жой биноларининг ораёпмаларида; 60 мм саноат биноларининг ораёпмаларида; 80 мм –ўтиш жойи ости ёпмалари учун Синфи В7,5 ва ундан кичик бўлган енгил бетондан тайёрланган плиталар учун	
	80 мм	70 мм
икки йўналишда ишлайдиган: Томонлари бўйича эркин таянганда	l_1/45	l_1/38
худди шундай, эластик қистирилганда	l_1/50	l_1/42
кессон плиталар эркин таянганда	l_1/30	l_1/25
худди шундай, эластик қистирилганда	l_1/35	l_1/30
тўсинсиз ораёпмаларнинг плиталари: капитал усти плиталари билан	l_1/40	l_1/30
худди шундай, капител усти плиталарисиз	l_1/35	l_1/27

ЭСЛАТМА: Бир оралиқли ва ғишт деворга таянувчи плиталар эркин таянган, темирбетон тўсинлар билан яхлит бирлашган плиталар эса эластик қистирилган деб ҳисобланади.

И.5 жадвал. φ_b ва φ_{sb} коэффициентларни аниқлаш учун

l_0/h нисбат	N_g/ N нисбатга мос бўлган φ_b коэффициенти			N_g/ N нисбатга мос бўлган φ_{sb} коэффициенти		
	0	0,5	1	0	0,5	1
6	0,93	0,92	0,92	0,93/0,92	0,92/0,92	0,92/0,92
10	0,91	0,90	0,89	0,91/0,91	0,91/0,90	0,90/0,89
14	0,89	0,85	0,81	0,89/0,87	0,87/0,83	0,86/0,80
16	0,86	0,80	0,74	0,87/0,84	0,84/0,79	0,82/0,74
18	0,83	0,73	0,63	0,84/0,80	0,80/0,72	0,77/0,66
20	0,80	0,65	0,55	0,81/0,75	0,75/0,65	0,70/0,58

Изоҳ: l_0-ҳисобий узунлик; кўп қаватли биноларнинг йиғма устунлари учун $l_0=h$; кўп қаватли биноларнинг ораёпмалари яхлит темирбетондан тикланган бўлса, устунлар учун $l_0=0,7h$, бу ерда ::h – қават бадандлиги. Жадвалда φ_2 ко эффициент учун келтилган каср суратида ўрта арматура стерженлари кесим юзаси $A_{si}< A_{s,tot}/3$ бўлганда, мах ражда эса, $A_{si}\geq A_{s,tot}$ бўлгандаги қийматлари келтирилган.N_g- доимий ва муваққат юкларнинг давомли таъсиридан бўйлама куч;N- тўлиқ юкдан бўйлама куч.



И.6- жадвал. Ферма ва арка элементларининг ҳисобий узунликлари

Элементларнинг тури	Ферма ва арка элементларининг ҳисобий узунлиги l_0
1.Ферма элементлари учун: а) юқори тасма ферма текислигида ҳисобланиб $e_0 < (1/8)h_1$ бўлганда; $e_0 \geq (1/8)h_1$ бўлганда;	 0,9·*l* 0,8·*l*
ферма текислигига перпендикуляр бўлган текисликда ҳисобланганда: фонар остидаги участкалар учун (фонарнинг энг 12 м ва ундан катт бўлганда) бошқа ҳоллар учун	 0,8 *l* 0,9 *l*
б) ҳовон ва устунлар ферма текислигида ҳисобланганда ферма текислигига перпендикуляр бўлган текисликда ҳисобланиб: $b_1/b_2 < 1,5$ бўлганда; $b_1/b_2 \geq 1,5$ бўлганда;	0,8 *l* 0,9 *l* 0,8 *l*
2. Аркалар учун: а) ҳисоб арка текислигида бажарилганда уч шарнирли арка учун икки шарнирли арка учун шарнирсиз арка учун б) ҳисоб арка текислигига перпендикуляр бўлган текисликда бажарилганда	 0,580·L 0,540 L 0,365·L L

И.6- жадвалда қабул қилинган белгилашлар:

l - ферма тугунларининг марказлари орасидаги масофа, ферманинг юқори тасмаси ферма текислигида ҳисобланганда эса, тасма бириктирилган нуқталар орасидаги масофа;

L - арканинг геометрик ўқи бўйича узунлиги, ҳисоб арка текислигида бажарилганда эса, арка бириктирилган нуқталар орасидаги масофа;

h_1 - юқори тасма кесимининг баландлиги;

b_1,b_2- ферма юқори тасмаси кесимининг ва устунининг (ҳавонининг) эни.

И.7 жадвал. Плитанинг 1 м энига тўғри келадиган ишчи стерженларнинг кесим юзалари,см^2

Стерженлар диаметри, мм	Кўндаланг стерженлар қадами, мм							
	100	125	150	200	250	300	350	400
3	0,71	0,57	0,47	0,35	0,28	0,23	0,20	0,18
4	1,26	1,01	0,84	0,63	0,50	0,42	0,36	0,32
5	2,96	1,57	1,31	0,98	0,79	0,65	0,56	0,49
6	2,83	2,26	1,84	1,41	1,13	0,94	0,81	0,71
8	5,03	4,02	3,35	2,51	2,01	1,68	1,44	1,25
10	7,85	6,28	5,23	3,93	3,14	2,61	2,24	1,96
12	11,31	9,05	7,54	5,65	4,52	3,77	3,23	2,82
14	15,39	12,31	10,26	7,69	6,16	5,13	4,44	3,50
16	20,11	16,08	13,40	10,05	8,04	6,70	5,74	5,02
18	25,45	20,36	16,96	12,72	10,18	8,48	7,27	6,36
20	31,42	25,13	20,94	19,71	12,56	10,47	8,97	7,86
22	38,01	30,41	25,33	19,00	15,20	12,66	10,86	9,50
25	49,09	39,27	32,72	24,54	19,64	16,36	14,00	12,49

И.8 жадвал.Тўсинсимон плиталарда тақсимловчи арматура стреженларининг диаметри ва қадами, мм

Ишчи арматуралар стерженларининг диаметри, мм	Тақсимловчи арматуралар стерженларнинг ишчи арматура стерженларининг қуйидаги қийматлардаги қадамига мос келувчи диаметри ва қадами, мм					
	100	125	150	200	250	300
3...4	3/400	3/400	3/400	3/400	3/400	3/400
5	3/350	3/350	3/350	3/350	3/400	3/400
6	3/350	3/350	3/350	3/350	3/400	3/400
8	5/350	5/350	4/350	4/350	3/350	3/350
10	6/350	6/350	5/350	5/350	5/350	5/350
12	6/250	6/300	6/350	6/350	6/350	6/350
14	8/300	8/350	8/350	8/350	8/350	8/350
16	8/250	8/300	8/350	8/350	8/350	8/350
18	10/300	10/350	10/350	8/350	8/350	8/350
20	10/200	10/250	10/300	10/350	10/350	10/350
22	12/250	12/300	10/300	10/350	10/350	10/350
25	14/300	10/200	8/150	8/200	8/250	8/300

И.9 жадвал. Бетон ва темир-бетон конструкциялардан тиклана-диган биноларда ҳисобламасдан қабул қилинадиган температура чоклари орасидаги масофалар

№	Колнструкция тури	Эксплуатация қилиш шароити		
		Иситиладиган бинода ёки грунтда	Иситилмайдиган бинода	Очиқ муҳитда
1	Йиғма бетон	40	35	30
2	Яхлит бетон: а) конструктив талаб бўйича арматураланганда	30	25	20
	б) конструктив бўлмаган талаб бўйича арматураланганда	20	15	10
3	Йиғма синчли темирбетон			
	а) бир қаватли биноларда	72	60	48
	б) кўп қаватли биноларда	60	50	40
4	Йиғма-яхлит ва яхлит темирбетон			
	а) синчли бўлганда	50	40	30
	б) узлуксиз бўлганда	40	30	25

И.10 жадвал. Бетон ва темир-бетон конструкциялардан сейсмик туманларда тикланадиган биноларда ҳисобламасдан қабулқилинадиган температура чоклари орасидаги масофалар

№	Юк кўтарувчи конструкция	Ҳисобий сейсмикликка (балларда) мос бўлган бино узунлиги,м				
		7	8	9	>9	9*
1	Бир қаватли синчли темирбетон бинолар	Носейсмик туманлардагидек И.9-жадвалдан қабул қилинади			36	24
2	Кўп қаватли синчли темирбетон бинолар:					
	а) бикир арматурали яхлит темирбетон	Носейсмик туманлардагидек И.9-жадвалдан қабул қилинади			36	24
	б) яхлит, йиғма-яхлит темирбетондан бикир тугунли фазовий рама	Носейсмик туманлардагидек И.9-жадвалдан қабул қилинади			36	24
	в) йиғма темирбетон	80	60	40	24	18
	г) рама-диафрагмали ва рама-ядроли темирбетон синч	100	80	60	40	30
	г) сейсмик таъсирни қабул қилиувчи ораси пишиқ ғишт , тош ва блоклар билан тўлдирилган темирбетон синч	80	60	40	24	18
	г) ригеллари устунлар билан шарнирли бириккан темирбетон синч	Носейсмик туманлардагидек И.9-жадвалдан қабул қилинади			--	--

И.11-жадвал. Ҳамма хилдаги ғишт ва эни 12 мм гача бўлган тирқиш шаклидаги вертикал бўшлиқли сопол тошдан оғир қоришмага терилган ва қатор баландлиги 50-150 мм бўлган ғишт терименинг сиқилишдаги ҳисобий қаршиликлари R, МПа

Ғишт ёки тош маркаси	Қоришма маркасига мос бўлган R қаршилик								Қоришма мустаҳкамлиги	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2 МПа бўлганда	Нол бўлганда
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
50	-	-	-	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
35	-	-	-	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

Изоҳ: 4... 50 маркали қоришма учун ҳисобий қаршиликлар цементли қаттиқ ва енгил қоришмада (лой ва оҳак қўшмасдан) терилган ғишт ва тош терими учун 0.85 га; органик қўшимчалар қўшилган цементли қоришмада (оҳаксиз ва лойсиз) терилган ғишт ва тош терими учун 0.9 га кўпайтирилади.

И.12-жадвал. Бўйлама эгилиш коэффициенти φ

Эгилувчанлик		Тош-ғишт териминг эластиклик характеристикаси α га мос бўлган бўйлама эгилиш коэффициентлари						
λ_h	λ_i	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0.98	0.94	0.90	0.82
6	21	0.98	0.96	0.95	0.91	0.88	0.81	0.68
8	28	0.95	0.92	0.90	0.85	0.80	0.70	0.54
10	35	0.92	0.88	0.84	0.79	0.72	0.60	0.43
12	42	0.88	0.84	0.79	0.72	0.64	0.51	0.34
14	49	0.85	0.79	0.73	0.66	0.57	0.43	0.28
16	56	0.81	0.74	0.68	0.59	0.50	0.37	0.24
18	63	0.77	0.70	0.63	0.53	0.45	0.32	
22	76	0.69	0.61	0.53	0.43	0.35	0.24	-
26	90	0.61	0.52	0.45	0.36	0.29	0.20	-
30	104	0.53	0.45	0.39	0.32	0.25	0.17	-
34	118	0.44	0.38	0.32	0.26	0.21	0.14	-
38	132	0.36	0.31	0.26	0.21	0.17	0.12	-
42	146	0.29	0.25	0.21	0.17	0.14	0.09	-
46	160	0.21	0.18	0.16	0.13	0.10	0.07	-
50	173	0.17	0.15	0.13	0.10	0.08	0.05	-
54	187	0.13	0.12	0.10	0.08	0.06	0.04	-
Изоҳ: Эгилувчанликнинг оралик қийматларида φ коэффициенти интерполяция бўйича олинади.								

И.13 жадвал. Таранглаштирилмаган арматуранинг анкерланишини аниқлаш учун коэффициентлар

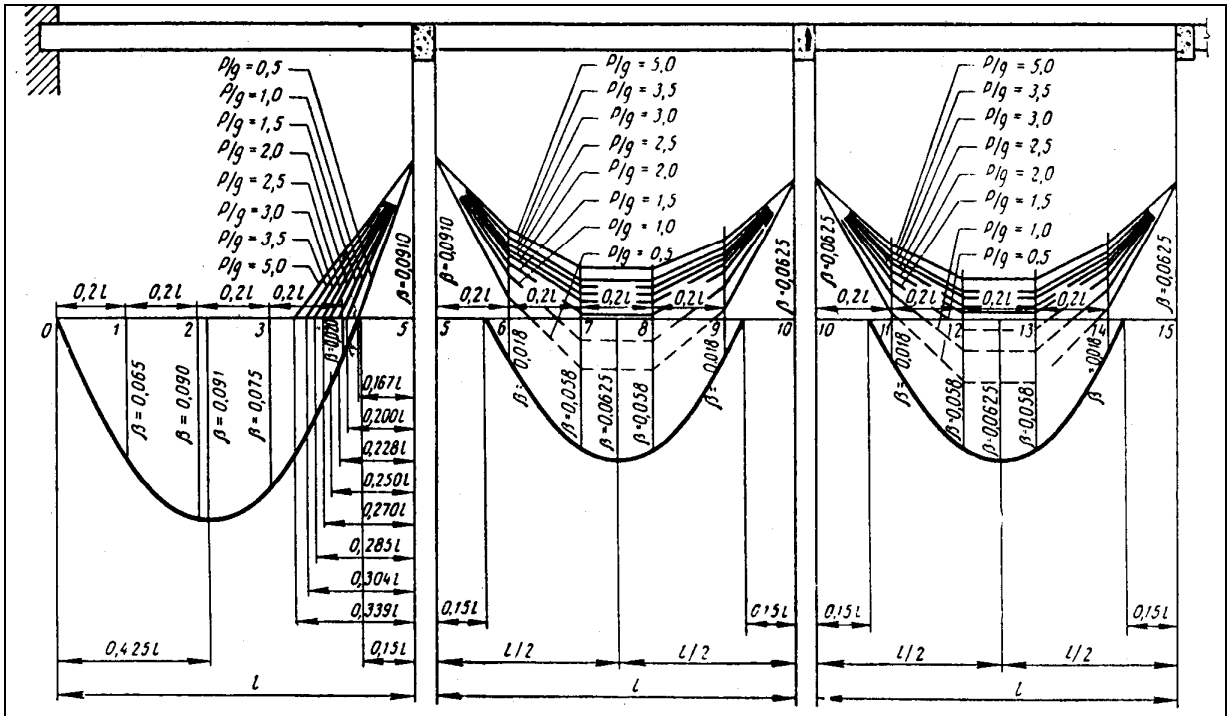
Таранглаштирилмаган арматуранинг ишлаш шароити	Таранглаштирилмаган арматуранинг анкерланишини аниқлаш учун коэффициентлар							
	қовурғали арматура				силлиқ арматура			
	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an} шундан кам эмас	l_{an},мм шундан кам эмас	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an} шундан кам эмас	l_{an},мм шундан кам эмас
1. Арматуранинг бириктирилиши а) чўзилган арматура чўзилган бетонга маҳкамланган	0,7	11	20	250	1,2	11	20	250
б) сиқилган ёки чўзилган арматура сиқилган бетонга маҳкамланган	0,5	8	12	200	0,8	8	15	200
2. Арматуралар бир-бирининг устига ўтказилиб: а) чўзилган бетонга жойлаштирилганда	0,9	11	20	250	1,55	11	20	250
б) сиқилган бетонга жойлаштирилганда	0,65	8	15	200	1,0	8	15	200

И.14. Темир-бетон консрукциялар учун арамтураларнинг кўндаланг кесим юзалари

Номинал диаметр, мм	Стерженлар ва арматураларнинг сони									1 м узунликдаги арамтуранинг ҳисобий массаси, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
	бўлганда кўндаланг кесимнинг ҳисобий юзаси, мм^2									
Симли ва стерженли арматура										
3	7,1	14,1	21,7	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,1	0,144
6	28,3	57	85	113	141	198	226	226	254	0,222
8	50,3	105	151	201	251	302	352	402	453	0,395
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	4321	2,984
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4925	5542	4,83
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865
Еттита симдан ўралган К-7 синфли арқон										
4,5(1,5)	12,7	25,4	38,1	50,8	63,5	76,2	88,9	101,6	114,4	0,1
6(2)	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5	136,2	158,9	181,6	204,3	0,173
7,5(2,5)	35,4	70,8	106,2	141,6	177	212,4	247,8	283,2	318,6	0,279
9(3)	51	102	153	204	255	306	357	408	459	0,402
12(4)	90,6	181,2	271,8	362,4	453	543,6	643,2	724,8	815,4	0,714
15(5)	141,6	283,2	424,8	566,4	708	849,6	991,2	1132,8	1274,4	1,116
Ўн тўққизта симдан К-19 синфли арқон										
14(3)	128,7	257,4	386,1	514,8	643,5	772,2	901	1029,6	1158,3	1,02

Изоҳ: Қавс ичида ўраладиган симнинг диаметри берилган

И.15 жадвал. $M = \beta (g + p)l^2 = \beta q l^2$ момент манфий ординаталарини аниқлаш учун β коэффициенти қийматлари



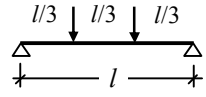
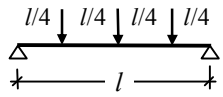
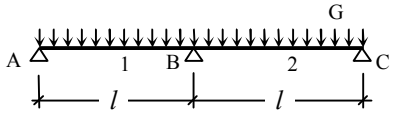
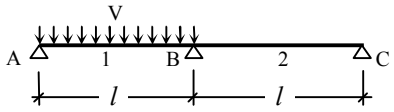
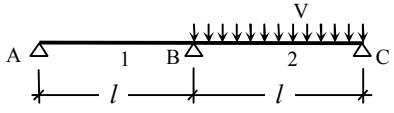
И.1-расм.

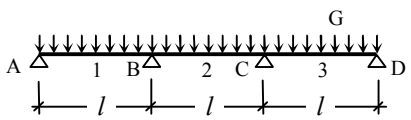
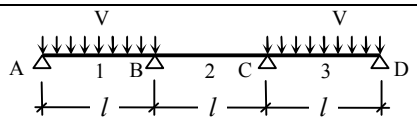
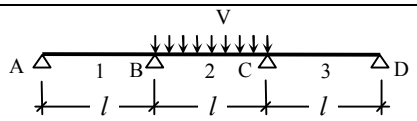
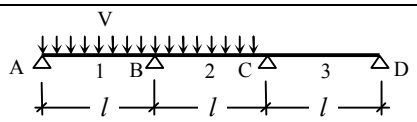
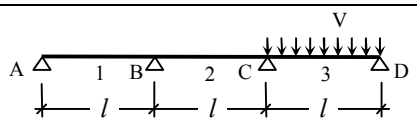
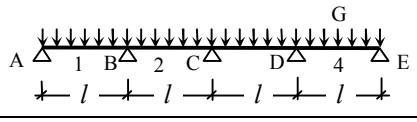
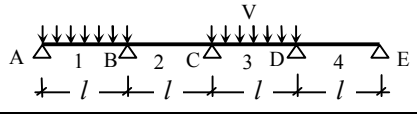
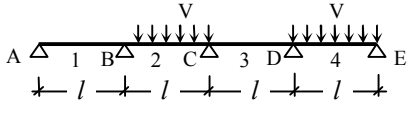
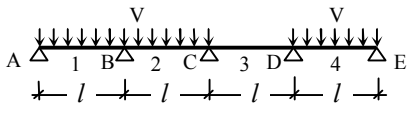
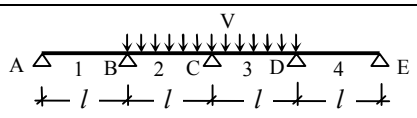
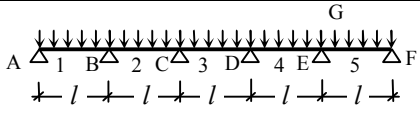
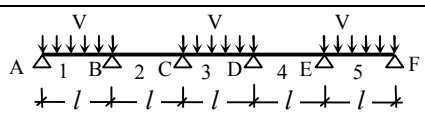
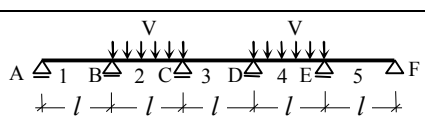
p/g	Нуқталар номерлари									
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,5	-0,091	-0,025	+0,011	+0,016	-0,008	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003
1,0	-0,091	-0,035	-0,005	+0,001	-0,018	-0,0625	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013
1,5	-0,091	-0,041	-0,014	-0,008	-0,024	-0,0625	-0,019	+0,004	+0,004	-0,019
2,0	-0,091	-0,045	-0,020	-0,014	-0,028	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,023	-0,023
2,5	-0,091	-0,048	-0,023	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025
3,0	-0,091	-0,050	-0,027	-0,022	-0,033	-0,0625	-0,028	-0,010	-0,010	-0,028
3,5	-0,091	-0,052	-0,030	-0,025	-0,035	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029
4,0	-0,091	-0,053	-0,032	-0,026	-0,036	-0,0625	-0,030	-0,015	-0,015	-0,030
4,5	-0,091	-0,054	-0,033	-0,028	-0,037	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032
5,0	-0,091	-0,055	-0,035	-0,029	-0,038	-0,0625	-0,033	-0,013	-0,018	-0,033

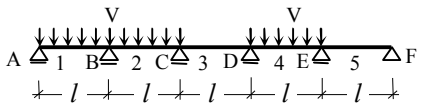
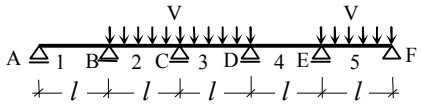
И.16- жадвал. η коэффициент миқдори

Эгилувчанлик		Лойдан тайёрланган ғишт ва сопол тош; тошдан ва оғир бетондан тайёрланган йирик блок; ҳамма хилдаги табиий тошдан		Силикат ғиштдан ва силикат тошлардан; ғовак тўлдирувчи бетон тошлардан; ковакли йирик бетон блоклардан	
λ_h	λ_i	бажарилган терим учун η коэффициенти			
		бўйлама арматуралаш фоизи			
		≤0,1	≥0,3	≤0,1	≥0,3
≤10	≤35	0	0	0	0
12	42	0,04	0,03	0,05	0,03
14	49	0,08	0,07	0,09	0,08
16	56	0,12	0,09	0,14	0,11
18	63	0,15	0,13	0,19	0,15
20	70	0,20	0,16	0,24	0,19
22	76	0,24	0,20	0,29	0,22
24	83	0,27	0,23	0,33	0,26
26	90	0,31	0,26	0,38	0,30
Изох: арматураланмаган ғишт терими учун η коэффициентнинг миқдори 0,1% ва ундан кам миқдорда арматураланган ғишт теримидагидек олинади. Арматуралаш фоизи 0,1% ва ундан катта ва 0,3%дан кичик бўлганда η коэффициентининг миқдори интерполяция бўйича олинади.					

И.17-жадвал. Тенг равоқли тўсинлардаги эгувчи моментлар ва кесувчи кучларнинг қиймати [16]

Тўсинларни юклаш схемалари	Таянчлардаги эгувчи момент қийматлари	Юкланган равоқларда кучларнинг жойланиши	
			
Икки равоқли тўсин			
	M_B	-0,333Gl	-0,469Gl
	Q_{1A}	0,667G	1,104G
	B(max)	2,667G	3,792G
	Q_{1B}	-1,333G	-1,896G
	M_B	-0,167Vl	-0,198Vl
	Q_{1A} (max)	0,667V	1,104V
	M_B	-0,167Vl	-0,198Vl
	Q_{1A} (max)	0,167V	0,198V

Уч равоқли тўсин			
	$M_B = M_C$	-0,267Gl	-0,375Gl
	Q_{1A}	0,733G	1,183G
	Q_{1B}	-1,267G	-1,817G
	$Q_{2B} = Q_{2C}$	1,000G	1,500G
	$M_B = M_C$	-0,133Vl	-0,158Vl
	M_C	-0,133Vl	-0,188Vl
	M_B	-0,133Vl	-0,188Vl
	M_C	-0,133Vl	-0,188Vl
	M_B	-0,311Vl	-0,438Vl
	M_C	-0,089Vl	-0,125Vl
	M_B	+0,044Vl	+0,063Vl
	M_C	-0,178	-0,250Vl
Тўрт равоқли тўсин			
	M_B	-0,286Gl	-0,402Gl
	M_C	-0,190Gl	-0,268Gl
	M_B	-0,143Vl	-0,201Vl
	M_C	-0,095Vl	-0,134Vl
	M_B	-0,321Vl	-0,452Vl
	M_C	-0,048Vl	-0,067Vl
	$M_д$	-0,155Vl	-0,218Vl
	M_B	-0,095Vl	-0,134Vl
	M_C	-0,286Vl	-0,402Vl
	$M_д$	-0,095Vl	-0,134Vl
			
Беш равоқли тўсин			
	M_B	-0,281Gl	-0,395Gl
	M_C	-0,211Gl	-0,296Gl
	$M_д$	-0,211Gl	-0,296Gl
	M_B	-0,140Vl	-0,197Vl
	M_C	-0,105Vl	-0,148Vl
	$M_д$	-0,105Vl	-0,148Vl
	M_B	-0,140Vl	-0,197Vl
	M_C	-0,105Vl	-0,148Vl
	$M_д$	-0,105Vl	-0,148Vl

	M_B	-0,319Vl	-0,449Vl
	M_C	-0,057Vl	-0,081Vl
	$M_д$	-0,118Vl	-0,166Vl
	M_E	-0,137Vl	-0,193Vl
	M_B	-0,093Vl	-0,130Vl
	M_C	-0,297Vl	-0,417Vl
	$M_д$	-0,054Vl	-0,076Vl

Изоҳ: Тўсин равоқларидаги эгувчи моментларининг қийматларини топиш учун таянчлардаги эгувчи момент эпюрасига мос бўлган икки таянчда ётган тўсинни шу юклар билан юклангандаги момент эпюраси қўшилади

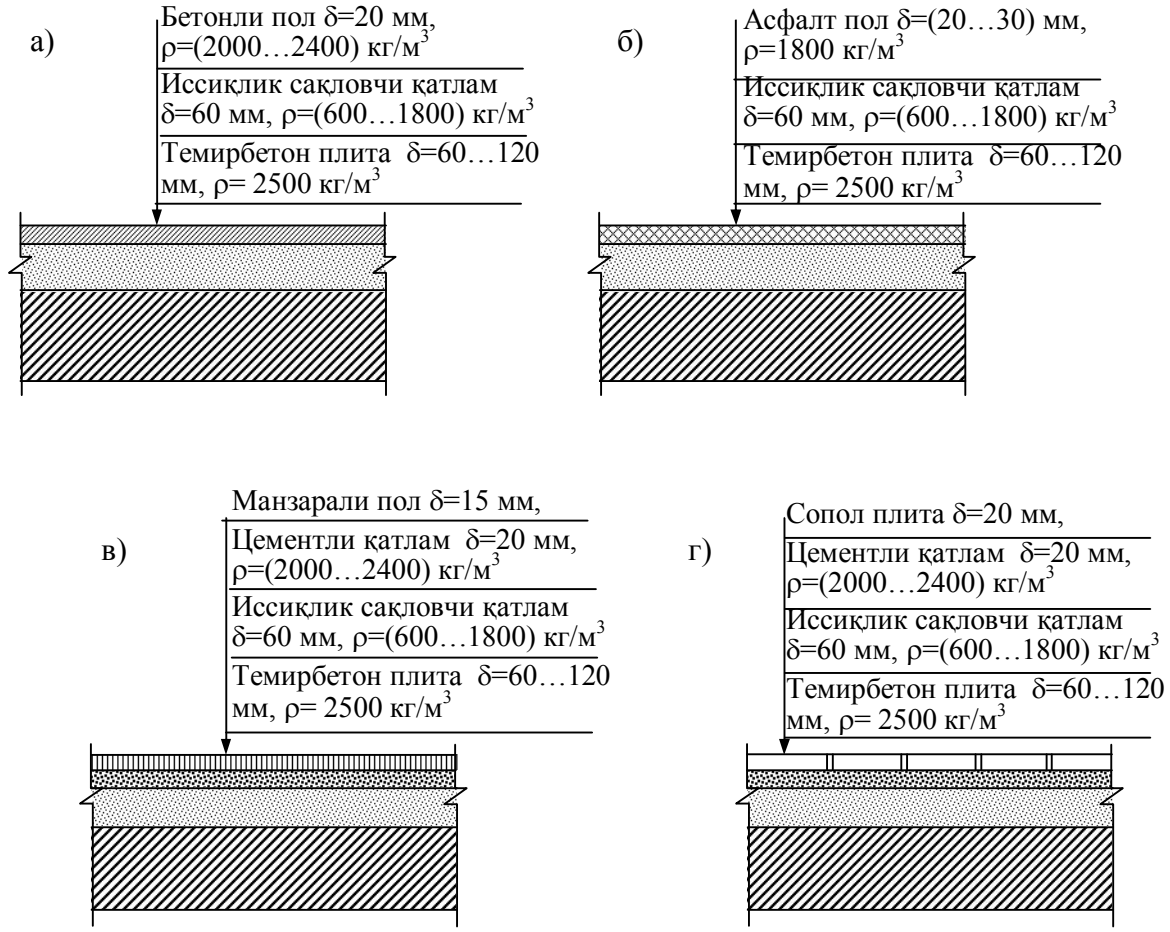
И.18-жадвал. Қиш мавсумидаги ўртача ойлик манфий ҳарорат йиғиндисининг абсолют қийматлари ΣT_M

Шаҳарлар	ΣT_M	Шаҳарлар	ΣT_M	Шаҳарлар	ΣT_M
Актюбинск	55,6	Киев	15,0	Екатиренбург	56,4
Андижон	3,0	Семипалатинск	63,9	Киров	52,4
Армавир	6,9	Кирвоград	14,3	Симферополь	1,7
Архангелск	58,4	Кишинев	6,9	Смоленск	27,7
Ашгабат	1,0	Комс.-на-Амуре	88,7	Сочи	1,0
Боку	1,0	Краснодар	0,7	Ставрополь	7,8
Белгород	22,6	Красноярск	64,5	Суми	23,5
Благовещенск	85,6	Самара (Куйбиш	48,4	Таллин	15,5
Братск	87,9	Курган	63,6	Тошкент	1,0
Брест	10,2	Курск	27,5	Тбилиси	1,0
Брянск	27,2	Кустанай	60,1	Томск	74,0
Бухоро	1,0	Хўжанд	,0	Тула	33,7
Витебск	23,6	Санкт-Питербург	25,4	Турғай	59,9
Вильюнс	14,4	Липец	32,8	Тюмень	61,2
Владимир	39,0	Львов	11,8	Ульяновск	48,3
Волгоград	26,3	Магадан	98,2	Урганч	8,8
Вологда	42,4	Минск	20,0	Усть-Каменогорск	53,2
Воронеж	30,4	Москва	34,3	Усть-Хайрюзово	64,5
Луганск	16,8	Мурманск	41,8	Уфа	53,2
Гомель	18,3	Нальчик	10,5	Ухта	47,2
Ниж.Новгород	42,0	Наманган	3,4	Фарғона	3,2
Гродно	13,0	Николаев	7,5	Фрунзе	8,8
Жиззах	1,0	Новгород	28,5	Хабаровск	74,6
Днепропетровск	13,3	Новосибирск	73,6	Харьков	20,7
Донецк	18,0	Нукус	14,2	Херсон	6,6
Душанбе	1,0	Одесса	4,5	Хива	8,8
Ереван	6,2	Омск	74,2	Целиноград	67,3
Запорожье	11,4	Оренбург	52,6	Черкасси	15,3
Иваново	42,1	Пенза	42,2	Черновци	10,9
Иркутск	78,4	Пермь	55,2	Чимкент	3,8
Ича	53,3	Петрозаводск	36,8	Чирчиў	1,0
Қозон	49,1	Петропавловск	71,3	Элиста	17,0
Китоб	1,0	Петропавловск-		Эльтон	32,2
Қарши	1,0	Камчатка	30,6	Южно-Сахалинск	44,4

Шаҳарлар	$\Sigma T_м$	Шаҳарлар	$\Sigma T_м$	Шаҳарлар	$\Sigma T_м$
Калуга	33,9	Ровно	12,4	Янаул	56,8
Караганда	57,0	Ростов-на-Дону	13,9	Ярекск	56,7
Кемерово	73,6	Рязань	35,1	Ярославль	41,4
Керчь	1,3	Самарқанд	1,0		
Оҳангарон	1,5	Саратов	39,5		
Бухоро	1,0	Ангрен	9,4		
Денов	1,0	Бекобод	3,1		
Олма-Ота	17,8	Чоржу	1,0		

И.19-жадвал. Биноларнинг иссиқлик режимини эътиборга оладиган K_h коэффициент қийматлари

Биноларнинг конструктив хусусиятлари	Хонанинг ташқи девори ва устки пойдевори сатҳидаги ҳавонинг ҳисобий ўртача ҳарорати			
	5^0C	10^0C	15^0C	20^0C
1. Ертўласи бўлмаган биноларнинг поли:				
а-грунтга ўрнатилган бўлса	0,8	0,7	0,6	0,5
б-грунтга қўйилган лагаларга ўрнатилган бўлса	0,9	0,8	0,7	0,6
в-цокол ораёпмасига ўрнатилган бўлса	1,0	0,9	0,8	0,7
2. Ертўлали бинолар учун	0,7	0,6	0,5	0,4



И.2 - расм. Пол конструкциялари:
а – бетон пол; б – асфалт пол; в – манзарали пол; г – сопол плитали пол.

МУНДАРИЖА

КИРИШ **3**
I БЎЛИМ. ТЕМИРБЕТОН ВА ТОШ КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ЛОЙИҲАЛАШ АСОСЛАРИ **4**
1. ТЕМИРБЕТОН ВА ТОШ КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ҲИСОБЛАШ ВА ЛОЙИҲАЛАШ ТАРТИБИ **4**
1.1. Темирбетон конструкцияларини ҳисоблаш ва лойиҳалашнинг мақсади, вазифалари 4
1.2. Темирбетон конструкцияларга қўйиладиган талаблар 4
2.ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР ҲАҚИДА УМУМИЙ МАЪЛУМОТЛАР **6**
2.1. Темирбетоннинг моҳияти 6
2.2. Темирбетон афзалликлари ва камчиликлари 7
2.3. Темирбетоннинг ишлатиш соҳалари 8
2.4. Темирбетон конструкцияларининг ривожланиш тарихи 9
3. ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ ЧЕГАРАВИЙ ҲОЛАТЛАР БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ **12**
3.1. Чегаравий ҳолатлар бўйича ҳисоблашнинг моҳияти 12
3.2. Чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи бўйича ҳисоблаш 12
3.3. Чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича ҳисоблаш 13
4. ЮКЛАР ВА ТАЪСИРЛАР **14**
4.1. Юкларнинг турлари 14
4.2. Доимий юклар 14
4.3. Вақтинчалик юклар 14
4.4. Муҳим юклар 15
4.5. Монтаж юклар 15
4.6. Юкларнинг меъёрий ва ҳисобий қийматлари 15
4.7. Юклар жамланмаси 17
5. БЕТОННИНГ ФИЗИК-МЕХАНИК ХОССАЛАРИ **17**
5.1. Бетоннинг таркиби 17
5.2. Бетоннинг мустаҳкамлиги 20
5.3. Бетоннинг кубик мустаҳкамлиги 20
5.4. Бетоннинг призматик мустаҳкамлиги 22
5.5. Бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги 22
5.6. Бетоннинг деформацияси 25
5.7. Бетоннинг синфи ва маркалари 37
6. АРМАТУРАНИНГ ФИЗИК-МЕХАНИК ХОССАЛАРИ **38**
6.1. Арматуранинг вазифаси 38
6.2. Арматуранинг турлари 38
6.3. Арматуранинг физик-механик хоссалари 40
6.4. Арматура таснифи 47
6.5. Арматуралаш усуллари 49
7. ТЕМИРБЕТОН **51**
7.1. Арматура билан бетоннинг боғланиши 51
7.2. Арматураларнинг бетонга анкерланиши 53
8. БЕТОН ВА АРМАТУРАНИНГ МЕЪЁРИЙ ВА ҲИСОБИЙ ҚАРШИЛИКЛАРИ **55**
8.1. Бетон меъёрий ва ҳисобий қаршиликлари 55
8.2. Арматуранинг меъёрий ва ҳисобий қаршиликлари 58
9. ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР КУЧЛАНИШ- ДЕФОРМАЦИЯЛАНИШ ҲОЛАТИНИНГ БОСҚИЧЛАРИ **60**
9.1. Кучланиш-деформацияланиш ҳолатининг биринчи босқичи 60
9.2. Кучланиш-деформацияланиш ҳолатининг икинчи босқичи 62

9.3. Кучланиш-деформацияланиш ҳолатининг учинчи босқичи 63
10. ОЛДИНДАН ЗЎРИҚТИРИЛГАН ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР 64
10.1. Олдиндан зўриқтиришнинг моҳияти 64
10.2. Олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкцияларнинг афзалликлари 65
11. ОЛДИНДАН ЗЎРИҚТИРИЛГАН ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШ 66
11.1. Олдиндан зўриқтириш усуллари 66
11.2. Арматурани таранглаш усуллари 68
11.3. Таранглаштирилган арматурадаги дастлабки кучланишларнинг йўқолиши 69
11.4. Олдиндан зўриқтирилган конструкция элементларидаги кучланишларни аниқлаш 77
12. ЭГИЛАДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШНИНГ ЎЗИГА ХОС ХУСУСИЯТЛАРИ 82
12.1. Плиталарни лойиҳалаш 82
12.2. Тўсинларни лойиҳалаш 84
12.3. Олдиндан зўриқтириладиган элементларни лойиҳалаш 88
13. ЭГИЛАДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ НОРМАЛ КЕСИМ БЎЙИЧА МУСТАҲКАМЛИККА ҲИСОБЛАШ 92
13.1.Бир томонлама арматураланган тўғри тўртбурчак кесимли элементларни ҳисоблаш 93
13.2. Икки томонлама арматураланган тўғри тўртбурчак кесимли элементларни ҳисоблаш 97
13.3.Тавр кесимли элементларни ҳисоблаш 99
14. ЭГИЛАДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ҚИЯ КЕСИМ БЎЙИЧА МУСТАҲКАМЛИККА ҲИСОБЛАШ 102
14.1. Қия кесим мустаҳкамлигини кесувчи куч таъсирига ҳисоблаш 105
14.2. Қия кесим мустаҳкамлигини эгувчи момент таъсирига ҳисоблаш 110
15. СИҚИЛИШГА ИШЛАЙДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШНИНГЎЗИГА ХОС ХУСУСИЯТЛАРИ 112
15.1. Сиқиладиган элементлар тўғрисида умумий маълумотлар 112
15.2. Сиқилишга ишлайдиган элементларни лойиҳалаш ва арматуралаш 115
16. СИҚИЛИШГА ИШЛАЙДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ МУСТАҲКАМЛИККА ҲИСОБЛАШ 117
16.1. Тасоддифий елка билан сиқиладиган элементлар 117
16.2. Ҳисобий елка билан номарказий сиқиладиган элементлар 119
16.3. Сиқиладиган элементларнинг бўйлама эгилишини ҳисобга олиш 122
16.4. Сиқиладиган элементлар арматуралари кесимининг юзаларини аниқлаш 125
17. ЧЎЗИЛАДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШ ВА ҲИСОБЛАШ 126
17.1. Чўзиладиган темирбетон элементлар тўғрисида умумий маълумотлар 126
17.2. Марказий ва нормарказий чўзиладиган элементларни мустаҳкамлик бўйича ҳисоблаш 127
18. ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ЁРИҚБАРДОШЛИК БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ 131
18.1. Темирбетон элементлар ёриқбардошлиги тўғрисида умумий маълумотлар 131
18.2. Марказий чўзиладиган элементлар ёриқбардошлигини ҳисоблаш 133
18.3. Эгиладиган элементлар ёриқбардошлигини нормал кесимлар бўйича ҳисоблаш 135
18.4. Эгиладиган элементлар ёриқбардошлигини қия кесимлар бўйича ҳисоблаш 138
19. ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ЁРИҚЛАРНИНГ ОЧИЛИШИ БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ 139
19.1. Умумий ҳолатлар 139
19.2. Нормал ёриқлар кенглигини ҳисоблаш 139

19.3. Қия ёриқлар кенглигини ҳисоблаш 140
19.3. Ёриқларнинг ёпилиши бўйича ҳисоблаш 141
20. ЭГИЛАДИГАН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ДЕФОРМАЦИЯ БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ .. 143
20.1. Чўзилиш зонасида ёриқлар пайдо бўлмаган участкаларнинг эгрилигини ҳисоблаш 143
20.2. Чўзилиш зонасида ёриқлар пайдо бўлган участкаларнинг эгрилигини ҳисоблаш 145
20.3. Салқиликни аниқлаш 148
21. ЯССИ ТЕМИРБЕТОН ОРАЁПМАЛАР 150
21.1. Умумий маълумотлар 150
21.2. Тўсинли йиғма ораёпмалар 153
21.3. Ораёпманинг йиғма темирбетон панелларини лойиҳалаш 154
21.4. Тўсинсиз яхлит ораёпмалар 160
22. ҚОВУРҒАЛИ ЯХЛИТ ОРАЁПМАЛАР 166
22.1. Ораёпманинг конструктив схемаси 166
22.2. Тўсин плитали қовурғали яхлит ораёпма 167
22.3. Плита, ёрдамчи тўсин ва бош тўсинни лойиҳалаш 167
23. ТОМОНЛАРИ БЎЙИЧА ТАЯНГАН ПЛИТАЛИ ҚОВУРҒАЛИ ЯХЛИТ ОРАЁПМАЛАР 177
23.1. Ораёпманинг конструктив схемаси 177
23.2. Томонлари билан таянган плитани лойиҳалаш 177
23.3. Тўсинларни лойиҳалаш 180
24. ЗАМИН ВА ПОЙДЕВОРЛАР 181
24.1. Грунт ва пойдеворлар турлари 181
24.2. Асос ва пойдеворларни лойиҳалаш асослари 184
24.3. Асосларни юк кўтариш қобилияти бўйича ҳисоблаш 185
25. ПОЙДЕВОРЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШ, ҲИСОБЛАШ ВА АРМАТУРАЛАШ АСОСЛАРИ 187
25.1. Пойдеворлар тўғрисида умумий маълумотлар 187
25.2. Устун ости пойдеворлари. Марказий ва номарказий юкланган алоҳида пойдеворлар 188
26. ТАБИИЙ ЗАМИНДА САЁЗ ЖОЙЛАШГАН ПОЙДЕВОРЛАР 197
26.1. Марказий юкланган якка пойдеворларни ҳисоблаш 197
26.2. Номарказий юкланган якка пойдеворларни ҳисоблаш 201
27. МАХСУС ШАРОИТДА ТИКЛАНАДИГАН ПОЙДЕВОРЛАР 203
27.1. Чўкишга мойил грунтларда тикланадиган пойдеворларни лойиҳалашнинг ўзига хос хусусиятлари 203
27.2. Зилзилавий худудларда тикланадиган пойдеворларни лойиҳалашнинг ўзига хос хусусиятлари 205
28. ЯХЛИТ ПОЙДЕВОРЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШ, ҲИСОБЛАШ ВА АРМАТУРАЛАШ АСОСЛАРИ 206
28.1. Тасмасимон ва плита шаклидаги пойдеворлар 206
28.2. Устун ости пойдеворлари. Марказий ва номарказий юкланган алоҳида пойдеворлар 210
29. ТОШ-ҒИШТ КОНСТРУКЦИЯЛАРИ 216
29.1. Тош-ғишт конструкцияларнинг ривожланиш тарихи 216
29.2. Тош-ғишт конструкциялар учун ишлатиладиган материалларнинг физик-механик характеристикалари 219
1. Умумий маълумотлар 219
2. Қўлда териладиган тош-ғишт ашёлар 220
3. Ғишт терименинг сиқилишдаги кучланганлик ҳолати 223
29.3. Тош-ғишт конструкцияларни ҳисоблаш 225
1. Марказий сиқиладиган элементлар 225

2. Номарказий сиқиладиган элементлар 227
30. АРМАТУРАЛАНГАН ТОШ-ҒИШТ КОНСТРУКЦИЯЛАРИ 228
30.1. Умумий маълумотлар 228
30.2. Тўр билан кўндаланг равишда арматураланган элементлар 230
31. БИР ҚАВАТЛИ СИНЧЛИ БИНОЛАР КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ЛОЙИҲАЛАШ 231
31.1. Умумий маълумотлар 231
31.2. Кўндаланг рама ҳисоби 238
32. КЎП ҚАВАТЛИ СИНЧЛИ БИНОЛАР КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ЛОЙИҲАЛАШ 250
32.1. Кўп қаватли саноат бинолар 250
32.2. Кўп қаватли граждан бинолари 252
32.3. Рамали конструктив схемага эга бўлган бинолар ҳисоби 258
32.4. Рама-диафрагмали конструктив схемага эга бўлган бинолар ҳисоби 260
32.5. Рама-ядроли конструктив схемага эга бўлган бинолар ҳисоби 262
32.6. Рамаларни вертикал юклар таъсирига ҳисоблаш 263
32.7. Рамаларни горизонтал юклар таъсирига ҳисоблаш 266
II БЎЛИМ. ТЕМИРБЕТОН ВА ТОШ-КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ АМАЛИЙ ҲИСОБЛАШ 268
1. ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРИ УЧУН МАТЕРИАЛЛАР 268
2. АРМАТУРАНИНГ БЕТОНГА АНКЕРЛАШ ЗОНАСИНИ АНИҚЛАШ 274
3. БЕТОН КИРИШИШИНИНГ ТЕМИРБЕТОНГА ТАЪСИРИ 275
4. БЕТОН СИРПАНУВЧАНЛИГИНИНГ ТЕМИРБЕТОНГА ТАЪСИРИ 277
5. ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ ҲИСОБЛАШ УСЛУБЛАРИ 278
5.1. Рухсат этилган кучланишлар услуби 279
5.2. Бузувчи зўриқишлар услуби 281
5.3. Чегаравий ҳолатлар услуби 284
5.3.1. Юкларни аниқлаш 284
5.3.2. Мустаҳкамликни нормал кесимлар бўйича ҳисоблаш 289
5.3.3. Мустаҳкамликни қия кесимлар бўйича ҳисоблаш 299
6. СИҚИЛАДИГАН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ҲИСОБЛАШ 303
7. ОЛДИНДАН ЗЎРИҚТИРИЛАДИГАН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ҲИСОБЛАШ 313
7.1. Арматурани таранглашдаги кучланишларни тайинлаш 313
7.2. Кесим геометрик характеристикаларини аниқлаш 314
7.3. Таранглаштирилган арматурадаги кучланишларнинг камайишини аниқлаш 316
7.4. Кесимларни дарз кетишга текшириш 319
8. ДЕФОРМАЦИЯ БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ 321
III ҚИСМ. ЛАБОРАТОРИЯ МАШҒУЛОТЛАРИ 324
III.1. ЛАБОРАТОРИЯ ИШИ №1 325
III.2. ЛАБОРАТОРИЯ ИШИ №2 333
IV БЎЛИМ. КУРС ЛОЙИҲАСИ 344
1. Лойиҳалаш бўйича кўрсатмалар 344
2. Лойиҳалаш учун маълумотлар 346
3. Ораёпмани жойлаштириш. Вариантларни таққослаш 347
IV.1. ПАЙВАНДЛАНГАН ТЎР ВА СИНЧЛАР БИЛАН ЖИҲОЗЛАНГАН ЭЛЕМЕНТЛАР ҲИСОБИ (1 ВАРИАНТ). 349
А. Плитани ҳисоблаш ва қурилмалаш 349
1. Ҳисобий равоқлар ва юклар 349
2. Ҳисобий зўриқишларни аниқлаш 350
3. Кесим мустаҳкамлигини ҳисоблаш 352
4. Плитани қурилмалаш. 353
Б. ЁРДАМЧИ ТЎСИННИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ 359

1. Ҳисобий схема.....359
2. Ҳисобий зўриқишларни аниқлаш.....360
3. Бўйлама арматура ҳисоби.....363
4. Кўндаланг арматура ҳисоби.....366
5. Ёрдамчи тўсинни қурилмалаш.....367
В. БОШ ТЎСИННИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ.....377
1. Ҳисобий схема. Юкларни ҳисоблаш.....377
2. Ҳисобий зўриқишларни аниқлаш.....380
3. Бўйлама арматура ҳисоби.....392
4. Кўндаланг арматура ҳисоби.....393
5. Бош тўсинни қурилмалаш.....396
Г. УСТУННИ ҲИСОБЛАШ.....401
1. Юкларни ҳисоблаш.....401
2. Арматура кесим юзасини танлаш.....404
Д. ПОЙДЕВОР ҲИСОБИ.....406
IV-2. БОҒЛАНГАН ТЎР ВА СИНЧЛАР БИЛАН ЖИҲОЗЛАНГАН ЭЛЕМЕНТЛАР ҲИСОБИ (2 ВАРИАНТ).....410
А. ПЛИТАНИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ.....410
1. Бўйлама арматура ҳисоби.....410
2. Плитани қурилмалаш.....411
Б. ЁРДАМЧИ ТЎСИННИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ.....413
1. Бўйлама арматура ҳисоби.....413
2. Кўндаланг ва қия арматуралар ҳисоби.....415
3. Ёрдамчи тўсинни қурилмалаш.....416
В. БОШ ТЎСИННИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ.....423
1. Ҳисобий схема. Юкларни ҳисоблаш.....423
2. Ҳисобий зўриқишларни аниқлаш.....423
3. Бўйлама арматура ҳисоби.....423
4. Кўндаланг ва қия арматуралар ҳисоби.....423
5. Бош тўсинни қурилмалаш.....428
Г. УСТУННИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ.....429
Д. ПОЙДЕВОРНИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ.....429
IV.3.ТОШ -ҒИШТ КОНСТРУКЦИЯСИНИ ЛОЙИҲАЛАШ.....429
1. Юкларни ҳисоблаш.....429
2. Ғишт девор мустаҳкамлиги ҳисоби.....436
3. Ғишт девор остидаги тасма пойдевор ҳисоби.....437
АДАБИЁТЛАР РЎЙХАТИ.....441
ИЛОВАЛАР.....443

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ……...3
I РАЗДЕЛ. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ ОНСТРУКЦИЙ……4
1. ПОРЯДОК ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ……4
1.1. Цели и задачи расчета и проектирования железобетонных конструкций……4
1.2. Требования, предъявляемые к железобетонным конструкциям……4
2. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ……...6
2.1. Сущность железобетона……6
2.2. Преимущества и недостатки железобетона……..7
2.3. Область применения железобетона……...8
2.4. История развития железобетона……9
3. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ……12
3.1. Сущность расчета по предельным состояниям……..12
3.2. Расчет по предельным состояниям первой группы……...12
3.3. Расчет по предельным состояниям второй группы……...13
4. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ ……14
4.1. Виды нагрузок……...14
4.2. Постоянные нагрузки……...14
4.3. Временные нагрузки……14
4.4. Особые нагрузки……...15
4.5. Монтажные нагрузки……15
4.6. Нормативные и расчетные величины нагрузок……15
4.7. Сочетания нагрузок……..17
5. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА ……...17
5.1. Структура бетона……..17
5.2. Прочность бетона……..20
5.3. Кубиковая прочность бетона……...20
5.4. Призменная прочность бетона……22
5.5. Прочность бетона на растяжение……22
5.6. Деформации бетона……25
5.7. Классы и марки бетонов……...37
6. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ АРМАТУРЫ……...38
6.1. Назначение арматуры……...38
6.2. Виды арматуры……38
6.3. Физико-механические свойства арматуры……40
6.4. Классы арматуры……..47
6.5. Способы армирования……49
7. ЖЕЛЕЗОБЕТОН……51
7.1. Сцепление арматуры с бетоном……..51
7.2. Анкеровка арматуры в бетоне……53
8. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА И АРМАТУРЫ……...55
8.1. Нормативные и расчетные сопротивления бетона…… .55
8.2. Нормативные и расчетные сопротивления арматуры……...58
9. СТАДИИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ……60
9.1. Первая стадия напряженно-деформированного состояния……..60
9.2. Вторая стадия напряженно-деформированного состояния……..62
9.3. Третья стадия напряженно-деформированного состояния……...63

10. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ……..64
10.1. Сущность предварительного напряжения……65
10.2. Преимущества предварительного напряженных железобетонных конструкций……65
11. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ……...66
11.1. Методы предварительного напряжения……..66
11.2. Способы предварительного напряжения арматуры……...68
11.3. Потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре……..69
11.4. Определение напряжений в элементах предварительно-напряженных конструкций……77
12. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ……..82
12.1. Проектирование плит……82
12.2. Проектирование балок……84
12.3. Проектирование предварительно напряженных элементов…… 88
13. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ИЗГИБАЕВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ……92
13.1.Расчет элементов прямоугольного сечения с односторонней арматурой……..93
13.2. Расчет элементов прямоугольного сечения с двусторонней арматурой ……..97
13.3.Расчет элементов таврового сечения …… 99
14. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ИЗГИБАЕВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ……102
14.1. Расчет прочности наклонного сечения на действие поперечной силы……...104
14.2. Расчет прочности наклонного сечения на действие изгибающего момента… 110
15. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА СЖАТИЕ…… 112
15.1. Общие сведения о сжатых элементах……112
15.2. Проектирование и армирование элементов, работающих на сжатие……115
16. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА СЖАТИЕ……...117
16.1. Сжатые элементы со случайным эксцентриситетом……117
16.2. Внецентренно сжатые элементы с расчетным эксцентриситетом……119
16.3. Учет влияния продольного изгиба сжатых элементов…….. 122
16.4. Определение площади арматуры сжатых элементов……. 125
17. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ РАСТЯНУТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ …….
125
КИРИШ.....**3**
I БЎЛИМ. ТЕМИРБЕТОН ВА ТОШ КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ЛОЙИҲАЛАШ АСОСЛАРИ.....**4**
1. ТЕМИРБЕТОН ВА ТОШ КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ҲИСОБЛАШ ВА ЛОЙИҲАЛАШ ТАРТИБИ.....**4**
1.1. Темирбетон конструкцияларини ҳисоблаш ва лойиҳалашнинг мақсади, вазифалари 4
1.2. Темирбетон конструкцияларга қўйиладиган талаблар.....4
2.ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР ҲАҚИДА УМУМИЙ МАЪЛУМОТЛАР.....**6**
2.1. Темирбетоннинг моҳияти.....6
2.2. Темирбетон афзалликлари ва камчиликлари.....7
2.3. Темирбетоннинг ишлатиш соҳалари.....8
2.4. Темирбетон конструкцияларининг ривожланиш тарихи.....9

3. ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ ЧЕГАРАВИЙ ҲОЛАТЛАР БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ 12
3.1. Чегаравий ҳолатлар бўйича ҳисоблашнинг моҳияти 12
3.2. Чегаравий ҳолатларнинг биринчи гуруҳи бўйича ҳисоблаш 12
3.3. Чегаравий ҳолатларнинг иккинчи гуруҳи бўйича ҳисоблаш 13
4. ЮКЛАР ВА ТАЪСИРЛАР 14
4.1. Юкларнинг турлари 14
4.2. Доимий юклар 14
4.3. Вақтинчалик юклар 14
4.4. Муҳим юклар 15
4.5. Монтаж юклар 15
4.6. Юкларнинг меъёрий ва ҳисобий қийматлари 15
4.7. Юклар жамланмаси 17
5. БЕТОННИНГ ФИЗИК-МЕХАНИК ХОССАЛАРИ 17
5.1. Бетоннинг таркиби 17
5.2. Бетоннинг мустаҳкамлиги 20
5.3. Бетоннинг кубик мустаҳкамлиги 20
5.4. Бетоннинг призматик мустаҳкамлиги 22
5.5. Бетоннинг чўзилишдаги мустаҳкамлиги 22
5.6. Бетоннинг деформацияси 25
5.7. Бетоннинг синфи ва маркалари 37
6. АРМАТУРАНИНГ ФИЗИК-МЕХАНИК ХОССАЛАРИ 38
6.1. Арматуранинг вазифаси 38
6.2. Арматуранинг турлари 38
6.3. Арматуранинг физик-механик хоссалари 40
6.4. Арматура таснифи 47
6.5. Арматуралаш усуллари 49
7. ТЕМИРБЕТОН 51
7.1. Арматура билан бетоннинг боғланиши 51
7.2. Арматураларнинг бетонга анкерланиши 53
8. БЕТОН ВА АРМАТУРАНИНГ МЕЪЁРИЙ ВА ҲИСОБИЙ ҚАРШИЛИКЛАРИ 55
8.1. Бетон меъёрий ва ҳисобий қаршиликлари 55
8.2. Арматуранинг меъёрий ва ҳисобий қаршиликлари 58
9. ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР КУЧЛАНИШ- ДЕФОРМАЦИЯЛАНИШ ҲОЛАТИНИНГ БОСҚИЧЛАРИ 60
9.1. Кучланиш-деформацияланиш ҳолатининг биринчи босқичи 60
9.2. Кучланиш-деформацияланиш ҳолатининг икинчи босқичи 62
9.3. Кучланиш-деформацияланиш ҳолатининг учинчи босқичи 63
10. ОЛДИНДАН ЗЎРИҚТИРИЛГАН ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР 64
10.1. Олдиндан зўриқтиришнинг моҳияти 64
10.2. Олдиндан зўриқтирилган темирбетон конструкцияларнинг афзалликлари 65
11. ОЛДИНДАН ЗЎРИҚТИРИЛГАН ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШ 66
11.1. Олдиндан зўриқтириш усуллари 66
11.2. Арматурани таранглаш усуллари 68
11.3. Таранглаштирилган арматурадаги дастлабки кучланишларнинг йўқолиши 69
11.4. Олдиндан зўриқтирилган конструкция элементларидаги кучланишларни аниқлаш 77
12. ЭГИЛАДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШНИНГ ЎЗИГА ХОС ХУСУСИЯТЛАРИ 82
12.1. Плиталарни лойиҳалаш 82
12.2. Тўсинларни лойиҳалаш 84

12.3. Олдиндан зўриқтириладиган элементларни лойиҳалаш 88
13. ЭГИЛАДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ НОРМАЛ КЕСИМ БЎЙИЧА МУСТАҲКАМЛИККА ҲИСОБЛАШ 92
13.1.Бир томонлама арматураланган тўғри тўртбурчак кесимли элементларни ҳисоблаш 93
13.2. Икки томонлама арматураланган тўғри тўртбурчак кесимли элементларни ҳисоблаш 97
13.3.Тавр кесимли элементларни ҳисоблаш 99
14. ЭГИЛАДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ҚИЯ КЕСИМ БЎЙИЧА МУСТАҲКАМЛИККА ҲИСОБЛАШ 102
14.1. Қия кесим мустаҳкамлигини кесувчи куч таъсирига ҳисоблаш 105
14.2. Қия кесим мустаҳкамлигини эгувчи момент таъсирига ҳисоблаш 110
15. СИҚИЛИШГА ИШЛАЙДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШНИНГ ЎЗИГА ХОС ХУСУСИЯТЛАРИ 112
15.1. Сиқиладиган элементлар тўғрисида умумий маълумотлар 112
15.2. Сиқилишга ишлайдиган элементларни лойиҳалаш ва арматуралаш 115
16. СИҚИЛИШГА ИШЛАЙДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ МУСТАҲКАМЛИККА ҲИСОБЛАШ 117
16.1. Тасоддифий елка билан сиқиладиган элементлар 117
16.2. Ҳисобий елка билан номарказий сиқиладиган элементлар 119
16.3. Сиқиладиган элементларнинг бўйлама эгилишини ҳисобга олиш 122
16.4. Сиқиладиган элементлар арматуралари кесимининг юзаларини аниқлаш 125
17. ЧЎЗИЛАДИГАН ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШ ВА ҲИСОБЛАШ 126
17.1. Чўзиладиган темирбетон элементлар тўғрисида умумий маълумотлар 126
17.2. Марказий ва нормарказий чўзиладиган элементларни мустаҳкамлик бўйича ҳисоблаш 127
18. ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ЁРИҚБАРДОШЛИК БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ 131
18.1. Темирбетон элементлар ёриқбардошлиги тўғрисида умумий маълумотлар 131
18.2. Марказий чўзиладиган элементлар ёриқбардошлигини ҳисоблаш 133
18.3. Эгиладиган элементлар ёриқбардошлигини нормал кесимлар бўйича ҳисоблаш 135
18.4. Эгиладиган элементлар ёриқбардошлигини қия кесимлар бўйича ҳисоблаш 138
19. ТЕМИРБЕТОН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ЁРИҚЛАРНИНГ ОЧИЛИШИ БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ 139
19.1. Умумий ҳолатлар 139
19.2. Нормал ёриқлар кенглигини ҳисоблаш 139
19.3. Қия ёриқлар кенглигини ҳисоблаш 140
19.3. Ёриқларнинг ёпилиши бўйича ҳисоблаш 141
20. ЭГИЛАДИГАН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ДЕФОРМАЦИЯ БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ .. 143
20.1. Чўзилиш зонасида ёриқлар пайдо бўлмаган участкаларнинг эгрилигини ҳисоблаш 143
20.2. Чўзилиш зонасида ёриқлар пайдо бўлган участкаларнинг эгрилигини ҳисоблаш 145
20.3. Салқиликни аниқлаш 148
21. ЯССИ ТЕМИРБЕТОН ОРАЁПМАЛАР 150
21.1. Умумий маълумотлар 150
21.2. Тўсинли йиғма ораёпмалар 153
21.3. Ораёпманинг йиғма темирбетон панелларини лойиҳалаш 154
21.4. Тўсинсиз яхлит ораёпмалар 160
22. ҚОВУРҒАЛИ ЯХЛИТ ОРАЁПМАЛАР 166
22.1. Ораёпманинг конструктив схемаси 166
22.2. Тўсин плитали қовурғали яхлит ораёпма 167

22.3. Плита, ёрдамчи тўсин ва бош тўсинни лойиҳалаш 167
23. ТОМОНЛАРИ БЎЙИЧА ТАЯНГАН ПЛИТАЛИ ҚОВУРҒАЛИ ЯХЛИТ ОРАЁПМАЛАР 177
23.1. Ораёпманинг конструктив схемаси 177
23.2. Томонлари билан таянган плитани лойиҳалаш 177
23.3. Тўсинларни лойиҳалаш 180
24. ЗАМИН ВА ПОЙДЕВОРЛАР 181
24.1. Грунт ва пойдеворлар турлари 181
24.2. Асос ва пойдеворларни лойиҳалаш асослари 184
24.3. Асосларни юк кўтариш қобилияти бўйича ҳисоблаш 185
25. ПОЙДЕВОРЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШ, ҲИСОБЛАШ ВА АРМАТУРАЛАШ АСОСЛАРИ 187
25.1. Пойдеворлар тўғрисида умумий маълумотлар 187
25.2. Устун ости пойдеворлари. Марказий ва номарказий юкланган алоҳида пойдеворлар 188
26. ТАБИИЙ ЗАМИНДА САЁЗ ЖОЙЛАШГАН ПОЙДЕВОРЛАР 197
26.1. Марказий юкланган якка пойдеворларни ҳисоблаш 197
26.2. Номарказий юкланган якка пойдеворларни ҳисоблаш 201
27. МАХСУС ШАРОИТДА ТИКЛАНАДИГАН ПОЙДЕВОРЛАР 203
27.1. Чўкишга мойил грунтларда тикланадиган пойдеворларни лойиҳалашнинг ўзига хос хусусиятлари 203
27.2. Зилзилавий худудларда тикланадиган пойдеворларни лойиҳалашнинг ўзига хос хусусиятлари 205
28. ЯХЛИТ ПОЙДЕВОРЛАРНИ ЛОЙИҲАЛАШ, ҲИСОБЛАШ ВА АРМАТУРАЛАШ АСОСЛАРИ 206
28.1. Тасмасимон ва плита шаклидаги пойдеворлар 206
28.2. Устун ости пойдеворлари. Марказий ва номарказий юкланган алоҳида пойдеворлар 210
29. ТОШ-ҒИШТ КОНСТРУКЦИЯЛАРИ 216
29.1. Тош-ғишт конструкцияларнинг ривожланиш тарихи 216
29.2. Тош-ғишт конструкциялар учун ишлатиладиган материалларнинг физик-механик характеристикалари 219
1. Умумий маълумотлар 219
2. Қўлда териладиган тош-ғишт ашёлар 220
3. Ғишт терининг сиқилишдаги кучланганлик ҳолати 223
29.3. Тош-ғишт конструкцияларни ҳисоблаш 225
1. Марказий сиқиладиган элементлар 225
2. Номарказий сиқиладиган элементлар 227
30. АРМАТУРАЛАНГАН ТОШ-ҒИШТ КОНСТРУКЦИЯЛАРИ 228
30.1. Умумий маълумотлар 228
30.2. Тўр билан кўндаланг равишда арматураланган элементлар 230
31. БИР ҚАВАТЛИ СИНЧЛИ БИНОЛАР КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ЛОЙИҲАЛАШ 231
31.1. Умумий маълумотлар 231
31.2. Кўндаланг рама ҳисоби 238
32. КЎП ҚАВАТЛИ СИНЧЛИ БИНОЛАР КОНСТРУКЦИЯЛАРИНИ ЛОЙИҲАЛАШ 250
32.1. Кўп қаватли саноат бинолар 250
32.2. Кўп қаватли граждан бинолари 252
32.3. Рамали конструктив схемага эга бўлган бинолар ҳисоби 258
32.4. Рама-диафрагмали конструктив схемага эга бўлган бинолар ҳисоби 260
32.5. Рама-ядроли конструктив схемага эга бўлган бинолар ҳисоби 262

32.6. Рамаларни вертикал юклар таъсирига ҳисоблаш 263
32.7. Рамаларни горизонтал юклар таъсирига ҳисоблаш 266
II БЎЛИМ. ТЕМИРБЕТОН ВА ТОШ-КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ АМАЛИЙ ҲИСОБЛАШ 268
1. ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРИ УЧУН МАТЕРИАЛЛАР 268
2. АРМАТУРАНИНГ БЕТОНГА АНКЕРЛАШ ЗОНАСИНИ АНИҚЛАШ 274
3. БЕТОН КИРИШИШИНИНГ ТЕМИРБЕТОНГА ТАЪСИРИ 275
4. БЕТОН СИРПАНУВЧАНЛИГИНИНГ ТЕМИРБЕТОНГА ТАЪСИРИ 277
5. ТЕМИРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРНИ ҲИСОБЛАШ УСЛУБЛАРИ 278
5.1. Рухсат этилган кучланишлар услуби 279
5.2. Бузувчи зўриқишлар услуби 281
5.3. Чегаравий ҳолатлар услуби 284
5.3.1. Юкларни аниқлаш 284
5.3.2. Мустаҳкамликни нормал кесимлар бўйича ҳисоблаш 289
5.3.3. Мустаҳкамликни қия кесимлар бўйича ҳисоблаш 299
6. СИҚИЛАДИГАН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ҲИСОБЛАШ 303
7. ОЛДИНДАН ЗЎРИҚТИРИЛАДИГАН ЭЛЕМЕНТЛАРНИ ҲИСОБЛАШ 313
7.1. Арматурани таранглашдаги кучланишларни тайинлаш 313
7.2. Кесим геометрик характеристикаларини аниқлаш 314
7.3. Таранглаштирилган арматурадаги кучланишларнинг камайишини аниқлаш 316
7.4. Кесимларни дарз кетишга текшириш 319
8. ДЕФОРМАЦИЯ БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ 321
III ҚИСМ. ЛАБОРАТОРИЯ МАШҒУЛОТЛАРИ 324
III.1. ЛАБОРАТОРИЯ ИШИ №1 325
III.2. ЛАБОРАТОРИЯ ИШИ №2 333
IV БЎЛИМ. КУРС ЛОЙИҲАСИ 344
1. Лойиҳалаш бўйича кўрсатмалар 344
2. Лойиҳалаш учун маълумотлар 346
3. Ораёпмани жойлаштириш. Вариантларни таққослаш 347
IV.1. ПАЙВАНЛАНГАН ТЎР ВА СИНЧЛАР БИЛАН ЖИҲОЗЛАНГАН ЭЛЕМЕНТЛАР ҲИСОБИ (1 ВАРИАНТ). 349
А. Плитани ҳисоблаш ва қурилмалаш 349
1. Ҳисобий равоқлар ва юклар 349
2. Ҳисобий зўриқишларни аниқлаш 350
3. Кесим мустаҳкамлигини ҳисоблаш 352
4. Плитани қурилмалаш. 353
Б. ЁРДАМЧИ ТЎСИННИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ 359
1. Ҳисобий схема. 359
2. Ҳисобий зўриқишларни аниқлаш 360
3. Бўйлама арматура ҳисоби. 363
4. Кўндаланг арматура ҳисоби. 366
5. Ёрдамчи тўсинни қурилмалаш. 367
В. БОШ ТЎСИННИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ 377
1. Ҳисобий схема. Юкларни ҳисоблаш 377
2. Ҳисобий зўриқишларни аниқлаш 380
3. Бўйлама арматура ҳисоби. 392
4. Кўндаланг арматура ҳисоби 393
5. Бош тўсинни қурилмалаш 396
Г. УСТУННИ ҲИСОБЛАШ 401
1. Юкларни ҳисоблаш 401
2. Арматура кесим юзасини танлаш 404
Д. ПОЙДЕВОР ҲИСОБИ 406

IV-2. БОҒЛАНГАН ТЎР ВА СИНЧЛАР БИЛАН ЖИҲОЗЛАНГАН ЭЛЕМЕНТЛАР ҲИСОБИ (2 ВАРИАНТ)..... 410
А. ПЛИТАНИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ..... 410
1. Бўйлама арматура ҳисоби..... 410
2. Плитани қурилмалаш..... 411
Б. ЁРДАМЧИ ТЎСИННИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ..... 413
1. Бўйлама арматура ҳисоби..... 413
2. Кўндаланг ва қия арматуралар ҳисоби..... 415
3. Ёрдамчи тўсинни қурилмалаш..... 416
В. БОШ ТЎСИННИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ..... 423
1. Ҳисобий схема. Юкларни ҳисоблаш..... 423
2. Ҳисобий зўриқишларни аниқлаш..... 423
3. Бўйлама арматура ҳисоби..... 423
4. Кўндаланг ва қия арматуралар ҳисоби..... 423
5. Бош тўсинни қурилмалаш..... 428
Г. УСТУННИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ..... 429
Д. ПОЙДЕВОРНИ ҲИСОБЛАШ ВА ҚУРИЛМАЛАШ..... 429
IV.3.ТОШ -ҒИШТ КОНСТРУКЦИЯСИНИ ЛОЙИҲАЛАШ..... 429
1. Юкларни ҳисоблаш..... 429
2. Ғишт девор мустаҳкамлиги ҳисоби..... 436
3. Ғишт девор остидаги тасма пойдевор ҳисоби..... 437
АДАБИЁТЛАР РЎЙХАТИ..... 441
ИЛОВАЛАР..... 443

TABLE OF CONTENTS

INTRODUCTION ……...3
SECTION I BASES FOR DESIGNING REINFORCED CONCRETE AND STONE STRUCTURES ……..4
1. PROCEDURE FOR DESIGNING REINFORCED CONCRETE AND STONE STRUCTURES ……4
1.1. Goals and objectives of the calculation and design of reinforced concrete structures ...4
1.2. Requirements for reinforced concrete structures ……4
2. GENERAL INFORMATION ABOUT REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTIONS ……6
2.1. The essence of reinforced concrete ……6
2.2. Advantages and disadvantages of reinforced concrete ……...7
2.3. Scope of reinforced concrete ……..8
2.4. The history of reinforced concrete development ……9
3. CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES BY LIMIT STATES……...12
3.1. The essence of the calculation for limit states 12
3.2. Calculation for the limiting states of the first group 12
3.3. Calculation based on the limiting states of the second group ……...13
4. LOADS AND IMPACTS ……...14
4.1. Types of loads ……...14
4.2. Permanent loads ……..... 14
4.3. Live loads ……..14
4.4. Special loads ……15
4.5. Mounting loads ……15
4.6. Standard and calculated values of loads ……...15
4.7. Combinations of loads ……..17
5. PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE ……17
5.1. Concrete structure ……17
5.2. Concrete strength ……..20
5.3. Cubic strength of concrete ……20
5.4. Prismatic strength of concrete ……..22
5.5. Concrete tensile strength ……..22
5.6. Concrete deformation ……..25
5.7. Classes and grades of concrete ……37
6. PHYSICAL AND MECHANICAL CHARACTERISTICS OF VALVES 38
6.1. Appointment of valves ……..38
6.2. Types of fittings ……38
6.3. Physical and mechanical properties of reinforcement ……..40
6.4. Reinforcement classes ……...47
6.5. Reinforcement methods ……49
7. REINFORCED CONCRETE ……...51
7.1. Coupling of reinforcement to concrete ……51
7.2. Anchoring reinforcement in concrete ……...53
8. NORMATIVE AND DESIGNED RESISTANCE OF CONCRETE AND VALVES ……...55
8.1. Standard and design concrete resistance ……..55
8.2. Standard and design resistances of reinforcement ……58
9. STAGES OF THE STRESS-DEFORMED STATE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES ……... 60
9.1. The first stage of the stress-strain state ……60
9.2. The second stage of the stress-strain state ……62

9.3. The third stage of the stress-strain state ……63
10. PRE-STRESSED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES ……..64
10.1. The essence of prestressing ……65
10.2. Advantages of prestressed reinforced concrete structures ……..65
11. DESIGNING OF PRE-STRESSED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES …….. 66
11.1. Prestressing methods ……..66
11.2. Methods of prestressing reinforcement ……..68
11.3. Losses of prestressing in prestressing reinforcement ……69
11.4. Determination of stresses in elements of prestressed structures ……77
12. DESIGN FEATURES OF BENDED REINFORCED CONCRETE ELEMENTS ……..……82
12.1. Slab design ……82
12.2. Design of beams ……84
12.3. Design of prestressed elements ……..88
13. CALCULATION OF STRENGTH OF BENDING ELEMENTS AT NORMAL SECTIONS ……92
13.1. Calculation of elements of rectangular cross-section with one-sided reinforcement 93
13.2. Calculation of elements of rectangular cross-section with double-sided reinforcement ……...97
13.3. Calculation of T-section elements …… 99
14. CALCULATION OF THE STRENGTH OF BENDING ELEMENTS ON INCLINED SECTIONS ……...102
14.1. Calculation of the strength of an inclined section for the action of a transverse force ……104
14.2. Calculation of the strength of an inclined section for the action of a bending moment 110
15. FEATURES OF DESIGNING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS WORKING IN COMPRESSION 112
15.1. General information about compressed elements ……112
15.2. Design and reinforcement of elements working in compression ……..115
16. CALCULATION OF STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS WORKING IN COMPRESSION ……..117
16.1. Compressed elements with random eccentricity …… 117
16.2. Off-center compressed members with design eccentricity ……...119
16.3. Consideration of the influence of buckling of compressed elements 122
16.4. Determination of the area of reinforcement of compressed elements ……..125
17. DESIGN AND CALCULATION OF EXTENDED REINFORCED CONCRETE ELEMENTS ……..125
17.1. General information about tensile reinforced concrete elements ……125
17.2. Strength calculation for centrally and eccentrically aligned elements 127
18. CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS BY CRACKING……. ……130
18.1. General information on crack resistance of reinforced concrete elements ……..130
18.2. Calculation of fracture toughness of centrally tensioned members ……132
18.3. Calculation of crack resistance of bending members along normal sections ……...134
18.4. Calculation of crack resistance of bending elements along inclined sections ……..138
19. CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS FOR OPENING CRACKS ……138
19.1. General provisions ……138
19.2. Calculation of the width of the opening of normal cracks……139

19.3. Calculation of the width of the opening of inclined cracks……..140
19.3. Fracture closure analysis ……..141
20. CALCULATION OF BENDED ELEMENTS BY DEFORMATIONS ……...142
20.1. Determination of curvature in stretched sections without cracks ……142
20.2. Determination of curvature in stretched sections with cracks ……..145
20.3. Determination of deflections……147
21. FLAT CONCRETE FLOORS ……150
21.1. General Iinformation ……150
21.2. Prefabricated girder floors ……153
21.3 Design of precast concrete floor panels ……154
21.4. Beamless monolithic floors ……..160
22. RIBBED MONOLITHIC COVERINGS ……166
22.1. Structural floor plan ……..166
22.2. Monolithic ribbed slabs with beam slabs ……..167
22.3. Design of Slab, Secondary and Main Beams ……167
23. RIBBED MONOLITHIC FLOORS WITH PLATES SUPPORTED ON THE CIRCUIT ……...177
23.1. Structural floor plan ……177
23.2. Design of slabs supported along the contour ……177
23.3. Beam Design ……180
24. BASE AND FOUNDATIONS ……...181
24.1. Soils and types of foundations ……..181
24.2. Foundations of foundation and foundations design ……..184
24.3. Calculation of the base for the bearing capacity ……..185
25. BASIC DESIGN, CALCULATION AND REINFORCEMENT OF FOUNDATIONS ……..187
25.1. General information about foundations ……187
25.2. Column foundations. Centrally and eccentrically loaded individual foundations …188
26. FOUNDATIONS OF SHALLOW LOCATION ON NATURAL BASES ……...197
26.1. Calculation of a centrally loaded single foundation ……197
26.2. Calculation of an eccentrically loaded single foundation ……201
27. FOUNDATIONS ARE CONSTRUCTED IN SPECIAL CONDITIONS ……203
27.1. Features of the design of foundations on collapsible soils ……...203
27.2. Features of the design of foundations in seismic zones ……205
28. BASICS OF DESIGN, CALCULATION AND REINFORCEMENT OF MONOLITHIC FOUNDATIONS ……..206
28.1. Strip and slab foundations ……206
28.2. Column foundations. Centrally and eccentrically loaded individual foundations …210
29. STONE CONSTRUCTIONS ……216
29.1. The history of the development of stone structures ……..216
29.2. Physical and mechanical characteristics of materials used in stone structures ……219
1. General information ……..219
2. Materials for hand masonry ……..220
3. The stress state of masonry under compression ……223
29.3. Calculation of stone structures ……225
1. Central compression members ……..225
2. Off-center compressed elements ……227
30. REINFORCED STONE STRUCTURES ……228
30.1. General Iinformation ……228
30.2. Elements with mesh reinforcement ……..230
31. DESIGNING OF SINGLE-STOREY FRAME BUILDINGS ……...231
31.1. General Iinformation ……231

31.2. Calculation of the transverse frame ……238
32. DESIGNING OF STRUCTURES OF MULTI-STOREY FRAME BUILDINGS ……250
32.1. Multi-storey industrial buildings ……..250
32.2. Multi-storey civil buildings ……252
32.3. Calculation of buildings with a frame structural scheme ……254
32.4. Calculation of buildings with frame-braced structural scheme ……256
32.5. Calculation of buildings with a tie structural scheme ……..258
32.6. Calculation of frames for vertical loads ……259
32.7. Calculation of frames for horizontal loads ……...262
SECTION II. PRACTICAL CALCULATIONS OF REINFORCED CONCRETE AND STONE STRUCTURES ……268
1. MATERIALS FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURES ……..268
2. DETERMINATION OF THE LENGTH OF THE ANCHORING ZONE OF THE REINFORCEMENT IN CONCRETE ……...274
3. INFLUENCE OF CONCRETE SHRINKING ON REINFORCED CONCRETE275
4. INFLUENCE OF CONCRETE CREEP ON REINFORCED CONCRETE …….277
5. METHODS FOR CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES ……278
5.1. Allowable stress method ……279
5.2. Destructive Effort Method ……..281
5.3. Limit state method ……..284
5.3.1. Determination of loads ……284
5.3.2. Strength calculation for normal sections ……289
5.3.3. Strength calculation for inclined sections ……299
6. CALCULATION OF COMPRESSED ELEMENTS ……...303
7. CALCULATION OF PRE-STRESSED ELEMENTS ……313
7.1. Assigning prestressing to the reinforcement ……..313
7.2. Determination of geometric characteristics ……314
7.3. Determination of prestress losses in reinforcement……316
7.4. Checking sections for crack resistance ……...319
8. CALCULATION BY DEFORMATIONS ……321
SECTION III. LABORATORY LESSONS ……..324
III.1. LABORATORY WORK №1 ……...325
III.2. LABORATORY WORK №2 ……...333
SECTION IV. COURSE DESIGN ……344
1. Planning notes ……344
2. Design data ……346
3. Layout of the floor. Variant Comparison ……...347
IV.1. CALCULATION OF ELEMENTS REINFORCED WITH WELDED NETS AND FRAMES (1 PTION)…….. .349
A. PLATE CALCULATION AND DESIGN ……...349
1. Design spans and loads……...349
2. Determination of design efforts ……350
3. Calculation of the strength of sections ……...352
4. Construction of the slab……..353
B. CALCULATION AND DESIGN OF THE SECONDARY BEAM…… ..359
1. Design scheme……359
2. Determination of the calculated effort……360
3. Calculation of longitudinal reinforcement……..363
4. Calculation of transverse reinforcement……366

5. Construction of the secondary beam……...367
B. CALCULATION AND DESIGN OF THE MAIN BEAM……... 377
1. Design scheme. Calculation of loads ……377
2. Determination of design efforts ……379
3. Calculation of longitudinal reinforcement……..391
4. Calculation of transverse reinforcement……392
5. Construction of the main beam……...395
D. CALCULATION AND DESIGN OF THE COLUMN……400
1. Calculation of loads ……...400
2. Selection of the cross-sectional area of reinforcement ……..403
E. CALCULATION AND DESIGN OF THE FOUNDATION ……...405
IV-2. CALCULATION OF ELEMENTS REINFORCED BY KNITTED NETS AND FRAMES (2 OPTION)…… 409
A. CALCULATION AND DESIGN OF THE PLATE ……409
1. Calculation of longitudinal reinforcement……409
2. Construction of the slab……410
B. CALCULATION AND DESIGN OF THE SECONDARY BEAM……..412
1. Calculation of longitudinal reinforcement ……412
2. Calculation of transverse reinforcement and bends. ……..414
3. Construction of the secondary beam……...415
B. CALCULATION AND DESIGN OF THE MAIN BEAM ……...423
1. Design scheme. Calculation of loads ……423
2. Determination of design efforts ……423
3. Calculation of longitudinal reinforcement……..423
4. Calculation of transverse reinforcement and bends ……...423
5. Construction of the main beam……...428
D. CALCULATION AND DESIGN OF THE COLUMN……... 429
E. CALCULATION AND DESIGN OF THE FOUNDATION ……...429
IV.3 DESIGN OF STONE STRUCTURE ……429
1. Calculation of loads ……...429
2. Calculation of the strength of a stone wall ……436
3. Calculation of the strip foundation under a stone wall ……..437
REFERENCES ……441
APPENDICES ……..443

Учебное издание

Усманов Валиахмат Файзиллаевич

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Теоретический курс. Практические занятия.

Лабораторные работы. Курсовое проектирование