

Հ. Հ. ԲԱԲԱՅԱՆ

ԵՐԿԱԹԲԵՏՈՆԵ ԿՈՆՍՏՐՈՒԿՑԻԱՆԵՐ

**(Արդյունաբերական և քաղաքացիական շենքերի
կոնստրուկցիաներ)**

Թույլատրված է Հայկ. ԽՍՀ ժող. կրթության մինիստրության կողմից
որպես դասագիրք տեխնիկական բուհերի «Արդյունաբերական և քաղա-
քացիական շինարարություն» մասնագիտության ուսանողների համար

ԵՐԵՎԱՆ «ԼՈՒՅՍ» 1990

Գրախոսներ՝ ՀեՍՀ պետշինի «Հայպետ-
նախագիծ» ինստիտուտ և տեխն. գիտ.
դոկտոր, պրոֆեսոր, ՀեՍՀ գիտության
և տեխնիկայի վաստակավոր գործիչ
Վ. Վ. Փնաշյան

Բաբայան Հ. Հ.

Ք 123 Երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներ (Արդյունաբ. և քաղ. շեն-
քերի կոնստրուկցիաներ): Դասագիրք տեխն. բուհերի ուսանողների
համար. — Եր.: Լույս, 1989. — 262 էջ 161 գծագր.

«Երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներ» (Արդյունաբերական և քաղաքացիական
շենքերի կոնստրուկցիաներ) դասագիրքը հանդիսանում է մեր կողմից 1984 թ.
հրատարակած «Երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներ» (Երկաթբետոնի դիմադրությունը
և երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների տարրերը) դասագրքի երկրորդ մասը:

Դասագրքում շարադրված են արդյունաբերական և քաղաքացիական շենքերի
ժամանակակից երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների նախագծման տեսության ու
պրակտիկայի հիմնական հարցերը:

Դասագիրքը նախատեսված է բուհերի «Արդյունաբերական և քաղաքացիական
շինարարություն» մասնագիտության ուսանողների համար:

Բ 8905000000
702(01)1989

(14)158.1989

ԳՄԴ 38.53y73

Акоп Арутюнович Бабалян
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

(Конструкции промышленных и гражданских зданий)

Учебник для студентов по специальности «Промышленное
и гражданское строительство» технич. вузов

(на армянском языке)

Ереван «Луйс» 1990

© 2. 2. Բաբայան, 1990

ISBN 5—545—00205—7

ԱՌԱՋԱԲԱՆ

Սույն դասագիրքը կազմված է բուհերի «Արդյունաբերական և քա-
ղաքացիական շինարարություն» (2903) մասնագիտության համար հաս-
տատված «Երկաթբետոնե և քարե կոնստրուկցիաներ» առարկայի պետա-
կան ծրագրի համապատասխան և 1984 թ. հրատարակված «Երկաթբե-
տոնե կոնստրուկցիաներ» (Երկաթբետոնի դիմադրությունը և երկաթբե-
տոնե կոնստրուկցիաների տարրերը) դասագրքի երկրորդ մասն է:

Դասագիրքը բաղկացած է հինգ գլուխներից, որտեղ շարադրված են
արդյունաբերական և քաղաքացիական շենքերի ժամանակակից երկաթ-
բետոնե կոնստրուկցիաների նախագծման տեսության ու պրակտիկայի
հիմնական հարցերը՝ հաշվի առնելով սեյսմաապահովության պահանջ-
ները, որոնք մեր հանրապետության շինարարության համար ունեն կարե-
վոր նշանակություն:

Դասագրքում բերված նյութը մեթոդական առումով հիմնականում
շարադրված է՝ հիմնվելով Երևանի Կ. Մարքսի անվան Աշխատանքային կար-
միր դրոշի շքանշանակիր պոլիտեխնիկական ինստիտուտում «Երկաթբե-
տոնե կոնստրուկցիաներ» առարկայի երկար տարիների դասավանդման
փորձից:

Դասագիրքը կազմված է СНиП 2.03.01—84-ի՝ «Բետոնե և երկաթբե-
տոնե կոնստրուկցիաներ» շինարարական նորմաների պահանջներին հա-
մապատասխան:

Դասագրքում օգտագործված է միավորների միջազգային համակար-
գը (СИ): Բեռնվածքների, ճիգերի, նյութերի ֆիզիկամեխանիկական
բնութագրերի, երկաթբետոնե տարրերի հատվածքների չափերի ու ստա-
տիկական բնութագրերի պայմանական նշանակումները (ինչպես և նը-
րանց ինդեքսները) հիմնականում կատարված են ըստ միջազգային ըս-
տանդարտի (СТ СЭВ 1565-79):

Դասագիրքը նախատեսված է տեխնիկական բուհերի «Արդյունաբե-
րական և քաղաքացիական շինարարություն» մասնագիտության ուսանող-
ների համար: Դասագրքից կարող են օգտվել նաև շինարարական ալլ

մասնագիտությունների ուսանողները: Դասագիրքը կարող է օգտակար լինել նաև շինարար-ինժեներ նախագծողներին:

Հայերեն լեզվով գրված «Երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներ» դասագրքի երկրորդ մասը հրատարակվում է առաջին անգամ և, հավանաբար, կունենա նաև թերություններ: Ուստի հեղինակը շնորհակալությամբ կընդունի բոլոր դիտողությունները և դրանք հաշվի կառնի հետագա հրատարակության ժամանակ:

Հեղինակը իր խորին շնորհակալությունն է հայտնում տեխն. գիտ. դոկտոր, պրոֆ. Վ. Վ. Փինաջյանին, տեխն. գիտ. թեկնածուներ, դոցենտներ՝ Թ. Գ. Մարգարյանին, է. Լ. Մանուկյանին, Ի. Ս. Պալյանին, Ս. Գ. Իոննիսյանին, Ռ. Ս. Ավետիսյանին և «Հայպետնախագիծ» ինստիտուտի գլխավոր մասնագետ Ռ. Կ. Հովսեփյանին՝ գրքի ձեռագիրը ուշադիր նայելու և արժեքավոր խորհուրդների համար:

Հեղինակ

Ա Ռ Ա Ջ Ի Ն Գ Լ ՈՒ Խ

ԱՐԴՅՈՒՆԱԲԵՐԱԿԱՆ ԵՎ ՔԱՂԱՔԱՑԻԱԿԱՆ ՇԵՆՔԵՐԻ ԵՐԿԱԹՔԵՏՈՆԵ ԿՈՆՍՏՐՈՒԿՑԻԱՆԵՐԻ ՆԱԽԱԳԾՄԱՆ ԸՆԴՀԱՆՈՒՐ ՍԿՋԲՈՒՆՔՆԵՐԸ

§ 1. 1. Շենքերի կոնստրուկտիվ սխեմաները և դրանց ընտրման ընդհանուր պահանջները

Արդյունաբերական և քաղաքացիական շենքերի երկաթբետոնե այն տարրերը կամ նրանցից կազմված կոնստրուկցիաները, որոնք կրում են շենքի վրա գործող ուղղաձիգ և հորիզոնական բեռնվածքները (շենքի անփական զանգվածը, միջհարկային ծածկերի վրա տեղադրված սարքավորումների ու մարդկանց զանգվածը, ձյան ու քամու բեռնվածքը, սեյսմիկ ազդեցության հետևանքով առաջ եկող բեռնվածքը և այլն), կոչվում են կրող կոնստրուկցիաներ: Կրող կոնստրուկցիաներ են՝ հիմքերը, սյուները, միջհարկային ծածկերը, շրջանակները, ֆերմաները, կամարները, միջասանդուղքները և այլն: Մի շարք կրող կոնստրուկցիաներ միաժամանակ նաև սահմանազատող կոնստրուկցիաներ են (օրինակ՝ տարածական ծածկերը, կրող պատերը և այլն):

Արդյունաբերական և քաղաքացիական շենքերի երկաթբետոնե կրող կոնստրուկցիաները, որպես կանոն, համատեղ աշխատող տարրերից բաղկացած միասնական տարածական համակարգեր են, որոնք պետք է կարողանան ապահով կերպով դիմադրել տարբեր բեռնվածքներից ու ազդեցություններից առաջ եկող դեֆորմացիաներին, այլ վերպ առած, ունենան անհրաժեշտ տարածական կոշտություն:

Շենքը նախագծելիս նրա, այսպես կոչված, կոնստրուկտիվ սխեման՝ հիմնական կրող կոնստրուկցիաների հարմարադասումը, ընտրվում է ելնելով շենքի ծավալահատակագծային լուծումից և շինարարությամբ կոնկրետ պայմաններում նրա կիրառման տեխնիկատնտեսական նպատակահարմարությունից: Ըստ որում, ընտրված կոնստրուկտիվ

լուծումը պետք է լինի այնպիսին, որ ապահովվի ինչպես ամբողջ շենքի, այնպես էլ նրա առանձին կոնստրուկցիաների ու տարրերի անհրաժեշտ ամրությունը, կայունությունն ու տարածական անփոփոխությունը շենքի կառուցման բոլոր փուլերում և շահագործման ընթացքում:

Շենքերի կոնստրուկտիվ սխեմաները բազմազան են՝ կարկասային կամ անկարկաս, բազմահարկ կամ միահարկ՝ բաղկացած հարթ կամ տարածական կոնստրուկցիաներից և այլն:

Կարկասային կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքերի հիմնական կրող կոնստրուկցիան կարկասն է, որը միմյանց հետ կոշտ կամ հոդակապելով միացված ուղղաձիգ (կանգնակներ, դիաֆրագմաներ և այլն) և հորիզոնական (պարզունակներ, ծածկեր և այլն) տարրերից բաղկացած տարածական համակարգ է:

Անկարկաս կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքերի հիմնական կրող կոնստրուկցիաներն են՝ ուղղաձիգ պատերը, դիաֆրագմաները և հորիզոնական ուղղությունները նրանց կապող միջհարկային ծածկերը, որոնք միատեղ նույնպես ստեղծում են տարածական համակարգ:

Հարթ են համարվում այն կոնստրուկցիաները, որոնք բաղկացած են գծային (սյուների, պարզունակներ, ֆերմաներ և այլն) և սալային (ծածկերի սալեր, պատերի պանելներ և այլն) տիպի տարրերից:

Տարածական կոնստրուկցիաները բաղկացած են տարածական ծածկից (գմբեթներ, զլանային թաղանթներ և այլն) և նրանց պահող ուղղաձիգ տարրերից (սյուների, պատեր և այլն):

Շենքերի կրող կոնստրուկցիաների առանձին տարրեր պետք է նախագծել այնպես, որ նրանք, բացի իրենց վրա անմիջականորեն գործող բեռնվածքի ազդեցության տակ աշխատելուց, մասնակցեն նաև ամբողջ շենքի տարածական աշխատանքին: Շենքի տարածական աշխատանքի հաշվառումը հանգեցնում է առավել տնտեսավետ կոնստրուկցիաների:

Միևնույն կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքը ընդհանուր առմամբ կարելի է կառուցել մոնոլիթ, հավաքովի կամ հավաքովի-մոնոլիթ եղանակով: Շենքի ցանկացած կոնստրուկտիվ սխեմայի և կառուցման եղանակի դեպքում երկաթբետոնե կոնստրուկցիաները պետք է լինեն ինդուստրիալ և տնտեսավետ: Այդ պահանջներն առավել չափով բավարարում են հավաքովի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաները:

Սակայն, չնայած դրան, սեյսմիկ շրջաններում իրագործվող շինարարությունում պետք է առաջնությունը տալ մոնոլիթ և հավաքովի-մոնոլիթ եղանակով կառուցվող կոնստրուկցիաներով շենքերին, որոնք ընդհանուր առմամբ առավել սեյսմակայուն են: Բացի այդ, սեյսմիկ շրջանների համար շենքեր նախագծելիս անհրաժեշտ է ընտրել այնպիսի կոնստրուկցիաներ և կոնստրուկտիվ սխեմաներ, որոնք ապահովում են ամենափոքր մեծություն սեյսմիկ բեռնվածքների առաջացում. ըստ որում,

որպես կանոն, շենքը պետք է ունենա համաչափ (սիմետրիկ) կոնստրուկտիվ սխեմա՝ հավասարաչափ բաշխված կոշտություններով և զանգվածներով:

Երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների նախագծման պրակտիկայում ներկայումս մեծ տարածում են ստացել էլեկտրոնային հաշվիչ մեքենաները (էՀՄ), որոնք թույլ են տալիս էական արագացնել ու ավտոմատացնել հաշվարկման և կոնստրուկտավորման աշխատանքները: ԷՀՄ-ները կիրառվում են երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների թե՛ ստատիկական և թե՛ հատվածքների ընտրման հաշվարկները կատարելիս, կոնստրուկտիվ սխեմաների տարբերակների տեխնիկատնտեսական ցուցանիշները որոշելու և համեմատելու, ամրանի մասնագրումն ու ընտրումը կատարելու և բազմազան այլ աշխատանքների համար:

ԷՀՄ-ների կիրառումը հնարավորություն է տալիս հեշտությամբ հաշվարկել գործնական առումով ցանկացած անգամ ստատիկորեն անորոշելի համակարգեր (շրջանակներ, անկարկաս պանելային շենքեր, տարածական ծածկեր և այլն): Կան էՀՄ-ների համար կազմված բազմաթիվ ծրագրեր այս կամ այն տիպի շենքը կամ կոնստրուկցիան հաշվարկելու համար:

§ 1. 2. Դեֆորմացիոն կարաններ

Շենքերի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներում դեֆորմացիաներ են առաջանում ինչպես բեռնվածքների ազդեցությունից, այնպես էլ բետոնի կծկման ու միջավայրի ջերմաստիճանի փոփոխության հետևանքով, հիմնատակի անհավասարաչափ նստվածքի և այլ պատճառներով:

Շենքերի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներն ամբողջությամբ վերցրած, որպես կանոն, հանդիսանում են ստատիկորեն անորոշելի համակարգեր, հետևաբար վերը նշված պատճառներով առաջ եկող դեֆորմացիաների հետ մեկտեղ առաջ են գալիս նաև լրացուցիչ ձիգեր, որոնք կարող են կոնստրուկցիաներում առաջ բերել անթույլատրելի ճաքեր, տեղական բնույթի վնասվածքներ և այլն: Նշված ոչ ցանկալի երևույթներից կարելի է խուսափել համապատասխան հաշվարկով կոնստրուկցիաները ուժեղացնելու կամ շենքը, այսպես կոչված, դեֆորմացիոն կարաններով մասերի՝ բլոկների բաժանելու միջոցով: Ելնելով տնտեսական և կոնստրուկտիվ նկատառումներից՝ սովորաբար նպատակահարմար է դեֆորմացիոն կարանների՝ ջերմակծկումային, նստվածքային, հակասեյսմիկ և այլ նշանակության կարանների կատարումը:

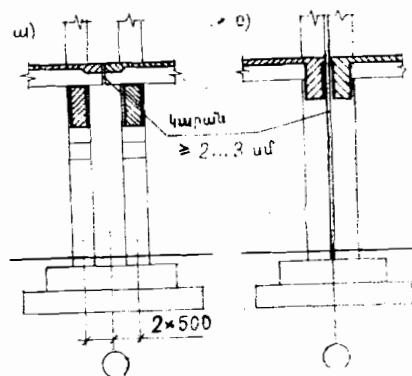
Ձեռնակծկումային կարաններ: Բետոնի կծկումը երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներում առաջ է բերում կոնստրուկցիաների կարճացում, իսկ ջերմաստիճանի փոփոխությունը՝ կարճացում կամ երկարացում: Բետոնի կծկման և ջերմաստիճանի փոփոխության հետևանքով երկաթբետոնե

կոնստրուկցիաներում առաջ եկող դեֆորմացիաների և ճիգերի ազդեցությանը նվազեցնելու, դրանք անվտանգ դարձնելու նպատակով հատակագծում մեծ չափեր ունեցող շենքերը լայնական և երկայնական ուղղություներով (կամ մեկ ուղղությամբ) կատարվող, այսպես կոչված, ջեբմակծկումային կարաններով բաժանում են առանձին մասերի՝ ջեբմակծկումային բլոկների:

Ջեբմակծկումային կարանների հեռավորությունները միմյանցից կախված են բազմաթիվ գործոններից՝ կոնստրուկցիայի տիպից (կարկասային, համատարած և այլն), կատարման եղանակից (մոնոլիթ, հավաքովի, հավաքովի-մոնոլիթ), աշխատանքի պայմաններից (գտնվում են տաքացվող շենքի ներսում, բաց օդում, շտաքացվող շենքում, բնահողի մեջ և այլն), կոնստրուկցիաների ճաքակալունության նկատմամբ առաջադրվող պահանջների կարգից, բետոնի տեսակից (ծանր, թեթև), շենքում կապերի առկայությունից ու նրանց դասավորությունից, արտաքին օդի ձմեռային հաշվարկային ջերմաստիճանից և այլն:

Ջեբմակծկումային կարանների միջև հեռավորությունները, որպես կանոն, պետք է որոշել համապատասխան հաշվարկով: Կախված վերը թվարկած գործոններից, ջեբմակծկումային կարանները սովորաբար արվում են իրարից 25...70 մ հեռավորության վրա: Ջեբմակծկումային կարանների լայնությունը նույնպես որոշվում է հաշվարկով, բայց այն արվում է 2—3 սմ-ից ոչ պակաս:

Ջեբմակծկումային կարանները պետք է անցնեն շենքի ամբողջ բարձրությամբ և հատեն բոլոր կոնստրուկցիաները (ներառյալ պատերը՝ երեսապատման հետ), բացառությամբ հիմքի, որը գտնվելով բնահողի մեջ, նշանակալից ջեբմային ազդեցությունների չի ենթարկվում:



Նկ. 1. 1. Ջեբմակծկումային կարաններ.
ա — հավաքովի կոնստրուկցիաներով բազմահարկ կարկասային շենքում, բ — մոնոլիթ կոնստրուկցիաներով բազմահարկ կարկասային շենքում

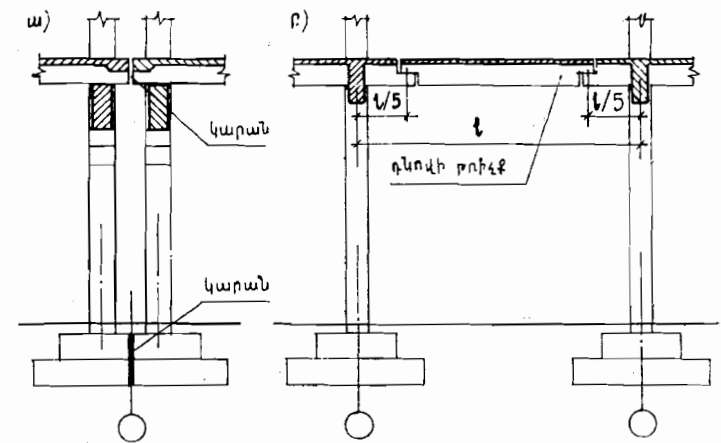
Ջեբմակծկումային կարանները կատարում են տարբեր կոնստրուկտիվ սխեմաներով: Ամենատարածված և հստակ կարանները կարկասա-

յին շենքերի դեպքում ստացվում են զույգ շրջանակների (զույգ սյուների և պարզունակների) իրագործմամբ, ինչպես ցույց է տված Նկ. 1. 1-ում:

Անկարկաս շենքերի դեպքում, կարկասային շենքերին համանման, կարաններն առավելապես կատարում են զույգ պատերի միջոցով:

Նստվածքային կառուցվածք: Երբ շենքը տեղադրված է անհամասեռ տարբեր դիմադրության ու դեֆորմացիոն հատկություններով բնահողի վրա, կամ շենքի տարբեր մասերից հիմնատակին հաղորդվող բեռնվածքների մեծությունները խիստ տարբերվում են (օրինակ՝ երբ շենքն ունի տարբեր բարձրություններ), ապա բնահողի կամ բեռնվածքի փոփոխման տեղում, ամենայն հավանականությամբ, շենքն իր ողջ լայնական հատվածքով կճաքի (կամ կստանա տեղական բեռվի ալ վնասվածքներ), և շենքի ճաքով բաժանված իրկու մասերը կտան տարբեր նստվածքներ: Նշված տիպի ճաքերից և վնասվածքներից շենքը զերծ պահելու համար բնահողի կամ բեռնվածքների փոփոխման մասերում անհրաժեշտ է, այսպես կոչված, նստվածքային կարաններով շենքը բաժանել մասերի՝ բլոկների: Այդպիսի կարանները հնարավորություն են տալիս շենքի առանձին մասերի՝ բլոկների, մեկը մյուսից անկախ, ուղղաձիգ տեղափոխության՝ նստվածքի: Ելնելով նստվածքային կարանների նշանակությունից, նրանք պետք է հատեն ըստ շենքի բարձրության ու լայնության բոլոր կոնստրուկցիաները, այդ թվում նաև հիմքը, ինչպես և պատերը՝ երեսապատման հետ:

Նստվածքային կարանները կարելի է կատարել նույն կոնստրուկտիվ սխեմաներով, ինչ որ ջեբմակծկումային կարանները, միայն թե հատելով



Նկ. 1. 2. Նստվածքային կարաններ.
ա — զույգ շրջանակների միջոցով (հավաքովի կոնստրուկցիաներ), բ — դնովի թռիչքով (մոնոլիթ կոնստրուկցիաներ)

նաև հիմքը (նկ. 1. 2, ա) վամ դնովի թուիչքով, ինչպես ցույց է տված նկ.1. 2 , բ-ում:

Նստվածքային կարանները միաժամանակ կարող են կատարել ջերմակծկումային կարանների դեր, ուստի նպատակահարմար է ջերմակծկումային կարանները համատեղել նստվածքային կարանների հետ, եթե վերջիններս պահանջվում են:

Նստվածքային կարանները միաժամանակ որպես ջերմակծկումային կարաններ ծառայելու դեպքում պետք է ունենան նույն լայնությունը, ինչ որ վերջիններս, հակառակ դեպքում բավական է 1-2 սմ լայնությունը:

Հակասեյսմիկ կառաններ: 7, 8 և 9 բալլ հաշվարկային սեյսմիկություն ունեցող շենքերում պետք է նախատեսել հակասեյսմիկ կարաններ, երբ շենքը հատակագծում ունի բարդ ձև,

երբ շենքի կից մասերի բարձրությունները տարբերվում են միմյանցից 5 և ավելի մետրով,

երբ հատակագծում պարզ ձև ունեցող շենքի երկարությունն ավելի է, քան հակասեյսմիկ կարանների միջև թույլատրվող ամենամեծ հեռավորությունը:

Հակասեյսմիկ կարաններ պետք է կատարել նաև կարկասային շենքերի ինքնակրող ճակատային և լայնական պատերի ու երկայնական պատերի հատման տեղերում՝ պատի ամբողջ բարձրությամբ:

Մինչև 10 մ բարձրություն ունեցող միահարկ շենքերում 7 բալլ հաշվարկային սեյսմիկության դեպքում թույլատրվում է հակասեյսմիկ կարաններ չկատարել:

Հատակագծում բարդ ձև ունեցող շենքերի տարբեր մասերը, ինչպես և ըստ բարձրության միմյանցից նշանակալից չափով տարբերվող մասերը սովորաբար տեսնում են տարբեր կոշտություններ և սեյսմիկ ազդեցության դեպքում աշխատում են մեկը մյուսից անջատվել: Նրանց միացման մասերում առաջ են գալիս լրացուցիչ ճիգեր, որոնք շենքի ամբողջ բարձրությամբ և լայնությամբ կարող են առաջ բերել ճաքեր կամ տեղական բնույթի այլ վնասվածքներ: Դրանցից խուսափելու համար վերը նշված դեպքերում կատարում են հակասեյսմիկ կարաններ, որոնցով շենքը բաժանվում է պարզ (սովորաբար հատակագծում ուղղանկյուն ձևի, միևնույն բարձրության) մասերի, որոնք սեյսմիկ ազդեցության դեպքում տատանվում են մեկը մյուսից անկախ:

Հակասեյսմիկ կարանները շենքը պետք է բաժանեն ամբողջ բարձրությամբ և լայնությամբ. թույլատրվում է հիմքը չբաժանել, եթե հակասեյսմիկ կարանները չեն համատեղված նստվածքային կարանների հետ:

Հակասեյսմիկ կարանների միջև թույլատրվող ամենամեծ հեռավորությունը (ինչպես և շենքի բարձրությունը), կախված հաշվարկային

սեյսմիկությունից և շենքի կրող կոնստրուկցիաների տիպից, սահմանափակվում է նորմաներով (տե՛ս [39], աղ. 8):

Հակասեյսմիկ կարանները ջերմակծկումային և նստվածքային կարաններին համանման, որպես կանոն, անում են զույգ կոնստրուկցիաների (շրջանակների, պատերի և այլն) միջոցով:

Հակասեյսմիկ կարանի լայնությունը որոշվում է հաշվարկով, ըստ որում, մինչև 5 մ բարձրության շենքերում նա պետք է լինի 30 մմ-ից ոչ պակաս, իսկ շենքի ամեն մի հաջորդ 5 մ բարձրության համար այդ լայնությունը մեծացվում է 20 մմ-ով:

Հակասեյսմիկ կարանների լցվածքը չպետք է խանգարի այդ կարաններով բաժանված շենքի մասերի միմյանցից անկախ հորիզոնական տեղափոխություններին:

§ 1. 3. Հավաքովի կոնստրուկցիաների նախագծման սկզբունքները

Հավաքովի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներ նախագծելիս, բացի բոլոր տիպի կոնստրուկցիաների նախագծման ընդհանուր պահանջներից (շահագործման որակ, հուսալիություն, տարածական կոշտություն, տրնտեսավետություն և այլն), առաջադրվում են նաև մի շարք այլ լրացուցիչ պահանջներ՝ տիպայնացում, խոշորացում, տեխնոլոգիականություն, ամրություն ու ճաքակալունություն նրանց պատրաստման, տեղափոխման և մոնտաժման ընթացքում, կալունություն մոնտաժման ընթացքում, հուսալի ու պարզ միացումներ, առավել ավարտվածություն գործարանային պայմաններում և այլն:

Հավաքովի կոնստրուկցիաներ նախագծելիս պետք է առավելապես նախատեսել բարձրամուր բետոններով և ամրաններով կատարվող նախալարված կոնստրուկցիաները, ինչպես և տեղական լցանյութերով թեթև երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներ:

Տարբերի տիպայնացումը: Երկաթբետոնե հավաքովի տարրերի նախագծման կարևոր սկզբունքներից մեկը նրանց տիպայնացումն է, այսինքն՝ շենքի ամեն մի կոնստրուկտիվ տարրի համար ընտրում են առավել ռացիոնալ, գործնականում ստուգված, լավագույն տեխնիկատնտեսական ցուցանիշներ ունեցող տարր, որը և արտադրվում ու կիրառվում է մասսայականորեն:

Հավաքովի երկաթբետոնե տարրերի գործարանային արտադրությունն առավել արդյունավետ է դառնում, երբ արտադրվող տարրերի տիպաբանակը փոքր է: Այդ դեպքում հնարավոր է դառնում ամեն մի տիպի տարրի պատրաստման տեխնոլոգիան կատարելագործել, իջեցնել նրա պատրաստման աշխատատարողությունը և արժեքը, բարձրացնել որակը և այլն:

Հետևաբար, շենքերի նախագծումը պետք է կատարել այնպես, որ նրանցում օգտագործվող տիպային տարրերի տիպաքանակը լինի սահմանափակ, իսկ այդպիսի տարրերի կիրառությունը՝ մասսայական:

Տիպային տարրեր նախագծելիս, ելնելով նրանց պատրաստման տեխնոլոգիայի բնույթից, շատ դեպքերում նպատակահարմար է տվյալ տիպի տարրերի հատվածքի չափերը՝ անկախ գործող ճիգի մեծությունից, թողնել անփոփոխ, իսկ անհրաժեշտ կրողունակությունն ապահովել բետոնի դասի և ամրանի հատվածքի համապատասխան ընտրությամբ: Այդպես են վարվում, օրինակ, բազմահարկ շենքերի միջհարկային ծածկերի սալերի, հեծանների, սյուների և այլ տարրերի նախագծման դեպքում: Երբ տարրերի վրա գործող ճիգերը փոփոխվում են մեծ սահմաններում, օրինակ՝ միահարկ արդյունաբերական շենքերի ծածկերի հեծաններում կամ ֆերմաներում, ապա փոփոխում են ինչպես ամրանավորումը, այնպես էլ հատվածքի չափերը, իսկ առանձին դեպքերում՝ նաև բետոնի դասը:

Մշակված են սովորական և նախալարված հավաքովի երկաթբետոնե տիպային տարրերի քարտադրացուցականներ (կատալոգներ), որոնցով և ղեկավարվում են տարբեր շենքերի կոնստրուկցիաները նախագծելիս:

Շենքի չափերի և կոնստրուկտիվ սխեմաների միասնականացումը: Որպեսզի հնարավոր դառնա տիպային տարրերի լայն օգտագործումը տարբեր շենքերում, հարկավոր է այդ շենքերի հիմնական չափերը (սյուների առանցքների միջև եղած հեռավորությունները, հարկերի բարձրությունները և այլն) միասնականացնել և սահմանափակել: Այդ նպատակով մշակված է միասնական մոդուլային համակարգ, ըստ որի շենքի չափերի աստիճանավորման համար որպես բազային մոդուլ ընդունվում է 100 մմ-ը, կամ խոշորացված մոդուլներ, որոնք բազմապատիկ են 100 մմ-ին: Օրինակ՝ կամրջային ամբարձիչներով միահարկ արդյունաբերական շենքերի սյուների նշահարման առանցքների միջև հեռավորություններն ըստ շենքի երկարության (սյուների քայլը) ընդունված է վերցնել 6 մ կամ 12 մ, ըստ շենքի լայնության (շենքի թռիչքները)՝ 18, 24, 30 մ, և այլն՝ բազմապատիկ 6 մ խոշորացված մոդուլին, հատակից մինչև ծածկի հիմնական կրող կոնստրուկցիայի ներքևի հարթությունը ընդունվում է 8,4... 18 մ՝ բազմապատիկ 1,2 մ մոդուլին: Բազմահարկ արդյունաբերական շենքերի համար ընդունված է անել 9×6 մ չափերի միասնականացված սյունացանց՝ միջհարկային ծածկի վրա 5, 10 և 15 կն/մ² ժամանակավոր նորմատիվ բեռնվածքի դեպքում, և 6×6 մ չափերի սյունացանց՝ 10, 15, 20 և 25 կն/մ² բեռնվածքի դեպքում: Հարկերի բարձրությունն արվում է 3,6, 4,8 և 6,0 մ՝ բազմապատիկ 1,2 մ խոշորացված մոդուլին: Քաղաքացիական շենքերի հատակագծային (առանցքային) չա-

փերի համար ընդունվում են 0,3, 0,6, 1,2 մ խոշորացված մոդուլները, իսկ հարկերի բարձրության համար՝ 0,3 մ մոդուլը:

Միասնականացված չափերի հիման վրա մշակված են սահմանափակ թվով միասնականացված կոնստրուկտիվ սխեմաներ, որոնց կրող կոնստրուկցիաների և հանգույցների լուծումները միատիպ են:

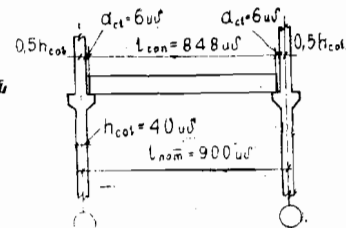
Շենքերի չափերի և կոնստրուկտիվ սխեմաների միասնականացումը հնարավորություն է տալիս մշակելու տարբեր նշանակության շենքերի տիպային նախագծեր՝ շինարարությունում մասսայականորեն կիրառելու համար:

Ներկայումս թե՛ արդյունաբերական և թե՛ քաղաքացիական շինարարությունը հիմնականում կատարվում է տիպային նախագծերով:

Որպեսզի շենքի տիպային տարրերի չափերը և շենքի միասնականացված հիմնական չափերը փոխադարձաբար համաձայնեցվեն միմյանց հետ, նախատեսված են երեք տեսակի չափեր՝ անվանական (նոմինալ), կոնստրուկտիվ և բնական (կամ փաստացի): Տարրի անվանական չափերը շենքի համապատասխան նշահարման առանցքների միջև եղած հեռավորություններն են: Կոնստրուկտիվ չափերը անվանակից տարբերվում են կարանների և բացակների մեծությամբ (նկ. 1. 3): Օրինակ՝ բազմահարկ արդյունաբերական շենքի սյուների առանցքների միջև 9 մ հեռավորության դեպքում պարզունակի անվանական երկարությունը 9 մ է, իսկ նրա կոնստրուկտիվ երկարությունը նկ. 1.3-ում ցույց տված սխեմայի դեպքում կլինի՝

$$l_{\text{con}} = l_{\text{nom}} - 2 \cdot 0,5 l_{\text{col}} - 2 a_{\text{cl}} = 900 - 2 \cdot 0,5 \cdot 40 - 2 \cdot 6 = 848 \text{ սմ:}$$

Նկ. 1. 3. Հավաքովի տարրի անվանական և կոնստրուկտիվ երկարությունները



Տարրերի բնական չափերը՝ կախված նրանց պատրաստման ճշտությունից, կարող են տարբերվել կոնստրուկտիվ չափերից 3...10 մմ-ով, որը կոչվում է թույլտվածք:

Տարրերի խոշորացումը: Հավաքովի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների տարրերի պատրաստման տեխնոլոգիայի կատարելագործման, փոխադրական միջոցների զարգացման և մոնտաժային մեխանիզմների բեռ-

նամբարձության մեծացման զուգընթաց խոշորացվում են տարրերի չափերը, միաժամանակ ձգտելով փոքրացնել տարրի միավորի զանգվածը՝ հատվածքի չափերի փոքրացման, դատարկությունների ստեղծման, բարձրամուր ու թեթև բետոնների կիրառման և այլ միջոցներով:

Նպատակահարմար է հավաքովի կոնստրուկցիաների տարրերը խոշորացնել այնքան, ինչքան որ թույլատրում են նրանց պատրաստման ու տեղափոխման պայմանները և մոնտաժման մեխանիզմների բեռնամբարձությունը:

Խոշորաչափ տարրեր կիրառելիս կրճատվում են մոնտաժման աշխատանքների ծավալները, կցվանքների ու կարանների քանակը, բարձրանում է տարրի պատրաստվածության աստիճանն ու նվազում են շինարարության վայրում կատարվող հարդարման և այլ աշխատանքները:

Ժամանակակից շինարարական տեխնիկան հնարավորություն ունի քաղաքացիական շենքերում կիրառել միջհարկային ծածկերի սալեր, որոնց չափերը համապատասխանում են մեկ սենյակի չափերին, պատերի պանելներ, որոնց չափերը համապատասխանում են հարկի բարձրությանը և սենյակի լայնությանը կամ երկարությանը, մեկ սենյակի չափեր ունեցող ծավալային բլոկներ և այլն: Միահարկ արդյունաբերական շենքերի ծածկերի համար կիրառվում են 3×12 մ չափերի կողավոր սալեր, մինչև 24 մ երկարության հեծաններ ու ֆերմաներ (ափելի երկար տարրերը, տեղափոխման պայմաններից ելնելով, բաժանում են մոնտաժային մասերի) և այլ խոշորաչափ տարրեր:

Հավաքովի կոնստրուկցիաներ նախագծելիս, ելնելով մոնտաժային ամբարձիչների բեռնամբարձությունից և նրանց ռացիոնալ շահագործման պայմանից, պետք է ձգտել, որ տարրերի զանգվածները միմյանցից քիչ տարբերվեն և մոտ լինեն ամբարձիչի ամենամեծ բեռնամբարձությունը:

Տարրերի տեխնոլոգիականությունը: Հավաքովի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների տարրերը պետք է նախագծել այնպես, որ նրանք լինեն տեխնոլոգիական՝ թե՛ պատրաստման և թե՛ մոնտաժման տեսակետից:

Պատրաստման տեսակետից տեխնոլոգիական են համարվում այն տարրերը, որոնց կոնստրուկցիան թույլ է տալիս կազմակերպել նրանց մասսայական արտադրությունը բարձր արտադրողական մեքենաների ու մեխանիզմների և արտադրական մակերեսների ռացիոնալ օգտագործմամբ: Տարրերի պատրաստման տեխնոլոգիականությունը մեծ չափով կախված է հենց իրենց՝ տարրերի ամրանավորման սխեմայից, պողպատե ներդիր դետալների կոնստրուկցիայից ու դասավորությունից, տարրերի և նրանց կաղապարի ձևի պարզությունից ու մի շարք այլ գործոններից:

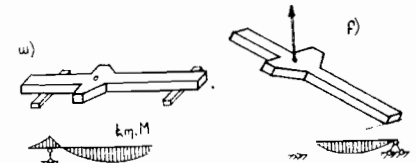
Կարևոր նշանակություն ունի նաև այս կամ այն տարրի համար արտադրության եղանակի (կոնվեյերային, հոսքաազրեգատային, ստենդա-

յին և այլն) ճիշտ ընտրությունը: Արտադրության մի եղանակը տվյալ տարրի համար կարող է լինել ռացիոնալ, իսկ մի այլ տարրի համար՝ ոչ նպատակահարմար:

Հավաքովի տարրերը, ինչպես ասվեց վերևում, պետք է լինեն տեխնոլոգիական ոչ միայն պատրաստման, այլև մոնտաժման տեսակետից, այսինքն՝ տարրի կոնստրուկցիան պետք է թույլ տա հարմար տեղադրում ու ամրացում նախագծային վիճակում և ամբարձիչի կեռի արագ ազատում: Այդ իսկ պատճառով կոնստրուկցիաների բաժանումը հավաքովի տարրերի մի շարք դեպքերում կատարվում է ելնելով հենց նրանց մոնտաժման տեխնոլոգիականության (հարմարավետության) պայմանից, օրինակ՝ բազմահարկ արդյունաբերական շենքերի սյուների կցվանքները նախատեսվում են միջհարկային ծածկերի սալերի վերին հարթությունից 1 մ բարձրության վրա (երբ սալերը տեղադրվում են պարզունակի վերին նիստի վրա՝ 0,6 մ):

Տարրերի հաշվարկային սխեմաները նրանց տեղափոխման և մոնտաժման ընթացքում: Հավաքովի տարրերը բարձրացման, տեղափոխման և մոնտաժման ընթացքում աշխատում են իրենց սեփական զանգվածի դինամիկական ազդեցության ներքո, ըստ որում տարրի աշխատանքային սխեման կարող է բոլորովին տարբերվել նախագծային վիճակի հաշվարկային սխեմայից, օրինակ՝ սյուները շահագործման ընթացքում գտնվում են ուղղաձիգ վիճակում և ենթարկվում են սեղմման, իսկ տեղափոխվելիս գտնվում են հորիզոնական վիճակում և ենթարկվում են ծռման: Մոտ է առաջ գալիս նաև նրանց մոնտաժման պրոցեսում (նկ. 1. 4): Այդ իսկ պատճառով հավաքովի տարրերը պետք է հաշվարկվել նաև բարձրացման, տեղափոխման և մոնտաժման ընթացքում առաջ եկող բեռնվածքների ազդեցության տակ՝ համապատասխան հաշվարկային սխեմաներով:

Նկ. 1. 4. Սյան հաշվարկային սխեման.
ա — տեղափոխման պրոցեսում, բ — մոնտաժման պրոցեսում



Նախալարված երկաթբետոնե հավաքովի տարրերի համար, բացի վերոհիշյալ հաշվարկից, պետք է ամրության և ճաքակալունության ըստուգում կատարել նաև տարրի պատրաստման ընթացքում գործող նախալարման Ք ճիգի ազդեցության տակ:

Ըստ տեղափոխման պայմանի հաշվարկելիս դինամիկական գոր-

ծակցի մեծությունը ընդունվում է 1,6, փսկ ըստ բարձրացման և մոնտաժման պայմանի՝ 1,4, հուսարկության գործակիցն ըստ բեռնվածքի՝ ՂԻ-ն, ընդունվում է հավասար մեկի: Ելնելով տվյալ տարրի տեղափոխման ու մոնտաժման փորձից, թույլատրվում է դինամիկական գործակցի մեծությունը փոքրացնել, բայց ոչ պակաս 1,25-ից:

Հավաքովի տարրերը բարձրացման, տեղափոխման և մոնտաժման ընթացքում առաջ եկող ճիգերի ազդեցության տակ հաշվարկելիս բետոնի թե՛ սեղմման և թե՛ ձգման հաշվարկային դիմադրությունները պետք է վերցնել հավաքովի կոնստրուկցիաների տարրերի բետոնի բացթողման ամրությանը համապատասխան (տե՛ս [4, 45]), որը սովորաբար փոքր է տվյալ դասի բետոնի հաշվարկային դիմադրությունից: Նախալարված տարրերը պատրաստման փուլում հաշվարկելիս պետք է ելնել բետոնի R_{bp} փոխանցման ամրությունից (տե՛ս [37]):

Հատվածքի փոքր լայնություն և մեծ բարձրություն ունեցող տարրերը (ծածկի հեծաններն ու ֆերմաները, պատի պանելները և այլն), որպես կանոն, տեղափոխվում են աշխատանքային՝ ուղղաձիգ վիճակում, և սովորաբար ուժեղացման կարիք չունեն: Մեծ երկարության և փոքր լայնության գծային տիպի տարրերը հորիզոնական վիճակով բարձրացնելիս և մոնտաժելիս պետք է օգտագործել ձողաբռնիչներ, հակառակ դեպքում թեք կախաճոպաններում առաջ եկող ճիգերի հորիզոնական բաղադրիչների հետևանքով տարրը կենթարկվի սեղմման, և կարող է տեղի ունենալ նրա կայունության կորուստ իր ճարձգությունից դուրս:

Հավաքովի տարրերը նախագծելիս աշխատում են նրանց հաշվարկային սխեման բարձրացման, տեղափոխման և մոնտաժման ընթացքում, տարրի մոնտաժային օղակների, կախաճոպանների համար թողնվող անցքերի, տարրի ճեմման տեղերի նպատակահարմար տեղաբաշխման և այլ միջոցներով ընտրել այնպիսին, որ տարրում առաջ եկող ճիգերը հնարավորին չափ լինեն փոքր և լրացուցիչ ամրանավորում չը պահանջեն: Այլ խոսքով ասած, տարրը, որի հատվածքի չափերը և ամրանավորումն ընտրվում են՝ ելնելով նրա շահագործման փուլի բեռնվածքներից և հաշվարկային սխեմայից, առանց լրացուցիչ ամրանի պետք է բավարարի նաև բարձրացման, տեղափոխման և մոնտաժման ընթացքում առաջ եկող ճիգերին (նախալարված տարրերի դեպքում նաև պատրաստման փուլում առաջ եկող ճիգերին):

Հավաքովի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներ նախագծելիս անհրաժեշտ է նաև նախատեսել կոնստրուկտիվ միջոցառումներ մոնտաժման ընթացքում առանձին տարրերի, կոնստրուկցիաների և ամբողջ շենքի կայունությունն ապահովելու համար:

Հավաքովի կոնստրուկցիաների կցվանքները և տարրերի վերջամա-

սերը: Հավաքովի կոնստրուկցիաների կցվանքները դասակարգվում են ըստ ֆունկցիոնալ և հաշվարկակոնստրուկտիվ հատկանիշների:

Կցվանքներն ըստ ֆունկցիոնալ հատկանիշի բաժանվում են՝ սյան և հիմքի, սյունների (միմյանց հետ), պարզունակի և սյան, ենթամբարձիչային հեծանի և սյան, ծածկի սալերի ու պարզունակի և այլ տարրերի կցվանքների:

Ըստ հաշվարկակոնստրուկտիվ հատկանիշի տարրերվում են սեղմման տակ աշխատող կցվանքներ (օրինակ՝ սյունների միջև կատարվող կրցվանքները), ձգման տակ աշխատող կցվանքներ (օրինակ՝ 30մ թռիչքով ֆերմայի ներքևի գոտու մոնտաժային կցվանքը), ծող մոմենտի և լայնական ուժի ազդեցության ներքո աշխատող կցվանքներ (օրինակ՝ բազմահարկ շենքերի սյունների և պարզունակների կցվանքները) և այլն:

Հավաքովի կոնստրուկցիաների հանգույցները և միացումները տարբեր կոնստրուկտիվ և տեխնոլոգիական միջոցառումներով պետք է ապահովեն ճիգերի հուսալի փոխանցումը, կցվանքի շրջակայքում հենց իրենց տարրերի ամրությունը, ինչպես և կոնստրուկցիայի բետոնի ու կցվանքում տեղադրված բետոնի կապը: Կցվանքներում ճիգը մի տարրից մյուսին փոխանցվում է եռակցմամբ միմյանց միացված աշխատող ձողերի կամ պողպատե ներդիր դետալների և կարանները մոնոլիթացնող բետոնի միջոցով:

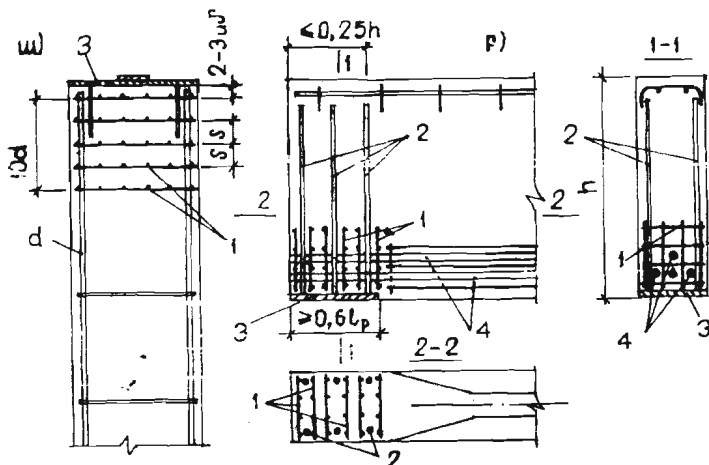
Առանձնահատուկ ուշադրություն պետք է դարձնել սեյսմիկ շրջաններում կառուցվող շենքերի հավաքովի կոնստրուկցիաների կցվանքների ճիշտ նախագծման ու կատարման (մասնավորապես եռակցումների և կարանների մոնոլիթացման) որակի վրա: Կցվանքները (ինչպես և հավաքովի տարրերը) նախագծելիս պետք է նախատեսել այնպիսի պայմաններ (տե՛ս § 1.6), որոնք սեյսմիկ ազդեցության դեպքում կցվանքներում (ինչպես և հավաքովի տարրերում) թույլ կտան պլաստիկ դեֆորմացիաների զարգացում՝ միաժամանակ ապահովելով շենքի ընդհանուր կայունությունը:

Կցվանքները պետք է նախագծել այնպես, որ նրանք ունենան անհրաժեշտ ամրություն ու կոշտություն, տարրերի պատրաստման տեսակետից լինեն տեխնոլոգիական և պարզ (մոնտաժման ժամանակ): Այդ բոլորի հետ մեկտեղ պետք է աշխատել կցվանքներում մետաղի ծախսը կրճատել՝ մասնավորապես ներդիր դետալների չափերն ընդունելով նվազագույնը:

Կցվանքներում եռակցման և բետոնացման աշխատանքները հեշտությամբ կատարելու համար միացվող տարրերի միջև պետք է թողնել 50...100 մմ լայնության բացակներ: Եթե կցվանքների բացակները լրցնում են ցեմենտավազային շաղախով ճնշման ներքո, ապա նրանց լայնությունը կարելի է հասցնել նվազագույնի՝ 20 մմ-ի:

Հավաքովի կոնստրուկցիաներում հատուկ ուշադրություն պետք է դարձնել ոչ միայն կոնստրուկցիաների միացումներին ամրությունը, այլև վերջիններիս երկարակեցությանը: Պողպատի ներդիր դետալները և եռակցման կարանները կոռոզիայից պաշտպանելու, ինչպես և տարրերի հրակայունությունն ապահովելու համար պետք է այդ դետալները և կարանները ծածկել մետաղացանցով ամրանավորած ցեմենտա-ավազային շաղախե պաշտպանիչ շերտով: Նպատակահարմար է նաև ցինկապատ ներդիր դետալների, հատուկ պահպանիչ ծածկույթների կիրառությունը և այլն:

Հավաքովի տարրեր նախագծելիս սովորաբար նրանց կցվանքվող վերջամասերը ուժեղացվում են՝ նկատի ունենալով կցվանքին մոտ հատվածքներում ճիգերի ազդման տեղական բնույթը: Սեղմվող տարրերի դեպքում, որպես կանոն, դա կատարվում է եռակցած լայնական ցանցերի միջոցով (նկ. 1.5, ա): Ցանցերի հաշվարկը և կոնստրուկտավորման պահանջները բերված են [3, 37, 45]-ում:



Նկ. 1.5. Հավաքովի տարրերի վերջամասերի ուժեղացումը.

- ա — սյան կցվող վերջամասի ուժեղացումը եռակցած լայնական ցանցերով,
բ — նախալարված ծովող տարրի վերջամասի ուժեղացումը լրացուցիչ լայնական ձողերով և եռակցած լայնական ցանցերով,
1 — լայնական ցանցեր, 2 — լրացուցիչ լայնական ձողեր, 3 — պողպատե ներդիր դետալներ, 4 — նախալարված ամրան

Նախալարված տարրերի պատրաստման ժամանակ լարված ամրանից ճիգը բետոնին հաղորդելիս տարրի վերջամասերում կարող են առաջ գալ երկայնական ճաքեր, որոնցից խուսափելու, ինչպես և կոնստրուկտիվ նկատառումներով, տարրերի վերջամասերը պետք է ուժեղացնել լրացուցիչ լայնական (սովորաբար շարված) ամրանով և եռակցած լայ-

նական ցանցերով (նկ. 1.5, բ): Տարրի մեկ ծայրամասում տեղադրվող լրացուցիչ լայնական ամրանի հատվածքի մակերեսը որոշվում է (1.1) բանաձևով՝

$$A_{sw} = \gamma P / R_{sw}, \quad (1.1)$$

որտեղ $\gamma = 0,2$ ($\gamma = 0,3$, եթե տարրը ենթակա է հաշվարկման ըստ դիմացկունության),

P — նախալարման սեղմող ճիգն է, հաշվի առած ամրանի լարման առաջին կորուստները,

R_{sw} — լրացուցիչ լայնական ամրանի հաշվարկային դիմադրու-

թյունը:

Այդ ամրանը պետք է տեղադրել տարրի ամբողջ բարձրությամբ և եռակցել հենարանային ներդիր դետալին (նկ. 1.5, բ):

Վերահիշյալ լրացուցիչ լայնական ամրանը, ինչպես և լայնական ցանցերը (4—5 հատ) պետք է տեղադրել տարրի վերջամասերում, ոչ պակաս 0,6l_p (l_p — նախնական լարումների հաղորդման գոտու երկարություն է) և 20 սմ երկարության հատվածում՝ եթե նախալարված ամրանը խարիսխներ չունի, իսկ խարսխող հարմարանքների առկայության դեպքում՝ այն հատվածում, որը պետք է ունենա առնվազն այդ հարմարանքների կրկնակի երկարությունը:

§ 1.4. Մոնոլիթ և հավաքովի-մոնոլիթ կոնստրուկցիաների նախագծման սկզբունքները

Մոնոլիթ երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներով շենքեր նախագծելիս, շենքի կոնստրուկտիվ սխեմայի և կոնստրուկցիաների ընտրությունը պետք է կատարել ելնելով § 1.1-ում բերված պահանջներից, նկատի ունենալով նաև կաղապարամածային, ամրանային և բետոնային աշխատանքների առավել ինդուստրացման համար անհրաժեշտ պայմանները:

Մոնոլիթ կոնստրուկցիաներ նախագծելիս ևս պետք է նախատեսել միասնականացված շափեր, որոնք թույլ են տալիս օգտագործել գույքային կաղապարամածեր, միասնականացված շափերի եռակցած ցանցեր և խոշորացված տարածական կարկասներ: Մոնոլիթ երկաթբետոնով կատարվող շինարարության ինդուստրացման համար շատ կարևոր է նաև բետոնի պատրաստման, տեղափոխման, տեղադրման և խտացման աշխատանքների ժամանակակից մեթոդային բերանակների կիրառումը:

Մեծ բեռնվածքներով, նշանակալից բարձրության խոշոր շենքերում և կառուցվածքներում կարող է նպատակահարմար լինել կրող ամրանով մոնոլիթ երկաթբետոնի կիրառությունը, որը թույլ է տալիս կրճատել կաղապարամածային աշխատանքները (տնտեսելով անտառանյութ) և շինարարության ժամկետը:

Հավաքովի-մոնոլիթ երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներ նախագծելիս պետք է պահպանել թե՛ հավաքովի և թե՛ մոնոլիթ կոնստրուկցիաների նախագծման հիմնական սկզբունքները: Բացի այդ, այստեղ հատուկ ուշադրություն պետք է դարձնել հավաքովի տարրերի և տեղում կատարվող մոնոլիթ երկաթբետոնի համատեղ աշխատանքի ապահովման վրա: Այդ նպատակով հավաքովի տարրերի այն մակերևույթները, որոնք շաղկապվելու են մոնոլիթ երկաթբետոնին, պետք է անել ոչ ողորկ, նպատակահարմար է հավաքովի տարրերից դուրս թողնել ամրան՝ մոնոլիթ երկաթբետոնի ամրանի հետ կցելու կամ բետոնում խարսխելու համար, մոնոլիթ երկաթբետոնի հետ հավաքովի տարրերի հպվող նիստերը կատարել այն կամ այն ձևի խորացումներով (կամ դուրս ընկնող հատվածներով) բետոնե երկթներ ստեղծելու համար և այլն:

Հավաքովի-մոնոլիթ կոնստրուկցիաներ նախագծելիս հանձնարարվում է դեկավարվել [26]-ով:

§ 1. 5. Երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների տեխնիկատնտեսական գնահատումը

Արդյունաբերական և քաղաքացիական շենքերի նախագծումը սովորաբար կատարվում է միեւնոյն հիմնական պահանջներին բավարարող կոնստրուկտիվ լուծումների տարբերակներով: Երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների տնտեսավետությունը գնահատում են՝ միմյանց հետ համեմատելով այդ տարբերակների տեխնիկատնտեսական ցուցանիշները: Առավել ստույգ տվյալներ են ստացվում, երբ հիշյալ համեմատությունները կատարում են ելնելով կոնստրուկցիաների աշխատանքային գծագրերից:

Նախագծման պրոցեսում հավաքովի երկաթբետոնե առանձին տարրերի, ինչպես էլ ամբողջությամբ վերցրած կոնստրուկցիաների տեխնիկատնտեսական գնահատումը կատարվում է ելնելով բետոնի (մ³) և ամրանի (տ) ծախսից, նրանց պատրաստման ու մոնտաժման աշխատատարողությունից (մարդ-օր) և արժեքից (ռ): Սակայն որպես հիմնական տրնտեսական ցուցանիշ այնուամենայնիվ համարվում է տարրերի, կոնստրուկցիաների արժեքը:

Տարրերի և կոնստրուկցիաների տեխնիկատնտեսական ցուցանիշները որոշելիս որպես չափման հաշվարկային միավոր վերցվում է մեկ տարրը կամ կոնստրուկցիան, համեմատելով նաև կոնստրուկցիայի 1մ³ ծավալի, 1 մ² մակերեսի կամ 1 գծային մետր երկարության ցուցանիշները:

Երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների տնտեսավետության հարցերով պետք է զբաղվել շենքի նախագծման ամբողջ պրոցեսում՝ սկսած նրա ծավալահատակագծային լուծումից ու կոնստրուկտիվ սխեմայի ընտրու-

թյունից մինչև առանձին տարրերի հաշվարկը և կոնստրուկտավորումը: Երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների էկոնոմիկայի հարցերը հանգամանորեն լուսաբանված և շարադրված են [9]-ի 6-րդ գլխում:

§ 1.6. Ստատիկորեն անորոշելի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների հաշվարկման էությունը՝ հաշվի առնելով ճիգերի վերաբաշխումը

Երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների նախագծման պրակտիկայում ստատիկորեն անորոշելի կոնստրուկցիաների ճիգերի որոշումը հաճախ կատարվում է այնպես, ինչպես առաձգական համակարգերինը: Հայտնի է, որ առաձգական համակարգերի հաշվարկը հիմնված է այն ընդունելությունների վրա, որ կոնստրուկտիվ տարրերը իդեալականորեն առաձգական են, և նրանց կոշտությունները վախճված չեն բեռնվածքի մեծությունից ու ազդման տեղությունից: Այնուհետև ենթադրվում է, որ տարրերում առաջ եկող դեֆորմացիաները փոքր են, և կարելի է հավասարակշռության պայմանների մեջ մտնող երկրաչափական մեծություններն ընդունել անփոփոխ:

Երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներում բեռնվածքի ներքո բացի առաձգական դեֆորմացիաներից առաջ են գալիս նաև ոչ առաձգական դեֆորմացիաներ, և տեղի են ունենում ոչ հետադարձ այլ փոփոխություններ. բեռնվածքի երկարատև ազդեցության հետևանքով բետոնում զարգանում են սողքի դեֆորմացիաներ, ձգված գոտու բետոնում առաջ են գալիս և զարգանում ճաքեր, տարրի կրողունակության սպառման մոտակա փուլում և հատկապես նրա նախորդող պահին սեղմված բետոնում խխուկներ: Կարող զարգանում են (աճում են) ոչ առաձգական բնույթի դեֆորմացիաներ, որոշ հատվածներում տեղի է ունենում ձգված ամրանի ու բետոնի շաղկապման խախտում, ի վերջո ճաքած հատվածներում ձգված ամրանը հոսում է, կամ առաջ են գալիս տեղական բնույթի նշանակալից ոչ առաձգական դեֆորմացիաներ:

Ստատիկորեն անորոշելի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներում կարող են ճիգեր առաջանալ նաև մինչև արտաքին բեռնվածքների ազդեցությունը՝ չերմակծկումային դեֆորմացիաների, նախալարման և այլ պատճառներով:

Վերը բերված հանգամանքների շնորհիվ ստատիկորեն անորոշելի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների լարվածադեֆորմացիոն վիճակը, հետևաբար և ճիգերի մեծությունները ինչպես շահագործման պայմաններում, այնպես էլ հատկապես կրողունակության սպառման պահին կարող են էապես տարբերվել ճիգերի այն մեծություններից, որոնք որոշվում են կոնստրուկցիան որպես առաձգական համակարգ քննարկելիս:

Այսպիսով կարելի է ասել, որ ստատիկորեն անորոշելի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներում (բազմաթիվ անխզելի սալերում և հեծաններում,

շրջանակներում, բարակապատ տարածական ծածկերում և այլն), մինչև նրանց քայքայումը, նախնական լարման, նյութերի ոչ առաձգական դեֆորմացիաների, ճաքերի առաջացման և վերը նշված այլ պատճառների հետևանքով տեղի է ունենում ճիգերի (մասնավորապես ծոռոց մոմենտների) վերաբաշխում: Նշված հանգամանքը հաճախ էական ազդեցություն է թողնում կոնստրուկցիայի կրողունակության, ճաքակալուծության և կոշտության վրա:

Ճիգերի վերաբաշխման հաշվառումը թույլ է տալիս կատարել ամրանի նպատակահարմար բաշխում տարրի տարբեր հատվածների միջև, որը հատկապես կարևոր է հավաքովի կոնստրուկցիաների նախագծման համար, միաժամանակ ստանալով ամրանի մինչև 20% տնտեսում, համեմատած ըստ առաձգական հաշվարկի ստացած և բաշխված ամրանի հետ:

Ինչպես արդեն ասվել է (տե՛ս [45]), ստատիկորեն որոշելի տարրերում պլաստիկ հոդակապ առաջանալուց հետո տարրը անարգել կերպով ճկվում է՝ հոդակապով բաժանված նրա երկու մասերը պատվում են հոդակապի շուրջը, և տարրը քայքայվում է:

Այլ է պատկերը ստատիկորեն անորոշելի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներում: Ստատիկորեն անորոշելի համակարգի որևէ հատվածքում պլաստիկ հոդակապի կամ նույնն է սալում կոտրման գծի առաջացումը դեռ չի նշանակում այդ տարրի կամ կոնստրուկցիայի քայքայում, քանի որ տարրի (կոնստրուկցիայի) հոդակապով բաժանված երկու մասերի ազատ պտտմանը, հետևաբար և ճկվածքի աճին խանգարում են ավելորդ կապերը. օրինակ՝ եթե անխզելի բազմաթռչք հեծանի թռչքային որևէ հատվածքում առաջացել է պլաստիկ հոդակապ (նկ. 1. 6), ապա այդ հեծանի քննարկվող թռչքի երկու մասերի ազատ պտտմանն ու ճկվածքի աճին կխանգարեն հենարանային «ավելորդ» կապերը: Այդ պատճառով բեռնվածքի հետագա մեծացումը պլաստիկ հոդակապում (սալում՝ կոտրման գծում) գործնականորեն լարումների (ճիգերի) փոփոխությունն առաջ չի բերում, սակայն տարրի մյուս հատվածքների թե՛ ձգված ամրանի և թե՛ սեղմված գոտու բետոնի լարումները կաճեն: Այդ երևույթը բեռնվածքի մեծացմանը զուգընթաց (ինչպես և բեռնվածքի երկարատև ազդեցության հետևանքով) կշարունակվի այնքան ժամանակ, մինչև որ համակարգում կառաջանան նոր պլաստիկ հոդակապեր (սալերում կոտրման գծեր), և երբ այդ պլաստիկ հոդակապերի (կոտրման գծերի) թիվը կհասնի $n+1$ -ի (n -ը համակարգի ավելորդ կապերի թիվն է՝ ստատիկորեն անորոշելիության աստիճանը, վերը հիշված հեծանի դիտվող թռչքի համար $n=2$), ապա համակարգը կգտնվի սահմանային հավասարակշռության վիճակում, որից անմիջապես հետո համակարգը կդառնա երկրաշափոթեն փոփոխելի, և տեղի կու-

նենա քայքայում: Նկարագրված ձևով քայքայվող կոնստրուկցիաների կրողունակության հաշվարկը ընդունված է կատարել ըստ սահմանային հավասարակշռության մեթոդի, որի նախադրյալները հետևյալներն են.

1. Կոնստրուկցիայի դեֆորմացիաները մինչև նրա կրողունակության սպառումը պետք է լինեն բավականին փոքր, որպեսզի հավասարակշռության պայմանների մեջ մասնակցող երկրաշափական մեծությունների փոփոխությունները արհամարհվեն:

2. Կոնստրուկցիայի տարրում առաջ եկող ճիգերի մեծությունները պետք է սահմանափակել սահմանային պայմաններով, որոնց հասնելով այդ տարրի դեֆորմացիաները կարող են բավականին ուժեղ չափով մեծանալ, օրինակ, ձգված ամրանի համար $\sigma_s \leq \sigma_y$, հեծանի ծոռոց մոմենտի համար՝ $M \leq \sigma_y A_s Z$:

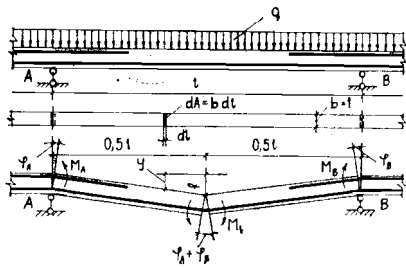
Ցանկացած համակարգի հաշվարկը կարելի է կատարել ստատիկական կամ կինեմատիկական եղանակով: Սակայն ամեն մի առանձին դեպքում՝ կախված կոնստրուկցիայի տիպից, նպատակահարմար է մեկ կամ մյուս եղանակի կիրառումը: Օրինակ՝ հաշվարկման կինեմատիկական եղանակը առավել ռացիոնալ է համարվում սալային կոնստրուկցիաների համար, էՆՄ-ների միջոցով հաշվարկելիս շատ կոնստրուկցիաների համար առաջնությունը տրվում է ստատիկական եղանակին և այլն:

Նշված երկու նախադրյալները պահպանելու դեպքում կոնստրուկցիայի կրողունակության սահմանին համապատասխանող բեռնվածքը կլինի ամենամեծը, որի դեպքում դեռ կարելի է համակարգը ստատիկական եղանակով հաշվարկելիս օգտվել թե՛ հավասարակշռության և թե՛ սահմանային պայմաններից: Կինեմատիկական եղանակով հաշվարկելիս այդ բեռնվածքի մեծությունը միաժամանակ կլինի ամենափոքրը բեռնվածքների այն մեծություններից, որոնք որոշվում են՝ ելնելով տարրի որևիցե հնարավոր տեղափոխման վրա արտաքին ուժերի և սահմանային ներքին ճիգերի կատարած աշխատանքների հավասարության պայմանից:

Ելնելով վերն ասածներից որպես օրինակ դիտարկենք նկ. 1. 6-ում և նկ. 1. 7-ում բերված հեծանիների աշխատանքը, դրանք հասցնելով մինչև սահմանային հավասարակշռության պահ:

Կինեմատիկական եղանակ: Հեծանի դիտվող թռչքը սահմանային հավասարակշռության պահին ընդունվում է որպես միմյանց հետ 3 պլաստիկ հոդակապերով միացված կոշտ տարրերից բաղկացած համակարգ (նկ. 1. 6):

Հեծանի ճկվածքը դիտվող թռչքի կենտրոնում $q = g + v$ հավասա-



Նկ. 1. 6. Բազմաթուղթ անխզելի հեծանի կոտրման սխեման ըստ սահմանային հավասարակշռության մեթոդի հաշվարկելիս

րաչափ բաշխված բեռնվածքի ազդեցության տակ եթե լինի հավասար f -ի, ապա տարրի պտտման անկյունները կլինեն՝

$$\varphi_A = \varphi_B = \text{tg} \varphi_A = \text{tg} \varphi_B = 2f/l, \quad (1.2)$$

Արտաքին բեռնվածքի հնարավոր աշխատանքը կլինի՝

$$W_q = \int_0^l y q dA = q \int_0^l y dA, \quad (1.3)$$

որտեղ $\int_0^l y dA$ -ն f բարձրության և l հիմքով եռանկյան մակերեսն է (ընդունվում է $dA = bdl$, $b=1$), հեշտաբար՝

$$W_q = q_0 \int y dA = qlf/2, \quad (1.4)$$

Ներքին ճիգերի՝ պլաստիկ հոդակապերում ծոող մոմենտների, կատարած հնարավոր աշխատանքը կլինի՝

$$W_M = \sum \varphi M = \varphi_A M_A + (\varphi_A + \varphi_B) M_1 + \varphi_B M_B, \quad (1.5)$$

Տեղադրելով φ_A և φ_B անկյունների արժեքները (1.2) արտահայտություններից (1.5)-ի մեջ կստանանք՝

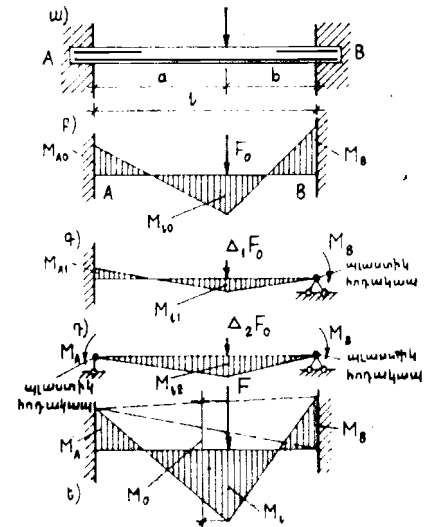
$$W_M = (2fM_A/l) + (4fM_1/l) + (2fM_B/l), \quad (1.6)$$

Հավասարեցնելով արտաքին բեռնվածքի և ներքին ճիգերի կատարած հնարավոր աշխատանքները՝ $W_q = W_M$, կստանանք հավասարակշռության հետևյալ պայմանը.

$$(M_A/2) + M_1 + (M_B/2) = ql^2/8, \quad (1.7)$$

այսինքն՝ հենարանային ծոող մոմենտների կիսազումարի և թուղթի մեջտեղի ծոող մոմենտի գումարը հավասար է նույն թուղթով և բեռնվածքով հասարակ հեծանի առավելագույն ծոող մոմենտին՝ $ql^2/8$:

Ստատիկական եղանակ: Կենտրոնացած F_0 ուժի ազդեցության ներքո Նկ. 1. 7, ա-ում բերված հեծանի A կամ B հենարաններում պլաստիկ հոդակապ առաջանալուց հետո (տվյալ դեպքում ընդունում ենք, որ առաջին պլաստիկ հոդակապը առաջացել է B հենարանում) հեծանի հաշվարկային սխեման կլինի Նկ. 1. 7, գ-ում ցույց տվածը: A հենարանում ամրակցված, B հենարանում պլաստիկ հոդակապով հեծանը, բեռնվածքի հետագա մեծացման դեպքում, այդ սխեմայով կաշխատի այնքան ժամանակ, մինչև որ առաջանա պլաստիկ հոդակապ նաև A հենարանում: Բեռնվածքի աճը կլինի $\Delta_1 F_0$ (Նկ. 1. 7, գ): A և B հենարաններում հոդակապեր առաջանալուց հետո հեծանը դիտարկվում է որպես երկու հոդակապերով հենված ստատիկորեն որոշելի համակարգ (Նկ. 1. 7, դ): Բեռնվածքի հետագա աճը՝ $\Delta_2 F_0$, ի վերջո առաջ կբերի պլաստիկ հոդակապ նաև թուղթում (արտաքին ուժի կիրառման կետով անցնող հատվածքում), և հեծանը կքայքայվի:



Նկ. 1. 7. Երկու հենարաններում ամրակցած հեծանի հաշվարկային սխեմաները. ա— մինչև պլաստիկ հոդակապերի առաջացումը, բ— ծոող մոմենտների էպլուրը B հենարանում պլաստիկ հոդակապ առաջանալու պահին, գ— B հենարանում պլաստիկ հոդակապ առաջանալուց հետո, դ— B և A հենարաններում պլաստիկ հոդակապեր առաջանալուց հետո, ե— ծոող մոմենտների էպլուրը հեծանի սահմանային հավասարակշռության պահին

Այսպիսով, սահմանային հաշվարկային ուժը կլինի՝

$$F = F_0 + \Delta_1 F_0 + \Delta_2 F_0, \quad (1.8)$$

Պլաստիկ հոդակապերում սահմանային հաշվարկային ծոող մոմենտները կլինեն M_A , M_B և M_1 (Նկ. 1. 7, ե):

Սահմանային հավասարակշռության վիճակում՝ հեծանի քայքայման

անմիջապես նախորդող պահին, նրա թռիչքային ծոող մոմենտը կարելի է որոշել ելնելով ստատիկական հավասարակշռության պայմանից՝

$$M_1 = M_0 - (M_{Ab}/l) - (M_{Ba}/l),$$

որտեղից

$$(M_{Ab}/l) + M_1 + (M_{Ba}/l) = M_0, \quad (1.9)$$

որտեղ $M_0 = Fab/l$ -ն երկու հենարանների վրա ազատ հենված հեծանի թռիչքային մոմենտն է F ուժի կիրառման հատվածքում:

(1.7) և (1.9) պայմաններից հետևում է, որ ստատիկորեն անորոշելի կոնստրուկցիաների կրողունակությունը կախված չէ հենարանային և թռիչքային մոմենտների մեծությունների հարաբերությունից և պլաստիկ հոդակապերի առաջացման հաջորդականությունից: Հետևաբար հեծանի հենարանային և թռիչքային մոմենտների մեծությունը կարելի է ընտրել «կամայական», միայն թե պահպանվի (1.7) կամ (1.9) հավասարակշռության պայմանը: Սակայն պետք է նկատի ունենալ, որ հենարանային և թռիչքային մոմենտների ընտրությունից կախված փոփոխվում են պլաստիկ հոդակապերի առաջացման հաջորդականությունը, բեռնվածքի մեծությունները, որոնք առաջացնում են առաջին և վերջին պլաստիկ հոդակապերը, ինչպես և առաջին հոդակապում ճաքի բացվածքի լայնությունը: Այդ իսկ պատճառով, ելնելով տեսական և փորձառական հետազոտությունների արդյունքներից, որոշ պահանջներով սահմանափակվում է մոմենտների մեծության «կամայական» ընտրությունը (տե՛ս ստորև և հաջորդ գլուխներում):

Գծային պլաստիկ հոդակապերով (կոտրման գծերով) կոնստրուկցիայի հաշվարկային սխեման կոչվում է *կոնստրուկցիայի կոտրման սխեմա*:

Այսպիսով, ստատիկորեն անորոշելի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաները հաշվարկելու համար, հաշվի առնելով ճիգերի վերաբաշխումը, անհրաժեշտ է ապահովել սահմանային հավասարակշռության մեթոդի վերոհիշյալ նախադրյալները: Նախագծելիս այդ նպատակով պետք է պահպանել հետևյալ կանոնները.

ա) Կոնստրուկցիայի պետք է նախագծել այնպես, որ նրա քայքայման պատճառ չդառնան սեղմված գոտու կտրումը կամ գլխավոր սեղմող լարումների հետևանքով բետոնի փշրումը:

բ) Կոնստրուկցիայի պետք է ամրանավորել այնպիսի պողպատներով, որոնք թույլ են տալիս պլաստիկ հոդակապերի առաջացում՝ բավականին մեծ դեֆորմացիաներով, այդպիսին են $A-I...A-V$ դասերի ամրանները, սովորական ամրանային լարերից պատրաստված եռակցած ցանցերը և բարձրամուր լարերը:

գ) Այն հատվածքները, որոնցում նախատեսվում է պլաստիկ հոդակապերի (կոտրման գծերի) առաջացում, հանձնարարվում է ամրանավորել այնպես, որ սեղմված գոտու հարաբերական բարձրությունը՝ ξ -ն, լինի 0,35-ից ոչ ավելի:

դ) Առաջին հոդակապերում ճաքերի վաղ և մեծ բացվածքից խուսափելու նպատակով անհրաժեշտ է ճիգերի վերաբաշխումը սահմանափակել այնպես, որ տարրի հաշվարկային հատվածքներում ձգված ամրանի քանակը, համեմատած առաձգական սխեմայով կատարված հաշվարկով պահանջվող ամրանի քանակի հետ, չպակասի ավելի քան 30%-ով:

Կան և այլ պահանջներ (տե՛ս [33]):

Այսպիսով, ստատիկորեն անորոշելի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների ամրությունը, ճաքակայունությունը և կոշտությունը առավել ճիշտ գնահատելու, ռացիոնալ նախագծման, արտադրական ու տնտեսական արդյունավետություն ստանալու համար հանձնարարվում է նրանց հաշվարկը կատարել ճիգերի վերաբաշխման հաշվառմամբ:

Ստատիկորեն անորոշելի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների հաշվարկը՝ ճիգերի վերաբաշխման հաշվառմամբ, մանրակրկիտ կերպով շարադրված է [33] «ձեռնարկում»: Այդ «ձեռնարկը» տարածվում է արդյունաբերական և քաղաքացիական շենքերի սովորական և նախալարված հավաքովի, հավաքովի-մոնոլիթ և մոնոլիթ ստատիկորեն անորոշելի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների վրա:

Սույն գրքի հետագա գլուխներում բերված տարբեր կոնստրուկցիաների հաշվարկները մեծ մասամբ կատարված են համաձայն այդ «ձեռնարկի» մեթոդի ու պահանջների:

ԵՐԿՐՈՐԴ ԳԼՈՒԽ

ՀԱՐԹ ԾԱԾԿԵՐ

(Միջհարկային ծածկեր և վերնածածկեր*)

§ 2.1. Ծածկերի դասակարգումը

Երկաթբետոնե հարթ ծածկերը, շնորհիվ իրենց ամրության ու կոշտության, երկարակեցության ու հրակայունության և այլ առավելություն-

* Միահարկ արդյունաբերական և նման այլ շենքերի հավաքովի հարթ վերնածածկերը բերված են «Միահարկ արդյունաբերական շենքերի կոնստրուկցիաներ» գլխում:

ձերի, ամենայն կիրառությունն ինքն արդյունաբերական և քաղաքացիական շենքերում: Երկաթբետոնե ծածկերի լայն տարածմանը հապեա նպաստել են նաև նրանց տնտեսավետությունը և իրագործման բարձր ինդուստրացումը:

Երկաթբետոնե ծածկերը կատարում են մոնոլիթ, հավաքովի և հավաքովի մոնոլիթ եղանակներով: Ըստ կոնստրուկտիվ սխեմայի նրանք բաժանվում են հեծանային և անհեծան ծածկերի:

Մոնոլիթ երկաթբետոնե ծածկերի հիմնական տիպերն են.

1. հեծանային սալերով կողավոր ծածկերը,
2. հաճախակող ծածկերը,
3. երկու ուղղությամբ աշխատող սալերով (եզրագծով հենված սալերով) կողավոր ծածկերը,
4. անհեծան ծածկերը:

Հավաքովի և հավաքովի-մոնոլիթ ծածկերը բաժանվում են.

1. հեծանասալային ծածկերի,
2. անհեծան ծածկերի:

Մածկի իրականացման եղանակի և տիպի ընտրությունը կատարվում է ելնելով բազմաթիվ գործոններից՝ շենքի նշանակությունից, ծածկի վրա գործող բեռնվածքի մեծությունից ու բնույթից, ճարտարապետական և տեխնիկատնտեսական նկատառումներից և այլն:

Ժամանակակից արդյունաբերական և քաղաքացիական շինարարությունում, շնորհիվ հավաքովի երկաթբետոնի մի շարք առավելությունների, առաջին հերթին՝ աշխատանքների կատարման բարձր ինդուստրացման և ժամկետի կրճատման, ամենամասսայականը հավաքովի երկաթբետոնե ծածկերն են: Սակայն մի շարք դեպքերում՝ ոչ տիպային նախագծերով կառուցվող շենքերում, մեծ դինամիկ բեռնվածքների դեպքում, սեյսմիկ շրջաններում, շինարարությանը մոտակա վայրերում հավաքովի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների գործարանի բացակայության և այլ դեպքերում, այնուամենայնիվ նպատակահարմար են մոնոլիթ և հավաքովի-մոնոլիթ ծածկերը: Որպես մոնոլիթ ծածկերի կարևոր առավելություն պետք է նշել նրանց մեծ կոշտությունն իրենց հարթությունում, որով և ապահովվում է շենքի ուղղաձիգ կոնստրուկցիաների համատեղ աշխատանքը հորիզոնական բեռնվածքների (մասնավորապես սեյսմիկ ազդեցության) դեպքում:

§ 2. 2. Մոնոլիթ կողավոր ծածկեր հեծանային սալերով

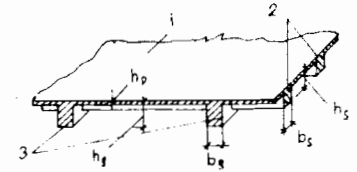
Հեծանային սալերով կողավոր ծածկերը առավելապես կիրառում են բազմահարկ արդյունաբերական ու պահեստային տիպի շենքերում, ինչպես և տարբեր նշանակության հասարակական շենքերում: Հեծանային

սալերով կողավոր կոնստրուկցիաներ կիրառում են նաև ինժեներական կառուցվածքներում (կամուրջներ, հենապատեր, ռեզերվուարների ծածկեր և այլն):

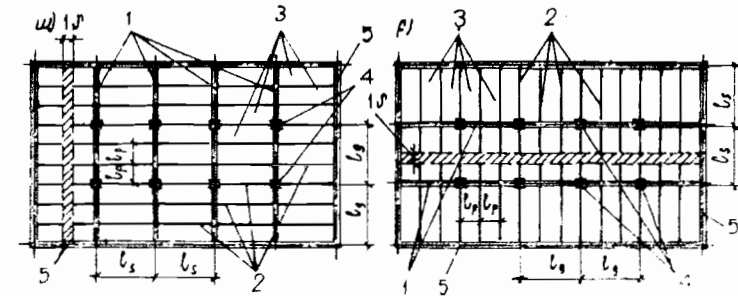
1. Մածկի կոնստրուկտիվ սխեման

Հեծանային սալերով կողավոր ծածկը բաղկացած է շենքի հատակագծի մեկ կամ երկու ուղղությամբ տեղադրված հեծաններից և հեծանային սալերից (նկ. 2. 1, 2. 2):

Նկ. 2. 1. Հեծանային սալերով կողավոր ծածկի որմնաբեկոր.
1— սալ, 2— երկրորդական հեծաններ, 3— գլխավոր հեծաններ



Շենքի լայնական կամ երկայնական ուղղությամբ տեղադրում են, այսպես կոչված, գլխավոր հեծանները, որոնք հենվում են սյուների վրա (եզրային հենարանները կարող են լինել կրող պատերը): Գլխավոր հեծանները անխզելի բազմաթիվ են, նրանց թիվները՝ 1-ը, արվում են 6...8 մ:



Նկ. 2. 2. Հեծանային սալերով կողավոր ծածկի կոնստրուկտիվ սխեմաներ.
ա— շենքի լայնական ուղղությամբ տեղադրված գլխավոր հեծաններով, բ— շենքի երկայնական ուղղությամբ տեղադրված գլխավոր հեծաններով, 1— գլխավոր հեծաններ, 2— երկրորդական հեծաններ, 3— սալ, 4— սյուներ, 5— կրող պատեր

Գլխավոր հեծաններին ուղղահայաց ուղղությամբ տեղադրում են, այսպես կոչված, երկրորդական հեծանները, որոնց համար հենարաններ են հանդիսանում գլխավոր հեծանները (եզրային հենարանները կարող են լինել կրող պատերը): Երկրորդական հեծանները ևս ան-

խզելի բազմաթուիչ են, նրանց թուիչները՝ 1_s , համապատասխանում են գլխավոր հեծանների քայլին, որն ընդունվում է $5...7$ մ:

Սալի պանելներն իրենց կարճ եզրերով հենվում են գլխավոր հեծանների, իսկ երկար եզրերով՝ երկրորդական հեծանների վրա: Ինչպես արդեն ասվել է (տե՛ս [45], §3.1), սալի պանելները, որոնք չորս եզրերում ունեն հենարաններ, դիտվում են որպես մեկ (կարճ) ուղղությամբ աշխատող, կամ այլ խոսքով ասած, հեծանային են, եթե նրանց թուիչների հարաբերությունը (տվյալ դեպքում նույնն է, ինչ որ գլխավոր և երկրորդական հեծանների առանցքների միջև եղած հեռավորությունների հարաբերությունը) մեծ է երկուսից: Այս ծածկերում ընտրում են պանելների աչնպիսի թուիչներ (կամ նույնն է՝ գլխավոր և երկրորդական հեծանների քայլեր), որ պահպանվի նշված պայմանը՝ $1_s:1_p > 2$ (նկ. 2. 2): Այսպիսով, դիտվող ծածկերում սալը անխզելի բազմաթուիչ հեծանային համակարգ է, որի հենարանները երկրորդական հեծաններն են (արտաքին կրող պատերի առկայության դեպքում եզրային պանելների համար նաև այդ պատերը), իսկ թուիչները՝ նրանց քայլը $1_p = 1,7...2,7$ մ:

Մածկը նախագծելիս հեծանավանդակի հարմարագասումը սովորաբար կատարվում է այնպես, որ թե՛ սալը և թե՛ երկրորդական հեծանները լինեն հավասարաթուիչ (եզրային թուիչները կարող են մինչև 10% տարբերվել մյուս թուիչներից, նպատակահարմար է փոքր եզրային թուիչը): Գլխավոր հեծանները կարող են ունենալ հավասար կամ միմյանցից խիստ տարբերվող թուիչներ: Միաժամանակ ելնելով ծածկի տնտեսավետության պայմանից, խորհուրդ է տրվում հեծանավանդակի հարմարագասումը կատարել այնպես, որ սալի հաստությունը՝ h_p -ն, ստացվի փոքր: Մոնոլիթ սալի նվազագույն հաստությունը ըստ գործող շինարարական նորմաների ([37]) արդյունաբերական շենքերի միջհարկային ծածկերի համար՝ 5 սմ է, բնակելի և քաղաքացիական շենքերի միջհարկային ծածկերի համար՝ 5 սմ, վերնածածկերում՝ 4 սմ:

Հեծանավանդակի հարմարագասումը կատարելիս պետք է նկատի ունենալ նաև կոնստրուկտիվ, ճարտարապետական, տեխնոլոգիական և այլ գործոնները:

Երկրորդական հեծանի հատվածքի բարձրությունը՝ h_s -ը, սովորաբար ընդունվում է $(1/12...1/20)$ 1_s , իսկ գլխավոր հեծանինը՝ $h_g = (1/8...1/15)$ 1_g : Հեծանների հատվածքի լայնությունը՝ $b = (0,4...0,5)h$:

Մածկն ամբողջությամբ առավելապես կատարվում է B12,5...B20 դասերի ծանր կամ թեթև բետոնից:

2. Սալի հաշվարկը և կոնստրուկտավորումը

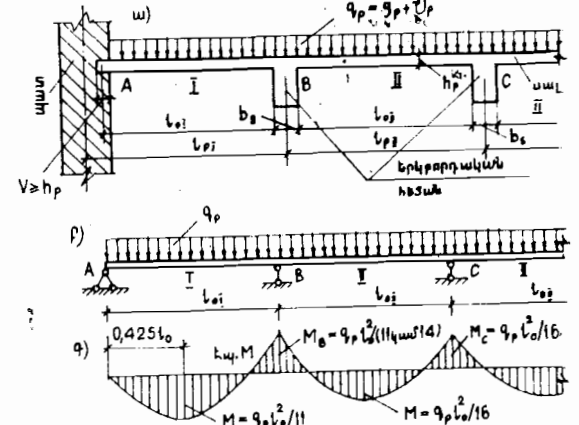
Քանի որ քննարկվող ծածկի սալը հեծանային է, ապա նպատակա-

հարմար է նրա հաշվարկը կատարել ծածկից մտովին անջատված 1 մ լայնության շերտի համար (նկ. 2. 2): Այդ շերտը հաշվարկում են որպես 1 մ լայնություն ունեցող բազմաթուիչ հեծան, հավասարաչափ բաշխված բեռնվածքի ազդեցության տակ:

Սալի մեկ գծային մետր երկարության վրա գործող հաշվարկային բեռնվածքը (որը նույնն է, ինչ որ մեկ մ² մակերեսի վրա գործողը) իրենից ներկայացնում է սալի և նրա վրա կատարվող շերտերի սեփական զանգվածը՝ g_p , և օգտակար բեռնվածքը՝ q_p : Սալի և նրա վրա տեղադրվող շերտերի սեփական զանգվածը որոշելու համար նախապես, ելնելով նախագծման փորձից, ընտրում են սալի և մյուս շերտերի հաստությունները:

Սալի հաշվարկային սխեման ցույց է տված նկ. 2. 3-ում:

Նկ. 2. 3. Սալի փաստացի և հաշվարկային սխեմաները. ա — փաստացի սխեմա, բ — հաշվարկային սխեմա, գ — ծրագրվող մոմենտների էպյուրը



Հաշվարկել սալը, նշանակում է կատարել նրա թուիչքային և հենարանային նորմալ հատվածքների հաշվարկ ըստ ամրության (լայնական ուժերի փոքրության պատճառով, որպես կանոն, թեք հատվածքների ամրության հաշվարկ չի պահանջվում): Դրա համար նախ պետք է որոշել այդ հատվածքներում գործող ծող մոմենտների մեծությունները:

Սալի ստատիկական հաշվարկը՝ հաշվարկային ծող մոմենտների մեծությունների որոշումը, կատարվում է ըստ սահմանային հավասարակշռության մեթոդի (տե՛ս §1. 6): Հավասար և մինչև 10%-ով միմյանցից տարբերվող թուիչներով սալի թուիչքային և հենարանային ամենամեծ ծող մոմենտները, ելնելով (1.7) հավասարումից, որոշում են հետևյալ բանաձևերով.

$$\left. \begin{aligned}
 &\text{Աղբային թուղթներում (I թուղթ)} \quad M_I = (g_p + v_p) l_0^2 / 11, \\
 &\text{միջին թուղթներում (II թուղթ)} \quad M_{II} = (g_p + v_p) l_0^2 / 16, \\
 &\text{ծածկի եզրից հաշված երկրորդ հենարաններում} \\
 &\quad \text{(B հենարան)} \quad M_B = -(g_p + v_p) l_0^2 / 11, \\
 &\text{փաթեթային ցանցերով} \\
 &\quad \text{ամրանավորելիս} \quad M_B = -(g_p + v_p) l_0^2 / 14, \\
 &\text{հյուսած ցանցերով} \\
 &\quad \text{ամրանավորելիս} \quad M_B = -(g_p + v_p) l_0^2 / 14, \\
 &\text{միջին հենարաններում (C} \\
 &\quad \text{հենարան)} \quad M_C = -(g_p + v_p) l_0^2 / 16:
 \end{aligned} \right\} (2.1)$$

A հենարանի ծոող մոմենտն ընդունվում է զրոյի հավասար: Հենարանային ծոող մոմենտները որոշելիս (2.1) բանաձևերում որպես l_0 հաշվարկային թուղթ (նկ. 2.3) վերցվում է հենարանին կից թուղթներից մեծը:

Անհավասար թուղթներով սալերի հաշվարկը կատարելիս նախ որոշում են սալի մեծ թուղթի թուղթային ծոող մոմենտի մեծությունը:

Եթե այդ թուղթը եզրայինն է, ապա թուղթային M_I ծոող մոմենտի մեծությունը վերցվում է հետևյալ սահմաններում՝

$$(g_p + v_p) l_0^2 / 11 \geq M_I \geq (g_p + v_p) l_0^2 / 14, \quad (2.2)$$

եթե սալի մեծ թուղթը միջինն է, ապա թուղթային M_{II} ծոող մոմենտը վերցվում է հետևյալ սահմաններում՝

$$(g_p + v_p) l_0^2 / 16 \geq M_{II} \geq (g_p + v_p) l_0^2 / 24, \quad (2.3)$$

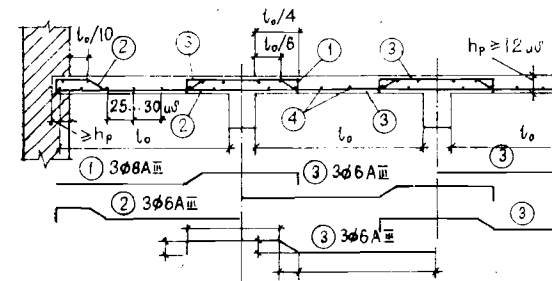
Համապատասխան ընդունված թուղթային ծոող մոմենտի, ելնելով (1.7) պայմանից, որոշում են այդ թուղթի հենարանային ծոող մոմենտների մեծությունները: Այնուհետև այդ թուղթի հենարանային ծոող մոմենտները ընդունելով որպես տրված մեծություններ, և օգտվելով նույն (1.7) պայմանից, որոշում են կից թուղթների թուղթային և հենարանային հաշվարկային ծոող մոմենտների մեծությունները:

Հետազոտությունները ցույց են տվել, որ այն սալերը, որոնք եզրափակված են հեծաններով, մնացած հավասար պայմաններում ունեն որոշ չափով մեծ կրողունակություն, համեմատած այն սալերի հետ, որոնց ոչ բոլոր եզրերում կան հեծաններ (օրինակ՝ նկ. 2.2-ում ցույց տված եզրային սալերը): Նկատի ունենալով այդ հանգամանքը՝ միջին թուղթների (II) և հենարանների (C) (2.1) բանաձևերով որոշված ծոող մոմենտների մեծությունները համաձայն [33]-ի, երբ $(h_p / l_0) \geq 1/30$, կարելի է փոքրացնել 20%-ով:

Շոող մոմենտների մեծությունները որոշելուց հետո, սալը դիտելով

որպես միակի ամրանով, h_p բարձրության և $b_p = 100$ սմ լայնության ուղղանկյուն հատվածի ծոող տարր, կատարում են հաշվարկային հատվածների ամրանի ընտրումը: Սալերի համար օպտիմալ է համարվում $\mu = 0,3 \dots 0,6\%$ ամրանավորումը: Եթե հաշվարկով ստացված ամրանը նշանակալից չափով տարբերվում է օպտիմալից, ապա խորհուրդ է տրվում համապատասխանորեն փոխել սալի հաստությունը և հաշվարկը կատարել նորից:

Սալի ամրանավորումը կատարվում է առանձին ձողերից հյուսած կամ եռակցած ցանցերով: Ելնելով ծոող մոմենտների էպյուրի բնույթից, աշխատող ամրանը սալի թուղթային մասում տեղադրվում է ներքևի շերտում, հենարանների մոտակայքում՝ վերևի շերտում: Նկ. 2.4-ում ցույց է տված առանձին ձողերից հյուսած ցանցով սալի ամրանավորման տարածված սխեման:



Նկ. 2.4. Սալի ամրանավորման սխեման առանձին ձողերից հյուսած ցանցով. 1, 2, 3 — աշխատող ձողեր, 4 — բաշխիչ ամրան

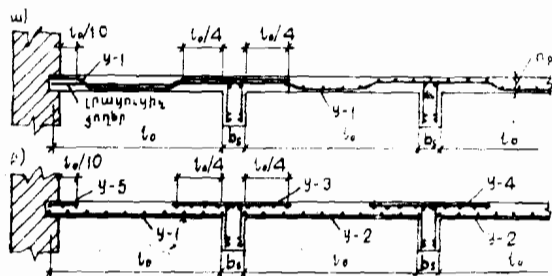
Աշխատող ձողերի քանակը սալի թուղթների միջին մասում և հենարաններում 5...14 է: Հյուսած ցանցերով ամրանավորելիս, երբ սալի հաստությունը 12 սմ-ից մեծ է, ամրանի ռացիոնալ օգտագործման նպատակով սալի մեկ զծային մետր լայնությունում թուղթային աշխատող ձողերի առնվազն 1/3-ը և ոչ պակաս 3-ը պետք է թողնել ուղիղ և շարունակել մինչև հենարանների առանցքը, իսկ մնացած ձողերը հենարանների մոտ թեքել այնպես, ինչպես ցույց է տված նկ. 2.4-ում և բարձրացնել վերևի շերտ: Փոքր հաստության սալերի թուղթային և հենարանային մասերի ամրանավորումը խորհուրդ է տրվում կատարել միմյանցից անկախ, ուղիղ ձողերի միջոցով՝ թուղթային բոլոր ձողերը շարունակելով մինչև հենարաններ:

Ծածկի սալի ամրանավորումը սովորաբար կատարվում է 2-3 տիպի աշխատող ձողերով, որոնք միմյանցից կարող են տարբերվել իրենց տրամագծով, ձևով, ուղղաձիգ հատվածների երկարություններով: Պետք է աշխատել սալի յուրաքանչյուր թուղթում և հենարանում տարբեր տիպի ձողերի քանակը ընտրել այնպես, որ նրանք սալի լայնությամբ բաշխվեն

հավասարաչափ: Եթե աշխատող ձողերն ընտրվում են տարբեր տրամագծերի, ապա նրանք պետք է տարբերվեն միմյանցից 2-4 մմ-ով:

Սալերի ամրանավորումը շատ նպատակահարմար է կատարել եռակցած ցանցերով: Գոյություն ունի ամրանավորման երկու սխեմա՝ ա) և բ) հատ և բաժան:

Առաջին դեպքում (նկ. 2. 5, ա) սալի ամրանավորումը կատարվում է երկայնական աշխատող ձողերով փաթթոցային ցանցերով, որոնք բացվում են երկրորդական հեծանների ուղղահայաց ուղղությամբ այնպես, որ ցանցի երկայնական ձողերն ունենան սալի թռիչքային ուղղությունը և ծառայեն որպես աշխատող ձողեր: Ցանցը սալի թռիչքային մասերում փոխվում է ներքևի շերտում, իսկ հենարանների մոտ թեքվում և բարձրացվում է վերևի շերտ, ինչպես ցույց է տված նկ. 2. 5, ա-ում: Ցանցն ընտրվում է ելնելով սալի միջին թռիչքների (կամ նույնն է՝ միջին հենարանների) ծոող մոմենտի մեծությունից: Սալի առաջին թռիչքում և եզրից երկրորդ հենարանում (հենարան B) ծոող մոմենտը մեծ է, հետևաբար այդտեղ պահանջվում է ավելի մեծ հատվածքի ամրան, քան սալի մնացած հաշվարկային հատվածներում: Դրա համար էլ սալի առաջին թռիչքում տեղադրվում են լրացուցիչ ձողեր (կամ ցանց), որոնք B հենարանի մոտ թեքվում են և բարձրացնում վերևի շերտ (նկ. 2. 5, ա):



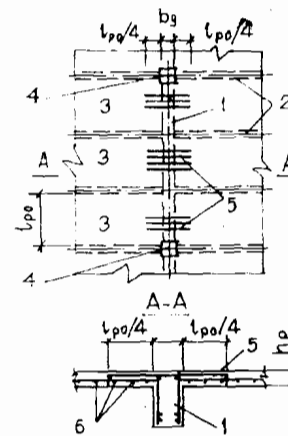
Նկ. 2. 5. Սալի ամրանավորման սխեմաները եռակցած ցանցերով:

ա — անընդհատ ամրանավորում, բ — բաժան ամրանավորում

Բաժան ամրանավորում սովորաբար կատարվում է այն դեպքում, երբ պահանջվում է համեմատաբար ուժեղ ամրան՝ 6 մմ և ավելի տրամագծով: Բաժան ամրանավորումը իրագործվում է լայնական աշխատող ձողերով փաթթոցային ցանցերով, որոնք բացվում են երկրորդական հեծանների ուղղությամբ: Սալի յուրաքանչյուր թռիչքը և հենարանը ամրանավորում են միմյանցից անկախ՝ առանձին ցանցերով (նկ. 2. 5, բ):

Հեծանային սալով կողավոր ծածկում սալը գտնվելով երկրորդական հեծանների կազմում, ինչպես և անկախ դրանից, աշխատում է նաև երկայնական ուղղությամբ (երկրորդական հեծանների ուղղությամբ): Այդ իսկ պատճառով սալի և գլխավոր հեծանների միացման ամբողջ երկայն-

քով սալի վերևի գոտում առաջ են գալիս ձողեր (հետևաբար և ճաքեր): Նշված ձողերը վերցնելու նպատակով և կոնստրուկտիվ նկատառումներով, որպես կանոն, գլխավոր հեծաններին ուղղահայաց ուղղությամբ (սալի ոչ աշխատանքային ուղղությամբ) սալի վերևի շերտում տեղադրվում է լրացուցիչ հենարանային ամրան (նկ. 2. 6): Այդ ամրանի հատվածքի մակերեսը սալի 1 գծ. մ լայնությունում պետք է լինի նույն լայնության սալի աշխատող ուղղության հենարանային ամրանի մակերեսի 1/3-ից ոչ պակաս, ըստ որում այդ ձողերը պետք է շարունակել գլխավոր հեծանի կողմնային նիստերից աջ և ձախ՝ առնվազն $l_{p0}/4$ երկարությամբ:



Նկ. 2. 6. Սալի ոչ աշխատանքային ուղղությամբ հենարանային ամրանի տեղադրման սխեման:

1 — գլխավոր հեծան, 2 — երկրորդական հեծաններ, 3 — սալ, 4 — սյուների, 5 — հենարանային ամրան (լրացուցիչ ձողեր), 6 — թռիչքային աշխատող ամրան

Նուակցած ցանցերի կցվանքները աշխատող և բաշխիչ ձողերի ուղղությամբ բերված են [3, 37, 45]-ում:

Սալերը թե՛ հյուսած և թե՛ եռակցած ցանցերով ամրանավորելիս պետք է պահպանել ծովող տարրերի կոնստրուկտավորման ընդհանուր պահանջները, որոնք բերված են [3, 25, 37, 45]-ում:

3. Երկրորդական հեծանների ճաշվարկը և կոնստրուկտավորումը

Երկրորդական հեծանները հաշվարկելիս դիտվում են որպես տավրային հատվածքի ծովող տարրեր՝ բաղկացած l_p լայնության սալից և կողից:

Երկրորդական հեծանները աշխատում են իրենց սեփական զանգվածի (հաշվի առած նաև սալի վրա կատարված շերտերի սեփական զանգվածը) և l_p լայնության սալի վրա հավասարաչափ բաշխված ժամանակավոր բեռնվածքի ազդեցության տակ:

Երկրորդական հեծանի 1 գծ. մ երկարության վրա մշտական՝ g_s և

ժամանակավոր՝ v_s , բեռնվածքների հաշվարկային մեծությունները կլինեն (նկ. 2.7)՝

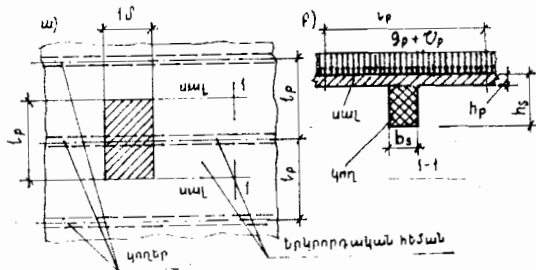
$$g_s = g_p l_p + g_w \text{ և } v_s = v_p l_p, \quad (2.4)$$

որտեղ g_p -ն մեկ քառակուսի մետր սալի և նրա վրա կատարված շերտերի սեփական զանգվածն է ($\gamma_l > 1$),

g_w -ն՝ երկրորդական հեծանի 1 գծ.մ երկարության կողի սեփական զանգվածը՝

$$g_w = \gamma_{fc} (h_s - h_p) b_s,$$

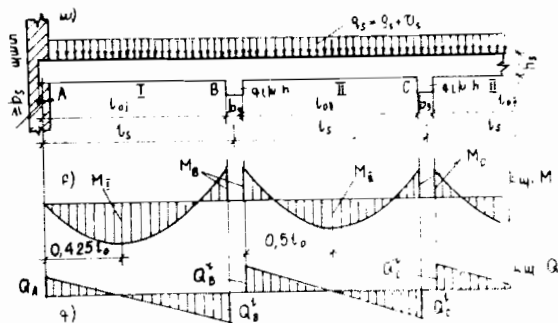
v_p -ն՝ մեկ քառակուսի մետր սալի վրա գործող ժամանակավոր բեռնվածքը ($\gamma_l > 1$)։



Նկ. 2.7. Երկրորդական հեծանի վրա գործող բեռնվածքի որոշման սխեման.
ա — բեռնվածքի որոշման սխեման, բ — հեծանի հատվածքը

Երկրորդական հեծանի ստատիկական հաշվարկը՝ ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի որոշումը, կատարվում է ըստ սահմանային հավասարակշռության մեթոդի։

Երկրորդական հեծանի հաշվարկային սխեման, ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի էպյուրները հավասարաչափ բաշխված բեռնվածքի դեպքում ցույց են տված նկ. 2.8-ում։



Նկ. 2.8 Երկրորդական հեծանի հաշվարկային սխեման. ա — հաշվարկային սխեման, բ — ծոող մոմենտների էպյուրը, գ — լայնական ուժերի էպյուրը

Նկ. 2.7) պայմանից, հավասարաչափ բաշխված բեռնվածքով, հավասարաթուշք (կամ մինչև 10%-ով միմյանցից տարբերվող թուշքներով) երկրորդական հեծանների թուշքային (ղրական) և հենարանային (բացասական) ծոող մոմենտների ամենամեծ արժեքները ըստ [33]-ի խորհուրդ է տրվում որոշել հետևյալ բանաձևերով.

$$\text{եզրային թուշքներում (I թուշք)} \quad M_I = (g_s + v_s) l_0^2 / 11, \quad (2.5)$$

$$\text{միջին թուշքներում (II թուշք)} \quad M_{II} = (g_s + v_s) l_0^2 / 16, \quad (2.6)$$

ծածկի եզրից հաշված երկրորդ հենարաններում (B հենարան)՝

$$M_B = -(g_s + v_s) l_0^2 / 14, \quad (2.7)$$

$$\text{միջին հենարաններում (C հենարան)} \quad M_C = -(g_s + v_s) l_0^2 / 16, \quad (2.8)$$

Հենարանային լայնական ուժերի մեծությունները որոշում են հետևյալ արտահայտություններից.

$$\text{եզրային հենարաններում (A հենարան)} \quad Q_A = 0.4(g_s + v_s) l_0, \quad (2.9)$$

ծածկի եզրից հաշված երկրորդ հենարաններում (B հենարան) ձախից՝

$$Q_B^I = -0.6(g_s + v_s) l_0, \quad (2.10)$$

ծածկի եզրից հաշված երկրորդ հենարաններում (B հենարան) աջից և մնացած հենարաններում (C հենարան) ձախից ու աջից՝

$$Q_B^I = -Q_C^I = Q_C^I = 0.5(g_s + v_s) l_0, \quad (2.11)$$

Վերը բերված արտահայտություններում l_0 հաշվարկային թուշքների մեծություններն ընդունվում են հավասար (տե՛ս նկ. 2.8).

միջին թուշքների համար՝ գլխավոր հեծանների միջև եղած լուսանցային հեռավորությանը,

առաջին թուշքի համար՝ գլխավոր հեծանի կողի եզրից մինչև պատի վրա հեծանի հենված մասի կեսը եղած հեռավորությանը (եթե հենարաններ են հանդիսանում գլխավոր հեծանները, ապա համանման միջին թուշքների)։

M_B հենարանային ծոող մոմենտը որոշելիս l_0 հաշվարկային թուշքը վերցվում է հենարանին կից թուշքներից մեծը։

(2.7) ... (2.11) բանաձևով որոշվող հենարանային ծոող մոմենտները և լայնական ուժերը համապատասխանում են հենարանների եզրերով անցնող հատվածքներին։

Անհավասար թուշքներով երկրորդական հեծանների ստատիկական հաշվարկը կատարվում է այնպես, ինչպես գլխավոր հեծաններինը (տե՛ս §2.2, 4)։

Մոող մոմենտների և լայնական ուժերի հաշվարկային մեծություն-

ները որոշելուց հետո անցնում են հեծանի համապատասխան նորմալ և թեք հատվածքների ամրության հաշվարկին:

Նախ կատարվում է հատվածքի ընտրված չափերի ստուգում, ելնելով M_B հենարանային ծոռղ մոմենտի մեծությունից և $\xi \leq 0,35$ պայմանից՝

$$h_0 \geq 1,86 \sqrt{M_B / R_b b_s}, \quad h_s \geq h_0 + a, \quad (2.12)$$

Վերջնականապես ընտրելով հեծանի h_s և b_s չափերը անցնում են հաշվարկային նորմալ հատվածքների աշխատող ամրանի հատվածքի մակերեսի որոշմանը (տե՛ս [45], §3. 2), ըստ որում թռիչքային հատվածքները դիտվում են որպես $b' = l_p$ լայնության սեղմված սալով տարային հատվածք, իսկ հենարանային հատվածքները՝ որպես $b_s \times h_s$ չափերի ուղղանկյուն հատվածք, քանի որ առաջին դեպքում սալը գտնվում է սեղմված, իսկ երկրորդ դեպքում՝ ձգված գոտում:

Հեծանի թեք հատվածքների հաշվարկն ըստ ամրության կատարվում է ելնելով հենարանային հատվածքներում գործող լայնական ուժերից:

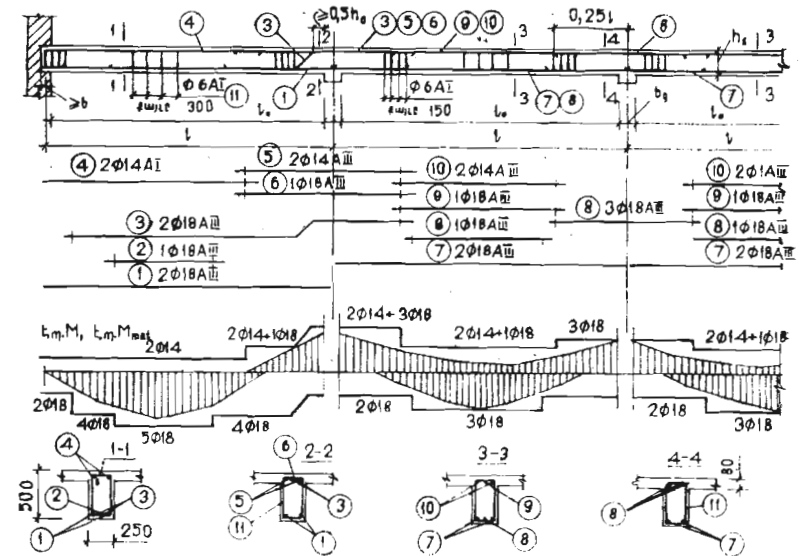
Երկրորդական հեծանների ամրանավորումը կատարվում է առանձին ծոռերից հյուսած կարկասներով կամ, որ առավել տարածված է, եռակցած կարկասներով ու ցանցերով: Թե՛ մեկ և թե՛ մյուս դեպքում պետք է պահպանել հեծանների կոնստրուկտիվորման ընդհանուր պահանջները (տե՛ս [45] §3. 1):

Հեծանների ամրանավորումը հյուսած կարկասներով կարելի է կատարել տարբեր սխեմաներով, որոնցից մեկը բերված է նկ. 2. 9-ում:

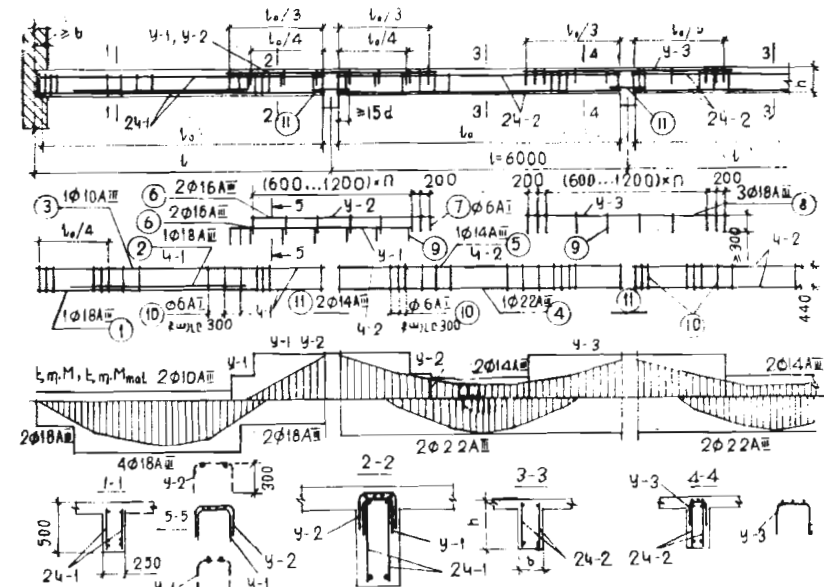
Հեծանի աշխատող ծոռերի տրամագծերը և քանակը ընտրվում են՝ ելնելով հաշվարկով որոշված ամրանի հատվածքի մակերեսից և կոնստրուկտիվորման պահանջներից: Տարբեր հատվածքների համար ծոռերի տրամագծերը և քանակը ընտրելիս պետք է նկատի ունենալ նաև հեծանում նրանց հարմար դասավորման և ամրանային աշխատանքների կատարման պարզեցման պահանջները:

Հեծանների ամրանավորումը եռակցած կարկասներով և ցանցերով կատարելիս (նկ. 2. 10) թռիչքային ամրանը սովորաբար տեղադրվում է երկու հարթ կարկասներից բաղկացած մեկ տարածական կարկասի ձևով, իսկ հենարանայինը՝ երկայնական աշխատող ծոռերով երկու կորացված ցանցերի ձևով (ինչպես ցույց է տված նկ. 2. 10-ում), ընդ որում յուրաքանչյուր ցանցում աշխատող ծոռերի հատվածքի մակերեսը կազմում է հենարանային ամբողջ ամրանի հատվածքի մակերեսի կեսը:

Ամրանի ռացիոնալ օգտագործման նպատակով ծոռղ մոմենտների փոփոխությանը համապատասխան պետք է փոփոխել նաև ամրանի հատվածքի մակերեսը: Դրա համար կառուցվում է ծոռղ մոմենտների պար-



Նկ. 2. 9. Երկրորդական հեծանի ամրանավորման սխեման առանձին ծոռերից հյուսած կարկասներով

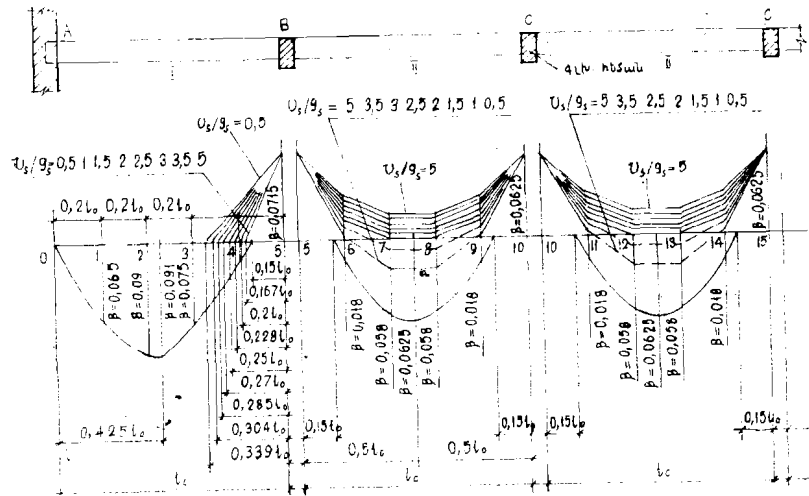


Նկ. 2. 10. Երկրորդական հեծանի ամրանավորման սխեման եռակցած կարկասներով և ցանցերով

փակող էպյուրը և, այսպես կոչված, նյութական մոմենտների էպյուրը (նկ. 2.11) ամրանի էպյուրը) :

Առավելագույն (թռիչքային դրական) ծոող մոմենտների պարփակող էպյուրը կառուցվում է լրիվ հավասարաչափ բաշխված $g_s + V_s$ բեռնվածքից, ըստ նկ. 2.11-ում բերված օրդինատների: Առաջին թռիչքում ամենամեծ ծոող մոմենտը ընդունվում է եզրային հենարանից $0,425l_0$ հեռավորության վրա, իսկ մյուս թռիչքներինը՝ թռիչքի կենտրոնում:

Նվազագույն (բացասական) ծոող մոմենտների պարփակող էպյուրը միջին որևիցե թռիչքի համար իրենից ներկայացնում է $g_{s,1} + V_s/4$ բեռնված մշտական բեռնվածքի ազդեցությանը համապատասխանող էպյուրը (երբ դիտվող թռիչքում գործում է $g_{s,1}$ բեռնվածքը, իսկ կից թռիչքներում՝ $g_s + V_s$ լրիվ բեռնվածքը), որն անցնում է հենարանային հաշվարկային մոմենտների գագաթներով (նկ. 2.11) :



Նկ. 2.11. Հավասարաթռիչք անխզելի երկրորդական հեծանի ծոող մոմենտների պարփակող էպյուրները

Եզրային թռիչքներում բացասական ծոող մոմենտների պարփակող էպյուրը սահմանափակվում է ուղիղ գծով, որն անցնում է B հենարանային հաշվարկային մոմենտի օրդինատի գագաթով և հենարանի եզրից $(g_s + V_s)l_0/8 (g_s + V_s/4)$ հեռավորության վրա գտնվող զրոյական կետով (նկ. 2.11) :

Բացասական ծոող մոմենտների պարփակող էպյուրը կառուցելիս դիտվող թռիչքում փաստացի բեռնվածքը փոխարինելով $g_{s,1}$ բեռնված

մշտական բեռնվածքով, հնարավոր է դառնում մոտավոր կերպով հաշվի առնել գլխավոր հեծանների ոլորման դիմադրության ազդեցությունը բացասական մոմենտների մեծության վրա:

Միջին թռիչքների բացասական մոմենտների պարփակող էպյուրը կառուցելու համար պետք է օգտվել աղյուսակ 2.1-ից:

Հեծանի որևիցե հատվածքում նյութական մոմենտը իրենից ներկայացնում է տվյալ հատվածքի կրողունակությանը համապատասխանող ծոող մոմենտը՝

$$M_{mat} = R_s A_s z, \quad (2.13)$$

որտեղ A_s -ը դիտվող հատվածքում ձգված աշխատող ամրանի հատվածքի մակերեսն է,

z -ը՝ ներքին ուժազույգի բազուկը, որը մոտավոր կերպով ընդունվում է $0,95h_0$ ՝ թռիչքային, $0,9h_0$ ՝ հենարանային հատվածքների համար:

Ամրանի հատվածքի մակերեսի փոփոխությունը պետք է կատարել այնպես, որ նյութական մոմենտների էպյուրի օրդինատները բոլոր հատվածքներում ստացվեն ծոող մոմենտների պարփակող էպյուրի համապատասխան օրդինատներից ոչ պակաս, ըստ որում, բոլոր էպյուրները պետք է կառուցվեն միևնույն մասշտաբով (նկ. 2.9, նկ. 2.10) :

Գործնականում նյութական մոմենտների էպյուրը հաճախ շեն կառուցում և ամրանի ընդհանուր տեղերը ընտրում են նախագծման փորձի հիման վրա՝ աստիճանաբար հենարանից $l_0/3 \dots l_0/8$ հեռավորությունների վրա, պահպանելով նախագծման նորմաներում նախատեսված կոնստրուկտիվ պահանջները:

4. Գլխավոր հեծանների հաշվարկը և կոնստրուկտավորումը

Հեծանային սալերով կողավոր ծածկի գլխավոր հեծանները սյունների հետ մեկտեղ ստեղծում են կոշտ հանգույցներով բազմաթռիչք, բազմահարկ շրջանակներ: Հետևաբար գլխավոր հեծանը հանդիսանում է շրջանակի պարզունակ, և նրա ստատիկական հաշվարկն ընդհանուր դեպքում կատարվում է շրջանակի կազմում (տե՛ս § 5.5, 1) : Սակայն մասավոր դեպքում, երբ կառուցվածքի վրա հորիզոնական ազդեցություններ չկան, և գլխավոր հեծանն ունի հավասար թռիչքներ, ապա այն կարելի է հաշվարկել առանց մեծ սխալի, անկախ շրջանակից, որպես բազմաթռիչք հեծան:

Երկրորդական հեծանների միջոցով գլխավոր հեծաններին հաղորդվում են կենտրոնացած բեռնվածքներ: Այդ բեռնվածքների մեծությունները որոշում են առանց հաշվի առնելու երկրորդական հեծանների անխզելիությունը (բացառությամբ երկթռիչքանի երկրորդական հեծանի դեպքում) :

Աղյուսակ 2.1

β գածակցի մեծությունները հեծանի միջին բաղադրանքի բացասական ծող մոմենտների օրինաբանորեն արժեքի համար, կախված ժամանակվար և մշտական բեռնվածքների հարաբերությունից

$$M = 3(g_s + v_s)l_0^2$$

v_s/g_s	Կետերի համարները								
	5	6	7	8	9	10 և 15	11 և 14	12 և 13	
0,5	-0,0715	-0,01	+0,022	+0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	+0,028	
1	«	-0,02	+0,016	+0,009	-0,014	«	-0,013	+0,013	
1,5	«	-0,026	-0,003	±0	-0,02	«	-0,019	+0,004	
2	«	-0,03	-0,009	-0,006	-0,024	«	-0,023	-0,003	
2,5	«	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	«	-0,025	-0,006	
3	«	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	«	-0,028	-0,01	
3,5	«	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	«	-0,029	-0,013	
4	«	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	«	-0,03	-0,015	
4,5	«	-0,039	-0,022	-0,02	-0,033	«	-0,032	-0,016	
5	«	-0,040	-0,024	-0,021	-0,034	«	-0,033	-0,018	

բից): Հետևաբար, երկրորդական հեծանից գլխավոր հեծանին փոխանցվող բեռնվածքը կլինի (նկ. 2. 12)՝

V_g -ն՝ կենտրոնացած ժամանակավոր բեռնվածքը՝

$$V_g = v_s l_s = v_p l_p l_s, \quad (2.14)$$

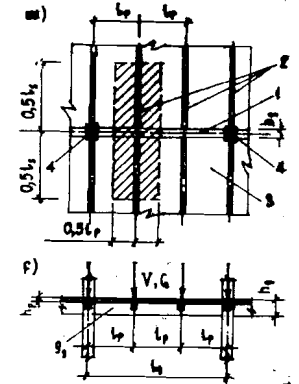
G_g -ն՝ կենտրոնացած մշտական բեռնվածքը՝

$$G_g = g_s l_s = g_p l_p l_s, \quad (2.15)$$

Գլխավոր հեծանի կողի սեփական զանգվածը դիտվում է որպես հավասարաչափ բաշխված բեռնվածք, որի ինտենսիվությունը՝ $g_{g.w}$, կլինի՝

$$g_{g.w} = \gamma t p.c (h_g - h_p) b_g, \quad (2.16)$$

Նկ. 2. 12. Գլխավոր հեծանի վրա գործող բեռնվածքների որոշման սխեման.
 ա՝ բեռնվածքների որոշման սխեման,
 բ՝ բեռնվածքների ազդման սխեման,
 1՝ գլխավոր հեծան, 2՝ երկրորդական հեծաններ, 3՝ սալ, 4՝ սյուներ



Այն դեպքում, երբ գլխավոր հեծանի մեկ թռիչքի սահմաններում գործող կենտրոնացած ուժերի թիվը 4 և ավելի է, ապա առանց զգալի սխալի կարելի է այդ ուժերը փոխարինել համարժեք հավասարաչափ բաշխված բեռնվածքով՝

$$v_g = V_g / l_p, \quad g_g = (G_g / l_p) + g_{g.w}, \quad (2.17)$$

Երկաթբետոնե գլխավոր հեծանների հաշվարկը խորհուրդ է տրվում կատարել ճիգերի վերաբաշխման հաշվառմամբ: Դրա համար հարկավոր է նախ հեծանը ցանկացած մեթոդով հաշվարկել ինչպես առաձգական համակարգ՝ մշտական և ժամանակավոր բեռնվածքի աննպաստ բաշխման հնարավոր բոլոր սխեմաններով: Հավասար թռիչքներով հեծանի դեպքում այդ հաշվարկը նպատակահարմար է կատարել օգտվելով աղյուսակներից (տե՛ս հավելված, աղ. 1): Այնուհետև, պահանջներով §1.6-ի պահանջները, յուրաքանչյուր սխեմայով բեռնավորված հեծանի հաշվարկից ըստացված ծող մոմենտների էպյուրին ավելացնելով «կամայական» նշանի ու մեծության օրդինատներով ծող մոմենտների լրացուցիչ եռանկյուն

էպյուրներ, կատարվում է նրանց նպատակահարմար վերաբաշխումը: Ըստ վերաբաշխված ծող մոմենտների որոշում են նաև լայնական ուժերը:

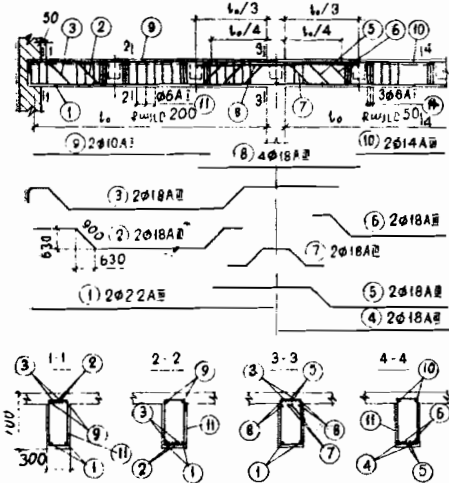
Տարբեր սխեմաներով բեռնավորված հեծանի վերաբաշխված ծող մոմենտների և լայնական ուժերի էպյուրների հիման վրա համապատասխանաբար կարելի է կազմել նրանց պարզակող էպյուրները, որոնց օրգինատների մեծությունները հենց կլինեն հաշվարկային ճիգերը:

Գլխավոր հեծանի ստատիկական հաշվարկի շարադրված ընթացքը ցուցադրված է 2.1 օրինակում:

Նշելով ստատիկական հաշվարկով որոշված ծող մոմենտների և լայնական ուժերի մեծություններին, կատարվում է հեծանի երկայնական և լայնական ամրանների ընտրությունը՝ ըստ ամրության պայմանի: Ընդ որում, գլխավոր հեծանը երկրորդական հեծանի նման դիտարկվում է որպես տավրային հատվածքի ծովող տարր:

Գլխավոր հեծանների ամրանավորումը ընդհանուր դեպքում կատարվում է որպես բազմաթիշ, բազմահարկ շրջանակի պարզունակ (տե՛ս V գլուխ)՝ առանձին ձողերից հյուսած կամ եռակցած կարկասներով:

Հյուսած կարկասներով գլխավոր հեծանի ամրանավորման օրինակ բերված է նկ. 2.13-ում:



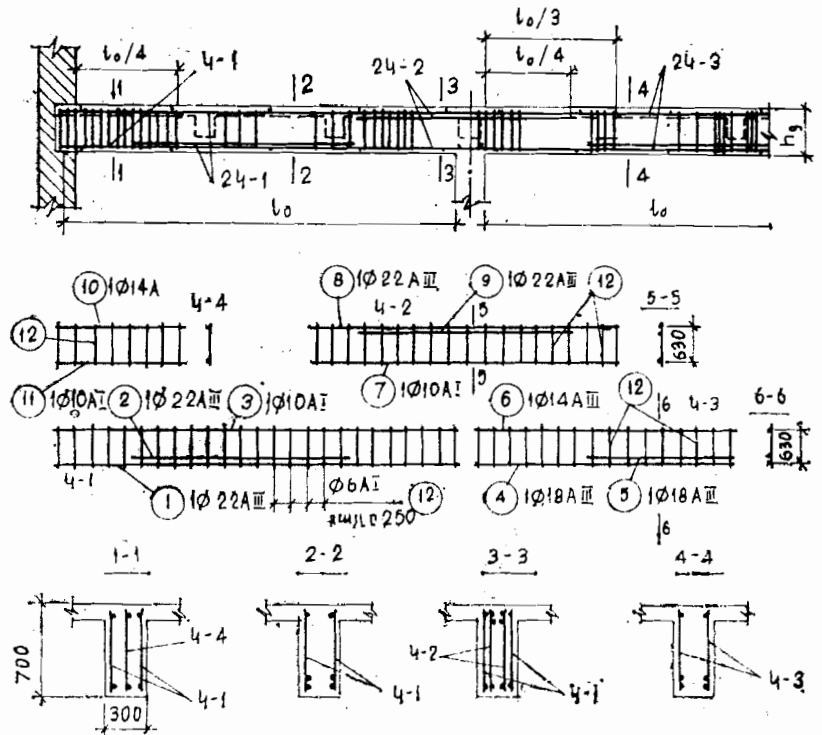
Նկ. 2.13. Գլխավոր հեծանի ամրանավորման սխեման առանձին ձողերից հյուսած կարկասներով

Գլխավոր հեծանները եռակցած կարկասներով ամրանավորելիս թռիչքներում տեղադրում են 2—3 հարթ կարկասներից բաղկացած մեկական տարածական կարկաս: Ընդ որում, յուրաքանչյուր տարածական կարկասի հարթ կարկասներից երկուսը պետք է հասցնել մինչև հենարանները: Հենարաններում սովորաբար

տեղադրվում են վերևի աշխատող ձողերով երկուական հարթ կարկասներ, որոնք անցնում են սյուների ամրանային կարկասների միջով:

Գլխավոր հեծանի եռակցած կարկասներով ամրանավորման օրինակ ցույց է տված նկ. 2.14-ում:

Բոլոր դեպքերում գլխավոր հեծանները երկրորդական հեծանների հենման շրջակայքում պետք է ուժեղացնել լրացուցիչ լայնական ամրա-



Նկ. 2.14. Գլխավոր հեծանի ամրանավորման սխեման եռակցած կարկասներով

նով, որի հաշվարկը և տեղաբաշխումը կատարվում է ըստ պոկման պայմանի (տե՛ս [45], §7. 3):

Օրինակ 2. 1: Տրված է երեք հավասար թռիչքներով՝ $l=6$ մ, անխըզելի երկաթբետոնե գլխավոր հեծան, որի վրա գործում են հավասարաչափ բաշխված մշտական՝ $g=35$ կՆ/մ և ժամանակավոր՝ $v=70$ կՆ/մ բեռնվածքներ:

Պահանջվում է կատարել հեծանի ստատիկական հաշվարկը ճիգերի վերաբաշխման հաշվառմամբ:

Հաշվարկ: Օգտվելով հավելվածի 1 աղյուսակից* և շինարարական մեխանիկայի օրենքներից նախ կատարում են հեծանի ստատիկական

* Աղյուսակը բերված է կրճատումներով: Երկու և ավելի հավասար թռիչքներով անխըզելի հեծանների ծող մոմենտներն ու լայնական ուժերը (հավասարաչափ բաշխված և կենտրոնացած բեռնվածքներից) որոշելու համար աղյուսակները բերված են [13, 34, 42]-ում:

հաշվարկը որպես առաձգական համակարգ՝ ժամանակավոր բեռնվածքի աննպաստ տեղաբաշխման տարբեր դեպքերի համար:

Հենարանային ծոող մոմենտները և լայնական ուժերը որոշում են համապատասխանաբար հետևյալ բանաձևերով՝

$$M = (\alpha g + \beta v) l^2, \quad (2.18)$$

$$Q = (\gamma g + \delta v) l, \quad (2.19)$$

α , β , γ և δ գործակիցները վերցվում են հավելվածի աղյուսակ 1-ից, բեռնվածքի սխեմայի համապատասխան:

Ունենալով հենարանային ծոող մոմենտները, որոշում են յուրաքանչյուր թռիչքի թռիչքային ամենամեծ ծոող մոմենտը և նրա օրդինատի հեռավորությունը ձախ (կամ աջ) հենարանից:

Բեռնավորման յուրաքանչյուր սխեմայի համար կառուցում են ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի էպյուրները, որից՝ հետո մոմենտների էպյուրները համադրելով միմյանց կատարում են նրանց նպատակահարմար վերաբաշխումը: Ըստ վերաբաշխված մոմենտների որոշում են լայնական ուժերի համապատասխան մեծությունները:

Բեռնավորման I սխեմա (նկ. 2. 15)

Օգտվելով հավելվածի աղյուսակ 1-ից, (2. 18) և (2. 19) բանաձևերով որոշենք հենարանային ծոող մոմենտները և լայնական ուժերը՝

$$M_B = M_C = (-0,1 \cdot 35 - 0,05 \cdot 70) \cdot 6^2 = -252 \text{ կՆ.մ},$$

$$Q_A = -Q_D = (0,4 \cdot 35 + 0,45 \cdot 70) \cdot 6 = 273 \text{ կՆ},$$

$$Q'_B = -Q'_C = (-0,6 \cdot 35 - 0,55 \cdot 70) \cdot 6 = -357 \text{ կՆ},$$

$$Q''_B = -Q''_C = (0,5 \cdot 35 + 0,70) \cdot 6 = 105 \text{ կՆ}:$$

Առաջին թռիչքում թռիչքային ամենամեծ ծոող մոմենտին համապատասխանող օրդինատի հեռավորությունը՝ a_1 -ը, A հենարանից կլինի՝

$$a_1 = \frac{1}{2} - \frac{|M_B|}{(g+v)l} = \frac{6}{2} - \frac{252}{(35+70)6} = 2,6 \text{ մ},$$

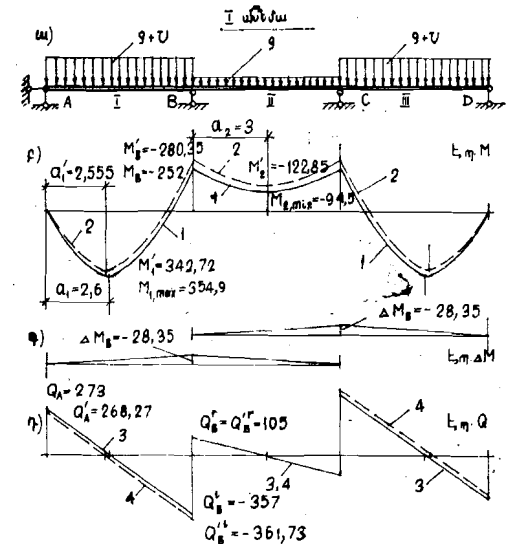
Թռիչքային ամենամեծ ծոող մոմենտը՝ $M_{1,max}$ -ը, որոշվում է հետևյալ արտահայտությամբ՝

$$M_{1,max} = \frac{(g+v)a_1^2}{2} = \frac{(35+70)2,6^2}{2} = 354,9 \text{ կՆ.մ},$$

II թռիչքի թռիչքային ամենամեծ ծոող մոմենտը՝ $M_{2,min}$, ակնհայտ է, որ կգտնվի այդ թռիչքի կենտրոնում՝ $a_2 = 3$ մ, և այն կարելի է որոշել (2. 18) բանաձևով: Օգտվելով հավելվածի աղյուսակ 1-ից կստանանք՝

նկ. 2. 15. Հեծանի բեռնավորման սխեման, ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի էպյուրները (2. 1 օրինակի համար, I սխեմա).

ա — բեռնավորման սխեման, բ — ծրոող մոմենտների էպյուրը՝ 1 — ըստ առաձգական համակարգի (հոծ գիծ), 2 — ճիգերի վերաբաշխումից հետո (կետագիծ), գ — ճիգերի վերաբաշխման համար ծոող մոմենտների ընտրված լրացուցիչ եռանկյուն էպյուրները, դ — լայնական ուժերի էպյուրը՝ 3 — ըստ առաձգական համակարգի (հոծ գիծ), 4 — ճիգերի վերաբաշխումից հետո (կետագիծ)



$$M_{2,min} = (\alpha g + \beta v) l^2 = (0,025 \cdot 35 - 0,05 \cdot 70) \cdot 6^2 = -94,5 \text{ կՆ.մ}, \text{ կամ նույնն է՝}$$

$$M_{2,min} = \frac{(g+v)a_2^2}{2} - |M_B| = \frac{(35+0)3^2}{2} - 252 = -94,5 \text{ կՆ.մ}:$$

Կառուցենք ծոող մոմենտների ու լայնական ուժերի էպյուրները (նկ. 2. 15, բ-1, դ-3) և կատարենք ծոող մոմենտների վերաբաշխում:

Տվյալ սխեմայի դեպքում նպատակահարմար է մեծացնել B և C հենարանների ծոող մոմենտները՝ փոքրացնելով I և III թռիչքների թռիչքային ծոող մոմենտները:

Այդ նպատակով առաձգական համակարգի համար ստացված ծոող մոմենտների էպյուրին գումարում ենք բացասական օրդինատներով երկու եռանկյուն էպյուրներ, ընդունելով B և C հենարանային օրդինատները՝ $\Delta M_B = \Delta M_C$ հավասար $M_{2,min}$ ծոող մոմենտի 30%-ին (նկ. 2. 15 գ)՝

$$\Delta M_B = \Delta M_C = \frac{30 M_{2,min}}{100} = \frac{30 \cdot 94,5}{100} = -28,35 \text{ կՆ.մ},$$

Լրացուցիչ էպյուրների ծոող մոմենտները գումարելով առաձգական համակարգի հաշվարկից ստացված ծոող մոմենտներին կստանանք ծոող մոմենտների վերաբաշխված մեծությունները (նկ. 2. 15, բ-2)՝

$$M_B = M_C = M_B + \Delta M_B = -252 - 28,35 = -280,35 \text{ կՆ.մ},$$

$$M_2 = M_2 + \Delta M_B = -94,5 - 28,35 = -122,25 \text{ կն.մ.}$$

I և III թռիչքների թռիչքային դրական ծոող մոմենտների էպյուրներին գումարելով լրացուցիչ էպյուրները՝ կփոխվեն ամենամեծ ծոող մոմենտների ազդման տեղերը (համեմատած ըստ առաձգական սխեմայի որոշվածների):

Առաջին թռիչքում վերաբաշխված էպյուրի ամենամեծ ծոող մոմենտին համապատասխանող օրդինատի հեռավորությունը A հենարանից (III թռիչքում D հենարանից)՝ a_1' , որոշում ենք հետևյալ արտահայտություներից՝

$$a_1' = \frac{Q_A l + \Delta M_B}{(g+v)l} = \frac{273 \cdot 6 - 28,35}{(35+70)6} = 2,555 \text{ մ.}$$

Իսկ այդ հատվածքում գործող ծոող մոմենտը՝ M_1' -ը, որը ամենամեծն է, կլինի՝

$$M_1' = Q_A a_1' - (g+v) \frac{(a_1')^2}{2} - \frac{a_1' \Delta M_B}{l} = 273 \cdot 2,555 - (35+70) \frac{2,555^2}{2} - \frac{2,555 \cdot 28,35}{6} = 342,72 \text{ կն.մ.}$$

Վերաբաշխված մոմենտներին համապատասխանող լայնական ուժերը կլինեն՝

$$Q_A' = \frac{(g+v)l}{2} + \frac{M_B'}{l} = \frac{(35+70)6}{2} - \frac{280,35}{6} = 268,27 \text{ կն.}$$

$$Q_B' = -Q_C' = -\frac{(g+v)l}{2} + \frac{M_B'}{l} = -\frac{(35+70)6}{2} - \frac{280,35}{6} = -361,73 \text{ կն.}$$

$$Q_B'' = -Q_C'' = Q_B' = \frac{gl}{2} + \frac{M_C' - M_B'}{2l} = \frac{35 \cdot 6}{2} = 105 \text{ կն.}$$

Բեռնավորման II սխեմա (նկ. 2. 16)

Հենարանային ծոող մոմենտները, երկրորդ թռիչքի թռիչքային ամենամեծ ծոող մոմենտը և հենարանային լայնական ուժերը որոշում ենք (2. 18) և (2. 19) բանաձևերով, օգտվելով հավելվածի աղյուսակ 1-ում բերված գործակիցներից՝

$$M_B = M_C = (-0,1 \cdot 35 - 0,05 \cdot 70)6^2 = -252 \text{ կն.մ.},$$

$$M_{2,\max} = (0,025 \cdot 35 + 0,075 \cdot 70)6^2 = 220,5 \text{ կն.մ.},$$

$$Q_A = -Q_D = (0,4 \cdot 35 - 0,05 \cdot 70)6 = 63 \text{ կն.}$$

$$Q_B' = -Q_C' = (-0,6 \cdot 35 - 0,05 \cdot 70)6 = -147 \text{ կն.},$$

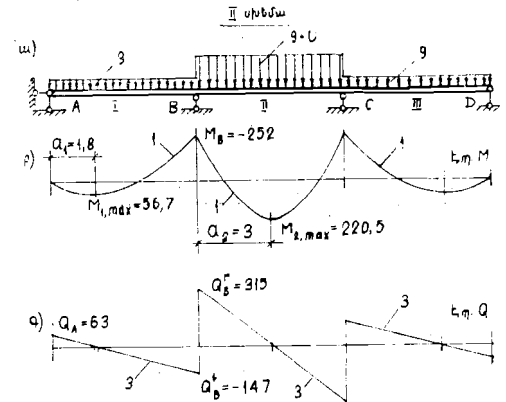
$$Q_B'' = -Q_C'' = (0,5 \cdot 35 + 0,5 \cdot 70)6 = 315 \text{ կն.}$$

Որոշենք առաջին թռիչքի թռիչքային ամենամեծ ծոող մոմենտին համապատասխանող օրդինատի հեռավորությունը A հենարանից (նույնն է՝ III թռիչքում D հենարանից) և այդ ծոող մոմենտի մեծությունը՝

$$a_1 = \frac{1}{2} - \frac{|M_B|}{(g+v)l} = \frac{6}{2} - \frac{252}{(35+70)6} = 1,8 \text{ մ.}$$

Նկ. 2. 16. Հեծանի բեռնավորման սխեման, ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի էպյուրները (2. 1 օրինակի համար, II սխեմա).

ա — բեռնավորման սխեման, բ — ծոող մոմենտների էպյուրն ըստ առաձգական համակարգի, գ — լայնական ուժերի էպյուրն ըստ առաձգական համակարգի



$$M_{1,\max} = \frac{(g+v)a_1^2}{2} = \frac{(35+70)1,8^2}{2} = 56,7 \text{ կն.մ.}$$

Կառուցենք ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի էպյուրները, որոնք ցույց են տված նկ. 2. 16, բ, գ-ում:

Հաշվարկային այս սխեմայից ստացված ծոող մոմենտները համադրելով մյուս սխեմաներից ստացված ծոող մոմենտներին, կարելի է եզրակացնել, որ ճիգերի վերաբաշխման անհրաժեշտություն չկա, քանի որ նրանք հաշվարկային նշանակություն չունեն:

Բեռնավորման III սխեմա (նկ. 2. 17)

Օգտվելով հավելվածի աղյուսակ 1-ից, (2. 18) և (2. 19) բանաձևերով որոշենք հենարանային ծոող մոմենտները և լայնական ուժերը՝

$$M_B = (-0,1 \cdot 35 - 0,117 \cdot 70)6^2 = -420,84 \text{ կն.մ.},$$

$$M_C = (-0,1 \cdot 35 - 0,033 \cdot 70)6^2 = -209,16 \text{ կն.մ.},$$

$$Q_A = (0,4 \cdot 35 + 0,383 \cdot 70)6 = 244,86 \text{ կն.},$$

$$Q_B' = (-0,6 \cdot 35 - 0,617 \cdot 70)6 = -385,14 \text{ կն.},$$

$$Q_B'' = (0,5 \cdot 35 + 0,583 \cdot 70)6 = 349,86 \text{ կն.},$$

$$Q_C^I = (-0,5 \cdot 35 - 0,417 \cdot 70)6 = -280,14 \text{ կն},$$

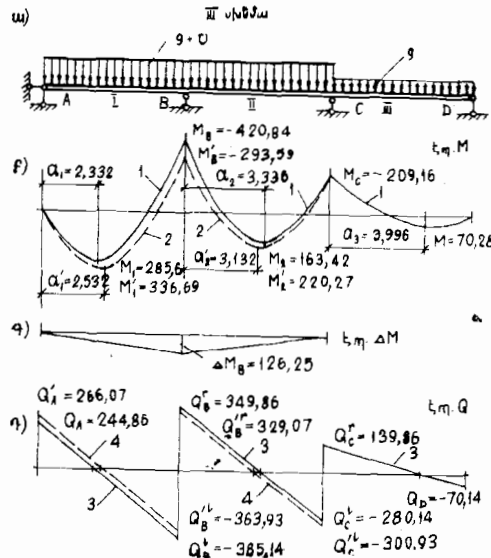
$$Q_C^r = (0,6 \cdot 35 + 0,033 \cdot 70)6 = 139,86 \text{ կն},$$

$$Q_D = (-0,4 \cdot 35 + 0,033 \cdot 70)6 = -70,14 \text{ կն},$$

Որոշենք թուղթային ամենամեծ ծոող մոմենտներին համապատասխանող օրդինատների հեռավորությունները ամեն մի թուղթի ձախ հենարանից և այդ ծոող մոմենտների մեծությունները՝

$$a_1 = \frac{1}{2} - \frac{|M_B|}{(g+v)l} = \frac{6}{2} - \frac{420,84}{(35+70)6} = 2,332 \text{ մ},$$

$$M_{1, \max} = \frac{(g+v)a_1^2}{2} = \frac{(35+70)2,332^2}{2} = 285,5 \text{ կն.մ},$$



Նկ. 2.17. Հեծանի բեռնավորման սխեման, ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի էպյուրները (2.1 օրինակի համար, III սխեմա).

ա — բեռնավորման սխեման, բ — ծրոող մոմենտների էպյուրը՝ 1-րատ առաձգական համակարգի (հոծ գիծ), 2 — ճիգերի վերաբաշխումից հետո (կետագիծ), գ — ճիգերի վերաբաշխման համար ծոող մոմենտների ընտրած լրացուցիչ եռանկյուն էպյուրը, դ — լայնական ուժերի էպյուրը՝ 3-րատ առաձգական համակարգի (հոծ գիծ), 4 — ճիգերի վերաբաշխումից հետո (կետագիծ)

$$a_2 = \frac{1}{2} + \frac{|M_B| - |M_C|}{(g+v)l} = \frac{6}{2} + \frac{420,84 - 209,16}{(35+70)6} = 3,336 \text{ մ},$$

$$M_{2, \max} = \frac{(g+v)a_2^2}{2} - |M_B| = \frac{(35+70)3,336^2}{2} - 420,84 = 163,42 \text{ կն.մ},$$

$$a_3 = \frac{1}{2} + \frac{|M_C|}{(g+v)l} = \frac{6}{2} + \frac{209,16}{(35+0)6} = 3,996 \text{ մ},$$

$$M_{3, \max} = \frac{(g+v)a_3^2}{2} - |M_C| = \frac{(35+0)3,996^2}{2} - 209,16 = 70,28 \text{ կն.մ},$$

Կառուցենք ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի էպյուրները (նկ. 2.17, բ-1, գ-3):

Ակնհայտ է, որ ճիգերի բաշխման այս սխեմայի դեպքում նպատակահարմար է փոքրացնել B հենարանային ծոող մոմենտը: Այդ նպատակով ըստ առաձգական համակարգի որոշված ծոող մոմենտների էպյուրին պետք է գումարենք դրական օրդինատներով լրացուցիչ եռանկյունաձև էպյուր, ընդունելով B հենարանային օրդինատի մեծությունը \$M_B\$ ծոող մոմենտի 30%-ին հավասար (նկ. 2.17, գ)՝

$$\Delta M_B = \frac{30|M_B|}{100} = \frac{30 \cdot 420,84}{100} = 126,25 \text{ կն.մ},$$

Կատարենք ծոող մոմենտների վերաբաշխում՝

$$M_B' = M_B + \Delta M_B = -420,84 + 126,25 = -293,59 \text{ կն.մ},$$

$$a_1' = \frac{Q_A l + \Delta M_B}{(g+v)l} = \frac{244,86 \cdot 6 + 126,25}{(35+70)6} = 2,532 \text{ մ},$$

$$M_1' = Q_A a_1' - \frac{(g+v)(a_1')^2}{2} + \frac{\Delta M_B a_1'}{1} = 244,86 \cdot 2,532 - \frac{(35+70)2,532^2}{2} + \frac{126,25 \cdot 2,532}{6} = 336,69 \text{ կն.մ},$$

$$a_2' = \frac{Q_B l - \Delta M_B}{(g+v)l} = \frac{349,86 \cdot 6 - 126,25}{(35+70)6} = 3,132 \text{ մ},$$

$$M_2' = Q_B a_2' - |M_B| - \frac{(g+v)(a_2')^2}{2} + \frac{\Delta M_B (1 - a_2')}{1} =$$

$$= 349,86 \cdot 3,132 - 420,84 - \frac{(35+70)3,132^2}{2} + \frac{126,25(6 - 3,132)}{6} = 220,27 \text{ կն.մ},$$

Վերաբաշխված ծոող մոմենտներին համապատասխանող հենարանային լայնական ուժերը կլինեն՝

$$Q_A' = \frac{(g+v)l}{2} + \frac{M_B'}{1} = \frac{(35+70)6}{2} - \frac{293,59}{6} = 266,07 \text{ կն},$$

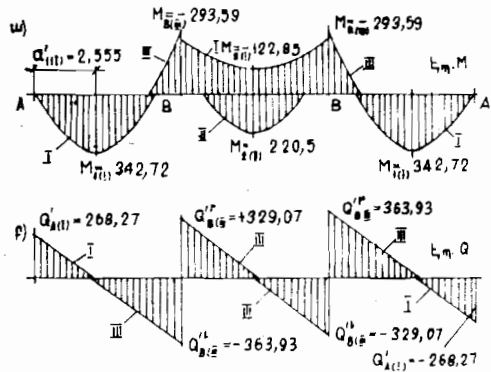
$$Q_B'^I = -\frac{(g+v)l}{2} + \frac{M_B'}{1} = -\frac{(35+70)6}{2} - \frac{293,59}{6} = -363,93 \text{ կն},$$

$$Q_B'^r = \frac{(g+v)l}{2} + \frac{M_C' - M_B'}{1} = \frac{(35+70)6}{2} + \frac{-209,16 + 293,59}{6} =$$

$$= 329,07 \text{ կն},$$

$$Q_{c1} = -\frac{(g+v)l}{2} + \frac{M_c - M_B}{1} = -\frac{(35+70)6}{2} + \frac{-209.16+293.59}{6} = -300.93 \text{ կն},$$

Վերաբաշխված ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի պարփակող էպյուրները ցույց են տված նկ. 2. 18-ում:



Նկ. 2. 18. Վերաբաշխված ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի պարփակող էպյուրները:

ա — ծոող մոմենտների, բ — լայնական ուժերի, I — ըստ բեռնավորման I սխեմայի, II — ըստ բեռնավորման II սխեմայի, III — ըստ բեռնավորման III սխեմայի

Հեծանի հաշվարկային հատվածքները հենարաններում անցնում են սյան եզրով: Այդ հատվածքներում ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի մեծությունները որոշում են հետևյալ արտահայտություններից.

$$M_{side} = M_{sup} \mp Q_{sup} h_{col}/2, \quad (2.20)$$

$$Q_{side} = Q_{sup} \pm (g+v)h_{col}/2, \quad (2.21)$$

որտեղ Q_{sup} -ը տվյալ հենարանում համապատասխան լայնական ուժն է ձախից՝ ձախ հաշվարկային հատվածքի ճիգերը որոշելիս, աջից՝ աջ հաշվարկային հատվածքի ճիգերը որոշելիս,

h_{col} -ը՝ սյան լայնական հատվածքի բարձրությունը:

(2.20) և (2.21) բանաձևերում վերևի նշանը կիրառվում է հենարանի առանցքից ձախ, իսկ ներքևի նշանը՝ աջ գտնվող հաշվարկային հատվածքի ճիգերը որոշելիս:

Տվյալ օրինակում՝ ընդունելով $h=40$ սմ, B հենարանի աջ եզրին համապատասխանող հեծանի հատվածքում ըստ բեռնավորման I սխեմայի կատարվող հարավոր ամենամեծ ծոող մոմենտը, որը և տվյալ հենարանում կլինի հաշվարկայինը: Ըստ (2.20) բանաձևի կատանանք՝

$$M_{B,side} = -280.35 + 105 \frac{0.4}{2} = -259.35 \text{ կն.մ.}$$

Լայնական ուժերի հաշվարկային մեծությունները B հենարանի ձախից և աջից ստացվում են ըստ բեռնավորման III սխեմայի, համաձայն (2.21) բանաձևի՝

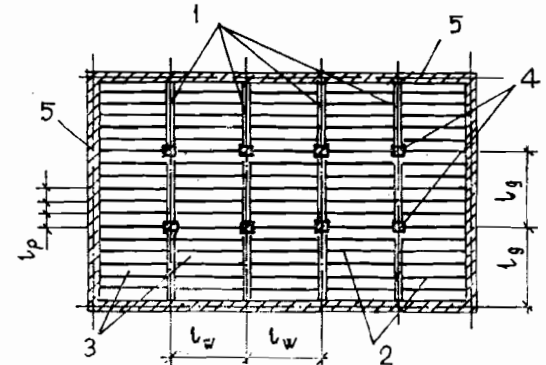
$$Q_{B,side} = -363.93 + (35+70) \frac{0.4}{2} = -342.93 \text{ կն},$$

$$Q_{B,side} = 329.07 - (35+70) \frac{0.4}{2} = 308.07 \text{ կն},$$

§ 2. 3. Մոնոլիթ հաճախակող ծածկեր

Մոնոլիթ հաճախակող ծածկերը հեծանային սալերով կողավոր ծածկերի մի տարատեսակ են, որտեղ երկրորդական հեծանները՝ կողերը, տեղադրված են հաճախակի՝ Հարթ առաստաղ ստանալու նպատակով կողերի միջև սովորաբար տեղադրում են թեթև բետոնե կամ կերամիկական սնամեջ քարեր: Նույն նպատակով երբեմն ծածկը կատարվում է կողերով դեպի վեր: Որոշ դեպքերում, այս կամ այն նկատառումներով, կողերի արանքը թողնվում է դատարկ:

Մոնոլիթ հաճախակող ծածկերը, չնայած կատարման աշխատատարությանը, հարթ առաստաղ ստեղծելու հնարավորության, մեծ կոշտության, լավ ձայնամեկուսացման, պարզ կառավարման և այլ առավելությունների շնորհիվ մինչև հավաքովի երկաթբետոնե ծածկերի լայն տարածումը մեծ կիրառություն ունեն թաղաքացիական, այդ թվում բնակարանային շինարարությունում: Ներկայումս նրանք ունեն սահմանափակ կիրառություն:



Նկ. 2. 19. Հաճախակող ծածկի կոնստրուկտիվ սխեման. 1 — զլխավոր հեծաններ, 2 — կողեր, 3 — սալ, 4 — սյուներ, 5 — կողող պատեր

1. Կոնստրուկցիան և հաշվարկը

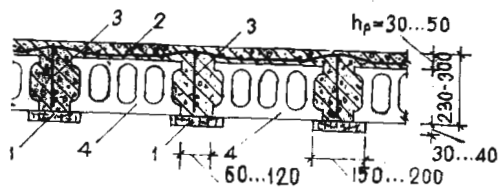
Հաճախակող ծածկի կոնստրուկտիվ սխեման ցույց է տված նկ. 2. 19-ում:

Գլխավոր հեծանները (5...7 մ թռիչքով), ինչպես հեծանային սալով կողավոր ծածկերում, տեղադրում են շենքի լայնական կամ երկայնական ուղղությամբ: Կողերի թռիչքը՝ l_w , որը համապատասխանում է գլխավոր հեծանների քայլին, ընդունվում է 4...7 մ, իսկ նրանց հեռավորությունը միմյանցից՝ կողերի քայլը՝ 0,5...0,7 մ, երբ նրանց միջև տեղադրվում են քարեր, և մինչև մեկ մետր, երբ կողերը թողնվում են բաց: Կողերի հատվածի բարձրությունն ընդունվում է $(1/15...1/25)l_w$, իսկ լայնությունը՝ 6...12 սմ: Եթե կողերի թռիչքը 5 մետրից ավելի է, ապա ընդունված է յուրաքանչյուր 3 մ-ը մեկ կատարել լայնական կողեր, որոնք ունեն հատվածի նույն չափերը, ինչ որ երկայնական կողերը: Լայնական կողերը միացնելով իրար հետ աշխատող երկայնական կողերին, մեծացնում են ծածկի կոշտությունն իրեն հարթությունում և նպաստում բեռնվածքի հավասարաչափ բաշխմանը:

Սալի հաստությունը վերցվում է 3...5 սմ:

Հաճախակող ծածկերը, որոնց կողերի միջև տեղադրվում են սնամեջ քարեր, փրագործվում են հետևյալ հաջորդականությամբ. նախ՝ կողերի առանցքով տեղադրված 15...20 սմ լայնության տախտակներից պատրաստվում է կաղապարամած, որի վրա հենելով, կողերի ամբողջ երկարությամբ շարում են վերոհիշյալ քարերը, թողնելով համապատասխան տարածություն կողերի համար: Այնուհետև քարերի միջև կողերի համար ստեղծած տարածությունում տեղադրվում է կողերի ամրանը՝ կարկասները (կարելի է ամրանը տեղադրել նաև մինչև քարերը շարելը), որից հետո փռվում է սալի ամրանը՝ ցանցը, և կատարվում է կողերի ու սալի բետոնացումը: Բետոնն անհրաժեշտ ամրություն ստանալուց հետո կաղապարամածը հեռացվում է, և ստացվում է հարթ առաստաղով (որը սվաղվում է) ծածկ:

Բետոնն կամ կերամիկական քարերը արվում են հնարավորին չափ թեթև և այնպիսի ձևի, որ ապահով կերպով խարսխվեն կողերի բետոնի հետ:



Նկ. 2. 20. Հաճախակող ծածկի ամրանավորման սխեման.
1— կաղապարամած, 2— ցանց, 3— կարկասներ, 4— սնամեջ քարեր

Սալի հաշվարկի ըստ ամրության, նրա թռիչքների փոքրության պատճառով, սովորաբար չի կատարվում: Սալի ամրանավորումը կատարվում է կոնստրուկտիվ՝ երկայնական աշխատող ձողերով փաթեցման

եռակցած ցանցերով, որոնք բացում և փռում են կողերին ուղղահայաց ուղղությամբ՝ քարերի և կողերի վրա (նկ. 2. 20): Ցանցի լարերի տրամագիծը 3...5 մմ (Bp-I) է, քայլը՝ 15...20 սմ:

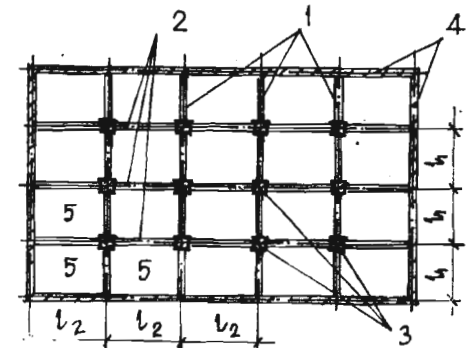
Կողերի հաշվարկը կատարվում է ճիշտ նույն ձևով, ինչ որ հեծանային սալերով կողավոր ծածկի երկրորդական հեծաններին: Կողերի ամրանավորումը նպատակահարմար է կատարել մեկ կամ երկու հարթ եռակցած կարկասներով, աշխատող ձողերի տրամագիծը՝ 10...16 մմ:

Գլխավոր հեծանները նույնն են, ինչ որ նախորդ ծածկում է, միայն թե այստեղ, քանի որ կողերը հաճախակի են տեղադրված, հեծանների վրա գործող բեռնվածքը, որպես կանոն, ընդունվում է հավասարաչափ բաշխված:

§ 2.4. Մոնոլիթ կողավոր ծածկեր երկու ուղղությամբ աշխատող սալերով

1. Մածկի կոնստրուկտիվ սխեման

Երկու ուղղությամբ աշխատող սալերով մոնոլիթ կողավոր ծածկերը բաղկացած են շենքի հատակագծի երկու ուղղությամբ տեղադրված բազմաթիվ անխզելի հեծաններից և սալերից (նկ. 2. 21):



Նկ. 2. 21. Երկու ուղղությամբ աշխատող սալերով կողավոր ծածկի կոնստրուկտիվ սխեման.
1— l_1 ուղղության հեծաններ, 2— l_2 ուղղության հեծաններ, 3— սյուներ, 4— կրող պատեր, 5— սալ

Շենքի թե՛ մեկ և թե՛ մյուս ուղղությամբ տեղադրված հեծանները իրենց հատման տեղերում հենվում են սյուների վրա: Հեծանների եզրային հենարանները կարող են լինել կրող պատեր կամ սյուները:

Հեծանների թռիչքը՝ երկու սյուների առանցքների (կամ սյան և պատի առանցքի) միջև եղած հեռավորությունը, վերցվում է 4...6 մ՝ պահպանելով $l_2:l_1=1...2$ պայմանը ($l_2 \geq l_1$, գործնականում $l_2:l_1=1...1,5$): Սալի և հեծանների աշխատանքի ու կոնստրուկտիվորման տեսակետից նպատակահարմար է վերցնել $l_2=l_1$:

Ծածկի սալի համար հենարաններ են հանդիսանում l_2 և l_1 ուղղութիւնների (եզրային հենարանները կարող են լինել կրող պատերը): Այս ծածկերում քանի որ սալերի պանելները իրենց չորս եզրերով հենված են հենանների վրա (մեկ կամ երկու եզրերով պատերի վրա), և $l_2:l_1 \leq 2$, ապա այդ պանելներն աշխատում են թե՛ l_2 և թե՛ l_1 ուղղութիւններ՝ հանդիսանում են երկու ուղղութիւններ աշխատող սալեր (նույնն է՝ եզրագծով հենված սալեր): Սալի թռիչքները համարվում են l_1 -ը և l_2 -ը: Սալի հաստութիւնը կախված է թռիչքների և բեռնվածքի մեծութիւններից. այն տատանվում է 8...14 սմ-ի սահմաններում, բայց ոչ պակաս 1/50 l_1 -ից: Որպես կանոն, սալն արվում է վերևից, հենանները՝ ներքևից: Սակայն առանձին դեպքերում հարթ առաստաղ ստանալու նպատակով սալը կարելի է անել ներքևից, հենանները՝ վերևից: Թե՛ մեկ և թե՛ մյուս ուղղութիւններ աշխատող հենանների հատվածքի չափերը վերցվում են նույնը՝

$$h = (1/12 \dots 1/20) l_2, \quad b = (0,4 \dots 0,5) h$$

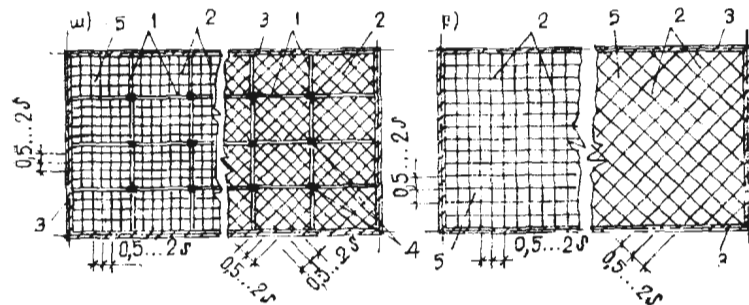
Երկու ուղղութիւններ աշխատող սալերով կողավոր ծածկերը՝ ելնելով ճարտարապետական նկատառումներից, առավելապես կիրառվում են հասարակական շենքերում՝ օրինակ ճեմասրահների և դահլիճների ծածկերի համար, սակայն նրանք կարող են կիրառվել նաև արդյունաբերական շենքերում: Սովորաբար այս ծածկերում բետոնի և ամրանի ծախսը որոշ չափով մեծ է, քան նույն սյունացանցով և միևնույն կրողունակութիւն հենանային սալերով կողավոր ծածկերին:

Ճարտարապետական նկատառումներով կիրառվում է նաև այս ծածկի մի տարատեսակը՝ կեսոնային ծածկը, որի դեպքում սալը հենանների ուղղութիւններ, կամ նրանց նկատմամբ 45° անկյունով, 0,5...2 մ քայլով իրականացվող կողերով բաժանում են, այսպես կոչված, կեսոնների (նկ. 2. 22): Կեսոնային ծածկ կարելի է կատարել նաև առանց հենանների՝ այն անմիջականորեն հենելով կրող պատերի վրա, ինչպես ցույց է տված նկ. 2. 22, բ-ում:

2. Սալի ֆաշվարկը և կոնստրուկտիվությունը

Երկու ուղղութիւններ աշխատող բազմաթռիչք սալերի ամրութիւն հաշվարկը, որպես կանոն, կատարվում է հավասարաչափ բաշխված զք բեռնվածքի տակ (որը բաղկացած է սալի ու նրա վրա գտնվող շերտերի սեփական կշռից՝ G_D , և ժամանակավոր բեռնվածքից՝ V_D), ըստ սահմանային հավասարակշռութիւն մեթոդի:

Հավասարաչափ բաշխված բեռնվածքի ազդեցութիւն դեպքում երկու ուղղութիւններ աշխատող սալում ճաքերի առաջացման սխեման ցույց է տված նկ. 2. 23-ում:



Նկ. 2. 22. Կեսոնային ծածկերի կոնստրուկտիվ սխեմաներ.
ա — միջանկյալ սյուներով, բ — առանց սյուների. 1 — հենաններ, 2 — կողեր, 3 — պատեր, 4 — սյուներ, 5 — սալ

Սալի ներքևի մակերևութում ճաքերն ունեն անկյունագծերի ուղղութիւններ, իսկ վերևի մակերևութում (երբ սալն իր չորս եզրերով ամրակցված է, կամ բազմաթռիչք է և չորս եզրերով հենված է հենանների վրա) դրանք անցնում են սալի եզրագծով: Բեռնվածքի մեծացմանը զուգընթաց աճում են բետոնի և ամրանի լարումները, և ի վերջո ճաքած հատվածքներում ամրանի լարումը հասնում է հոսունութիւն սահմանին, առաջ են գալիս գծային պլաստիկ հոդակապեր՝ կոտրման գծեր, և տեղի է ունենում քայքայում:

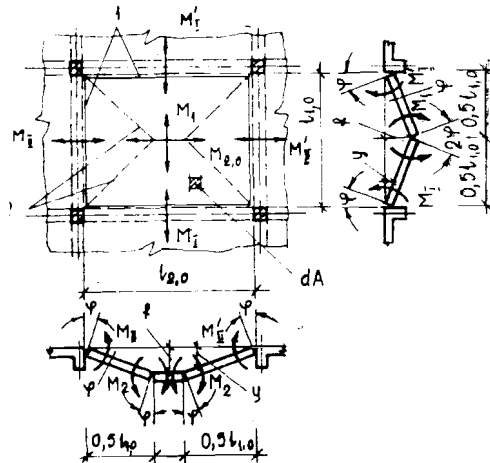
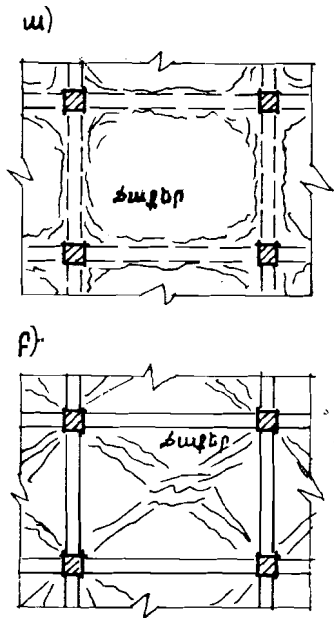
Ելնելով քայքայման նկարագրված բնույթից՝ սահմանային հավասարակշռութիւն փուլում սալը դիտվում է միմյանց հետ վերը նշված ճաքերով անցնող կոտրման գծերով միացված չորս հարթ կոշտ սկավառակների համակարգ, որն ունի բրգաձև մակերևութ, ինչպես ցույց է տված նկ. 2. 24-ում:

Սալի կենտրոնական մասի ճկվածքի մեծութիւնը՝ f -ը, կլինի նշված բուրգի բարձրութիւնը, իսկ այդ բուրգի նիստերը հանդիսացող սկավառակների պտտման անկյունը՝

$$\varphi = \text{tg} \varphi = 2f/l_1 \quad (2.22)$$

Հաշվարկային բանաձևեր ստանալու համար օգտվում ենք շինարարական մեխանիկայի հայտնի դրույթից, ըստ որի փոքր տեղափոխումների (նույնն է՝ հնարավոր տեղափոխումների) դեպքում արտաքին ուժերի կատարած աշխատանքը՝ W_q -ն, հավասար է ներքին սահմանային ճիգերի կատարած աշխատանքին՝ W_M .

$$W_q = W_M \quad (2.23)$$



Նկ. 2. 23. Երկու ուղղությամբ աշխատող սալերում ճաքերի առաջացման սխեման հավասարաչափ բաշխված բեռնվածքի ազդեցության դեպքում:
ա — տեսքը վերևից, բ — տեսքը ներքևից

Նկ. 2. 24. Երկու ուղղությամբ աշխատող սալի հաշվարկային սխեման ըստ սահմանային հավասարակշռության մեթոդի:
1 — հենարանային պլաստիկ հոդակապեր, 2 — թռիչքային պլաստիկ հոդակապեր

Արտաքին հավասարաչափ բաշխված Q_p բեռնվածքի աշխատանքը սալի դեֆորմացիայի հետևանքով կլինի՝

$$W_q = \int_A q_p y dA = q_p \int_A y dA, \quad (2.24)$$

որտեղ $\int_A y dA = V$ երկրաչափորեն սալի դեֆորմացիայի հետևանքով առաջ եկող բուրգի ծավալն է՝

$$V = fl_{1,0}(3l_{2,0} - l_{1,0})/6, \quad (2.25)$$

հետևաբար

$$W_q = q_p fl_{1,0}(3l_{2,0} - l_{1,0})/6, \quad (2.26)$$

Ներքին ճիգերի աշխատանքն այն աշխատանքն է, որ կատարում են կոտրման գծերում գործող ծոող մոմենտները սալի դեֆորմացիայի ըն-

թացքում: Այդ աշխատանքը սալի սահմանային հավասարակշռության պահին հավասար է գծային պլաստիկ հոդակապերում (կոտրման գծերում) գործող ծոող մոմենտների և համապատասխան պտտման անկյունների արտադրյալին:

Սահմանային հավասարակշռության պահին սալի $l_{1,0}$ և $l_{2,0}$ թռիչքային կոտրման գծերի մեկ գծային մետրում առաջ եկող մոմենտները համապատասխանաբար նշանակելով M_1 և M_2 , իսկ հենարանային կոտրման գծերում՝ M_{I1} , M'_{I1} և M_{II1} , M'_{II1} (նկ. 2. 24), ներքին ճիգերի կատարած աշխատանքը սալի երկու ուղղությամբ հավասարաչափ բաշխված հենարանային և թռիչքային ամրանի դեպքում կլինի՝

$$W_M = \sum M\varphi = (2\varphi M_1 + \varphi M_{I1} + \varphi M'_{I1})l_{2,0} + (2\varphi M_2 + \varphi M_{II1} + \varphi M'_{II1})l_{1,0}, \quad (2.27)$$

(2.27) բանաձևում, (2.22)-ի համաձայն φ -ն փոխարինելով $2\epsilon/l_{1,0}$ -ով (2.23), պայմանը կարելի է գրել հետևյալ տեսքով՝

$$q_p l_{1,0}^2 (3l_{2,0} - l_{1,0})/12 = (2M_1 + M_{I1} + M'_{I1})l_{2,0} + (2M_2 + M_{II1} + M'_{II1})l_{1,0}, \quad (2.28)$$

որը կլինի սալի հաշվարկային բանաձևը:

Այն դեպքում, երբ թռիչքային ամրանը սալի չորս եզրերում $1/4$ լայնության շերտում տեղադրվում է կիսով չափ պակաս, քան սալի միջին մասում (տե՛ս նկ. 2. 25. ա), հաշվարկային բանաձևն ընդունում է հետևյալ տեսքը՝

$$q_p l_{1,0}^2 (3l_{2,0} - l_{1,0})/12 = (2M_1 + M_{I1} + M'_{I1})l_{2,0} + ((3M_2/2) - (M_{II1}/2) + M_{II1} + M'_{II1})l_{1,0}, \quad (2.29)$$

Ամրանավորման այլ սխեմաների դեպքում կստացվեն համապատասխան բանաձևեր, հետևաբար սալը հաշվարկելու համար նախապես պետք է ընտրված լինի նրա ամրանավորման սխեման:

Եթե սալն ունի ազատ հենված եզրեր, ապա նրանց համապատասխան հենարանային մոմենտները (2.28) կամ (2.29) բանաձևում ընդունվում են հավասար զրոյի:

(2.28) կամ (2.29) բանաձևում ունենք վեց անհայտ ծոող մոմենտներ: Որպեսզի մեկ հավասարումից կարողանանք որոշել այդ մոմենտների մեծությունները, նախապես նպատակահարմար ձևով ընտրում ենք M_2/M_1 , M_{I1}/M_1 , M'_{I1}/M_1 , M_{II1}/M_2 և M'_{II1}/M_2 հարաբերությունները, ելնելով աղյուսակ 2. 2-ում բերված սահմաններից:

Աղյուսակ 2. 2

Երկու ուղղությամբ աշխատող սալի հաշվարկային ծոող մոմենտների հանձնարարվող հարաբերությունները

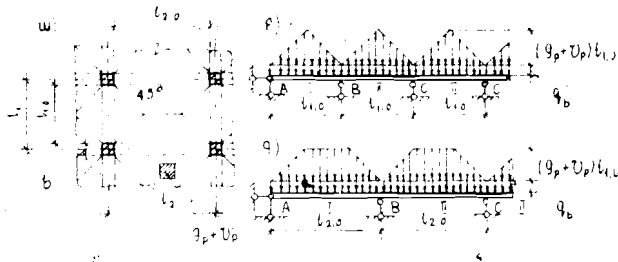
l_2/l_1	M_2/M_1	M_{I1}/M_1 և M'_{I1}/M_1	M_{II1}/M_2 և M'_{II1}/M_2
1...1,5	1 ... 0,35	1...2,5	1...2,5
1,6...2	0,5...0,2	1...2,5	1...2,5

3. Հեծանների հաշվարկը և կոնստրուկտավորումը

Երկու ուղղութիւններ աշխատող սալով կողավոր ծածկի սալից հեծաններին փոխանցվող բեռնվածքը որոշելու համար սալի յուրաքանչյուր պանելը անկյան կիսորդներով բաժանում են շորս մակերեսի, որոնց սահմաններում գործող մշտական և ժամանակավոր բեռնվածքը եռանկյան և սեղանի օրենքով հաղորդում են կից հեծանին, ինչպես ցույց է տված նկ. 2. 27-ում: Սալի մեկ քառակուսի մետրի վրա գործող $g_p + v_p$ բեռնվածքի դեպքում հեծանին հաղորդվող բեռնվածքի ինտենսիվությունը եռանկյունաձև բեռնվածքի զագաթում, կամ նույն է՝ սեղանաձև բեռնվածքի միջին մասում, կլինի՝ $(g_p + v_p)_{1,0}$:

Հեծանի կողի սեփական կշիռը և նրա լայնության սահմաններում սալից հաղորդվող մշտական ու ժամանակավոր բեռնվածքները ընդունվում են հավասարաչափ բաշխված: Այդ բեռնվածքի լրիվ ինտենսիվությունը կլինի՝

$$q_b = \gamma_f (h_b - h_p) b_{br} c + (q_p + v_p) h_b, \quad (2.30)$$



Նկ. 2. 27. Երկու ուղղութիւններ աշխատող սալերով կողավոր ծածկի հեծանների հաշվարկային սխեմաները:

ա — սալերից հեծաններին փոխանցվող բեռնվածքի սխեման, բ — փոքր թուխքով (l_1) հեծանի հաշվարկային սխեման, գ — մեծ թուխքով (l_2) հեծանի հաշվարկային սխեման

Հավասար թուխքներով (կամ միմյանցից 10%-ից ոչ ավելի տարբերությամբ թուխքներով) հեծանների ստատիկական հաշվարկը կատարվում է ըստ սահմանային հավասարակշռության մեթոդի:

Սուղ մոմենտները և հենարանային լայնական ուժերը որոշում են հետևյալ բանաձևերով. եզրային թուխքներում (I թուխք) և ծածկի եզրից հաշված երկրորդ հենարաններում (B հենարան)՝

$$M_I = -M_B = 0,7 M_0 + q_b l_0^2 / 11, \quad (2.31)$$

միջին թուխքներում (II թուխք) և հենարաններում (C հենարան)՝

$$M_{II} = -M_C = 0,5 M_0 + q_b l_0^2 / 16, \quad (2.32)$$

եզրային հենարաններում (A հենարան)՝

$$Q_A = 0,4 Q_0 + 0,4 q_b l_0, \quad (2.33)$$

ծածկի եզրից հաշված երկրորդ հենարաններում (B հենարան) ձախից՝

$$Q_B = -0,6 Q_0 - 0,6 q_b l_0, \quad (2.34)$$

ծածկի եզրից հաշված երկրորդ հենարաններում (B հենարան) աջից և մնացած հենարաններում (C հենարան) ձախից ու աջից՝

$$Q_B' = -Q_C' = Q_C = 0,5 Q_0 + 0,5 q_b l_0, \quad (2.35)$$

Վերը բերված բանաձևերում M_0 -ն և Q_0 -ն իրենցից ներկայացնում են նկ. 2. 27-ում ցույց տված եռանկյունաձև կամ սեղանաձև բեռնվածքով միաթուխք ազատ հենված հեծանի առավելագույն ծոող մոմենտը և լայնական ուժը:

Եռանկյունաձև բեռնվածքի դեպքում՝

$$M_0 = (q_p + v_p) l_{1,0}^3 / 12, \quad (2.36)$$

$$Q_0 = (q_p + v_p) l_{1,0}^2 / 4, \quad (2.37)$$

սեղանաձև բեռնվածքի դեպքում՝

$$M_0 = (q_p + v_p) l_{1,0} (3l_{2,0}^2 - l_{1,0}^2) / 24, \quad (2.38)$$

$$Q_0 = (q_p + v_p) l_{1,0} (2l_{2,0} - l_{1,0}) / 4, \quad (2.39)$$

Հեծանների հաշվարկային թուխքները՝ $l_{1,0}$ և $l_{2,0}$, համարվում են սյուների նիստերի միջև եղած լուսանցային հեռավորությունները:

Ըստ որոշված ծոող մոմենտների կատարվում է հեծանի նորմալ հատվածքների ամրության հաշվարկը: Տվյալ դեպքում քանի որ հեծանի հատվածքի չափերն ընտրված են, ապա որոշվում է աշխատող ամրանի հատվածքի մակերեսը: Թուխքային հատվածքները դիտվում են որպես սեղմված սալով տավրային հատվածք, որի b' հաշվարկային լայնությունը վերցվում է ըստ [37]-ի ցուցումների, իսկ հենարանային հատվածքները հաշվարկվում են որպես b_b լայնության ուղղանկյուն հատվածք:

Ըստ լայնական ուժերի կատարվում է հեծանի թեք հատվածքների ամրության հաշվարկը:

Այնուհետև անցնում են հեծանների կոնստրուկտավորմանը: Հեծանների ամրանավորումը կատարվում է առանձին ձողերից հյուսած կարկասներով կամ եռակցած կարկասներով ու ցանցերով: Թե՛ մեկ և թե՛ մյուս դեպքում հեծանների ամրանավորումը կատարվում է նույն ըսկզբունքով, ինչ հեծանային սալերով կողավոր ծածկերի հեծաններին: Երկու ուղղութիւններ աշխատող սալերով կողավոր ծածկերի հեծանները

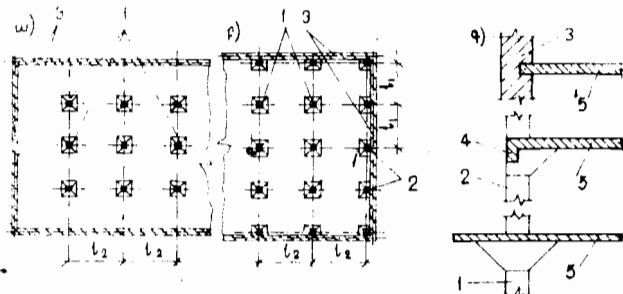
սյուների հետ մեկտեղ շենքի թե՛ լայնական և թե՛ երկայնական ուղղությամբ ստեղծում են կոշտ հանգուցներով, բազմաթուղթ, բազմահարկ շրջանակներ: Հետևաբար, ընդհանուր դեպքում, երբ շենքի վրա բացի ուղղաձիգ բեռնվածքներից գործում է նաև հորիզոնական բեռնվածք (մասնավորապես սեյսմիկ ազդեցության) հեծանների ստատիկական հաշվարկը պետք է կատարել վերոհիշյալ շրջանակների կազմում, ըստ որում, թե՛ մեկ և թե՛ մյուս ուղղության պարզունակների վրա գործող ուղղաձիգ բեռնվածքը ընդունվում է հավասարաչափ բաշխված:

§ 2.5. Մոնոլիթ անհեծան ծածկեր

1. Ծածկի կոնստրուկտիվ սխեման

Մոնոլիթ անհեծան ծածկը համատարած հարթ սալ է, որն անմիջականորեն, առանց հեծանների, կոշտ կերպով միանում է նրան պահող սյուների խոյակներին:

Անհեծան ծածկի կոնստրուկտիվ սխեմաները ցույց են տված նկ. 2. 28-ում:



Նկ. 2. 28. Անհեծան ծածկի կոնստրուկտիվ սխեմաները. ա — ներքին կարկասով և արտաքին կրող պատերով, բ — լրիվ կարկասով, գ — սալի եզրերի հենման տիպերը, 1 — խոյակներով սյուներ, 2 — կիսախոյակներով սյուներ, 3 — կրող պատեր, 4 — շրջակապող հեծան, 5 — սալ

Շենքի երկայնական և լայնական ուղղությամբ սյուների առանցքների միջև հեռավորությունները, որոնք և կլինեն սալի թուղթները՝ l_2 և l_1 , սովորաբար վերցնում են $4...7$ մ-ի սահմաններում, պահպանելով $l_2:l_1 \leq 1,5$ պայմանը: Առավել ռացիոնալ է համարվում քառակուսի պանելներով ծածկը (մասնավորապես 6×6 մ քալով տեղադրված սյուների վրա հենված ծածկը):

Սալի եզրերը կարող են ազատ հենվել կրող պատերի վրա, մոնոլիթ միանալ շենքը շրջակապող հեծանների և եզրային շարքի սյուների

կիսախոյակներին (նկ. 2. 28, գ): Սալը կարող է վերջանալ նաև բարձակային մասով (նկ. 2. 28, գ):

Սալի հաստությունը՝ h_p , ելնելով ծածկի կոշտության պայմանից, ծանր բետոնների դեպքում վերցվում է $(1/30...1/35)l_2$, իսկ թեթև բետոնների դեպքում՝ $(1/25...1/30)l_2$ (սովորաբար $h_p = 16...22$ սմ):

Մոնոլիթ անհեծան ծածկերը նախորդ տիպի ծածկերի համեմատությամբ ունեն այն առավելությունները, որ նրանց կաղապարամածը պարզ է, ստացվում է հարթ առաստաղ, սվաղվող մակերեսը և ծածկի կոնստրուկտիվ բարձրությունը փոքր են, բետոնի տեղադրումը հեշտ է, որովհետև կողեր չկան և այլն:

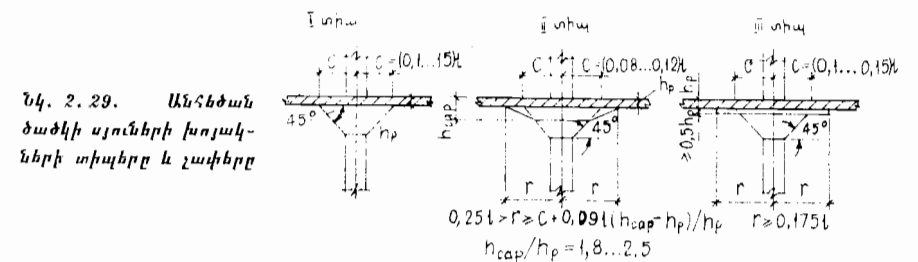
Անհեծան ծածկերը կիրառում են արդյունաբերական և պահեստային բազմահարկ շենքերում, սառնարաններում, գարաժներում, ինչպես և տարբեր նշանակության հասարակական շենքերում: Անհեծան ծածկերը հատկապես տնտեսավետ են մեծ ժամանակավոր բեռնվածքների՝ $V_{pn} \geq 10$ կմ/մ², ազդեցության դեպքում:

Անհեծան ծածկերը կիրառում են նաև բնակարանային շինարարությունում, մասնավորապես Հայկական ԽՍՀ-ում լայն տարածում ստացած ծածկերի բարձրացման մեթոդով կատարվող շենքերում, ընդ որում, սյուները կատարում են առանց խոյակների: Այստեղ խոյակների դերը կատարում են սալում տեղադրած, այսպես կոչված, պողպատե օձիքները, որոնք անմիջականորեն, ազատ կերպով հենվում են սյուներից դուրս թողնված պողպատե հենաձողերի ելուստների վրա (տե՛ս § 5. 3):

2. Խոյակներ

Խոյակները կատարում են սալի հենման մակերեսը մեծացնելու, սալի և սյան միացման հանգուցը կոշտացնելու, ծածկի կոշտությունը մեծացնելու, սալի դիմադրությունն ընդդեմ կոտրման և ճզմման մեծացնելու և այլ նկատառումներով:

Կիրառվում են երեք տիպի խոյակներ (նկ. 2. 29): Առաջին տիպի խո-

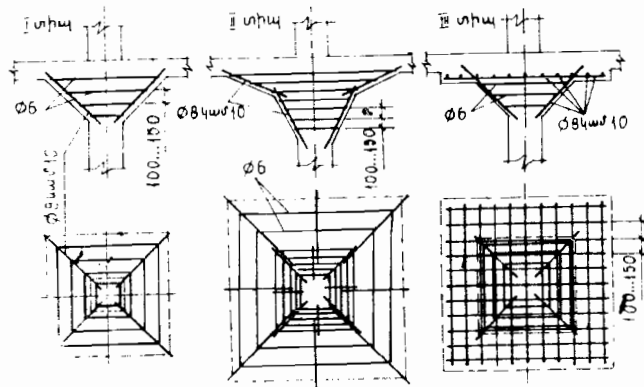


Նկ. 2. 29. Անհեծան ծածկի սյուների խոյակների տիպերը և չափերը

յակը կիրառվում է փոքր բեռնվածքների, իսկ II և III տիպի խոյակները՝ մեծ բեռնվածքների դեպքում: Ընդունվում է, որ սալից խոյակներին հաղորդող ճնշումը բետոնում բաշխվում է 45° անկյան տակ, այդ պատճառով խոյակների հաշվարկային նիստերի (նկ. 2. 29-ում կետագծերի) թեքությունները սալի նկատմամբ ընդունվում են 45° : Այդ նիստերի ու սալի ներքևի մակերևույթի հատումից ստացվող չափը՝ խոյակի հաշվարկային լայնությունը, ինչպես և կոնստրուկտիվ պահանջներից ելնելով խոյակի ընտրվող մյուս չափերը ցույց են տված նկ. 2. 29-ում: Սակայն բոլոր դեպքերում ընտրված չափերը պետք է ստուգել ըստ սալի ճզմման պայմանի, իսկ II և III տիպի խոյակներին՝ նաև ըստ հենց իրենց ճզմման պայմանի: Խոյակների ստուգումը ըստ իրենց ճզմման պայմանի կատարվում է սալի ճզմման հաշվարկին համանման: Հաշվարկը կատարվում է նրանց թույլ հատվածքի համար, որը համապատասխանում է նկ. 2. 29-ում ցույց տված բուրգի մակերևույթին:

Խոյակի ընտրված չափերը եթե չեն բավարարում սալի կամ խոյակի ճզմման պայմանին, պետք է մեծացնել:

Խոյակների ամրանավորումը կատարվում է կոնստրուկտիվ, հյուսած կամ եռակցած կարկասներով, ինչպես ցույց է տված նկ. 2. 30-ում:

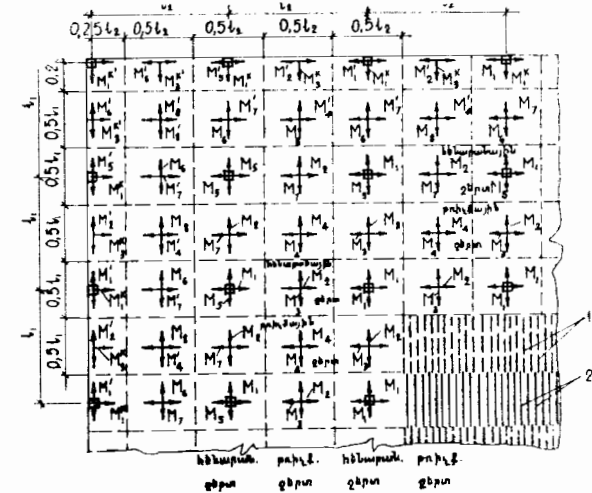


Նկ. 2. 30. Անհեծան ծածկի սյուների խոյակների ամրանավորման սխեմաները

3. Սալի հաշվարկը և կոնստրուկտավորումը

Հավասար թռիչքներով սալի աշխատանքը հավասարաչափ բաշխված $g_p + v_p$ բեռնվածքի տակ կարելի է պատկերացնել հետևյալ ձևով: Սալը մտնում է շենքի հատակագծի թե՛ մեկ և թե՛ մյուս ուղղությամբ բաժանում են, այսպես կոչված, հենարանային և թռիչքային շերտերի այնպես, ինչպես ցույց է տված նկ. 2. 31-ում: Որից հետո ամեն մի շերտը դիտվում է որպես բազմաթռիչք հեծանային սալ, ըստ որում, ընդուն-

վում է, որ հենարանային շերտերի համար հենարաններ են հանդիսանում սյուների խոյակները, իսկ թռիչքային շերտերի համար՝ մյուս ուղղության հենարանային շերտերը: Քանի որ թե՛ հենարանային և թե՛ թռիչքային շերտերը դիտարկվում են որպես բազմաթռիչք սալ, ապա ըստ (1.7)-ի կարելի է գրել, որ սալի ամեն մի պանելում հենարանային ծոող մոմենտների կիսագումարի և թռիչքային ծոող մոմենտի գումարը հավասար է նույն բեռնվածքով և թռիչքով հասարակ հեծանի առավելագույն ծոող մոմենտին:



Նկ. 2. 31. Ծող մոմենտների բաշխումը անհեծան ծածկի սալի պանելներում. 1—1 ուղղության թռիչքային ամրան, 2—1 ուղղության հենարանային ամրան

Այսպիսով, որևիցե միջին պանելի l_2 ուղղության համար, համաձայն վերը ասածի և նկ. 2. 32-ի, կարելի է գրել.

$$(2M_1/2) + (2M_3/2) + M_2 + M_4 = M_{2,0},$$

$$M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = M_{2,0}, \quad (2.40)$$

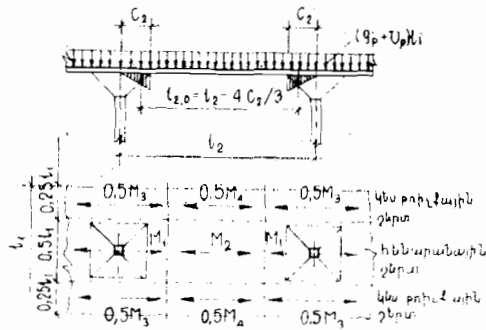
$$M_{2,0} = (g_p + v_p) l_1 l_2^2 (1 - 4c_2/3l_2)^2/8, \quad (2.41)$$

Համանման ձևով նույն պանելի l_1 ուղղության համար՝

$$M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = M_{1,0} \quad (2.42)$$

$$M_{1,0} = (g_p + v_p) l_2 l_1^2 (1 - 4c_1/3l_1)^2/8, \quad (2.43)$$

Սալի ամեն մի ուղղության համար M_1 , M_2 , M_3 և M_4 ծող մոմենտների մեծությունները, նկատի ունենալով պլաստիկ դեֆորմացիաների հետևանքներով ճիգերի հնարավոր վերաբաշխումը, ընդունվում են՝



Նկ. 2. 32. Անհեծան ծածկի հավասար թռիչքներով սալի հաշվարկային սխեման (l_2 ուղղութիւնը)

$$M_1 = -0.5M_0, \quad M_2 = 0.2M_0, \quad M_3 = -0.15M_0, \quad M_4 = 0.15M_0,$$

որտեղ M_0 -ն որոշվում է համապատասխանաբար (2.41) և (2.43) արտահայտություններից:

Հիշենք, որ այդ մոմենտները վերաբերում են 0,5l լայնության շերտերին, ըստ որում, M_1 և M_3 ծոող մոմենտները ձգում են առաջ բերում սալի վերևի, իսկ M_2 և M_4 ծոող մոմենտները՝ ներքևի գոտում:

Ծածկի առաջին թռիչքի և եզրային ու երկրորդ հենարանների ծոող մոմենտները (նկ. 2.31) որոշում են՝ ելնելով միջին թռիչքների և հենարանների վերահիշյալ ծոող մոմենտներից՝ վերջիններս բաղադրատկելով համապատասխան գործակիցներով, որոնք կախված են եզրային սյուների և սալի գծային կոշտությունների հարաբերությունից (տե՛ս [14, 34]):

Ունենալով ծոող մոմենտների մեծությունները և սալի նախապես ընտրված հաստությունը, ամրանի հատվածքի մակերեսի ընտրությունը 0,5l լայնության շերտի համար կատարվում է հետևյալ մոտավոր բանաձևով՝

$$A_s = 0.7M/R_s z, \quad (2.44)$$

որտեղ 0,7-ը փորձից ստացված գործակից է, որը հաշվի է առնում սալի կրողունակության բարձրացումը տարահրման, ձգված գոտու բետոնի աշխատանքի և այլ գործոնների հետևանքով,

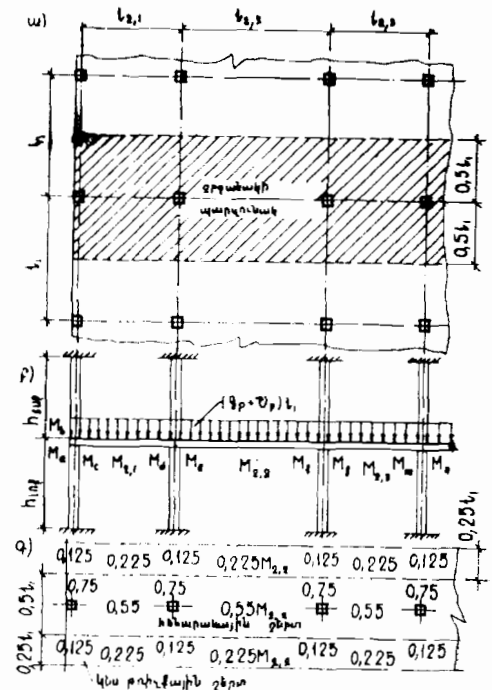
$$z = 0.9h_0 - \text{ն երբեք ուժագույգի բազուկն է:}$$

Եթե սալը անմիջականորեն հենվում է սյուների վրա, ապա վերը բերված մեթոդով հաշվարկելիս սալի թռիչքը ընդունվում է սյուների առանցքների միջև եղած հեռավորությանը հավասար:

Անհավասար թռիչքներով անհեծան ծածկերի դեպքում սալի (ինչպես և շենքի եզրային սյուների) հաշվարկը կարելի է կատարել, այսպես կոչված, փոխարինող շրջանակների մեթոդով, որի էությունն

այն է, որ մտովի ծածկից անջատված 1 լայնության սալը վերևի և ներքևի հարկերի սյուների հետ դիտվում է որպես կոշտ հանգուցյալ բաղամաթոխ շրջանակ (նկ. 2.3), ըստ որում, սյուների ծայրերն ընդունվում են ամրակցված: Շրջանակի պարզունակ հանդիսացող սալի 1 լայնությունը վերցվում է հաշվարկվող շրջանակի հարթության ուղղահայաց ուղղությամբ կից երկու թռիչքների կիսագումարին հավասար: Շրջանակի հաշվարկը կատարվում է շինարարական մեխանիկայի որևէ մեթոդով: Համանման հաշվարկ պետք է կատարել նաև շենքի մյուս ուղղությամբ: Ըստ որում, թե՛ մեկ և թե՛ մյուս ուղղության շրջանակը հաշվարկելիս սալի մեկ քառակուսի մետրի վրա գործող բեռնվածքն ընդունվում է նույնը՝ լրիվ բեռնվածքը:

Նկ. 2. 33. Անհեծան ծածկի անհավասար թռիչքներով սալի հաշվարկային սխեման ըստ փոխարինող շրջանակների մեթոդի. ա — փոխարինող շրջանակի սխեման հատկապես, բ — շրջանակի հաշվարկային սխեման, գ — հաշվարկային մոմենտների բաշխումը պարզունակում (սալում)



Սյուների խոչանքների ազդեցությունը ծոող մոմենտների մեծության վրա հաշվի է առնվում նրանով, որ շրջանակի հաշվարկային սխեմայում պարզունակի թռիչքները փոքրացվում են (4/3) C-ով, իսկ սյուների երկարությունը՝ C-ով:

Մեկ և մյուս ուղղության շրջանակի հաշվարկից պարզունակի համար ստացած հենարանային նվազագույն և թռիչքային առավելագույն ծոող մոմենտները ըստ պարզունակի լայնության բաշխվում են հենարանային և թռիչքային շերտերի համապատասխան հատվածքների միջև այնպես, ինչպես ցույց է տված նկ. 2.32, գ-ում:

Հաշվարկվող շերտի համար ամրանի հատվածքի մակերեսը որոշվում է (2.44) բանաձևով:

Փոխարինող շրջանակների մեթոդը նպատակահարմար է կիրառել նաև այն դեպքում, երբ անհեծան ծածկերով շենքը անհրաժեշտ է հաշվարկել հորիզոնական բեռնվածքների ազդեցության տակ: Այս դեպքում մեկ առանցքով անցնող սյուները համապատասխան լայնության սալերի հետ մեկտեղ դիտարկվում են որպես բազմաթուիչ, բազմահարկ շրջանակ:

Հաշվարկման վերը բերված մեթոդները մշակվել են 1930-ական թվականների սկզբին ЦНИПС-ում և մանրամասնորեն բերված են այդ դիտահետազոտական ինստիտուտի կողմից կազմված անհեծած ծածկերի հաշվարկման և նախագծման հրահանգում:

Անհեծան ծածկի հաշվարկը ըստ խառնանային հավասարակշռության մեթոդի: Ներկայումս անհեծան ծածկերի հաշվարկը առավելագույն կատարվում է ըստ սահմանային հավասարակշռության մեթոդի, որը հանգամանորեն շարադրված է [33]-ում:

Այս մեթոդը կիրառելի է ցանկացած եզրային հենումով ինչպես հավասար, այնպես էլ անհավասար թուիչներով անհեծան ծածկերի հաշվարկման համար, երբ $l_2:l_1 \leq 1,5$, իսկ տվյալ ուղղության թուիչների հարաբերությունը չի անցնում $4/3$ -ից:

Փորձնական հետազոտությունները ցույց են տվել, որ մոնոլիթ անհեծան ծածկի կրողունակության սպառման տեսակետից վտանգավոր են նրա բեռնավորման հետևյալ երկու դեպքերը.

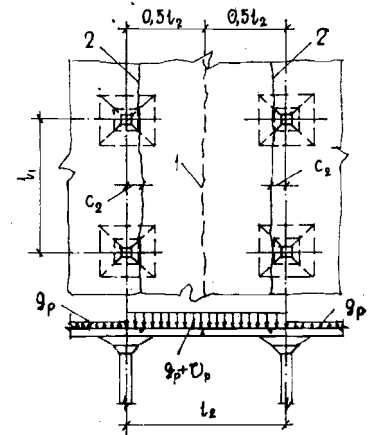
1) մեկումեջ թուիչներում գործող, հավասարաչափ բաշխված շերտային բեռնվածքը,

2) համատարած հավասարաչափ բաշխված բեռնվածքը:

Առաջին սխեմայով բաշխված բեռնվածքը սովորաբար ավելի վտանգավոր է, քան երկրորդ սխեմայով բաշխվածը, այդ պատճառով հաշվարկն ըստ բեռնավորման առաջին դեպքի պարտադիր է: Այս դեպքում հաշվարկվող շերտի պանելներում, նրանց առանցքին զուգահեռ, սահմանային հավասարակշռության փուլում առաջանում են երեք զծային պլաստիկ հոդակապեր (նկ. 2.34)՝ մեկը թուիչում, և մյուս երկուսը՝ հենարանների (սյունաշարերի) մոտ, ըստ որում, կախված հենարանային պլաստիկ հոդակապերի (կոտրման զծերի) դիրքից, սեղմված գոտին կարող է գտնվել սալի հաստության, սալի հաստության և խոյակի բարձրության կամ ամբողջությամբ խոյակի բարձրության սահմաններում: Եթե ծածկը իր եզրերով ազատ հենված է կրող պատերի վրա, ապա եզրային շերտերում առաջ կգան երկու զծային պլաստիկ հոդակապեր՝ թուիչի մեջտեղում և առաջին սյունաշարի մոտ:

Սալի մեկ պանելի երկարության սահմանում հենարանային պլաստիկ հոդակապում ծոող մոմենտը կլինի՝

նկ. 2. 34. Անհեծան ծածկի սալի շերտային կոտրման սխեման (բեռնավորման 1 սխեմա).
1— թուիչային զծային պլաստիկ հոդակապ, 2— հենարանային զծային պլաստիկ հոդակապեր



$$M_{sup} = R_s A_{s \cdot sup} z_{sup}, \quad (2.45)$$

իսկ թուիչային պլաստիկ հոդակապում՝

$$M_1 = R_s A_{s \cdot 1} z_1, \quad (2.46)$$

որտեղ $A_{s \cdot sup}$ -ը և $A_{s \cdot 1}$ -ը համապատասխանաբար հենարանային և թուիչային պլաստիկ հոդակապերը հատող ձգված ամրանի հատվածքի մակերեսներն են,

z_{sup} -ը և z_1 -ը հենարանային և թուիչային պլաստիկ հոդակապերին համապատասխանող հատվածքներում ներքին ուժազույգերի բազուկներն են:

Բնորոշվում է՝

$$z_1 = 0,96h_0, \quad (2.47)$$

որտեղ h_0 -ն սալի օգտակար բարձրությունն է, որը ծածկի երկու ուղղության շերտերի համար վերցվում է նույնը՝ սալի հաստությունից հանած ամրանի տրամագիծը և 1,5 սմ:

Սալի եզրերին զուգահեռ հենարանային պլաստիկ հոդակապերին համապատասխանող հատվածքներում, ինչպես արդեն ասվել է, սեղմված գոտին վարող է գտնվել սալում կամ խոյակի սահմաններում: Առաջին դեպքում z_{sup} մեծությունը ընդունվում է նույնը, ինչ որ թուիչային պլաստիկ հոդակապերում է, երկրորդ դեպքում z_{sup} -ը որոշվում է հետևյալ մոտավոր արտահայտությունից՝

$$z_{sup} = h_{0 \cdot sup} (1 - (g_p + v_p) l^2 / 6 h_{0 \cdot sup}^2 R_b), \quad (2.48)$$

որտեղ l -ը սալի թուիչն է դիտվող շերտին ուղղահայաց ուղղությամբ, $h_{0 \cdot sup}$ -ը խոյակի օգտակար բարձրությունն է, որը սալի երկու ուղ-

դուրսից ընդունվում է հավասար խոյակի բարձրությունից (նկ. 2. 28) հանած ամրանի տրամագիծը և 1,5 սմ:

Եթե v_p -ն դիտվող շերտի վրա հավասարաչափ բաշխված լրիվ հաշվարկային բեռնվածքի ($\gamma_i > 1$) ինտենսիվությունն է:

Օգտվելով (1. 7) պայմանից, ըստ որի բազմաթիվ հեծանային սալի որևէ թռիչքի հենարանային ծոող մոմենտների կիսագումարի և թռիչքային ծոող մոմենտի գումարը հավասար է նույն թռիչքով և բեռնվածությամբ հասարակ սալի առավելագույն ծոող մոմենտին, կարելի է գրել.

$$l_1 \text{ ուղղության միջին շերտերի մեկ պանելի համար (նկ. 2. 34)} \\ (g_p + v_p) l_2 (l_1 - 2c_1)^2 / 8 \leq R_s (A_{s \cdot \text{sup}} z_{\text{sup}} + A_{s \cdot l} z_l); \quad (2. 49)$$

նշանակենք $A_{s \cdot \text{sup}} + A_{s \cdot l} = A_s$, $\theta_{\text{sup}} = A_{s \cdot \text{sup}} / A_s$, $\theta_l = A_{s \cdot l} / A_s$, որից հետո (2. 49) արտահայտությունը կարելի է գրել հետևյալ հաշվարկային տեսքով՝

$$(g_p + v_p) l_2 (l_1 - 2c_1)^2 / 8 \leq R_s A_s z_l ((\theta_{\text{sup}} z_{\text{sup}} / z_l) + \theta_l); \quad (2. 50)$$

Համանաման ձևով l_2 ուղղության միջին շերտերի համար կունենանք՝

$$(g_p + v_p) l_1 (l_2 - 2c_2)^2 / 8 \leq R_s A_s z_l ((\theta_{\text{sup}} z_{\text{sup}} / z_l) + \theta_l); \quad (2. 51)$$

Միջին թռիչքները հաշվարկելիս ընդունվում է՝

$$\theta_{\text{sup}} = 0.5 \dots 0.67, \quad \theta_l = 0.5 \dots 0.33, \quad c_1 / l_1 \cdot \rho \text{ և } c_2 / l_2 \cdot \rho = 0.08 \dots 0.12,$$

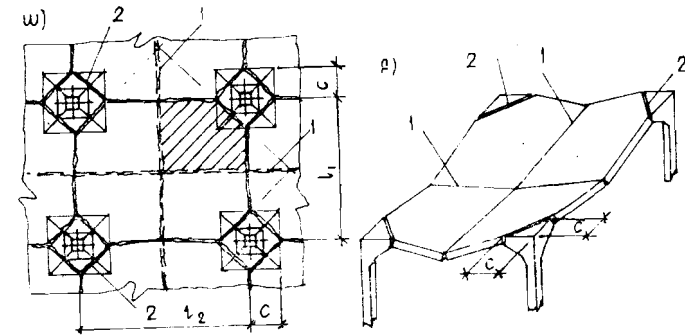
(2. 50) և (2. 51) արտահայտություններից համապատասխանաբար որոշում են A_s մակերեսը պանելի l_1 և l_2 ուղղությունների համար, այնուհետև մեկ և մյուս ուղղության հենարանային և թռիչքային ամրանների հատվածքների մակերեսները՝ $A_{s \cdot \text{sup}}$ և $A_{s \cdot l}$:

Եզրային շերտերի պանելների հաշվարկը կատարելիս օգտվում են նույն սկզբունքից, ինչ որ միջին պանելներին է, նկատի ունենալով սալի եզրերի հենման պայմանները (տե՛ս [33]):

Համատարած հավասարաչափ բաշխված բեռնվածքով սալի տարբեր շարքերի կից պանելները ըստ կոտրման հաշվարկելիս (բեռնավորման II սխեման) ընդունվում է, որ սահմանային հավասարակշռության փուլում առաջ եկող թռիչքային և հենարանային գծային պլաստիկ հոդակապերը (նկ. 2. 35) սալի ցանկացած միջին պանելը բաժանում են շորս կոշտ սկավառակների, որոնցից ամեն մեկը պտտվում է համապատասխան հենարանային պլաստիկ հոդակապի շուրջը: Վերջիններիս առանցքները, որպես կանոն, անցնում են խոյակներով և սյունաշարի նկատմամբ կազմում այնպիսի անկյուն, որ նրանք զույգերով մեկ կեսում հատվում են թռիչքային պլաստիկ հոդակապերով անցնող ուղղահայաց հաղթությունների հետ (նկ. 2. 35):

Պանելների թռիչքներում, սյունաշարերին զուգահեռ՝ միմյանց նկատմամբ փոխադարձաբար ուղղահայաց պլաստիկ հոդակապերում, ճաքերը

գտնվում են սալի ներքևի գոտում: Հենարանային պլաստիկ հոդակապերում ճաքերը գտնվում են սալի վերևի գոտում, իսկ սյունաշարերի առանցքով առաջացած ճաքերը զարգանում են վերևից ներքև և հատում սալն ամբողջ հաստությամբ:



Նկ. 2. 35. Անհեծան ծածկի շերտերի կից պանելների կոտրման սխեման (բեռնավորման II սխեմա):

ա — գծային պլաստիկ հոդակապերի սխեման, բ — սալի պանելը սահմանային հավասարակշռության փուլում, 1 — թռիչքային հոդակապեր, 2 — հենարանային հոդակապեր

Երբ պանելի կոտրման սխեման նրա երկու առանցքների նկատմամբ սիմետրիկ է, հենարանային պլաստիկ հոդակապերը սյունաշարերի առանցքների հետ կազմում են 45° -ի անկյուն:

Եզրային շարքերի պանելներում պլաստիկ հոդակապերի առաջացման սխեման (կոտրման սխեման) փոփոխվում է՝ կախված սալի եզրերի հենման պայմաններից (տե՛ս [33]):

Միջին, երկու ուղղությամբ միատեսակ ամրանավորված քառակուսի պանելների դեպքում, սահմանային հավասարակշռության փուլի համար, ելնելով վերը նկարագրված կոտրման սխեմայից կարելի է գրել՝

$$((g_p + v_p) l^3 / 8) (1 - (2c/l) + (4/3)(c/l)^3) \leq R_s A_s z_l ((\theta_{\text{sup}} z_{\text{sup}} / z_l) + \theta_l); \quad (2. 52)$$

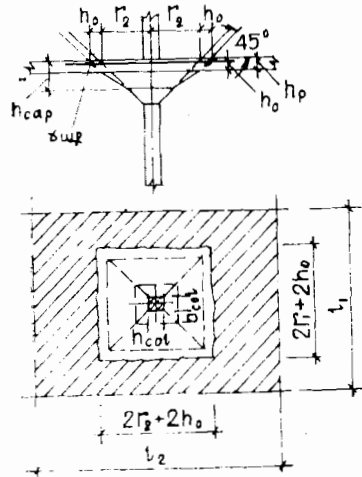
որտեղ c -ն խոյակի վերևում պանելի մեկ քառորդից հենարանային պլաստիկ հոդակապով պոկված ուղղանկյուն եռանկյան էջի երկարությունն է (նկ. 2. 35):

(2. 52) բանաձևում մյուս նշանակումները նույնն են, ինչ որ (2. 50) -ում և (2. 51) -ում:

Որոշ կոնստրուկտիվ պահանջների պահանջման դեպքում (խոյակի շափերը բավարարում են նկ. 2. 36-ում բերված պահանջները, սալի ամրանային ձողերի կտրման տեղերը որոշված են ըստ [33]-ի պահանջ-

ների և այլն) հաշվարկը ըստ սալի բեռնավորման II սխեմայի կարելի է շկատարել:

Սալի հաշվարկն ըստ նշված (սալը խոյակից պոկվելու) պայմանի: Հաշվարկը կատարվում է՝ ելնելով այն ենթադրությունից, որ ճզմումը տեղի է ունենում խոյակի պարագծով՝ սալի հաստության սահմաններում անցնող բուրգի կողմնային նիստերի մակերևույթով, որոնց թեքության անկյունը սալի նկատմամբ կազմում է 45° (նկ. 2. 36):



Նկ. 2. 36. Անհեծան ծածկի սալի և խոյակի հաշվարկային սխեման ըստ ճզմման պայմանի

Որպեսզի ապահովված լինի սալի ամրությունը ճզմման հանդեպ, պետք է բավարարել հետևյալ պայմանը՝

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_0. \quad (2.53)$$

որտեղ α -ն գործակից է՝ կախված բետոնի տեսակից.

ծանր բետոնի համար 1,0,

թեթև բետոնի համար 0,8,

F -ը հաշվարկային ճզմող ուժն է,

h_0 -ն՝ սալի աշխատող բարձրությունը,

u_m -ը սալի աշխատող բարձրության սահմաններում ճզմման բուրգի վերևի և ներքևի հիմքերի պարագծերի կիսագումարը,

R_{bt} -ն՝ բետոնի ճզմման հաշվարկային դիմադրությունը:

$$F = (g_p + v_p) l_1 l_2 - 4(r_1 + h_0)(r_2 + h_0), \quad (2.54)$$

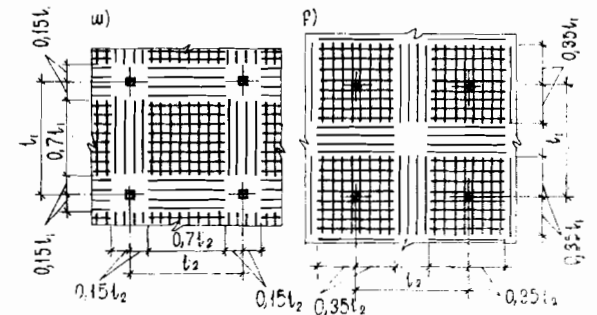
$$u_m = 4(r_1 + r_2 + h_0): \quad (2.55)$$

(2.53) պայմանը չբավարարելու դեպքում նպատակահարմար է մեծացնել խոյակի չափերը:

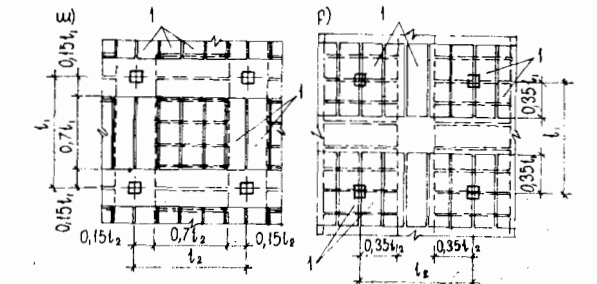
Առանց խոյակների անհեծան ծածկի սալի հաշվարկը ըստ ճզմման կատարվում է նույն (2.53) բանաձևով, ելնելով օձիքի պարագծով անցնող ճզմման բուրգի կողմնային մակերևույթից:

Անհեծան ծածկերի ամրանավորումը կատարվում է նրանց ստատիկական աշխատանքին համապատասխան, առանձին ձողերից հյուսած ցանցերով՝ նկ. 2. 37, կամ, որ գերադասելի է, եռակցած ցանցերով՝ նկ. 2. 38: Նկ. 2. 31-ի ներքևի աջ անկյունում ցույց է տված սալի թռիչքային և հենարանային շերտերում ամրանի տեղադրման ընդհանուր սկզբունքը:

Ծածկը առանձին ձողերից հյուսած ցանցով ամրանավորելիս սովորաբար ձողերի թեքումները չեն կատարում (ձողերի տրամագիծը՝ 10...16 մմ է):



Նկ. 2. 37. Անհեծան ծածկի ամրանավորման սխեման առանձին ձողերից հյուսած ցանցերով. ա — թռիչքային ամրան, բ — հենարանային ամրան



Նկ. 2. 38. Անհեծան ծածկի ամրանավորման սխեման եռակցած նեղ ցանցերով. ա — թռիչքային ամրան, բ — հենարանային ամրան, 1 — երկայնական աշխատող ձողերով եռակցած նեղ ցանցեր

Ծածկը եռակցած ցանցերով ամրանավորելիս կատարվում է անշառ ամրանավորում. առանձին ցանցեր են տեղադրվում հենարաններում՝ վերևի գոտում, և թռիչքներում՝ ներքևի գոտում: Եթե սալի պանելի փոքր կողմը չի անցնում 2,5...3 մ-ից, իսկ ներքևի աշխատող ամրանի տրամագիծը՝ 10—12 մմ-ից, ապա նպատակահարմար է կիրառել ամբողջական եռակցած հարթ ցանցեր: Սալի մեծ լայնությունների և 12 մմ-ից մեծ տրամագծի ձողերի դեպքում խորհուրդ է տրվում կիրառել երկայն-

նական աշխատող ձողերով նեղ ցանցեր: Սալի այն գոտիներում, որտեղ առաջ են գալիս ձող ճիգեր երկու ուղղությամբ, այդ ցանցերը պետք է տեղադրել փոխադարձաբար միմյանց ուղղահայաց ուղղությամբ, երկու շերտով (նկ. 2. 38):

4. Սյուների հաշվարկման և կոնստրուկտիվում մասին

Անհեծան ծածկերով շենքերի սյուները, որպես կանոն, աշխատում են արտակենտրոն սեղմման: Նրանց ստատիկական հաշվարկը ծածկի վրա գործող ուղղաձիգ բեռնվածքի տակ կատարվում է մոտավոր եղանակով, ընդունելով, որ սյուների կրողունակության տեսակետից առավել անընդհատ վիճակ է ստեղծվում այն դեպքում, երբ սյան մի կողմում սալի շերտը կոտրվում է, իսկ մյուս կողմում սալը բեռնված է միայն սեփական զանգվածով: Ըստ որում, պետք է ենթադրել, որ կարող է տեղի ունենալ թե՛ լայնական, թե՛ երկայնական շերտերի կոտրում, բայց ոչ միաժամանակ:

Միջին սյուների համար, երբ բեռնված շերտը սիմետրիկ կոնստրուկցիա է, սյուների և սալի միացման հանգույցներին հաղորդվող ծոող մոմենտը որոշվում է հետևյալ բանաձևով՝

$$M_{junc} = R_s A_s \frac{\theta_{sup} z_{sup} l^2 + \theta_l z_l (1-c) c}{(1-2c)^2} \left[1 - \frac{g_0 l_{ad}^2}{(g_p + v_p) l^2} \right], \quad (2.56)$$

որտեղ $A_s = A_{s,l} + A_{s,sup}$ բեռնված թռիչքի մեկ պանելում ամրանի լայնական հատվածքի գումարային մակերեսն է,

l -ը՝ բեռնված պանելի թռիչքը,

l_{ad} -ը՝ հարևան շենքի պանելի թռիչքը,

c -ն՝ հենարանային պլաստիկ հողակապերի հեռավորությունը մոտակա սյունաշարի առանցքից:

Մնացած նշանակումները նույնն են, ինչ նախորդ բանաձևերում:

Սյուների և սալի միացման հանգույցներում գործող M_{junc} ծոող մոմենտը բաշխում են տվյալ հանգույցից դուրս եկող տարրերի միջև՝ նրանց գծային կոշտություններին համապատասխան:

Մոող մոմենտը ծածկից վերև գտնվող սյան ներքևի հատվածքում (սալի վերևի մակերևույթի մակարդակում) կլինի՝

$$M_{sup} = M_{junc} (i_{sup} / (i_{sup} + i_{inf} + i_p)), \quad (2.57)$$

իսկ ծածկից ներքև գտնվող սյան վերի հատվածքում (սյան և խոյակի հատման մակարդակում)՝

$$M_{inf} = M_{junc} (i_{inf} / (i_{sup} + i_{inf} + i_p)), \quad (2.58)$$

(2. 57) և (2. 58) բանաձևերում i_{sup} -ը և i_{inf} -ը վերևի և ներքևի սյուների գծային կոշտություններն են (ըստ որում՝ սյուների հաշվարկային

երկարությունը համարվում է սյունից ներքև գտնվող հարկի ծածկի սալի վերևի մակերևույթից մինչև տվյալ սյան խոյակի սկիզբը եղած հեռավորությունը), i_p -ն՝ մեկ պանելի լայնության և l_{ad} —2C թռիչքով սալի գծային կոշտությունը (2C-ն խոյակի հաշվարկային լայնությունն է):

Եզրային սյուների հաշվարկային հատվածքներում գործող ծոող մոմենտների մեծությունները որոշվում են նույն սկզբունքով:

Սյուներում գործող երկայնական ուժերի մեծությունները որոշում են մոտավոր ձևով՝ ելնելով տվյալ սյանը համապատասխանող սալի մակերեսի վրա գործող բեռնվածքներից:

Երբ անհեծան ծածկերով շենքի ստատիկական հաշվարկը կատարվում է ըստ փոխարինող շրջանակների մեթոդի, եզրային սյուներում առաջ եկող ճիգերը որոշում են շրջանակի հաշվարկին համապատասխան:

Սյուների հատվածքներում գործող ճիգերը որոշելուց հետո կատարվում է սյան հաշվարկը ըստ կրողունակության, դիտելով նրան որպես ուղղանկյուն հատվածքի արտակենտրոն սեղմվող տարր:

Սյուների ամրանավորումը կատարվում է հյուսված կամ եռակցած կարկասներով, պահպանելով սեղմվող տարրերի կոնստրուկտիվումն ընդհանուր պահանջները:

Անհեծան ծածկերով կարկասային շենքեր նախագծելիս հանձնարարվում է ղեկավարվել [24]-ով:

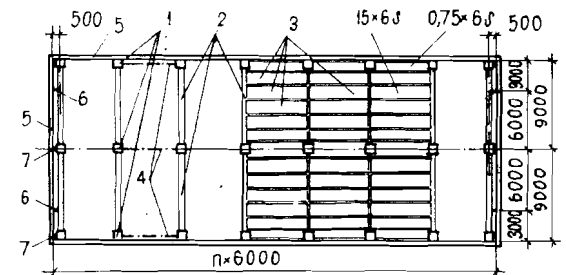
§ 2.6. Հավաքովի հեծանապանելային ծածկեր

1. Մածկի կոնստրուկտիվ սխեման

Հավաքովի հեծանապանելային ծածկերը բաղկացած են շենքի լայնական կամ երկայնական ուղղությամբ տեղադրված հեծաններից (կամ նույնն է՝ շրջանակների պարզունակներից) և նրանց վրա հենված սալերից (պանելներից): Նկ. 2. 39-ում ցույց է տված ծածկի կոնստրուկտիվ սխեմայի օրինակ:

Նկ. 2. 39. Հեծանապանելային ծածկի կոնստրուկտիվ սխեման.

1— սյուներ, 2— հեծաններ (պարզունակներ), 3— սալեր (պանելներ) 4— պողպատե ուղղաձիգ կապեր, 5— պատեր, 6— ճակատային ֆախվերկի սյուներ, 7— ճակատային ֆախվերկի կանգնակներ



Բազմահարկ արդյունաբերական շենքերի հեծանները հիմնականում իրականացվում են 6, 9 կամ 12 մ թռիչքով և տեղադրվում են 6 մ քայլով, իսկ քաղաքացիական շենքերում՝ 3...7,2 թռիչքով (բազմապատիկ 0,6 մ-ին) ու տեղադրվում մինչև 6,4 մ քայլով:

Ծածկի կոնստրուկտիվ սխեմայի հարմարադասումը, այսինքն՝ պարզունակների ուղղություն, նրանց թռիչքների և քայլի, սալի տիպի ու շափերի ընտրությունը, կատարվում է ելնելով շենքի նշանակությունից, շենքի ճարտարապետահատակագծային լուծումից ու կոնստրուկտիվ սխեմայի հարմարադասումից, շենքի շահագործման պայմաններից, ծածկի վրա գործող բեռնվածքի մեծությունից, ծածկի կոնստրուկցիայի տեխնիկատնտեսական ցուցանիշներից և այլ գործոններից: Շենքի նախագծման ընթացքում մշակում են ծածկի կոնստրուկտիվ սխեմայի հարմարադասման տարբերակներ և համադրելով դրանք միմյանց հետ ընտրում առավել նպատակահարմար ու տնտեսավետ լուծումը:

Հավաքովի ծածկի տարրերի միասնական աշխատանքը ապահովելու և ծածկը միաձուլելու ու կոշտ համակարգ դարձնելու նպատակով նրա առանձին տարրերի միջև հարկավոր է նախատեսել բետոնով լցվող կարաններ: Այդ կարանների լայնությունը նշանակվում է՝ ելնելով նրանցում բետոնի որակով լցումը ապահովելու պայմանից և պետք է լինի 20 մմ-ից ոչ պակաս՝ մինչև 250 մմ բարձրության տարրերի միջև, 30 մմ-ից ոչ պակաս՝ ավելի մեծ բարձրության տարրերի դեպքում: Անհրաժեշտ դեպքերում պետք է ապահովել նաև կարաններում կցվանքային ամրանների կամ ներդիր դետալների տեղադրման և նրանց եռակցման հնարավորությունը:

Երբ շենքի վրա գործում է հորիզոնական բեռնվածք (մասնավորապես սեյսմիկ ազդեցություն), ապա սալերը կողային նիստերի ամբողջ երկայնքով պետք է ունենան պարբերաբար դասավորված խորացումներ, որպեսզի սալերի միջև գտնվող կարաններում բետոն լցնելուց հետո ստացվեն բետոնե երիթներ: Բացի այդ, անհրաժեշտ է այս կամ կոնստրուկտիվ միջոցներով (սալերից դուրս թողնված ամրանային ձողերի, սալերի միջև գտնվող երկայնական կարաններում տեղադրված ամրանային կարկասների, սալերի միջև կատարվող մոնոլիթ երկաթբետոնե կողերի, սալերում տեղադրված պողպատե ներդիր դետալների և այլ միջոցներով) սալերը կապել այն կոնստրուկցիաների հետ, որոնց վրա նրանք հենվում են: Այդպիսի կարաններով և կապերով ծածկերը, երբ նրանք իրագործվում են բարեխղճորեն, իրենց հարթությունում (ինչպես և հարթությունից դուրս) կարող են աշխատել որպես մեկ ամբողջություն, որը շատ կարևոր է ցանկացած կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքի ուղղաձիգ և

հորիզոնական կոնստրուկցիաների համատեղ աշխատանքի, հետևաբար և շենքի սեյսմակայունության համար:

Կարանների լցման համար պետք է օգտագործել բետոն (կամ շաղախ) ոչ պակաս B10 դասից: Դժվարամատչելի կամ դժվարահսկվող կարաններում նպատակահարմար է բետոնը (կամ շաղախը) լցնել ճընշման տակ:

2. Սալեր

Միջհարկային ծածկերում երկաթբետոնի ծավալի ավելի քան 65%-ը բաժին է ընկնում սալերին, այդ իսկ պատճառով նրանց կոնստրուկցիայի ճիշտ ընտրությունը էապես կարող է ազդել ծածկի և ամբողջ կառուցվածքի տեխնիկատնտեսական ցուցանիշների վրա: Ելնելով վերոհիշյալից ծածկի սալերը նախագծելիս պետք է աշխատել.

ա) Սալի մեկ քառակուսի մետրում բետոնի ու ամրանի ծախսը հասցնել նվազագույնի, որը հանգեցնում է նաև այդ միավորի զանգվածի փոքրացման: Այդ նպատակով սալերը առավելապես կատարվում են դատարկություններով կամ կողավոր, ըստ որում, հաճախ նպատակահարմար է թեթև բետոնների կիրառումը:

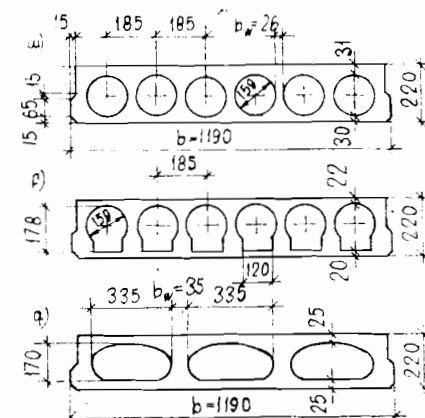
Տարբեր կոնստրուկցիաների սալերում բետոնի ծախսը համեմատելու համար ելնում են նրանց, այսպես կոչված, բետոնի բերված հաստությունից, որը մեկ սալի բետոնի ծավալի հարաբերությունն է նրա հատակագծում ունեցած մակերեսին՝ $h_{p,red} = V_b / b_p$: Այլ խոսքով, եթե միևնույն ծավալի բետոնից պատրաստվել հատակագծում նույն չափերն ունեցող հոծ սալ, ապա նրա հաստությունը կլինի հենց հավասար այդ բերված հաստությանը: Հասկանալի է, որ ինչքան փոքր է սալի բետոնի բերված հաստությունը, այնքան քիչ է բետոնի ծախսը, և փոքր է սալի միավորի զանգվածը: Աղյուսակ 2.3-ում բերված են տարածված տիպերի սալերի բետոնի բերված հաստությունը, ինչպես և բետոնի ու ամրանի ծախսը:

բ) Հնարավորին չափ խոշորացնել սալի չափերը: Այդպիսի սալերի կիրառումը հնարավոր է դարձնում մեծացնել նրանց ավարտվածությունը, կրճատել մոնտաժվող տարրերի քանակը և տեղում կատարվող աշխատանքները (կցվանքները, կարանների բետոնացումը և այլն): Քաղաքացիական շենքերում նպատակահարմար է սալի չափերը հասցնել մեկ սենյակի հատակագծային չափերի: Սալի առավելագույն չափերը

Միջհարկային ծածկերի 6 մ անվանական թռիչքով սալերի տեխնիկատնտեսական ցուցանիշները

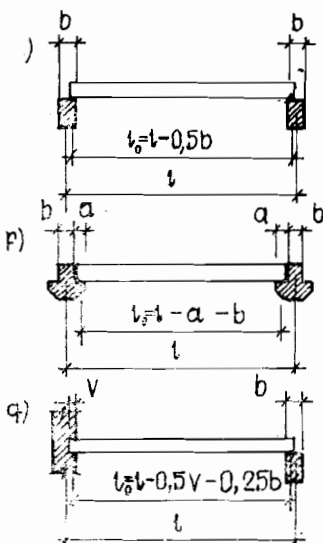
Սալերի տիպը	Նորմատիվ բեռնվածքը, կՆ/մ ²	Բետոնի բեր- ված հաստութ- յունը, սմ	Պողպատի ծախսը սալի 1 մ ² մակերեսի համար, կախված ամրանի տեսակից, կգ		
			Առանց նախա- լարման	Նախալարված ձողային	Լարային
Զվածքաձև դատարկություններով...	6—7	9,2	8	4,3	3,4
Ուղղաձիգ վերջավորությամբ կլոր դատարկություններով	»	10,2	8,5	4,7	3,7
Կլոր դատարկություններով	»	12	8,5	4,7	3,7
Կողավոր (կողերով վերև)	»	8	9,1	5	4
Հոծ	»	12—16	14—16	12—14	10—11

Դատարկություններով սալեր: Քաղաքացիական շենքերում և ընդ-հանրապես ոչ մեծ բեռնվածքների դեպքում (մինչև 12,5 կՆ/մ²) հիմնա-կանում կիրառվում են տարբեր ձևի դատարկություններով սալեր: Այդ-պիսի սալերի լայնական հատվածքի տարածված ձևերը և չափերը բեր-ված են նկ. 2. 41-ում Ներկայումս առավելապես արտադրում են կլոր դատարկություններով սալեր, որոնք պատրաստման տեսակետից ամե-նապարզն են: Մասսայական շինարարությունում կիրառվող դատար-կություններով սալերի անվանական երկարությունը հասնում է մինչև 640 սմ-ի, իսկ լայնությունը՝ 300 սմ-ի: Հեռանկարային են համարվում



Նկ. 2. 41. Դատարկություններով սալերի հատվածքի ձևերը և չափերը.
ա — կլոր դատարկություններով, բ — ուղ-ղանկյուն վերջավորությամբ կլոր դատար-կություններով, գ — ձվածրաձև դատար-կություններով

Նկ. 2. 40. Ծածկի սալերի հաշվարկային թռիչքները.
ա — սալ՝ հենված պարզունակների վերևի նիստերի վրա, բ — սալ՝ հենված պար-զունակների թարեքների վրա, գ — սալ՝ հենված կրող պատի և պարզունակի վերևի նիստի վրա



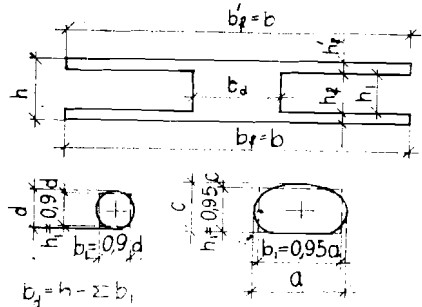
9 մ և 12 մ երկարության, համապատասխանաբար 30 և 40 սմ բարձրության նախալարված սալերը:

Սալի ստատիկական հաշվարկը, որպես կանոն, կատարվում է հավասարաչափ բաշխված օգտակար բեռնվածքի և սալի ու նրա վրա արվող շերտերի սեփական զանգվածի ազդեցության տակ, ինչպես հասարակ հեծանային սալ:

Սալը ըստ ամրության հաշվարկելիս նրա նորմալ հատվածքները դիտում են որպես $b' = b$ լայնության և h բարձրության ուղղանկյուն, քանի որ սալի սեղմված գոտին, որպես կանոն, չի հատում դատարկությունները և ուղղանկյուն է: Թեք հատվածքները հաշվարկելիս որպես կողի հաշվարկային լայնություն վերցվում է նրա բոլոր կողերի լայնությունների գումարը՝ $B = \sum b_w$:

Դատարկություններով սալերը, որոնց բարձրությունը 300 մմ և փոքր է, կարելի է կատարել առանց լայնական ամրանի, եթե հաշվարկով ցույց է տրվում, որ առանց այդ ամրանի նրա թեք հատվածքների ամրությունը ապահովված է (տե՛ս [37]):

Սալի ճկվածքը հաշվարկելիս նրա փաստացի հատվածքը փոխարինում են համարժեք երկտավրային հատվածքով (նկ. 2. 42):



Նկ. 2. 42. Դատարկություններով սալերի փաստացի հատվածքին համարժեք երկտավրային հատվածքը, սալը ըստ դեֆորմացիաների և ըստ ճաքակայունության հաշվարկելիս

d տրամագծով շրջանագծի մակերեսին համարժեք մակերեսով քառակուսու կողը, ըստ նրանց իներցիաների մոմենտների հավասարության պայմանի, կլինի՝

$$h_1 = b_1 \approx 0,9d:$$

Չվածքաձև դատարկությունը փոխարինվում է ըստ հատվածքի մակերեսի և իներցիայի մոմենտի համարժեք ուղղանկյուն դատարկությունով, ընդունելով, որ ձվածրի (օվալի) մակերեսի և համարժեք ուղղանկյան մակերեսի ծանրության կենտրոնները համընկնում են: Նշանակելով

ձվածրի հատվածքի մակերեսը A , իսկ նրա իներցիայի մոմենտը՝ I , կարելի է գրել՝

$$h_1 = \sqrt{12I/A}, \quad b_1 = A/h_1:$$

Գործնականում ձվածիրը կարելի է փոխարինել ուղղանկյունով այնպես, ինչպես ցույց է տված նկ. 2. 42-ում:

Դատարկություններով սալերին, կախված սալում կիրառված ամրանի դասից, ըստ ճաքակայունության կարող են առաջադրված լինել II կամ III կարգի պահանջներ: Թե՛ մեկ և թե՛ մյուս դեպքում նրանց հաշվարկը ըստ ճաքակայունության (ճաքերի բացվածքի լայնության) կատարվում է վերը բերված համարժեք երկտավրային հատվածքի համար:

Դատարկություններով սալերի ամրանավորումը կարելի է կատարել տարբեր սխեմաներով:

Նախալարված սալերի աշխատող ամրանը ($\emptyset 10 \dots 18$, A-IV...A-VI) տեղադրվում է անկախ մյուս ամրաններից, սալի ներքևի՝ ձգված գոտում, ըստ նրա լայնության հավասարաչափ, սովորաբար կողերի հարթություններում:

Սովորական երկաթբետոնե սալերի կողերում (կլոր և կլոր ուղղանկյուն վերջավորությամբ սալերի դեպքում՝ եզրային կողերում և մեկուսից միջին կողերում) տեղադրվում են երկայնական աշխատող ($\emptyset 12 \dots 18$ A-III), լայնական ($\emptyset 4-5$ Bp-I, $\emptyset 6$ A-I) և մոնտաժային ($\emptyset 3$ Bp-I, $\emptyset 6$ A-I) ձողերից բաղկացած եռակցած հարթ կարկասներ: Ելնելով թեք հատվածքների ամրության պայմանից և կոնստրուկտիվ նկատառումներից՝ սովորական երկաթբետոնե սալերին համանման կարկասներ են տեղադրում նաև նախալարված սալերում, միայն թե այստեղ տեղադրվող կարկասները բաղկացած են մոնտաժային և լայնական ձողերից:

Թե՛ սովորական և թե՛ նախալարված սալերում տեղադրվող կարկասներում լայնական ձողերը կարող են լինել միայն սալի ծայրամասերի 0,25 լ երկարություններով: Բոլոր տիպի դատարկություններով սալերի վերևի և ներքևի գոտիներում կոնստրուկտիվ նկատառումներով տեղադրում են նաև եռակցած հարթ ցանցեր: Ձգված գոտում սովորաբար ցանցեր են տեղադրում սալի միայն ծայրամասերի 0,25 լ երկարության սահմաններում. համանման ձևով ցանցեր են տեղադրվում նաև կլոր դատարկություններով սալերի վերևի սեղմված գոտում: Չվածքաձև դատարկություններով սալերի վերևի սեղմված գոտում ցանց է տեղադրվում նրա ամբողջ մակերեսով:

Ցանցերը պատրաստում են Bp-I դասի 4—5 մմ տրամագծով լարային ամրանից:

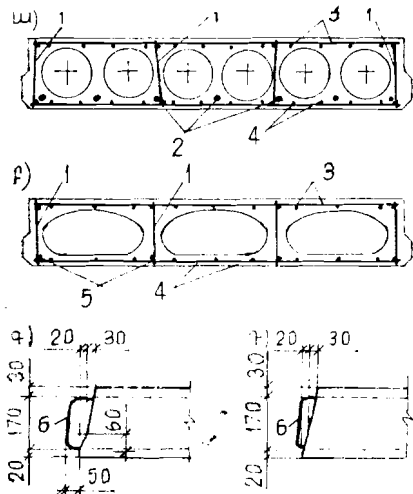
Դատարկություններով սալերը շենքի մյուս կոնստրուկցիաների հետ

(պատի պանելների, հեծանների և այլն) միացնելու համար նպատակահարմար է սալերի ճակատային նիստերից դուրս թողնել ամրանային ձողեր:

Սալերի բարձրացման համար նրա ծայրամասերում տեղադրվում են 4 օղակներ, որոնք պետք է ապահով խարսխված լինեն կողերի բետոնի մեջ:

ՀեՍՀ շինարարության համար արտադրվող դատարկություններով սալերը պետք է բավարարեն ՀեՍՀ 1168—80 ստանդարտի* պահանջները: Սակայն խախտելով այդ ստանդարտը նշված սալերը մեծ մասամբ արտադրվում են առանց ամրանային ելուստների, հաճախ նաև՝ հարթ կողային նիստերով:

Դատարկություններով սալերի ամրանավորման երկու սխեմաներ բերված են նկ. 2. 43-ում:



Նկ. 2. 43. Դատարկություններով սալերի ամրանավորման սխեմաներ.

ա— նախալարված աշխատող ամրանով, բ— չլարված աշխատող ամրանով, գ— պատերի վրա հենվող սալի ծայրամասը, զ— հեծանների վրա հենվող սալի ծայրամասը, 1— կարկաս, 2— նախալարված ամրան, 3— վերևի ցանց, 4— ներքևի ցանց, 5— աշխատող ձողեր կարկասի կազմում, 6— ամրանային ելուստ

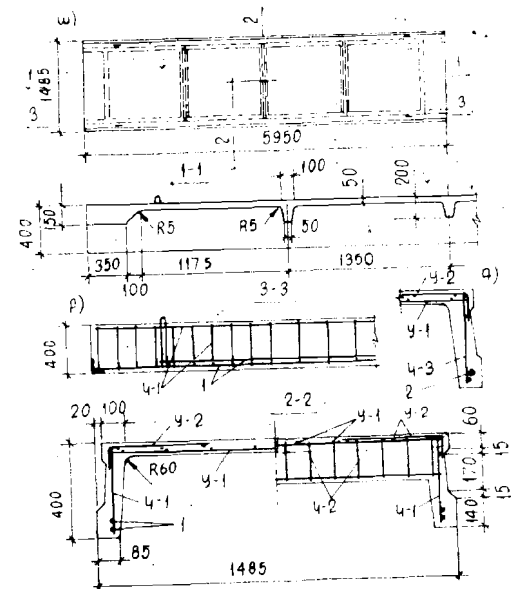
Հայկական ԽՍՀ շինարարությունում ամենալայն տարածում են ըստացել կլոր դատարկություններ ունեցող սալերով միջհարկային ծածկերը (ինչպես և վերնածածկերը): Սակայն այդ ծածկերում մեծ մասամբ սալերը որևիցե ձևով չեն կապվում հենարանների (հեծանների պատերի) հետ, իսկ սալերի երկայնական եզրերի միջև գտնվող 2—3 սմ լայնության կարանները, որպես կանոն, չեն լցվում բետոնով (քանի որ այն աշխատատար է): Ծածկերի կատարման այդպիսի տեխնոլոգիան պարզագույնն է, որով և բացատրվում է նրանց մասսայական կիրառությունը: Տարբեր

պատճառներով հաճախ չի պահպանվում սալերի հենման անհրաժեշտ խորությունը:

Նման ծածկերն ընդունակ են աշխատել միայն ուղղաձիգ բեռնվածքի ներքո, այն էլ սալերի տարբեր ճկվածքների և կարանների ճաքերի առկայությամբ: Սեյսմիկ ազդեցության դեպքում այդպիսի ծածկն իր հարթությունում չլինելով կոշտ, մոնոլիթ դիսկ, չի կարող լիարժեք կերպով ապահովել շենքի հորիզոնական և ուղղաձիգ կոնստրուկցիաների համատեղ աշխատանքը, որի հետևանքով էլ խիստ կերպով նվազում է շենքի սեյսմակայունությունը (մասնավորապես սալի թռչքի ուղղությամբ):

Նշելով վերն ասածներից դատարկություններ ունեցող սալերով ծածկեր կատարելիս անհրաժեշտ է խստիվ պահպանել էջ 78-ում բերված ցուցումները, հակառակ դեպքում սեյսմիկ շրջաններում պետք է հրաժարվել այդպիսի սալերով արվող ծածկերից:

Կողավոր սալեր (կողերով դեպի ներքև): Այս սալերը բաղկացած են երկու երկայնական կողերից, լայնական կողերից և բուն սալից: Տիպային սալերը առավելագույն արվում են նախալարված, ունեն $0,4 \times 1,5 \times 6$ մ անվանական չափեր և կարող են կրել մինչև 25 կՆ/մ² ժամանակավոր բեռնվածք (նորմատիվ բեռնվածք): Նշված կողավոր սալերի տեսքը և հիմնական չափերը ցույց են տված նկ. 2. 44-ում:



Նկ. 2. 44. Միջհարկային ծածկերի կողերով ներքև տեղադրվող սալի կոնստրուկցիան.

ա— տեսքը վերևից և երկայնական կտրվածք, բ— ամրանավորման սխեման (երկայնական կողերի չլարված աշխատող ամրանով), գ— նախալարված աշխատող ամրանով երկայնական կողի հատվածքը, 1— չլարված աշխատող ամրան, 2— նախալարված աշխատող ամրան

* Панели железобетонные многопустотные на природных пористых заполнителях для перекрытий жилых и общественных зданий в сейсмических районах. РСТ Арм. ССР 1168—80.

Կողավոր սալերի հաշվարկը բաղկացած է բուն սալի ու լայնական կողերի ամրության և երկայնական կողերի ամրության, ճաքակալուսության ու դեֆորմացիաների (ճկվածքի) հաշվարկներից: Հաշվարկման

համար նախապես ընտրում են սալի չափերը, որոշում մշտական (սալի և նրա վրա կատարվող շերտերի սեփական կշիռը) ու ժամանակավոր բեռնվածքների մեծությունները, ճշտում բուն սալի, լայնական և երկայնական կողերի հաշվարկային թռիչքները, որից հետո անցնում նրա ստատիկական հաշվարկին:

Միջանկյալ լայնական կողերի առկայության դեպքում բուն սալը հաշվարկում են որպես բազմաթռիչք անխզելի, երկու ուղղությամբ աշխատող սալ (տե՛ս § 2. 4, 2), իսկ լայնական կողերը՝ ինչպես մասնակի ամրակցած տավրային հատվածքի միաթռիչք հեծան, որն աշխատում է եռանկյան կամ սեղանի օրենքով բաշխված բեռնվածքի ազդեցության տակ:

Մոռո ժոմենտների մեծությունները այդպիսի կողի թռիչքային և հենարանային հատվածքների համար համապատասխանաբար կարելի է ընդունել՝ $0,7M_0$ և $0,3M_0$, որտեղ M_0 -ն նույն թռիչքով և բեռնվածքով հասարակ հեծանի թռիչքային ամենամեծ ժող մոմենտն է: Հենարանային հատվածքներում լայնական ուժերի մեծությունը որոշվում է սովորական եղանակով:

Երկայնական կողերը սալի հետ մեկտեղ դիտարկվում են որպես տավրային հատվածքի հասարակ հեծան:

Այն դեպքում, երբ սալի վրա գործող նորմատիվ ժամանակավոր բեռնվածքը մեծ է 10 կՆ/մ^2 -ից, խորհուրդ է տրվում սալերի երկայնական կողերի միջև կատարվող կարանների հենարանային հատվածքներում տեղադրել վերևի աշխատող ամրանով մեկական եռակցած հարթ կարկաս և դրանք դիտել որպես բազմաթռիչք անխզելի: Վերահիշյալ կարկասների երկարությունը հենարանի (պարզունակի) առանցքից աջ և ձախ պետք է վերցնել սալի թռիչքի մեկ քառորդից ոչ պակաս: Այդպիսի կոնստրուկցիայով ծածկերի կողավոր սալերը երկայնական ուղղությամբ հաշվարկվում են որպես ստատիկորեն անորոշ համակարգ (հեծան) ճիգերի վերաբաշխման հաշվառմամբ՝ մոնոլիթ հեծանային սալերով կողավոր ծածկերի երկրորդական հեծանների հաշվարկին համանման:

Կողավոր սալի կոնստրուկցիան ցույց է տված նկ. 2. 44-ում:

Նախալարված կողավոր սալերի երկայնական կողերը ամրանավորում են մեկական բարձրամուր ձողով կամ $K-7$ դասի ձողանով և եռակցած հարթ կարկասով, որը բաղկացած է լայնական և մոնտաժային ձողերից (նկ. 2. 44, գ):

Սալերի լայնական կողերը ամրանավորում են մեկական հարթ եռակցած կարկասով, որը բաղկացած է ներքևի աշխատող, լայնական և մոնտաժային ձողերից: Բուն սալի ամրանավորումը կատարվում է 3 հարթ եռակցած ցանցերով: Նրանցից մեկը (նկ. 2. 44, ց—1) սալի թռիչքային մասում անցնում է ներքևի շերտով, իսկ լայնական կողերի մոտ բարձ-

րանում է վերևի շերտը: Մյուս երկու ցանցերը տեղադրվում են սալի վերևի շերտում՝ երկայնական կողերի մոտ և խորացվում նրանց մեջ: Հենարանային ցանցերում (նկ. 2. 44, ց—2) աշխատող են հանդիսանում երկայնական կողերին ուղղահայաց ձողերը: Ցանցերը պատրաստում են $Bp-I$ դասի ամրանային լարից:

Քաղաքացիական շենքերում, առանձին դեպքերում, հարթ առաստաղ ստանալու նպատակով կիրառվում են կողավոր սալեր, որոնք տեղադրվում են կողերով դեպի վերև: Սակայն այդպիսի սալերով ծածկերում բարդանում են հատակի կատարման աշխատանքները, բացի այդ կողերով վերև տեղադրվող սալերը քիչ նպատակահարմար են նաև կոնստրուկցիայի աշխատանքի տեսակետից, քանի որ նրանց սեղմված գոտու լայնությունը (կողերի լայնությունների գումարը) փոքր է:

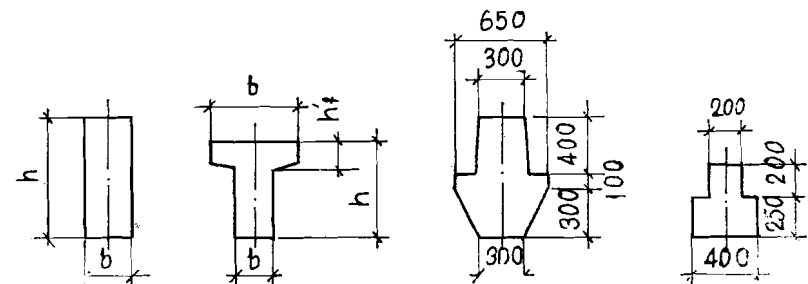
Հարթ հոծ սալեր: Անկարկաս պանելային և մոնոլիթ պատերով շենքերում բավականին լայն կիրառություն ունեն $12...16$ սմ հաստության, մեկ սենյակի չափերի, հարթ, հոծ սալերը, որոնք իրենց եզրերով հենվում են պատերի վրա ու աշխատում երկու ուղղությամբ: Այդպիսի սալերի առավելությունը նրանց պատրաստման պարզությունն է: Հարթ, հոծ սալերի միավորի զանգվածը փոքրացնելու համար նպատակահարմար է թեթև բետոնների կիրառությունը:

3. Հեծաններ

Հեծանապանելային ծածկերի հեծանները մինչև 9 մ թռիչքի դեպքում կարելի է պատրաստել թե՛ սովորական և թե՛ նախալարված երկաթբետոնից: Մեծ թռիչքների դեպքում նպատակահարմար են նախալարված հեծանները:

Ըստ հատվածքի ձևի հեծանները լինում են ուղղանկյուն, տավրային՝ վերևի կամ ներքևի սալով, և այլ ձևերի (նկ. 2. 45): Հեծանների հատվածքի նախնական չափերը ընդունվում են՝

$$h=(1/10...1/15)l, \quad b=(0,3...0,4)h:$$



Նկ. 2. 45. Հեծանների լայնական հատվածքի ձևերը

Հեծանների հաշվարկը: Դատարկություններով և հարթ, հոծ սալերով ծածկերի դեպքում հեծաններին հաղորդվում է հավասարաչափ բաշխված բեռնվածք, իսկ կողերով դեպի ներքև տեղադրված սալերով ծածկերի դեպքում՝ սալերի երկայնական կողերի միջոցով կենտրոնացած բեռնվածք: Եթե հեծանի մեկ թուղթում վերջիններին թիվը չորս և ավելի է, ապա հեծանի ստատիկական հաշվարկը կատարելիս նպատակահարմար է կենտրոնացած բեռնվածքները փոխարինել համարժեք հավասարաչափ բաշխված բեռնվածքով: Հեծանները հաշվարկելիս, բացի սալերից հաղորդող բեռնվածքից, պետք է նկատի ունենալ նաև հեծանի սեփական զանգվածը, որպես հավասարաչափ բաշխված բեռնվածք:

Ինչպես արդեն ասվել է, ծածկերի հեծանները սյուների հետ միասին ստեղծում են բազմաթուղթ, բազմահարկ շրջանակներ, հետևաբար նրանց ստատիկական հաշվարկը կատարվում է շրջանակի կազմում: Մասնավոր դեպքերում, երբ հեծանը եզրային հենարանների վրա հենվում է ազատ (օրինակ՝ կրող պատերի վրա), ունի հավասար կամ միմյանցից մինչև 20%-ով տարբերվող թուղթներ, և շենքի վրա հորիզոնական ազդեցություններ չկան, ապա այն կարելի է դիտել շրջանակից անկախ, որպես բազմաթուղթ, ստատիկորեն անորոշելի հեծան և հաշվարկել ճիգերի վերաբաշխման հաշվառմամբ՝ մոնոլիթ հեծանային սալերով կողավոր ծածկերի գլխավոր հեծանների հաշվարկին համանման (տե՛ս §2.2, 4): Հավաքովի բազմաթուղթ հեծանների համար ճիգերի վերաբաշխումը ունի վարկեր նշանակություն, մասնավորապես այն առումով, որ հնարավոր է դառնում փոքրացնել հենարանային ծոռը մոմենտները (հետևաբար և պակասեցնել հենարանային ամրանի ձողերի քանակը) և պարզեցնել հեծանի ու սյան կցվանքը:

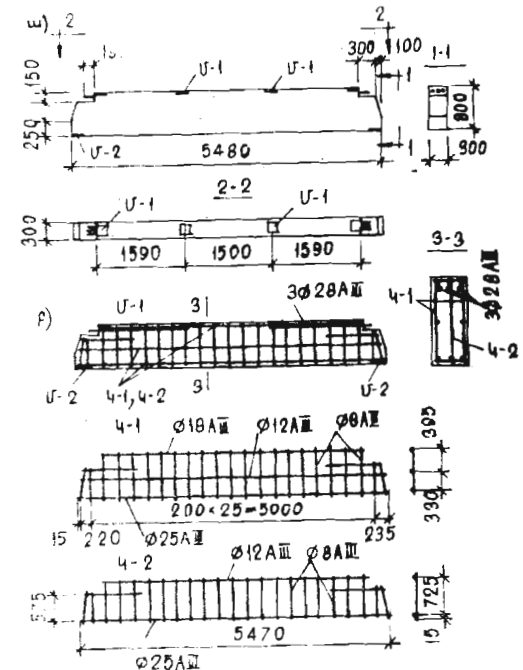
Հեծանի ստատիկական հաշվարկից հետո անցնում են նրա ամրության հաշվարկին, ըստ նորմալ և թեք հատվածքների, իսկ այնուհետև կատարվում է հաշվարկ ըստ II խմբի սահմանային վիճակների:

Հեծանների կոնստրուկտավորումը: Հեծանների ամրանավորումը սովորաբար կատարվում է երկու կամ երեք եռակցած կարկասներով, պահպանելով նրանց կոնստրուկտավորման ընդհանուր պահանջները: Նախալարված հեծաններում թուղթային նախալարված աշխատող ամրանը տեղադրվում է անկախ այդ կարկասներից:

Հեծանի կոնստրուկտավորման օրինակ բերված է նկ. 2.46-ում:

Հեծանների և սյուների կցվանքները, որպես կանոն, կատարվում են սյուների կողային նիստերի մոտ, տարբեր եղանակներով (նկ. 2.47): Կցվանքում պարզունակը կարող է հենվել սյան երկաթբետոնե բարձակին (նկ. 2.47, ա), որը կցվանքը կատարելուց հետո կարող է մնալ հեծանից դուրս (արդյունաբերական շենքերում) կամ՝ հեծանի հատվածքի

նկ. 2.46. ՄՄ-20 սերիայի պարզունակի կոնստրուկցիան. ա— արտաքին տեսքը, բ— ամրանավորման սխեման (կ-1 և կ-2 եռակցած հարթ կարկասներ, Մ-1 և Մ-2 պողպատե ներդիր ղեղավներ)



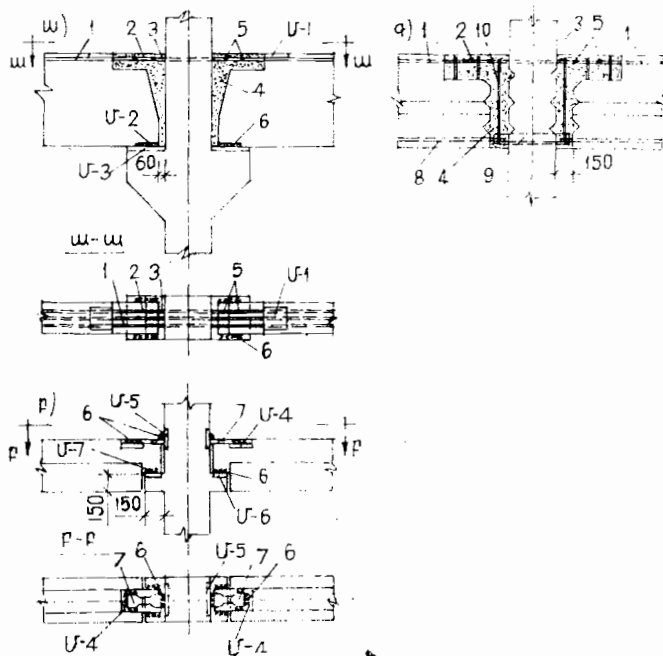
սահմաններում (առավելապես քաղաքացիական շենքերում), ինչպես ցույց է տված նկ. 2.47, բ-ում:

Քաղաքացիական շենքերում հեծանները մոնտաժման ընթացքում կարող են հենվել նաև սյուներից դուրս թողնված պողպատե տարրի բարձակներին (երկտավր, անկյունակներ և այլն), որոնք ևս կցվանքը իրականացնելուց հետո մնում են թաքնված վիճակում (նկ. 2.47, գ): Այս դեպքում կցվանքի հարթությունում առաջ եկող լայնական ուժերին դիմադրելու համար կցվանքի բարձրության սահմաններում ստեղծում են բետոնե երիթներ: Այդ նպատակով սյան կողային և հեծանների ճակատային նիստերում կատարում են տարբեր ձևերի խորացումներ (նկ. 2.47, գ): Կցվանքները բետոնացնելուց հետո ստացվում են վերահիշյալ երիթները:

Հեծանների և սյուների միացումներում ձգված գոտու կցվանքը կատարելու համար սովորաբար սյուներից դուրս են թողնվում ամրանային ձողեր, որոնք միացվում են հեծաններից դուրս թողնված համապատասխան քանակի աշխատող ձողերի հետ միջադիր կարճակների տաշտակային եռակցման միջոցով (նկ. 2.47, ա, գ): Կցվանքների ներքևի մասում, որտեղ առաջ են գալիս սեղմող ճիգեր, հեծանում և սյան երկաթբետոնե բարձակում տեղադրված համապատասխան պողպատե ներդիր տարրերը միացնում են միմյանց մոնտաժային եռակցման միջոցով (նկ. 2.47, ա, բ): Այնուհետև տեղադրվում են մոնտաժային անուրները (եթե տվյալ կցվանքում նախատեսված են), և կատարվում է կարանների բետոնացում (նկ. 2.47, գ):

Այն ծածկերում, որոնցում նախատեսված է սալերի և հեծանների

եռքային կցվանքներ, հեծանների համապատասխան մասերում պետք է տեղադրել պողպատե ներդիր դետալներ (տե՛ս նկ. 2. 46, Մ—1):



Նկ. 2. 47. Հավաքովի պարզունակի և սյան կցվանքները.

ա— սյան բարձակների վրա կատարվող կոշտ կցվանք (ՄՄ-20 սերիա), բ— սյան թափված երկաթբետոնե բարձակների վրա կատարվող հողակապային կցվանք (ՄՄ-04 սերիա), գ— առանց բարձակների կոշտ կցվանք, 1— հենարանային աշխատող ամրան, 2— կարճակներ, 3— սյունից դուրս թողնված հենարանային աշխատող ամրան, 4— տեղում կատարվող բետոն, 5— տաշտակային եռակցում, 6— մոնտաժային եռակցում, 7— ձևավոր պողպատե թերթ, 8— թուխքային աշխատող ամրան, 9— սյան մեջ տեղադրված անկյունակներ (կամ շվեյներներ), 10— մոնտաժային լայնական ձողեր, Մ-1 ... Մ-7 պողպատե ներդիր դետալներ

§ 2.7. Հավաքովի անհեծան ծածկեր

Հավաքովի անհեծան ծածկը միջսյունային և թուխքային սալերի համակարգ է, որն անմիջականորեն հենվում է սյուների հավաքովի խոյակների վրա (նկ. 2. 48):

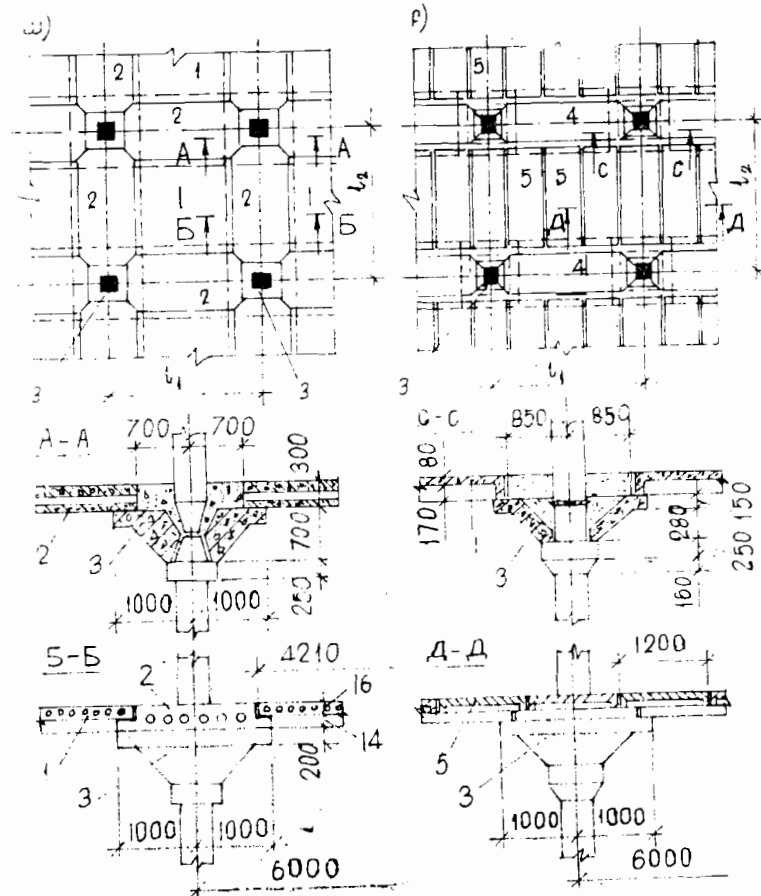
Սյունացանցը սովորաբար արվում է 6×6 մ չափերի:

Հավաքովի անհեծան ծածկերը կատարվում են երկու սխեմայով՝ մեկ կամ երկու ուղղությամբ տեղադրվող միջսյունային և համապատասխանաբար մեկ կամ երկու ուղղությամբ նրանց վրա հենվող թուխքային սալերով:

Առաջին դեպքում (նկ. 2. 48, բ) թուխքային սալերը հենվում են խոյակների և մեկ ուղղությամբ տեղադրված միջսյունային սալերի թարեքների վրա:

Երկրորդ դեպքում (նկ. 2. 48, ա) թուխքային սալերը իրենց եզրագծով հենվում են մեկ և մյուս ուղղությամբ տեղադրված միջսյունային սալերի թարեքների վրա:

Թե՛ միջսյունային և թե՛ թուխքային սալերը կարող են լինել սովորական կամ նախալարված երկաթբետոնից:



Նկ. 2. 48. Հավաքովի անհեծան ծածկերի կոնստրուկտիվ սխեմաները.

ա— երկու ուղղությամբ տեղադրված միջսյունային սալերով, բ— մեկ ուղղությամբ տեղադրված միջսյունային սալերով, 1— երկու ուղղությամբ աշխատող թուխքային սալեր, 2 և 4— միջսյունային սալեր, 3— հավաքովի խոյակներ, 5— մեկ ուղղությամբ աշխատող թուխքային սալեր

Միջսյունային սալերի (պանելների) լայնությունն ընդունվում է $(0,3...0,4)$ ։ Ըստ հատվածքի այդ սալերը լինում են կողավոր կամ անցքավոր՝ 25...30 սմ հաստությամբ։

Մեկ ուղղությամբ հենվող թռիչքային սալերը կողավոր են (երկու երկայնական և ճակատային կողերով), որոնք ունեն 1,2...1,5 մ լայնություն, 15...18 սմ հաստություն։

Երկու ուղղությամբ հենվող թռիչքային սալերը հոծ և հարթ են կամ եզրերում կարող են ունենալ կողեր։ Սալի հաստությունը 10...14 սմ է՝ խոյակները կարող են լինել հոծ հատվածքի կամ սնամեջ։

Ծածկի ստատիկական հաշվարկը կատարվում է ելնելով թե՛ նրա ամբողջական աշխատանքի և թե՛ առանձին տարրերի աշխատանքի բնույթից։

Միջսյունային սալերը սովորաբար վերջամասերում ունենում են վերևի աշխատող ամրան, որը եռակցման միջոցով միացվում է տեղում խոյակի վրա տեղադրվող ամրանի հետ, և կատարվում է բետոնացում։ Դրա շնորհիվ միջսյունային սալերը դառնում են բազմաթռիչք անխզելի, և նրանց հենարանային հատվածքները կարող են վերցնել բացասական ծռող մոմենտներ։ Այդպիսի կցվանքների առկայության դեպքում յուրաքանչյուր ուղղության միջսյունային սալերը տվյալ շարքի սյուների հետ մեկտեղ դիտարկվում են որպես կոշտ հանգույցներով բազմահարկ, բազմաթռիչք հարթ շրջանակներ։ Մասնավոր դեպքում՝ ուղղաձիգ բեռնվածքի ազդեցության ներքո, միջսյունային սալերը կարելի է դիտարկել անկախ շրջանակից, որպես բազմաթռիչք սալ։ Այդ դեպքում սալի հաշվարկային թռիչքը ընդունվում է 1,05 $(1-2C_{\text{cap}})$, և հաշվարկը կատարվում է ձիգերի վերաբաշխման հաշվառմամբ։

Մեկ ուղղությամբ հենված թռիչքային սալերը աշխատում են որպես հասարակ սալ, իսկ երկու ուղղությամբ հենվածները՝ որպես միաթռիչք եզրագծով հենված սալ։ Այդպիսի քառակուսի սալի թռիչքային մոմենտը, հաշվի առնելով նրա մասնակի ամրակցումը իր եզրագծով անցնող կողերի հետ և միջսյունային սալերի առաձգական, ընկերկելիությունը կարելի է ընդունել՝

$$M = (g_p + v_p) l_p^2 / 27, \quad (2.59)$$

որտեղ $g_p + v_p$ -ն ծածկի մեկ քառակուսի մետրի վրա գործող լրիվ բեռնվածքն է ($\gamma_i > 1$),

l_p -ն՝ սալի հաշվարկային թռիչքը։

Միջսյունային և թռիչքային սալերում գործող ծռող մոմենտների մեծությունները որոշելուց հետո անցնում են նրանց նորմալ հատվածքների հաշվարկմանն ըստ ամրության, իսկ անհրաժեշտ դեպքերում կա-

տարվում է հաշվարկ նաև ըստ ճկվածքի ու ճաքերի բացվածքի լայնություն։

Բացի վերոհիշյալ հաշվարկներից, նկատի ունենալով այն հանգամանքը, որ հնարավոր է միջսյունային և թռիչքային սալերի միաժամանակյա քայքայում, անհրաժեշտ է կատարել նաև ամբողջ ծածկի ամրության հաշվարկ ըստ շերտային կոտրման՝ մոնոլիթ անհեծան ծածկի հաշվարկին համանման։

Սալերի ամրանավորումը կատարվում է այդ տարրերի կոնստրուկտավորման ընդհանուր պահանջներին համապատասխան։ Միջսյունային սալերի երկայնական աշխատող ամրանն ըստ սալի լայնության սովորաբար տեղադրվում է հավասարաչափ։

Խոյակները միջսյունային սալերից փոխանցվող բեռնվածքից առաջ եկող ձիգերի ազդեցության ներքո հաշվարկվում են ըստ ամրության և վերևի ձգված գոտում երկու ուղղությամբ տեղադրում աշխատող ամրան։

Սյուներում առաջ եկող ձիգերի մեծությունները որոշում են՝ ելնելով շրջանակի հաշվարկից կամ մոնոլիթ անհեծան ծածկերի սյուների մոտավոր հաշվարկին համանման։

Ծածկն իրականացվում է հետևյալ հաջորդականությամբ. մեկ հարկի բարձրություն ունեցող սյուներին հագցնում են հավաքովի խոյակները և հենում սյուների պարագծով անցնող երկաթբետոնե ելուստների վրա (նկ. 2. 48) ու ամրակցում նրանց հետ։ Որից հետո խոյակների վրա տեղադրում են միջսյունային սալերը (եթե ծածկը կատարվում է ըստ առաջին սխեմայի, ապա նաև ծածկի մյուս ուղղությամբ սյուների առանցքով անցնող թռիչքային սալերը), այնուհետև կատարվում է հաջորդ հարկի սյուների մոնտաժումը։ Եթե միջհենարանային սալերը նախատեսված է դարձնել անխզելի, ապա խոյակների վրա տեղադրվում է ամրան, որը եռակցվում է սալերի վերևի գոտուց դուրս թողնված աշխատող ձողերի հետ, և կատարվում է բետոնացում։ Այդ բետոնը պնդանալուց հետո միջսյունային սալերի թարեքների վրա տեղադրվում են միջթռիչքային սալերը, և կատարվում է կարանների բետոնացում։

Հոծ հատվածքի խոյակների և սյուների կցվանքը սովորաբար կատարվում է նրանց միջև ստեղծվող բետոնե երկթների միջոցով (տե՛ս [2, 24])։ Այդ դեպքում նպատակահարմար է հավաքովի սյուներն անել 2—3 հարկի բարձրության։

§ 2.8. Հավաքովի-մոնոլիթ ծածկեր

Հավաքովի-մոնոլիթ ծածկերը սովորական կամ նախալարված երկաթբետոնե հավաքովի տարրերից և նրանց վրա խեղադրած մոնոլիթ երկաթբետոնից կազմված համատեղ աշխատող համակարգ են։

Ծածկի հավաքովի սալերում տեղադրվում է թռիչքային աշխատող

ամրանք, իսկ հեծաններում՝ թռիչքային աշխատող և լայնական ամրանք: Տեղում նրանց վրա կատարվող երկաթբետոնի բետոնի պնդացումից հետո հավաքովի տարրերը մոնոլիթ երկաթբետոնի հետ մեկտեղ աշխատում են որպես միասնական հատվածքի կոնստրուկցիա: Տեղում կատարվող բետոնը հավաքովի տարրերի հետ շաղկապելու համար վերջիններին համապատասխան մակերևույթները պետք է լինեն անհարթություններով, ունենան ներս կամ դուրս ընկած մասեր բետոնե երթիկներ ստանալու համար և այլն: Հավաքովի տարրերի մոնոլիթ բետոնի հետ շփվող մակերևույթները պետք է լավ մաքրել և բետոնի տեղադրումից անմիջապես առաջ պատել ցեմենտակաթով: Հավաքովի և մոնոլիթ երկաթբետոնի միջև անհրաժեշտ դեպքերում կապ է ստեղծվում նաև հավաքովի տարրերից դուրս թողնվող համապատասխան ամրանի միջոցով (հեծաններում՝ մասնավորապես, լայնական ամրանի միջոցով):

Հավաքովի-մոնոլիթ ծածկերի հաշվարկը և կոնստրուկտավորումը կատարվում է ելնելով նրանց աշխատանքի երկու փուլից:

Առաջին փուլում, երբ դեռ մոնոլիթ եղանակով կատարված բետոնը ձեռք չի բերել անհրաժեշտ ամրություն, աշխատում են միայն հավաքովի տարրերը՝ որպես միաթռիչք ազատ հենված հեծան կամ սալ, որոնք պետք է կարողանան կրել իրենց սեփական զանգվածը, իրենց վրա տեղադրված մոնոլիթ երկաթբետոնե զանգվածը և մոնտաժային բեռնվածքներ (աշխատող բանվորների, գործիքների, շինանյութերի զանգվածները և այլն):

Երկրորդ փուլում՝ մոնոլիթ բետոնի անհրաժեշտ ամրություն ձեռք բերելուց հետո, ծածկի տարրերը աշխատում են լրիվ հատվածքով, որպես բազմաթռիչք անխզելի համակարգ, կառուցվածքի վրա գործող լրիվ բեռնվածքի ներքո: Այս փուլում ծածկի հաշվարկը կատարվում է համապատասխան մոնոլիթ ծածկի հաշվարկին համանման հաշվի առնելով ճիգերի վերաբաշխումը: Վերջինը հնարավորություն է տալիս փոքրացնել հենարանային ծողո մոմենտների մեծությունները, հետևաբար և հենարանային աշխատող ձողերի քանակը ու պարզեցնել կցվածքների կատարումը:

Նկատի ունենալով ծածկի աշխատանքի առաջին փուլի ժամանակավոր բնույթը, հավաքովի տարրերը պետք է նախագծել այնպես, որ ըստ այդ փուլի հաշվարկած ամրանը չլինի ավելի, քան ըստ երկրորդ փուլի հաշվարկածը, որը և տեղադրվում է հավաքովի տարրերում:

Հավաքովի տարրերի նախագծման ընդհանուր պահանջները հիմնականում նույնն են, ինչ որ համանման հավաքովի ծածկերի համապատասխան տարրերին:

Մածկի տարրերի կցվածքները միմյանց հետ և շենքի այլ կոնստրուկ-

ցիաների հետ կատարվում են մոնոլիթ երկաթբետոնում տեղադրված ամրանի, հավաքովի երկաթբետոնե տարրերում տեղադրված ներդիր մասերի կամ նրանցից դուրս թողնված ամրանի ու մոնոլիթ բետոնի միջոցով: Հավաքովի տարրերի մոնտաժման կցվածքները (ծածկի աշխատանքի առաջին փուլի համար) կատարվում են նրանցում թողնված պողպատե ներդիր մասերի եռակցման միջոցով:

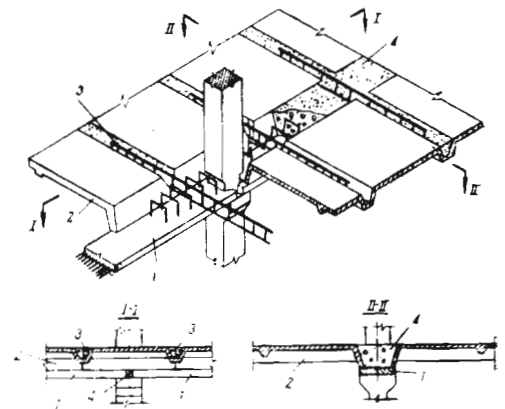
Հավաքովի-մոնոլիթ կոնստրուկցիաներ նախագծելիս հանձնարարվում է ղեկավարվել [26]-ով:

Կողավոր ծածկեր: Հավաքովի մոնոլիթ կողավոր ծածկերը բաղկացած են հավաքովի հեծաններից, նրանց վրա հենվող հավաքովի սալերից և մոնոլիթ երկաթբետոնից:

Նկ. 2. 49-ում բերված է հավաքովի մոնոլիթ կողավոր ծածկի կոնստրուկցիայի օրինակ:

Նկ. 2. 49. Հավաքովի մոնոլիթ հեծանային ծածկի կոնստրուկցիա.

1— ղեկավոր հեծանի հավաքովի տարր, 2— հավաքովի կողավոր սալ, 3— սալերի երկայնական կողերի հենարանային կարկաս, 4— մոնոլիթ քայքայման բետոն



Հավաքովի-մոնոլիթ կողավոր ծածկերում մոնոլիթ բետոնի ծավալը միջին հաշվով կազմում է ամբողջ բետոնի ծավալի մինչև 30%-ը, իսկ այդ բետոնում տեղադրվող ամրանը՝ ամբողջ ամրանի կշռի մինչև 20%-ը:

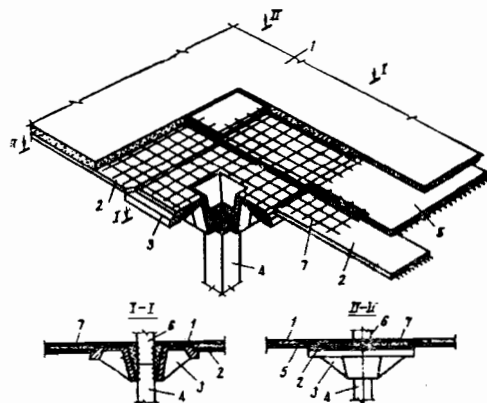
Անհեծան ծածկեր: Այս ծածկերը, հավաքովի անհեծան ծածկերին համանման, բաղկացած են սյուների վրա հենվող հավաքովի երկաթբետոնե խոյակներից և միջսյունային ու թռիչքային նախալարված խոշորաչափ սալերից, որոնց վրա տեղադրվում է մոնոլիթ երկաթբետոն:

Թե՛ միջսյունային և թե՛ թռիչքային հավաքովի սալերը սովորաբար արվում են հարթ հոծ, առնվազն 5—6 սմ հաստությամբ: Մածկը անխզելի համակարգ դարձնելու նպատակով նրա հենարանային մասերում՝ բացասական մոմենտների ազդման սահմաններում, եռակցած ցանցերի ձևով տեղադրվում է աշխատող ամրան, որից հետո կատարվում է մոնոլիթ բետոնը: Այդ բետոնի շերտի հաստությունը թռիչքային

սալերի սահմաններում կազմում է 4—5 սմ, իսկ միջսյունային սալերի վրա՝ 9...11 սմ:

Նկ. 2. 50-ում բերված է հավաքովի մոնոլիթ անհեծան ծածկի կոնստրուկցիայի օրինակ:

Նկարագրված կոնստրուկցիայի ծածկերում մոնոլիթ բետոնը կազմում է ծածկի ամբողջ բետոնի ծախսի մինչև 50%-ը:



Նկ. 2. 50. հավաքովի մոնոլիթ անհեծան ծածկի կոնստրուկցիա.

1 — մոնոլիթացման բետոն, 2 — հավաքովի միջսյունային սալ, 3 — հավաքովի խոյակ, 4 — ներքին հարկի սյուն, 5 — եզրագծով հենված, հավաքովի թռիչքային սալ, 6 — վերին հարկի սյուն, 7 — հենարանային ամրանային ցանց

Ծածկի աշխատանքի առաջին փուլում հավաքովի սալերը դիտում են որպես ազատ հենված միաթռիչք տարրեր և հաշվարկում են հավաքովի անհեծան ծածկերի համապատասխան տարրերի հաշվարկին համանման: Երկրորդ փուլում ամբողջ ծածկը դիտվում է որպես մեկ միասնություն, և այն հաշվարկում են մոնոլիթ անհեծան ծածկերի հաշվարկին համանման:

ԵՐՐՈՐԴ ԳԼՈՒԽ

ՀԻՄՔԵՐ

§ 3.1. Ընդհանուր տեղեկություններ

Հիմքերը ստորգետնյա կոնստրուկցիաներ են, որոնց միջոցով շենքի կամ կառուցվածքի բեռնվածքը հաղորդվում է բնահողի հիմնատաշին: Ժամանակակից արդյունաբերական և քաղաքացիական շենքերի հիմքերը, որպես կանոն, կատարում են երկաթբետոնից: Ստորև քննարկվում

են երկաթբետոնե այն հիմքերը, որոնք տեղադրում են բնական հիմնատակի՝ բնահողի վրա (չեն քննարկվում ցցային հիմքերը): Այդպիսի հիմքերն ըստ իրենց աշխատանքի բնույթի և կոնստրուկցիայի բաժանվում են երեք տիպի.

առանձին հիմքեր, որոնք տեղադրում են շենքի կամ կառուցվածքի յուրաքանչյուր սյան տակ,

ժապավենային հիմքեր, որոնք տեղադրում են կրող պատերի և սյունաշարերի տակ՝ շենքի մեկ կամ երկու ուղղությամբ,

համատարած հիմք, որը կատարվում է ամբողջ շենքի կամ կառուցվածքի տակ:

Առանձին հիմքերն իրականացվում են այն շենքերի ու կառուցվածքների դեպքում, որոնց սյուների քայլը մեծ է (մոտավորապես 4 մ և ավելի), իսկ նրանցից հիմքին հաղորդվող բեռնվածքը՝ համեմատաբար փոքր, օրինակ՝ միահարկ արդյունաբերական շենքերի սյուների տակ:

Սյունաշարի տակ կատարում են ժապավենային (հեծանային) հիմքեր, եթե սյուները տեղադրված են փոքր քայլով, նրանցից հիմքին հաղորդվող բեռնվածքը մեծ է, իսկ բնահողը՝ թույլ ու անհամասեռ: Նըշված պայմաններում եթե փորձենք յուրաքանչյուր սյան տակ տեղադրել առանձին հիմք, ապա այդ հիմքերի ներբանները կարող են ստացվել այնպիսի չափերի, որ նրանք ընդհուպ կմոտենան միմյանց, ըստ որում՝ հնարավոր են բավականին անհավասարաչափ նստվածքներ: Ժապավենային հիմքերը նշանակալից չափով հավասարեցնում են շենքի նըստվածքը:

Համատարած հիմքերն իրականացվում են բարձրաբերձ շենքերի և կառուցվածքների տակ: Այդպիսի հիմքերը մեծ չափով հավասարեցնում են նստվածքները, այդ իսկ պատճառով էլ նրանք միանգամայն նպատակահարմար են թույլ և անհամասեռ բնահողերի դեպքում, հատկապես երբ կառուցվածքից հիմքին հաղորդվող բեռնվածքները բաշխված են անհավասարաչափ:

Առանձին հիմքերը կատարում են թե՛ մոնոլիթ և թե՛ հավաքովի եղանակով: Հիմքի փոքր զանգվածի և հավաքովի սյուների դեպքում առավելությունը տրվում է հավաքովի հիմքերին: Հիմքերի խոշոր չափերի դեպքում, ելնելով նրանց տեղափոխման և մոնտաժման պայմաններից, նպատակահարմար են մոնոլիթ հիմքերը:

Կրող պատերի տակ տեղադրվող ժապավենային հիմքերը կարող են իրականացվել և՛ հավաքովի, և՛ մոնոլիթ եղանակով: Սյունաշարերի ժապավենային հիմքերը, ելնելով նրանց աշխատանքի բնույթից, սովորաբար կատարում են մոնոլիթ եղանակով:

Համատարած հիմքերը, որպես կանոն, կատարում են մոնոլիթ եղանակով:

Ընդհանուր առմամբ տվյալ շենքի կամ կառուցվածքի համար հիմքի կոնստրուկցիայի ընտրությունը կախված է բաղմամբիվ գործոններից, այդ իսկ պատճառով էլ այն պետք է կատարել՝ ելնելով տարբերակների տեխնիկատնտեսական ցուցանիշների համեմատություններից:

Հիմքերի նախագծային լուծման ընտրությունը կատարելիս հանձնարարվում է ղեկավարվել [23]-ի պահանջներով:

Հիմքի ներբանի չափերը և տեղադրման խորությունը որոշում են՝ ելնելով նրա վրա գործող բեռնվածքի մեծությունից, բնահողի դիմադրությունից ու դեֆորմացիայի ենթարկվելու հատկություններից, սառնող շերտի խորությունից և այլն՝ համապատասխան СНУП 2.02.01—83-ի ([40]) պահանջների: 7, 8, և 9 բալլայնություն ունեցող սեյսմիկ շրջաններում նախագծվող շենքերի հիմնատակերի և հիմքերի հաշվարկը կատարելիս պետք է հաշվի առնել նաև СНУП II—7—81-ի ([39]) պահանջները:

Համաձայն շենքերի և կառուցվածքների հիմնատակերի նախագծման վերոհիշյալ նորմաների, հաշվարկը կատարվում է ըստ երկու խումբ սահմանային վիճակների՝ կրողունակության և դեֆորմացիաների: Հիմնատակերի մանրամասն հաշվարկը շարադրվում է «Հիմնատակեր և հիմքեր» առարկայում:

Հիմքերի ներբանի չափերի նախնական ընտրությունը թույլատրվում է կատարել ըստ դեֆորմացիաների՝ նորմատիվ բեռնվածքների ($\gamma=1$) հիմնական զուգակցումից (առանց հաշվի առնելու սեյսմիկ ազդեցությունը), ելնելով այն պայմանից, որ հիմքի տակ գտնվող բնահողին հաղորդվող ճնշման միջին մեծությունը լինի տվյալ բնահողի R_0 հաշվարկային դիմադրությունից ոչ ավելի՝ $p_{ser} \leq R_0$, իսկ արտակենսորոն բեռնված հիմքերի դեպքում նաև $p_{ser, max} \leq 1,2 R_0$ (տարբեր բնահողերի համար R_0 -ի մեծությունները բերված են [40]-ում): Թույլատրվում է նույն պայմանից օգտվել նաև 3-րդ կարգի շենքերի (շենքերի բաժանումը կարգերի տե՛ս [38]-ում) հիմքերի ներբանի չափերի վերջնական ընտրությունը կատարելիս, եթե բնահողի սեղմելիությունը ըստ խորության (շենքի մեծ հիմքի կրկնակի լայնությանը հավասար խորության սահմաններում, հաշված նրա ներբանի նիշից) չի մեծանում:

Հիմքի ներբանի չափերը ընտրելիս պետք է նկատի ունենալ նաև կոնստրուկտիվ պահանջները:

Հիմքի հատվածքի և այլ չափերի (առանձին հիմքերի բաժակի խորություն, տավրային հատվածքի ժապավենային հիմքերի կողի լայնություն և այլն) որոշումը, ինչպես և ամրանավորումը կատարվում է հենց

իր՝ հիմքի ամրության ու ճաքակայունության պայմաններից ելնելով, նկատի ունենալով նաև կոնստրուկտիվ պահանջները:

Հիմքերի համար կիրառում են В12,5...В22,5 դասերի ծանր բետոն: Որպես աշխատող ամրան հիմնականում կիրառվում է А—II դասի ձողային ամրանը: Հիմքերի ներբանի մոտ տեղադրվող աշխատող ամրանի բետոնի պահպանիչ շերտի հաստությունը ընտրվում է ըստ СНУП 2.03.01—84-ի պահանջների (տե՛ս նաև [45]):

§ 3.2. Առանձին հիմքերի կոնստրուկցիան և հաշվարկը

Առանձին հիմքերը ընդհանուր դեպքում բաղկացած են սալային մասից և ենթասյունից: Մոնոլիթ եղանակով կատարվող հիմքերի սալային մասը առավելագույն նախագծվում է աստիճանաձև, իսկ հավաքովի հիմքերինը՝ բրգաձև (նկ. նկ. 3.1, 3.2, 3.3): Հիմքի վերևի մակերևույթի (օձրեզ) և ներբանի միջև գտնվող հեռավորությունը հանդիսանում է հիմքի լրիվ բարձրությունը՝ H_{fund} : Կոնստրուկտիվ և այլ պահանջներից ելնելով, եթե անհրաժեշտ է ունենալ հիմքի ավելի մեծ բարձրություն, քան նրա սալային մասինն է՝ H , որը որոշվում է հաշվարկով, այդ բարձրությունների տարբերության սահմաններում արվում է ուղղանկյուն հատվածքի, այսպես կոչված, ենթասյուն: Առանձին հիմքերը հատակագծում արվում են ուղղանկյուն՝ ներբանի a և b չափերի 1...1,7 հարաբերությամբ:

Հիմքի բարձրությունը, ներբանի չափերը, ինչպես և հավաքովի սյան տակ արվող ենթասյան հատվածքի չափերը, որպես կանոն, ընդունում են 300 մմ-ին, իսկ սալային մասի աստիճանների ու ենթասյան բարձրությունը՝ 150 մմ-ին բաղմամպատիկ: Աստիճանների չափերը հատակագծում պետք է ընտրել այնպիսին, որ նրանք չհասնեն ճգման բուրգի նիստերը (նկ. 3. 1-ում և նկ. 3. 2-ում 45°-ի անկյան տակ տարված կետագծերը):

Հիմքերի վերևի մակերևույթի նիշը խորհուրդ է տրվում ընդունել հավաքովի սյուների դեպքում՝ —0,15 մ, մոնոլիթ սյուների դեպքում՝ եթե կա հիմքային հեծան, նրա վերևի մակերևույթի նիշին հավասար, իսկ նրա բացակայության դեպքում՝ —0,05 մ:

Մոնոլիթ հիմքերի տակ, անկախ բնահողային պայմաններից, խորհուրդ է տրվում անել 100 մմ հաստության В3,5 դասի բետոն, իսկ հավաքովի հիմքերի տակ՝ նույն հաստության ավազե շերտ:

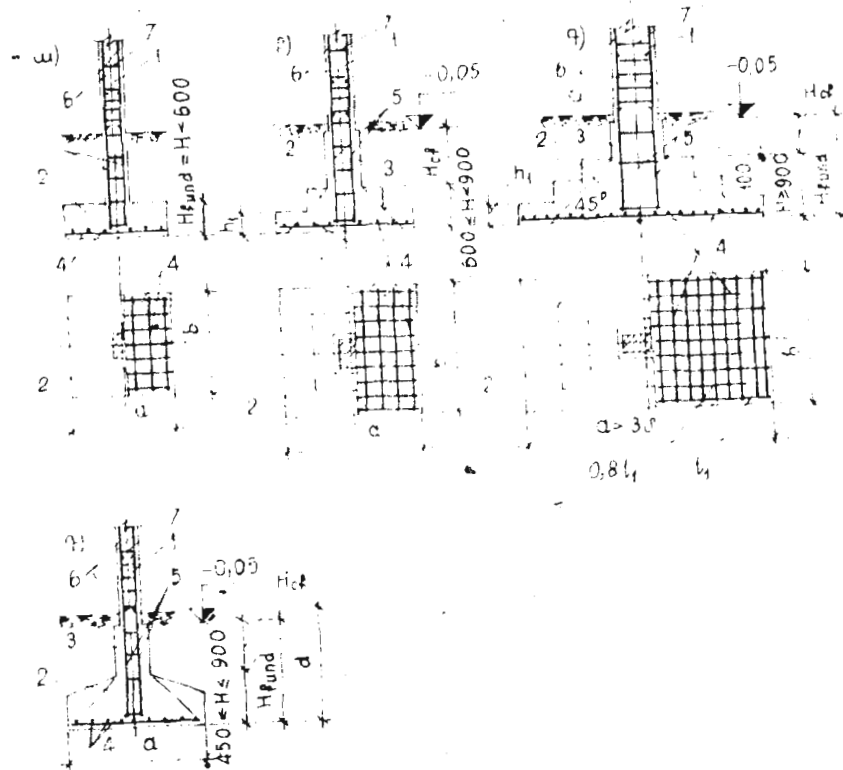
1. Մոնոլիթ հիմքերի կոնստրուկցիան

Մոնոլիթ առանձին հիմքեր կարելի է անել թե՛ մոնոլիթ և թե՛ հավաքովի եղանակով կառուցվող շենքերի սյուների տակ:

Մոնոլիթ սյուների տակ արվող առանձին հիմքերի կոնստրուկցիան ցույց է տված նկ. 3. 1-ում:

Ենթասյան հատվածքի շափերը վերցվում են սյան հատվածքի շափերից 100 մմ-ով մեծ:

Մոնոլիթ սյունը հիմքին միացնելու համար հիմքից դուրս են թողնում նույն քանակի և տրամագծի ձողեր, ինչ որ սյան աշխատող ձողերն են նրա ներքևի մասում: Հիմքից դուրս թողնվող բոլոր ձողերը անուր-



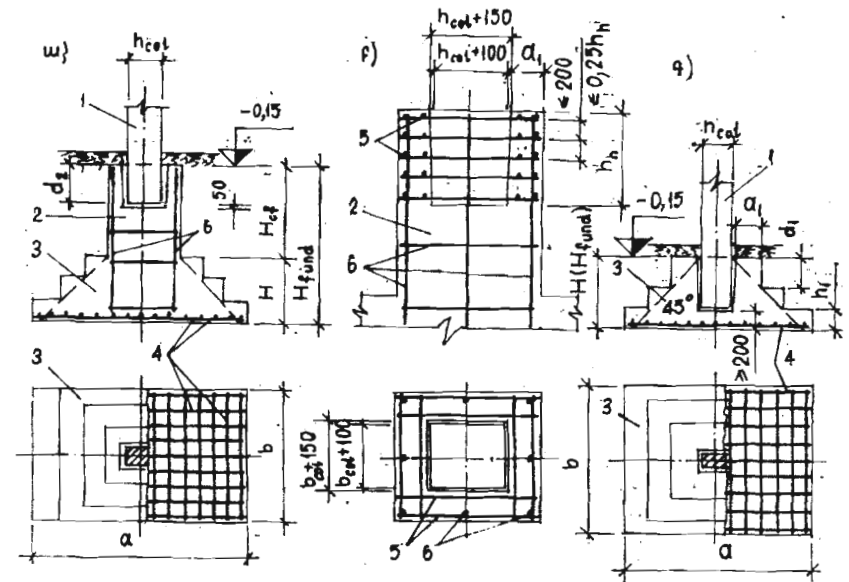
Նկ. 3. 1. Մոնոլիթ սյուների տակ արվող մոնոլիթ հիմքեր.

ա, գ— միաստիճան, բ— երկաստիճան, գ— եռաստիճան, 1— սյուն, 2— հիմքի սալային մաս, 3— ենթասյուն, 4— հիմքի աշխատող ամրան, 5— հիմքից դուրս թողնվող ձողեր, 6— սյան աշխատող ամրան, 7— սյան և ենթասյան լայնական ամրան

ների կամ լայնական ձողերի միջոցով միացնում և ստեղծում են կարկաս, որը խորացնում են մինչև ներքևի մոտ տեղադրվող ցանցը, ըստ որում այդ կարկասի ձողերի խարսխման երկարությունը հիմքում պետք է լինի նորմաներով պահանջվող l_{an} երկարությունից ոչ պակաս: Հիմ-

քից դուրս թողնված ձողերի (որոնց բետոնից դուրս գտնվող մասերն արվում են նույն երկարությամբ, ինչ որ հիմքում նրանց խարսխման երկարությունները) և սյան համապատասխան ձողերի կցվածքները, որպես կանոն, կատարում են առաջին հարկի հատակից վերև, առավելագույն եռակցման միջոցով: Սյան շորսից ավելի պարբերական պրոֆիլի ձողերի դեպքում թույլատրվում են նաև մակադիր՝ առանց եռակցման, կցվածքներ: Կենտրոնական և փոքր արտակենտրոնությամբ սեղմվող սյուներում բոլոր ձողերի կցվածքները կարելի է կատարել մեկ հարթությունում, իսկ մեծ արտակենտրոնությամբ աշխատող սյուներում՝ սյան յուրաքանչյուր կողմում, ոչ պակաս երկու հարթություններում՝ ներքևից առաջին հարթությունում կցելով միջին ձողերը, վերևի հարթությունում՝ անկյունային ձողերը: Կցվածքների սահմաններում պետք է տեղադրել անուր-ներ՝ ոչ ավելի 10ձ քայլով (մ-ն կցվող ձողերից փոքրի տրամագիծն է): Բոլոր տիպի կցվածքները պետք է կատարել՝ պահպանելով նրանց կոնստրուկտավորման ընդհանուր պահանջները (տե՛ս [25, 37]):

Հավաքովի սյուների տակ արվող մոնոլիթ հիմքերի կոնստրուկցիան ցույց է տված նկ. 3. 2-ում:



Նկ. 3. 2. Հավաքովի սյուների տակ արվող մոնոլիթ հիմքեր.

ա— ենթասյունով հիմք, բ— ենթասյան բաժակի պատերի ամրանավորման սխեման, գ— առանց ենթասյան հիմք, 1— հավաքովի սյուն, 2— ենթասյուն, 3— հիմքի սալային մաս, 4— հիմքի աշխատող ամրան, 5— բաժակի պատերի եռակցած ցանցեր, 6— ենթասյան կարկաս

Այդպիսի հիմքերի համար մշակված են միասնականացված չափեր՝ ներբանի համար $1,5 \times 1,5$ մ-ից մինչև $6 \times 5,4$ մ, $1,5 \dots 4,2$ մ բարձրություններով:

Հավաքովի սյուների տակ կատարվող մոնոլիթ հիմքերում, ի տարբերություն մոնոլիթ սյուների հիմքերի, արվում է բաժակ, որի մեջ տեղադրվում և ամրակցվում է սյունը: Սյունը բաժակի մեջ տեղադրելուց և ժամանակավորապես փայտե սեպերով ամրացնելուց հետո բաժակի և սյան միջև գտնվող տարածությունը լցվում է B17,5 կամ բարձր դասի մանրահատիկ բետոնով:

Միահարկ արդյունաբերական շենքերի երկճյուղ սյուների հիմքերում, եթե սյան ճյուղերի արտաքին նիստերի միջև հեռավորությունը h_{col-1} , մեծ է $2,4$ մ-ից, խորհուրդ է տրվում ամեն մի ճյուղի համար անել առանձին բաժակ:

Տիպային սյուների ամրակցման խորությունը բաժակում ընդունվում է ըստ համապատասխան տիպային սերիայի: Ոչ տիպային սյուների ամրակցման խորությունը կախված է սյան տիպից: Ուղղանկյուն սյուների դեպքում, կախված ուժի ազդման արտակենտրոնության մեծությունից և բաժակի պատերի հաստությունից ու բարձրության հարաբերությունից, այն վերցվում է $(1 \dots 1,5) h_{col}$ (տե՛ս [25,31], որտեղ h_{col} -ը սյան հատվածքի մեծ կողմն է: Երկճյուղ սյուների ամրակցման խորությունը պետք է բավարարի հետևյալ պայմանին՝

$$d_2 \geq 0,5 + 0,33 h_{col-1}, \quad (3.1)$$

որտեղ h_{col-1} -ը սյան ճյուղերի արտաքին նիստերի միջև գտնվող հեռավորությունն է, մ-ով:

Եթե $h_{col-1} \geq 1,2$ մ-ից, ապա ընդունվում է $d_2 = 1,2$ մ:

Միաժամանակ սյուների ամրակցման խորությունը պետք է լինի այնպիսին, որ ապահովվի սյան երկայնական աշխատող ձողերի խարսխման պայմանը: Այդ պայմանը սեղմվող ու ձգվող ձողերի համար՝ կախված ամրանի և բետոնի դասից, փոփոխվում է $(12 \dots 40)$ ձ-ի սահմաններում (տե՛ս [37]), որտեղ ձ-ն ձողերից մեծի տրամագիծն է:

Բաժակի խորությունը վերցվում է սյան ամրակցման խորությունից 50 մմ-ով ավելի: Բաժակի պատերը թույլատրվում է չամրանավորել, եթե նրանց հաստությունը՝ a_1 -ը, փոքր չէ 200 մմ-ից և $0,75 h_k$ -ից (երբ բաժակի խորությունը՝ h_k -ը, փոքր է ենթասյան բարձրությունից, նկ. 3. 2, ա), կամ մեծ է հիմքի վերևի աստիճանը $0,75$ բարձրությունից՝ $a_1 > 0,75 d_1$ (երբ բաժակի խորությունը մեծ է ենթասյան բարձրությունից, նկ. 3. 2, գ): Մնացած դեպքերում բաժակի պատերը պետք է ամրանավորել եռակցած ցանցերով, ինչպես ցույց է տված նկ. 3. 2, բ-ում և նկ. 3.10-ում:

Այդ ցանցերի ձողերի տրամագիծը որոշվում է հաշվարկով (տե՛ս

էջ 116), բայց ընդունվում է 8 մմ-ից և $0,25 d_1$ -ից ոչ պակաս (ձ-ն ենթասյան երկայնական ձողերից մեծի տրամագիծն է): Զանցերի քայլը պետք է վերցնել բաժակի խորության մեկ քառորդից և 200 մմ-ից ոչ ավելի:

Ամրանավորված բաժակների պատերի հաստությունը բոլոր դեպքերում պետք է լինի 150 մմ-ից ոչ պակաս, միաժամանակ մոմենտի ազդման հարթության ուղղահայաց պատերին՝ ոչ պակաս $(0,2 \dots 0,3) h_{col}$ -ից՝ ուղղանկյուն սյուների (կախված երկայնական ուժի արտակենտրոնության մեծությունից, տե՛ս [31], աղ. 8) և $0,2 h_{col-1}$ -ից՝ երկճյուղ սյուների դեպքում,

Հիմքի սալային մասի մեջ խորացված բաժակի հատակի հաստությունը ընտրվում է՝ ելնելով հիմքի կոնստրուկցիայից և նրա ամրության պայմանից ըստ ձգման, բայց բոլոր դեպքերում այն պետք է լինի 200 մմ-ից ոչ պակաս:

Թե՛ մոնոլիթ սյուների հիմքի ենթասյուները և թե՛ հավաքովի սյուների հիմքի ենթասյան բաժակից ցած գտնվող մասը պետք է ամրանավորել երկայնական ու լայնական ամրանով այնպես, ինչպես անդմիջ տարրը:

Բոլոր դեպքերում հիմքի ներբանի մոտ, նրա երկու ուղղությամբ տեղադրվում է հաշվարկով ընտրված աշխատող ամրան, առավելապես եռակցած ցանցերի ձևով: Այդ ամրանի այն ձողերը, որոնք տեղադրվում են ներբանի մինչև ներառյալ 3 մ երկարության կողմի ուղղությամբ, պետք է ունենան առնվազն 10 մմ տրամագիծ, իսկ 3 մ-ից մեծ կողմի ուղղությամբ տեղադրվողները՝ 12 մմ: Ձողերի ամենամեծ տրամագիծը սովորաբար չի անցնում 28 մմ-ից: Աշխատող ձողերի համար առավելապես կիրառվում է A-II դասի ամրան, ձողերի քայլը $150 \dots 200$ մմ է:

Ներբանի 3 մ և ավելի լայնության դեպքում խորհուրդ է տրվում ամրանավորումը կատարել միասնականացված չափերի երկայնական աշխատող ձողերով եռակցած ցանցերով: Այդպիսի ցանցերը տեղադրում են երկու շերտով՝ փոխադարձաբար միմյանց ուղղահայաց ուղղություններով:

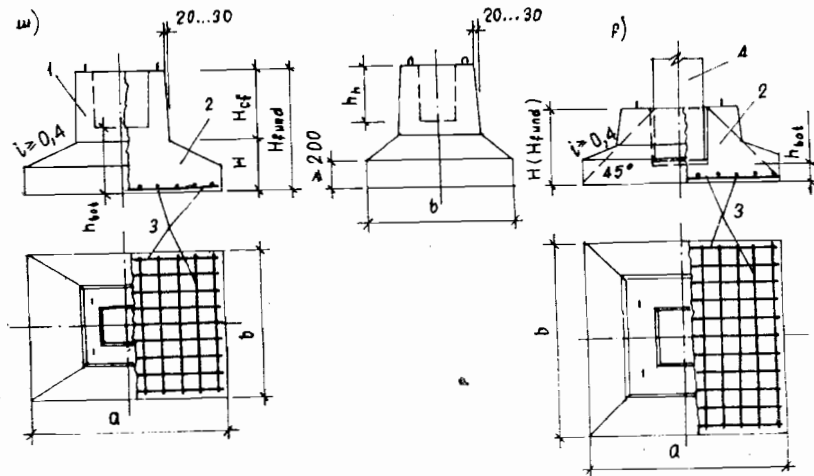
Այն դեպքում, երբ ներբանի որևիցե կողմի երկարությունը 3 և ավելի մետր է, ելնելով ամրանի տնտեսման պայմանից, խորհուրդ է տրվում այդ ուղղության ձողերի կեսն անել $0,8 l$ երկարության (տե՛ս նկ. 3. 1, գ):

Հիմքերը պարբերական պրոֆիլի ձողերից հյուսած ցանցերով ամրանավորելիս, ցանցի երկու ուղղությամբ տեղադրված ձողերը, ներբանի պարագծով անցնող եզրային երկու շարքերում, իրենց հատման կետերում պետք է եռակցել (թույլատրվում է աղեղային եռակցում): Մնացած հատման կետերում նրանք մեկումբ, շախմատային կարգով, կապվում են միմյանց փափուկ լարով:

Այն դեպքում, երբ հիմքի առաջին աստիճանի $l=0,75h_1\sqrt{R_{\text{бтр}}}$ (արտակենտրոն բեռնված հիմքերի դեպքում՝ $p=p_{\text{max}}$) երկարության սահմաններում (նկ. 3.5) ամրանային ցանցը չունի թեկուզ մեկ եռակցած լայնական ձող, ապա տվյալ տեղում ամրանի ապահով խաբսխման նպատակով պետք է պահպանել $l_b > l_{\text{an}}$ պայմանը:

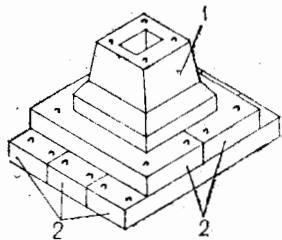
2. Հավաքովի հիմքերի կոնստրուկցիան

Հավաքովի հիմքերը մինչև $a \times b = 2100 \times 2100$ մմ ներբանի չափերի և $H_{\text{fund}} = 900$ մմ բարձրության դեպքում անում են ամբողջական (նկ. 3.3), իսկ մեծ չափերի դեպքում՝ բաղկացած ենթասյունից և նրա տակ տեղադրված սալերից (նկ. 3.4):



Նկ. 3. 3. Հավաքովի ամբողջական հիմքեր. ա — ենթասյունով հիմք, բ — առանց ենթասյան հիմք, 1 — ենթասյուն, 2 — հիմքի սալային մաս, 3 — հիմքի աշխատող ամրան, 4 — սյուն

Նշանակալից մոմենտների և տարահիման դեպքում կազմովի հիմքի սալերը (բլոկները) միացվում են միմյանց և ենթասյան հետ իրենցից



Նկ. 3. 4. Կազմովի հավաքովի հիմք. 1 — հավաքովի ամբողջական հիմք (ենթասյուն), 2 — ենթահիմքային հավաքովի սալեր

դուրս թողնված ամրանային ձողերի, ներդիր պողպատե տարրերի եռակցմամբ կամ այլ միջոցներով:

Սյունը հիմքին ամրակցելու համար հիմքի մեջ (սալային մասում կամ ենթասյան մեջ) թողնվում է բաժակ, ինչպես հավաքովի սյուների տակ արվող մոնոլիթ հիմքերում: Բաժակի չափերը, նրա պատերի հաստությունն ու ամրանավորումը, ենթասյան ու ներբանի ամրանավորումը և այլ պահանջներ մնում են նույնը, ինչ որ մոնոլիթ բաժակավոր հիմքերի դեպքում:

Հավաքովի հիմքերի բարձրացման ու մոնտաժման համար հիմքում (կազմովի հիմքերի դեպքում նաև ամեն մի սալում) տեղադրվում են 4 օղակներ՝ A-I դասի ամրանից:

3. Հաշվարկը

Հաշվարկել առանձին հիմք՝ նշանակում է հաշվարկով որոշել նրա ներբանի չափերը, բարձրությունը, ներբանի մոտ և ենթասյունում տեղադրվող աշխատող ամրանի հատվածքի մակերեսը, իսկ հավաքովի սյունների տակ արվող հիմքերում նաև՝ բաժակի պատերում, տեղադրվող ամրանի հատվածքի մակերեսը (եթե այն պահանջվում է):

Հիմքի նշված չափերի և ամրանավորման վերջնական ընտրությունը կատարվում է նկատի ունենալով նաև վերևում բերված կոնստրուկտիվ պահանջները:

Հիմքի ներբանի չափերի որոշումը, ինչպես արդեն ասվել է, կատարվում է ելնելով հիմնատակի հաշվարկից:

Մնացած հաշվարկները կատարում են ելնելով հիմքի ամրության և ճաքակալունության պայմաններից, ինչպես սովորական երկաթբետոնե տարրերի համար, համապատասխան [37]-ի պահանջների: Ավելացնենք, որ հիմքերի հաշվարկն ըստ ամրության կատարվում է բեռնվածքների թե՛ հիմնական և թե՛ հատուկ զուգակցումից (եթե կա հատուկ բեռնվածք՝ մասնավորապես սեյսմիկ բեռնվածք): Հիմքի ճաքակալունության (ճաքերի բացվածքի լայնության) ստուգումը կատարվում է միայն նորմատիվ բեռնվածքների հիմնական զուգակցումից, ելնելով 3-րդ կարգի պահանջներից (տե՛ս [37]): Ըստ որում, առանձին հիմքերն ըստ ամրության ու ճաքակալունության հաշվարկելիս հաշվի չի առնվում հիմքի և նրա վրա գտնվող բնահողի սեփական զանգվածի ազդեցությունը, քանի որ նրանից բնահողում առաջ եկող, ճնշմանը համապատասխանող հակազդումը հիմքի վրա հավասարակշռվում է հենց այդ զանգվածով և հիմքում ճիգեր առաջ չի բերում:

Նշենք նաև, որ հիմնատակի բնահողում առաջ եկող ճնշումը, նույնիսկ բեռնվածքի կենտրոնական ազդեցության դեպքում, կախված հիմքի կոնստրուկցիոնից և հենց իր՝ բնահողի հատկություններից, բաշխվում

է անհավասարաչափ՝ ոչ գծային օրենքով: Սակայն առանձին հիմքերի հաշվարկը պարզեցնելու նպատակով, առանց նշանակալից սխալի, պայմանականորեն ընդունվում է ճնշման բաշխումը գծային օրենքով, ուժի կենտրոնական ազդեցության դեպքում՝ հավասարաչափ:

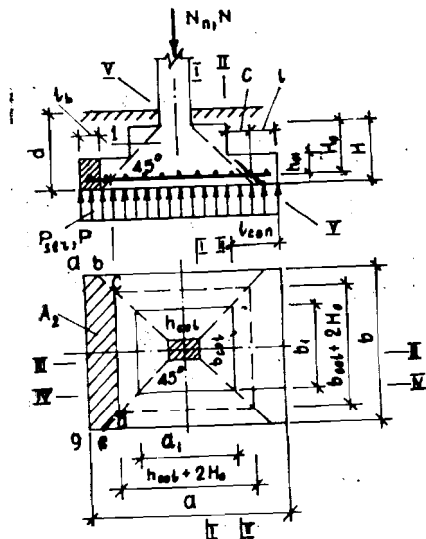
Կ ե ն տ ռ ո ն ա կ ա ն բ ե ո ն վ ա ծ հ ի մ ֆ ե ռ: Կենտրոնական բեռնված հիմքերի հաշվարկային սխեման ցույց է տված նկ. 3.5-ում:

Հիմքի հաշվարկը, որպես վանոն, ակտում են նրա ներքանի շափերի որոշումից: Ելնելով վերը շարադրածից՝ կենտրոնական բեռնված հիմքերի ներքանի a և b չափերը պետք է ընտրել ըստ հետևյալ պայմանի՝

$$p_{ser} = (N_n / ab) + \rho_m d \leq R_0, \quad (3.2)$$

որտեղ N_n -ը սյունից հիմքին հաղորդվող երկայնական ուժն է ($\gamma_i = 1$), d -ն՝ հիմքի տեղադրման խորությունը, հաշված բնահողի մակերևույթից,

$\rho_m = 0,002$ կգ/սմ³ ($0,0002$ ՄՊա/սմ)-ը՝ հիմքի և նրա վրա գտնվող բնահողի միջին խտությունը:



Նկ. 3.5. Կենտրոնական բեռնված հիմքի հաշվարկային սխեման.
1 — ճզմման բուրգ

Հիմքի սալային մասի բարձրությունն ընտրում են՝ ելնելով կոնստրուկտիվ պահանջներից, այնուհետև այն ստուգում հաշվարկով: Այդ բարձրությունը պետք է լինի այնպիսին, որ ապահովվի հիմքի ամրությունն ընդդեմ ճզմման: Սյան կամ ենթասյան սալային մասի հետ մոնոլիթ կատարված հիմքերի ամրությունն ըստ ճզմման պայմանի հաշվարկելիս, պայմա-

նականորեն ընդունվում է, որ ճզմումը տեղի է ունենում հատած բուրգի կողմնային նիստերով, որոնք թեքված են ներքանի նկատմամբ 45° անկյան տակ: Ճզմման բուրգի փոքր հիմքը համարվում է սյան (ենթասյան՝ եթե $h_{ct} \geq (a_{ct} - h_{col})/2$) և հիմքի սալային մասի վերևի մակերևույթի հատումից ստացվող մակերեսը, մեծ հիմքը՝ բուրգի կողմնային նիստերի և ներքանի հատումից ստացվող մակերեսը (աշխատող ամրանի մակարդակում), բարձրությունը H_0 (տե՛ս նկ. 3.5):

Այն դեպքում, երբ $h_{ct} < (a_{ct} - h_{col})/2$, ճզմման բուրգի փոքր հիմքը կլինի սյան և ենթասյան հատման մակարդակում, իսկ ճզմման բուրգի բարձրությունը՝ $H_{0, fund}$:

Հիմքի ամրությունն ընդդեմ ճզմման ապահովելու համար պետք է բավարարել հետևյալ պայմանը՝

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m H_0, \quad (3.3)$$

որտեղ F -ը հաշվարկային ճզմող ուժն է:

u_m -ը՝ քառակուսի ներքանով հիմքի համար ճզմման բուրգի փոքր և մեծ հիմքերի պարագծերի կիսագումարը՝

$$u_m = 2(h_{col} + b_{col} + 2H_0), \quad (3.4)$$

α -ն գործակից է, որը ծանր բետոնի համար ընդունվում է 1, թեթև բետոնի համար՝ 0,8,

R_{bt} -ն բետոնի առանցքային ձգման հաշվարկային դիմադրությունն է:

Հիմքի ճզմումը առաջ է գալիս N հաշվարկային երկայնական ուժի ($\gamma_i \geq 1$) ազդեցության հետևանքով բնահողի հակազդման այն մասից, որը գործում է հիմքի ներքանի վրա ճզմման բուրգի մեծ հիմքի մակերեսի սահմաններից դուրս:

Ելնելով վերը ասածից ճնշումը բնահողի վրա և նրան հավասար հակազդումը կլինի՝

$$p = N / ab, \quad (3.5)$$

իսկ F ճզմող ուժի մեծությունը քառակուսի ներքանի դեպքում՝

$$F = N - A_1 p, \quad (3.6)$$

կամ նույնն է՝

$$F = (a^2 - A_1) p, \quad (3.6')$$

որտեղ A_1 -ը ճզմման բուրգի մեծ հիմքի մակերեսն է (տե՛ս նկ. 3.5)՝

$$A_1 = (h_{col} + 2H_0)(b_{col} + 2H_0), \quad (3.7)$$

Ուղղանկյուն ներքանով հիմքերը հաշվարկելիս (որոշ պաշարով) ելնում են ճզմման բուրգի մեկ նիստին համապատասխանող ճզմող ուժից՝ նկ. 3.5-ում նրբագծված մակերեսում գործող ուժից և այդ սեղանաձև նիստի վերևի ու ներքևի հիմքերի կիսագումարից:

Հետևաբար (3.3) բանաձևում F -ը և u_m -ը համապատասխանաբար պետք է վերցնել՝

$$F = A_2 p \quad (3.8)$$

(որտեղ A_2 -ը նկ. 3.5-ում նրբագծված $abcd$ մակերեսն է),

$$u_m = (b_{col} + (b_{col} + 2H_0))/2 = b_{col} + H_0, \quad (3.9)$$

Համաձայնեցնելով պետք է ստուգել հիմքի սալային մասի առաջին աստիճանի բարձրությունը, ընդունելով, որ ճշման բուրգը սկսվում է առաջին և երկրորդ աստիճանների հատման մակերեսի պարագծից՝ $2a_1 + 2b_1$ (տե՛ս նկ. 3. 5): Բացի այդ այն պետք է ստուգել նաև ելնելով թեք հատվածքների ամրության պայմանից (տե՛ս ստորև):

Բաժակավոր հիմքերի դեպքում (նկ. 3. 6), երբ

$$h_{bot} < H + (a_{cf} - h_{col})/2 \text{ և } h_{bot} < H + (b_{cf} - b_{col})/2, \quad (3.10)$$

թե՛ բաժակավոր և թե՛ ուղղանկյուն ներբանով հիմքերը պետք է ստուգել ելնելով N երկայնական նորմալ ուժի ազդեցությունից.

ա) ըստ ամրության՝ բաժակի հատակի ճշման պայմանից,

բ) ըստ ամրության՝ հիմքի ճեղքման պայմանից:

Ամրության ստուգումն ըստ հատակի ճշման պայմանի կատարվում է հետևյալ բանաձևով՝

$$F \leq \alpha R_{bt} b_m h_{o,bot}, \quad (3.11)$$

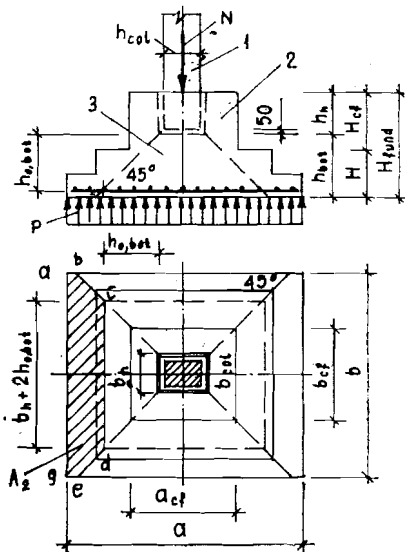
որտեղ $h_{o,bot}$ -ը բաժակի հատակի աշխատող բարձրությունն է,

$$b_m = (b_h + (b_h + 2h_{o,bot}))/2 = b_h + h_{o,bot},$$

F -ը՝ հաշվարկային ճեղքող ուժը, որը որոշվում է (3. 8) բանաձևով՝

$$F = A_2 p,$$

այստեղ A_2 -ը նկ. 3. 6-ում նրբագծված $abcdeg$ բաղմանկյան մակերեսն է,



Նկ. 3. 6. N նորմալ ուժի ազդեցության ներքո ճշման բուրգի առաջացման սխեման բաժակավոր հիմքերում, երբ $h_{bot} < H + (a_{cf} - h_{col})/2$ և $h_{bot} < H + (b_{cf} - b_{col})/2$.

1 — սյուն, 2 — ենթասյուն, 3 — ճշման բուրգ

p -ն՝ ճնշումը հիմնատակի բնահողում, որը որոշվում է (3. 5) բանաձևով:

Ամրության ստուգումն ըստ ճեղքման պայմանի, երբ $(b_{col}/h_{col}) \leq$

$\leq (A_b/A_a)$, կատարվում է հետևյալ բանաձ

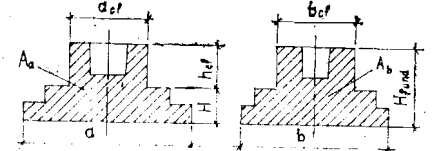
$$N \leq (1 + b_{col}/h_{col}) \mu \gamma_{fund} A_a R_{bt}, \quad (3.12)$$

որտեղ b_{col}/h_{col} պետք է վերցնել 0,4-ից ոչ պակաս, երբ $(b_{col}/h_{col}) > (A_b/A_a)$,

$$N \leq (1 + h_{col}/b_{col}) \mu \gamma_{fund} A_b R_{bt}, \quad (3.13)$$

որտեղ h_{col}/b_{col} պետք է վերցնել 2,5-ից ոչ ավելի:

(3.12) և (3.13) բանաձևերում $\mu = 0,75$ -ը շփման գործակիցն է բետոնը բետոնի հետ, $\gamma_{fund} = 1,3$ -ը՝ բնահողում հիմքի աշխատանքի պայմանի գործակիցը, A_b -ն և A_a -ն սյան հատվածքի ներբանի b և a ուղղություններին զուգահեռ առանցքներով անցնող ուղղահիգ հարթություններում հիմքի հատվածքների մակերեսներն են (առանց բաժակի, տե՛ս նկ. 3. 7):



Նկ. 3. 7. N նորմալ ուժի ազդեցության ներքո բաժակավոր հիմքերի ճեղքումից առաջ եկող A_a և A_b մակերեսները

Հիմքի սալային մասը բնահողի ներքևից վերև ուղղված հակազդման ներքո (նկ. 3. 5, նկ. 3. 6) թե՛ a և թե՛ b ուղղություններով ենթարկվում է ծոման, ինչպես բարձակ՝ սեղմվում է վերևի մասը, ձգվում ներբանի մոտ, որտեղ և տեղադրվում է աշխատող ամրանը: Հետևաբար, հիմքի սալային մասի առավել լարված նորմալ և թեք հատվածքները պետք է հաշվարկել ըստ ամրության ու ճաքերի բացվածքի լայնության:

Թեք հատվածքների ամրության հաշվարկն ըստ լայնական ուժի սովորաբար կատարվում է միայն հիմքի սալային մասի առաջին աստիճանի համար, ելնելով այն պայմանից, որ ապահովվի նրա ամրությունը առանց լայնական ամրանի:

Հաշվարկը պետք է կատարել այն թեք հատվածքի համար, որի դեպքում QC արտադրյալը ամենամեծն է (Q -ն թեք հատվածքից մեկ կողմ գործող լայնական ուժն է, c -ն՝ թեք հատվածքի՝ ճաքի, հորիզոնական պրոյեկցիան՝ $2,5h_{ol} \geq c \geq 0,6h_{ol}$):

Ընդհանուր դեպքում վերոհիշյալ պայմանին բավարարող թեք հատվածքի հորիզոնական պրոյեկցիան՝ $c = 0,5 l_{con}$, այդ հատվածքն անցնում է առաջին աստիճանի եզրից $l = l_{con} - c = 0,5 l_{con}$ հեռավորության վրա գտնվող կետով (տե՛ս նկ. 3. 5, հատվածք $V-V$):

Նշված հատվածքի միավոր լայնությունում ($b=1$ սմ) գործող Q_i լայնական ուժի մեծությունը կլինի՝

$$Q_i = p l \times I, \quad (3.14)$$

որտեղ p -ն ճնշման մեծությունն է բնահողում և որոշվում է (3.5) բանաձևով:

Երբ $c=0,5l_{con} < 0,6h_{01}$, պետք է ընդունել $c=0,6h_{01}$, $l=l_{con}-0,6h_{01}$, ըստ որում, եթե $l_{con} \leq 0,6h_{01}$, ապա հաշվարկման անհրաժեշտություն չկա,

երբ $c=0,5l_{con} > 2,5h_{01}$, ապա պետք է ընդունել $c=2,5h_{01}$, իսկ $l=l_{con}-2,5h_{01}$:

Այսպիսով, հիմքի սալային մասի առաջին աստիճանի աշխատող բարձրությունը՝ h_{01} -ը, ելնելով Q_i ուժից, պետք է ընտրել այնպես, որ բավարարվեն CHuII 2.03. 01—84-ի ([37]) 3.32 կետի պահանջները:

Հիմքի սալային մասի հաշվարկային նորմալ հատվածքները, նկատի ունենալով նրա փոփոխական բարձրությունը, հանդիսանում են սլան (ենթասլան) և աստիճանների եզրերով անցողները, օրինակ, նկ. 3.5-ում ցույց տված հիմքի ներքանի ա ուղղությամբ տեղադրվող ամրանի հատվածքի մակերեսը որոշելու համար պետք է կատարել հաշվարկ ըստ I—I և II—II, իսկ b ուղղությամբ տեղադրվող ամրանի համար՝ ըստ III—III և IV—IV հատվածքների: Այդ հատվածքներում ծռող մոմենտների մեծությունները որոշելիս ելնում են տվյալ հատվածքի և ներքանի՝ նրան (հատվածքին) զուգահեռ եզրի միջև գտնվող ուղղանկյուն մակերեսի վրա գործող բնահողի p հակազդումից:

$$\left. \begin{aligned} M_{I-I} &= 0,125p(a-h_{col})^2b, \\ M_{II-II} &= 0,125p(a-a_1)^2b, \\ M_{III-III} &= 0,125p(b-b_{col})^2a, \\ M_{IV-IV} &= 0,125p(b-b_1)^2a: \end{aligned} \right\} \quad (3.15)$$

Ստացված մոմենտներին համապատասխան ամրանների հատվածքների մակերեսները որոշում են մոտավոր բանաձևով՝

$$\left. \begin{aligned} A_{s,I-I} &= M_{I-I}/0,9H_0R_s, \\ A_{s,II-II} &= M_{II-II}/0,9h_{01}R_s, \\ A_{s,III-III} &= M_{III-III}/0,9H_0R_s, \\ A_{s,IV-IV} &= M_{IV-IV}/0,9h_{01}R_s: \end{aligned} \right\} \quad (3.16)$$

Ամրանը տեղադրվում է հավասարաչափ, համապատասխանաբար ներքանի b լայնության և a երկարության սահմաններում: Սովորաբար $A_{s,I-I} > A_{s,II-II}$, իսկ $A_{s,III-III} > A_{s,IV-IV}$, և ամրանավորումը կատարվում

է ըստ $A_{s,I-I}$ ու $A_{s,III-III}$ մակերեսների: Բոլոր դեպքերում ամրանի պարունակությունը հատվածքում պետք է լինի ծռվող տարրերի համար նորմաներով պահանջվողից՝ 0,05%-ից, ոչ պակաս:

Նույն հատվածքների համար պետք է կատարել նաև ճաքերի բացվածքի լայնության ստուգում: Հաշվարկը կատարվում է ըստ [37]-ի պահանջների (տե՛ս նաև [45], §11.2)՝ ընդունելով հաշվարկվող հատվածքում ամրանի լարման մեծությունը՝

$$\sigma_s = M_n/A_{sz}, \quad (3.17)$$

որտեղ Z -ը ներքին ուժագույգի բազուկն է, որը կարելի է ընդունել $0,9H_0$ (առաջին աստիճանի սահմաններում հաշվարկելիս՝ $0,9h_{01}$):

M_n մոմենտը որոշվում է (3.15) բանաձևով, միայն թե բնահողի p հակազդման փոխարեն պետք է վերցնել՝

$$p'_{ser} = N_n/ab: \quad (3.18)$$

Ելնելով ճաքերի բացվածքի լայնության սահմանափակման պայմանից, հիմքերի ամրանավորումը նպատակահարմար է կատարել ցածր ամրության պողպատներով ($A-II$, $A-I$ դասերի):

Այն դեպքում, երբ հիմքի առաջին աստիճանով անցնող հաշվարկային հատվածքը գտնվում է ամրանի խարսխման գոտու երկարության սահմանում ($l_{an} > l_{con}$), ամրանի հատվածքի մակերեսը (3.16) բանաձևով որոշելիս աղյուսակային R_s հաշվարկային դիմադրությունը պետք է բազմապատկել γ_{s5} աշխատանքի պայմանի գործակցով (տե՛ս [37], աղ. 24), իսկ ճաքի բացվածքի լայնությունը ստուգելիս (3.17) բանաձևով որոշված լարումը $\gamma_{s5}R_s$ -ից:

Արտակենտրոն բեռնված հիմքեր: Արտակենտրոն բեռնված հիմքերի ներքանի չափերի և սալային մասի ամրության ու ճաքակալունության հաշվարկման համար նախ պետք է որոշել հիմքի ներքանի մակարդակում գործող ճիգերի մեծությունները նորմատիվ ($\gamma_i=1$) և հաշվարկային ($\gamma_i>1$) բեռնվածքների ազդեցության տակ (նկ. 3.8)՝

$$\left. \begin{aligned} N_{fund,n} &= N_n, \\ M_{fund,n} &= M_n + Q_n H, \\ Q_{fund} &= Q_n, \end{aligned} \right\} \quad (3.19) \quad \left. \begin{aligned} N_{fund} &= N, \\ M_{fund} &= M + QH, \\ Q_{fund} &= Q, \end{aligned} \right\} \quad (3.20)$$

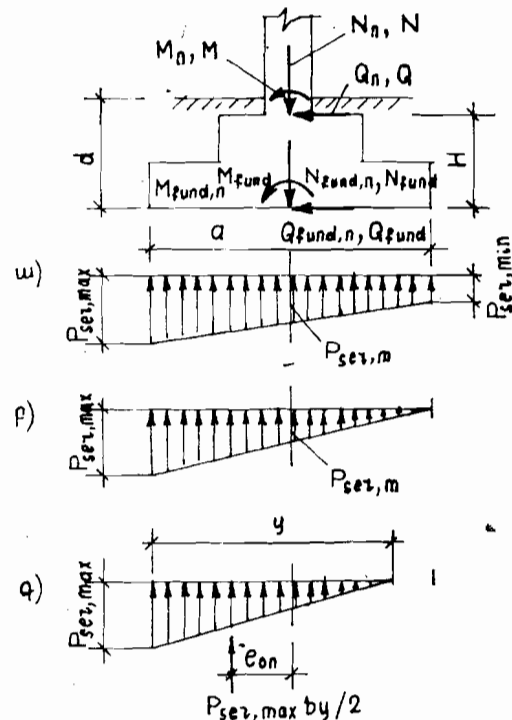
որտեղ N_n -ը, M_n -ը, Q_n -ը, N -ը, M -ը, Q -ն հիմքի սալային մասի վերևի մակարդակում սլունից (ենթասլունից) հիմքին հաղորդվող երկայնական ուժն է, ծռող մոմենտը և լայնական ուժը՝ որոշված համապատասխանաբար նորմատիվ և հաշվարկային բեռնվածքների ազդեցությունից:

Արտակենտրոն բեռնված հիմքերի ներքանի տակ գտնվող բնահողի

վրա գործող ճնշման բաշխման հնարավոր է պայուսները ցույց են տված նկ. 3.8-ում:

Ճնշման մեծությունները ներքանի հզորելում որոշում են առաձգական նյութերի դիմադրության բանաձևերով՝

Բնահողը հիմնատակի սահմաններում ամբողջությամբ սեղմված է՝



Նկ. 3.8. Արտակենտրոն բեռնված հիմքերի հիմնատակի բնահողում առաջ եկող ճնշման հնարավոր է պայուսները (ա, բ, գ)

$$p_{ser, m} = (N_{fund, n} / yb) + \rho_m d, \quad (3.25)$$

Եզրային ճնշումների անհավասարաչափության թուլատրելի չափը կախված է հիմքի վրա հենվող կոնստրուկցիաների և նրանց վրա գործող բեռնվածքների բնույթից: Նկ. 3.8, բ-ում և գ-ում բերված ճնշման է պայուսները թուլատրվում են մասնավոր դեպքերում:

Մասնավորապես նկ. 3.8, գ-ում բերված է պայուսը թուլատրվում է հիմնատակը և հիմքը ըստ բեռնվածքների հատուկ զուգակցման (հաշվի առնելով սեյսմիկ բեռնվածքը) հաշվարկելիս:

$$p_{ser, max} = (N_{fund, n} / ab) + \rho_m d \pm \pm (6M_{fund, n} / a^2 b), \quad (3.21)$$

ըստ որում, գրված արտահայտությունը կիրառելի է, եթե ուժի արտակենտրոնությունը՝ $e_{0, n}$ -ը մեծ չէ $a/6$ -ից՝

$$e_{0, n} = M_{fund, n} / (N_{fund, n} + \rho_m d ab) \leq a/6, \quad (3.22)$$

Բնահողը սեղմված է հիմնատակի մի մասի սահմաններում ($e_{0, n} > a/6$)՝

$$p_{ser, max} = 2(N_{fund, n} + \rho_m d ab) / by, \quad (3.23)$$

$$y = 3(0.5a - e_{0, n}) \geq 0.75a, \quad (3.24)$$

Ճնշման միջին մեծությունը բնահողի վրա, երբ $e_{0, n} \leq a/6$, կլինի՝

Հիմնատակի a և b չափերի որոշումը կատարվում է՝ ելնելով

$$p_{ser, m} \leq R_0, \quad (3.26)$$

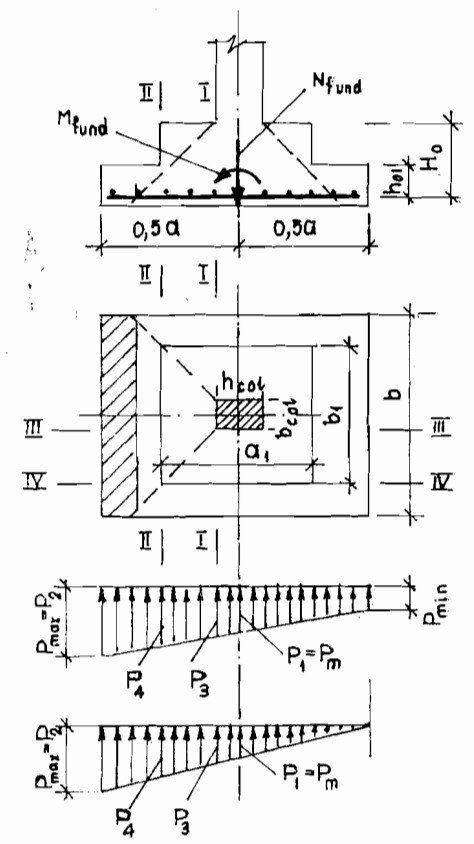
$$p_{ser, max} \leq 1.2R_0, \quad (3.27)$$

պայմաններից, աստիճանական մոտեցման եղանակով: Երբ $l_{0, n} \leq a/30$, թուլատրվում է ներքանի չափերը որոշել այնպես, ինչպես կենտրոնական բեռնված հիմքերին:

Առանձին դեպքերում եզրային ճնշումների անհավասարաչափությունը, ինչպես և հիմնատակի ուժեղ սեղմված կողմում ճնշումը փոքրացնելու նպատակով ու ալլ նկատառումներով կարելի է հիմքը նախագծել սյան (ենթասյան) առանցքի նկատմամբ ոչ սիմետրիկ՝ ներքանի b ուղղության առանցքը տեղաշարժելով դեպի մեծ ճնշման կողմը, որի հետևանքով կբացարձակա հիմնատակի վրա գործող մոմենտի մեծությունը, հետևաբար՝ և ճնշման անհավասարաչափությունը:

Արտակենտրոն բեռնված հիմքերի ամրության և ճաքակալունության հաշվարկն ըստ էության մնում է նույնը, ինչ որ բեռնվածքի կենտրոնական ազդեցության դեպքում է, միայն թե պետք է նկատի ունենալ բնահողի հակազդման բաշխման անհավասարաչափությունը: Ճնշման մեծությունը բնահողում (կամ նույնն է՝ բնահողի հակազդման մեծությունը)՝ ելնելով հաշվարկային բեռնվածքներից ($\gamma_i > 1$), առանց հաշվի առնելու հիմքի և նրա վրա գտնվող բնահողի սեփական զանգվածից առաջ եկող ճնշումը, նկ. 3.9-ում ցույց տված է պայուսների դեպքում կլինի:

Նկ. 3.9. Արտակենտրոն բեռնված հիմքերի հաշվարկային սխեման



ճնշման միջին մեծությունը՝

$$p_1 = p_m = N_{\text{fund}}/ab, \quad (3.28)$$

եզրային ամենամեծ ($p_2 = p_{\text{max}}$) և ամենափոքր ճնշումը, երբ $e_0 = M_{\text{fund}}/N_{\text{fund}} \leq a/6$ ՝

$$p_{\text{max}}^{\text{min}} = (N_{\text{fund}}/ab) \pm 6M_{\text{fund}}/a^2b, \quad (3.29)$$

Սյունը կամ ենթասյունը սալային մասի հետ մոնոլիթ արված հիմքերի ամրության ստուգումն ըստ ճշման պայմանի կատարվում է այնպես, ինչպես ուղղանկյուն ներքանով կենտրոնական բեռնված հիմքերինը, միայն թե (3.8) բանաձևում p ճնշման փոխարեն պետք է վերցնել (3.29)-ով որոշված p_2 եզրային ճնշումը: Նույնը պետք է կատարել հիմքի սալային մասի առաջին աստիճանի ամրությունն ըստ ճշման պայմանի և ըստ լայնական ուժի հաշվարկելիս:

Բաժակավոր հիմքերի դեպքում, երբ պահպանվում է (3.10) պայմանը, հաշվարկն ըստ ճշման կատարվում է միայն N երկայնական ուժի ազդեցության տակ, հետևաբար ճիշտ նույնն է, ինչ որ կենտրոնական բեռնված հիմքերի դեպքում: Սակայն եթե արտակենտրոն բեռնված հիմքի բաժակի պատերը ամրանավորված չեն, ապա այդպիսի հիմքի համար պետք է կատարել նաև լրացուցիչ հաշվարկ՝ ընդունելով, որ ճշման բուրգի փոքր հիմքը հանդիսանում է սյան հատվածք՝ բաժակի պատերի վերևի մակերեսի մակարդակում: Հաշվարկը կատարվում է սյունը կամ ենթասյունը սալային մասի հետ մոնոլիթ եղանակով կատարված հիմքերի հաշվարկին համանման (3.3) բանաձևով, միայն թե ելնելով վերոհիշյալ p_2 եզրային ճնշումից և α գործակցի մեծությունը բազմապատկելով 0,75-ով:

Հիմքի ներքանի մոտ նրա a և b ուղղություններով տեղադրվող աշխատող ամրանի հատվածքների մակերեսները որոշվում են ինչպես կենտրոնական բեռնված հիմքերի դեպքում, ըստ սյան (ենթասյան) և աստիճանների եզրերով անցնող նորմալ հատվածքների ամրության պայմանի, այն տարբերությամբ, որ այստեղ մոմենտի ազդման հարթության ուղղությամբ հաշվարկելիս պետք է նկատի ունենալ բնահողի հակազդման անհավասարաչափ բաշխումը (նկ. 3.9), իսկ նրան ուղղահայաց ուղղությամբ հաշվարկելիս պետք է ելնել բնահողի հակազդման միջին մեծությունից:

Այսպիսով, ծոռղ մոմենտների մեծությունները նկ. 3.9-ում ցույց տված հիմքի հաշվարկային հատվածքներում և նրանց համապատասխան ամրանի հատվածքների մակերեսները կլինեն՝

$$\left. \begin{aligned} M_{I-I} &= 0,063(p_2 + p_3)(a - h_{\text{col}})^2b, & A_{s,I-I} &= M_{I-I}/0,9H_0R_s, \\ M_{II-II} &= 0,063(p_2 + p_4)(a - a_1)^2b, & A_{s,II-II} &= M_{II-II}/0,9h_0R_s^*, \\ M_{III-III} &= 0,125p_1(b - b_{\text{col}})^2a, & A_{s,III-III} &= M_{III-III}/0,9H_0R_s, \\ M_{IV-IV} &= 0,125p_1(b - b_1)^2a, & A_{s,IV-IV} &= M_{IV-IV}/0,9h_0R_s^*, \end{aligned} \right\} (3.30)$$

Նույն հատվածքների համար, ելնելով ըստ նորմատիվ բեռնվածքների որոշված բնահողի հակազդումից, (3.30) բանաձևով պետք է որոշել ծոռղ մոմենտների մեծությունները և համապատասխան [37]-ի պահանջների կատարել նորմալ ճաքերի բացվածքի լայնության ստուգում, ըստ որում, լարման մեծությունը ամրանում որոշվում է (3.17) բանաձևով՝ M_n -ը փոխարինելով $M_{\text{fund},n}$ -ով:

Հիմքերի ենթասյունը պետք է հաշվարկել ըստ ամրության, որպես արտակենտրոն սեղմվող տարր, որի համապատասխան և տեղադրել երկայնական աշխատող ամրանը: Ենթասյան հաշվարկային հատվածքներ համարվում են:

Ենթասյան հետ մոնոլիթ եղանակով կատարվող հիմքերի դեպքում հիմքի սալային մասի և ենթասյան միացման մակարդակի ուղղանկյուն հատվածքը,

բաժակավոր ենթասյունների դեպքում (նկ. 3.10) նույն հատվածքը (II-II) և սյան ամրակցված մասի ճակատային նիստի մակարդակի տուփաձև հատվածքը (I-I):

Ենթասյան լայնական ամրանավորումը կատարվում է առանց հաշվարկի, արտակենտրոն սեղմվող տարրերի կոնստրուկտավորման ընդհանուր պահանջներին համապատասխան:

Արտակենտրոն բեռնված հիմքերի դեպքում, երբ չեն պահպանվում այն կոնստրուկտիվ չափերը, որոնք թույլ են տալիս չամրանավորել բաժակի պատերը, անհրաժեշտ է կատարել համապատասխան հաշվարկ, համաձայն որի և բաժակի պատերում՝ նրա լայնական ուղղությամբ, տեղադրել աշխատող ամրան:

Բաժակի պատերում, որոնք դուրս են մնում հիմքի սալային մասից, սյունից նրանց հաղորդվող ծոռղ մոմենտի հետևանքով առաջ են գալիս ձգող ճիգեր, որոնք ամբողջությամբ հաղորդվում են այդ պատերի լայնական հատվածքներում ցանցերի ձևով տեղադրվող ամրանին (նկ. 3.10 և նկ. 3.2, բ):

Բաժակի պատերում տեղադրվող նշված ամրանի հատվածքի մակերեսը որոշվում է ըստ նկ. 3.10-ում ցույց տված հաշվարկային սխեմաների. ընդունվում է, որ սյունը մոմենտի ազդման հարթությունում կարող է պտտվել K կամ K' կետերով անցնող ու մոմենտի ազդման հար-

*Անհրաժեշտ դեպքերում պետք է հաշվի առնել ՎՏ5 աշխատանքի պայմանի գործակիցը (տե՛ս էջ 111):

թուլթյանն ուղղահայաց առանցքի շուրջը: Ելնելով դրանից պահանջվում է, որ արտաքին բեռնվածքների մոմենտը ադ առանցքների նկատմամբ լինի III—III և III'—III' հարթությունները հատող լայնական ամրանի ձիգերի մոմենտից ոչ ավելի՝

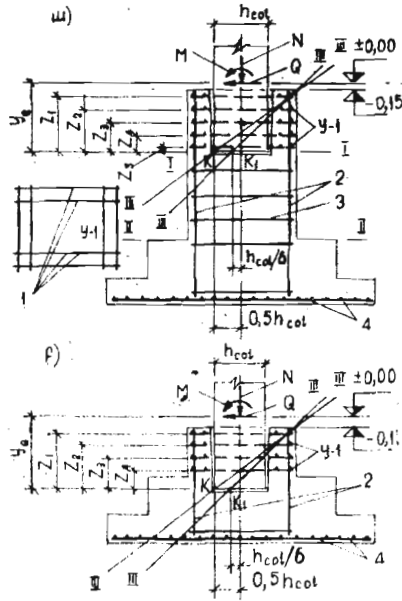
երբ $e'_0 = M/N \geq h_{col}/2$,

$$M_k = 0.8(M + Qy_Q - N h_{col}/2) \leq \sum_{i=1}^{i=n} R_s A_{sw,i} z_i, \quad (3.31)$$

երբ $h_{col}/2 > e'_0 = M/N > h_{col}/6$,

$$M_k = M + Qy_Q - 0.7Ne'_0 \leq \sum_{i=1}^{i=n} R_s A_{sw,i} z_i, \quad (3.32)$$

որտեղ $A_{sw,i}$ -ն մեկ լայնական ցանցի հաշվարկվող ուղղության բոլոր ձողերի հատվածքների մակերեսների գումարն է (նկ. 3.10-ում ց—1-ի 1 համարով ցույց տված շորս ձողերի հատվածքների մակերեսների գումարը):



Նկ. 3.10. Ենթասյան բաժակային մասի հաշվարկային սխեման ըստ ամրության. ա— բաժակն ամբողջությամբ զտնվում է ենթասյան մեջ, բ— բաժակի մի մասը զտնվում է հիմքի սալային մասի մեջ, 1— բաժակի պատերի աշխատող ամրան, (ց—1), 2— ենթասյան աշխատող ամրան, 3— ենթասյան լայնական ամրան, 4— հիմքի աշխատող ամրան

Մեկ հարթությունում տեղադրված ցանցի աշխատող ձողերի հատվածքի մակերեսը, բոլոր ցանցերի միևնույն տրամագծի ձողերի դեպքում, ելնելով (3.31) և (3.32) պայմաններից, կարելի է որոշել հետևյալ բանաձևերով՝

$$\text{երբ } e'_0 \geq h_{col}/2, \quad A_{sw} = M_k / R_s \sum_{i=1}^{i=n} z_i, \quad (3.33)$$

$$\text{երբ } h_{col}/2 > e'_0 > h_{col}/6, \quad A_{sw} = M_k / R_s \sum_{i=1}^{i=n} z_i, \quad (3.34)$$

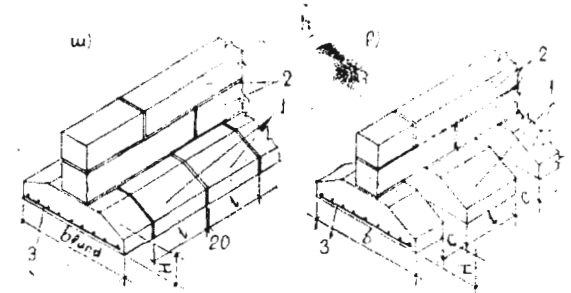
Այն դեպքում, երբ $e'_0 = M/N \leq h_{col}/6$, բաժակի պատերի ամրանավորումը կատարվում է կոնստրուկտիվ:

§ 8.3. Ժապավենային (հեծանային) հիմքերի կոնստրուկցիան և հաշվարկը

1. Կրող պատերի տակ արվող հիմքեր

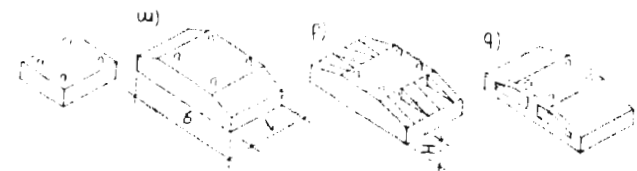
Ինչպես արդեն ասվել է, կրող պատերի երկաթբետոնե ժապավենային հիմքերը (որոնց անվանում են նաև պատային հիմքեր) արվում են թե՛ հավաքովի և թե՛ մոնոլիթ եղանակով:

Հավաքովի ժապավենային հիմքերը բաղկացած են սովորական երկաթբետոնե բլոկ-բարձերից և նրանց վրա տեղադրված բետոնե պատային բլոկներից (նկ. 3.11):



Նկ. 3.11. Կրող պատերի տակ կատարվող հավաքովի ժապավենային հիմքեր. ա—հոծ, բ— ընդհատ, 1—բլոկ-բարձ, 2— պատային բլոկ, 3— աշխատող ամրան

Հիմքային բլոկ-բարձերը անում են առավելագույն հոծ (նկ. 3.12, ա): Կիրառում են նաև տարբեր տիպերի կողավոր և սնամեջ բլոկ-բարձեր (նկ. 3.12, բ, գ), որոնք նույն չափերի հոծ բլոկ-բարձերի համեմատությամբ քիչ բետոն են պահանջում և ունեն փոքր զանգված: Սակայն պետք է նկատի ունենալ, որ կողավոր և սնամեջ բլոկ-բարձերի դեպքում մեծանում է նրանց պատրաստման աշխատատարությունը և ամրանի ծախսը: Սահմանափակ կիրառություն ունեն նաև նախալարված երկաթբետոնե բլոկ-բարձերը:



Նկ. 3.12. Հավաքովի երկաթբետոնե բլոկ-բարձեր. ա— հոծ՝ առանց կողերի, բ— կողավոր, գ— սնամեջ

Պատային բլոկներն արվում են հոծ (առանց կողերի), կողավոր և սնամեջ:

Հիմքային բլոկ-բարձերը տեղադրում են հուպ՝ կազմում են հոծ ժապավենային հիմք (նկ. 3. 11, ա), կամ արանքներով՝ մեկը մյուսից որոշ հեռավորության վրա՝ կազմելով ընդհատ ժապավենային հիմք (նկ. 3. 11, բ)։

Ընդհատ ժապավենային հիմքերի կիրառությունը պայմանավորված է նախ նրանով, որ ալդպիսի հիմքերի դեպքում, ինչպես ցույց են տվել հետազոտությունները, հնարավոր է դառնում առավել արդյունավետ օգտագործել բնահողի կրողունակությունը (բնահողի հաշվարկային դիմադրությունը ալդ դեպքում կարելի է վերցնել մինչև 20% ավելի, քան նույն լայնության հոծ ժապավենային հիմքերի դեպքում)։ Բացի ալդ կատալոգներում բերված բլոկ-բարձերի և լայնությունը և հաշվարկով պահանջվող b_{fund} լայնությունը մեծ մասամբ չեն համընկնում, ալդպիսի դեպքերում, որպես կանոն, ընտրվում է կատալոգի մոտակա մեծ լայնության բլոկ-բարձը։ Ալդ բլոկ-բարձերի դիմադրությունը լրիվ օգտագործելու համար նպատակահարմար է դրանք տեղադրել արանքներով։ Ելնելով վերջին պայմանից բլոկ-բարձերի միջև c հեռավորությունը կլինի՝

$$c = (b - b_{fund}) / b_{fund} \quad (3.35)$$

որտեղ b_{fund} -ը հոծ հիմքի հաշվարկով պահանջվող լայնությունն է,

b -ն և l -ը համապատասխանաբար ըստ կատալոգի ընտրված բլոկ-բարձի լայնությունն ու երկարությունն են։

Բլոկ-բարձերի միջև թույլատրելի ամենամեծ c հեռավորությունը, նկատի ունենալով ընդհատ հիմքերի դեպքում բնահողի հաշվարկային դիմադրության աճը, սահմանափակվում է շինարարական նորմաներով՝ 15...90 սմ-ով։

Սեյսմիկ շրջաններում պատային ժապավենային հիմքերը, որպես կանոն, կատարվում են հոծ, հակառակ դեպքում ընդհատ հիմքի բլոկ-բարձերի և պատային բլոկների միջև պետք է կատարել մոնոլիթ երկաթբետոնե գոտի։

Հոծ ժապավենային հիմքերի վերևի մակերևույթի վրա պետք է տեղադրել առնվազն 40 մմ հաստության, B10 դասի շաղախի շերտ, 7, 8 և 9 բալլ հաշվարկային սեյսմիկության դեպքում համապատասխանորեն ամրանավորված 10 մմ տրամագծի երեք, չորս և վեց երկայնական ձողերով, որոնք 300...400 մմ-ը մեկ պետք է կապել միմյանց հետ 6 մմ տրամագծի լայնական ձողերով։

Բլոկ-բարձերն ունեն $H=30...60$ սմ բարձրություն, $b=90...280$ սմ լայնություն, որոնք որոշվում են հաշվարկով, և $l=120...240$ սմ երկարություն, որը սահմանափակվում է՝ ելնելով բլոկ-բարձի զանգվածի տեղափոխման և մոնտաժման պայմաններից։ Բլոկ-բարձերի ներքևին մոտ՝ ձգված գոտում, տեղադրվում է ամրան (նկ. 3. 13), առավելագույն եռակցած ցանցի ձևով, որի լայնական ձողերը (բլոկ-բարձի և ուղղության ձողերը)

ալդ խատող են, իսկ երկայնական ձողերը (1 ուղղության ձողերը)՝ բաշխիչ։ Ալդ խատող ձողերն արվում են 8...12 մմ տրամագծի և տեղադրվում են 10...30 սմ քայլով, $\mu=0,1...0,2\%$ ։

Մոնոլիթ ժապավենային հիմքերը կիրառվում են սեյսմիկ շրջաններում, 12-ից ավելի հարկերով անկարկաս պանելային և մոնոլիթ շենքերի կրող պատերի տակ, ինչպես և ելնելով տեղական պայմաններից՝ ալդ դեպքերում։ Մոնոլիթ ժապավենային հիմքը սեղանաձև հատվածքի երկաթբետոնե սալ է, որի բարձրությունը և լայնությունը որոշում են հաշվարկով։

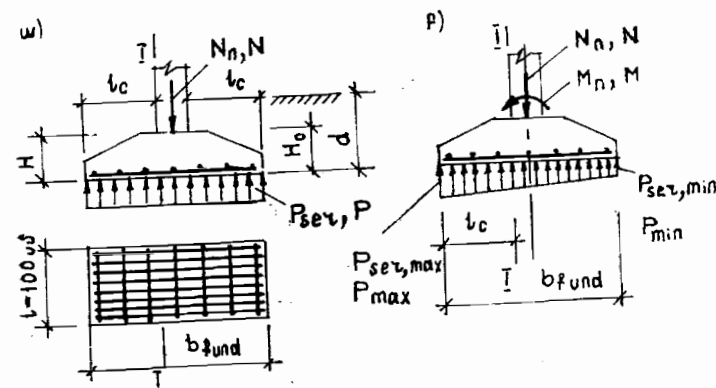
Հիմքի ամրանավորումը կատարվում է բլոկ-բարձերին համանման ներքևին մոտ նրա լայնական ուղղությամբ տեղադրվում է ալդ խատող, իսկ երկայնական ուղղությամբ՝ բաշխիչ ամրանը։

Պատային ժապավենային հիմքերի հաշվարկը կատարելիս ելնում են հետևյալ նախադրյալներից.

կրող պատը իր ամբողջ երկարությամբ հիմքին հաղորդում է հավասարաչափ բաշխված բեռնվածք,

հիմքը թե՛ երկայնական և թե՛ լայնական ուղղությամբ բավականին կոշտ է։

Այսպիսով, պատային ժապավենային հիմքերի հաշվարկը վեր է ածվում հարթ խնդրի, ալսինքն՝ հիմքի հաշվարկը կատարվում է նրա մեկ գծային մետր երկարության համար՝ լայնական ուղղությամբ ընդունելով բնահողի ճնշման բաշխման գծային օրենք (ուղղանկյուն էպյուր բեռնվածքի կենտրոնական և սեղանաձև էպյուր արտակենտրոն աղղեցության դեպքում՝ նկ. 3. 13)։



Նկ. 3. 13. Հոծ պատային ժապավենային հիմքերի հաշվարկային սխեման. ա — ուժի կենտրոնական աղղեցության դեպքում, բ — ուժի արտակենտրոն աղղեցության դեպքում

Հոծ հիմքերի ներբանի b_{fund} լայնությունը որոշվում է սյունների տակ արվող առանձին հիմքերին համանման, ելնելով ստորև բերված պայմաններից՝

$$p_{ser} = (N_{fund,n}/100b_{fund}) + p_{md} \leq R_0, \quad (3.36)$$

$$p_{ser, \max} = (N_{fund,n}/100b_{fund}) + p_{md} \pm (6M_{fund,n}/100b_{fund}^2) \leq 1.2R_0, \quad (3.37)$$

որտեղ $N_{fund,n}$ -ը և $M_{fund,n}$ -ը համապատասխանաբար հիմքի մեկ գծային մետրին պատից հաղորդվող երկայնական ուժն ու ծուղ մոմենտն են ($\gamma_i = 1$), d -ն և ρ_m -ը նույնն են, ինչ-որ (3.2)-ում:

Կրող պատերով շենքերում սովորաբար երկայնական ուժի արտակենտրոնությունը փոքր է և հաճախ կարելի է այն անտեսել ու հիմքը դիտարկել ուժի կենտրոնական ազդեցության ներքո: Հիմքի ներբանի b_{fund} լայնության մեծության վերջնական ընտրումից հետո անցնում են բուն հիմքի հաշվարկին:

Պատից հիմքի դուրս մնացած մասերը բնահողի հակազդման ներքո աշխատում են որպես բարձակներ, ելնելով դրանից կատարվում է նրանց ամրության հաշվարկն ըստ նորմալ և թեք հատվածքների, ինչպես և՛ նորմալ ճաքերի բացվածքի լայնության ստուգումը:

Բնահողի հակազդման մեծությունը կլինի. ուժի կենտրոնական ազդեցության դեպքում՝

$$p = N/100b_{fund}, \quad (3.38)$$

ուժի արտակենտրոն ազդեցության դեպքում՝

$$p_{\max} = (N/100b_{fund}) \pm (6M/100b_{fund}^2), \quad (3.39)$$

որտեղ N -ը և M -ը համապատասխանաբար հիմքի մեկ գծային մետրին պատից հաղորդվող երկայնական ուժն ու ծուղ մոմենտն են ($\gamma_i > 1$):

Բնահողի հակազդման մեծությունը որոշելուց հետո անցնում են հիմքի նախապես ընդունած բարձրության ստուգմանը: Առանձին հիմքերի առաջին աստիճանի բարձրության ստուգմանը համանման հաշվարկը կատարվում է ըստ այն պայմանի, որ ապահովվի թեք հատվածքների ամրությունն ըստ Q_{I-1} լայնական ուժի՝ առանց լայնական ամրանի: Q_{I-1} լայնական ուժի մեծությունը որոշվում է պատի եզրով անցնող $I-I$ հատվածքի համար (նկ. 3.13), որը հիմքի մեկ մետր երկարության համար կլինի՝

$$Q_{I-1} = p_1 l_c 100, \quad (3.40)$$

որտեղ p_1 -ը բնահողի հակազդման միջին մեծությունն է հաշվարկվող բարձակի l_c թռիչքի սահմաններում՝

$$p_1 = p_{\max} - (l_c/2b_{fund})(p_{\max} - p_{\min}), \quad (3.41)$$

նույն երկարության սահմաններում աշխատող ամրանի հատվածքի մակերեսը որոշվում է ըստ $I-I$ նորմալ հատվածքի ամրության պայմանի՝

$$A_s = M_{I-1}/0.9H_0R_s, \quad (3.42)$$

ճաքի բացվածքի լայնության հաշվարկը կատարվում է նույն $I-I$ նորմալ հատվածքի համար, ըստ [37]-ի պահանջների, ելնելով ստորև բերված բանաձևով որոշված ամրանի σ_s լարումից՝

$$\sigma_s = M_{I-1,n}/0.9H_0A_s, \quad (3.43)$$

(3.42) և (3.43) բանաձևերում M_{I-1} -ը և $M_{I-1,n}$ -ը համապատասխանաբար $I-I$ հատվածքում ծուղ մոմենտներն են հաշվարկային ($\gamma_i > 1$) և նորմատիվ ($\gamma_i = 1$) բեռնվածքների ազդեցության տակ:

$$M_{I-1} = 0.5p_1 l_c^2 100, \quad (3.44)$$

$$M_{I-1,n} = 0.5p_{1,ser} l_c^2 100, \quad (3.45)$$

Ընդհատ հիմքերի ներբանի b լայնությունը և բլոկ-բարձերի միջև թողնվող c հեռավորությունը որոշվում են հետևյալ կերպ: Ընդունելով հիմքը հոծ, վերը շարադրված եղանակով որոշվում է ներբանի հաշվարկով պահանջվող b_{fund} լայնությունը: Այնուհետև կատարվում է մոտակա մեծ b լայնության բլոկ-բարձը, և եթե բնահողի հաշվարկային դիմադրության մեծությունը հոծ և ընդհատ հիմքի համար վերցվում է նույնը, ապա նրանց միջև թույլատրելի ամենամեծ հեռավորությունը որոշվում է (3.35) բանաձևով:

Սակայն ինչպես արդեն ասվել է, ընդհատ ժապավենային հիմքերի դեպքում թույլատրվում է բնահողի հաշվարկային դիմադրությունը վերցնել ըստ [40]-ի որոշված R_0 դիմադրությունից մեծ: Բնահողի հաշվարկային դիմադրությունը նշված հիմքերի համար ընդունվում է kR_0 (տե՛ս [12]): k գործակիցը հոծ և համապատասխան ընդհատ հիմքերի ներբանների մակերեսների հարաբերությունն է՝ $k = A_{cont}/A_{int}$ ($A_{cotn} = (1+c)b_{fund}$, $A_{int} = lb$), որը չպետք է մեծ լինի k_1 և k_2 գործակիցներից:

Շինարարական նորմաներում, կախված հոծ հիմքի ներբանի պահանջվող b_{fund} լայնությունից և ընդհատ հիմքի ընտրված բլոկ-բարձի ներբանի b լայնությունից, բերված են k_1 գործակիցի մեծությունները (1.07...1.23) և համապատասխանաբար բլոկ-բարձերի թույլատրելի

ամենամեծ c հեռավորությունները: Նույն նորմաներում տրված են նաև k_2 գործակցի մեծությունները (1,1...1,2)՝ կախված բնահողի տեսակից և ծակոտկենությունից:

Պահպանելով վերը բերված պայմանները, ընտրվում է բլոկ-բարձի b լայնությունը և c հեռավորությունը, որից հետո, ելնելով բնահողի $kR_0(kR)$ հաշվարկային դիմադրության մեծությունից, կատարվում է ստուգում՝ ուժի կենտրոնական ազդեցության դեպքում՝ (3.36) բանաձևով, ուժի արտակենտրոն ազդեցության դեպքում՝ (3.36) և (3.37) բանաձևերով:

Ընդհատ հիմքի բլոկ-բարձերի ամրությունն ու ճաքակայունությունը հաշվարկվում են հոծ հիմքի բլոկ-բարձերին համանման, ելնելով նրա մեկ գծային մետրին համապատասխանող բեռնվածքից, կամ մեկ բլոկ-բարձի վրա ընկնող բեռնվածքից և իր 1 երկարությունից:

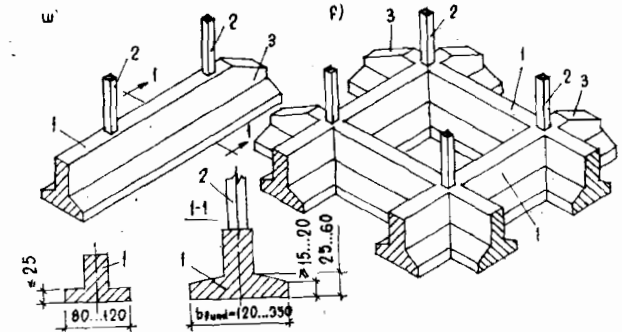
2. Սյունաշարերի տակ արվող հիմքերի կոնստրուկցիան

Սյունաշարերի տակ արվող ժապավենային (հեծանային) հիմքերը շենքի մեկ կամ երկու ուղղությամբ (խաչվող հիմքեր) բնահողի վրա հենված տավրային հատվածքի բազմաթիվ, անխզելի հեծաններ են (նկ. 3.14): Համասեռ բնահողերի դեպքում նպատակահարմար են համարվում շենքի երկայնական կամ լայնական ուղղությամբ միմյանց զուգահեռ տեղադրված առանձին ժապավենների ձևով արվող հիմքերը (նկ. 3.14, ա): Այդպիսի հիմքեր են արվում սովորաբար 12...16 հարկանի կարկասային շենքերի սյունաշարերի տակ, երբ սյուներից եկող բեռնվածքը չի անցնում 4500...5000 կՆ-ից, իսկ բնահողի հաշվարկային դիմադրությունը 0,3...0,35 ՄՊա-ի սահմաններում է: Խաչվող ժապավենային (հեծանային) հիմքերի (նկ. 3.14, բ) կիրառությունը արդարացի է համարվում միայն մեծ բեռնվածքների և թույլ ու անհամասեռ բնահողերի դեպքում: Այդպիսի համակարգը հնարավորություն է տալիս փոքրացնել հիմնատակի հնարավոր անհավասարաչափ նստվածքը:

Ժապավենային հիմքերը սովորաբար արվում են կողերով դեպի վեր: Սակայն առանձին դեպքերում հնարավոր է և անել կողերով դեպի ներքև տեղադրվող հիմքեր:

Ժապավենային հիմքերն իրենց երկայնական ուղղությամբ բնահողի ներքևից վերև ուղղված հակազդման ներքո աշխատում են ինչպես բազմաթիվ անխզելի հեծան: Ելնելով դրանից այդպիսի հիմքերի կոնստրուկտիվորումը կատարվում է սովորական հեծաններին համանման, իհարկե, նկատի ունենալով նրանց աշխատանքի որոշ առանձնահատկությունները: Բացի այդ, հիմքի կողից դուրս մնացած սալը՝ սալի ցվիթները, իրենց հեթոթին նույն հակազդման ներքո աշխատում են նաև լայն-

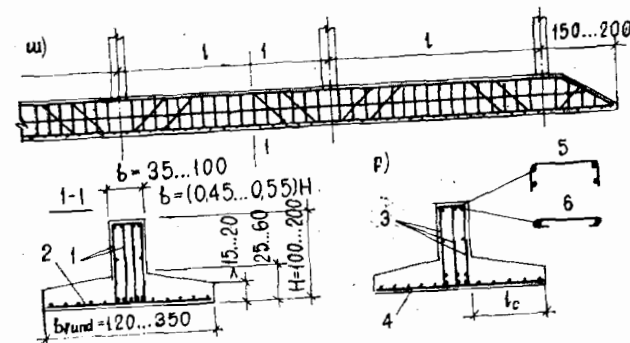
Նկ. 3.14. Սյունաշարերի տակ արվող ժապավենային (հեծանային) հիմքեր. ա— առանձին ժապավեն, բ— խաչվող ժապավեններ, 1— ժապավեն, 2— սյուն, 3— ժապավենի բարձակային հատված



նական ուղղությամբ ինչպես բարձակներ, ըստ որի և կատարվում է նրանց ամրանավորումը լայնական ուղղությամբ:

Ժապավենային հիմքերի կոշտությունը մեծացնելու նպատակով նրանց լայնական հատվածքի չափերն ընտրվում են ելնելով ամրանավորման համեմատաբար փոքր տոկոսից՝ սովորաբար երկայնական ամրանի համար ընդունվում է $\mu=0,6...1,2\%$, իսկ լայնական ամրանի համար $\mu_w=0,15...0,3\%$: Սալը փոքր լայնության և հաստության դեպքում արվում է ուղղանկյուն հատվածքի, մեծ լայնության դեպքում՝ սեղանաձև (տե՛ս նկ. 3.14):

Երկայնական աշխատող ամրանի հատվածքի մակերեսը հիմքի ցանկացած նորմալ հատվածքի թե՛ վերևի և թե՛ ներքևի կողմում պետք է լինի 0,2%-ից, իսկ ձողերի տրամագիծը՝ 14 մմ-ից ոչ պակաս:



Նկ. 3.15. Ժապավենային հիմքի ամրավորման սխեման.

ա— հյուսած կարկասով և ցանցով, բ— եռակցած հարթ կարկասներով և ցանցերով 1— անուրներ, 2— հյուսած ցանց, 3— եռակցած հարթ կարկասներ, 4— ներքևի եռակցած ցանց, 5— վերևի տաշտաձև եռակցած ցանց, 6— նույնի հարթ տարբերակը

Ժապավենային հիմքերի հատվածքի մոտավոր չափերը և ամրանա-վորման սխեման ցույց են տված նկ. 3.15-ում:

Ժապավենային հիմքերի կողի ամրանավորումը կարելի է կատա-րել թե՛ հյուսած և թե՛ եռակցած կարկասներով, իսկ սալին՝ ցանցերով: Ըստ որում, թուլատրվում է հեծանի ներքևի երկայնական աշխատող ամրանի մինչև 1/3-ը տեղադրել հավասարաչափ՝ սալի ամբողջ լայնու-թյամբ:

Ժապավենային հիմքերը հարթ եռակցած կարկասներով ամրանա-վորելիս նրանց քանակը կողի ցանկացած հատվածքում պետք է լինի ոչ պակաս երկուսից՝ երբ $b < 400$ մմ, երեքից՝ երբ $b = 400 \dots 800$ մմ, և չորսից՝ երբ $b > 800$ մմ-ից, ըստ որում, կարկասների վերևի երկայնական ձո-ղերն իրենց ամբողջ երկարությամբ, հորիզոնական (լայնական) ուղղու-թյամբ պետք է ամրացվեն միմյանց տաշտած կամ հարթ ցանցերով, որոնց լայնական ձողերը պետք է վերջանան կեռերով (նկ. 3.15): Այդ ցանցերի երկայնական ձողերն ունեն 5...8 մմ, լայնականները՝ 6...12 մմ տրամագիծ, իսկ քայլը՝ 150...250 մմ է:

Հյուսած կարկասներով ամրանավորելիս անուրները պետք է լինեն փակ, համապատասխանաբար երկճյուղ, չորսճյուղ և վեցճյուղ՝ կախված հեծանի կողի վերը բերված լայնությունից, և ունենան 8 մմ-ից ոչ պա-կաս տրամագիծ: Անուրների քայլը պետք է լինի 150-ից ոչ ավելի (ձ-ն անուրներով պարփակված, սեղմման ենթարկվող ձողերից փոքրի տրա-մագիծն է):

Հեծանի սալային մասում տեղադրվող ցանցի լայնական ձողերը հանդիսանում են նրա ցվիքների աշխատող ձողերը: Ցանցի երկայնական ձողերը սալի համար բաշխիչ ձողեր են, սակայն հեծանը երկայնական ուղղությամբ հաշվարկելիս նրանք դիտվում են որպես աշխատող ձողեր և պետք է ունենան 10 մմ-ից ոչ պակաս տրամագիծ:

Սալի ցվիքների 75սմ-ից մեծ թռիչքի (լայնացման) դեպքում թուլա-տրվում է լայնական աշխատող ձողերի կեսը վերջացնել 0,5լ—20ձ հե-ռավորության վրա (հաշված սալի ազատ եզրերից), որտեղ 1լ-ն սալի ցվիքների թռիչքն է, ձ-ն՝ լայնական աշխատող ձողերի տրամագիծը:

Հիմքի և սյուների կցվանքը կատարվում է համապատասխանաբար առանձին հիմքերին և սյուներին համանման (մոնոլիթ հիմք-մոնոլիթ կամ հավաքովի սյուներ, հավաքովի հիմք-հավաքովի սյուներ):

3. Սյունաշարերի տակ արվող հիմքերի հաշվարկը

Ընդհանուր տեղեկություններ: Ժապավենային (հեծանային) հիմ-քերը և նրանց հիմնատակը (բնահողը) բեռնվածքի ազդեցության ներքո աշխատում են համատեղ, ինչպես միասնական համակարգ: Առանձին

Ժապավենների ձևով կատարվող հեծանային հիմքերն ըստ իրենց աշխա-տանքի բնույթի բաժանվում են կ ո շ տ և ճ կ ու ն հ ի մ ք եր ի : Կ ո շ տ են համարվում այն հիմքերը, որոնց դեֆորմացիայից առաջ եկող տեղա-փոխումները հիմնատակի տեղափոխումների հետ համեմատած փոքր են և կարելի է հեծանի վրա բնահողի ներքևից վերև ուղղված հակազդու-մը ընդունել բաշխված գծային օրենքով: Ճկուն հիմքերի դեֆորմացիա-յից առաջ եկող տեղափոխումները համեմատելի են հիմնատակի տեղա-փոխումների հետ, իսկ բնահողում առաջ եկող ճնշման և նրան հավա-սար հակազդման էպյուրը ոչ գծային է:

Ակնհայտ է, որ կոշտ են այն հիմքերը, որոնք ունեն լայնական հատ-վածքի մեծ չափեր, փոքր երկարություն և նրանց վրա հենվող սյուների միջև ոչ մեծ հեռավորություններ ($l_0 \leq 2H$, որտեղ l_0 -ն սյուների միջև լուսանցային հեռավորությունն է, իսկ H -ը՝ հիմքի լրիվ բարձրությունը): Հակառակ դեպքում հիմքը ճկուն է:

Հեծանային հիմքերը աշխատում են թե՛ երկայնական և թե՛ լայ-նական ուղղությամբ, ըստ որում, բնահողի հակազդումը (նույնն է՝ ռեակ-տիվ ճնշումը) թե՛ մեկ և թե՛ մյուս ուղղությամբ բաշխվում է անհավա-սարաչափ: Սակայն գործնականում, քանի որ հիմքի երկարության և լայ-նության հարաբերությունը բավականին մեծ է (հատկապես ճկուն հիմ-քերի դեպքում), հաշվարկների պարզեցման նպատակով, որպես կանոն, բնահողի հակազդումը հիմքի լայնական ուղղությամբ ընդունվում է հա-վասարաչափ բաշխված: Այսպիսով, հիմնական խնդիրը հիմքի հաշվարկն է երկայնական ուղղությամբ:

Կոշտ հեծանային հիմքեր հանդիպում են հազվադեպ: Նրանց հաշ-վարկը պարզ է, քանի որ բնահողում առաջ եկող ճնշման մեծությունը կարելի է որոշել առաձգական նյութերի դիմադրության բանաձևերով:

Շինարարական պրակտիկայում առավելապես կիրառվում են ճկուն ժապավենային հիմքերը, որոնք դիտվում են որպես հեծաններ առաձգա-կան հիմնատակի վրա: Այդպիսի հիմքերի հաշվարկման հիմնական բար-դությունն այն է, որ պարզ մաթեմատիկական կախվածություններով հնա-րավոր չէ որոշել բնահողում ճնշման բաշխման օրինաչափությունն ըստ հեծանի երկարության, հետևաբար և՛ հեծանի հատվածքներում առաջ եկող ձիգերի մեծությունները:

Առաձգական հիմնատակի վրա աշխատող հեծանների հաշվարկման ճանաչում գտած մեթոդները (տեսությունները) երկուսն են.

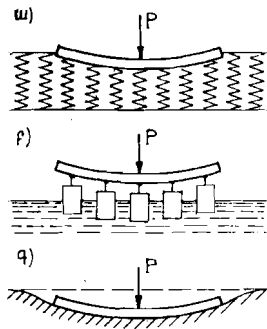
ա) Տեղական դեֆորմացիաների մեթոդը, որն ընդունում է, որ աշ-խատում է՝ նստվածք է տալիս, միայն անմիջականորեն հիմքի հենման մակերեսի սահմաններում գտնվող բնահողը:

Տեղական դեֆորմացիաների մեթոդի պարզագույն մոդելը նկ. 3.16, ա, բ-ում ցույց տված համակարգն է, որտեղ հեծանային հիմքի տակ

գտնվող բնահողի աշխատանքը նմանեցվում է միմյանց հետ չկապված (միմյանցից անկախ աշխատող) հենարանների՝ զսպանակների կամ լուղացող սնամեջ գլանների (պանտոնների)։

բ) Ընդհանուր առաձգական դեֆորմացիաների մեթոդը, որը հաշվի է առնում ոչ միայն անմիջականորեն հիմքի ներքևի տակ գտնվող հիմնատակի աշխատանքը, այլև նրա շուրջը տարածվող բնահողի դեֆորմացիաները։

Ընդհանուր առաձգական դեֆորմացիաների մեթոդի մոդելը ցույց է տված նկ. 3. 16, գ-ում։



Նկ. 3. 16. Առաձգական հիմնատակի վրա աշխատող հեծանների պարզագույն մոդելները.
ա, բ — ըստ տեղական դեֆորմացիաների մեթոդի, գ — ըստ ընդհանուր առաձգական դեֆորմացիաների մեթոդի

Նշված երկու տեսությունների հիման վրա տարբեր հեղինակներ մշակել են միմյանցից այս կամ այն մեկնաբանումով տարբերվող հաշվարկման մեթոդներ, որոնցից ամեն մեկն ունի իր նպատակահարմար կիրառման սահմանները։ Սակայն հաշվարկման երկու տեսությունում էլ, իրենց տարբեր մեկնաբանումներով, մեծ մասամբ ելակետային է հանդիսանում ծովող հեծանի առաձգական գծի դիֆերենցիալ հավասարումը, որը համատարած առաձգական հիմնատակի դեպքում կարելի է գրել հետևյալ տեսքով՝

$$E_b J \frac{d^4 y_x}{dx^4} + p_x = q_x, \quad (3.46)$$

որտեղ y_x -ը հեծանի շեղոք առանցքի ուղղաձիգ տեղափոխումն է,

$E_b J$ -ն հեծանի լայնական հատվածի կոշտությունը,

p_x -ը՝ բնահողի ռեակտիվ ճնշումը հեծանի Ե լայնության համար,

q_x -ը՝ հեծանին հաղորդվող արտաքին բեռնվածքը նույն լայնությունում։

Քերված հավասարման մեջ անհայտ մեծություններ են y_x -ը և p_x -ը, որոնց որոշման համար անհրաժեշտ է այդ երկու մեծությունների միջև կապ հաստատող ևս մեկ հավասարում։

Համատարած առաձգական հիմնատակի վրա հենված հիմքերի գոյություն ունեցող հաշվարկման մեթոդների էական տարբերությունը միմյանցից այն է, թե ինչպիսի լրացուցիչ կապ է ընդունվում y_x և p_x մեծությունների միջև։

Տեղական դեֆորմացիաների մեթոդն ընդունում է, որ հիմքն աշխատում է որպես առաձգական համակարգ, և այսպես կոչված, անկողնու գործակցի վարկածը (Վինկլերի վարկածը)։ Ըստ այդ վարկածի հիմքի որևիցե կետում բնահողի ճնշումը համեմատական է նույն կետում բնահողի (նույնն է՝ հիմքի) y_x տեղական նստվածքին՝

$$p_x = b C y_x, \quad (3.47)$$

որտեղ b -ն հեծանային հիմքի ներքևի (սալի) լայնությունն է,

C -ն՝ անկողնու գործակցը (համեմատականության գործակցը) կգ/սմ³-ով (տե՛ս [12], որը կախված հիմնատակի տեսակից և խտությունից փոփոխվում է 0,1-ից (թույլ և փոքր խտության բնահողերի դեպքում) մինչև 1500 (ժայռային հիմնատակերի դեպքում)։

Հաշվարկման այս մեթոդը համեմատաբար պարզ է, սակայն պետք է նշել, որ իրականում բնահողի դեֆորմացիաները ոչ միայն տեղական բնույթի են, այլև զարգանում են նաև ներքևի մակերեսի սահմաններից դուրս, իսկ անկողնու գործակցի մեծությունը կախված է ոչ միայն բնահողի հատկություններից, ինչպես ընդունված է գործնականում, այլև բնահողի վրա գործող ճնշման մեծությունից և հիմքի ներքևի մակերեսի չափերից։ Չնայած դրան, հաշվարկման այս տեսությունը թույլ բնահողերի, ուժեղ սեղմելիություն ունեցող բնահողերի, ինչպես և այն դեպքերում, երբ բնահողի սեղմվող շերտի հաստությունը շատ փոքր է (այդ շերտի տակ գտնվում է գործնականում դեֆորմացիայի չենթարկվող զանգված), գործնական տեսակետից տալիս է միանգամայն վստահելի և տնտեսավետ արդյունքներ։ Հատկապես պետք է նշել պրոֆեսոր Լ. Պ. Պաստեռնակի մեկնաբանմամբ մշակված մեթոդը, որն աչքի է ընկնում իր համեմատական պարզությամբ։

Ընդհանուր առաձգական դեֆորմացիաների մեթոդը հիմնատակը դիտում է որպես համասեռ, իզոտրոպ, իդեալական առաձգական մարմին, որի համար կիրառելի են առաձգականության տեսության օրենքները։ Հաշվարկման այս տեսության արդյունքները կարելի է ասել, որ ընդհանուր դեպքում ավելի ճշգրիտ են, քան նախորդ մեթոդինը։ Հատկապես լավ արդյունքներ է ստացվում խիտ, պնդապլաստիկ, կարծր և նման այլ բնահողերի դեպքում։ Հաշվարկման այս մեթոդից են օգտվում նաև մնացած բնահողերի դեպքում, որոնց համար կիրառելի չէ տեղական դեֆորմացիաների մեթոդը։ Հաշվարկման ընդհանուր առաձգական դեֆորմացիաների տեսությունը հեծանային հիմքը դիտում է որպես

համակարգ՝ հենված առաձգական կիսատարածության վրա, որն անսահմանափակ կերպով տարածվում է բոլոր կողմերով:

Ըստ ընդհանուր առաձգական դեֆորմացիաների տեսության, երկաթ-բետոնե հեծանային հիմքերի հաշվարկման համար առավել ճանաչված են համարվում պրոֆեսոր Բ. Ն. Ժեմոլկինի ու Ա. Պ. Սինիցինի (տե՛ս [10]), Մ. Ի. Գորբունով-Պոսադովի և Ի. Ա. Սիմվուլիդի մեկնաբանմամբ մշակված մեթոդները:

Երկաթբետոնե հեծանային հիմքերը ցանկացած մեթոդով հաշվարկելիս, օգտվելով գրականությունում բերված մոտավոր բանաձևերից և նախագծման փորձից, նախ պետք է ընտրել նրա լայնական հատվածքի չափերը, որից հետո անցնել ստատիկական հաշվարկին և որոշել:

Բնահողի ճնշման (հակազդման) մեծությունը՝ $p_{x,ser}$, որը ցանկացած կետում պետք է լինի բնահողի հաշվարկային դիմադրությունից ոչ ավելի,

հեծանի հաշվարկային հատվածքներում M_x ծոող մոմենտի և Q_x լայնական ուժի մեծությունները (վերոհիշյալ ճիգերը որոշելուց հետո խորհուրդ է տրվում կատարել նրանց վերաբաշխում):

Ըստ M_x և Q_x ճիգերի կատարվում է հեծանի նորմալ և թեք հատվածքների ամրության հաշվարկը: Այն դեպքերում, երբ այդ հաշվարկներից հետո առաջ է գալիս հեծանի նախապես ընդունված չափերի փոփոխության անհրաժեշտություն, ապա ըստ ճշտված չափերի պետք է նորից կատարել հիմքի ստատիկական հաշվարկ, եթե այդ փոփոխությունները առաջ են բերում հատվածքի կոշտության ավելի քան 15... 20% մեծացում կամ փոքրացում: Հակառակ դեպքում հաշվարկով ստացված չափերը համարվում են վերջնական:

Հիշենք, որ հեծանի նորմալ և թեք հատվածքների ամրությունը հաշվարկելու համար M_x և Q_x ճիգերի մեծությունները որոշում են ելնելով հաշվարկային բեռնվածքից՝ ընդունելով հուսալիության գործակիցը ըստ բեռնվածքի մեկից մեծ ($\gamma_i > 1$): Ըստ երկրորդ խումբ սահմանային վիճակների հաշվարկելու համար (ըստ ճաքի բացվածքի լայնության, նստվածքի և այլն) անհրաժեշտ $M_{x,n}$ և $Q_{x,n}$ ճիգերի, ինչպես և բնահողի հակազդման $p_{x,ser}$ մեծությունները որոշում են ելնելով նորմատիվ բեռնվածքից, որի դեպքում $\gamma_i = 1$:

Հաշվարկ ըստ տեղական դեֆորմացիաների մեթոդի (ըստ պրոֆեսոր Պ. Լ. Պաստեռնակի մեկնաբանման): Հաշվարկման այս մեթոդը, ինչպես արդեն ասվել է, ելնում է ծովող հեծանի առաձգական գծի դիֆերենցիալ հավասարումից՝ (3. 46), և Վինկլերի վարկածից՝ (3. 47):

Երկաթբետոնե հեծանի համար գրենք առաձգական նյութերի դիմա-

դրության հայտնի օրինաչափությունը՝ $\frac{d^2 y_x}{dx^2} = -\frac{M_x}{E_b I}$, հետևաբար

$$\frac{d^4 y_x}{dx^4} = -\frac{d^2 M_x}{E_b I dx^2},$$

(3. 46) հավասարման մեջ $\frac{d^4 y_x}{dx^4}$ -ը փոխարինելով՝ $-\frac{d^2 M_x}{E_b I dx^2}$ -ով,

իսկ p_x -ը, ըստ (3. 47)-ի՝ bCY_x -ով, կստանանք՝

$$-\frac{d^2 M_x}{dx^2} + bCY_x = q_x, \quad (3. 48)$$

Հեծանի շրջանավորված հատվածների համար (3. 48) հավասարման մեջ տեղադրելով $q_x = 0$, և ստացված հավասարումը երկու անգամ ըստ x -ի դիֆերենցելով կստանանք՝

$$\frac{d^4 M_x}{dx^4} + M_x \frac{bC}{E_b I} = 0, \quad (3. 49)$$

Մտնելով առաձգական հիմնատակի վրա տեղադրված հեծանի, այսպես կոչված, գծային բնութագիրը՝

$$S = \sqrt[4]{4E_b I / bC}, \quad (3. 50)$$

և անցնելով $\varphi = x/S$ հարաբերական արցիսներին, կստանանք՝

$$S^4 \frac{d^4 M_\varphi}{d\varphi^4} + 4M_\varphi = 0 \quad (3. 51)$$

հիմնական հավասարումը:

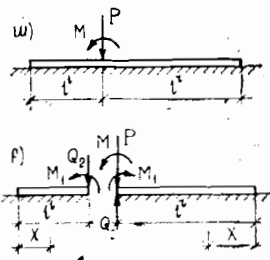
(3. 51) հավասարման ընդհանուր լուծումն ունի հետևյալ տեսքը՝

$$M_\varphi = c_1 e^{-\varphi} \cos \varphi + c_2 e^{-\varphi} \sin \varphi + c_3 e^{\varphi} \cos \varphi + c_4 e^{\varphi} \sin \varphi, \quad (3. 52)$$

$c_1 \dots c_4$ ինտեգրման հաստատունները որոշվում են ըստ խնդրի սահմանային պայմանների:

Ձևենք առաձգական հիմնատակի վրա տեղադրված հեծան (նկ. 3. 17), երբ նրա որևիցե կետում գործում են կենտրոնացած P ուժ և M ծոող մոմենտ (իրականում հիմքին այլուից հաղորդվող բեռնվածք):

Եթե նկ. 3. 17-ում ցույց տված խնդիրը լուծվում է, ապա մնացած խնդիրները, երբ հեծանային հիմքը բեռնված է ցանկացած քանակի կենտրոնացած ուժերով և ծոող մոմենտներով, կլուծվի հաջորդաբար՝ ամեն մի ուժի և նրա հետ գործող մոմենտի ազդեցության ներքո, որից հետո, օգտվելով ուժերի անկախ ազդեցության օրենքից, ստացված ճիգերը համապատասխանաբար գումարելով կստացվեն իրական բեռնվածքով հեծանի ճիգերի էպյուրները:



Նկ. 3. 17. Հեծանային հիմքի հաշվարկային սխեման ըստ Պ. Լ. Պաստեռնակի մեթոդի.

ա — բեռնավորման սխեման, բ — հիմնական համակարգը

Ուժի մոտ մտնողին հատենք հեծանը և խախտված կապը փոխարինենք M_1 ծող մոմենտով ու Q_2 լայնական ուժով: Կատանանք երկու ինքնուրույն հեծան, ինչպես ցույց է տված նկ. 3. 17, բ-ում (արտաքին P ուժը և M ծող մոմենտը կարելի է վերագրել ձախ կամ աջ հեծանին):

Նկ. 3. 17, բ-ում ցույց տված ձախ հեծանն ունի 1^o երկարություն և ծայրերում բեռնված է M_1 ծող մոմենտով ու Q_2 լայնական ուժով, իսկ աջ հեծանը, որն ունի 1^o երկարություն, ծայրում բեռնված է $P-Q_2$ կենտրոնացած ուժով և $M-M_1$ ծող մոմենտով: Այսպիսով, նկ. 3. 17, ա-ում ցույց տված իրական հեծանի հաշվարկը կարելի է փոխարինել նկ. 3. 17, բ-ում ցույց տված երկու հեծանի հաշվարկով:

M_1 և Q_2 ճիգերի մեծությունները կարելի է որոշել ելնելով հեծանի հատման տեղում դեֆորմացիաների համատեղության (անխզելիության) պայմանից՝

$$\begin{cases} (\Delta_{11} + \Delta_{11}')M_1 + (\Delta_{12} - \Delta_{12}')Q_2 - \Delta_{11}'M - \Delta_{12}'P = C, \\ (\Delta_{21} - \Delta_{21}')M_1 + (\Delta_{22} + \Delta_{22}')Q_2 - \Delta_{21}'M - \Delta_{22}'P = 0, \end{cases} \quad (3.53)$$

(3. 53)-ում Δ_{11} -ը և Δ_{21} -ը համապատասխանաբար հեծանի բեռնված ծայրի պտտման անկյունն ու նստվածքն են միավոր մեծության մոմենտի, իսկ Δ_{12} -ը և Δ_{22} -ը՝ նույնը միավոր մեծության կենտրոնացած ուժի ազդեցությունից:

Այսպիսով, վերը բերված կանոնական հավասարումներից առաջինն արտահայտում է ձախ և աջ հեծանների բեռնված ծայրերի հատվածքների պտտման անկյունների բացարձակ մեծությունների հավասարության, իսկ երկրորդը՝ նույն ծայրերի ձկվածքների հավասարության պայմանը:

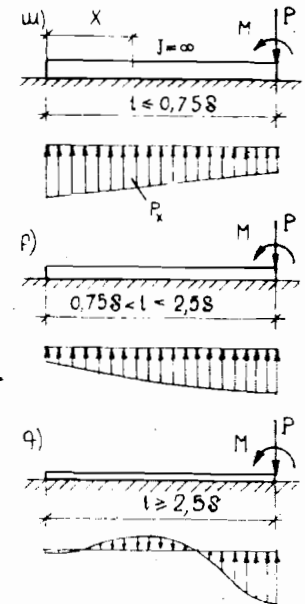
Առաձգական հիմնատակի վրա տեղադրված հեծաններն ըստ իրենց աշխատանքի բնույթի բաժանվում են երեք տեսակի՝ կոշտ, կարճ և երկար հեծաններ (նկ. 3. 18):

Կոշտ հեծաններ (նկ. 3. 18, ա) ունեն լայնական հատվածքի շատ մեծ կոշտություն, և դրա շնորհիվ նրանցում առաջ եկող ճիգերի մեծու-

թյունները կարելի է որոշել առաձգական նյութերի դիմադրության բանաձևերով:

Կարճ հեծանների դեպքում բնահողի հակազդման էպյուրը համապատասխանում է հեծանի առաձգական գծին (նկ. 3. 18, բ):

Երկար հեծանների դեպքում հեծանի մի ծայրում գործող բեռնված քից մյուս ծայրում գործող նշանակություն ունեցող մեծության դեֆորմացիաներ և ճիգեր չեն առաջանում (նկ. 3. 18, գ):



Նկ. 3. 18. Բնահողի հակազդման էպյուրների տեսքը ծայրերում բեռնված կոշտ, կարճ և երկար հեծանների դեպքում, ա — կոշտ հեծան, բ — կարճ հեծան, գ — երկար հեծան

նշված հեծանների սահմանները պայմանականորեն, կախված $\lambda = l/S$ հարաբերական երկարությունից, համարվում են հետևյալները.

կոշտ՝ $\lambda \leq 0,75$, կարճ՝ $0,75 < \lambda < 2,5(3)$, երկար՝ $\lambda \geq 2,5(3)$:

Կոշտ, կարճ և երկար հեծանների բեռնված ծայրի Δ տեղափոխումների բացարձակ նշանակությունները, մեծացված bC անգամ, բերված են աղյուսակ 3. 1-ում:

Աղյուսակ 3. 1

(3.53) հավասարումներում օգտագործվող Δ տեղափոխումների բացարձակ նշանակությունները մեծացված bC անգամ

Տեղափոխման տեսակը	Հ ե ծ ա ն		
	կոշտ	կարճ	երկար
Δ_{11}	$12/l^3$	$(4/S^3)\rho_1$	$4/S^3$
$\Delta_{12} = \Delta_{21}$	$6/l^2$	$(2/S^2)\rho_2$	$2/S^2$
Δ_{22}	$4/l$	$(2/S)\rho_3$	$2/S$

Աղյուսակ 3.1-ում

$$\left. \begin{aligned} \rho_1 &= (\operatorname{sh} 2\lambda + \sin 2\lambda) / (\operatorname{ch} 2\lambda + \cos 2\lambda - 2), \\ \rho_2 &= (\operatorname{ch} 2\lambda - \cos 2\lambda) / (\operatorname{ch} 2\lambda + \cos 2\lambda - 2), \\ \rho_3 &= (\operatorname{sh} 2\lambda - \sin 2\lambda) / (\operatorname{ch} 2\lambda + \cos 2\lambda - 2), \end{aligned} \right\} \quad (3.54)$$

Այսպիսով, նկ. 3.17, ա-ում բերված հեծանի հաշվարկը, ինչպես արդեն ասվել է, վեր է ածվում նկ. 3.17, բ-ում ցույց տված ձևի և աջ հեծանների հաշվարկին, որը հիմնված է (3.51) դիֆերենցիալ հավասարման լուծման վրա: Այդ հավասարման (3.52) ընդհանուր լուծման մեջ տեղադրելով կարճ և երկար հեծանների եզրային պայմանները, ստացվում են հեծանի ծոող մոմենտները, լայնական ուժերն ու բնահողի հակազդումը որոշելու համար հետևյալ բանաձևերը.

ա) կարճ հեծաններ՝

$$M_\varphi = A_1 y_1 - A_2 y_2, \quad (3.55)$$

$$Q_\varphi = (1/S)(A_1 y_2 - 2A_2 y_1), \quad (3.56)$$

$$p_{\varphi, \text{ser}} = (2/S^2)(A_{1,n} y_4 - A_{2,n} y_3). \quad (3.57)$$

որտեղ

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= 2(2\rho_4 \bar{M}_1 - \rho_3 S \bar{Q}_2), & A_{1,n} &= 2(2\rho_4 \bar{M}_{1,n} - \rho_3 S \bar{Q}_{2,n}), \\ A_2 &= 2(\rho_6 \bar{M}_1 - \rho_4 S \bar{Q}_2), & A_{2,n} &= 2(\rho_6 \bar{M}_{1,n} - \rho_4 S \bar{Q}_{2,n}), \end{aligned} \right\} \quad (3.58)$$

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= \sin \varphi \operatorname{ch} \varphi, & y_2 &= \sin \varphi \operatorname{ch} \varphi - \cos \varphi \operatorname{sh} \varphi, \\ y_3 &= \sin \varphi \operatorname{ch} \varphi + \cos \varphi \operatorname{sh} \varphi, & y_4 &= \cos \varphi \operatorname{ch} \varphi, \end{aligned} \right\} \quad (3.59)$$

$$\left. \begin{aligned} \rho_4 &= (\sin \lambda \operatorname{sh} \lambda) / (\operatorname{ch} 2\lambda + \cos 2\lambda - 2), \\ \rho_5 &= (\sin \lambda \operatorname{ch} \lambda - \cos \lambda \operatorname{sh} \lambda) / (\operatorname{ch} 2\lambda + \cos 2\lambda - 2), \\ \rho_6 &= (\sin \lambda \cos \lambda + \cos \lambda \operatorname{sh} \lambda) / (\operatorname{ch} 2\lambda + \cos 2\lambda - 2), \end{aligned} \right\} \quad (3.60)$$

(3.58)-ում ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի մեծությունները բնորոշվում են.

ձախ հեծանի համար՝

$$\bar{M}_1 = M_1, \quad (\bar{M}_{1,n} = M_{1,n}) \quad \text{և} \quad \bar{Q}_2 = Q_2, \quad (Q_{2,n} = Q_{2,n}),$$

աջ հեծանի համար՝

$$\bar{M}_1 = M - M_1, \quad (\bar{M}_{1,n} = M_n - M_{1,n}) \quad \text{և} \quad \bar{Q}_2 = P - Q_2, \quad (\bar{Q}_{2,n} = P_n - Q_{2,n}).$$

բ) երկար հեծաններ՝

$$M_\varphi = \bar{M}_1 \gamma_3 - S \bar{Q}_2 \gamma_2, \quad (3.61)$$

$$Q_\varphi = -(2\bar{M}_1 \gamma_2 / S) - \bar{Q}_2 \gamma_4, \quad (3.62)$$

$$p_{\varphi, \text{ser}} = (2\bar{Q}_2 \gamma_1 / S) - (2\bar{M}_1 \gamma_4 / S^2), \quad (3.63)$$

որտեղ $\bar{M}_1$ -ը և $\bar{Q}_2$ -ը նույնն են, ինչ որ կարճ հեծանների դեպքում.

$$\gamma_1 = e^{-\varphi} \cos \varphi, \quad \gamma_2 = e^{-\varphi} \sin \varphi, \quad \gamma_3 = \gamma_1 + \gamma_2, \quad \gamma_4 = \gamma_1 - \gamma_2, \quad (3.64)$$

$\rho_1, \dots, \rho_6, y_1, \dots, y_4$ և $\eta_1, \dots, \eta_4$ գործակիցների համար կան կազմված աղյուսակներ (տե՛ս [12]),

գ) կոշտ հեծաններ՝

$$M_x = ((2M/l^2) - (2P/3l) + (p_x/6))x^2, \quad (3.65)$$

$$Q_x = (x/l)((3M/l) - P) + p_x x/2, \quad (3.66)$$

$$p_{x, \text{ser}} = (2/l)((3M_n/l)(1 - 2x/l) + P((3x/l) - 1)), \quad (3.67)$$

Այսպիսով, առաձգական հիմնատակի վրա հենված կենտրոնացած ուժերով և ծոող մոմենտներով հեծանային հիմքերի հաշվարկման ընթացքը ըստ 1. Պ. Պաստեռնակի կողմից մշակված մեթոդի հետևյալն է.

ա) քնդհանուր դեպքում դիտվում է հեծան՝ բեռնված մեկ կենտրոնացած ուժով և ծոող մոմենտով, ուժից ձախ և աջ գտնվող հեծանի մասերը վերագրում են այս կամ այն տեսակին (երկար, կարճ, կոշտ),

բ) ըստ հեծանի տեսակի աղյուսակ 3.1-ից վերցնում են միավոր տեղափոխումների բացարձակ մեծությունները և կազմում (3.53) կանոնական հավասարումներ,

գ) կանոնական հավասարումների լուծումից գտնում են $M_1(M_{1,n})$ և $Q_2(Q_{2,n})$ ճիգերի մեծությունները, որոնց հիման վրա (3.55)...(3.67) բանաձևերով որոշում են հեծանի M_φ , Q_φ ճիգերը և բնահողի $p_{\varphi, \text{ser}}$ հակազդումը (կոշտ հեծանների դեպքում՝ M_x , Q_x և $p_{x, \text{ser}}$),

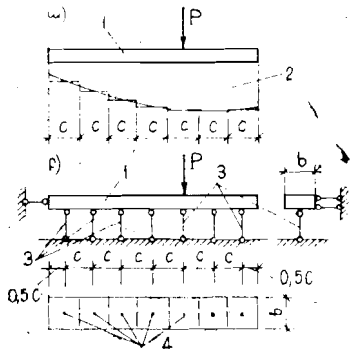
դ) նույն հերթականությամբ կատարվում է հաշվարկ հեծանի վրա գործող ամեն մի ուժի և մոմենտի ազդեցություն տակ, մինչև արդյունքների կրկնվելը (օրինակ, սիմետրիկ բեռնված հեծանների դեպքում),

ե) ամեն մի ուժի և մոմենտի համար ստացված հեծանի ճիգերի և բնահողի հակազդման էպյուրները համապատասխանաբար գումարում են և ստանում նրանց վերջնական էպյուրները:

Հաշվարկ ըստ բնորոշ առաձգական դեֆորմացիաների մեթոդի (ըստ պրոֆեսոր Ք. Մ. Ժեմչևիչի և Ա. Պ. Սիմեյիչի մեկնաբանման): Ինչպես արդեն ասվել է, ըստ հեծանային հիմքերի հաշվարկման ընդհանուր առաձգական դեֆորմացիաների մեթոդի հիմնատակը դիտվում է որպես հարթ ազատ մակերևույթով առաձգական մարմին՝ առաձգական կիսատարածություն: Հայտնի է, որ այդպիսի հիմնատակի և հեծանային

Հիմքի միջև գոյություն ունի անընդհատ կապ, ըստ որում, բնահողի հակազդման (ռեակտիվ ճնշման) էպյուրը կորագծային է:

Շարադրվող հաշվարկման մեթոդը, որը մշակված է Բ. Մ. Ժեմոչկինի և Ա. Պ. Սիմիցինի կողմից [10], հիմնատակի և հեծանային հիմքի նշված անընդհատ կապը մտովին փոխարինում է առանձին տեղադրված բացարձակ կոշտ ձողերով, իսկ բնահողի հակազդման կորագիծ էպյուրը աստիճանաձև էպյուրով՝ հեծանի որոշակի երկարության հատվածների սահմաններում ընդունելով ճնշման հավասարաչափ բաշխում (նկ. 3. 19): Անհնայտ է, որ ինչքան փոքր լինեն հեծանի այդ հատվածների երկարությունները, այնքան ճիշտ կլինեն վերոհիշյալ ընդունելությունները:



Նկ. 3. 19. Առաձգական կիսատարածության վրա հենված հեծանի հաշվարկային սխեման ըստ Բ. Մ. Ժեմոչկինի մեթոդի.

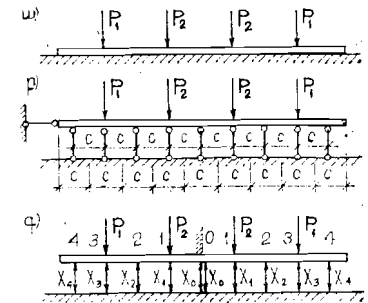
ա — բնահողի ճնշման կորագիծ էպյուրի փոխարինումը աստիճանաձև էպյուրով, բ — հիմնատակի և հեծանի անընդհատ կապի փոխարինումը առանձին տեղադրված բացարձակ կոշտ ձողերով, 1 — հեծան, 2 — բնահողի ճնշման կորագիծ և նրան համարժեք աստիճանաձև էպյուրներ, 3 — հենարանային կոշտ ձողեր, 4 — հենարանային ձողերի կենտրոն

Հիմնատակի և հիմքի կապը արտահայտող կոշտ ձողերը տեղաբաշխվում են այնպես, որպեսզի համընկնեն հեծանի ընդունված հատվածների սահմաններում գտնվող բնահողի ռեակտիվ ճնշման համազորի հետ:

Այսպիսով, հաշվարկման այս մեթոդը հեծանային հիմքը դիտում է որպես առաձգական կիսատարածության վրա հենված անխզելի, բազմակի անգամ ստատիկորեն անորոշելի համակարգ, որի լուծումը Բ. Մ. Ժեմոչկինը խորհուրդ է տալիս կատարել խառը եղանակով, ինչպես բերված է ստորև:

Առավել տարածված դեպքում, երբ հեծանը և նրա վրա գործող բեռնվածքը ուղղաձիգ առանցքի նկատմամբ սիմետրիկ են, նպատակահարմար է հաշվարկային սխեման ընտրել ըստ նկ. 3. 20-ի: Ոչ սիմետրիկ հեծանը պետք է փոխարինել համարժեք հակասիմետրիկ և սիմետրիկ բեռնվածքով հեծաններով, որոնց լուծումների գումարն էլ կլինի ոչ սիմետրիկ բեռնված հեծանի լուծումը:

Ինչպես ցույց է տված նկ. 3. 20-ում, հեծանը բաժանում են c եր-



Նկ. 3. 20. Առաձգական կիսատարածության վրա հենված հեծանի հաշվարկային սխեման ըստ Բ. Մ. Ժեմոչկինի մեթոդի. ա — հեծանի իրական սխեման, բ — հեծանի հաշվարկային սխեման, գ — հիմնական համակարգ

կարություն ունեցող, կենտ քանակով հավասար մասերի և նրանց մեջտեղներում տեղադրում հենարանային ձողերը (խորհուրդ է տրվում c երկարությունը վերցնել հեծանի ներքանի կրկնակի լայնությունից ոչ ավելի): Ցանկալի է նաև հեծանը հատվածների բաժանել այնպես, որ արտաքին կենտրոնացած ուժերի տակ լինեն հենարանային ձողեր:

Նկատի ունենալով հեծանի ու նրա վրա գործող բեռնվածքի սիմետրիկությունը (հակասիմետրիկությունը), հեծանի առանցքում ընդունվում է ամրակցում: Այնուհետև մտովին կտրում են բոլոր հենարանային ձողերը և դրանք փոխարինում $X_0 \dots X_1$ անհայտ ուժերով, որը և կլինի հիմնական համակարգը (նկ. 3. 20, գ):

Ընտրված հիմնական համակարգի լուծման համար անհրաժեշտ է կազմել սովորական կանոնական հավասարումներ, որոնք արտահայտում են այն պայմանը, ըստ որի ամեն մի կտրված ձողի ուղղությամբ տեղափոխումների գումարը հավասար է զրոյի: Նշված տեղափոխումները կախված են անհայտ X_i ուժերից, արտաքին բեռնվածքից և ամրակցման տեղում հեծանի y_0 անհայտ նստվածքից (նույն տեղում, հեծանի և բեռնվածքի սիմետրիկության պայմանի հետևանքով պտտման անկյունը զրո է՝ $\varphi_0 = 0$):

Նկ. 3. 20-ում ցույց տված համակարգի համար կանոնական հավասարումները կլինեն՝

$$\left. \begin{aligned} \delta_{00}X_0 + \delta_{01}X_1 + \delta_{02}X_2 + \delta_{03}X_3 + \delta_{04}X_4 - y_0 + \Delta_{0p} &= 0, \\ \delta_{10}X_0 + \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \delta_{14}X_4 - y_0 + \Delta_{1p} &= 0, \\ \delta_{20}X_0 + \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \delta_{24}X_4 - y_0 + \Delta_{2p} &= 0, \\ \delta_{30}X_0 + \delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \delta_{34}X_4 - y_0 + \Delta_{3p} &= 0, \\ \delta_{40}X_0 + \delta_{41}X_1 + \delta_{42}X_2 + \delta_{43}X_3 + \delta_{44}X_4 - y_0 + \Delta_{4p} &= 0: \end{aligned} \right\} \quad (3.68)$$

Առաջին հավասարման Δ_0 ազատ անդամը պետք է ընդունել հավասար զրոյի, քանի որ արտաքին բեռնվածքը X_0 ուժի ուղղությամբ, որը գտնվում է ամրակցման տեղում, տեղափոխում առաջ չի բերում:

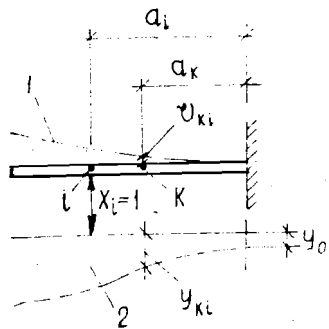
Օգտագործելով նաև X_1 և P ուժերի հավասարակշռության պայմանը՝

$$-X_0 - X_1 - X_2 - X_3 - X_4 + P_1 + P_2 = 0, \quad (3.69)$$

ստացվում է վեց անհայտով՝ X_0, X_1, X_2, X_3, X_4 և y_0 , վեց հավասարում, որոնց համատեղ լուծումից կարելի է ստանալ խնդրի պատասխանը:

Հեծանի i կետում կիրառված միավոր ուժի ազդեցությունից որեւէ k կետի տեղափոխությունը (X_k ուժի ուղղությամբ)՝ δ_{ki} , բաղկացած է հիմնատակի y_{ki} նստվածքի հետեւանքով առաջ եկող տեղափոխությունից և հեծանի v_{ki} ձկվածքից (նկ. 3. 21)՝

$$\delta_{ki} = y_{ki} + v_{ki} \quad (3.70)$$



Նկ. 3. 21. Հեծանի ձկվածքի և նստվածքի սխեմաները.
1 — ձկվածքի էպյուրը, 2 — նստվածքի էպյուրը

Առաձգական կիսատարածության դեպքում հիմնատակի նստվածքը (կամ նույնն է՝ հեծանի նստվածքը) որոշվում է Բուսենիսկուի բանաձևով: Այդ բանաձևի հիման վրա Բ. Ն. Փեմոչկինը i կետում կիրառված միավոր ուժից k կետում առաջ եկող y_{ki} բացարձակ նստվածքը (նկ. 3. 21) որոշելու համար ստացել է հետևյալ արտահայտությունը՝

$$y_{ki} = (1 - \nu^2) F_{ki} / \pi E c, \quad (3.71)$$

որտեղ E -ն և ν -ն համապատասխանաբար բնահողի դեֆորմացիաների մոդուլն ու Պուասոնի գործակիցն են,

F_{ki} -ն՝ հիմնատակի մակերևույթի նստվածքի ֆունկցիան k կետում՝ $X_i = 1$ միավոր ուժերի ազդեցության տակ. F_{ki} -ի մեծությունները՝ կախված x/c (նույնն է c/x) և b/c հարաբերություններից, բերված են աղյուսակ 3. 2-ում:

Աղյուսակ 3. 2

F_{ki} ֆունկցիայի Աշանկությունները առաձգական կիսատարածություն հանդիսացող հիմնատակի մակերևույթի նստվածքները որոշելու համար

x/c	c/x	F_{ki}			
		$b/c=2/3$	$b/c=1$	$b/c=2$	$b/c=3$
0	~	4,265	3,525	2,406	1,867
1	1	1,069	1,038	0,929	0,829
2	0,5	0,508	0,505	0,49	0,469
3	0,333	0,336	0,335	0,33	0,323
4	0,25	0,251	0,251	0,249	0,246
5	0,2	0,2	0,2	0,199	0,197
6	0,167	0,167	0,167	0,166	0,165
7	0,143	0,143	0,143	0,143	0,142
8	0,125	0,125	0,125	0,125	0,124
9	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111
10	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
>10	<0,1	$F_{ki} = c/x$			

x -ը X_1 ուժի հեռավորությունն է այն k կետից, որի համար որոշվում է նստվածքը, c -ն X_1 ուժերի (ձողերի) միջև եղած հեռավորությունն է, b -ն՝ հիմքի ներքանի լայնությունը:

y_{ki} նստվածքները որոշելիս պետք է նկատի ունենալ, որ հեծանի նստվածքի մեծության վրա ազդում են ամրակցումից թե՛ ձախ և թե՛ աջ գտնվող ուժերը: Այդ իսկ պատճառով էլ հեծանի որևիցե k կետի տեղափոխումը ըստ (3. 70) բանաձևի հաշվարկելիս (3. 71)-ում մասնակցող F_{ki} ֆունկցիայի մեծությունը պետք է որոշել ամրակցումից ձախ և աջ գտնվող X_1^l և X_1^r ուժերից (եղնելով k կետի ու այդ ուժերի միջև եղած համապատասխան հեռավորություններից) և վերցնել որպես նրանց գումար՝ $F_{ki} = F_{ki}^l + F_{ki}^r$: Օրինակ՝ նկ. 3. 20, գ-ում ցույց տված համակարգի δ_{24} տեղափոխումը (2 կետի տեղափոխումը X_4 ուժերից) հաշվարկելիս պետք է վերցնել ամրակցումից ձախ գտնվող հեծանի X_4^l ուժի հեռավորությունը 2 կետից՝ $x^l = 2c$ և 3. 2 աղյուսակից՝ որոշել F_{24}^l -ը (օրինակ՝ $b/c=1$ -ի դեպքում $x^l/c=2c/c=2$, $F_{24}^l=0,505$), այնուհետև պետք է վերցնել ամրակցումից աջ գտնվող հեծանի X_4^r ուժի հեռավորությունը ձախ կողմում գտնվող հեծանի նույն 2 կետից՝ $x^r = 6c$ և որոշել F_{24}^r -ը ($x^r/c=6c/c=6$, $F_{24}^r=0,167$), որից հետո կարելի է ստանալ F_{24} -ի վերջնական մեծությունը՝ $F_{24} = F_{24}^l + F_{24}^r$ ($F_{24} = 0,505 + 0,167 = 0,672$):

Հեծանի v_{ki} ձկվածքը՝ k կետի ձկվածքը i կետում գործող միավոր

ուծի ազդեցությունից (նկ. 3. 21), որոշվում է Մաքսվել-Մորի հայտնի բանաձևով՝

$$v_{ki} = \int \frac{M_k M_i}{E_b I} dx = \frac{c^3 \omega_{ki}}{6 E_b I}, \quad (3.72)$$

որտեղ

$$\omega_{ki} = (a_k/c)^2 ((3a_i/c) - (a_k/c)), \quad (3.73)$$

(3.73) բանաձևում a_k -ն և a_i -ն համապատասխանաբար դիտվող k կետի և X_i ուծի հեռավորություններն են ամրակցումից (նկ. 3. 21):

ω_{ki} -ն կարելի է որոշել նաև աղյուսակից (տե՛ս [10, 12]):

Հեծանի v_{ki} ճկվածքը որոշվում է նրա ամրակցումից մի կողմ գտնվող մասի վրա գործող X_i ուծերի ազդեցությունից, քանի որ հեծանի ամրակցման հետևանքով նրա մի մասը մյուսի ճկվածքի վրա ազդեցություն չի թողնում:

Տեղադրելով (3.70) արտահայտության մեջ (3.71)-ը և (3.72)-ը, կստանանք՝

$$\delta_{ki} = \frac{1-\nu^2}{\pi E C} (F_{ki} + \alpha \omega_{ki}), \quad (3.74)$$

որտեղ

$$\alpha = \pi E c^4 / 6 E_b I (4 - \nu^2), \quad (3.75)$$

վերը բերված բանաձևերում, մինչև բետոնում ճաքերի առաջացումը, տեղադրվում է հոծ հատվածքի համար որոշված $E_b I$ կոշտությունը, ճաքերի առաջացումից հետո՝ ըստ [37]-ի որոշված B կոշտությունը:

Կանոնական (3.68) հավասարումները, որոնց մեջ մասնակցում են δ_{ki} տեղափոխությունները, պարզեցնելու նպատակով եթե դրանք բազմապատկենք $\pi E c / (1 - \nu^2)$ -ով, ապա δ_{ki} -ն (3.74)-ի փոխարեն կորոշվի հետևյալ պարզեցված բանաձևով՝

$$\delta_{ki} = F_{ki} + \alpha \omega_{ki}, \quad (3.76)$$

որտեղ α գործակցի մեծությունները որոշվում են (3.75) բանաձևով, ω_{ki} միավոր ճկվածքների մեծությունները արտաքին կենտրոնացած ուծերի ազդեցության տակ որոշվում են (3.73) բանաձևով, F_{ki} միավոր նստվածքների մեծությունները բերված են աղ. 3. 2-ում:

(3.68) կանոնական հավասարումներում մասնակցող Δ_{kp} ազատ անդամները, որոնք իրենցից ներկայացնում են հեծանի ճկվածքը արտա-

քին բեռնվածքներից, որոշվում են ω_{ki} մեծություններին համանման, ներկատի ունենալով վերահիշյալ α գործակցը:

Նկ. 3. 20-ում ցույց տված համակարգի համար արտաքին կենտրոնացած ուծերից առաջ եկող տեղափոխումները (ճկվածքները) կլինեն՝

$$\left. \begin{aligned} \Delta_{1p} &= -\alpha(\omega_{11}P_2 + \omega_{13}P_1), \\ \Delta_{2p} &= -\alpha(\omega_{21}P_2 + \omega_{23}P_1), \\ \Delta_{3p} &= -\alpha(\omega_{31}P_2 + \omega_{33}P_1), \\ \Delta_{4p} &= -\alpha(\omega_{41}P_2 + \omega_{43}P_1), \end{aligned} \right\} \quad (3.77)$$

Δ_{kp} տեղափոխումները հաշվարկելիս, ինչպես և (3.69) պայմանը գրելիս, հիմքի և նրա վրա գտնվող բնահողի սեփական զանգվածը C երկարության սահմաններում պետք է փոխարինել համարժեք կենտրոնացած ուծով և կիրառել հենարանային ձողերի առանցքով (մեզ մոտ պայմանականորեն (3.69)-ում և (3.77)-ում այդ ուծերը հաշվի չեն առնված):

Այսպիսով, բոլոր տեղափոխումները որոշելուց հետո անցնում են (3.68) տիպի կանոնական հավասարումները և (3.69) տիպի հավասարակշռության պայմանը կազմելուն: Այնուհետև նրանց համատեղ լուծումից որոշվում են X_i ճիգերի և y_0 նստվածքի մեծությունները: Ըստ որում, պետք է նկատի ունենալ հետևյալը. քանի որ հիմնատակի լայնությունը որոշվում է ըստ բնահողի դեֆորմացիաների պայմանի, իսկ հիմքի հատվածքի չափերը և ամրանավորումը՝ հիմքի ամրության պայմանի, ապա վերահիշյալ ճիգերի մեծությունները պետք է որոշել երկու անգամ՝ առաջին դեպքում ելնելով բեռնվածքի նորմատիվ մեծությունից ($\gamma_i = 1$), երկրորդ դեպքում՝ հաշվարկային մեծությունից ($\gamma_i > 1$):

Ըստ նորմատիվ բեռնվածքի որոշված $X_{i,n}$ ճիգերի գտնում են հեծանի յուրաքանչյուր երկարության հատվածում ճնշման մեծությունը բնահողում՝

$$p_{i,ser} = X_{i,n} / c b, \quad (3.78)$$

և կառուցում ճնշման աստիճանաձև կամ կորագիծ էպյուրը: Հեծանի հիմնատակի ցանկացած հատվածում ճնշումը պետք է լինի բնահողի հաշվարկային դիմադրության մեծությունից ոչ ավելի՝

$$p_{i,ser} \leq R_0, \quad (3.79)$$

Ըստ հաշվարկային բեռնվածքի որոշված X_i ճիգերի և համապատասխան արտաքին բեռնվածքի կատարվում է հեծանի ստատիկական հաշվարկը որպես բարձակ: Նլնելով այդ հաշվարկից ստացված M ծոռ մոմենտների և Q լայնական ուծերի մեծություններից, կատարվում է հեծանի նորմալ և թեք հատվածքների ամրության ստուգումը:

Հեծանի ստատիկական հաշվարկը կատարելիս նպատակահարմար

է հեծանի և նրա վրա գտնվող բնահողի սեփական զանգվածը դիտել որպէս հավասարաչափ բաշխված բեռնվածք: Հեծանի ստատիկական հաշվարկը խորհուրդ է տրվում կատարել ճիգերի վերաբաշխման հաշվառմամբ:

Սաշվող հիմքերի հաշվարկման մասին: Սաշվող ժապավենային (հեծանային) հիմքերի հաշվարկը կարելի է կատարել մոտավոր եղանակով, ընդունելով, որ ամբողջ կառուցվածքի հիմքի ներքևի տակ գտնվող բնահողում ճնշումը բաշխված է հարթության օրենքով:

Սաշվող ժապավենային հիմքերի ավելի ճշգրիտ հաշվարկը կատարելիս դրանք դիտում են որպէս առաձգական կիսատարածություն վրա հենված, համատեղ դեֆորմացիայի ենթարկվող փոխադրահայաց հեծանների համակարգ: Մեկ և մյուս ուղղության ժապավենների փոխադրեցություն անհայտ ճիգերը որոշում են այդ ժապավենների հատման տեղերում ձկվածքների հավասարության պայմանից ելնելով:

Սաշվող ժապավենային հիմքերի հաշվարկը վերը բերված ճշգրիտ մեթոդով բավականին բարդ է:

§ 3.4. Համատարած հիմքեր

Ինչպէս արդեն ասվել է, համատարած երկաթբետոնե հիմքերը, որպէս կանոն, կատարում են մոնոլիթ եղանակով, սովորաբար 16-ից ավելի հարկեր ունեցող շենքերի տակ:

Նախագծվում են հիմնականում երկու տիպի համատարած հիմքեր՝ հարթ հոծ սալի և կողավոր սալի ձևով (նկ. 3. 22, ա, բ), այլ կերպ ասած՝ անհեծան սալային և կողավոր սալային:

Անհեծան սալային համատարած հիմքերը ոչ մեծ բեռնվածքների (մեկ սյունից հաղորդվող բեռնվածքը մոտավորապէս մինչև 12000 կն) և սյուների միջև 9 մ ու փոքր քայլի դեպքում (սյունացանցի մեկ և մյուս ուղղության քայլերի միջև 1:1,5 հարաբերությամբ), շնայած կողավոր սալային հիմքերի համեմատությամբ բետոնի և ամրանի ավելի մեծ չափով ամրանի ծախսի, համարվում են նպատակահարմար և ձեռնտու, շնորհիվ կատարման պարզության ու փոքր աշխատատարության: Այդպիսի հիմքերի հաստությունը՝ կախված բեռնվածքի մեծությունից և սյուների քայլից, փոփոխվում է մոտավորապէս 60...150 սմ-ի սահմաններում, որը կազմում է միջսյունային հեռավորությունների մոտ 1/6...1/8 մասը:

Անհեծան սալային հիմքեր են արված, օրինակ, համամիութենական հեռուստակենտրոնի շենքի ($H_p=70$ սմ), Մոսկվայի «Նացիոնալ» հյուրանոցի 22 հարկանի մասնաշենքի տակ ($H_p=140$ սմ) և այլուր:

Անհեծան համատարած հիմքերի վրա կարող են հենվել թե՛ մոնո-

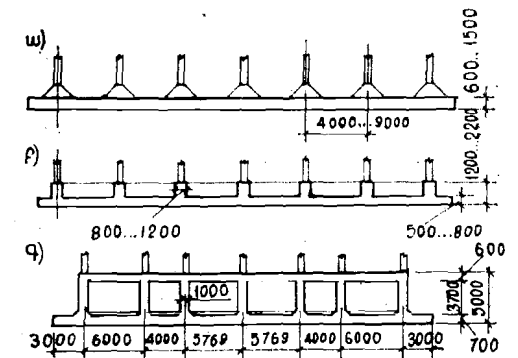
լիթ և թե՛ հավաքովի եղանակով արվող սյուներ: Վերջին դեպքում սալի վրա արվում են բաժակներ (համանման առանձին հիմքերի), որոնց մեջ և ամրակցում են հավաքովի սյուները: Մոնոլիթ սյուների դեպքում սյան և սալի միացման մասում հաճախ անում են բրգաձև լայնացում (համանման մոնոլիթ անհեծան ծածկերի խոյակների):

Կողավոր սալային համատարած հիմքերը բաղկացած են սալից և շենքի փոխադրահայաց սյունաշարերի ուղղութեամբ գնացող կողերից: Այդպիսի հիմքերը անհեծան հիմքերի հետ համեմատած նպատակահարմար են համարվում մեծ բեռնվածքների դեպքում:

Կողավոր սալային հիմքերը առավելապէս նախագծում են կողերով դեպի վերև (նկ. 3. 22, բ): Կողերով դեպի ներքև տեղադրվող հիմքերը նպատակահարմար են այն դեպքերում, երբ բնահողը թույլ է տալիս կողերը կատարել նրա մեջ փորված խրամատներում՝ առանց կաղապարաւմածի:

Նկ. 3. 22. Համատարած երկաթբետոնե հիմքեր.

ա — անհեծան սալային, բ — կողավոր սալային, գ — տուփաձև



Սյուները հենվում են կողերի հատման տեղերում: Սալի հաստությունը խորհուրդ է տրվում վերցնել մոտավորապէս սյուների միջև եղած հեռավորության 1/8...1/10-մասին հավասար՝ 50...80 սմ: Կողերի հատվածքի բարձրությունը և լայնությունը որոշվում են հաշվարկով և համապատասխանաբար հասնում մինչև 2,2 և 1,2 մ-ի: Կողավոր սալային հիմքեր են արված, օրինակ, Մոսկվայի Կալինինի փողոցի 25 հարկանի բնակելի շենքերի տակ ($H_p=60$ սմ, $H=200$ սմ):

Համատարած հիմքերը բնահողի ներքևից վերև ուղղված հակազդման ներքո ենթարկվում են ծոման, ինչպէս մոնոլիթ անհեծան ծածկերը կամ եզրագծով հենված սալերով կողավոր ծածկերը: Այդ իսկ պատճառով էլ նրանց կոնստրուկտավորումը կատարվում է համապատասխան ծածկին համանման: Հիմքերի ամրանավորման համար առավելապէս օգտագործում են եռակցած ցանցեր և կարկասներ:

Մեզ մոտ, ԽՍՀՄ-ում, բարձրագույն շենքերի կառուցման սկզբնական շրջանում (1948—1954 թթ.), ինչպես և որոշ շահիով հետազոտված կիրառվել են նաև, այսպես կոչված, տուփաձև համատարած հիմքերը (նկ. 3. 22, գ):

Տուփաձև համատարած հիմքերի բարձրությունը հասնում է 5—6 մ-ի, նրանք բաղկացած են 0,6...1 մ հաստությամբ ներքևի և վերևի սալերից և շենքի սյունացանցին համապատասխան տեղադրված պատերից (դիաֆրագմաներից): Սալերի միջև գտնվող տարածությունը օգտագործվում է որպես նկուղային հարկ, տնտեսական կամ հատուկ նպատակներով:

Տուփաձև հիմքերի կատարման փորձը ցույց է տվել, որ ստացվում է բետոնի և ամրանի մեծ ծախս սալային տիպի հիմքերի համեմատությամբ, բացի այդ նրանք շատ աշխատատար են: Այդ իսկ պատճառով էլ այդպիսի հիմքերը այժմ համարվում են ոչ նպատակահարմար:

Տուփաձև հիմքեր են արված, օրինակ, Մոսկվայում կառուցված հիդրոնախագիծ ինստիտուտի 27 հարկանի շենքի, ՏՀՆ-ի (СЭВ) 31 հարկանի վարչական շենքի տակ (նկ. 3. 22, գ-ում տեսնատիկ կերպով ցույց է տված վերջինի հիմքի կտրվածքը) և այլուր:

Համատարած ուղղանկյուն սալային հիմքերը բնահողի ներքևից վերև ուղղված ճնշման տակ ենթարկվում են ծռման երկու ուղղությամբ՝ երկայնական և լայնական: Այդպիսի հիմքերը հաշվարկելիս հիմքը դիտվում է որպես առաձգական կիսատարածություն վրա հենված կամ, այսպես կոչված, սահմանափակ հաստության առաձգական շերտի վրա հենված սալ: Վերջին տարիներին նշանակալից զարգացում և կիրառություն է ստացել հաշվարկման երկրորդ մեթոդը:

Համատարած հիմքերի հաշվարկը որպես սալ առաձգական կիսատարածության վրա ըստ էության նույնն է, ինչ որ հեծանային հիմքերին:

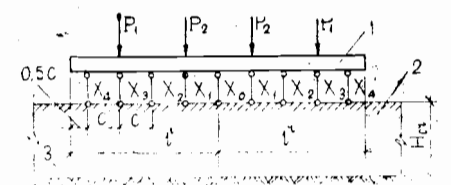
Մասնավորապես սալային հիմքերի մոտավոր հաշվարկը կարելի է կատարել նախորդ պարագրաֆում հեծանային հիմքերի համար շարադրված Բ. Ն. Ժեմոլյինի և Ա. Պ. Սինիցինի մեթոդով, հետևյալ հաջորդականությամբ: Նախ սալն ամբողջ բեռնվածքի ազդեցության տակ հաշվարկում են որպես 1 երկարության և 2 լայնության հեծան, անտեսելով նրա լայնական ուղղությամբ (2 ուղղությամբ) առաջ եկող ծռումը և բնահողի ճնշման անհավասարաչափությունը: Այնուհետև սալից մտովին անջատում են 2 երկարության ու մեկ մետր լայնության շերտ, որի ստատիկական հաշվարկը կատարում են 1 ուղղության հաշվարկից տվյալ շերտի վրա գործող բնահողի ճնշման (հակազդման) ազդեցության ներքո:

Կան և առաձգական կիսատարածության վրա դիտվող սալերի հաշվարկման առավել ճշգրիտ, սակայն բարդ եղանակներ:

Առաձգական հիմնատակի նոր մոդելի՝ «առաձգական շերտի» վրա տեղադրված սալի հաշվարկման մեթոդի էությունն այն է, որ ի տարբերություն առաձգական կիսատարածության, այստեղ հիմնատակը պատկերացվում է սահմանափակ $H_{\text{сг}}$ խորության (հաստության) համասեռ, իդեալական առաձգական շերտ: Սեղմման (դեֆորմացիայի) ենթարկվող շերտի խորությունն ընդունվում է հավասար հիմքի հիմնատակից մինչև ժայռային բնահողը կամ մինչև իր ներքևի սահմանը, բայց սովորաբար ոչ ավելի, քան հաշվարկվող համակարգի երկարության կեսը: Հաշվարկման համար համատարած սալից, հիմնատակի հետ մեկտեղ, մտովին անջատում են միավոր լայնության շերտ և այն դիտում որպես հարթ խնդիր հարթ դեֆորմացիաների պայմաններում:

Նկ. 3. 23. Սահմանափակ խորության սեղմվող շերտի վրա հենված սալի հաշվարկային սխեման.

1— միավոր լայնության սալային հիմք, 2— համասեռ, իդեալական առաձգական սահմանափակ $H_{\text{сг}}$ խորության շերտ, 3— բացարձակ կոշտ հիմնատակ



Հաշվարկման այս մեթոդում հիմնական համակարգը (նկ. 3. 23), լուծման հաջորդականությունը և բանաձևերը ըստ էության մնում են նույնը, ինչ որ առաձգական կիսատարածության վրա աշխատող հեծանի համար է: Սակայն այս դեպքում համակարգի կանոնական հավասարումների մեջ մասնակցող տեղափոխումների մեծությունը, ի տարբերություն (3. 74) բանաձևի, որոշվում է հետևյալ բանաձևով.

$$z_{ki} = \frac{1-\nu^2}{\pi E} (y_{ki} + \alpha_1 \omega_{ki}), \quad (3.80)$$

որտեղ ω_{ki} -ն որոշվում է ըստ (3. 73)-ի, իսկ α_1 -ը՝

$$\alpha_1 = \pi E c^3 / 6 E_b I (1 - \nu^2) \quad (3.81)$$

բանաձևով:

Սահմանափակ խորության առաձգական շերտի (հիմնատակի) մակերևութի y_{ki} նստվածքի մեծությունները, կախված շերտի խորությունից և բնահողի Պուասոնի ν գործակցից, տված են հաշվարկման այս մեթոդի հեղինակ Ս. Ս. Դավիդովի կողմից կազմված աղյուսակում:

Կարկասային շենքերի (ինչպես և աշտարակային տիպի կառուցվածքների) համար սալային հիմքեր նախագծելիս հանձնարարվում է ղեկավարվել [30]-ով:

2 ՈՐՐՈՐԴ ԳԼՈՒԽ

ՄԻԱՀԱՐԿ ԱՐԴՅՈՒՆԱԲԵՐԱԿԱՆ ՇԵՆՔԵՐԻ ԿՈՆՍՏՐՈՒԿՑԻԱՆԵՐ

§ 4.1. Շենքերի տիպերը և կոնստրուկտիվ սխեմաները

Արդյունաբերության շատ ճյուղերում, հատկապես մետալուրգիայում, մեքենաշինության մեջ, շինարարական ինդուստրիայում և այլուր, լայն կիրառություն ունեն երկաթբետոնե միահարկ կարկասային շենքերը:

Այդ շենքերը միմյանցից տարբերվում են. ըստ թռիչքների քանակի՝ միաթռիչք, երկթռիչք և բազմաթռիչք, ըստ ծավալահատակագծային լուծման՝ միևնույն կամ տարբեր բարձրության զուգահեռ տեղադրված թռիչքներով, փոխադարձաբար ուղղահայաց տեղադրված թռիչքներով, ըստ տանիքի պրոֆիլի՝ լանջավոր և հարթ, ըստ վերին լուսավորության և օդափոխության եղանակի՝ առանց երդիկների և երդիկներով, ըստ տանիքի ջրերի հեռացման եղանակի՝ արտաքին կամ ներքին ջրահեռացումով, ըստ բեռների տեղափոխման միջոցների՝ կամրջային ամբարձիչներով, կախովի ամբարձիչներով և առանց ամբարձիչների, ըստ երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների կատարման եղանակի՝ հավաքովի և մոնոլիթ:

Միահարկ արդյունաբերական շենքերը, որպես կանոն, նախագծում են ըստ կարկասային կոնստրուկտիվ սխեմայի՝ հարթ կամ տարածական հիմնական կրող կոնստրուկցիաներով:

Հարթ համակարգի շենքերը բաղկացած են հիմնական կրող հարթ կոնստրուկցիաներից (լայնական շրջանակներ, կամարներ), որոնց վրա հենվում են շենքի սահմանազատող և հեծանային տիպի կրող կոնստրուկցիաները (ենթամբարձիչային հեծաններ, ծածկի սալեր և այլն):

Տարածական համակարգի շենքերի հիմնական կրող կոնստրուկցիան սյուների կամ անմիջականորեն հիմքին հենված տարածական ծածկն է, որը միաժամանակ կատարում է նաև սահմանազատող ֆունկցիա:

Մասսայական արդյունաբերական շինարարությունում առավել տարածվածը հավաքովի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներով, հարթ շրջանակային կոնստրուկտիվ սխեմայի արտադրական շենքերն են, որոնք իրագործման տեսակետից ամենապարզն են: Սահմանափակ կիրառու-

թյուն ունեն նույն կոնստրուկտիվ սխեմայի, մոնոլիթ երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներով կատարվող շենքերը, ինչպես և կամարային ու տարածական համակարգի շենքերը:

Սույն գլխում շարադրված են հիմնականում հավաքովի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներով, հարթ շրջանակային կոնստրուկտիվ սխեմայի, կամրջային ամբարձիչներով արտադրական շենքերի կոնստրուկցիաները և նրանց հաշվարկը: Վերջին պարագրաֆում բերված են նույն կոնստրուկտիվ սխեմայի մոնոլիթ կարկասային շենքերի կոնստրուկցիաների նախագծման որոշ առանձնահատկությունները:

§ 4.2. Հավաքովի կոնստրուկցիաների տարրերը և նրանց հարմարադասումը

Կամրջային ամբարձիչներով հավաքովի, հարթ շրջանակային կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքի կրող տարրերն են՝ առանձին հիմքերը, սյուները, ծածկի պարզունակները (հեծաններ, ֆերմաներ, կամարներ), ծածկի սալերը, ենթամբարձիչային հեծանները, լուսավորության և օդափոխության երդիկները, կապերը, հենակները, պատերի պանելները և այլ տարրեր (նկ. 4.1): Տարբեր դեպքերում թվարկած տարրերից մեկը կամ մյուսը կարող է բացակայել, օրինակ՝ երդիկները, կախովի ամբարձիչներով շենքերի դեպքում՝ ենթամբարձիչային հեծանները, և այլն:

Շենքի հիմնական կրող կոնստրուկցիան լայնական շրջանակն է, որը բաղկացած է սյուներից և պարզունակներից: Որպես կանոն, սյուներն ամրակցվում են հիմքի հետ, իսկ պարզունակների և սյուների միացումը կատարվում է Տողակապերով (նկ. 4.24, ա):

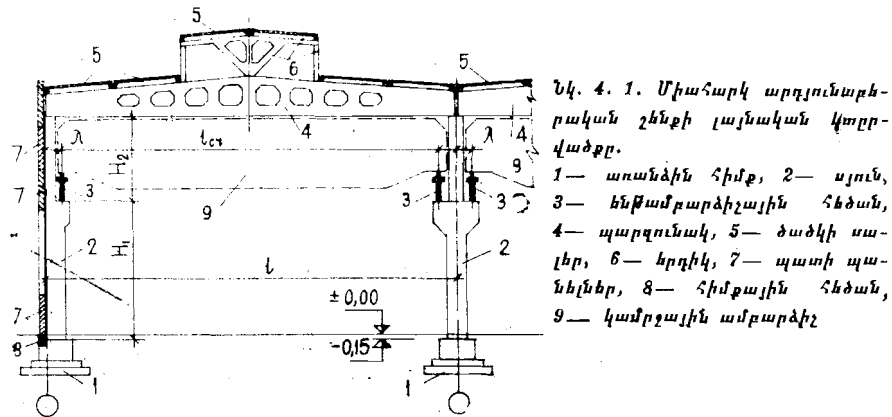
Շենքի տարածական կոշտությունը և կայունությունը լայնական ուղղությամբ ապահովվում են վերահիշյալ շրջանակներով, իսկ երկայնական ուղղությամբ՝ երկայնական շրջանակներով, որոնք կազմված են նույն սյուներից, վերնածածկից, ենթամբարձիչային հեծաններից և ուղղաձիգ կապերից (նկ. 4.24, բ):

Նախագծվող շենքի տնտեսավետությունը և շահագործման որակը նշանակալից չափով պայմանավորված են սյունացանցի և բարձրության գաբարիտային չափերի ճիշտ ընտրությամբ:

Միահարկ արդյունաբերական շենքերի մոդուլային համակարգը հիմնված է հատակագծային չափերի 0,5 մ և բարձրության չափերի 0,6 մ մոդուլների վրա:

Կոնստրուկտիվ տարրերի տիպաչափերն առավելագույն կերպով կըրճատելու նպատակով միահարկ արդյունաբերական շենքերի հիմնական պարամետրերի համար սահմանված են խոշորացված մոդուլներ: Շրջանակների քայլը (սյուների առանցքների միջև եղած հեռավորությունը շենքի երկայնական ուղղությամբ)՝ S, ինչպես և թռիչքները՝ 1, ընդունվում են 6 մ-ին բազմապատիկ: Հատակից մինչև ծածկի հիմնական կրող

կոնստրուկցիայի ներքևի հարթությունը թե՛ կամրջային ամբարձիչներով և թե՛ առանց կամրջային ամբարձիչներով շենքերում ընդունվում է 0,6 մ-ին բազմապատիկ:



Նկ. 4. 1. Միահարկ արդյունաբերական շենքի լայնական կտրվածքը.
1 — առանձին հիմք, 2 — սյուն, 3 — ենթամբարձիչային հեծան, 4 — պարզունակ, 5 — ծածկի սալեր, 6 — երդիկ, 7 — պատի պանելներ, 8 — հիմքային հեծան, 9 — կամրջային ամբարձիչ

Սյունացանցի ընտրումը թույլատրելի միասնականացված գաբարիտային սխեմաների սահմաններում կատարվում է տարբերակային նախագծերի տեխնիկատնտեսական համադրմամբ, նկատի ունենալով շինարարական արտադրության տեխնոլոգիայի պահանջները:

Կամրջային ամբարձիչներով շենքերի համար գերադասելի է համարվում 12×18 մ, 12×24 մ, 12×30 մ, այնուհետև 6×18 մ, 6×24 մ և 6×30 մ չափերի սյունացանցը: Սակայն պետք է նկատի ունենալ, որ 8 և 9 բալլ հաշվարկային սեյսմիկության շենքերի դեպքում թույլատրվում են համապատասխանաբար մինչև 18 մ և 12 մ թռիչքներ, 8 բալլ հաշվարկային սեյսմիկության շենքերում համապատասխան հիմնավորման դեպքում թույլատրվում է կիրառել նաև 24 մ թռիչքով ծպեղային կոնստրուկցիաներ:

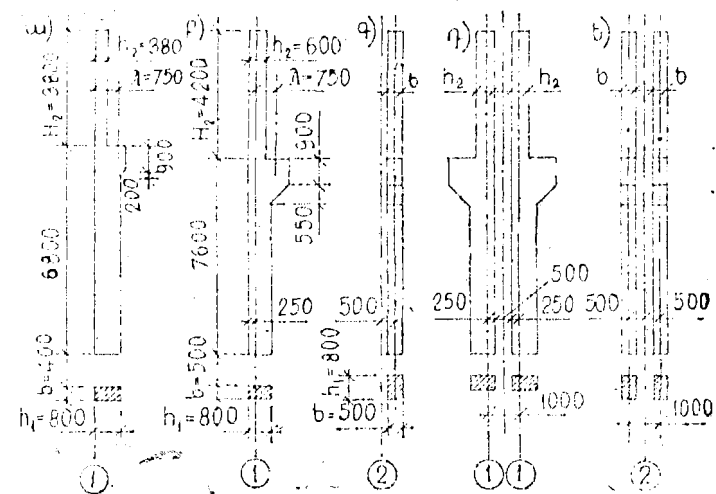
Եթե արտաքին շարքի սյուների 12 մ քայլի դեպքում օգտագործվում են 6 մ երկարության պատի պանելներ, ապա բացի վերոհիշյալ հիմնական սյուներից տեղադրվում են նաև միջանկյալ (ֆախվերկային) սյուներ: Եթե սյուների քայլը 12 մ է, իսկ ծածկի համար կիրառվում են 6 մ երկարության պանելներ (որը ցանկալի չէ), ապա ծածկի պարզունակները տեղադրվում են 6 մ քայլով: Միջանկյալ պարզունակները հենվում են շենքի երկայնական ուղղությամբ սյուների վրա տեղադրված ենթածպեղային ֆերմաների կամ հեծանների վրա:

Ծածկի 6 մ թռիչքով սալերի և պատի նույն երկարության պանելների կիրառման դեպքում կարելի է արտաքին շարքերի սյուների քայլը վերցնել 6 մ, իսկ միջին շարքերի սյուներինը՝ 12 մ (այս դեպքում ենթա-

ծպեղային ֆերմաները կամ հեծանները տեղադրվում են միայն միջին շարքերի սյուների վրա):

Կավազույն տեխնիկատնտեսական ցուցանիշներ ստացվում են սյուների 12 մ քայլի դեպքում՝ նույն թռիչքով ծածկի սալերի կիրառմամբ:

Ծածկի տարրերի միատարրության, ինչպես և կամրջային ամբարձիչների խտանդարտ չափերի պահպանման համար արտաքին շարքերի սյուների 6 մ քայլի, մինչև 32 տ ներառյալ բեռնամբարձության կամրջային ամբարձիչների և հպտակից մինչև շրջանակի պարզունակի ներքևը 14,4 մ ու պակաս բարձրության դեպքում այդ սյուները տեղադրվում են, այսպես կոչված, «գրոյական» տեղակայումով՝ շարքի նշահարման առանցքը համընկեցվում է սյան արտաքին նիստի հետ (Նկ. 4. 2, ա), սյուների 12 մ քայլի դեպքում, 50 տ բեռնամբարձության կամրջային ամբարձիչների, ինչպես և հատակից մինչև շրջանակի պարզունակի ներքևը 16,2 մ ու ավելի բարձրության դեպքում արտաքին շարքերի սյուները տեղակայում են այնպես, որ շարքերի նշահարման առանցքներն անցնեն սյուների արտաքին նիստերից 250 մմ (որոշ դեպքերում 500 մմ) ներս (Նկ. 4. 2, բ): Միջին շարքերի նշահարման առանցքները միշտ համընկնում են սյուների առանցքի հետ (բացառություն կարող են կազմել այն սյուները, որոնք դասավորված են կից թռիչքների բարձրությունների փոփոխման գծով):



Նկ. 4. 2. Սյուների տեղակայման սխեմաները.

ա — «գրոյական», բ — «250», գ — ճակատային սյուն, դ — երկայնական դեֆորմացիոն կարան, ե — լայնական դեֆորմացիոն կարան,
1 — նշահարման երկայնական առանցք, 2 — նշահարման լայնական առանցք

Առանց կամրջային ամբարձիչների շենքերի արտաքին շարքերի սյու-
ները բոլոր դեպքերում տեղադրվում են «գորշական» տեղակայումով:

Շենքի ճակատային սյուները տեղակայում են այնպես, որ նրանց
հատվածքի երկայնական առանցքը 500 մմ-ով տեղափոխված լինի շենքի
ճակատային լայնական նշահարման առանցքից ներս (նկ. 4. 2, գ):

Շենքի լայնական և երկայնական դեֆորմացիոն կարանները կա-
տարում են զույգ սյուների (շրջանակների) միջոցով: Հայնական դեֆոր-
մացիոն կարանների առանցքը համընկեցնում են նշահարման առանցքի
հետ, իսկ սյուների առանցքը տեղափոխում են նշահարման առանցքից
500 մմ-ով աջ և ձախ (նկ. 4. 2, ե):

Երկայնական դեֆորմացիոն կարանների դեպքում նշահարման
առանցքների նկատմամբ սյուները դասավորում են այնպես, ինչպես
պահանջվում է արտաքին շարքերի սյուների համար, իսկ կից նշահար-
ման առանցքների միջև հեռավորությունը վերցվում է 500, 1000, 1500
մմ (նկ. 4. 2, դ)՝ կախված սյուների տեղակայումից («0», «250», «500»):

Շենքի երկայնական ուղղությամբ սյուների նշահարման առանցքի
և ենթամբարձիչային հեծանների (ռելսի) առանցքի միջև հեռավորությու-
նը՝ մինչև ամբարձիչի ներառվալ 50 տ բեռնամբարձության դեպքում,
ընդունվում է $\lambda = 750$ մմ (նկ. 4. 2. ա, բ):

§ 4.3. Կամրջային ամբարձիչներ

Կամրջային ամբարձիչները ծառայում են բեռներ տեղափոխելու հա-
մար: Նրանք շարժվում են շենքի երկայնական ուղղությամբ՝ ենթամ-
բարձիչային հեծանների վրա տեղադրված ռելսերով: Ամբարձիչի կամրջի
վրա շարժվում է սայլակը, որից կախված է ճկուն կամ կոշտ կախոցով
կեռը: Այսպիսով, կեռից կախված բեռը կարելի է փոխադրել շենքի ցան-
կացած տեղը:

Կամրջային ամբարձիչները միմյանցից տարբերվում են հիմնականում
իրենց բեռնամբարձությամբ և աշխատանքի ռեժիմի խմբով՝ 1K...8K:

Մասսայական արդյունաբերական շինարարությունում հավաքովի
երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներով կառուցվող միահարկ արտադրական
շենքերում առավելապես կիրառում են 5, 10, 16, 20 և 32 տ բեռնամ-
բարձություն, $1c_r = 10, 5 \dots 34, 5$ մ թռիչքով էլեկտրական կամրջային ամ-
բարձիչներ (տե՛ս [41]): Այդպիսի ամբարձիչները ենթամբարձիչային
ուղու յուրաքանչյուր կողմի ռելսի վրա հենվում են 2 անվով:

Կամրջային ամբարձիչների (ինչպես և կախովի ամբարձիչների) աշ-
խատանքի ռեժիմի խումբը որոշվում է՝ կախված նրանց օգտագործ-
ման և բեռնվածության դասերից (տե՛ս ԳՕՍՏ 25546—82):

Ամբարձիչի դասն ըստ օգտագործման՝ C0...C9, կախված է նրա ծա-

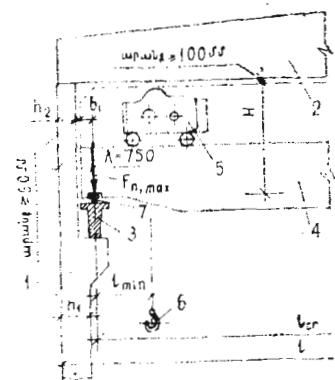
ռայության նախատեսված ժամկետի ընթացքում ամբարձիչի աշխատանքի
ցիկլերի ընդհանուր թվից (փոքր $1, 6 \cdot 10^4$ -ից մինչև $4 \cdot 10^6$ և ավելի), իսկ
դասն ըստ բեռնվածության՝ Q0...Q4, ամբարձիչի բեռնվածության գոր-
ծակցից՝ Kp (փոքր 0,063-ից մինչև 1):

Կամրջային ամբարձիչները շենքի կարկասին հաղորդում են ուղղա-
ձիգ և կամրջի ու սայլակի արգելակման հետևանքով նաև հորիզոնական
բեռնվածքներ:

Ամբարձիչային ուղուն (նույնն է՝ ենթամբարձիչային հեծաններին)
ամբարձիչների անիվների միջոցով հաղորդվող ուղղաձիգ բեռնվածքը
բաղկացած է կամրջի, սայլակի և տեղափոխվող բեռան կշիռներից: Կա-
մրջային ամբարձիչի մեկ անվից ենթամբարձիչային հեծանին (ռելսին)
հաղորդվող առավելագույն նորմատիվ ճնշումը՝ $F_{n, \max}$, ստացվում է բե-
ռան (սայլակի) եզրային դիրքում (նկ. 4. 3). այդ պահին հակադիր են-
թամբարձիչային հեծանի վրա ստացվում է նվազագույն ճնշումը՝ $F_{n, \min}$:

Նկ. 4. 3. Կամրջային ամբարձիչի տեղա-
կայման սխեման.

1 — սյուն, 2 — պարզունակ, 3 — ենթամ-
բարձիչային հեծան, 4 — կամրջային
ամբարձիչ, 5 — սայլակ, 6 — կեռ, 7 —
ամբարձիչի անիվ



Կամրջային ամբարձիչի մեկ անվից ամբարձիչային ուղուն հաղորդ-
վող ուղղաձիգ բեռնվածքի առավելագույն նորմատիվ մեծությունը (կն)
տրված է կամրջային ամբարձիչների տեխնիկական պայմաններում [41],
իսկ նվազագույն նորմատիվ մեծությունը՝ $F_{n, \min}$ -ը որոշվում է հաշվար-
կով, ամբարձիչի կամրջը դիտելով որպես երկու հենարանների (երկու
կողմերում գտնվող ռելսերի) վրա ազատ տեղադրված հեծան, հետևա-
բար՝

$$F_{n, \min} = (Q + G_g + G_{ct}) / 2 - F_{n, \max} \quad (4.1)$$

որտեղ Q-ն ամբարձիչի բեռնամբարձությունն է, տ,

G_g -ն՝ կամրջի կշիռը (վերցվում է տեխնիկական պայմաններից):

G_{ct} -ն՝ սայլակի կշիռը (վերցվում է տեխնիկական պայմաններից):

Ամբարձիչի սայլակից ենթամբարձիչային հեծանին հաղորդվող հորիզոնական լայնական բեռնվածքի նորմատիվ մեծությունն ընդունվում է. $\Delta k_{\text{ու}} կախոցով կեռի դեպքում$

$$H_{\text{tr},n}=0,05(Q+G_{\text{ct}}), \quad (4.2)$$

կոշտ կախոցով կեռի դեպքում

$$H_{\text{tr},n}=0,1(Q+G_{\text{ct}}), \quad (4.3)$$

$H_{\text{tr},n}$ բեռնվածքն ամբողջությամբ հաղորդվում է թռիչքի մի կողմում գտնվող ենթամբարձիչային հեծանին և կարող է ուղղված լինել թե՛ դեպի քննարկվող թռիչքի ներսը և թե՛ դուրսը (թե՛ ձախից աջ և թե՛ աջից ձախ):

Ամբարձիչային ուղու ուղղությամբ ամբարձիչի արգելակման հետևանքով առաջ եկող հորիզոնական բեռնվածքի նորմատիվ մեծությունը մեկ արգելակող անվի դեպքում ընդունվում է.

$$H_{\text{long},n}=0,1F_{\text{նշառ}}, \quad (4.4)$$

Ամբարձիչային բեռնվածքի համար հուսալիության գործակցի մեծությունն ընդունվում է $\gamma_i=1,1$:

Կամրջային ամբարձիչների շարժումը շենքի կոնստրուկցիաներում առաջ է բերում դինամիկական ազդեցություն, սակայն կոնստրուկցիաները հաշվարկելիս այդպիսի ազդեցություն հաշվի է առնվում միայն ենթամբարձիչային հեծանների համար: Այդ հեծանների ամրությունը, կայունությունը, ինչպես և միացումները կրող կոնստրուկցիաների հետ հաշվարկելիս ուղղաձիգ հաշվարկային բեռնվածքները բազմապատկում են $k_d=(1,1-1,2)$, դինամիկական գործակցով (կախված սյուների քայլից և ամբարձիչի աշխատանքի ռեժիմի խմբից), իսկ հորիզոնական բեռնվածքները՝ ամբարձիչի աշխատանքային ռեժիմի 8K խմբի դեպքում $k_d=1,1$ -ով:

§ 4.4. Հիմքեր

Շրջանակային կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքերում, որպես կանոն, սյուների տակ արվում են առանձին հիմքեր: Հավաքովի սյուների հիմքերը սովորաբար արվում են աստիճանավոր, բաժակային տիպի՝ հավաքովի կամ մոնոլիթ: Այդպիսի հիմքերի կոնստրուկցիան և հաշվարկը բեռնվածքի կենտրոնական և արտակենտրոն ազդեցությունների դեպքում շարադրված է նախորդ գլխում:

Մեկ բլոկի ձևով կատարվող հավաքովի հիմքերը, որոնք հատակագծում ունեն $1,3 \times 1,3$ մ-ից մինչև $2,1 \times 2,1$ մ չափեր, տիպային են և նա-

խատեսված են մինչև $0,6 \times 0,4$ մ չափերի լայնական հատվածքով սյուների համար:

Հիմքի մեծ չափերի անհրաժեշտության, ինչպես և լայնական հատվածքի մեծ չափեր ունեցող սյուների դեպքում հավաքովի հիմքը պետք է անել երկու և ավելի բլոկներից կամ առավել նպատակահարմար է հիմքը իրագործել մոնոլիթ:

§ 4.5. Սյուներ

Մինչև 12×36 մ չափերի սյունացանցով, 10...50 տ բեռնամբարձության կամրջային ամբարձիչներով միահարկ արդյունաբերական շենքերի համար մշակված են միասնականացված չափերի հոծ, ուղղանկյուն հատվածքի և երկճյուղ (նույնն է՝ միջանցիկ) սյուներ (նկ. 4.4):

Հոծ, ուղղանկյուն հատվածքի սյուները կիրառվում են շենքի 8,4...10,8 մ բարձրության և մինչև 20 տ բեռնամբարձության ամբարձիչների դեպքում: Մեծ բեռնամբարձության կամրջային ամբարձիչների և բարձր (10,8...18 մ) շենքերի համար կիրառվում են երկճյուղ սյուներ:

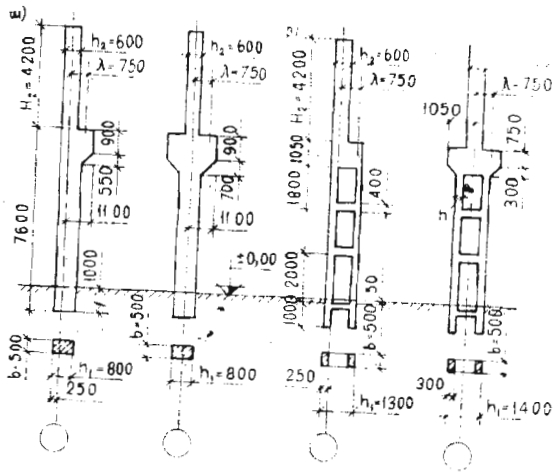
Կամրջային ամբարձիչներով շենքերի միջին շարքի սյուները, որպես կանոն, սիմետրիկ են (բացառություն կարող են կազմել այն միջին շարքի սյուները, որոնք դասավորված են կից թռիչքների բարձրությունների փոփոխման գծով), իսկ եզրային շարքերի սյուները՝ ոչ սիմետրիկ:

Սյուների հատվածքների չափերն ընտրվում են՝ ելնելով նրանց կրողունակության հաշվարկից, միաժամանակ նկատի ունենալով մի շարք կոնստրուկտիվ պահանջներ: Օրինակ, տիպային սյուների վերամբարձիչային մասի հատվածքի չափերն ընտրելիս հաշվի է առնված պարզունակի հենման համար անհրաժեշտ մակերեսը՝ միջին շարքերի սյուների համար հատվածքի բարձրությունն ընդունված է $h_2=500$ կամ 600 մմ, եզրային շարքերի սյուների համար՝ $h_2=380$ մմ կամ 600 մմ: Սյուների ենթամբարձիչային մասի հատվածքի չափերն ընտրվում են այնպես, որ ապահովված լինի ոչ միայն նրանց ամրությունը, այլև կոշտությունը՝ շրջանակի հարթությունում սյուների հորիզոնական տեղափոխումները չխանգարեն կամրջային ամբարձիչների նորմալ շահագործմանը: Ընդունված է համարել, որ սյան կոշտությունն ապահովված է, եթե նրա ենթամբարձիչային մասի հատվածքի բարձրությունը՝ h_1 -ը, մեծ է կամ հավասար $(1/10...1/14)H$:

Տիպային, ուղղանկյուն հատվածքի հոծ սյուների ենթամբարձիչային մասի հատվածքի բարձրությունը թե՛ եզրային և թե՛ միջին շարքերի սյուների համար ընդունվում է $h_1=600$ կամ 800 մմ:

Վերոհիշյալ բոլոր սյուներն ամբողջ բարձրությամբ ունեն հատված-
քի միևնույն լայնությունը՝ $b=400, 500$ կամ 600 մմ:

Երկճյուղ սյուների վերամբարձիչային մասը հոծ, ուղղանկյուն հատ-
վածքի է, իսկ ենթամբարձիչային մասը միջանցիկ է, բաղկացած երկու
ճյուղերից, որոնք միացված են միմյանց կարճ հենակներով՝ պարզու-
նակներով (նկ. 4, 4 բ): Երկճյուղ սյուների ամբարձիչային մասի հատ-
վածքի բարձրությունը միջին շարքերի սյուների համար ընդունված է
 $h_1=1400...1900$ մմ, եզրային շարքերի սյուների համար՝ $h_1=1000...1400$ մմ:
Ճյուղերի հատվածքի բարձրությունը՝ $h=200...350$ մմ է, սյու-
ների հատվածքի լայնությունը՝ $b=400, 500, 600$ մմ: Հորիզոնական հե-
նակների առանցքների միջև հեռավորությունն ընդունվում է $(8...10)h$,
հատակից մինչև առաջին հենակի ցածի մակերևույթը պետք է լինի $1,8$
մ-ից ոչ պակաս, որպեսզի հնարավոր լինի մարդկանց ազատ շարժումը
սյուների ճյուղերի միջև նախատեսվող անցումով: Հենակների հատվածքի
բարձրությունը վերցվում է $(1,5...2)h$, իսկ լայնությունը՝ նույնն է, ինչ
որ սյանը:



Նկ. 4. 4. Կամրջային ամբար-
ձիչներով միահարկ արդյունա-
բերական շենքերի սյուներ.
ա — հոծ, ուղղանկյուն հատ-
վածքի, բ — երկճյուղ

Առանձին դեպքերում, օրինակ, երբ ամբարձիչային ուղիների վիճա-
կի մշտական դիտման կարիք է լինում, կիրառում են երկճյուղ սյուներ,
որոնք վերամբարձիչային մասում՝ ամբարձիչային ուղու մակարդա-
կում, ունեն 400 մմ լայնության և 2200 մմ բարձրության բացվածք անց-
ման համար: Այդպիսի սյուների վերամբարձիչային մասի հատվածքի
բարձրությունն ընդունվում է $h_2=980$ մմ:

Առանց կամրջային ամբարձիչների շենքերում կիրառվում են հոծ,
ըստ բարձրության հաստատուն, ուղղանկյուն հատվածքի սյուներ: Այդ-

պիսի սյուների բարձրությունը փոփոխվում է 3 մ-ից մինչև $14,4$ մ-ի
սահմաններում, լայնական հատվածքի չափերը՝ 300×300 մմ-ից մինչև
 400×800 մմ:

Սյուների հատվածքներում գործող ճիգերի մեծությունը որոշվում է
ըստ լայնական շրջանակի հաշվարկի (տե՛ս §4. 10):

Սյուները, որպես կանոն, ենթարկվում են արտակենտրոն սեղմման.
ըստ որում, նրանց հաշվարկային հատվածքներում սովորաբար գործում
են հակադարձ նշանների, իրենց մեծությամբ միմյանցից ոչ խիստ տար-
բերվող ծռող մոմենտներ, այդ իսկ պատճառով նպատակահարմար է
սյուները նախագծել սիմետրիկ ամրանավորումով: Այդպիսի ամրանա-
վորումը նպատակահարմար է նաև նրանց պատրաստման ու մոնտաժ-
ման տեսակետից: Երբ սյուների հատվածքներում գործող հակադարձ
նշանների մոմենտների մեծությունները միմյանցից խիստ տարբերվում
են, ապա ամրանի տնտեսման տեսակետից ցանկալի է սյուները նախա-
գծել ոչ սիմետրիկ ամրանով:

Արտակենտրոն սեղմվող տարրերի կոնստրուկտավորման ընդհանուր
պահանջներն ու հաշվարկն ըստ կրողունակության բերված են [2, 37,
45]-ում:

Ենթամբարձիչային հեծաններ կրող սյուները ենթակա են դինամի-
կական ազդեցության, այդ իսկ պատճառով գերադասելի է նրանց ամ-
րանավորումը կատարել հյուսված կարկասներով: Սակայն նկատի ունե-
նալով հյուսված կարկասների կատարման դժվարությունները, շատ դեպ-
քերում նշված սյուների, ինչպես և ենթամբարձիչային հեծաններ չկրող
սյուների ամրանավորումը կատարվում է տարածական եռակցած կար-
կասներով:

Սյուների պատրաստման համար կիրառվում է B15...B30 դասի բե-
տոն:

Սյուների համապատասխան մասերում, որտեղ նրանց են միանում
շենքի այլ կոնստրուկտիվ տարրեր (շրջանակի պարզունակը, ենթամ-
բարձիչային հեծանը, պատի պանելները, կապերը և այլն) տեղադրում
են պողպատե ներդիր դետալներ:

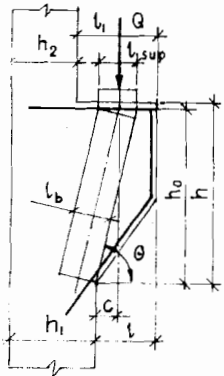
Անհրաժեշտության դեպքում եռակցած լայնական ցանցերով կա-
տարվում է այան ծալրամասերի բետոնի տեղական ուժեղացում:

Սյան կարճ բարձակը ($l \leq 0,9h$), որի վրա հենվում է են-
թամբարձիչային հեծանը, պետք է հաշվարկել ըստ լայնական ուժի և
ծռող մոմենտի:

Սյուների կարճ բարձակի հաշվարկն ըստ լայնական ուժի կատար-
վում է բեռնվածքի և հենարանի միջև ընկած թեք շերտի (նկ. 4. 5.) ամ-
րության ստուգման նպատակով: Նշված թեք շերտի ամրությունը հա-
մարվում է ապահովված, եթե բավարարված է հետևյալ պայմանը՝

$$Q \leq 0,8 \varphi_{w2} R_b b l_b \sin \theta, \quad (4.5)$$

ըստ որում, այդ արտահայտության աջ մասը պետք է լինի $3,5 R_{bt} b h_0$ -ից ոչ ավելի և $\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2 / c$ -ից ոչ պակաս: Իր հերթին $\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2 / c$ -ն պետք է լինի $2,5 R_{bt} b h_0$ -ից ոչ ավելի և $\varphi_b^3 R_{bt} b h_0$ -ից ոչ պակաս:



Նկ. 4. 5. Սյան բարձակի հաշվարկային սխեման

Վերը գրված (4.5) արտահայտությունում Q ուժն իրենից ներկայացնում է ենթամբարձիչային հեծանից սյանը հաղորդվող ամենամեծ ճնշումը:

φ_{w2} -ը գործակից է, որը հաշվի է առնում բարձակի բարձրությամբ տեղադրված անուրների ազդեցությունը և որոշվում է հետևյալ արտահայտությունից՝

$$\varphi_{w2} = 1 + 5 \alpha \mu_{w1}, \quad (4.6)$$

որտեղ

$$\alpha = E_s / E_b, \quad \mu_{w1} = A_{sw} / b s_w,$$

A_{sw} -ն մեկ հարթությունում գտնվող անուրների հատվածքի մակերեսն է,

s_w -ն՝ անուրների քայլը (ըստ նրանց տարած նորմալի),

φ_{b3} -ը և φ_{b4} -ը գործակիցներ են՝ կախված բետոնի տեսակից (տե՛ս [37]):

Սեղմված թեք շերտի l_b լայնությունը կլինի (նկ. 4. 5)՝

$$l_b = l_{sup} \sin \theta, \quad (4.7)$$

որտեղ l_{sup} -ը բարձակի թռիչքի ուղղությամբ բեռնվածքը բարձակին փոխանցող հարթակի երկարությունն է:

Բարձակի աշխատող ամրանի հատվածքի A_s մակերեսը որոշվում

է ըստ սյան ներքևի ճյուղի եզրին համապատասխանող նորմալ հատվածքի ամրության պայմանի՝

$$M = Q c, \quad (4.8)$$

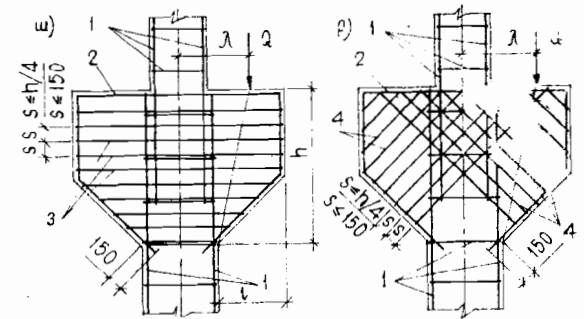
$$A_s = 1,25 M / R_s v h_0, \quad (4.9)$$

որտեղ 1,25-ը փորձառական գործակից է:

Սյունների կարճ բարձակի ամրանավորումը կատարվում է 2...4 աշխատող ձողերով, սովորաբար A—III դասի ($\varnothing 12$ — 14), որոնք տեղադրում են նրա վերևի մակերևույթի մոտ և հորիզոնական կամ թեք (45° անկյան տակ) ուղղությամբ տեղադրված անուրներով (նկ. 4. 6):

Նկ. 4. 6. Սյան բարձակների ամրանավորման սխեմաներ:

ա — հորիզոնական անուրներով, բ — թեք անուրներով, 1 — սյան ամրանային կարկաս, 2 — բարձակների աշխատող ամրան, 3 — հորիզոնական անուրներ, 4 — թեք անուրներ



Անուրները կատարում են 2...4 ճյուղանի, 6...10 մմ տրամագծով՝ A—III կամ A—I դասի ամրանից:

Անուրների քայլը պետք է լինի $h/4$ -ից և 150 մմ-ից ոչ ավելի (որտեղ h -ը բարձակի բարձրությունն է):

§ 4.6. Ծածկի կոնստրուկցիան

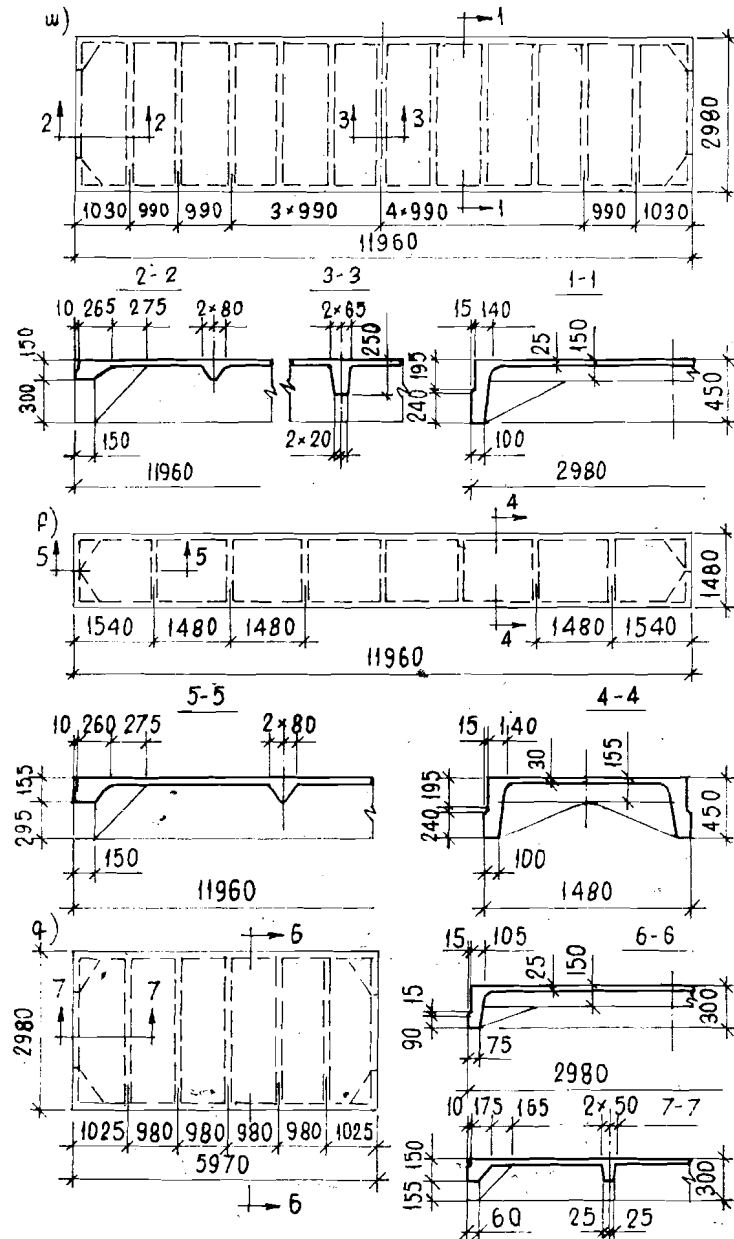
Հարթ, հավաքովի շրջանակային կոնստրուկտիվ սխեմայի միահարկ արդյունաբերական շենքերի ծածկերը առավելագույն իրականացվում են պարզունակների (հեծանների, ֆերմաների, կամարների) վրա անմիջականորեն տեղադրվող նախալարված կողավոր սալերի միջոցով:

Հեռանկարային է ծածկերի զանգվածային իրականացումը շենքի լայնական ուղղությամբ տեղադրվող 3×18 մ և 3×24 մ խոշորաչափ սալերի միջոցով:

1. Սալեր

Ծածկի նախալարված կողավոր սալերը բաղկացած են երկու երկայնական կողերից, լայնական կողերից և բուն սալից: Այդպիսի տիպային սալերի չափերն են՝ 3×12 մ և 3×6 մ: Որպես լրացուցիչ տարրեր կի-

բառվում են $1,5 \times 12$ մ և $1,5 \times 6$ մ շափերի սալերի նշված կողավոր սալերը ցույց են տված նկ. 4.7-ում:



Նկ. 4.7. Մածկի կողավոր սալեր. ա— 3×12 մ, բ— $1,5 \times 12$ մ, գ— 3×6 մ

Կողավոր սալերի հաշվարկը բաղկացած է բուն սալի, լայնական և երկայնական կողերի հաշվարկից: Սալի հաշվարկման համար նախապես ընտրում են նրա չափերը, որոշում մշտական (սալի և նրա վրա կատարվող շերտերի զանգվածը) և ժամանակավոր (երկարատև ու կարճատև) բեռնվածքների մեծությունները, ճշտում հաշվարկային թռիչքները, որից հետո անցնում են ստատիկական հաշվարկին:

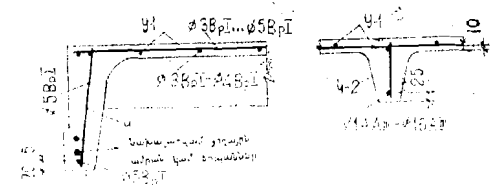
3 մ լայնության սալերը հաշվարկելիս բուն սալը դիտվում է որպես անխզելի հեծանային համակարգ: Հաշվարկը կատարվում է ըստ սալի երկարության մոտվին անջատված մեկ մետր լայնության շերտի համար, այնպես, ինչպես մոնոլիթ հեծանային սալերով կողավոր ծածկի դեպքում (տե՛ս § 2. 2, 2):

$1,5$ մ լայնության սալերի դեպքում բուն սալը հաշվարկում են որպես անխզելի բազմաթռիչք, երկու ուղղությամբ աշխատող պանելներով համակարգ (տե՛ս § 2. 4, 2):

Նշված սալերի պանելների ամրանավորումը կատարվում է B_p-I դասի լարից պատրաստված եռակցած հարթ ցանցերով (նկ. 4. 8):

Սալերի լայնական կողերը հաշվարկում են որպես մասնակի ամրակցումով, տավրաչին հատվածքի հեծան՝ 3 մ լայնության սալի դեպքում հավասարաչափ բաշխված բեռնվածքի, $1,5$ մ լայնության սալի դեպքում եռանկյան օրենքով բաշխված բեռնվածքի ներքո: Ամեն մի լայնական կող ամրանավորում են մեկ եռակցած հարթ կարկասով (նկ. 4. 8):

Նկ. 4. 8. Մածկի 3×6 մ շափերի կողավոր սալի ամրանավորման սխեման

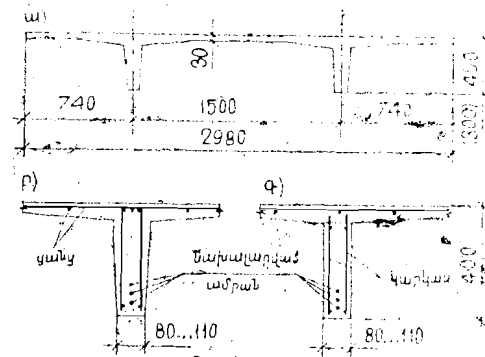


Սալի երկայնական կողերը բուն սալի հետ մեկտեղ դիտվում են որպես տավրաչին հատվածքի հասարակ հեծան և հաշվարկում ըստ ամրության, դեֆորմացիաների (ճկվածքի) և ճաքերի առաջացման կամ նրանց բացվածքի լայնության:

Երկայնական կողերի նախալարված աշխատող ամրանը կատարվում է բարձրամուր ամրանային ձողերից կամ $K-7$ դասի ճապաններից: Երկայնական կողերում տեղադրում են նաև մեկական եռակցած հարթ կարկաս (նկ. 4. 8):

Նշված տիպի կողավոր սալերը իրականացվում են $B30...B40$ դասի բետոնից:

կիրառում են նաև 3×12 մ և 3×6 մ շափերի, այսպես կոչված, 2 T տիպի սալեր, որոնք բաղկացած են երկու երկայնական կողերից և երկբարձակային սալից (նկ. 4. 9): Այդպիսի սալերի առավելությունը վերը նկարագրված կողավոր սալերի նկատմամբ այն է, որ բուն սալի աշխատանքային ուղղությամբ (երկայնական կողերին ուղղահայաց ուղղությամբ) ծող մոմենտների փոքր լինելու պատճառով լայնական կողեր չեն պահանջվում, որի հետևանքով սալի ձևն (հետևաբար և կաղապարը) ու կատարումը դառնում են պարզ: 3×12 մ շափերի 2T սալի նախալարված երկայնական կողերը առավելապես պատրաստում են նախապես՝ առանձին հեծանների ձևով (նկ. 4. 9, գ), որից հետո կատարում են սալի բետոնացումը: Սալերի պատրաստման այդպիսի եղանակը հնարավորություն է տալիս բուն սալը կատարել B15...B25 դասի, իսկ կողերը բարձր՝ B30...B40 դասի բետոնից: 3×6 մ շափերի սալերը պատրաստում են ամբողջական՝ մեկ դասի բետոնով, կամ բաժան՝ 3×12 մ շափերի սալերին համանման:



նկ. 4.9. Մածկի 2T տիպի 3×12 մ շափերի սալ.
ա — լայնական հատվածք, բ — սալի մոնոլիթ եղանակով կատարվող կող, գ — հավաքովի կող

2T տիպի սալի հաշվարկը բաղկացած է բուն սալի (լայնական ուղղությամբ) և ամբողջական սալի (երկայնական ուղղությամբ) հաշվարկներից: Թե՛ մեկ և թե՛ մյուս դեպքում բեռնվածքը (բուն սալի, նրա վրա կատարվող շերտերի և երկայնական կողերի սեփական զանգվածը, սալի վրա գործող ժամանակավոր բեռնվածքը) դիտվում է հավասարաչափ բաշխված:

Բուն սալի համար կատարվում է ամրության հաշվարկ ըստ նորմալ հատվածքի: Այդ նպատակով մտովին սալից անջատում են 1 գծ.մ լայնության շերտ, որը դիտվում է որպես երկբարձակ հասարակ սալ:

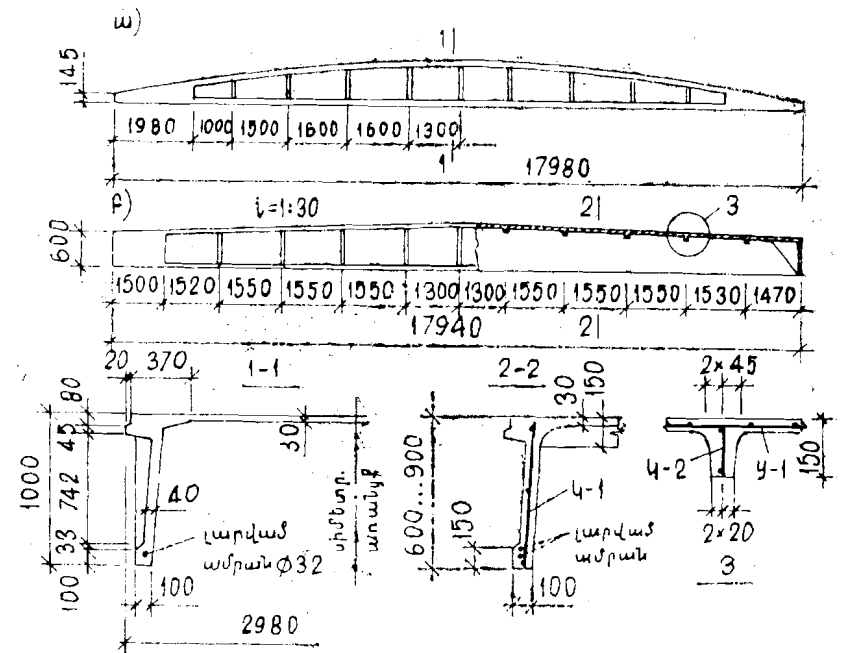
Ամբողջական սալը հաշվարկելիս երկայնական կողերը բուն սալի հետ մեկտեղ դիտվում են որպես տավրային հատվածքի հասարակ հեծան, որի վրա, ինչպես ասվեց վերևում, գործում է հավասարաչափ

բաշխված բեռնվածք: Հեծանը հաշվարկում են ըստ ամրության, ճաքերի առաջացման կամ նրանց բացվածքի լայնության և դեֆորմացիաների (ձկվածքի):

Սալի ամրանավորումը կատարվում է՝ պահպանելով ծովող տարրերի կոնստրուկտիվորման պահանջները: Երկայնական կողերի նախալարված աշխատող ամրանի համար կիրառում են A—V և բարձր դասի ձողային ամրան կամ K—7 դասի ճոպաններ:

Բոլոր տիպի սալերի երկայնական կողերի ծայրամասերի ներքևի շորտ անկյուններում տեղադրում և ապահով խարսխում են անկյունակներ, որոնց միջոցով սալերը ամրացվում են ծածկի պարզունակի հետ:

3×18 մ և 3×24 մ խողորնաչափ նախալարված սալերը կատարում են տարբեր կոնստրուկտիվ լուծումներով (նկ. 4. 10): Այդ սալերը հենվում են շենքի երկայնական ուղղությամբ սյուների վրա տեղադրած հեծաններին և միաժամանակ կատարում շրջանակի պարզունակի դեր: Սալերի այդպիսի կիրառությունը հանգեցնում է շինարարական աշխատանքների առավել ինդուստրացման և բետոնի ու ամրանի որոշ տնտեսման:



նկ. 4. 10. Մածկի 3×18 մ շափերի սալեր. ա — թաղաձև, բ — սակավաթեք

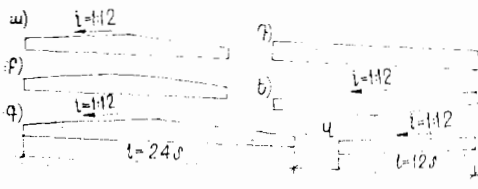
2. Հեծաններ

Երկաթբետոնե հեծանները, որպես միահարկ արդյունաբերական շենքերի ծածկի հիմնական կրող տարրեր, կիրառվում են 6, 9, 12, 18 և 24 մ թռիչքների համար:

6 և 9 մ անվանական երկարության հեծանները պատրաստում են սովորական երկաթբետոնից, 12 մ երկարության հեծանները՝ թե՛ սովորական և թե՛ նախալարված երկաթբետոնից, իսկ 18 և 24 մ երկարության հեծանները՝ միայն նախալարված երկաթբետոնից:

Հեծանները տեղադրում են 6 կամ 12 մ քայլով:

Արտադրվում են հեծաններ երկլանջ, միալանջ և տափակ ծածկերի համար: Երկլանջ ծածկերի հեծանների վերևի գոտին արվում է երկթեք կամ կորագիծ (նկ. 4. 11, ա, բ, գ): Միալանջ ծածկերի համար կիրառում են զուգահեռ գոտիներով կամ ներքևի երկթեք գոտիով հեծաններ (նկ. 4. 11, ե, զ): Տափակ ծածկերի հեծաններն ունեն զուգահեռ գոտիներ (նկ. 4. 11, դ):



Նկ. 4. 11. Ծածկի հեծաններ.

ա, գ — վերևի երկթեք գոտիով, բ — վերևի կորագիծ գոտիով, դ, զ — զուգահեռ գոտիներով, ե — ներքևի երկթեք գոտիով

Հեծաններն ըստ լայնական հատվածքի ձևի լինում են երկտավրային՝ նկ. 4. 12 (6 մ թռիչքով հեծանները՝ տավրային), և ուղղանկյուն՝ ալյապես կոչված, վանդակավոր (նկ. 4. 13):

Երկտավրային հատվածքի հեծաններում ամրանի և բետոնի ծախսը մոտավորապես 15%-ով փոքր է, քան նույն թռիչքով վանդակավոր հեծաններում, սակայն պատրաստման տեխնոլոգիայի և աշխատատարության տեսակետից ձեռնառու են վանդակավոր հեծանները, որոնք և ներկայում ավելի կիրառելի են:

Հեծանների բարձրությունը թռիչքի մեջտեղում ընդունվում է $(1/10...1/15)$: Երկլանջ ծածկերի հեծանների բարձրությունը հենարաններում վերցվում է 790 կամ 890 մմ, իսկ վերևի գոտու թեքությունը՝ $i=1:12$: 24 մ թռիչքով հեծանների վերևի գոտու թեքությունն արվում է փոփոխական, ինչպես ցույց է տված նկ. 4. 11, գ-ում:

Վերևի կորագիծ գոտիով հեծանների ուղղագծի ձևը մոտենում է հասարակ հեծանի ծոռղ մոմենտների էպյուրին, դրա համար էլ նյութի ծախսի տեսակետից նրանք առավել տնտեսավետ են, սակայն պատրաստման

տեսակետից բարդ են, այդ իսկ պատճառով ավելի քիչ են կիրառվում, քան վերևի երկթեք գոտիով հեծանները:

Հեծանների սեղմված գոտու հատվածքի չափերն ընտրում են՝ ելնելով հեծանի ամրության, ծածկի սալերի տեղադրման, ինչպես և հեծանի տեղափոխման ու մոնտաժման ընթացքում իր հարթությունից դուրս կայունության ապահովման պայմաններից: Այդ գոտու լայնությունն ըստ վերջին պայմանի երկտավրային հատվածքի հեծանների դեպքում պետք է վերցնել $(1/50...1/60)$ -ից ոչ պակաս: Զգված գոտու հատվածքի չափերը հիմնականում ընտրում են՝ ելնելով նախալարված երկլանական ամրանի հարմարավետ դասավորման պայմանից:

Երկտավրային (տավրային) հատվածքի հեծանները պատրաստում են ուղղաձիգ տեղադրված մետաղե կաղապարներում, իսկ վանդակավոր հեծանները՝ հորիզոնական փնձակում, և ունեն հաստատուն լայնություն:

Նախալարված հեծանների ամրանի ձգումը, որպես կանոն, կատարվում է հենակների վրա:

Նախալարված հեծանների համար կիրառում են B25...B40 դասի, իսկ սովորական երկաթբետոնե հեծանների համար՝ B25 կամ B30 դասի բետոն:

Նախալարված հեծաններում որպես երկլանական աշխատող ամրան առավելապես կիրառվում են A—IV և բարձր դասերի ձողային ամրան կամ K—7 դասի ճապաններ, սովորական երկաթբետոնե հեծաններում՝ A—III դասի ձողային ամրան:

Հեծանների ուղղաձիգ պատր ամրանավորում են եռակցած ցանցերով, որոնց ուղղաձիգ ձողերն ընտրում են համաձայն հեծանի թեք հատվածքների ամրության ապահովման պայմանի, իսկ հորիզոնական ձողերը՝ ելնելով կոնստրուկտիվ պահանջներից:

Երկտավրային և տավրային հատվածքների հեծանների պատր հեծանի հենման մասերում աստիճանաբար լայնացվում է և ուժեղացվում լրացուցիչ լայնական ձողերով (որոնք եռակցում են հենարանային պողպատե ներդիր դետալներին) ու ուղղաձիգ ուղղություն տեղադրվող եռակցած ցանցերով (տե՛ս նկ. 1. 5, բ): Համանման ամրանավորումով ուժեղացնում են նաև վանդակավոր հեծանների հենարանային մասերը:

Նախալարված հեծանների պատրաստման փուլում՝ հեծանին նախնական սեղմող ձիգ հաղորդելու պահին, նրա ներքևի գոտում տեղադրված ձգված ամրանի մեծ ճիգի և արտակենտրոնության դեպքում վերևի գոտում հնարավոր է ճաքերի առաջացում: Նշված ճաքերից խուսափելու կամ ճաքերի բացվածքը սահմանափակելու նպատակով անհրաժեշտ դեպքերում նախալարված ամրան է տեղադրվում նաև հեծանի վերևի գոտում: Շնորհիվ այդ ամրանի մեծանում է վերևի գոտու ճաքակայունությունը, և միաժամանակ փոքրանում նախնական սեղմող ձիգի արտա-

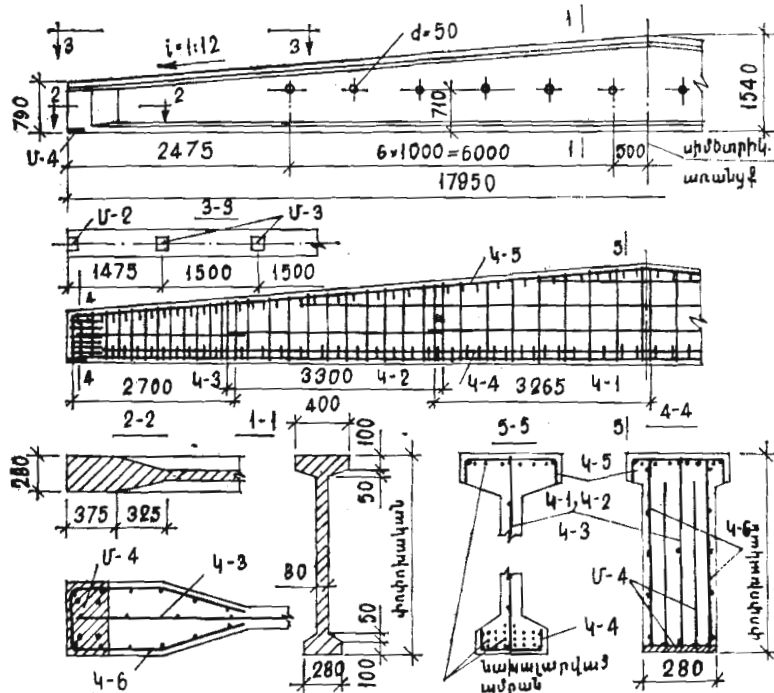
կենտրոնությունը, հետևաբար և՛ ծոռղ մոմենտի մեծությունը, որն առաջ է բերում ձգող ճիգ հեծանի վերևի գոտում: Սակայն պետք է նկատի ունենալ, որ սովորաբար այդ ամրանը բացասական ազդեցություն է թողնում հեծանի կրողունակության վրա:

Վերևի գոտում տեղադրվող նախալարվող ամրանի հատվածքի մակերեսը A'_{sp} -ը, ընդունված է վերցնել $(0,15...0,2)A_{sp}$:

Բոլոր հեծանների վերևի գոտում տեղադրում են ներդիր դետալներ, որոնց եռակցում են ծածկի սալերի երկայնական կողերի համապատասխան դետալները:

Հեծանները սյուների միացնելու համար նրանց ներքևի գոտու հեմարանային մասերում ևս տեղադրում են ներդիր դետալներ:

Սովորական և նախալարված հեծանների կոնստրուկտիվորման ընդհանուր պահանջները բերված են [3, 45]-ում:

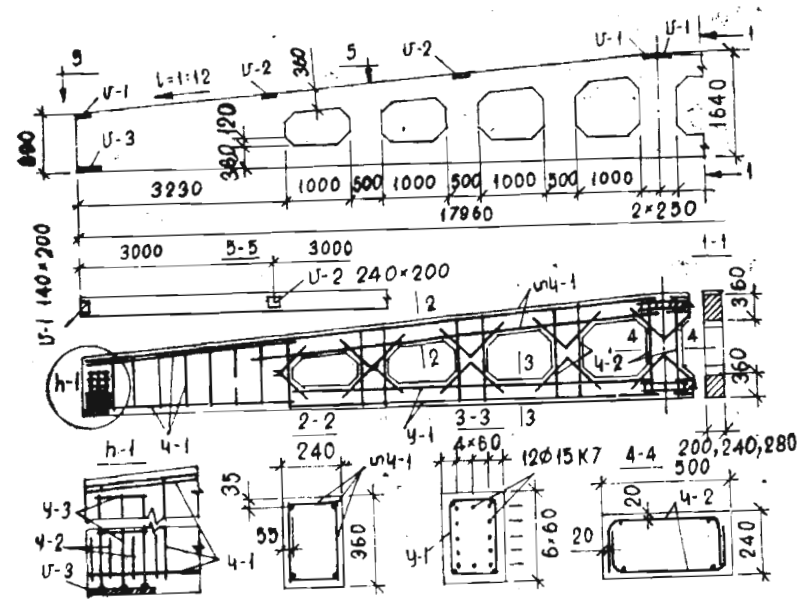


Նկ. 4.12. Վերևի երկթեք գոտիով երկտավրային հատվածքի հեծան

Նկ. 4.12-ում ցույց է տված երկտավրային հատվածքի հեծանի, իսկ Նկ. 4.13-ում՝ վանդակավոր հեծանի ամրանավորման սխեման

Ծածկի հոծ հեծանի ստատիկական հաշվարկը կատարում են նրա վրա տեղադրված սալերի երկայնական կողերից հաղորդվող կենտրոնացած ուժերի և իր սեփական զանգվածի ազդեցության տակ, որպես հա-

սարակ հեծան: Հեծանի թռիչքում գործող հինգ և ավելի հավասար կենտրոնացած ուժերի դեպքում նպատակահարմար է դրանք փոխարինել համարժեք հավասարաչափ բաշխված բեռնվածքով: Երդիկի առկայության դեպքում ծածկի հեծաններին կենտրոնացած բեռնվածքներ են հաղորդվում ինչպես նրանց վրա անմիջականորեն հենված սալերի երկայնական կողերից, այնպես էլ երդիկի կանգնակներից, իսկ կախովի ամբարձիչներով շենքերում՝ նաև ամբարձիչներից ու նրանց ուղու սեփական զանգվածից:



Նկ. 4.13. Վերևի երկթեք գոտիով վանդակավոր հեծան

Հեծանի ստատիկական հաշվարկը կատարելիս պետք է նկատի ունենալ ժամանակավոր բեռնվածքների (ձյան բեռնվածք, կախովի ամբարձիչներից հաղորդվող բեռնվածք) հնարավոր վտանգավոր տեղաբաշխումը:

Վանդակավոր հեծանը հաշվարկելիս այն դիտարկվում է որպես փակ շրջանակ:

Հեծանների համար պետք է կատարել նորմալ և թեք հատվածքների հաշվարկ ըստ ամրության, ճաքերի առաջացման կամ նրանց բացվածքի լայնության: Այնուհետև պետք է որոշել հեծանի ճկվածքը և այն համեմատել նրա թուլատրելի սահմանային մեծության հետ:

Երկթեք հեծանների նորմալ հատվածքներն ըստ ամրության և ճաքակայունության հաշվարկելիս պետք է նկատի ունենալ, որ հեծանի երկա-

րությամբ վտանգավոր նորմալ հատվածքի տեղը կախված է վերևի գոտու թեքությունից և բեռնվածքի բաշխումից (կամ նույնն է՝ ծոող մոմենտների էպյուրից): Հավասարաչափ բաշխված բեռնվածքի և $i=1:12$ թեքության դեպքում վտանգավոր նորմալ հատվածքը գտնվում է հենարանից մոտավորապես 0,371 հեռավորության վրա: Երդիկի առկայության դեպքում կարող է վտանգավոր լինել երդիկի եզրային կանգնակին համապատասխանող նորմալ հատվածքը:

Հեծանները պետք է հաշվարկել նաև ըստ ամրության ու ճաքակալունություն՝ նրանց պատրաստման, տեղափոխման և մոնտաժման ընթացքում գործող բեռնվածքների ազդեցության տակ:

Մշակված են ծրագրեր ծածկի հեծանները (մասնավորապես վանդակավոր հեծանները) էշՄ-ով հաշվարկելու համար, որոնք հնարավորություն են տալիս ընտրել հեծանի կոնստրուկցիայի լավագույն տարբերակը:

3. Ֆերմաներ

Միահարկ արդյունաբերական շենքերի ծածկի երկաթբետոնե ֆերմաները պատրաստում են 18, 24 կամ 30 մ թռիչքով և տեղադրում 6 կամ 12 մ քալով:

Ֆերմաների ներքևի գոտին, որպես կանոն, նախալարված է, մասնավոր դեպքերում նախալարում է հաղորդվում նաև եզրային ձրգված շեղմունքներին:

Երկաթբետոնե ֆերմաներում պողպատի ծախսը մոտ երկու անգամ պակաս է, քան նույն թռիչքի և կրողունակության պողպատե ֆերմաներում, սակայն աշխատատարության և պատրաստման արժեքի տեսակետից երկաթբետոնե ֆերմաները զիջում են պողպատե ֆերմաներին:

Ըստ կոնստրուկցիայի ֆերմաները լինում են շեղմութային (նկ. 4. 14, բ, գ, դ, ե, զ) և ոչ շեղմութային (նկ. 4. 14, ա):

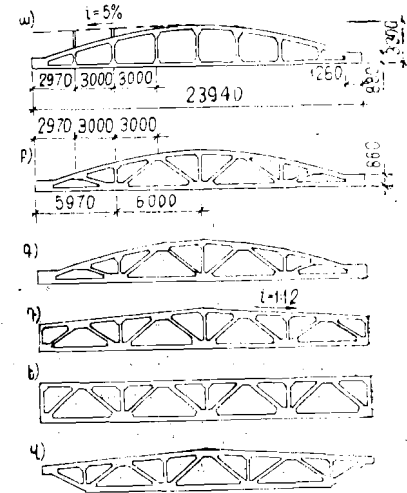
Ըստ ուղղագծի ձևի ֆերմաները հիմնականում լինում են.

սեգմենտային՝ վերևի գոտու ուղղագիծ (նկ. 4. 14, գ) կամ կորագիծ (նկ. 4. 14, ա, բ) պանելներով (կորագիծ գոտիով սեգմենտային ֆերմաները հաճախ անվանվում են նաև կամարային ֆերմաներ), բազմանկյուն սեղանաձև՝ վերևի երկթեք գոտիով (նկ. 4. 14, դ), բազմանկյուն զուգահեռ գոտիներով (նկ. 4. 14 ե), բազմանկյուն վերևի երկթեք և ներքևի բեկյալ գոտիով (նկ. 4. 14 զ):

Սեգմենտային ֆերմաների ուղղագիծը մոտ է հասարակ հեծանի ծոող մոմենտների էպյուրին, որի հետևանքով այդ ֆերմաների ճաղերում առաջ եկող ճիգերը փոքր են, իսկ գոտիներում, ըստ նրանց երկարության, ճիգերի մեծությունը քիչ է փոփոխվում: Վերջին հանգամանքը շատ

Նկ. 4. 14. Ծածկի ֆերմաներ.

ա— անշեղմութ սեգմենտային, բ— սեգմենտային, վերևի կորագիծ գոտիով, գ— սեգմենտային, վերևի բեկյալ գոտիով, դ— բազմանկյուն սեղանաձև, ե— բազմանկյուն զուգահեռ գոտիներով, զ— բազմանկյուն վերևի երկթեք և ներքևի բեկյալ գոտիով



կարևոր է ներքևի ձգված գոտում նախալարված ամրանի ռացիոնալ օգտագործման տեսակետից, քանի որ նախալարված տարրերի պատրաստման տեխնոլոգիայից ելնելով նպատակահարմար է տարրի ամբողջ երկարությամբ ունենալ նույն ամրանը: Սեգմենտային ֆերմաները, բացի վերը նշված առավելություններից, հենարաններում ունեն փոքր բարձրություն՝ 790 կամ 890 մմ, որի հետևանքով փոքր է նրանց զանգվածը և շենքի արտաքին պատերի բարձրությունը:

Ոչ շեղմութային ֆերմաները պատրաստման տեսակետից շատ ավելի պարզ են, քան ցանկացած շեղմութային ֆերմաներ: Այդ ֆերմաների դեպքում զանազան տեխնիկական նպատակների համար հեշտությամբ կարելի է օգտագործել միջֆերմային տարածությունը: Ոչ շեղմութային ֆերմաները նպատակահարմար են գործնականում ցանկացած թեքության ծածկերի համար:

Ելնելով վերը նշված հանգամանքներից, այսօր ամենատարածված ֆերմաները սեգմենտային ոչ շեղմութային ֆերմաներն են: Սակայն պետք է նկատի ունենալ, որ այդ ֆերմաների գոտիներում և կանգնակներում հանգույցների կոշտության հետևանքով առաջ են գալիս նշանակալից ծոող մոմենտներ, որը և պահանջում է լրացուցիչ ամրանավորում: Բազմանկյուն՝ վերևի երկթեք և ներքևի բեկյալ գոտիներով ֆերմաները մոնտաժի պրոցեսում կայուն են, քանի որ նրանց ծանրության կենտրոնը գտնվում է հենարաններից ցած:

Ֆերմաները, որպես կանոն, պատրաստում են հորիզոնական վիճակում: 18 և 24 մ թռիչքների դեպքում դրանք արվում են ամբողջական,

իսկ 30 մ թուիչքով շեղմունքային ֆերմաները՝ սովորաբար երկու մասից, որոնք հետագայում միացվում են միմյանց: Այդպիսի ֆերմաները պետք է նախագծել այնպես, որ ձգված գոտու կցվանքը ստացվի թուիչքի մեջտեղի երկու հանգույցների միջև, ըստ որում, կցվանքի մոտ այդ գոտին ուժեղացնելու նպատակով տեղադրում են լրացուցիչ շեղմունքներ, որոնք չեն մտցվում հաշվարկի մեջ: Ոչ շեղմունքային ֆերմաների գոտիները և կանգնակները պատրաստում են միատեղ, մեկ ամբողջական մետաղե կաղապարում, ըստ որում, բոլոր տարրերը ֆերմայի հարթությանն ուղղահայաց ուղղությամբ ունեն նույն չափը՝ լայնությունը: Շեղմունքային ֆերմաները ևս նպատակահարմար է կատարել նույն եղանակով: Սակայն արտադրվում են նաև ներդիր ճաղերով ֆերմաներ, որոնց դեպքում ճաղերը պատրաստում են անկախ գոտիներից, որպես առանձին հավաքովի տարրեր, այնուհետև գոտիների կաղապարում տեղադրված ամրանի մեջ խորացնում են ճաղերից դուրս թողնված ձողերը, կատարում համապատասխան կցվանքները, որից հետո՝ գոտիների և հանգույցների բետոնացումը: Այս եղանակով պատրաստվող ֆերմաների ճաղերը սովորաբար արվում են ավելի փոքր լայնությամբ, քան գոտիները: Կան ֆերմաների պատրաստման և այլ եղանակներ:

Ֆերմաները պատրաստելիս, որպես կանոն, ամրանի ձգումը կատարվում է հենակների վրա:

Ֆերմաների զանգվածը փոքրացնելու նպատակով դրանք պատրաստում են B30...B50 դասի բետոնից, միաժամանակ ընդունելով ամրանավորման բարձր տոկոս:

Բոլոր տիպի ֆերմաների բարձրությունը թուիչքի կենտրոնում ընդունվում է $(1/7...1/9)$: Շեղմունքային ֆերմաների վերևի գոտու պանելները (երկու հանգույցների միջև հեռավորությունը), որպես կանոն, արվում են 3 մ, իսկ ներքևի գոտունը՝ 6 մ: Ոչ շեղմունքային ֆերմաների պանելները, որոնք համապատասխանում են նրանց կանգնակների միջև եղած հեռավորությանը, ընդունվում են 3 մ:

Ֆերմաների վերևի և ներքևի գոտիները, ելնելով նրանց պատրաստման հարմարավետության պայմանից, սովորաբար արվում են միևնույն լայնությամբ՝ ֆերմաների 6 մ քալի դեպքում՝ 200...250 մմ, 12 մ քալի դեպքում՝ 300...350 մմ: Գոտիների և մյուս տարրերի բարձրությունը ընտրվում է հաշվարկին համապատասխան:

Ֆերմայի ստատիկական հաշվարկը կատարվում է իր սեփական զանգվածից, ծածկի սալերից, երդիկից և կախովի ամբարձիչներից փոխանցվող մշտական ու ժամանակավոր բեռնվածքների ներքո: Նշված բոլոր բեռնվածքները հաղորդում են ֆերմայի վերևի (սեփական զանգվածը, ծածկից և երդիկից փոխանցվող բեռնվածքը) և ներքևի (կախովի

ամբարձիչներից հաղորդվող բեռնվածքը) հանգույցներին, որպես ուղղածիզ կենտրոնացած ուժեր: Մասնավոր դեպքում, երբ ֆերմայի վերևի գոտու պանելները 3 մ են, իսկ ծածկի սալերի լայնությունը՝ 1,5 մ, ֆերմայի վերևի գոտու վրա ծածկի սալերից ազդում են նաև ոչ հանգույցային ուժեր:

Ֆերմայի ամեն մի տարրում գործող ճիգերի հաշվարկային մեծությունները որոշելիս պետք է նկատի ունենալ ժամանակավոր բեռնվածքների հնարավոր աննպաստ բաշխումը:

Շեղմունքային ֆերմաների ամրության հաշվարկման համար, ճիգերի մեծությունները որոշելիս, նրանց տարրերի միացման հանգույցները դիտում են հոդակապային, այլ խոսքով անտեսում են հանգույցների կոշտության ազդեցությունը ճիգերի մեծության վրա: Այդպիսի ընդունելության դեպքում ֆերմայի տարրերում, երբ արտաքին ուժերը կիրառված են հանգույցներում, ինչպես հայտնի է, առաջ են գալիս կենտրոնական ձգող և սեղմող ճիգեր, որոնց մեծությունները որոշում են շինարարական մեխանիկայի ցանկացած մեթոդով, մասնավորապես Կրեմոնի դիագրամի միջոցով:

Այն դեպքում, երբ վերևի գոտու վրա կիրառված են ոչ հանգույցային ուժեր, ապա այդ գոտում բացի սեղմող ճիգերից առաջ են գալիս նաև ծռող մոմենտներ, որոնց մեծությունները որոշում են գոտին քննարկելով որպես բազմաթուիչ անխզելի հեծան, որի համար հենարաններ են համարվում ֆերմայի վերին հանգույցները: Եթե ոչ հանգույցային ուժեր են կիրառված վերևի կորագիծ գոտու վրա, ապա պետք է նկատի ունենալ նաև այդ ձողի երկայնական սեղմող ճիգի արտակենտրոնության բարենպաստ ազդեցությունը:

Ոչ շեղմունքային ֆերմայի ստատիկական հաշվարկը կատարվում է շինարարական մեխանիկայի ցանկացած մեթոդով, այն դիտարկելով որպես կոշտ հանգույցներով փակ շրջանակ: Այդպիսի ֆերմաների հաշվարկը նպատակահարմար է կատարել էՀՄ-ների միջոցով: Ոչ շեղմունքային ֆերմայի ներքևի գոտին ենթարկվում է արտակենտրոն ձգման, իսկ վերևի գոտին ու կանգնակները՝ արտակենտրոն սեղմման:

Ֆերմաների ձողերում գործող ճիգերի մեծությունները որոշելուց հետո անցնում են նրանց հատվածքների հաշվարկմանն ըստ ամրության՝ համապատասխանաբար կենտրոնական ձգման կամ սեղմման և արտակենտրոն ձգման կամ սեղմման: Սեղմվող տարրերն ըստ ամրության հաշվարկելիս նրանց հաշվարկային երկարություններն ընդունվում են ըստ աղյուսակ 4.1-ի պահանջների:

Շեղմունքային ֆերմաների ներքևի գոտին ըստ ճաքակայունության հաշվարկելիս պետք է հաշվի առնել հանգույցների կոշտության հետևանքով այդ գոտում առաջացող ծռող մոմենտների ազդեցությունը: Այդ մո-

մենտների մեծությունը թույլ աշխատող ճաղերով ֆերմաներում բավարար ճշտությամբ կարելի է որոշել ներքևի գոտին դիտելով որպես անխզելի հեծան՝ հենարանների նախապես տրված նստվածքով: Վերջիններս որոշվում են ֆերմայի ձողերի տեղափոխման դիագրամով (Վիլիոյի դիագրամ):

Բոլոր դեպքերում ֆերմաները պետք է հաշվարկել նաև պատրաստման, տեղափոխման և մոնտաժման ժամանակ առաջ եկող ճիգերի ազդեցության տակ:

Շեղմուկային ֆերմաների ներքևի գոտին ամրանավորում են որպես կենտրոնական, իսկ ոչ շեղմուկային ֆերմաներին՝ որպես արտակենտրոն ձգվող նախալարված տարր, որտեղ որպես աշխատող ամրան առավելագույն կիրառում են $K-7$ դասի ճոպաններ կամ $A-IV...A-VI$ դասերի ձողային ամրան: Բացի աշխատող ամրանից

Աղյուսակ 4. 1

Ֆերմաների սեղմված տարրերի l_0 հաշվարկային երկարությունները

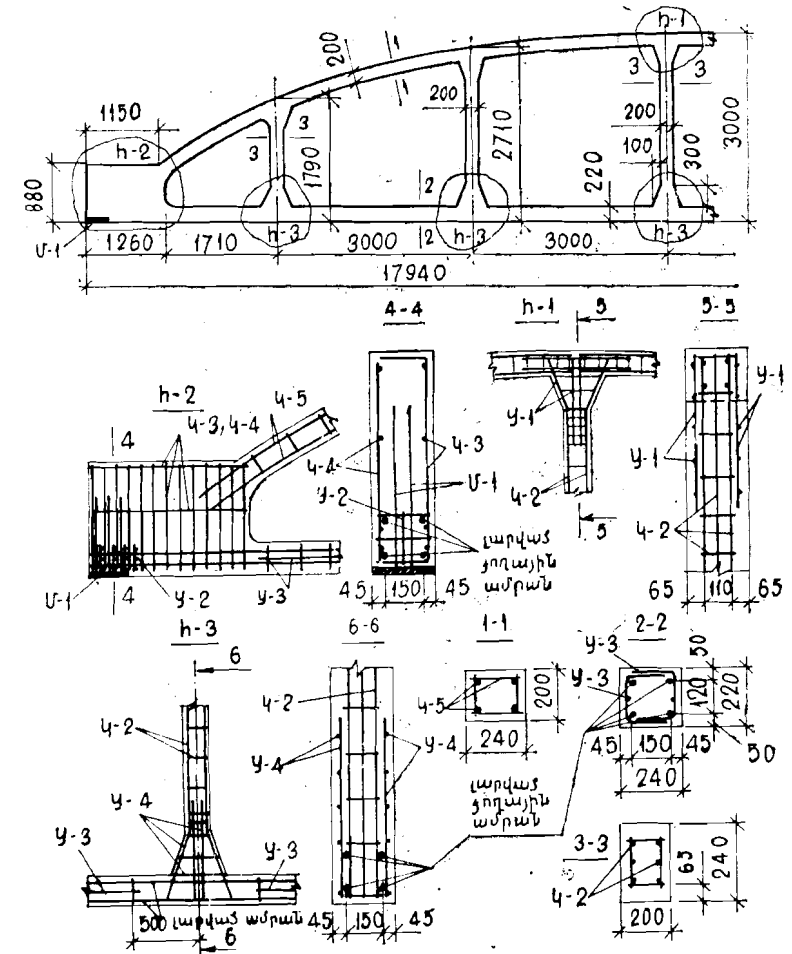
Տարրերի անվանումը	l_0 հաշվարկային երկարությունը
ա) Վերևի գոտի. ֆերմայի հարթությունում հաշվարկելիս՝ երբ $e_0 < h_1/8$, երբ $e_0 \geq h_1/8$,	0,9l 0,8l
ֆերմայի հարթությունից դուրս հաշվարկելիս՝ 12 մ ավելի երկարության ենթաերկային հատվածի համար, մնացած դեպքերում, բ) Սեղմված շեղմուկները և կանգնակները ֆերմայի հարթությունում և հարթությունից դուրս հաշվարկելիս՝ երբ $b_1/b_0 < 1,5$, երբ $b_1/b_0 \geq 1,5$:	0,8l 0,9l 0,9l 0,8l

Աղյուսակ 4. 1-ում ընդունված նշանակումները.
1-տարրի երկարությունը հարևան հանգույցների կենտրոնների միջև, իսկ վերևի գոտին ֆերմայի հարթությունից դուրս հաշվարկելիս՝ նրա ամրացման կետերի միջև եղած հեռավորությունը,
 h_1 —վերևի գոտու հատվածի բարձրությունը,
 b_1 , b_0 —համապատասխանաբար վերևի գոտու և կանգնակի կամ շեղմուկի հատվածի լայնությունը,
 e_0 —սեղմող ուժի արտակենտրոնությունը:

այդ գոտում կոնստրուկտիվ նկատառումներով տեղադրվում են երկայնական և 500 մմ քայլով լայնական ձողերից բաղկացած [$\sim$ աձև, միմյանց մեջ հագնող երկու եռակցած ցանցեր, որոնք ընդգրկում են նախալարված ամրանը: Վերևի գոտին և ճաղերը, որպես կանոն, ամրանավորում են $A-III$ դասի աշխատող ձողերից ու լայնական ամրանից կազմված եռակցած կարկասներով՝ նրանցում առաջ եկող ճիգերին համապա-

տասխան: Բոլոր տարրերի ամրանավորումը կատարելիս պետք է պահպանել տվյալ տիպի տարրերի ամրանավորման ընդհանուր պահանջները:

Նկ. 4. 15-ում ցույց է տված ոչ շեղմուկային ֆերմայի կոնստրուկտավորման օրինակ:



Նկ. 14. Անշեղմուկ սեղմնետային ֆերմայի կոնստրուկցիան

Ֆերմաները կոնստրուկտավորելիս հատուկ ուշադրություն պետք է դարձնել նրանց հանգույցների ամրանավորման վրա:

Ֆերմաների հանգույցներում մեկ տարրից մյուսին հուսալի կերպով ճիգ հաղորդելու համար արվում են, այսպես կոչված, շեղակներ՝ լայ-

նացումներ: Հատկապես ձգված ճաղերի ամրանն անհրաժեշտ է ապահովել կերպով խորացնել գոտիների մեջ և վերջամասերում ուժեղացնել կարճակներով, օղակներով կամ նստեցված գլխիկներով: Այդ ձողերի ամրակցման հուսալիությունը ստուգվում է հաշվարկով: Շեղմութային ֆերմաների հանգույցներն ուժեղացվում են նրա երկու կողմնային մակերևույթների մոտ տեղադրվող, հանգույցի ուղղագծով անցնող 10...18 մմ տրամագծի ամբողջական ձողերով, որոնք կապում են միմյանց հետ նրանց ուղղահայաց տեղադրած, 6...10 մմ տրամագծով և 100 մմ քայլով լայնական ձողերով կամ անուրներով ու ստեղծում եռակցած կամ հյուսած կարկաս:

Ոչ շեղմութային ֆերմաների հանգույցներն ուժեղացվում են եռակցած ցանցերով (նկ. 4.15, ց—1, ց—4):

Ֆերմաների հենարանային հանգույցներն ամրանավորում են լրացուցիչ շլարված երկայնական և լայնական ամրանով, որով և ապահովում են ձգված գոտու աշխատող ամրանի անհրաժեշտ խարսխումը և այդ հանգույցի ամրությունն ըստ թեք հատվածքի: Բացի այդ, որպեսզի խուսափեն բետոնին նախնական սեղմող լարումներ հաղորդելու պահին (ձգված ամրանը հենակներից ազատելու պահին) բետոնում երկայնական ճաթերի առաջացումից, այդ հանգույցներում տեղադրում են լայնական ցանցեր, ինչպես և հատուկ լայնական ձողեր, որոնք եռակցում են հենարանային ներդիր պողպատե թերթին (նկ. 4.15):

Ֆերմաները նախագծելիս պետք է ղեկավարվել [32]-ով: Ֆերմայի կոնստրուկցիայի լավագույն տարբերակը ընտրելու համար մշակված են էՀՄ-ով հաշվարկվելու ծրագրեր:

4. Կամարներ

Միահարկ արդյունաբերական շենքերի 36 և 42 մ թռիչքների դեպքում որպես շրջանակի պարզունակ տնտեսական նկատառումներով նպատակահարմար է ձգիչով երկհոդային տափակավուն երկաթբետոնե կամարների կիրառությունը:

Այդպիսի կամարների գոտին, կոնստրուկցիայի կատարման պարզեցման և տիպայնացման պայմաններից ելնելով, նախագծվում է հաստատուն հատվածքի, սովորաբար ուղղանկյուն: Առանձին դեպքերում, ելնելով բետոնի տնտեսման և կամարի զանգվածի փոքրացման պայմանից, գոտին կարելի է անել երկտավրային հատվածքի: Կամարի գոտին կարելի է հավաքել նաև առանձին բլոկներից (նկ. 4.16, ա), որոնք միմյանց հետ միացվում են նրանցից դուրս թողնված ամրանային ձողերի կամ ներդիր պողպատե դետալների եռակցման միջոցով, որից հետո կրցվանքային կարանները լցվում են բետոնով (շաղախով):

Կամարների ձգիչն առավելապես արվում է նախալարված երկաթբետոնից, որի կախվածությունը փոքրացնելու նպատակով 6 մետրը մեկ տեղադրում են սովորական երկաթբետոնե կամ պողպատե կախիչներ (նկ. 4.16, ա):

Կամարները պատրաստում են հորիզոնական վիճակում տեղադրած պողպատե կաղապարներում:

Կամարների գոտու առանցքն առավելապես ընտրվում է ըստ շրջանային կորի՝

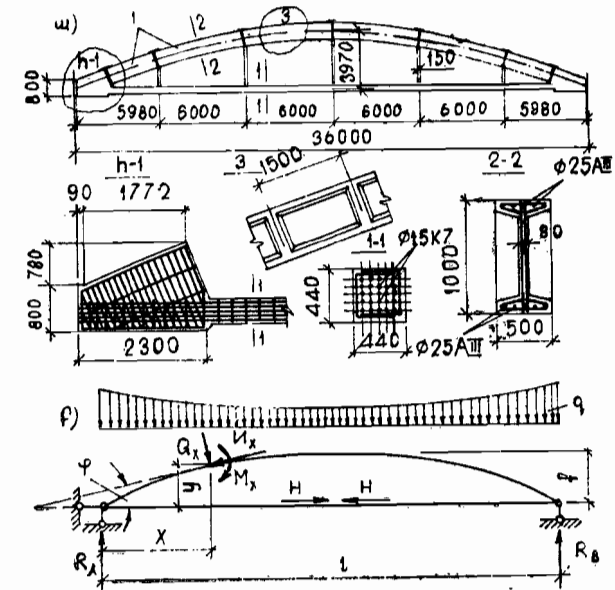
$$y = -(r-f) + \sqrt{(r-f)^2 - x^2 + x^2}, \quad (4.10)$$

որտեղ

$$r = ((0.5l)^2 + f^2) / 2f, \quad (4.11)$$

1-ը կամարի թռիչքն է,

f-ը բարձրացման սլաքը, որը խորհուրդ է տրվում վերցնել $(1/6...1/8)l$ -ի սահմաններում:



Նկ. 4. 16. Ծածկի երկհոդանի կամար. ա — հավաքովի գոտիով կամարի կոնստրուկցիան, բ — կամարի հաշվարկային սխեման, 1 — հավաքովի բլոկներ

Կամարի գոտու հատվածքի բարձրությունն ընդունվում է $h = (1/30...1/40)l$, իսկ լայնությունը՝ $b = (0.4...0.5)h$:

Կամարը հաշվարկվում են իր սեփական զանգվածի, ծածկի զանգ-

վածի, հավասարաչափ կամ միակողմանի բաշխված ձևան և եթե կան կախովի ամբարձիչներ, ապա նաև նրանցից հաղորդվող կենտրոնացած բեռնվածքների ազդեցության ներքո:

Երկհոդանի ձգիչով կամարը մեկ անգամ ստատիկորեն անորոշելի համակարգ է, որի հաշվարկը կատարվում է շինարարական մեխանիկայի հայտնի մեթոդներով (մասնավորապես ուժերի մեթոդով):

Կամարի ստատիկական հաշվարկը կատարելիս նպատակահարմար է գոտու առանցքն ընտրել ըստ քառակուսի պարաբոլի՝

$$y = 4f(x/l)(1 - (x/l)), \quad (4.12)$$

որը համապատասխանում է շտեղափոխվող հենարաններով, հավասարաչափ բեռնվածքով երկհոդանի կամարի ճնշման կորին:

Այդպիսի ընդունելիությունը գործնական տեսակետից համարում են թույլատրելի, քանի որ տափակավուն շրջանային և պարաբոլային կորերով նախագծվող կամարների ճիգերի միջև էական տարբերություն չկա, սակայն պարաբոլային առանցքով կամարների հաշվարկը շատ ավելի պարզ է:

Երկհոդանի ձգիչով կամարները հաշվարկելիս (նկ. 4.15, բ) որպես ստատիկորեն անորոշելի մեծություն ընդունվում է ձգիչում առաջ եկող ճիգը՝ H , որը նույնն է, ինչ որ առանց ձգիչի կամարի տարահյուսումը՝

$$H = -\Delta_{1p}/\delta_{11}, \quad (4.13)$$

Ընդհանուր դեպքում.

$$\Delta_{1p} = \int_0^L \frac{\bar{M}_1 M_0}{E_b I} dL + \int_0^L \frac{\bar{N}_1 N_0}{E_b A} dL, \quad (4.14)$$

$$\delta_{11} = \int_0^L \frac{\bar{M}_1^2}{E_b I} dL + \int_0^L \frac{\bar{N}_1^2}{E_b A} dL + \frac{1 \cdot l}{E_{br} A_{red}}, \quad (4.15)$$

որտեղ E_b -ն և E_{br} -ը համապատասխանաբար գոտու և ձգիչի բետոնի սկզբնական առաձգականության մոդուլներն են,

A -ն և I -ն՝ գոտու հատվածի մակերեսը և նրա իներցիայի մոմենտը,

A_{red} -ը՝ նախալարված ձգիչի բերված հատվածի մակերեսը, որը որոշելու համար ընդունվում է՝

$$H_1 = 0.9ql^2/8f, \quad A_s = H_1/R_s,$$

L -ը՝ գոտու առանցքի երկարությունը:

Տարբեր բեռնվածքների դեպքում H տարահյուսման ճշգրիտ մեծությունը (4.13) արտահայտությունից որոշելուց հետո ըստ կամարի եր-

կարության նրա մի շարք հատվածքների համար հաշվարկում են M_x , N_x և Q_x ճիգերը, կատարում նրանց (նույնն է՝ բեռնվածքների) զուգակցում և որոշում ամեն մի հատվածքի համար վերահիշյալ ճիգերի առավելագույն և նվազագույն մեծությունները: Ունենալով հաշվարկային ճիգերի մեծությունները, անցնում են գոտու և ձգիչի հատվածքների ամբողջական հաշվարկին:

Կամարի գոտին պետք է հաշվարկել ըստ ամրության՝ որպես արտակենտրոն սեղմվող տարր, հաշվի առնելով ձկվածքի ազդեցությունը երկայնական N_x ուժի e_0 արտակենտրոնության մեծության վրա: Գոտու հաշվարկային երկարությունն իր հարթությունում ընդունվում է 0,54L:

Գոտու ամրանավորումը կատարվում է՝ պահպանելով արտակենտրոն սեղմվող տարրերի կոնստրուկտիվորման ընդհանուր պահանջները՝ ըստ որում, աշխատող ամրանը առավելապես տեղադրվում է սիմետրիկ, քանի որ հնարավոր է նշանափոխ մոմենտների առաջացում:

Նախալարված երկաթբետոնե ձգիչը հաշվարկում են ըստ ամրության, ճաքերի առաջացման կամ նրանց բացվածքի, որպես կենտրոնական ձգվող տարր: Դրան համապատասխան կատարվում է նրա ամրանավորումը:

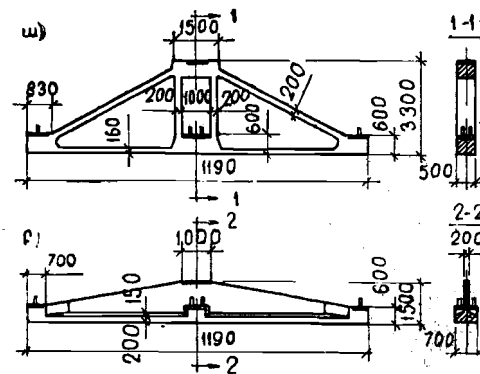
Կամարները նախագծելիս հատուկ ուշադրություն պետք է դարձնել գոտու և ձգիչի միացման հանգույցի կոնստրուկցիայի վրա (նկ. 4.16, ա):

Կամարներում ծածկի հեծաններին կամ ֆերմաներին համանման, պետք է նախատեսել ներդիր պողպատե դետալներ՝ սյունների հետ կցելու, ինչպես նաև ծածկի սալերը գոտուն միացնելու համար:

5. Ենթածալեղային ճեծաններ և ֆերմաներ

Ինչպես արդեն ասվել է, ենթածալեղային հեծանները կամ ֆերմաները (նկ. 4.17) կիրառվում են այն դեպքում, երբ սյուների քայլը 12 մ է, իսկ շենքը նախատեսվում է ծածկել 6 մ երկարության սալերով:

Նկ. 4.17. Ենթածալեղային ֆերմա և հեծան.
ա — ֆերմա, բ — հեծան



Ենթաժառանգության հեծանները կամ ֆերմաները տեղադրվում են սյու-
ների վրա՝ շենքի երկայնական ուղղությամբ, և աշխատում իրենց սե-
փական զանգվածի, նրանց վրա հենվող եզրային շարքի սալերից ու ներ-
քևի գոտու մեջտեղում հենվող միջանկյալ ծալեղային կրող կոնստրուկ-
ցիայից (հեծանից, ֆերմայից կամ կամարից) հաղորդվող կենտրոնա-
ցած բեռնվածքի ներքո: Ենթաժառանգության հեծանները և ֆերմաները դի-
տարկում են որպես միաթռիչք ազատ հենված տարրեր, ըստ որի և կա-
տարվում է նրանց ստատիկական հաշվարկը: Այնուհետև անցնում են
նրանց հատվածքների ամրության ու ճաքակայունության հաշվարկին:

Ենթաժառանգության հեծաններն ու ֆերմաներն ունեն 12 մ թռիչք և, որ-
պես կանոն, կատարում են նախալարված՝ B30...B40 դասի բետոնով:
Թե՛ հեծանների և թե՛ ֆերմաների ձգված գոտում որպես նախալարված
ամրան առավելագույն կիրառվում են բարձրամուր ձողային ամրան, կամ
K—7 դասի ճոպաններ:

Մպեղային կրող կոնստրուկցիայի միացումը ենթաժառանգության հեծա-
նի կամ ֆերմայի հետ, ինչպես և վերջիններիս միացումը սյուների հետ
կատարվում է համապատասխան պողպատե ներդիր դետալների մոն-
տաժային եռակցման միջոցով:

Սեյսմիկ շրջաններում 8 բալլ հաշվարկային սեյսմիկության դեպքում
պետք է առավելություն տալ առանց ենթաժառանգության կոնստրուկցիաների
օգտագործվող ծածկերին: 9 բալլ հաշվարկային սեյսմիկության դեպքում
ենթաժառանգության հեծաններ կամ ֆերմաներ չպետք է օգտագործել:

6. Երդիկներ

Երդիկների երկաթբետոնե կրող կոնստրուկցիան բաղկացած է լայ-
նական երդիկային ֆերմայից և կանգնակներից (տե՛ս նկ. 4. 1), որոնք
հենում են ծածկի հիմնական կրող տարրի (հեծան, ֆերմա, կամար)
վրա: Երդիկային ֆերմաների վրա հենում են ծածկի կողավոր սալեր, իսկ
կանգնակների հարթությունում տեղադրում են կողային պանելներ:

Երդիկների լայնությունն ու բարձրությունը ընտրվում է՝ կախված
շենքի լուսավորության պահանջներից: Ելնելով դրանից և կոնստրուկտիվ
տարրերի տիպայնացման պահանջներից երդիկների բարձրությունը ըն-
դունվում է 1,8 մ, լայնությունը՝ 6 մ մինչև շենքի 18 մ թռիչքների դեպ-
քում, իսկ 24 ու 30 մ թռիչքների դեպքում համապատասխանաբար
 $2 \times 1,2$ մ և 12 մ:

Երդիկների կրող տարրերի միացումը ծածկի կոնստրուկցիաների հետ
կատարվում է մոնտաժային հեղույսներով՝ ներդիր պողպատե դետալների
հետագա եռակցմամբ:

Սեյսմիկ շրջաններում շենքի երկարությամբ կատարվող երդիկները,

որպես կանոն, չպետք է հասցնել մինչև ճակատային պատերը և հակա-
սեյսմիկ կարանները՝ ծալեղային կոնստրուկցիաների առնվազն մեկ քայլի
չափով:

Ներկայումս մի շարք նկատառումներով՝ այդ թվում և ծածկի կոնստ-
րուկցիայի պարզեցման նպատակով, նպատակահարմար են համար-
վում, այսպես կոչված, զենիթային երդիկներով կամ արհեստական լու-
սավորումով՝ առանց երդիկի, շենքերը:

§ 4.7. Ենթամբարձիչային հեծաններ

Երկաթբետոնե ենթամբարձիչային հեծանները, որպես կանոն, կա-
տարում են նախալարված: Այդպիսի հեծանները համարվում են ռացիո-
նալ մինչև 32 տ ներառյալ բեռնամբարձության ամբարձիչների դեպքում
(կախված նաև ամբարձիչի աշխատանքային ռեժիմի խմբից):

Հավաքովի ենթամբարձիչային հեծանները նախադժում են որպես
միաթռիչք սյուների բարձակների վրա ազատ հենված հեծաններ, 6 մ
կամ 12 մ երկարությամբ՝ սյուների քայլին համապատասխան:

Ենթամբարձիչային հեծաններն ըստ հատվածքի ձևի լինում են տավրա-
յին և երկտավրային՝ $n = (1/8 \dots 1/10)$ բարձրությամբ: Ամբարձիչային ու-
ղիների ամրացման, ինչպես և հորիզոնական բեռնվածքներին դիմադրե-
լու պայմանից ելնելով, հեծանի վերևի գոտու լայնությունը՝ $b' =$ ըն-
դունվում է $550 \dots 600$ մմ-ից ոչ պակաս, իսկ հաստությունը՝ $h' = (1/7 \dots$
 $1/8)h$: Հեծանի ներքևի գոտու հատվածքի չափերն ընտրվում են՝ ելնելով
նախալարված ամրանի հարմարավետ տեղավորման պայմանից: Տավ-
րային հատվածքի հեծանի պատի լայնությունը կազմում է $b = 160 \dots 200$
մմ, իսկ երկտավրային հատվածքի պատինը՝ 140 մմ:

Տիպային ենթամբարձիչային հեծանների հատվածքի բարձրությունը
6 մ թռիչքի դեպքում 800 կամ 1000 մմ է, իսկ 12 մ թռիչքի դեպքում՝
1200 և 1400 մմ:

Քանի որ ենթամբարձիչային հեծաններն իրենց վրա են կրում ամ-
բարձիչների անիվներից հաղորդվող ուղղաձիգ և հորիզոնական բեռն-
վածքները, ապա բոլոր դեպքերում նրանց հաշվարկում են ըստ ամրու-
թյան թե՛ ուղղաձիգ և թե՛ հորիզոնական հարթություններում: Ուղղաձիգ
բեռնվածքի ազդեցության ներքո կատարվում է նաև հաշվարկ ըստ ճա-
քերի առաջացման կամ նրանց բացվածքի, այնուհետև որոշում են ճրկ-
վածքի մեծությունը և համեմատում նրա թուլատրելի սահմանային մե-
ծության հետ: Աշխատանքային ռեժիմի $4K \dots 8K$ խմբի կամրջային ամ-
բարձիչներ կրող հեծանները պետք է հաշվարկվել նաև ըստ դիմացկունու-
թյան ու ճաքերի առաջացման՝ բազմակի անգամ կրկնվող ուղղաձիգ
բեռնվածքի ազդեցությունից:

Ենթամբարձիչային հեծանների ամրության հաշվարկը, որպես կանոն, կատարվում է միմյանց մոտեցված միևնույն բեռնամբարձության երկու ամբարձիչների անիվներից հեծանին փոխանցվող հաշվարկային բեռնվածքների ազդեցության տակ՝ $\psi=0,85$ զուգակցման գործակցով, աշխատանքային ռեժիմի 1K...6K խմբերի ամբարձիչների դեպքում, և $\psi=0,95$ զուգակցման գործակցով՝ աշխատանքի ռեժիմի 7K և 8K խմբերի ամբարձիչների դեպքում:

Ամբարձիչի մեկ անիվից ենթամբարձիչային հեծանին հաղորդվող հաշվարկային ուղղաձիգ բեռնվածքը ընդհանուր դեպքում կլինի՝

$$F_{\max} = \psi k d \gamma_i F_{n, \max} \quad (4.16)$$

իսկ հորիզոնականը՝

$$H_{tr, w} = \psi k_d \gamma H_{tr, n} / n, \quad (4.17)$$

որտեղ $n=2$ (կամրջային ամբարձիչի մի կողմում գտնվող անիվների թիվն է) (k_d , γ_i , $F_{n, \max}$, $H_{tr, n}$ մեծությունները տե՛ս § 4.3):

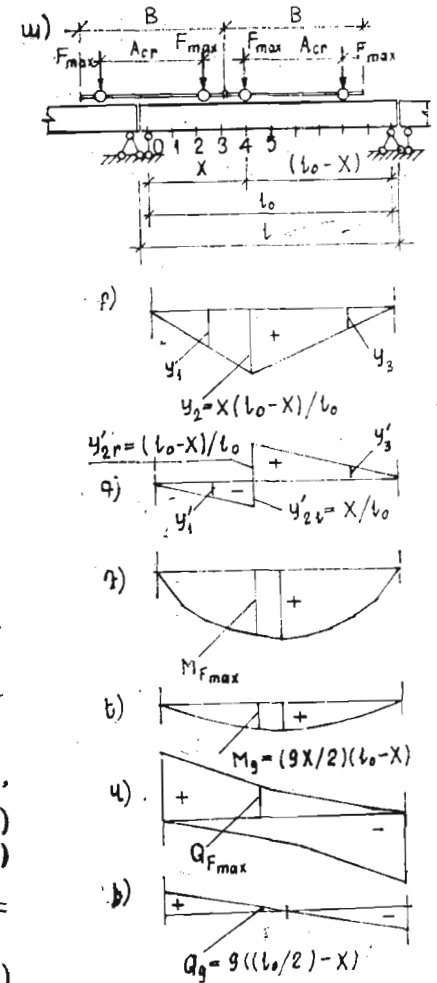
$H_{tr, w}$ բեռնվածքը հաղորդվում է ամբարձիչային ռեևսի գլխիկի մակարդակում, սակայն հաշվարկների պարզեցման նպատակով ընդունվում է, որ նա գործում է ենթամբարձիչային հեծանի վերին գոտու առանցքով:

Ենթամբարձիչային հեծանի ամրության հաշվարկը կատարվում է ելնելով ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի պարփակող էպյուրներից: Պարփակող էպյուրների օրդինատները մեծությունները որոշելու համար խորհուրդ է տրվում հեծանն ըստ երկարության բաժանել 10 հավասար մասի, այնուհետև այդ հատվածների համար կառուցել ծոող մոմենտի և լայնական ուժի ազդման գծերը (ելնելով սխեմատիկության պայմանից ազդման գծերը կառուցում են 0...5 հատվածների համար), որոշել ամեն մի հատվածքում առավելագույն մոմենտը և լայնական ուժը՝ տեղադրելով մեկ անիվը ($F_{\max}$ բեռնվածքը) դիտվող հատվածքում (նկ. 4.18): Ըստ ստացված առավելագույն մոմենտների և լայնական ուժերի կառուցում են պարփակող էպյուրները: Ուղղաձիգ բեռնվածքների ազդեցության տակ հաշվարկելիս նշված պարփակող էպյուրներին համապատասխանաբար պետք է գումարել նաև հեծանի ու նրա վրա տեղադրված ուղու սեփական կշռից առաջ եկող ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի էպյուրները, որից հետո վստացվեն պարփակող էպյուրների օրդինատների հաշվարկային մեծությունները:

Պարփակող էպյուրների օրդինատները կլինեն տվյալ հատվածքում հնարավոր ամենամեծ մոմենտը և լայնական ուժը՝ ամբարձիչի ցանկացած դիրքում (ավելի մեծ մոմենտ և լայնական ուժ տվյալ հատվածքում չի կարող առաջանալ):

Նկ. 4.18. Ենթամբարձիչային հեծանի ստատիկական հաշվարկի համար.

ա— հեծանի հաշվարկային սխեման, բ— ծոող մոմենտի ազդման գծի էպյուրը (ձախ հենարանից x հեռավորության վրա գտնվող 4 հատվածի համար), գ— լայնական ուժի ազդման գծի էպյուրը (նույն հատվածի համար), դ— ծոող մոմենտների պարփակող էպյուրը ամբարձիչային բեռնվածքից, ե— ծոող մոմենտների էպյուրը հեծանի և նրա վրա տեղադրված ուղու սեփական կշռից, զ— լայնական ուժերի պարփակող էպյուրը ամբարձիչային բեռնվածքից, է— լայնական ուժերի էպյուրը հեծանի և նրա վրա տեղադրված ուղու սեփական կշռից



Ուղղաձիգ բեռնվածքից լրիվ պարփակող էպյուրների օրդինատները որոշում են հետևյալ արտահայտություններից՝

$$M_{x, \max} = F_{\max} \sum y + (gx/2)(l_0 - x) = F_{\max} (y_1 + y_2 + y_3) + (gx/2)(l_0 - x) \quad (4.18)$$

$$Q_{x, \max} = F_{\max} \sum y'_1 + g((l_0/2) - x) = F_{\max} (-y'_1 - y'_2 + y'_3 + y'_4) + g((l_0/2) - x) \quad (4.19)$$

Հորիզոնական բեռնվածքների ազդեցության տակ հաշվարկելիս օգտվում են նկ. 4.18-ում ցույց տված ազդման գծերի նույն էպյուրներից: Պարփակող էպյուրների օրդինատները որոշում են (4.18) և (4.19) արտահայտություններից՝ $F_{\max}$ -ը փոխարինելով $H_{tr, w}$ -ով, առանց հաշվի առնելու հեծանի և նրա վրա տեղադրված ուղու սեփական կշռը:

Ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի պարփակող էպյուրները նպատակահարմար է կառուցել օգտվելով աղյուսակներից (տե՛ս [42]):

Ելնելով ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի ստացված մեծություններից, կատարվում է հեծանի նորմալ և թեք հատվածների ամ-

բուլժյան հաշվարկը, ըստ որում, հեծանը հորիզոնական ուղղությամբ հաշվարկելիս սլայմանականորեն որպես հաշվարկային հատվածք ընդունվում է հեծանի վերնի գոտու հատվածքը:

Այդ գոտին պետք է հաշվարկել ուղղաձիգ առանցքի նկատմամբ սիմետրիկ տեղադրված կրկնակի ամրանով, քանի որ ինչպես արդեն ասվել է, ամբարձիչի հորիզոնական ազդեցությունը կարող է ուղղված լինել թե՛ ձախից աջ և թե՛ աջից ձախ:

Ենթամբարձիչային հեծաններն ըստ երկրորդ խումբ սահմանային վիճակների հաշվարկելիս, պետք է դրանք դիտարկել մեկ ամբարձիչի լրիվ նորմատիվ բեռնվածքի ազդեցության ներքո ($\gamma_i=1$, $K_d=1$):

Ենթամբարձիչային հեծանների դիմացկունության հաշվարկը կատարվում է մեկ ամբարձիչի ուղղաձիգ ազդեցության տակ, ըստ որում, որպես անիվներից հեծանին հաղորդվող հաշվարկային բեռնվածք ընդունվում է իջեցված նորմատիվ բեռնվածքը, որն իրենից ներկայացնում է լրիվ նորմատիվ բեռնվածքը բազմապատկած 0,5 գործակցով՝ աշխատանքի ռեժիմի 4K—6K խմբերի ամբարձիչների դեպքում, 0,6 գործակցով՝ 7K խմբի ամբարձիչի դեպքում, և 0,7 գործակցով՝ 8K խմբի ամբարձիչի դեպքում:

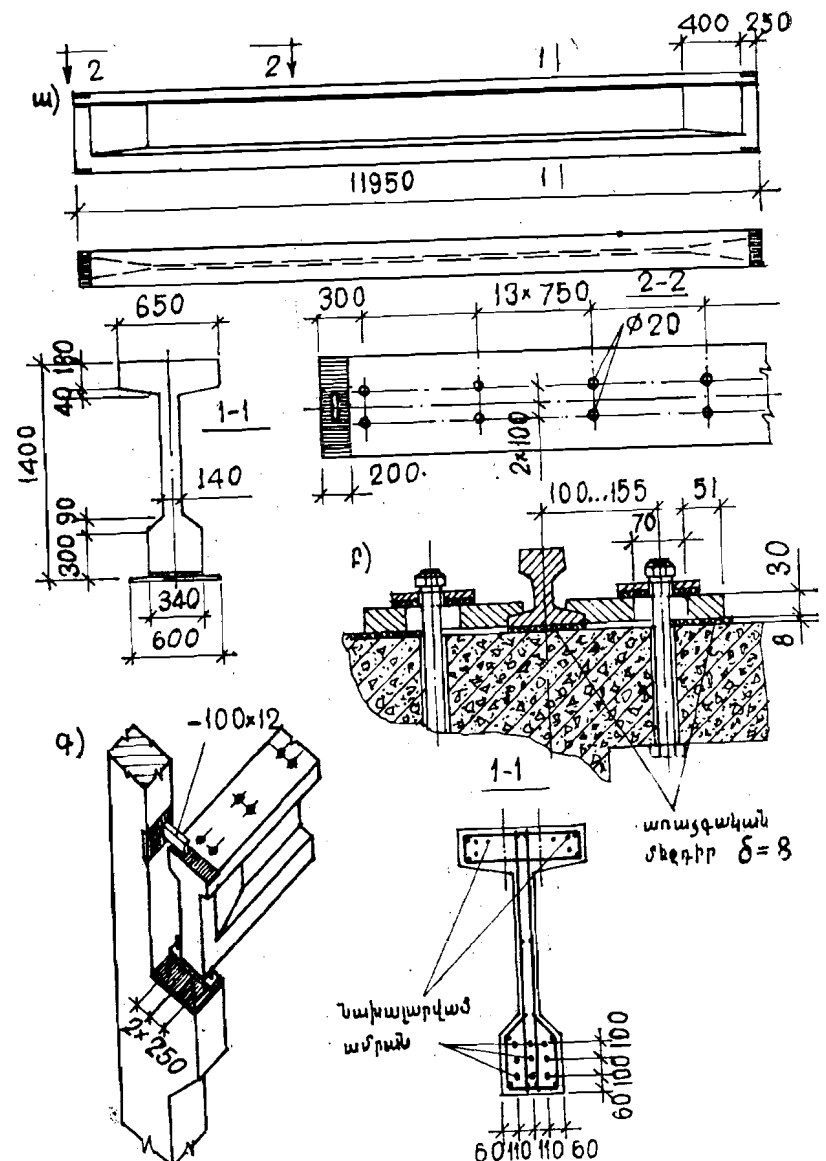
Բացի դիմացկունության հաշվարկից պետք է կատարել նաև հաշվարկ ըստ նորմալ և թեք ճաքերի առաջացման, նկատի ունենալով ամբարձիչային բեռնվածքի վերոհիշյալ մեծության բազմակի անգամ կրկնվող ազդեցությունը (տե՛ս [45], § 12. 6, 2):

Նախալարված ենթամբարձիչային հեծանների պատրաստման համար կիրառվում է B30...B45 դասի բետոն: Նկատի ունենալով ամբարձիչի դինամիկական ազդեցությունը՝ հեծանի ամրանավորումը զերադասելի է կատարել հյուսած կարկասներով: Որպես նախալարված աշխատող ամրան կիրառում են B_p—II, B—II դասերի ամրանային լարեր, բարձրամուր ձողային ամրան կամ K—7 դասի ճոպաններ:

Հեծանի հենարանային մասերը ուժեղացվում են կողերով և լրացուցիչ լայնական ամրանով: Հեծանի կոնստրուկցիայի օրինակ բերված է նկ. 4. 19-ում:

Ենթամբարձիչային հեծանների շահագործման որակը խիստ կերպով կախված է ամբարձիչային ուղու նախագծման և կատարման ճշգրտությունից: Սովորաբար ռելսը տեղադրվում է հեծանի վրա փոխված 8—10 մմ հաստության ռետիննապատ գործվածքի վրա և պողպատե թերթերի ու հեղույսների միջոցով ամրացվում հեծանի հետ, ինչպես ցույց է տված նկ. 4. 19, բ-ում:

Ենթամբարձիչային հեծանի և սլան միացման հանգույցը ցույց է տված նկ. 4. 19, գ-ում:



Նկ. 4. 19. Ենթամբարձիչային հեծան. ա — 12 մ երկարության հեծանի ընդհանուր տեսքը, բ — ռելսի և հեծանի միացման հանգույց, գ — ենթամբարձիչային հեծանի և սլան միացման հանգույց

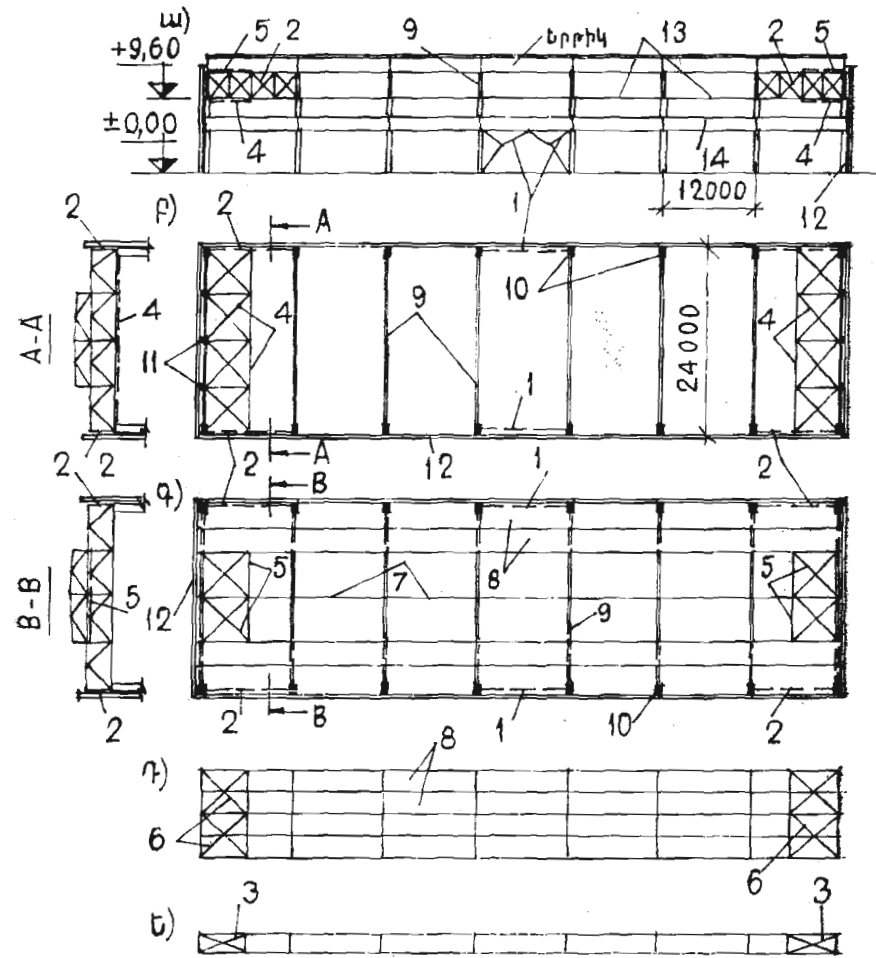
§ 4.8. Կապերի համակարգը

Շենքի կարկասի տարածական կոշտությունը մեծացնելու, ծածկի փոշտությունն իր հարթությունում մեծացնելու, լայնական շրջանակների պարզունակների սեղմված գոտու կայունությունը իրենց հարթությունից դուրս ապահովելու, շենքի ճակատային պատերի վրա գործող քամու բեռնվածքն բնդունելու, կամրջային ամբարձիչների արգելակվածից առաջ եկող ճիգերն իրենց վրա փեցնելու և այլ նկատառումներով միահարկ շենքերի կողմ կոնստրուկցիաների միջև տեղադրում են նրանց հետ համատեղ աշխատող ուղղաձիգ և հորիզոնական կապերի համակարգեր:

Ուղղաձիգ կապեր: Շենքի երկայնական ուղղությամբ նրա ճակատային պատերի վրա գործող քամու ազդեցությունը, կամրջային ամբարձիչների արգելակման հետևանքով առաջ եկող հորիզոնական ուժերը, իսկ սեյսմիկ շրջաններում նաև սեյսմիկ ուժերը հաղորդում են սյուներից, ծածկից և ենթամբարձիչային հեծաններից կազմված երկայնական շրջանակներին: Այդ շրջանակների տարածական կոշտությունը՝ վերահիշյալ հորիզոնական ուժերին դիմադրելու ունակությունը մեծացնելու նպատակով, որպես կանոն, ջեքմակծկումային բլոկի երկարության միջին քայլում, բոլոր շարքերի սյուների միջև, նրանց հարթությունում տեղադրում են պողպատե խաչաձև (կամ այլ ուրվագծի) կապեր (նկ. 4. 20, ա): Նշված կապերը կարելի է տեղադրել նաև ջեքմակծկումային բլոկի ծայրերի եզրային քայլերում, սակայն այդ դեպքում նրանք նշանակալից չափով խանգարում են շենքի ջեքմակծկումային դեֆորմացիաներին: Սյուների միջև արվող կապերը և նրանց կցվածքները պետք է հաշվարկել ըստ ամրության:

Ծածկի սալերը և սյուները կապված են միմյանց հետ լայնական շրջանակների պարզունակների՝ հեծանների, ֆերմաների կամ կամարների միջոցով, որոնք իրենց հարթությունից դուրս ունեն փոքր կայունություն և ծածկին հաղորդվող քամու, ինչպես և սեյսմիկ ուժերի ազդեցության հետևանքով կարող են ենթարկվել նշանակալից դեֆորմացիաների: Ահա հենց այդ դեֆորմացիաներից խուսափելու համար ջեքմակծկումային բլոկի երկայնական ուղղությամբ, նրա մեկ և մյուս ծայրի եզրային քայլի երկու պարզունակների միջև, սյուների հարթությունում, որպես կանոն, տեղադրում են պողպատե անկյունակներից կազմված խաչաձև ուղղաձիգ կապեր, իսկ սյուների վերին ծայրերը ջեքմակծկումային բլոկի ամբողջ երկարությամբ միմյանց հետ կապում են պողպատե կամ երկաթբետոնե հենակներով, ինչպես ցույց է տված նկ. 4. 20, ա-ում:

Երբ պարզունակը հենարանային մասում ունի $h \leq 800$ մմ բարձրություն և կող, ապա նշված ուղղաձիգ կապերը սովորաբար չեն արվում (հենակները մնում են): Սակայն այդ դեպքում պարզունակի հե-



Նկ. 4. 20. Կապերի համակարգը:

ա—ուղղաձիգ կապեր, բ— հորիզոնական կապեր պարզունակի ներքևի գոտու մակարդակում, գ— նույնը վերևի գոտու մակարդակում, դ— նույնը երրորդի ծածկի մակարդակում, ե— ուղղաձիգ կապեր երրորդի կանգնակների հարթությունում, 1— ուղղաձիգ կապեր սյուների միջև, 2— նույնը պարզունակների միջև սյուների հարթությունում, 3— նույնը երրորդի կանգնակների հարթությունում, 4— հորիզոնական կապային ֆերմա պարզունակի ներքևի գոտու մակարդակում, 5— հորիզոնական կապեր պարզունակների վերևի գոտու մակարդակում, 6— նույնը երրորդի ծածկի հարթության մակարդակում, 7— պարզունակների սեղմված գոտիները միմյանց կապող հենակներ, 8— ծածկի սալեր, 9— պարզունակներ, 10— շրջանակի սյուներ, 11— ֆախվերկի սյուներ, 12— ճակատային պատեր, 13— շրջանակի սյուների վերևի ծայրերը միմյանց կապող հենակներ, 14— ենթամբարձիչային հեծան

նարանային պողպատե թերթը պետք է եռակցել սյան համապատասխան ներդիր թերթին այնպես, որ կցվանքը կարողանա իր վրա վերցնել ծածկից շենքի երկայնական ուղղությամբ պարզունակների վերևի գոտուն հաղորդվող քամուց կամ սեյսմիկ բեռնվածքից կցվանքի մակարդակում առաջ եկող ծող մոմենտը:

Հորիզոնական կապեր: Պարզունակի վերևի գոտու կայունությունը իր հարթությունից դուրս ստվորաբար ապահովվում է ծածկի սալերով, որոնք երեք անկյուններով եռակցված են պարզունակների հետ, հետևաբար ծածկի հարթությունում հորիզոնական կապերի կարիք չկա: Սակայն այն դեպքում, երբ շենքն ունի երդիկ, և երդիկային բացվածքը հասնում է մինչև նրա ճակատները, ապա վերջին թռիչքներում ծածկի հարթությունում, երդիկային բացվածքի սահմաններում պետք է տեղադրել պողպատե կապային ֆերմա (ինչպես ցույց է տված նկ. 4. 20, գ-ում), իսկ շենքի ամբողջ երկարությամբ երդիկի առանցքով պարզունակները գազաթներում պետք է միացնել միմյանց հետ հենակներով, որի հետևանքով փոքրանում է նրանց սեղմված գոտու հաշվարկային երկարությունը իրենց հարթությունից դուրս:

Եթե երդիկը վերջանում է ջերմակծկումային բլոկի նախավերջին քայլում, ապա պարզունակները միացնում են միմյանց միայն վերոհիշյալ հենակներով:

Այն դեպքում, երբ շենքը բարձր է և ունի մեծ թռիչք, նրա ճակատային պատերի վրա գործող քամու ազդեցությունը անմիջականորեն փոխանցվում է ֆախվերկի սյուների: Ճակատային պատերի համար ուղղաձիգ հենարաններ հանդիսացող ֆախվերկային սյուների թռիչքը փոքրացնելու նպատակով նպատակահարմար է համարվում այդ սյուների համար միջանկյալ հենարաններ ստեղծել պարզունակի ներքևի գոտու հարթությունում (իսկ առանձին դեպքերում՝ նաև ենթամբարձիչային հեծանների մակարդակում): Այդ նպատակով ճակատային պատերի մոտ գտնվող պարզունակների ներքևի գոտու մակարդակում, նրա ամբողջ թռիչքով մեկ, տեղադրվում է հորիզոնական պողպատե կապային ֆերմա (նկ. 4. 20, բ): Ֆախվերկային սյուներից այդ ֆերմային հաղորդվող հորիզոնական ուժը սյուների հարթությունում պարզունակների հենարանների միջև տեղադրված ուղղաձիգ կապային ֆերմաների միջոցով փոխանցվում է ջերմակծկումային բլոկի բոլոր սյուներին, այնուհետև նրանց հիմքերին և հիմնատակի բնահողին:

Երդիկի կապեր: Երդիկի կոշտությունը և միասնական աշխատանքը ապահովելու նպատակով ջերմակծկումային բլոկի երդիկի եղջրային թռիչքներում, ծածկի հարթությունում, տեղադրում են հորիզոնական կապեր, իսկ կանգնակների հարթությունում (ապակեպատման հարթությունում)՝ ուղղաձիգ կապեր, այնպես, ինչպես ցույց է տված նկ. 4. 20, դ, ե-ում:

Սեյսմիկ շրջանների համար նախագծվող շենքերի կապերի համապարզի նկատմամբ առաջադրվող բոլոր պահանջները բերված են [17]-ում:

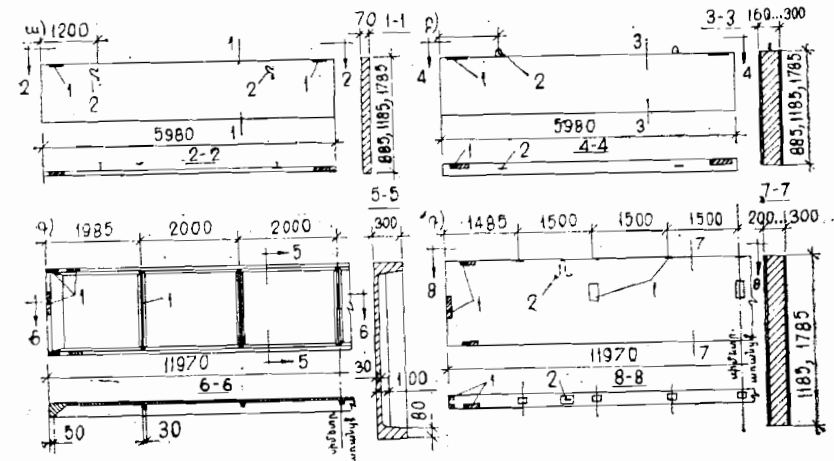
§ 4.9. Պատի պանելներ

Հավաքովի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներով միահարկ արդյունաբերական շենքերի պատերը, որպես կանոն, արվում են խոշորաչափ երկաթբետոնե պանելներով: Կախված նրանից, թե շենքը տաքացվող է թե չտաքացվող, պատի պանելները համապատասխանաբար արվում են B3...B7,5 դասի թեթև կամ B15...B30 դասի ծանր բետոնով:

Պանելների անվանական երկարությունն ընդունվում է եզրային շարքի սյուների քայլին համապատասխան՝ 6 կամ 12 մ (բացառությամբ անկյունային և միջպատային պանելների):

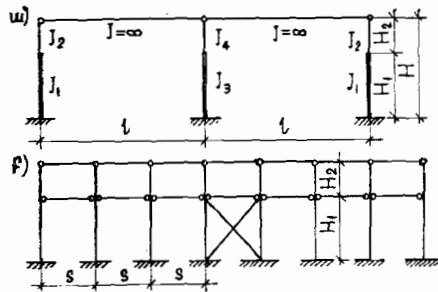
Չտաքացվող շենքերի 6 մ երկարության պանելները պատրաստում են նախալարված երկաթբետոնից. նրանք հարթ են (միաշերտ), ունեն 70 մմ հաստություն և 0,9, 1,2, 1,8 մ անվանական բարձրություն (նկ. 4. 21, ա), իսկ 12 մ երկարության պանելները կողավոր են, բաղկացած նախալարված երկայնական կողերից, լայնական կողերից և սալից: Պանելի ուրվագծով անցնող երկայնական և լայնական կողերն ունեն 300 մմ բարձրություն, սալի հաստությունը 30 մմ է (նկ. 4. 21, գ):

Տաքացվող շենքերի թե՛ 6 մ և թե՛ 12 մ երկարության պանելները հարթ են, միաշերտ (նկ. 4. 21, բ, գ): Պանելների հաստությունը 16...30 սմ է (այդ թվում երկու կողմից 20-ական մմ հաստության ֆակտուրային շերտով):



Նկ. 4. 21. Պատերի պանելներ.

ա, գ — չտաքացվող շենքերի, բ, դ — տաքացվող շենքերի, 1 — պողպատե ներդիր գետակներ, 2 — մոնտաժային օղակներ



Նկ. 4. 24. Հայնական և երկայնական շրջանակների հաշվարկային սխեմաները.
ա — լայնական շրջանակ, բ — երկայնական շրջանակ

ձյան, քամու, կամրջային ամբարձիչների ուղղաձիգ և հորիզոնական բեռնվածքները, իսկ սեյսմիկ շրջաններում՝ նաև հորիզոնական ուղղությամբ գործող սեյսմիկ բեռնվածքը (հատուկ բեռնվածք):

Մշտական բեռնվածքներ՝

ա) Մածկի զանգվածից: Մածկի զանգվածից առաջ եկող բեռնվածքը պարզունակի միջոցով հաղորդվում է սյուների ռապես կենտրոնացած ուժ՝ G : Այդ ուժի մեծությունը որոշվում է տվյալ թռիչքի պարզունակի կես երկարությանը բաժին ընկնող ծածկի մակերեսից՝ $ls/2$ (որտեղ 1-ը շրջանակի թռիչքն է, s -ը՝ քայլը), և հաղորդվում է սյանն այնպես, ինչպես ցույց է տված նկ. 4. 25, ա-ում:

բ) Կախովի պատի զանգվածից: Այս բեռնվածքը գործում է միայն շենքի եզրային շարքերի սյուների վրա, ինչպես ցույց է տված նկ. 4. 25, ա-ում: Ամեն մի պանելից սյանը հաղորդվող բեռնվածքի մեծությունը համապատասխանում է տվյալ պանելի զանգվածին՝ G_{pan} :

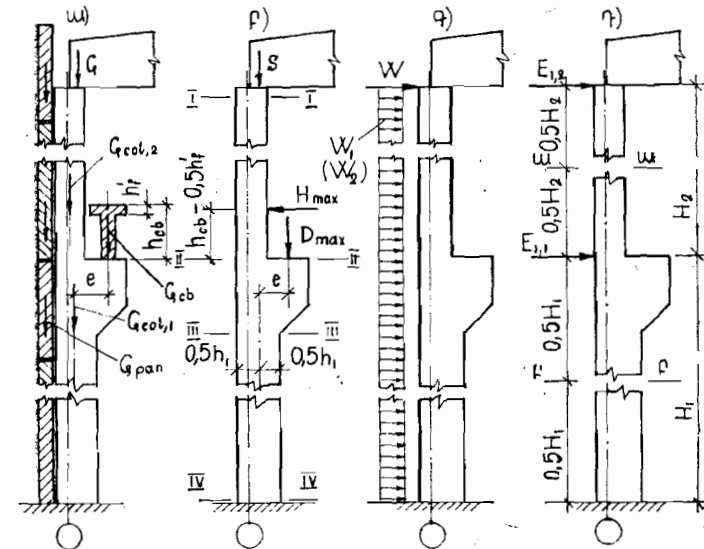
գ) Ենթամբարձիչային հեծաններից: Ենթամբարձիչային հեծանների և նրանց վրա գտնվող ուղու զանգվածից սյուներին հաղորդվող բեռնվածքը՝ C_{cb} , որոշվում է որպես հասարակ հեծանի հակազդում և հաղորդվում է սյան ներքևի ճյուղին, ինչպես ցույց է տված նկ. 4. 25, ա-ում:

դ) Սյան զանգվածից: Սյան ենթամբարձիչային և վերամբարձիչային մասերի զանգվածներից առաջ եկող բեռնվածքները դիտվում են որպես կենտրոնացված ուժեր՝ $C_{\text{col},1}$, $G_{\text{col},2}$, որոնք գործում են համապատասխան ճյուղերի առանցքով (տե՛ս նկ. 4. 25, ա):

Ժամանակավոր բեռնվածքներ՝

ա) Ձյունից: Ձյան բեռնվածքի մեծությունը՝ S , որոշվում է СНУП 2.01.07—85 ([38]) պահանջների համապատասխան նույն մակերեսից, ինչ որ ծածկի զանգվածի համար է և որպես կենտրոնացած ուժ պարզունակի միջոցով հաղորդվում է սյանը նույն կետում, ինչ որ ծածկի զանգվածից (նկ. 4. 25, բ):

բ) Կամրջային ամբարձիչներից: Ինչպես արդեն ասվել է, ենթամբարձիչային հեծանների միջոցով կամրջային ամբարձիչներից սյուներին



Նկ. 4. 25. Սյանը հաղորդվող բեռնվածքների ազդման սխեմաները.

ա — մշտական բեռնվածքներ, բ — ձյան և կամրջային ամբարձիչների ազդեցություններից, գ — քամու ազդեցությունից, դ — սեյսմիկ ազդեցությունից (տառանումների առաջին ձև)

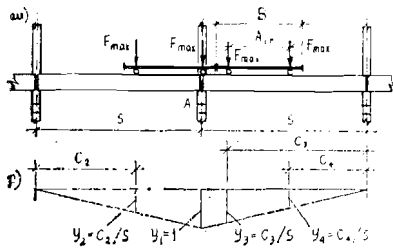
հաղորդվում է ուղղաձիգ և հորիզոնական բեռնվածք: Կամրջային ամբարձիչներից սյուներին հաղորդվող բեռնվածքների մեծությունը, որպես կանոն, որոշվում է միատեղ աշխատող երկու կամրջային ամբարձիչների ազդեցության տակ (տե՛ս § 4. 3):

Կամրջային ամբարձիչներից սյանը հաղորդվող ճնշման մեծությունը որոշելու համար նպատակահարմար է կառուցել ենթամբարձիչային հեծանի հենարանային հակազդման ազդման գիծը: Ըստ որում, նկ. 4. 26-ում ցույց տված A սյանը հաղորդվող բեռնվածքի մեծության տեսակետից, անիվների աննպաստ տեղաբաշխումը կլինի նա, որի դեպքում միջին անիվներից մեկը կազդի սյան առանցքով: Ելնելով անիվներից հեծանին փոխանցվող F_{max} ուղղաձիգ ճնշումից (տե՛ս § 4. 7), կամրջային ամբարձիչներից A սյանը հաղորդվող առավելագույն ուղղաձիգ ճնշման մեծությունը կլինի՝

$$D_{\text{max}} = F_{\text{max}} \sum y_i \quad (4.20)$$

Շրջանակի A սյան դիմացի B սյան վրա գործող ուղղաձիգ ճնշումը այդ դեպքում կլինի նվազագույնը՝

$$D_{\text{min}} = F_{\text{min}} \sum y_i \quad (4.21)$$



նկ. 4. 26. Կամրջային ամբարձիչներից սլանը հաղորդվող ուղղաձիգ և հորիզոնական ճնշման առավելագույն մեծությունը որոշելու համար.

ա— կամրջային ամբարձիչների դիրքը ենթամբարձիչային հեծանի հենարանային հակազդման առավելագույն մեծությունը որոշելիս, բ— ենթամբարձիչային հեծանի A հենարանային հակազդման գծի էպյուրը

Կամրջային ամբարձիչներից ենթամբարձիչային հեծաններին հաղորդվող ուղղաձիգ ճնշումը փոխանցվում է շրջանակի սյուներից այնպես, ինչպես ցույց է տված նկ. 4. 25, բ-ում: Հետևաբար D_{max} և D_{min} ուժերին համապատասխանող ծոող մոմենտները կլինեն՝

$$M_{max} = D_{max}e, \quad M_{min} = D_{min}e, \quad (4.22)$$

որտեղ e -ն D ուժի արտակենտրոնությունն է սլան ներքևի ճյուղի առանցքի նկատմամբ:

Միատեղ աշխատող երկու կամրջային ամբարձիչների սայլակների արգելակումից առաջացող հորիզոնական ուժը, որը ենթամբարձիչային հեծանի միջոցով հաղորդվում է սլանը, նույնպես որոշվում է նկ. 4. 26-ում բերված ազդման գծի օգնությամբ՝

$$H_{max} = H_{tr,w} \sum y, \quad (4.23)$$

որտեղ $H_{tr,w}$ -ն ամբարձիչի մեկ անվի վրա գործող հորիզոնական ուժն է (տե՛ս § 4. 7):

Ընդունվում է, որ H_{max} ուժը հաղորդվում է A կամ B սլանը ենթամբարձիչային հեծանի վերևի գոտու ծանրության կենտրոնի մակարդակում (նկ. 4. 25, բ), ըստ որում, թե՛ A և թե՛ B սլան վրա H_{max} ուժը կարող է գործել ձախից աջ կամ աջից ձախ:

գ) Քամուց: Մինչև 36 մ բարձրության արտադրական շենքերը հաշվարկելիս, երբ նրանց բարձրության հարաբերությունը թուղթին չի անցնում 1,5-ից, A և B տիպի տեղանքների դեպքում թուլատրվում է հաշվարկը կատարել քամու բեռնվածքի միայն միջին (ստատիկական) բաղադրիչի ազդեցության ներքո:

Քամու բեռնվածքի միջին (ստատիկական) բաղադրիչի նորմատիվ նշանակությունը՝ W_m կՊա (կգու/մ²), ըստ բարձրության գծային օրենքով աճում է: W_m -ի մեծությունը գետնի մակերևույթից հաշված Z բարձրության վրա որոշվում է (5. 10) բանաձևով (տե՛ս § 5. 4, 2):

Հուսալիության գործակցի մեծությունը քամու բեռնվածքի համար ընդունվում է 1,4 ($\gamma = 1,4$):

Քամու ճնշումը անմիջականորեն հաղորդվում է շենքի արտաքին պատերին և երդիկին: Շենքի հանդիպակաց պատերի վրա քամին գործում է միաժամանակ՝ հողմնակողմ ուղղությամբ ազդում է քամու, այսպես կոչված, դրակն ճնշումը՝ $+W_{m1}$, իսկ հողմնահակակողմ ուղղում՝ բացասական ճնշումը՝ $-W_{m2}$:

Այսպիսով, շենքի երկայնական պատերի S երկարության պանելների 1 գծ-մ լայնությունը հաղորդվող քամու ճնշումից առաջ եկող բեռնվածքի հաշվարկային մեծությունը գետնի մակերևույթից որոշված Z բարձրության վրա կլինի՝

$$W_1 = +\gamma W_{m1} S, \quad W_2 = -\gamma W_{m2} S, \quad (4.24)$$

որտեղ S -ը շրջանակների քայլն է:

Հաշվարկների պարզեցման նպատակով, ըստ շենքի բարձրության, քամու ճնշման անհավասարաչափ բաշխված էպյուրը թույլատրվում է փոխարինել համարժեք, հավասարաչափ բաշխված էպյուրով: Վերջինիս ինտենսիվությունն ընտրվում է այնպես, որ այդ ճնշումից սլան և հիմքի ամրակցման մակարդակում առաջ եկող ծոող մոմենտին՝ սար փաստացի բաշխված բեռնվածքի ծոող մոմենտին:

Երդիկի, ինչպես նաև սյունից վերև գտնվող պատի վրա գործող քամու ազդեցությունը պայմանականորեն փոխարինվում է կենտրոնացած ուժով՝ W , որը հաղորդվում է պատին կից սլան վերևի նիստի մակարդակում (նկ. 4. 25, գ): Քամու թե՛ դրական, թե՛ բացասական ազդեցությունից որոշված W ուժը ամբողջությամբ կարելի է տեղադրել որևիցե մի սլան վրա, քանի որ նա կիրառված է պարզունակի երկայնական առանցքով, իսկ շրջանակի ստատիկական հաշվարկը կատարելիս պարզունակը ընդունվում է բացարձակ կոշտ:

Շրջանակը հաշվարկելիս քամու ուղղությունը պետք է ընդունել թե՛ ձախից աջ և թե՛ աջից ձախ:

Սեյսմիկ բեռնվածք*: Սեյսմիկ բեռնվածքը հատուկ բեռնվածք է, որի մեծությունը որոշվում է СНУП II—7—81-ում ([39]) բերված բանաձև-վերով: Միահարկ արդյունաբերական շենքերը ըստ բեռնվածքների հատուկ զուգակցման հաշվարկելիս հորիզոնական սեյսմիկ բեռնվածքը որպես կենտրոնացած ուժ հաղորդում են լայնական շրջանակների սյուներին՝ նրանց վերևի նիստի և բարձակների հորիզոնական նիստի մակարդակներում, ինչպես ցույց է տված նկ. 4. 25, դ-ում: Կամրջային ամբարձիչներ չունեցող շենքերում ամբողջ սեյսմիկ բեռնվածքը կիրառվում է սլան վերևի նիստի մակարդակում:

* Սեյսմիկ բեռնվածքի որոշման բանաձևերը և այլ տեղեկություններ բերված են § 5. 4. 2-ում:

Հորիզոնական սեյսմիկ բեռնվածքը, ինչպես քամին, կարող է գործել թե՛ ձախից աջ և թե՛ աջից ձախ:

Սյան վերևի մակարդակում գործող սեյսմիկ ուժի մեծությունը՝ $E_{1,2}$, $E_{2,2}$, որոշում են (5.3) բանաձևով՝ ելնելով Q_2 զանգվածից, որն իր մեջ պարունակում է նկ. 4.25, դ-ում ցույց տված ա—ա կտրվածքից վերև գտնվող բոլոր կոնստրուկցիաների սեփական զանգվածները և ծածկի վրա եկող ձյան զանգվածը: Սյան բարձակի մակարդակում գործող սեյսմիկ ուժի մեծությունը՝ $E_{1,1}$, $E_{2,1}$, որոշում են նույն բանաձևով՝ ելնելով Q_1 զանգվածից, որն իր մեջ պարունակում է ա—ա և բ—բ կտրվածքների միջև գտնվող բոլոր կոնստրուկցիաների զանգվածը և կամրջային ամբարձիչի զանգվածը (առանց սայլակի):

Հաշվարկը կատարվում է տատանումների առաջին և երկրորդ ձևերին համապատասխանող սեյսմիկ բեռնվածքների ազդեցության տակ (կամրջային ամբարձիչներ չունեցող շենքերի դեպքում տատանումների միակ, առաջին ձևին համապատասխանող բեռնվածքի ազդեցության տակ):

Ուղղաձիգ սեյսմիկ բեռնվածքի ազդեցությունը նկատի է առնվում 24 և ավելի մետր թռիչքով շրջանակների պարզունակները (հեծան, ֆերմա, կամար) հաշվարկելիս:

Կամրջային ամբարձիչներով միահարկ արդյունաբերական շենքի հաշվարկման օրինակ բեռնվածքների հատուկ զուգակցումից (հաշվի առած սեյսմիկ ազդեցությունը) բերված է [17, 18]-ում:

2. Կարկասի տարածական աշխատանքը կամրջային ամբարձիչների բեռնվածքի ազդեցության տակ

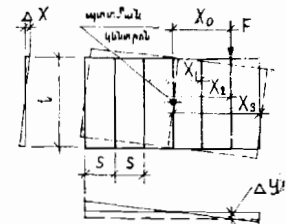
Երկաթբետոնե խոշորաչափ սալերով իրագործված, իր հարթությունում կոշտ ծածկը կարկասի համար հանդիսանում է հորիզոնական կապային դիաֆրագմա:

Այդ դիաֆրագման (ծածկը) կարկասի սյուների և մյուս տարրերի հետ ստեղծում է մեկ ամբողջական տարածական համակարգ: Սակայն լայնական շրջանակների աշխատանքի վրա կարկասի աշխատանքի տարածական բնույթը ի հայտ է գալիս միայն կամրջային ամբարձիչներից հաղորդվող բեռնվածքի դեպքում, քանի որ նա անմիջականորեն փոխանցվում է ջերմակծկումային բլոկի 1—2 շրջանակներին, որոնք հորիզոնական կապային դիաֆրագմայով կապված լինելով մյուս շրջանակների հետ, աշխատանքի մեջ են ներգրավում նաև նրանց (նկ. 4.27): Մնացած բեռնվածքները (շենքի սեփական զանգվածը, ձյունը, քամին և այլն) հավասարաչափ կերպով հաղորդվում են միաժամանակ բոլոր շրջանակներին, այդ

իսկ պատճառով յուրաքանչյուր շրջանակ դիտվում և հաշվարկվում է որպես հարթ համակարգ:

Հարկ է նշել այն հանգամանքը, որ կարկասի տարածական աշխատանքի հաշվառումը գործնական տեսակետից նշանակություն ունի միայն շենքերի սյուների համար: Երկու և ավելի թռիչքների դեպքում կամրջային ամբարձիչների բեռնվածքի ազդեցության տակ շրջանակը հաշվարկելիս գործնականում կարելի է հաշվի չառնել սյուների վերևի ծայրի հենարանի՝ ծածկի տեղափոխությունը, հետևաբար և կարկասի տարածական աշխատանքը:

Նկ. 4.27. Ջերմակծկումային բլոկի տեղափոխման սխեման նրա տարածական աշխատանքի դեպքում



լայնական շրջանակներն ըստ տեղափոխումների մեթոդի հաշվարկելիս, ընդունելով, որ ծածկը բացարձակ կոշտ դիաֆրագմա է, և բեռնվածքը հաղորդվում է միայն դիտվող շրջանակին, կարկասի տարածական աշխատանքը մոտավոր ձևով կարելի է բնութագրել C_{sp} գործակցով (տե՛ս [1, 3]), որի մեծությունը (առանց հաշվի առնելու երկայնական շրջանակների տարածական աշխատանքը) հաշվարկվող լայնական շրջանակի համար որոշվում է հետևյալ արտահայտությունից՝

$$C_{sp} = 1 / ((1/n) + x_0^2 / 2 \sum_{i=1}^n x_i^2), \quad (4.25)$$

որտեղ n -ը ջերմակծկումային բլոկի լայնական շրջանակների թիվն է,

$m = 0,5n$, երբ n -ը զույգ է,

$m = 0,5(n-1)$, երբ n -ը կենտ է,

x_0 -ն՝ հաշվարկվող շրջանակի հեռավորությունը բլոկի կոշտության կենտրոնից, որը բլոկի միատեղ շրջանակների դեպքում համընկնում է նրա երկրաչափական կենտրոնի հետ (նկ. 4.27),

x_i -ն՝ բլոկի երկրաչափական կենտրոնից մի կողմ գտնվող m քանակի շրջանակների հեռավորությունները այդ կենտրոնից (նկ. 4.27):

Այսպիսով, որևիցե լայնական շրջանակ կամրջային ամբարձիչների բեռնվածքների ազդեցության տակ հաշվարկելիս՝ հաշվի առնելով կար-

կատի տարածական աշխատանքը, պետք է լայնական շրջանակի միավոր տեղափոխումից առաջ եկող r_{11} հակազդումը բազմապատկել C_{sp} գործակցով (տե՛ս (4. 29) բանաձևը):

Կարկասի տարածական աշխատանքի դրական արդյունքի տեսակետից առավել աննպաստ պայմաններում է գտնվում բլոկի մեկ և մյուս ճակատից հաշված երկրորդ շրջանակը: Նկ. 4. 27-ում ցույց տված ջերմակծկումային բլոկի դեպքում այդ շրջանակի համար $C_{sp}=3,5$:

3. Ճիգերի որոշումը քյուներում առանձին բեռնվածքներից

Հիմքում ամրակցած, պարզունակի հետ հողակապերով միացված կանգնակներով միահարկ հարթ շրջանակների ստատիկական հաշվարկը նպատակահարմար է կատարել տեղափոխումների մեթոդով: Շրջանակը հաշվարկելիս պարզունակը ընդունվում է բացարձակ կոշտ, հետևաբար վերոհիշյալ մեթոդով հաշվարկելիս միակ անհայտ մեծությունը հանդիսանում է սյուների վերևի ծայրի Δ հորիզոնական տեղափոխությունը:

Տեղափոխումների մեթոդի հիմնական համակարգը այս դեպքում կստացվի տրված համակարգի մեջ մտցնելով լրացուցիչ կապի ձող, որը կանխում է կանգնակների վերևի ծայրի գծային տեղափոխումը (նկ. 4. 28): Ընդունված հիմնական համակարգին, կապի մակարդակում, հաղորդելով միավոր հորիզոնական տեղափոխում $\Delta=1$, սյուներում առաջ կգան R_{Δ} հակազդումներ: Հիմնական համակարգը բեռնելով հաշվարկային բեռնվածքներով (շենքի սեփական զանգված, ձյուն, քամի և այլն) սյուների վերևի ծայրում առաջ կգան R հակազդումներ: Փոփոխական հատվածքի հոծ և միջանցիկ սյուներում, վերևի անշարժ հենարանի դեպքում, R հակազդումների մեծությունը խորհուրդ է տրվում որոշել հավելվածի աղյուսակ 2-ում բերված բանաձևերով: Նույն աղյուսակում բերված է նաև R_{Δ} հակազդման մեծությունը:

Արտաքին բեռնվածքների ազդեցությունից սյուների վերևի ծայրում առաջ եկող հակազդումների մեծությունը, հաշվի առած հենարանի (ծածկի) առաձգական տեղափոխությունը, որոշվում է հետևյալ կերպ.

$$q_{r1} \text{ տեղափոխումների մեթոդի կանոնական հավասարումը} \\ r_{11}\Delta + R_{sp} = 0, \quad (4. 26)$$

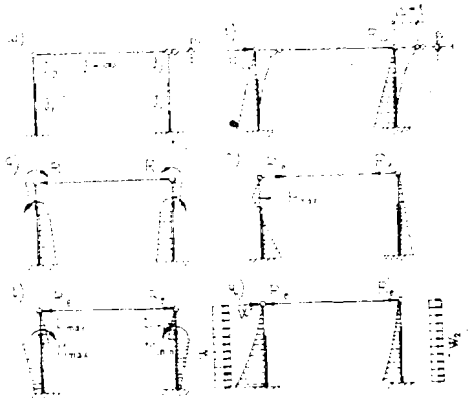
որտեղ r_{11} -ը $\Delta=1$ միավոր տեղափոխումից լայնական շրջանակի սյուների R_{Δ} հակազդումների գումարն է՝ $r_{11} = \sum R_{\Delta}$,

Δ -ն՝ անհայտ տեղափոխությունը,

R_{sp} -ն՝ արտաքին բեռնվածքից սյուների վերևի ծայրում առաջ եկող հակազդումների գումարը՝ $R_{sp} = \sum R$:

Նկ. 4. 28. Լայնական շրջանակի հիմնական համակարգը և ձող մոմենտների էպյուրները տարբեր բեռնվածքների ազդեցությունից.

ա — շրջանակի հիմնական համակարգը, բ — $\Delta=1$ միավոր տեղափոխությունից, գ — ծածկից հաղորդող մըտական և ձյան բեռնվածքից, դ — ամբարձիչների հորիզոնական ազդեցությունից, ե — ամբարձիչների ուղղահիգ ազդեցությունից, զ — քամու ազդեցությունից



ելնելով վերոհիշյալ աղյուսակից որոշված R_{Δ} և R հակազդումներից, (4. 26) հավասարումից որոշվում է անհայտ Δ տեղափոխությունը՝

$$\Delta = -R_{sp}/r_{11}, \quad (4. 27)$$

որից հետո սյուների վերևի ծայրի առաձգական հակազդումը՝

$$R_e = R + \Delta R_{\Delta}, \quad (4. 28)$$

վերը բերված հաշվարկները կատարելիս պետք է նկատի ունենալ հետևյալը.

սիմետրիկ շրջանակի և սիմետրիկ բեռնվածքի դեպքում (օրինակ՝ կառուցվածքի սեփական զանգվածը, սիմետրիկ բաշխված ձյան բեռնվածքը) պարզունակի տեղափոխում (նույնն է՝ սյուների վերևի ծայրի կամ ծածկի) չկա՝ $\Delta=0$, հետևաբար սյուների վերևի ծայրի հակազդումները կլինեն հավելված աղյուսակ 2-ից որոշվածները,

երբ շրջանակն ունի երկու և ավելի թռիչքներ, ապա ամբարձիչային բեռնվածքների դեպքում կարելի է ընդունել, որ ծածկը (նույնն է՝ հորիզոնական կապային դիաֆրագման) տեղափոխում չունի, հետևաբար սյուների ծայրի հակազդումները ևս կլինեն նույն աղյուսակից որոշվածները,

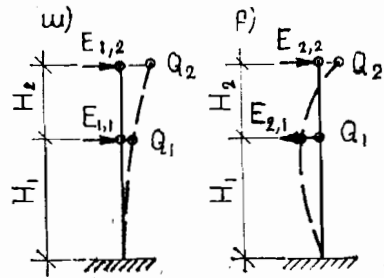
միաթռիչք շրջանակների սյուների հակազդումները կամրջային ամբարձիչների բեռնվածքների ազդեցության տակ պետք է որոշել (4. 28) բանաձևով, իսկ եթե հաշվի է առնվում նաև կարկասի տարածական աշխատանքը, ապա անհայտ Δ տեղափոխությունը որոշելիս պետք է նկատի ունենալ (4. 25) բանաձևով որոշված C_{sp} գործակցիցը, այսինքն՝

$$\Delta = -R_{sp}/C_{sp}r_{11}, \quad (4. 29)$$

Սյուների վերևի ծայրի հակազդումների մեծությունը գտնելուց հետո ծոող մոմենտների և լայնական ուժերի որոշումը սյան հատվածքներում կատարվում է ինչպես բարձակային հեծանի համար, որը բեռն-

ված է արտաքին բեռնվածքով և ազատ ծայրում R_0 կամ R հակազդումով: Ընդհանուր դեպքում սյան հաշվարկային հատվածքներ համարվում են սյան վերևի ծայրի 1—1 հատվածքը, բարձակի վերևի ու ներքևի մակարդակի 2—2, 3—3 հատվածքները և հիմքի վերևի նիստի մակարդակի 4—4 հատվածքը (նկ. 4. 25, բ):

Սեյսմիկ բեռնվածքի ազդեցության տակ շրջանակը հաշվարկելիս որպես հաշվարկային սխեմա ընդունվում է շրջանակի բոլոր սյուների կոշտությունների (շրջանակի հարթությունում) գումարին համարժեք կոշտություն ունեցող բարձակային ձողը, որի վրա գործում են կենտրոնացած հորիզոնական ուժեր այնպես, ինչպես ցույց է տրված նկ. 4.29-ում (կամ ըստ [17]-ի):



Նկ. 4. 29. Հայնական շրջանակի հաշվարկային սխեման սեյսմիկ բեռնվածքի դեպքում.
ա — տատանումների առաջին ձև, բ — տատանումների երկրորդ ձև

Տատանումների յուրաքանչյուր ձևի համար ըստ բարձակային սխեմայի վերոհիշյալ հաշվարկային հատվածքներում ճիգերը (ծողղ մոմենտները և լայնական ուժերը) որոշելուց հետո (5.9) բանաձևով ստանում են տատանումների երկու ձևերի միատեղ ազդեցությունից նույն հատվածքների համար հաշվարկային ճիգերը, որոնք և բաշխում են շրջանակի սյուների միջև՝ նրանց կոշտություններին համեմատականորեն:

4. Բեռնվածքների (ճիգերի) զուգակցումը

Շրջանակի վրա գործող յուրաքանչյուր բեռնվածքի համար կառուցում են ծողղ մոմենտների էպյուրները, այնուհետև կազմում հաշվարկային հատվածքների M , N , Q ճիգերի աղյուսակ և կատարում նրանց (կամ նույնն է՝ բեռնվածքների) զուգակցում: Բոլոր դեպքերում պետք է կատարել բեռնվածքների հիմնական զուգակցում, իսկ սեյսմիկ ազդեցությունների դեպքում՝ նաև հատուկ զուգակցում:

Բեռնվածքների հիմնական զուգակցումից հաշվարկային հատվածքների ճիգերը որոշելիս տարբերվում են երկու դեպք.

ա) բեռնվածքների զուգակցման մեջ մասնակցում է մեկ ժամանակավոր բեռնվածք (օրինակ, ձյան բեռնվածքը), որի մեծությունը հաշվի է առնվում լրիվ ($\psi_1=1$, $\psi_2=1$),

բ) բեռնվածքների զուգակցման մեջ մասնակցում են երկու և ավելի

ժամանակավոր բեռնվածքներ. այս դեպքում երկարատև գործող բեռնվածքների հաշվարկային մեծությունները (կամ նույնն է՝ նրանց համապատասխան ճիգերը) պետք է բազմապատկել $\psi_1=0,95$, իսկ կարճատև գործող բեռնվածքների հաշվարկային մեծությունները (կամ նույնն է՝ նրանց համապատասխան ճիգերը)՝ $\psi_2=0,9$ զուգակցման գործակիցներով:

Ըստ բեռնվածքների հատուկ զուգակցման հաշվարկելիս (հաշվի առնելով սեյսմիկ բեռնվածքի ազդեցությունը) բեռնվածքների հաշվարկային մեծությունները պետք է բազմապատկել հետևյալ զուգակցման գործակիցներով.

մշտական բեռնվածքը՝ 0,9,

ժամանակավոր երկարատև բեռնվածքները՝ 0,8,

կարճատև բեռնվածքները՝ 0,5:

Քամու և կամրջային ամբարձիչների (բացառությամբ կամրջային ամբարձիչների սեփական կշռից՝ առանց սայլակի) բեռնվածքը հատուկ զուգակցման մեջ հաշվի չի առնվում:

Կամրջային ամբարձիչների սեփական կշռը, ինչպես և ձյան լրիվ բեռնվածքը հատուկ զուգակցման մեջ համարվում են որպես կարճատև գործող բեռնվածքներ:

Բեռնվածքների ամեն մի զուգակցման համար հաշվարկային հատվածքներում պետք է որոշել.

ա) ամենամեծ դրական ծողղ մոմենտը՝ M_{max} , և նրան համապատասխան երկայնական ուժը՝ N_{ac} ,

բ) ամենամիտք բացասական ծողղ մոմենտը՝ M_{min} , և նրան համապատասխանող երկայնական ուժը՝ N_{ac} ,

գ) ամենամեծ երկայնական ուժը՝ N_{max} , և նրան համապատասխանող ծողղ մոմենտը՝ M_{ac} :

Հիմնատակի և հիմքի հաշվարկման համար 4—4 հատվածքում պետք է որոշել ճիգերն ինչպես հաշվարկային ($\gamma_i > 1$), այնպես էլ նորմատիվ ($\gamma_i = 1$) բեռնվածքների ազդեցության տակ, ըստ որում, վերը նշված բոլոր կոմբինացիաներում պետք է ունենալ նաև Q_{ac} և $Q_{ac,n}$ լայնական ուժերը:

M , N , Q ճիգերը որոշելիս, ինչպես և ընդհանրապես, մշտական բեռնվածքը պետք է հաշվի առնել բոլոր զուգակցումներում: Կամրջային ամբարձիչների սայլակների արգելակման հորիզոնական ուժից առաջ եկող ճիգերը թույլատրվում է հաշվի առնել միայն կամրջային ամբարձիչների ուղղաձիգ ազդեցության հետ միատեղ:

5. Հատվածքների ընտրումը

Շրջանակի ստատիկական հաշվարկից հետո անցնում են սյուների երկայնական առանցքի նկատմամբ նորմալ և թեք հատվածքների ամրության

հաշվարկին: Սյուները պետք է հաշվարկել նաև շրջանակի հարթությունից դուրս՝ որպես պատահական արտակենտրոնությունը աշխատող սեղմվող տարր: Սյուների ամբողջան հաշվարկն իրենց հարթությունում և հարթությունից դուրս կատարում են միմյանցից անկախ: Թե՛ մեկ և թե՛ մյուս հարթությունում հաշվարկելիս պետք է նկատի ունենալ նրանց ճկվածքի ազդեցությունը: Սյան հաշվարկային երկարությունը՝ l_0 -ն, շրջանակի հարթությունում և հարթությունից դուրս ընտրվում է СНУП 2. 03. 01—84-ի ([37]) 4. 3. 25 պահանջներին համապատասխան:

Երկճյուղ սյան ենթամբարձիչային մասը դիտարկում են որպես միաթուղթ բազմահարկ շրջանակ, որի տարրերում ճիգերը սովորաբար որոշում են մոտավոր եղանակով (տե՛ս [3, 35])՝ հետևյալ ընդունելիություններին.

1. Վերևի հենակը ընդունվում է բացարձակ կոշտ:

2. Ճյուղերի կանգնակներում ծոռո մոմենտների էպյուրների 0-ական կետերի տեղը ընդունվում է.

վերևի յարուսի համար՝ վերևի հենակից հաշված յարուսի բարձրության $2/3$ հեռավորության վրա,

միջին յարուսներում՝ նրանց բարձրության կեսում,

ներքևի յարուսում՝ ներքևից հաշված յարուսի բարձրության $2/3$ հեռավորության վրա:

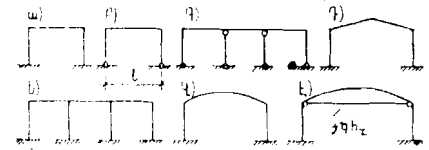
Շինարարական մեխանիկայի այս կամ այն մեթոդով կանգնակների և հենակների ճիգերը որոշելուց հետո դրանք հաշվարկում են ու ամրանավորում որպես ուղղանկյուն հատվածքի ծովող և արտակենտրոն սեղմվող (ձգվող) տարրեր (տե՛ս [2, 3, 37, 45]):

§ 4.11. Մոնոլիթ երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներ

Մոնոլիթ երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներով կատարվող միահարկ կարկասային շենքերի հիմնական կրող կոնստրուկցիան լայնական շրջանակն է, որը կարող է լինել միաթուղթ կամ բազմաթուղթ: Շրջանակի մինչև 12 մ թուղթի դեպքում պարզունակը սովորաբար կատարվում է ուղղաձիգ, 15—18 մ թուղթների դեպքում նպատակահարմար է բեկյալ կամ կորագիծ առանցքով պարզունակը, իսկ 24—36 մ թուղթների դեպքում՝ ձգիչով կորագիծ պարզունակը (նկ. 4. 30): Վերջին դեպքում ձգիչի առկայության շնորհիվ փոքրանում են շրջանակի տարրերում գործող ծոռո մոմենտների և լայնական ուժերի մեծությունները, որոնք առաջ են բերում պարզունակի, կանգնակների (սյուների) և նրանց հիմքերի թեթևացում:

Վերը բերված միաթուղթ և բազմաթուղթ շրջանակների պարզունակների և կանգնակների լայնական հատվածքի նախնական չափերը խորհուրդ է տրվում վերցնել հետևյալ սահմաններում.

Նկ. 4. 30. Մոնոլիթ շրջանակների կոնստրուկտիվ սխեմաներ



ուղղաձիգ պարզունակ՝ $h = (1/10 \dots 1/16)l$,

երկթեք պարզունակ առանց ձգիչի՝ $h = (1/12 \dots 1/18)l$,

նույնը ձգիչով՝ $h = (1/16 \dots 1/24)l$,

կորագիծ պարզունակ առանց ձգիչի՝ $h = (1/18 \dots 1/30)l$,

նույնը ձգիչով՝ $h = (1/20 \dots 1/40)l$,

բոլոր տիպի պարզունակների համար՝ $b = (1/3 \dots 1/2)h$,

կանգնակների համար՝ $h_{co1} = (0,5 \dots 0,6)h$, $b_{co1} = b$:

Շրջանակի պարզունակի և կանգնակների, ինչպես և կանգնակների ու հիմքերի միացման հանգույցներն առավելապես կոշտ են արվում: Առանձին դեպքերում կանգնակների և հիմքերի միացման հանգույցը, ինչպես և բազմաթուղթ շրջանակի միջին կանգնակների ու պարզունակի միացումը կարելի է անել հողակապային (նկ. 4. 30, բ, գ): Կանգնակի և հիմքի հողակապային միացումը նպատակահարմար կարող է լինել մասնավորապես այն ժամանակ, երբ նրանց կոշտ ամրակցման դեպքում առաջ են գալիս մեծ ծոռո մոմենտներ, իսկ բնահողը թույլ և անհամասեռ է: Այդ դեպքում ստացվում են խոշոր, ծանր հիմքեր, որոնք տնտեսական և կոնստրուկտիվ տեսակետից կարող են ձեռնադրել չինել: Կանգնակների և հիմքերի հողակապային միացումներով շրջանակները նպատակահարմար կարող են լինել նաև այն դեպքում, երբ հնարավոր են ջերմաստիճանի մեծ տատանումներ կամ թույլ, անհամասեռ բնահողերի հետևանքով հիմքերի անհավասարաչափ նստվածքներ և այլ տեղափոխումներ: Սակայն պետք է նկատի ունենալ, որ կանգնակի և հիմքի հողակապային միացումը համեմատաբար բարդ է, և բացի այդ պարզունակը ստացվում է մեծ հատվածքի՝ ծանր:

Միջին կանգնակների հողակապային միացումը պարզունակի և հիմքերի հետ նպատակահարմար է, երբ նրանք կարճ են, և շենքի ներսում հնարավոր են ջերմային ռեժիմի կտրուկ փոփոխություններ: Այդպիսի շրջանակների կոշտությունն իրենց հարթությունում ապահովում են եզրային կանգնակների և պարզունակի կոշտ հանգույցներով:

Շենքի ծածկը կարող է արվել հարթ՝ մասնավորապես հեծանային սալերով կողավոր ծածկ, որտեղ գլխավոր հեծանի դերը կատարում է շրջանակի ուղղաձիգ կամ բեկյալ պարզունակը, և տարածական՝ առա-

վելապես կարճ գլանային թաղանթների ձևով, որտեղ որպես դիաֆրագմաներ օգտագործվում են շրջանակների կորագիծ պարզունակները:

Շրջանակի վրա գործող բեռնվածքները որոշում են ինչպես հավաքովի շրջանակի դեպքում, իսկ նրա ստատիկական հաշվարկը բեռնվածքների տարբեր զուգակցումներից կատարվում է շինարարական մեխանիկայի որևէ մեթոդով: Հաշվարկային ճիգերի մեծությունները, նույն սկզբունքով, ինչ որ ասվել է հավաքովի շրջանակների կանգնակների համար, որոշելուց հետո անցնում են շրջանակի տարրերի նորմալ և թեք հատվածքների ամրության հաշվարկին ու կոնստրուկտիվ ամրամանը:

Շրջանակի ուղղագիծ և բեկյալ պարզունակները հաշվարկում են որպես ծովող տարր և ամրանավորում նույն սկզբունքով, ինչ որ ամրակցած ծայրերով հեծանները, իսկ կորագիծ պարզունակները դիտվում են որպես արտակենտրոն սեղմվող տարր ու ամրանավորվում վաճառին համանման:

Կանգնակները ենթարկվում են արտակենտրոն սեղմման, հետևաբար նրանց ամրանավորումը կատարվում է՝ պահպանելով սեղմվող տարրերի կոնստրուկտիվ ամրաման պահանջները:

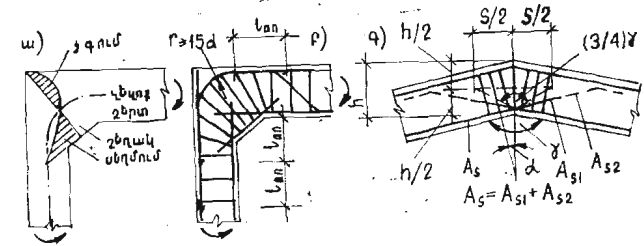
Մոնոլիթ առանձին հիմքերի հաշվարկը և կոնստրուկտիվորումը բերված են երրորդ գլխում:

Մոնոլիթ շրջանակները նախագծելիս հատուկ ուշադրություն պետք է դարձնել պարզունակի և կանգնակների միացման հանգույցների ամրանավորմանը: Նշված հանգույցներում ամրանը պետք է տեղադրել գործող ճիգերի բնույթին համապատասխան, պահպանելով մի շարք կոնստրուկտիվ պահանջներ:

Նկ. 4. 31-ում ցույց է տված կանգնակի և պարզունակի միացման հանգույցում ձգող և սեղմող նորմալ լարումների բաշխման բնույթը, որը նշանակալից կերպով կախված է ներմուտ անկյան ուղղագծից: Մասնավորապես բավականին մեծ տեղական բնույթի լարումներ են առաջ գալիս ուղղանկյան ուղղագծով ներմուտ անկյունների դեպքում: Այդ լարումների մեծությունը նվազեցնելու համար ներմուտ անկյունը նպատակահարմար է կատարել շեղակով (նկ. 4. 30, ա): Շեղակի շնորհիվ փոքրանում են տեղական բնույթի լարումները, միևնույն ժամանակ մեծանում է հանգույցի կոշտությունն ու հաշվարկային հատվածքների աշխատող բարձրությունը:

Շեղակի երկարությունը պետք է վերցնել 0,11-ից ոչ պակաս, բարձրությունը՝ 0,41-ից ոչ ավելի, թեքությունը՝ 1/3:

Պարզունակի կանգնակի սեղմված երկայնական ամրանը ներմուտ անկյան մոտ թողնվում է ուղիղ և խորացվում հանգույցում, իսկ շեղակը ամրանավորվում է ինքնուրույն՝ թեք տեղադրված ուղիղ ձողերով (նկ. 4. 31, բ): Պարզունակի վերևի գոտու ձգված ամրանի մի մասը հանգույ-



Նկ. 4. 31. Մոնոլիթ շրջանակների հանգույցներ:

ա — սեղմող և ձգող ճիգերի բաշխման էպյուրը սյան և պարզունակի միացման հանգույցում, բ — սյան և պարզունակի միացման հանգույցի ամրանավորման սխեման (հյուսած կարկասներով), գ — բեկյալ պարզունակի զագաթի ամրանավորման սխեման (հյուսած կարկասներով)

ցում կորացվում է այնպես, որ նա անցնի հանգույցի ուժեղ ձգված գոտով, և խորացվում է կանգնակի մեջ (նկ. 4. 31, բ): Իր հերթին, կանգնակի ձգված ձողերի մի մասը շարունակում են և խարսխում պարզունակի վերևի ձգված գոտում:

Բեկյալ պարզունակի զագաթի հանգույցում նրանից ձախ և աջ գտնվող թուխքային ձգված ձողերը պետք է տեղադրել միմյանցից անջատ և հանգույցը ուժեղացնել հաշվարկով որոշված լայնական ամրանով (նկ. 4. 31, գ): Հակառակ դեպքում, այսինքն՝ եթե նշված ձողերը լինեն ամբողջական, նրանց ճիգերի համազորը, որն ուղղված է ներմուտ անկյան կիսորդով, կաշխատի փշրել բետոնը և ուղղել այդ ամրանը:

Բեկյալ պարզունակի զագաթի հանգույցի լայնական ամրանն (նկ. 4. 31, բ) ընտրվում է ըստ այն պայմանի, որ նա կարողանա միաժամանակ իր վրա վերցնել.

սեղմված գոտում շխարսխված A_{s1} հատվածքի մակերեսով ձգված երկայնական ձողերի ուղղաձիգ բաղադրիչը՝

$$F_1 = 2R_s A_{s1} \cos(\gamma/2), \quad (4.30)$$

A_s հատվածքի մակերեսով, բոլոր ձգված երկայնական ձողերի ճիգերի ուղղաձիգ բաղադրիչի ոչ պակաս 35%-ը՝

$$F_2 = 2 \cdot 0,35 R_s A_s \cos(\gamma/2), \quad (4.31)$$

ելնելով վերը բերված պայմանից լայնական ամրանի անհրաժեշտ հատվածքի մակերեսը կլինի՝

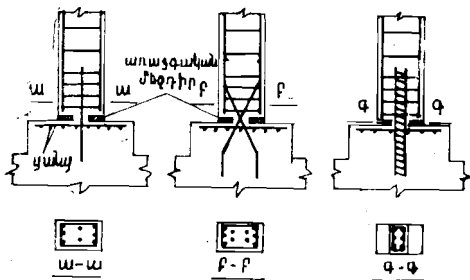
$$\sum A_{sw} \geq \frac{F_1 + F_2}{R_{sw} \cos \alpha}, \quad (4.32)$$

$\sum A_{sw}$ հատվածքի մակերեսով լայնական ամրանը պետք է տեղադրել S երկարության սահմաններում, որն ընդունվում է՝

$$s = h \lg \frac{3}{8} \gamma, \quad (4.33)$$

Նշված լայնական ամրանի ճյուղերի թիվը և տրամագիծը սովորաբար վերցվում է նույնը, ինչ որ պարզունակի հիմնական լայնական ամրանինն է, իսկ նրանց քայլը՝ 50...100 մմ:

Հիմքի և կանգնակի կոշտ ամրակցման կոնստրուկտիվ պահանջները բերված են երրորդ գլխում, իսկ հողակապային միացման սխեմաները ցույց են տված նկ. 4.32-ում:



Նկ. 4.32. Մոնոլիթ շրջանակների սյան և հիմքի հողակապային հանգույցի ամրանավորման սխեմաներ

Նկ. 4.32-ում ցույց տված հողակապերում բետոնի և երկայնական ձողերի միջոցով կանգնակից հիմքին փոխանցվում է երկայնական ուժ, իսկ կանգնակի և հիմքի հատման մակարդակում գործող լայնական ուժերը հաղորդվում են բետոնին և մարվում նրա սահքի դիմադրության ու շփման ուժերի միջոցով:

ՀԻՆԳԵՐՈՐԴ ԳԼՈՒԽ

ԲԱԶՄԱՀԱՐԿ ԱՐԴՅՈՒՆԱԲԵՐԱԿԱՆ ԵՎ ՔԱՂԱՔԱՑԻԱԿԱՆ ՇԵՆՔԵՐԻ ԿՈՆՍՏՐՈՒԿՑԻԱՆԵՐ

§ 5.1. Բազմահարկ շենքերի կոնստրուկտիվ սխեմաները

Բազմահարկ շենքերն ըստ հիմնական կրող կոնստրուկցիաների տիպի բաժանվում են կարկասային և անկարկաս (պանել-լային կամ մոնոլիթ պատերով) շենքերի (փոքր ծավալով կառուցվում են նաև, այսպես կոչված, ծավալաբլոկային և կոմբինացված շենքեր):

Կարկասային կոնստրուկցիայի շենքերի հիմնական կրող տարրերը հանդիսանում են երկաթբետոնե կանգնակները (սյուները), պարզունակները, կոշտության ուղղաձիգ տարրերը (պողպատե կապերը, երկաթբետոնե դիաֆրագմաները, կոշտության միջուկները և այլն) և ծածկերի սալերը: Նշված տարրերը միատեղ ստեղծում են շենքի, այսպես կոչված, կարկասը, որին և հաղորդում են շենքի վրա գործող ուղղաձիգ ու հորիզոնական բեռնվածքները:

Բազմահարկ արդյունաբերական շենքերը, պահեստները, սառնարանները, գարաժները և նման նշանակության այլ շենքեր, որպես կանոն, նախագծում են կարկասային կոնստրուկցիայի: Կարկասային կոնստրուկցիան լայնորեն կիրառվում է նաև մեծ մակերեսներ պահանջող վարչական ու հասարակական շենքերում, իսկ փոքր ծավալով՝ բնակարանային շինարարությունում:

Անկարկաս շենքերի հիմնական կոնստրուկցիաներ հանդիսանում են երկաթբետոնե (բետոնե) պանելներից կազմված պատերը կամ մոնոլիթ պատերը և նրանց հետ համատեղ աշխատող ծածկերը, որոնց և հաղորդում են շենքի վրա գործող ուղղաձիգ ու հորիզոնական բեռնվածքները:

Պանելային կոնստրուկցիայի շենքերն ամենալայն տարածումն ունեն բնակարանային շինարարությունում և փոքր չափով՝ հասարակական ու վարչական շենքերում, երբ մեծ մակերեսներ չեն պահանջվում:

Գնալով նշանակալից կիրառություն են ստանում մոնոլիթ պատերով բնակելի շենքերը, որոնք հեռանկարային են մասնավորապես սեյսմիկ շրջաններում:

Կախված նրանից, թե ինչպիսի կոնստրուկտիվ լուծումով է ապահովվում շենքի տարածական կոշտությունը՝ հորիզոնական բեռնվածքներին դիմադրելու ունակությունը (որը հանդիսանում է շենքերի շահագործման որակը արտահայտող կարևոր գործոններից մեկը), բազմահարկ կարկասային շենքերը բաժանվում են շրջանակային, շրջանակապային և կապային կոնստրուկտիվ սխեմաների:

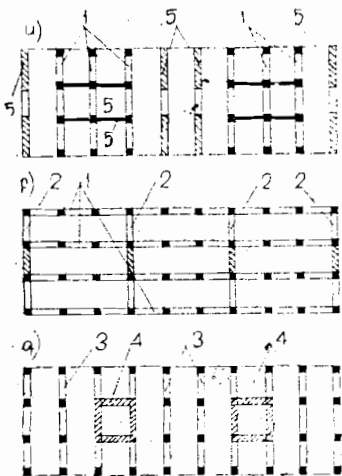
Շենքն ամբողջությամբ վերցրած կարող է նախագծվել վերը բերված որևիցե մեկ կոնստրուկտիվ սխեմայով: Սակայն հաճախ նախագծում են նաև, այսպես կոչված, խառը համակարգի շենքեր, որոնք լայնական ուղղությամբ ունեն մի կոնստրուկտիվ սխեմա, իսկ երկայնական ուղղությամբ՝ մի այլ օրինակ՝ լայնական ուղղությամբ՝ շրջանակապային, իսկ երկայնական ուղղությամբ՝ կապային (նկ. 5.1, ա), կամ՝ լայնական ուղղությամբ շրջանակապային, իսկ երկայնական ուղղությամբ՝ շրջանակային (նկ. 5.1, բ):

Շենքի կոնստրուկտիվ սխեմայի ընտրությունը կատարվում է հաշվի առնելով բազմաթիվ գործոններ՝ նրա վրա գործող հորիզոնական բեռն-

վածքի բնույթն ու մեծությունը, շենքի հարկայնությունը, ծավալահատակագծային լուծումը, տեխնիկատնտեսական ցուցանիշները և այլն:

Շրջանակային կոնստրուկտիվ սխեմայի դեպքում շենքի տարածական կոշտությունն ապահովվում է կոշտ հանգուցյաներով բազմահարկ բազմաթիւ շրջանակների միջոցով: Այդ շրջանակներն ամբողջությամբ իրենց վրա են վերցնում նաև ուղղաձիգ բեռնվածքները: Շրջանակային կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքեր սովորաբար նախագծում են մինչև 8—9 հարկերի դեպքում: Այդպիսի հարկայնությունը թույլ է տալիս կիրառել միասնականացված շափերի կանգնակներ և պարզունակներ ունեցող կոշտ հանգուցյաներով շրջանակներ: 10 և ավելի հարկերի (սովորաբար մինչև 16 հարկ) դեպքում նպատակահարմար են շրջանակակապային կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքերը (հատկապես սեյսմիկ շրջաններում):

Շրջանակակապային կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքերում նրանց վրա գործող հորիզոնական բեռնվածքները միատեղ իրենց վրա են վերցնում կոշտ հանգուցյաներով շրջանակները և նրանց զուգահեռ տեղադրված երկաթբետոնե ուղղաձիգ դիաֆրագմաները (նկ. 5. 1, ա, բ): Ուղղաձիգ բեռնվածքը հիմնականում հաղորդվում է շրջանակներին, մասամբ էլ՝ դիաֆրագմաներին: Մասնավորապես շրջանակակապային կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքեր են հանդիսանում ՀԽՍՀ շինարարության և ճարտարապետության գիտահետազոտական ինստիտուտում մշակված, մի տարբերակի հավաքովի-մոնոլիթ եղանակով կառուցվող կարկասային բնակելի շենքերը (տե՛ս § 5. 3):



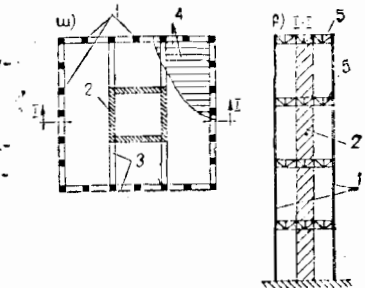
Նկ. 5. 1. Բազմահարկ քաղաքացիական կարկասային շենքերի կոնստրուկտիվ սխեմաները.

ա — լայնական ուղղությամբ շրջանակակապային, երկայնական ուղղությամբ կապային, բ — լայնական ուղղությամբ շրջանակակապային, երկայնական ուղղությամբ շրջանակային, գ — կապային՝ կոշտության միջուկներով, 1 — կոշտ հանգուցյաներով շրջանակներ, 2 — կոմրինացված դիաֆրագմաներ, 3 — հողակապային հանգուցյաներով շրջանակներ, 4 — կոշտության միջուկներ, 5 — կապային դիաֆրագմաներ

Կապային կոնստրուկտիվ սխեման կարելի է դիտել որպես շրջանակակապային համակարգի մասնավոր դեպք, որտեղ շրջանակների հան-

գույցները պարզեցնելու նպատակով շենքի վրա գործող ամբողջ հորիզոնական բեռնվածքը հաղորդվում է մետաղական կապերին՝ արդյունաբերական շենքերում, երկաթբետոնե դիաֆրագմաներին՝ քաղաքացիական շենքերում: Ուղղաձիգ բեռնվածքը հաղորդվում է հողակապային կամ մոնտաժի ընթացքում շենքի տարածական կոշտության ապահովման համար անհրաժեշտ ոչ մեծ հենարանային մոմենտներ վերցնող հանգուցյաներով շրջանակներին, մասամբ էլ՝ դիաֆրագմաներին:

Կարելի է ասել, որ ներկայումս կարկասային կոնստրուկցիայի բնակելի և հասարակական շենքերի ամենատարածված կոնստրուկտիվ սխեման կապայինն է: Այդպիսի սխեմայով նախագծվում են 9...50 հարկանի շենքեր: Ընդ որում, 16-ից ավելի հարկերի դեպքում նպատակահարմար է դառնում շենքի կոշտության ապահովումը մոնոլիթ երկաթբետոնե պատերով և մեկ կամ ավելի, այսպես կոչված, կոշտ ու թյան միջուկի միջոցով, որի մեջ համախմբված են սանդղավանդակը, վերելակային և օդափոխության հորանները և այլն (նկ. 5. 1, գ): Բարձրաբերձ շենքերի կոշտությունն ապահովվում է կոշտության միջուկի և նրա հետ հորիզոնական դիաֆրագմաներով (ростверк) կապված շրջանակների արտաքին սյուների համատեղ աշխատանքով (նկ. 5. 2):



Նկ. 5. 2. Բարձրաբերձ շենքերի կոնստրուկտիվ սխեման.

ա — հատկազիծ, բ — կտրվածք, 1 — սյուներ, 2 — միջուկ, 3 — պարզունակներ, 4 — ծածկի սալեր, 5 — հորիզոնական դիաֆրագմա

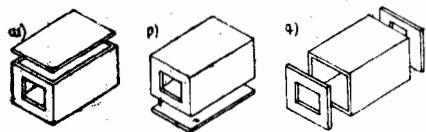
Տիպիկ կապային կոնստրուկտիվ սխեմայի կարկասային շենքեր են հանդիսանում խորհրդային Միությունում, մասնավորապես Նրևանում, ծածկերի բարձրացման եղանակով կառուցվող 9...16 և ավելի հարկանի բնակելի շենքերը (տե՛ս § 5. 3):

Սեյսմիկ շրջաններում կառուցվող կարկասային շենքեր նախագծելիս հատուկ ուշադրություն պետք է դարձնել հանգուցյաներին: Մասնավորապես կոշտ հանգուցյաներով շրջանակների պարզունակների և կանգնակների հանգուցյաների մոտակայքում՝ հատվածքի բարձրության 1,5 երկարության սահմաններում, պետք է տեղադրել հաշվարկով ընտրված փակ լայնական ամրան (անուրներ) մինչև 100 մմ, իսկ դիաֆրագմաների առկայության դեպքում՝ մինչև 200 մմ քալով: Սեյսմիկ շրջաններ-

րի համար նախագծվող կարկասային շենքերի հավաքովի տարրերի կըցվանքները պետք է տեղադրել ամենամեծ ճիգերի ազդման սահմաններից դուրս:

Անկարկաս շենքերն ըստ կոնստրուկտիվ սխեմայի համարվում են կապային: Այստեղ թե՛ ուղղաձիգ և թե՛ հորիզոնական բեռնվածքներն իրենց վրա են վերցնում ծածկերի հետ համատեղ աշխատող պատերը:

Անկարկաս շենքերի կոնստրուկցիաների հետագա զարգացում են հանդիսանում ծավալային բլոկները, որոնք ունեն մեկ սենյակի կամ բնակարանի չափեր և առավելապես են համապատասխանում շինարարության ինդուստրացման պահանջներին: Կիրառվում են, այսպես կոչված, «բլոկ-բաժակներ», «բլոկ-կափարիչներ», «բլոկ-պատկած բաժակներ» (նկ. 5.3): Նշված բլոկները պատրաստում են մոնոլիթ կամ հավաքովի՝ կազմված հարթ պանելներից: որոնք գործարանում միացվում են միմյանց պողպատե ներդիր դետալների եռակցման և կարանների բետոնացման միջոցով: Բլոկների զանգվածը հասնում է մինչև 10 տ-ի: Բլոկներն ըստ շենքի բարձրության հենում են միմյանց վրա պատերի պարագծով (մինչև 5 հարկանի շենքերի դեպքում կարելի է դրանք հենել միմյանց վրա միայն 4 անկյուններում): Այդպիսի բլոկներից կազմված շենքերն անվանում են ծավալաբլոկային շենքեր: Ըստ իրենց աշխատանքի բնույթի ծավալաբլոկային շենքերը կապային կոնստրուկտիվ սխեմայի են:



Նկ. 5. 3. Ծավալային բլոկներ.
ա — «բլոկ բաժակ», բ — «բլոկ-կափարիչ», գ — «բլոկ-պատկած բաժակ»

Ելնելով քաղաքաշինության պահանջներից՝ երբեմն բազմահարկ քաղաքացիական շենքերը կառուցում են կոմբինացված կոնստրուկցիայի: Այլ կերպ ասած՝ շենքի առաջին հարկերը (մեկ-երեք) կատարում են շրջանակային կոնստրուկտիվ սխեմայի կարկասով (հաճախ մոնոլիթ), իսկ մնացած հարկերը՝ անկարկաս կոնստրուկցիայի:

Բոլոր կոնստրուկտիվ սխեմաներում և մասնավորապես շրջանակա-կապային կոնստրուկտիվ սխեմայում ուղղաձիգ կոնստրուկցիաների համատեղ աշխատանքը ընդդեմ հորիզոնական ուժերի ապահովվում է իրենց հարթությունում կոշտ ծածկերի միջոցով: Այդպիսի ծածկերը հորիզոնական բեռնվածքների ազդեցությունը վերաբաշխում են տարբեր ուղղաձիգ կոնստրուկցիաների միջև (շրջանակների, դիաֆրագմաների և կոշտության այլ տարրերի միջև) և վերջիններս շենքի պատման բացակայության դեպ-

քում ստանում են միևնույն տեղափոխությունները: Այստեղից հետևում է, որ բազմահարկ շենքերը նախագծելիս (հատկապես սեյսմիկ շրջաններում) հատուկ ուշադրություն պետք է դարձնել իրենց հարթությունում ծածկերի կոշտության ապահովմանը: Այդ նպատակով հավաքովի ծածկերի սալերը պետք է միացնել պարզունակների, պատերի և այլ տարրերի հետ ներդիր պողպատե դետալների եռակցման կամ այլ միջոցներով, իսկ նրանց, ինչպես և սալերի միջև գտնվող կարանները՝ խնամքով մոնոլիթացնել: Շատ նպատակահարմար է, իսկ սեյսմիկ շրջաններում պարտադիր, ծածկի կարաններում բետոնե երիթների ստեղծումը: Իրենց հարթությունում մեծ կոշտություն ունեն մոնոլիթ և հավաքովի-մոնոլիթ ծածկերը:

Եթե ծածկերն իրենց հարթությունում ընկրկելի են, ապա շենքը հաշվարկելիս այդ հանգամանքը պետք է հաշվի առնել:

7, 8 և 9 բալլայնություն ունեցող սեյսմիկ շրջաններում շենքեր նախագծելիս պետք է պահանջել CHuΠ II—7—81-ի ([39])-ի պահանջները:

§ 5.2. Արդյունաբերական շենքերի կոնստրուկցիաներ

Բազմահարկ արդյունաբերական շենքերը լայն կիրառություն ունեն ժողովրդական տնտեսության բազմազան բնագավառներում, մասնավորապես սարքաշինության, ռադիո և էլեկտրատեխնիկական, սննդի և թեթև արդյունաբերության, մեքենաշինության և քիմիական արդյունաբերության ձեռնարկություններում, որտեղ առավել ռացիոնալ է արտադրության տեխնոլոգիական պրոցեսների ուղղաձիգ կազմակերպումը: Ըստ կոնստրուկտիվ սխեմայի որպես արդյունաբերական շենքեր պետք է դիտել նաև պահեստների, սառնարանների, լաբորատորիաների, գարաժների և նման այլ նպատակների համար կառուցվող բազմահարկ շենքերը:

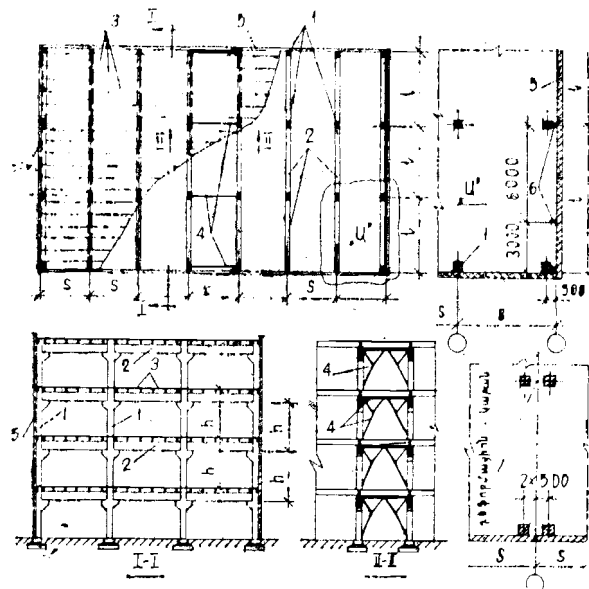
Կարելի է ասել, որ ամբողջ արդյունաբերական շենքերի ծավալի մոտ 25%-ը բաժին է ընկնում բազմահարկ շենքերին:

Բազմահարկ արդյունաբերական շենքերը հիմնականում կառուցում են հավաքովի կոնստրուկցիաներով: Ինչպես արդեն ասվել է, այդ շենքերը նախագծում են կարկասային կոնստրուկցիայի՝ սյունացանցի 6×6 , 9×6 և 12×6 մ միասնականացված չափերով: Շենքի լայնությունը փոփոխվում է $12 \dots 60$ մ-ի սահմաններում, իսկ հարկերի բարձրությունը 1,2 մ-ին բազմապատիկ՝ 3,6, 4,8, 6 մ (առաջին հարկինը՝ նաև, 7,2 մ): Միջհարկային ծածկերի վրա գործող ժամանակավոր բեռնվածքի նորմատիվ մեծությունն ընդունվում է 5 կն/մ^2 -ուն բազմապատիկ և կարող է հասնել մինչև 30 ու ավելի կն/մ²-ու:

Սյուների տեղակայումը հատակագծում ցույց է տված նկ. 5.4-ում:

Շենքերի հարկայնությունն առաջին հերթին պայմանավորված է նրանցում նախատեսվող տեխնոլոգիական պրոցեսների և շենքի տեխնիկատնտեսական ցուցանիշների պահանջներով: Առավելապես տարածված են 3...7 հարկանի շենքերը: Հեռանկարային են 8...10 և ավելի հարկանի շենքերը:

Արդյունաբերական շենքերի հիմնական կրող կոնստրուկցիան հանդիսանում է տարածական կարկասը, որը մեծ մասամբ բաղկացած է կոշտ հանգույցներով լայնական շրջանակներից և երկայնական ուղղությամբ նրանց միմյանց հետ կապող միջհարկային ծածկերից ու սյուների միջև տեղադրված վապերից (նկ. 5. 4):



Նկ. 5. 4. Բազմահարկ արդյունաբերական շենքի կոնստրուկտիվ սխեման՝ լայնական ուղղությամբ շրջանակային, երկայնական ուղղությամբ՝ կապային (խառը համակարգը):

1— սյուներ, 2— պարզունակներ, 3— ծածկի սալեր, 4— պողպատե կապեր, 5— արտաքին պատերի կախովի պանելներ, 6— ֆախվերկի սյուներ և կանգնակներ

Այդպիսի շենքերի տարածական կոշտությունը՝ հորիզոնական ուժերին դիմադրելու ունակությունը, լայնական ուղղությամբ ապահովվում է վերահիշյալ շրջանակներով, իսկ երկայնական ուղղությամբ՝ շենքի ամբողջ բարձրությամբ սյուների միջև տեղադրված պողպատե վապերով կամ երկաթբետոնե դիաֆրագմաներով: Վերջիններս սովորաբար տեղա-

դրում են շենքի բոլոր երկայնական սյունաշարերում՝ ջերմակտկումային բլոկի մեկ միջին քայլում (նկ. 5. 4): Այլ խոսքով ասած, արդյունաբերական շենքերի տարածական կարկասը լուծվում է խառը համակարգով, այսինքն՝ շենքի լայնական ուղղությամբ արվում է շրջանակային համակարգ, որի կոշտ հանգույցներով շրջանակները վերցնում են ամբողջ ուղղաձիգ և լայնական ուղղությամբ գործող հորիզոնական բեռնվածքը, իսկ երկայնական ուղղությամբ՝ կապային համակարգ, որին հաղորդվում է շենքի երկայնական ուղղությամբ գործող հորիզոնական բեռնվածքը:

Եթե այս կամ այն նկատառումներով (օրինակ՝ էլնելով տեխնոլոգիական կամ կոնստրուկտիվ պահանջներից) պողպատե կապերի կամ երկաթբետոնե դիաֆրագմաների տեղադրումը նպատակահարմար չէ, ապա կարկասի տարածական կոշտությունը շենքի երկայնական ուղղությամբ պետք է ապահովել կոշտ հանգույցներ ունեցող երկայնական շրջանակների միջոցով: Այդ դեպքում շենքը թե՛ մեկ և թե՛ մյուս ուղղությամբ կլինի շրջանակային համակարգի:

Փոքր բեռնվածքների դեպքում (մինչև $12,5 \text{ կն/մ}^2$) կարկասի տարածական կոշտությունը շենքի թե՛ լայնական և թե՛ երկայնական ուղղությամբ կարելի է ապահովել ըստ կապային համակարգի: Այդ դեպքում սյուներն աշխատում են ուղղաձիգ բեռնվածքների ազդեցության ներքո, քանի որ սյուների և պարզունակների միացումը հոդակապային է (երբեմն կցվանքներում կարելի է թույլ տալ նաև ոչ մեծ ծոցով մոմենտներ): Հորիզոնական բեռնվածքների ազդեցությունը հաղորդվում է համապատասխան ուղղության դիաֆրագմաներին:

Բազմահարկ արդյունաբերական շենքերի կարկասի սյուների տակ, որպես կանոն, կատարում են հավաքովի կամ մոնոլիթ առանձին հիմքեր:

Հավաքովի միջհարկային ծածկերն անում են լայնական շրջանակների պարզունակների վրա տեղադրվող $1,5 \times 6$ մ անվանական չափերի կողավոր սալերով, ըստ որում, երկայնական ուղղությամբ կապային համակարգով աշխատող շենքերում սալերի տեղաբաշխումը կատարվում է այնպես, որ բոլոր երկայնական սյունաշարերի առանցքով անպայման անցնեն սալեր (նկ. 5. 4): Այդ սալերի միջոցով ապահովվում է շենքի կայունությունը նրա մոնտաժման ընթացքում:

Փոքր բեռնվածքների դեպքում (մինչև $12,5 \text{ կն/մ}^2$) հավաքովի ծածկերն առավելապես անում են 22 սմ բարձրության բազմանցք սալերով:

Մեծ բեռնվածքների և սեյսմիկ ազդեցության ենթարկվող շենքերում նպատակահարմար է անել հավաքովի-մոնոլիթ կողավոր ծածկեր: Մոնոլիթ կարկասային շենքերում անում են հեծանային սալերով կողավոր ծածկեր:

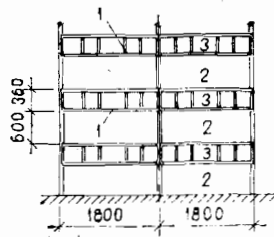
Բազմահարկ արդյունաբերական շենքերում (մասնավորապես՝ սառ-

նարաններում, մսի կոմբինատներում, կաթի գործարաններում, գարաժներում) լայն կիրառություն ունեն նաև անհեծան ծածկերը:

Այդպիսի ծածկերով շենքերը թե՛ լայնական և թե՛ երկայնական ուղղությամբ աշխատում են որպես շրջանակային համակարգեր, որտեղ շրջանակների պարզունակների դերը կատարում են սյուների հետ խոյակների միջոցով կոշտ հանգույցներ կազմող անհեծան ծածկերը:

Նշված բոլոր տիպի միջհարկային ծածկերի կոնստրուկցիան և հաշվարկն ուղղաձիգ բեռնվածքների ազդեցության տակ բերված է երկրորդ գլխում:

Բացի վերը շարադրված տիպերի շենքերից, ելնելով տեխնոլոգիական պրոցեսների պահանջներից, նախագծում են նաև միջֆերմային հարկերով՝ այսպես կոչված, ունիվերսալ արդյունաբերական շենքեր, որոնք ունեն սյունացանցի խոշորացված չափեր՝ 18×6 , 18×12 , 24×6 մ (նկ. 5. 5): Այդպիսի շենքերը թույլ են տալիս արտադրամասերի հատակագծային ցանկացած լուծումներ՝ առանց նշանակալից կապիտալ ներդրումների շենքը հարմարացնել սարքավորումների արդիականացման և տեխնոլոգիական պրոցեսների կատարելագործման պահանջներին:



Նկ. 5. 5. Միջֆերմային հարկերով արդյունաբերական շենքի կոնստրուկտիվ սխեման.
1— ֆերմաներ, 2— հիմնական հարկեր, 3— միջֆերմային հարկեր

Մեծաթուղի շենքերում որպես շրջանակների պարզունակներ օգտագործում են զուգահեռ գոտիներով ոչ շեղմունքային երկաթբետոնե ֆերմաներ: Սյուների և ֆերմաների միացման հանգույցը կատարվում է կոշտ, և շենքը լայնական ուղղությամբ աշխատում է որպես շրջանակային համակարգ: Միջհարկային ծածկերն անում են ֆերմաների վերևի գոտու վրա հենվող կողավոր և ներքևի գոտու վրա հենվող բազմաանցք սալերով: Ֆերմաների 2, 4...3, 6 մ բարձրության սահմաններում ստեղծվող միջֆերմային հարկերը օգտագործում են տեխնիկական (պահեստների, ինժեներական սարքավորումների ու կոմունիկացիաների տեղադրման համար և այլն) և կենցաղային կարիքների համար:

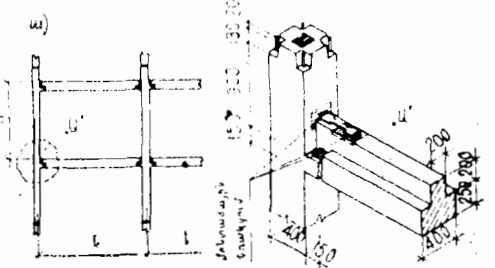
Արդյունաբերական շենքերի հավաքովի շրջանակները կատարում են տարբեր սխեմաներով: Շատ կիրառական է նկ. 5. 4-ում ցույց տված կոշտ հանգույցներով շրջանակը, որը բաղկացած է ուղղանկյուն հատվածքի սյուներից և նրանց բարձակների վրա հենված ուղղանկյուն կամ տավրային

հատվածքի պարզունակներից (սյան և ուղղանկյուն հատվածքի պարզունակի կցվանքը ցույց է տված նկ. 2. 47, ա-ում): Սյուներն անում են 1...4 հարկի բարձրության, 400×400 մմ հատվածքի (ներքևի 2 հարկերում սյուների հատվածքի չափերը կարող են լինել 400×600 մմ): Սյուների կցվանքներն ուղղանկյուն պարզունակների դեպքում անում են ծածկի մակերևույթից 0,6 մ, իսկ տավրածն պարզունակների դեպքում՝ 1 մ բարձրության վրա:

6 մ թուխքով պարզունակները, որպես կանոն, պատրաստում են սովորական, իսկ 9 և 12 մ թուխքներով պարզունակները՝ նախալարված երկաթբետոնից:

Նկ. 5. 6-ում ցույց տված շրջանակը կիրառվում է մինչև 12,5 կն/մ² հաշվարկային բեռնվածքով կապային կոնստրուկտիվ սխեմայի դեպքում, քանի որ շրջանակի հանգույցները հողակապային են (կամ կարող են վերցնել սահմանափակ մեծության ոչ մեծ մոմենտներ): Այդ սխեմայում սյուներն ունեն փոքր բարձակներ, որոնց վրա պարզունակները հենելուց և կցվանքները կատարելուց հետո դրանք մնում են թաքնված (նկ. 5. 6, տե՛ս նաև նկ. 2. 47, բ):

Նկ. 5. 6. Հողակապային (կամ սահմանափակ մեծության մոմենտ ընդունող) հանգույցներով հավաքովի երկաթբետոնե շրջանակ (սերիա ՄН-04).
ա— շրջանակի սխեման, բ— եզրային շարքի կանգնակի և պարզունակի միացման հանգույցը



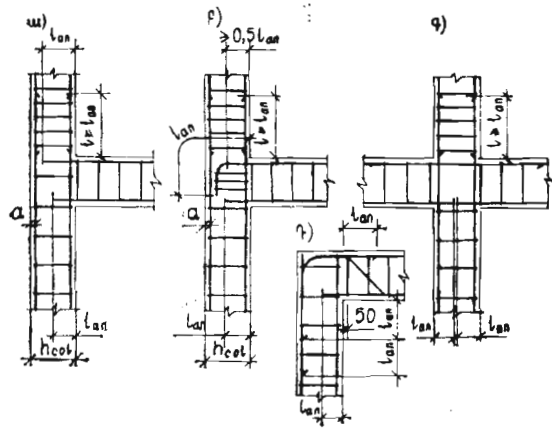
Կան և ալ սխեմաների հավաքովի շրջանակներ, որոնք վերը նշվածներից և միմյանցից հիմնականում տարբերվում են կցվանքների տեղով ու կոնստրուկցիայով:

Երկաթբետոնե մոնոլիթ շրջանակները կատարում են միայն կոշտ հանգույցներով, որոնց ամրանավորումը ցույց է տված նկ. 5. 7-ում:

Հանգույցների ամրանավորման հարմարավետության համար կանգնակների հատվածքի լայնությունը պետք է 50...100 մմ-ով մեծ լինի պարզունակի հատվածքի լայնությունից: Մոնոլիթ շրջանակների կաղապարամածային, ամրանային և բետոնային աշխատանքները կատարում են հարկերով, այդ իսկ պատճառով որևիցե հարկի սյան ամրանը տեղադրելիս պետք է աշխատող ձողերը կցվանքի համար անհրաժեշտ երկարությամբ շարունակել ծածկի մակերևույթից վերև:

Մեծ թուխքներ ու բարձրություն ունեցող հարկերով մոնոլիթ շրջ-

1. Կառկասային շենքեր



Նկ. 5. 7. Մոնոլիթ երկաթբետոնե բազմահարկ շրջանակների հանգույցների ամրանավորումը.

ա — եզրային շարքի կանգնակի և միջնակյալ պարզունակի միացման հանգույցը, երբ $l_{an} \leq h_{col} - a$, բ — նույնը, երբ $l_{an} > h_{col} - a$, գ — միջին շարքի կանգնակի և միջնակյալ պարզունակների միացման հանգույցը, դ — եզրային շարքի կանգնակի և վերին պարզունակի միացման հանգույցը

շանակները նպատակահարմար է անել կրող ամրանով, որի դեպքում, ինչպես հայտնի է, խիստ կերպով կրճատվում է անտառանյութի ծախսը, և պարզանում են կաղապարամածային աշխատանքները:

Հավաքովի-մոնոլիթ շրջանակները բաղկացած են երկաթբետոնե բարձակներով ուղղանկյուն հատվածքի սյուներից և նրանց հետ կոշտ հանգույցներով միացված պարզունակներից: Վերջիններս բաղկացած են դեպի վերև դուրս թողնված անուրներով և հենարանային բաց աշխատող ամրանով հավաքովի տավրային հատվածքի հեծաններից (որոնց վրա տեղադրում են կողավոր սալերը) և տեղում կատարվող մոնոլիթ երկաթբետոնից:

Բոլոր տիպի շրջանակների սյուները ամրանավորում են որպես սեղմվող, փսկ պարզունակներ՝ ծռող տարր՝ համապատասխան նրանց մեջ առաջ եկող ճիգերի: Նպատակահարմար է թե՛ մեկի և թե՛ մյուսի ամրանավորումը կատարել եռակցած կարկասներով, որպես աշխատող ձողեր կիրառելով A—III դասի ամրան (նախալարված պարզունակներում որպես լարված ամրան օգտագործում են A—IV...A—VI դասերի ամրանները):

Հավաքովի և հավաքովի-մոնոլիթ շրջանակների և կանգնակների համար կիրառում են B20...B50 դասի, իսկ պարզունակների համար՝ կախված թռիչքից՝ B15...B40 դասի բետոն: Մոնոլիթ շրջանակները ամբողջությամբ պատրաստում են միևնույն դասի բետոնից (B15...B30):

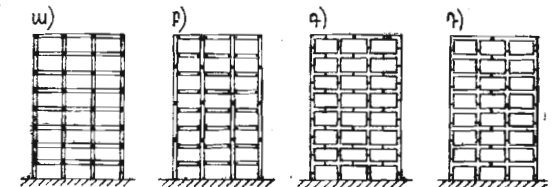
Կառկասային կոնստրուկցիան, ինչպես արդեն ասվել է, հիմնականում կիրառվում է վարչական և հասարակական շենքերի համար և ոչ մեծ ծավաքով՝ բնակարանային շինարարությունում: Շրջանակների քայլը սովորաբար ընդունվում է 6 մ, իսկ թռիչքները՝ առավելագույն 6, 4,5 և 3 մ՝ տարբեր կոմբինացիաներով, մինչև շենքի 18 մ ընդհանուր լայնությունը: Հարկի բարձրությունն արվում է 3,3, 3,6 և 4,2 մ վարչական ու հասարակական շենքերում և 3 մ՝ բնակելի շենքերում: Սյուները կատարում են 2...6 հարկի բարձրությամբ, ընդ որում, մինչև 16 հարկանի շենքերի դեպքում նրա ամբողջ բարձրությամբ սյուների հատվածքի չափերը վերցնում են նույնը՝ սովորաբար 400×400 , 500×500 մմ: Ներքևի հարկերի սյուների կրողունակության մեծացումը կատարվում է բետոնի դասի բարձրացման, ամրանի հատվածքի մեծացման, սյուների անուղղակի ամրանավորման (եռակցած լայնական ցանցերով), կոշտ ամրանի կիրառման և այլ միջոցներով: Շենքի ամբողջ բարձրությամբ միևնույն հատվածքի սյուների կիրառումը հնարավորություն է ստեղծում բոլոր հարկերի պարզունակներն անել նույն երկարության: Բոլոր հարկերի և թռիչքների պարզունակների հատվածքի չափերը ևս ընդունվում են նույնը: Ըստ հատվածքի ձևի պարզունակները կարող են լինել ուղղանկյուն, տավրային և այլ ձևերի:

Քաղաքացիական շենքերի հավաքովի շրջանակները կատարում են տարբեր սխեմաներով, որոնք միմյանցից հիմնականում տարբերվում են սյուների ու պարզունակների կցվանքների տեղով և կոնստրուկցիայով, ըստ որում, քաղաքացիական շենքերի շրջանակներում, ի տարբերություն արդյունաբերական շենքերի, եթե սյուներն ունեն բարձակներ, ապա, որպես կանոն, հանգույցում նրանք պետք է լինեն թաքնված:

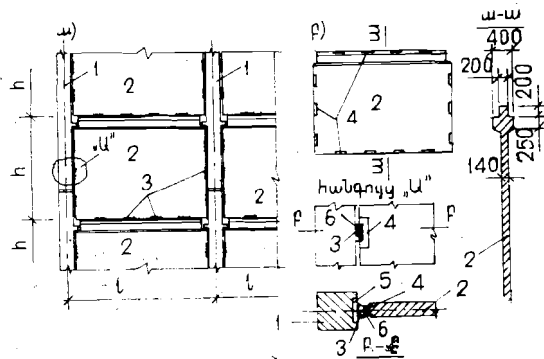
Շրջանակային և շրջանակապային կոնստրուկտիվ սխեմաների դեպքում սյուների և պարզունակների հանգույցները կատարում են կոշտ, իսկ կապային կոնստրուկտիվ սխեմայի դեպքում՝ հողակապային: Նկ. 5. 8-ում ցույց են տված քաղաքացիական շենքերի հավաքովի շրջանակների սխեմաներ:

Նկ. 5. 8. Քաղաքացիական շենքերի հավաքովի երկաթբետոնե շրջանակների սխեմաները.

ա, բ — դժային տարրերով, գ — խաչաձև տարրերով, դ — H-աձև տարրերով



Շրջանակակապային և կապային համակարգերի շենքերի երկաթբետոնե ուղղաձիգ դիաֆրագմաները կարելի է կատարել հավաքովի կամ մոնոլիթ եղանակով: Հավաքովի դիաֆրագմաները շրջանակների սյուների և պարզունակների միջև տեղադրված, նրանց հետ առավելապես պողպատե ներդիր դետալների եռակցման միջոցով կոշտ միացված, 12—14 սմ հաստության հոծ հատվածքի պանելներն են: Օրինակ, նկ. 5. 9-ում ցույց է տված հավաքովի դիաֆրագմա, որի պանելներն իրենցից ներկայացնում են 14 սմ հաստության, վերևի թարեքով պարզունակի հետ մեկ միասնություն կազմող հոծ պանել՝ մոնտաժային եռակցման միջոցով միացված կից սյուների և իրենից ներքև ու վերև գտնվող նույնատիպ պանելների հետ:



Նկ. 5. 9. Հավաքովի երկաթբետոնե ուղղաձիգ կապային դիաֆրագմայի պանելի միացումը կարկասի սյուների հետ. ա— միացման սխեման, բ— դիաֆրագմայի պանելը, 1— սյուներ, 2— դիաֆրագմայի պանելներ, 3— մոնտաժային եռակցում, 4— դիաֆրագմայի պանելի պողպատե ներդիր դետալ, 5— սյան պողպատե ներդիր դետալ, 6— կցվանքային ձողեր

Հավաքովի շրջանակների դեպքում դիաֆրագմաները մոնոլիթ եղանակով կատարելիս, սյուներում ըստ հարկի բարձրության, տեղադրում են 3—4 պողպատե ներդիր դետալներ, կամ սյուներից դուրս են թողնում ամրանային ձողեր, որոնց և եռակցում են դիաֆրագմայի համապատասխան ձողերը:

Դիաֆրագմայի սալային մասի և սյուների համատեղ աշխատանքը ապահովելու համար շատ նպատակահարմար է նրանց միջև բետոնե երիթների ստեղծումը:

Կոմբինացված ուղղաձիգ կապային դիաֆրագմաները բաղկացած են վերոհիշյալ հոծ սալային և շրջանակային մասերից: Անհրաժեշտության դեպքում դիաֆրագմաներում կարելի է անել բացվածքներ (դռների և պատուհանների համար):

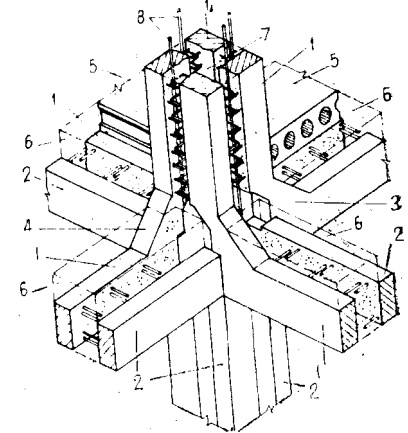
Դիաֆրագմաները տեղադրում են հաշվարկով, սեյսմիկ շրջաններում՝ որպես կանոն, շենքի հատակագծի ծանրության կենտրոնով անցնող գլխավոր առանցքների նկատմամբ համաչափ և անընդհատ բոլոր հարկերում:

ՀնՍՀ շինարարության և ճարտարապետության գիտահետազոտական ինստիտուտում մշակված են հավաքովի-մոնոլիթ 9...16 հարկանի կարկասային համակարգի շենքեր՝ շրջանակային և շրջանակակապային կոնստրուկտիվ սխեմաներով:

Հավաքովի-մոնոլիթ կարկասը կազմվում է շենքի լայնական ու երկայնական ուղղություններով ուղղաձիգ տեղադրվող, միմյանց հետ հատվող, հավաքովի փակ շրջանակներից (ըստ բարձրության համընկեցնելով վերևի հարկի շրջանակի ներքևի պարզունակը ցածի հարկի շրջանակի վերևի պարզունակի հետ) և նրանց տարրերի միջև կատարվող մոնոլիթ երկաթբետոնից (նկ. 5. 10): Վերջինս շենքի երկու ուղղությամբ և բարձրությամբ ստեղծում է անխզելի պարզունակներ և սյուներ:

Նկ. 5. 10. Կից հարկերի հավաքովի շրջանակային տարրերի զուգակցումը (միացումը):

1— վերևի հարկի շրջանակ, 2— ներքևի հարկի շրջանակ, 3— շրջանակի հենարանային մաս, 4— շեղակ շրջանակի ներքևի անկյունում, 5— ծածկի սալ, 6— պարզունակի մոնոլիթ երկաթբետոնե մասի ուղղաձիգ, 7— շրջանակների կանոնակների միջև տեղադրվող մոնոլիթ երկաթբետոն, 8— սյան մոնոլիթ մասի աշխատող ձողեր

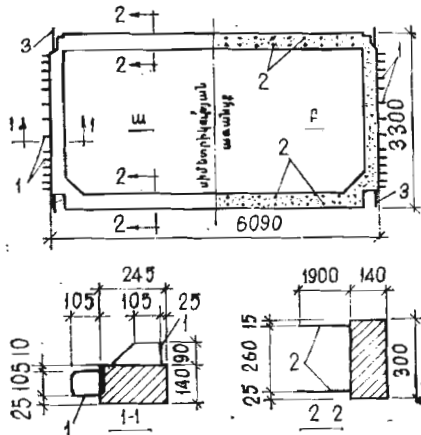


Կից հավաքովի շրջանակների տարրերի, ինչպես և այդ տարրերի ու նրանց միջև կատարվող մոնոլիթ երկաթբետոնի համատեղ աշխատանքը ապահովելու նպատակով հավաքովի շրջանակներից դուրս են թողնվում անուրներ ու ձողեր, մոնոլիթ երկաթբետոնին հավելող մակերևույթներն արվում են ոչ ողորկ և ուղղանկյուն խորացումներով՝ բետոնե երիթներ ստեղծելու համար:

Կարկասի հիմնական հավաքովի տարրի՝ շրջանակի երկարությունը համապատասխանում է շենքի սյուների քայլին, իսկ բարձրությունը 30 սմ-ով մեծ է հարկի բարձրությունից, քանի որ ունի վերևի և ներքևի պարզունակ (հատվածքի 30 սմ բարձրությամբ): Շենքի երկու ուղղությամբ սյուների միևնույն քայլի և միևնույն բարձրության հարկերի դեպքում

կարկասը հավաքվում է մեկ տիպի շրջանակներից: Կիրառվում են երկու տարբերակի հավաքովի շրջանակներ՝ ուղղանկյուն և քառակուսի հատվածքի կանգնակներով (նկ. 5. 11):

Շրջանակակապային համակարգի ուղղանկյուն կապային դիաֆրագմաները, որոնք պարտադիր են 16 և ավելի հարկերի դեպքում, նպատակահարմար է կատարել մոնոլիթ եղանակով:



Նկ. 5. 11. Ուղղանկյուն հատվածքի կանգնակներով հավաքովի շրջանակ. ա — տեսքը ողորկ կողմից, բ — տեսքը մոնոլիթ բետոնին հավելյալ մակերևույթի կողմից, 1 — կանգնակներից դուրս թողնված օղակային անուրներ, 2 — պարզունակից դուրս թողնված ձողեր, 3 — կանգնակներից դուրս թողնված երկայնական ամրան

Միջհարկային ծածկերն ու վերնածածկներն արվում են սեյսմիկ շրջաններում կիրառվող բազմանցք սաղեքով, որոնք հենվում են հավաքովի շրջանակների վերևի պարզունակների վրա, իսկ ծածկի մոնոլիթացումը կատարվում է պարզունակների մոնոլիթ մասերով (նկ. 5. 10):

Շենքի արտաքին պատերը մեծ մասամբ կատարում են կախովի՝ թեթև և բետոնե պանելներով:

Նկարագրված հավաքովի-մոնոլիթ կոնստրուկցիայի շենքերը կարկասի հանգուցների կոշտության, տարրերի մոնոլիթության ու անընդհատության շնորհիվ նպատակահարմար են սեյսմիկ շրջաններում: Այս շենքերի առավելություններից մեկն էլ այն է, որ եռակցման աշխատանքները հասցվում են նվազագույնի: Սակայն պետք է նկատի ունենալ, որ մոնոլիթ երկաթբետոնե աշխատանքների (հատկապես հանգուցների) կատարումը համեմատաբար բարդ է և պահանջում է աշխատանքների առավել ճշտակատարություն:

Շարադրված տիպի հավաքովի-մոնոլիթ շենքերի նախագծման հիմնական պահանջները բերված են [29]-ում:

Կապային կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքերի դիաֆրագմաները, որոնք տեղադրվում են կոշտության միջուկի ձևով, սովորաբար կատարում են մոնոլիթ եղանակով, սահող կամ տեղափոխովի կաղապարամածի միջո-

ցով: Հենց այդպիսին են մեզ մոտ ծածկերի բարձրացման եղանակով կառուցվող շենքերի կոշտության հորանները:

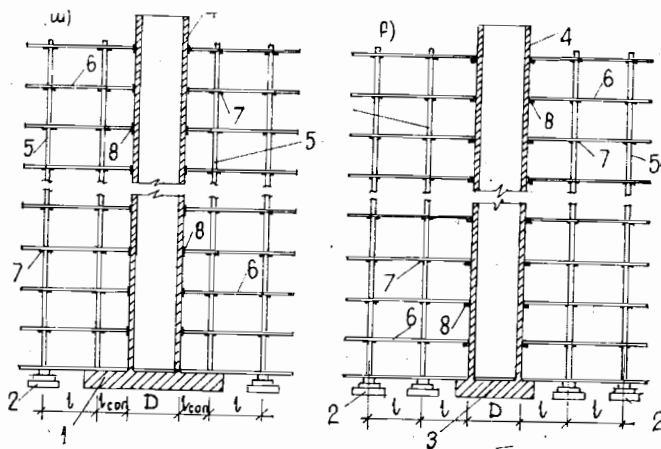
Ծածկերի բարձրացման մեթոդով շենքերի կառուցման էությունն այն է, որ ներքևի հարկերի սյուները և մոնոլիթ կոշտության միջուկները (հորանները) որոշ բարձրությամբ կատարելուց հետո գետնին (կամ որևիցե միջանկյալ բարձրության վրա), շենքի ամբողջ հատակագծով մեկ, մոնոլիթ եղանակով, միմյանց վրա պատրաստում են բոլոր հարկերի ծածկերը, այնուհետև ըստ ուղղորդ հենարանների՝ երկաթբետոնե սյուների, կոշտության միջուկների, նրանք հաջորդաբար բարձրացվում են համապատասխան նախագծային նիշը և առանց հորիզոնական տեղափոխության ամրացվում վերջիններին: Ծածկերի բարձրացումը կատարվում է հատուկ սարքավորման՝ մեխանիկական վերամբարձների միջոցով, որոնք ամրացնում են ուղղորդ հենարաններին՝ սյուներին:

Շենքի ծավալահատակագծային լուծումը կատարվում է ելնելով նրա ֆունկցիոնալ նշանակությունից, նկատի ունենալով ծածկերի բարձրացման մեթոդով կառուցման տեխնոլոգիայի առանձնահատկությունները:

Ծածկերի բարձրացման մեթոդով կառուցվող շենքերը կարելի է նախագծել տարբեր կոնստրուկտիվ սխեմաներով, սակայն 9...16 և ավելի հարկանի շենքերը հիմնականում նախագծվում են ըստ կապային համակարգի: Այդպիսի համակարգի շենքերի ծածկերի և սյուների միացման հանգուցները կատարում են հոգակապային և ամբողջ հորիզոնական բեռնվածքը հաղորդում կոշտության միջուկներին՝ հորաններին: Ուղղանկյուն թեղանկյուններն ամբողջությամբ հաղորդվում են սյուներին (նկ. 5. 12, ա) կամ սյուներին ու միջուկներին (նկ. 5. 12, բ) (սեյսմիկ շրջաններում խորհուրդ է տրվում վերջինը):

Սյուների դասավորությունը և նրանց հեռավորությունները միմյանցից ընտրվում են՝ կախված շենքի նշանակությունից, հարկայնությունից, հատակագծում ունեցած ձևից, ինչպես և ճարտարապետահատակագծային, տնտեսավետության, տեխնոլոգիականության ու այլ պահանջներից: Բնակելի շենքերում սյուների քայլը վերցվում է 4,2...6,6 մ-ի սահմաններում: Սյուները կատարում են հավաքովի, նրանց հատվածքի մակերեսը որոշվում է հաշվարկով և շենքի ամբողջ բարձրությամբ թողնվում է նույնը: 9...16 հարկանի շենքերում կիրառում են 450×450 մմ հատվածքի չափերով, տարբեր ամրանավորման սյուներ, որոնց հավաքովի տարրերի երկարությունը հասցվում է 9...18 մ-ի:

Կապային համակարգի շենքերի սյուները շատ փոքր արտակենտրոնությամբ ենթարկվում են սեղմման: Նրանց ամրանավորումը կատարվում է՝ պահպանելով սեղմվող տարրերի կոնստրուկտիվության ընդհանուր պահանջները: Հավաքովի սյուների կցվանքները կատարում են



Նկ. 5. 12. Մածկերի բարձրացման մեթոդով կառուցվող կապալին կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքեր:

ա — կոշտության միջուկին ծածկերից ուղղաձիգ բեռնվածք չի հաղորդվում, բ — կոշտության միջուկին ծածկերից հաղորդվում է ուղղաձիգ բեռնվածք, 1 — ընդհանուր հիմք կոշտության միջուկի և անմիջականորեն նրա շուրջը գտնվող սյուների համար, 2 — սյուների տակ տեղադրված առանձին հիմքեր, 3 — կոշտության միջուկի հիմք, 4 — կոշտության միջուկ, 5 — սյուներ, 6 — ծածկեր, 7 — սյուների և ծածկի սալի միացման հանգույցներ (տե՛ս նաև Նկ. 5. 13, ա), 8 — սալերի և կոշտության միջուկի միացման հանգույցներ (տե՛ս նաև Նկ. 5. 13, բ, գ)

կոշտ, ճիգերը փոխանցելով երկաթբետոնի կամ պողպատե ներդիր դետալների միջոցով:

Շենքի կառուցման ընթացքում ծածկերը սյուներին ժամանակավորապես հենելու, ինչպես և նախագծային նիշերում վերջնական միացումներ կատարելու համար (տե՛ս Նկ. 5. 13, ա) սյուներում ըստ բարձրության, միմյանցից որոշակի հեռավորությունների վրա պետք է թողնել միջանցիկ անցքեր:

Կոշտության միջուկներն, ինչպես արդեն ասվել է, կատարում են մոնոլիթ, սահող կամ տեղափոխովի կաղապարամածի միջոցով: Կոշտության միջուկները, որպես կանոն, կատարում են փակ հատվածքի և կարող են ունենալ տարբեր ուրվագծեր (կլոր, ուղղանկյուն, բազմանկյուն և այլն): Միջուկներում արվող բացվածքները թե՛ ըստ միջուկի բարձրության և թե՛ ըստ նրա պարագծի պետք է տեղադրել կանոնավոր:

Կոշտության միջուկները հաշվարկվում են համաձայն այն պայմանի, ըստ որի նրանք կարող են ամբողջությամբ վերցնել շենքի վրա գործող հորիզոնական բեռնվածքի ազդեցությունը: Եթե կոշտության միջուկը նախագծվում է հորանի ձևով, ապա նրա հատվածքի չափերն ընտրելիս պետք է նկատի ունենալ նաև այն, որ նրա ներսում տեղադրվում են սան-

դղավանդակը, վերելակները և այլն: Հորանների պատերը կատարում են 200...400 մմ հաստության B20...B25 դասի բետոններով:

Հիմքի տիպի ընտրությունը կատարվում է ելնելով բնահողի պայմաններից, նրան հաղորդվող բեռնվածքի մեծությունից, շենքի կոնստրուկտիվ սխեմայից և այլ պայմաններից: Կապալին համակարգի շենքերում սովորաբար սյուների տակ անում են մոնոլիթ կամ հավաքովի առանձին հիմքեր, իսկ միջուկի և անմիջականորեն նրա շուրջը գտնվող սյուների տակ՝ միասնական հոծ համատարած հիմք (Նկ. 5. 12): Սյուների և հիմքերի կցվանքը կատարվում է կոշտ:

Երկաթբետոնե ծածկերը, ինչպես արդեն ասվել է, կատարվում է մոնոլիթ եղանակով, և ամեն մի հարկի ծածկ իրենից ներկայացնում է ամբողջական սալ: Ծածկերը ճնշող մեծամասնությամբ կատարում են անհեծան՝ հարթ սալի ձևով: Այդպիսի սալի հաստությունը կազմում է 12...24 սմ: Զանգվածային կառուցվող բնակելի շենքերի ծածկերի սալի հաստությունը 18—20 սմ է:

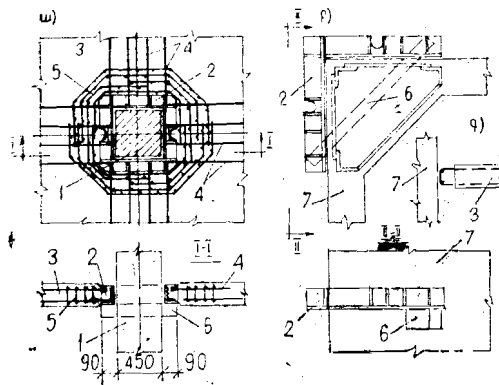
Ծածկերը սյուներին միացնելու, հենարանային հակազդումը բաշխելու և սալի ամրությունն ըստ ճշման պայմանի ապահովելու համար սալերի հենման շրջակայքում տեղադրում են հատուկ ներդիր դետալներ՝ պողպատե օձիքներ (բացի օձիքների վերոհիշյալ նշանակություններից, ծածկերի մոնտաժման՝ բարձրացման ընթացքում նրանց են ամրացվում վերամբարձրի քարշիշները):

Կիրառում են տարբեր կոնստրուկցիաների օձիքներ (տե՛ս [19, 21]), որոնցից մեկը բերված է Նկ. 5. 13, ա-ում:

Օձիքները պետք է ապահով խարսխել սալի հետ: Օձիքների սահմաններում գտնվող սալի հենարանային աշխատող ձողերը պետք է եռակցել նրանց վերևի եզրերին: Եթե ոչ բոլոր ձողերն են եռակցվում, ապա օձիքի շուրջը պետք է տեղադրել խարսխող ձողերով լրացուցիչ կարկասներ (Նկ. 5. 13, ա):

Սալերի և սյուների կցվանքները կատարում են տարբեր ձևերով (տե՛ս [21]), մասնավորապես հոդակապային կցվանքը կատարվում է սալը ազատ հենելով սյուների մեջ նախապես թողնված անցքերում տեղադրվող մեկական պողպատե տուփաձև հատվածքի (65×120 մմ) երկբարձակ հենածողերի վրա (Նկ. 5. 13, ա): Այդպիսի հանգույցները կարող են լինել թաքնված ձողերով կամ բաց, ինչպես ցույց է տված Նկ. 5. 13-ում:

Կարևոր հանգույցներ են սալերի և կոշտության միջուկների միացման հանգույցները: Այդ հանգույցի տիպի ընտրությունը նախ և առաջ կախված է շենքի կոնստրուկտիվ լուծման տարբերակից՝ սալերը հենվում են կոշտության միջուկների վրա, թե՛ ոչ (Նկ. 5. 12): Առաջին դեպքում սալը հենում են միջուկից դուրս թողնված երկբարձակ կամ միաբարձակ պողպատե հենածողերին (Նկ. 5. 13, ա), երկրորդ դեպքում կի-



Նկ. 5. 13. Ծածկի սալի և ուղղաձիգ տարրերի միացման սխեմաները.
ա— սալի և սյան հորակապային միացման սխեման, բ— սալի և կոշտության միջուկի միացման սխեման, երբ սալից կոշտության միջուկին հաղորդվում է ուղղաձիգ բեռնվածք, գ— նույնը՝ երբ սալից կոշտության միջուկին ուղղաձիգ բեռնվածք չի հաղորդվում,
1— սյուն, 2— օձիք, 3— սալ, 4— խարսխող ձողեր, 5— եռակցած կարկասներ, 6— հենաձող, 7— կոշտության միջուկ

րառվում է հատուկ լուծում (նկ. 5. 13, բ)։ Երկու դեպքում էլ սալերի և միջուկի միջև առաջ եկող կարանները պետք է լավ մոնոլիթացնել։

Սալերի և միջուկի միացման հանգուցյների կոնստրուկցիայի ընտրության և կատարման վրա պետք է հատուկ ուշադրություն դարձնել, քանի որ այդ հանգուցյների միջոցով է, որ հորիզոնական բեռնվածքները հաղորդվում են կոշտության միջուկներին։

Ծածկերի բարձրացման մեթոդով կառուցվող շենքերի արտաքին պատերը փոքր հարկայնության դեպքում կարելի է կատարել ինքնակրող, հորիզոնական կապերով ամրացած ծածկերի սալերի հետ։ 9 և ավելի հարկերի դեպքում արտաքին պատերը, որպես կանոն, կատարում են թեթև բետոնե պանելներից (հենված ծածկերի սալերին)։

Ծածկերի բարձրացման մեթոդով իրագործվող բազմահարկ շենքերի նախագծումը և կառուցումը պետք է կատարել՝ պահպանելով [19, 21]-ի պահանջները։

Բարձրացման մեթոդով կառուցվող շենքերի հիմնական առավելություններից նախ և առաջ պետք է նշել նրանց սեյսմակայունությունը, որը պայմանավորված է նրանով, որ ցանկացած կոնֆիգուրացիայի շենքում կառուցման այս մեթոդը հնարավորություն է տալիս կիրառել մոնոլիթ ամբողջական ծածկեր, որոնք իրենց հարթությունում աշխատելով որպես կոշտ դիաֆրագմաներ, հորիզոնական բեռնվածքները հուսալի ձևով հաղորդում են շենքի տարածական կոշտությունն ապահովող ուղղաձիգ կոնստրուկցիաներին։ Այնուհետև կարևոր է այն, որ ցանկացած կոնֆիգուրացիայի և չափերի ծածկի սալերի պատրաստումը գետնի մակարդակում, այն էլ առանց կաղապարամածի, նշանակալից չափով կլորձատում է նրանց աշխատատարությունը և հնարավորություն է ստեղծում շենքերի բազմազան ճարտարապետահատակագծային լուծումների։ Հարթ անհեծան (առանց խոյակների) ծածկերը թույլ են տալիս ազատ հատակագծում, փոքրացնում են շենքի շինարարական ծավալը և այլն։

2. Անկարկաս պանելային շենքեր

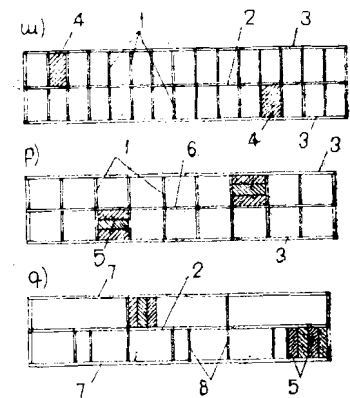
Մասսայական բնակարանային շինարարությունում առավել տարածված են 9...16 հարկանի պանելային շենքերը, որոնց լայնությունը՝ ելնկով սենյակների լուսավորության և հատակագծային լուծումից, սովորաբար հասնում է մինչև 12 մ-ի։ Ընդհանուր առմամբ մինչև 20 հարկանի պանելային բնակելի շենքերը համարվում են տնտեսապես, քան նույն հարկայնության կարկասային շենքերը։ Ավելի շատ հարկերի դեպքում, որպեսզի պանելային շենքերը կարողանան իրենց վրա վերցնել հորիզոնական բեռնվածքների ազդեցությունը, պետք է նրանց ուժեղացնել մոնոլիթ ուղղաձիգ դիաֆրագմաներով, կոշտության միջուկներով և այլ միջոցներով, կամ անցնել կարկասային շենքերի։

Պանելային բնակելի շենքերի կոնստրուկցիաները նախագծելիս (այդ թվում և սեյսմիկ շրջաններում) պետք է ղեկավարվել [11]-ի պահանջներով։

Անկարկաս պանելային շենքերը նախագծում են հետևյալ տարբերակներով. Քայնական և երկայնական կրող պատերով (նկ. 5. 14, ա), միայն լայնական կրող պատերով (նկ. 5. 14, բ), միայն երկայնական կրող պատերով (նկ. 5. 14, գ)։ Առավել տարածված են միայն լայնական և լայնական ու ներքին մեկ երկայնական կրող պատերով սխեմաները, որոնց դեպքում ծածկերի սալերը հենվում են միայն այդ պատերի վրա և թույլ են տալիս պարզեցնել ու թեթևացնել արտաքին պատերի պանելները։ Այսպիսով արտաքին պատերի, այսպես կոչված, կախովի պանելները, որոնք կրում են միայն իրենց զանգվածը, կարելի է պատրաստել թեթև, ոչ մեծ ամրության բետոններից։

Նկ. 5. 14. Պանելային շենքերի կոնստրուկտիվ համակարգերը.

ա— լայնական և երկայնական կրող պատերով, բ— լայնական կրող պատերով և երկայնական կոշտության դիաֆրագմաներով, գ— երկայնական կրող պատերով և լայնական կոշտության դիաֆրագմաներով, 1— լայնական կրող պատեր, 2— երկայնական ներքին կրող պատ, 3— արտաքին կախովի պատեր, 4— երեք եզրերով հենված ծածկի սալեր, 5— ծածկի հեծանային սալեր, 6— երկայնական կոշտության դիաֆրագմա, 7— արտաքին կրող պատեր, 8— լայնական կոշտության դիաֆրագմաներ



16 և ավելի հարկանի շենքերի համար առավելապես պետք է կիրառել լայնական ու երկայնական կրող պատերով համակարգ։

յին կամ ցցային: Հավաքովի ժապավենային հիմքերը վարող են լինել թե՛ հոծ (անընդհատ) և թե՛ ընդհատ (արանքներով): Թուլատրվում է կիրառել նաև մոնոլիթ ժապավենային կամ հոծ համատարած սալային տիպի հիմքեր:

Սեյսմիկ շրջաններում կառուցվող շենքերի հավաքովի ժապավենային հիմքերը պետք է լինեն հոծ և վերևից ունենան ամրանավորված բետոնե շերտ (տե՛ս էջ 118):

3. Անկառկաս մոնոլիթ շենքեր

Մոնոլիթ են համարվում այն շենքերը, որոնց հիմքերը, կրող պատերը և ծածկերը իրագործվում են մոնոլիթ եղանակով (մնացած կոնստրուկցիաները՝ պատշգամբները, միջասանդուղքները, միջնորմները, արտաքին ոչ կրող պատերը և այլն, վարող են իրագործված լինել հավաքովի տարրերից):

Մոնոլիթ անկարկաս շենքերի կոնստրուկտիվ և տեխնոլոգիական լուծումներն ընտրելիս պետք է հաշվի առնել տեղական պայմանները: Այդ լուծումները պետք է լինեն այնպիսին, որ ապահովեն աշխատանքների կատարման առավելագույն ինդուստրացումն ու ժամկետի կրճատումը՝ բետոնային խառնուրդի տեղափոխման, տեղադրման ու խտացման, կոմպլեքսային մեքենայացման, բետոնի պնդացման փնտենսխվացման, գործարանային պատրաստվածություն ամրանային շինվածքների, գույքային կաղապարամածների կիրառման և այլ միջոցներով:

Շենքի կառուցման մեթոդի ընտրությունը (այդ թվում և կաղապարամածի տիպի ընտրությունը) շինարարության կոնկրետ պայմանների համար լուծվում է տարբերակների տեխնիկատնտեսական համադրման հիման վրա:

Մոնոլիթ անկարկաս բազմահարկ շենքերի կոնստրուկտիվ համապարգեքը (սխեմաները) ըստ հորիզոնական բեռնվածքն իրենց վրա ընդունող ուղղաձիգ կոնստրուկցիաների հիմնական տիպի բաժանվում են.

ա) հարթ տարերով (պատերով) համակարգի (նկ. 5. 17, ա):

բ) բաց կամ փակ պրոֆիլի հորանային տարրերով համակարգի,

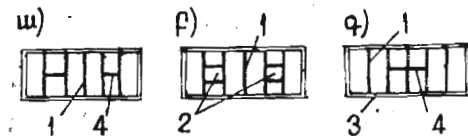
գ) փակ պրոֆիլի բարակապատ պրիզմային թաղանթով համակարգի:

Այն կոնստրուկտիվ համակարգը, որը բաղկացած է մեկ տիպի կրող տարրերից, կոչվում է առաջնային կամ առաջին մակարդակի համակարգ (նկ. 5. 17, ա): Իսկ այն համակարգերը, որոնց կրող տարրերը երկու և ավելի տիպի են, կոչվում են ածանցյալ համակարգեր (նկ. 5. 17, բ, գ):

Պատային համակարգերում, որոնք առավել տարածված են, հիմնական ուղղաձիգ կրող կոնստրուկցիաները մոնոլիթ պատերն են, որոնք պանելային շենքերի նման կարող են տեղադրված լինել

նկ. 5. 17. Մոնոլիթ շենքերի կոնստրուկտիվ սխեմաները.

ա — պատային, բ — հորանապատային, գ — թաղանթապատային, 1 — պատեր, 2 — հորաններ, 3 — թաղանթ, 4 — դիֆֆրազմաներ



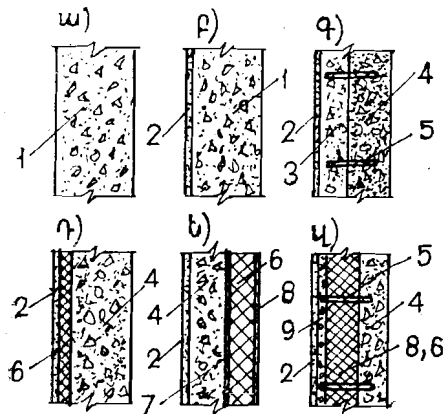
ինչպես շենքի միայն լայնական կամ երկայնական ուղղությամբ, այնպես էլ երկու ուղղություններով: Սեյսմիկ շրջաններում գերադասելի է պատերի տեղաբաշխման վերջին սխեման: Պատային համակարգի շենքերը առաջնային համակարգի շենքեր են:

Հորանային և թաղանթային համակարգերում, քացի հորաններից և թաղանթներից, որպես կանոն, նախատեսվում են նաև կրող պատեր՝ միջհարկային ծածկերի հենման, ինչպես և հորանների կամ թաղանթների հետ համատեղ շենքի կոշտությունն ու կայունությունն ապահովելու համար: Հորաններին ու թաղանթներին ուղղաձիգ բեռնվածք կարող է հաղորդվել կամ չհաղորդվել, կախված նրանից, թե նրանց վրա միջհարկային ծածկեր հենվում են, թե ոչ:

Առաջնային համակարգի շենքերի կրող կոնստրուկցիաների համար բնորոշ է ստատիկական աշխատանքի հստակ բնութթը, որը և թույլ է տալիս ընտրել համեմատաբար պարզ հաշվարկային սխեմաներ ու հաշվարկման մեթոդներ: Սակայն այդպիսի շենքերի տարածական կոշտությունը, որպես կանոն, ավելի փոքր է, քան ածանցյալ համակարգերինը, այդ իսկ պատճառով մեծ հորիզոնական բեռնվածքների, 16-ից ավելի հարկերով շենքերի և նման այլ դեպքերում հանձնարարվում է կիրառել ածանցյալ համակարգեր:

Մոնոլիթ անկարկաս շենքերի ներքին կրող պատերն անում են միաշերտ, ծանր կամ թեթև բետոններով: Արտաքին կրող կամ ինքնակրող պատերը կարող են լինել միաշերտ, երկշերտ կամ եռաշերտ (նկ. 5. 18): Արտաքին միաշերտ պատերը կատարում են թեթև բետոններով, իսկ երկշերտ և եռաշերտ պատերը բաղկացած են ծանր կամ թեթև բետոնե կրող շերտերից և թեթև կամ բջջային բետոններով կատարվող ջերմամեկուսիչ շերտերից:

Ներքին կրող պատերի հաստությունն ընտրվում է՝ ելնելով ամրության, հրակայունության, ձայնամեկուսացման, իսկ արտաքին կրող պատերին՝ հիմնականում ամրության ու ջերմամեկուսացման պայմաններից: Սեյսմիկ շրջաններում ներքին կրող պատերի նվազագույն հաստությունը սահմանափակվում է նաև նրանց սեյսմակայունության պայմանով՝ 12...16 սմ (տե՛ս [22]): Կախված հաշվարկային սեյսմիկության բալից՝ սահմանափակվում է նաև արտաքին շերտավոր պատերի կրող շերտի նվազագույն հաստությունը՝ 8...12 սմ (տե՛ս [22]):



Նկ. 5. 18. Արտաքին պատերի կոնստրուկտիվ լուծումները.

ա, բ — միաշերտ, գ, դ, ե — երկշերտ, զ — եռաշերտ, 1 — թեթև բետոն, 2 — դրվագիլ շերտ, 3 — կոնստրուկցիոն շերտ, 4 — ծանր կամ թեթև բետոն կրող շերտ, 5 — պողպատե ճեղկուն կապեր, 6 — ջերմամեկուսիչ շերտ, 7 — գոլորշիամեկուսիչ շերտ, 8 — ներքին դրվագիլ շերտ, 9 — արտաքին բետոնե շերտ

Սեյսմիկ շրջաններում կառուցվող շենքերի պատերը, որպես կանոն, պետք է ամրանալորված լինեն երկկողմանի (պատի երկու հարթությունների մոտ)՝ ուղղաձիգ և հորիզոնական ձողերով: Ամրանի հատվածքի մակերեսը որոշվում է հաշվարկով: Այն դեպքում, երբ հաշվարկով ամրան չի պահանջվում, թե՛ ուղղաձիգ և թե՛ հորիզոնական ձողերի հատվածքի մակերեսը պատի յուրաքանչյուր հարթության մոտ պետք է վերցնել նրա համապատասխան հատվածքի 0,025 %-ից ոչ պակաս (թույլատրվում է ամրան չտեղադրել ներառյալ 3 հարկանի շենքերի պատերում, 7 բալլ հաշվարկային սեյսմիկության դեպքում):

Հատուկ ուշադրություն պետք է դարձնել պատերի հատման մասերի, ինչպես և բացվածքների եզրերի ամրանալորման վրա: Եթե նշված մասերում հաշվարկով ամրան չի պահանջվում, ապա այդ մասերի ամրանալորմանը կատարվում է տաքածական կարկասներով, որոնց ուղղաձիգ ձողերի տրամագիծը պետք է լինի 8 մմ-ից ոչ պակաս, իսկ նրանք պետք է միացնել միմյանց հետ 500 մմ-ից ոչ ավելի քայլով տեղադրված փակ անուրներով:

Կրող պատերի բետոնի դասն ըստ առանցքային սեղմման ամրության ընտրվում է ելնելով ամրության, շահագործման, կատարման եղանակի և այլ պահանջներից, ծանր բետոնե պատերի դեպքում՝ B7,5, թեթև բետոնե պատերի դեպքում B5, երկաթբետոնե պատերի դեպքում՝ B12,5 դասից ոչ պակաս: Շենքի ստորգետնյա մասի պատերը, որոնք անմիջականորեն հպվում են բնահողին, պետք է կատարել ոչ պակաս B12,5 դասի, իսկ հիմքերը՝ B12,5—B15 դասի բետոններով:

Սեյսմիկ շրջաններում կառուցվող շենքերի ներքին կրող և արտաքին պատերի համար բետոնի նվազագույն դասերը բերված են [22]-ում: Թույլատրվում է ըստ շենքի բարձրության բետոնի դասը փոխել (սա-

կայն յուրաքանչյուր 5—6 հարկից ոչ հաճախ): Խորհուրդ է տրվում շենքում կիրառել հնարավորին չափ քիչ տեսակի և դասի բետոններ:

Մոնոլիթ շենքերի միջհարկային ծածկերը իրագործում են առավելապես հարթ, անխզելի բազմաթռիչք սալերի ձևով, օգտագործելով տեղափոխովի կաղապարամածներ:

Մոնոլիթ պատերով բազմահարկ շենքերի հիմքերը ևս կատարում են մոնոլիթ եղանակով: Կախված շենքի հարկայնությունից և բնահողի դիմադրությունից, հիմքերը կարող են լինել ժապավենային՝ պատերի տակ, կամ համատարած՝ ամբողջ շենքի տակ:

Հայկական ԽՍՀ-ում մոնոլիթ տնաշինության բնագավառում արդյունավետ աշխատանք է կատարվում ՀԽՍՀ պետշինի շինարարության և ճարտարապետության գիտահետազոտական ինստիտուտում:

§ 5.4. Բազմահարկ շենքերի վրա գործող բեռնվածքների մեծությունների որոշումը

1. Ուղղաձիգ բեռնվածքներ

Ուղղաձիգ բեռնվածքներ են հանդիսանում շենքի սեփական զանգվածը և նրա ծածկերի վրա գործող երկարատև ու կարճատև ժամանակավոր բեռնվածքները:

Կոնստրուկցիաների սեփական զանգվածից առաջ եկող ուղղաձիգ բեռնվածքների նորմատիվ մեծությունները պետք է որոշել ըստ ստանդարտների և պատրաստող գործարանների տվյալների կամ ելնելով ներանց նախագծային չափերից ու նյութերի միջին ծավալային խտությունից:

Արդյունաբերական շենքերի միջհարկային ծածկերի վրա տեղադրվող սարքավորումներից առաջ եկող բեռնվածքների նորմատիվ մեծությունները, ինչպես և նրանց բաշխման հնարավոր սխեմաները որոշում են նախագծման առաջադրանքի հիման վրա: Միևնույն ժամանակ այդ շենքերի միջհարկային ծածկերի տարբեր տեղամասերում գործող հավասարաչափ բաշխված ժամանակավոր բեռնվածքի նորմատիվ մեծությունները պետք է վերցնել ոչ պակաս СНиП 2. 01. 07—85-ում բերված պահանջվածներից ([38]):

Քաղաքացիական շենքերի (հասարակական, վարչական, բնակելի և նման նշանակության այլ շենքերի) միջհարկային ծածկերի վրա գործող հավասարաչափ բաշխված ժամանակավոր բեռնվածքների լրիվ և իջեցված նորմատիվ մեծությունները, ինչպես և հուսալիության չափ գործակիցները բերված են [38]-ում:

Բազմահարկ քաղաքացիական շենքերի հարկայնության մեծացման

զուգընթաց փոքրանում է բոլոր ծածկերի վրա լրիվ ժամանակավոր բեռնվածքի միաժամանակ գործելու հավանականությունը: Ելնելով դրանից, վերահիշյալ «Շինարարական նորմաները» [38], պահանջում են երկու և ավելի ծածկերից բեռնվածք ընդունող սյուների, պատերի և հիմքերի հաշվարկման համար, երկայնական ճիգերի մեծությունը որոշելիս, ծածկերի վրա գործող լրիվ ժամանակավոր բեռնվածքի նորմատիվ մեծությունը փոքրացնել՝ բազմապատկելով այն $\psi_n < 1$ գործակցով:

Մասնավորապես բնակելի, հասարակական, վարչական և նման այլ շենքերի համար ψ_n գործակցի մեծությունը որոշվում է հետևյալ բանաձևով՝

$$\psi_n = 0,4 + (\psi_{A1} - 0,4) / \sqrt{n}, \quad (5.1)$$

որտեղ n -ը հաշվարկվող հատվածից վերև գտնվող բոլոր ծածկերի թիվն է,

ψ_{A1} -ը՝ զուգակցման գործակիցը, որը որոշվում է ըստ [38]-ի, կ. 3. 8-ի:

Սյուներում և պատերում առաջ եկող ծոող մոմենտները որոշելիս նկատի է առնվում միայն նրանց կից հեծանների և պարզունակների վրա գործող բեռնվածքի իշեցումը՝ համապատասխան [38]-ի, կ. 3. 8-ի:

Այսպիսով ստացվում է, որ կախված հաշվարկվող ուղղաձիգ կոնստրուկցիայի մակարդակից, միջհարկային ծածկերի վրա գործող ժամանակավոր բեռնվածքի մեծությունը պետք է վերցնել տարբեր: Բեռնվածքի ալոպիսի բաշխումը շենքի կրող համակարգի հաշվարկը դարձնում է շատ աշխատատար, քանի որ ուղղաձիգ կոնստրուկցիաների ամեն մի մակարդակի համար շենքի կրող համակարգը պետք է հաշվարկել ալո մակարդակին համապատասխան որոշված բեռնվածքի ազդեցության ներքո: Հաշվարկների պարզեցման նպատակով [5, 6]-ում հանձնարարվում է բազմահարկ քաղաքացիական շենքերի (մասնավորապես բնակելի շենքերի) ուղղաձիգ կոնստրուկցիաները հաշվարկելիս ψ_n գործակցի մեծությունը շենքի բոլոր մակարդակներում ընդունել նույնը՝ կախված շենքի հարկայնությունից, ըստ աղյուսակ 5.1-ի:

Աղյուսակ 5.1

Բազմահարկ քաղաքացիական շենքերի ծածկերի ժամանակավոր բեռնվածքը փոքրացնող ψ_n գործակցի մեծությունները

Հարկերի թիվը	9	12	16	20	25	30	35	40	50 և ավելի
ψ_n	0,57	0,54	0,51	0,49	0,47	0,45	0,44	0,43	0,42

Բոլոր հարկերի ծածկերում ընդունելով ժամանակավոր բեռնվածքի մեծությունը նույնը, մոնոտոն կառուցվածքի շենքերում լրիվ ուղղաձիգ բեռնվածքի բաշխումն ըստ շենքի բարձրության կարելի է համարել հավասարաչափ: Որևիցե i ուղղաձիգ տարրի մեկ գծային մետրի բեռնվածքը (կնիմ) կլինի՝

$$p_i = \sum F_{i,st} / H, \quad (5.2)$$

որտեղ $F_{i,st} = (G_i + \psi_n V_i)_{st}$ մեկ հարկից i ուղղաձիգ տարրին հաղորդվող լրիվ (մշտական և ժամանակավոր) բեռնվածքն է, որոշված նրան համապատասխան բեռնման մակերեսից,

$\sum F_{i,st}$ -ը՝ բոլոր հարկերից i ուղղաձիգ տարրին հաղորդվող բեռնվածքը:

H -ը՝ շենքի բարձրությունը:

Շենքի վերնածածկի վրա գործող ձյան բեռնվածքի հաշվարկային մեծությունը, ինչպես արդեն ասվել է, որոշում են ըստ [38]-ի:

Պետք է նշել, որ բազմահարկ շենքերի ընդհանուր աշխատանքի վրա ձյան բեռնվածքի ազդեցությունը էական չէ: Ելնելով դրանից մասնավորապես 6 և ավելի հարկանի քաղաքացիական շենքերը հաշվարկելիս, հաշվարկների պարզեցման նպատակով, նպատակահարմար է վերնածածկի լրիվ բեռնվածքը ընդունել նույնը, ինչ որ միջհարկային ծածկերին է:

Վերնածածկի հաշվարկը պետք է կատարել նրա վրա գործող մշտական և ձյան բեռնվածքի ազդեցության ներքո:

2. Հորիզոնական բեռնվածքներ

Սեյսմիկ շրջաններում կառուցվող շենքերի համար հորիզոնական բեռնվածքներ են հանդիսանում սեյսմիկ բեռնվածքը և քամու բեռնվածքը, ոչ սեյսմիկ շրջաններում՝ քամու բեռնվածքը:

Սեյսմիկ բեռնվածք: Սեյսմիկ ազդեցությունը տարածության մեջ կարող է ունենալ ցանկացած ուղղություն, սակայն պարզ երկրաչափական ձևի շենքերի համար ընդունվում է, որ հաշվարկային սեյսմիկ բեռնվածքը գործում է հորիզոնական՝ շենքի երկայնական և լայնական առանցքների ուղղությամբ, անկախ միմյանցից:

Շենքի սեփական տատանումների i -րդ ձևին (տոնին) համապատասխանող հաշվարկային սեյսմիկ բեռնվածքի մեծությունը որևիցե k կետում (k -րդ ծածկի մակարդակում) որոշվում է ըստ СНиП II—7—81-ի ([39]), հետևյալ բանաձևով՝

$$E_{ik} = K_1 K_2 E_{oik}, \quad (5.3)$$

որտեղ K_1 -ը գործակից է $(0, 1, 2, \dots, 1)$, որը հաշվի է առնում շենքի թույլատրելի վնասվածքները (տե՛ս [39], աղ. 3),

K_2 -ը գործակից է $(0, 5, \dots, 2, 5)$, որը հաշվի է առնում շենքի կոնստրուկտիվ լուծումը (տե՛ս [39], աղ. 4),

E_{oik} -ն սեյսմիկ բեռնվածքի մեծությունն է շենքի սեփական տատանումների ի-րդ ձևի համար, որը որոշվում է ելնելով կոնստրուկցիաների առաձգական դեֆորմացիաների պայմանից, հետևյալ բանաձևով՝

$$E_{oik} = Q_k A \beta_i K_{\psi i k}, \quad (5.4)$$

այստեղ Q_k -ն k կետին վերագրվող շենքի մասի կշիռն է, հաշվի առած կոնստրուկցիաների վրա գործող հաշվարկային բեռնվածքները (բազմահարկ շենքերի դեպքում E_{oik} -ն որոշում են բոլոր ծածկերի մակարդակում, որպես Q_k ընդունելով տվյալ ծածկից վերև և ներքև գտնվող հարկերի կես բարձրությունների սահմաններում գործող մշտական ու ժամանակավոր բեռնվածքները, հաշվի առած, էջ 232-ում բերված ψ զուգակցման գործակիցները),

A -ն գործակից է, որի մեծությունները 7, 8 և 9 բալլ հաշվարկային սեյսմիկության համար համապատասխանաբար վերցվում են 0,1, 0,2, 0,4,

β_i -ն շենքի սեփական տատանումների ի-րդ տոնին (ձևին) համապատասխանող դինամիկության գործակիցն է, որի մեծությունը ընդունվում է սեփական տատանումների պարբերությունից կախված՝ T_i և ըստ սեյսմիկ հատկությունների հիմնատակի բնահողի կատեգորիայի (տե՛ս [39], աղ. 1)։

I կատեգորիայի բնահողերի համար՝ $\beta_i = 1/T_i$, $0,8 \leq \beta_i \leq 3$, (5.5)

II կատեգորիայի բնահողերի համար՝ $\beta_i = 1,1/T_i$, $0,8 \leq \beta_i \leq 2,7$, (5.6)

III կատեգորիայի բնահողերի համար՝ $\beta_i = 1,5/T_i$, $0,8 \leq \beta_i \leq 2$, (5.7)

K_{ψ} -ն գործակից է $(1, \dots, 1, 5)$, որը հաշվի է առնում տատանումների մարումը (տե՛ս [39], աղ. 6),

η_{ik} -ն ազատ տատանումների ձևի գործակիցն է՝ կախված շենքի սեփական տատանումների ի-րդ տոնին համապատասխանող դեֆորմացիայի ձևից և բեռնվածքների մեծությունից՝ ու կիրառման տեղից՝

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X_i^2(x_j)}, \quad (5.8)$$

այստեղ $X_i(x_k)$ -ն և $X_i(x_j)$ -ն դիտարկվող k և բոլոր j կետերի (որտեղ համապատասխան ընդունված հաշվարկային սխեմայի կիրառված են կենտրոնացված Q_j ուժերը) տեղափոխումներն են շենքի սեփական տատանումների ի-րդ ձևի դեպքում։

Սեյսմիկ շրջաններում նախագծվող շենքերի կոնստրուկցիաներում առաջ եկող ճիգերը, եթե շենքի սեփական տատանումների առաջին ձևի պարբերությունը՝ T_1 -ը, մեծ է 0,4 վ-ից, համաձայն [39]-ի պետք է որոշել՝ հաշվի առնելով սեփական տատանումների առնվազն երեք ձևերը (եթե $T_1 \leq 0,4$, ապա հաշվարկը կատարվում է միայն սեփական տատանումների առաջին ձևի համար), իսկ ճիգերի (ծող մոմենտների, լայնական ու երկայնական ուժերի և այլն) հաշվարկային մեծությունները ըստ հետևյալ բանաձևի՝

$$N_d = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (5.9)$$

որտեղ N_i -ն դիտվող հատվածքում շենքի սեփական տատանումների ի-րդ ձևին համապատասխանող սեյսմիկ բեռնվածքից առաջ եկող ճիգն է,

n -ը հաշվարկում հաշվի առնվող սեփական տատանումների ձևերի թիվն է։

Բազմահարկ շենքերի դինամիկական բնութագրերի (η_{ik} , T_i) որոշումն ընդհանուր առմամբ բարդ, աշխատատար խնդիր է։ Մինչև 20 հարկանի կարկասային (շրջանակային, շրջանակապային և կապային) և պանելային կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքերի դինամիկական բնութագրերը, նրանց սեփական տատանումների առաջին երեք ձևերի համար, հաշվի առած տարբեր գործոններ (առաջին հարկի ճկունությունը կամ կոշտությունը, ծածկերի ու հիմնատակի ընկղկելիությունը և այլն) կառելի է որոշել [20]-ում բերված աղյուսակների և բանաձևերի միջոցով։

Սեյսմիկ ազդեցության հետևանքով առաջ եկող ուղղաձիգ բեռնվածքի ազդեցությունը ներկայումս հաշվի է առնվում մասնավոր դեպքերում (տե՛ս [39]), օրինակ՝ բարձակային կոնստրուկցիաները, 24 և ավելի մետր թուղջով շրջանակները, կամարները, ֆերմաները, տարածական ծածկերը, քարե կոնստրուկցիաները հաշվարկելիս և այլն։

Քամու բեռնվածք։ Քամու հորիզոնական ճնշումից առաջ եկող բեռնվածքն անմիջականորեն ընդունում են շենքի արտաքին պատերը։ Այ-

նուհետև ծածկերի միջոցով, որոնք աշխատում են որպես հորիզոնական դիաֆրագմաներ, այդ բեռնվածքն իրենց վրա են վերցնում շենքի ուղղաձիգ կրող կոնստրուկցիաները և հաղորդում հիմքերին ու հիմնատակին: Քամու բեռնվածքը որոշվում է $CHu\P 2.01.07-85$ -ի ([38]) պահանջներին համապատասխան:

Քամու լրիվ բեռնվածքը բաղկացած է միջին (ստատիկական) և պարբերաբար փոփոխվող (դինամիկական) բաղադրիչներից: A և B տիպի տեղանքներում կառուցվող, մինչև 40 մ բարձրության շենքեր հաշվարկելիս թույլատրվում է հաշվի առնել քամու ճնշման միայն միջին (ստատիկական) բաղադրիչի ազդեցությունը, որի նորմատիվ մեծությունը պատի մեկ քառակուսի մետր մակերեսի վրա որոշվում է հետևյալ բանաձևով՝

$$w_m = w_0 k c, \quad (5.10)$$

որտեղ w_0 -ն քամու ճնշման նորմատիվ նշանակությունն է (տե՛ս [38]), k -ն գործակից է, որը հաշվի է առնում քամու ճնշման փոփոխությունն ըստ բարձրության, կախված տեղանքի տիպից (տե՛ս [38]),

c -ն կոչվում է աէրոդինամիկական գործակից. ուղղաձիգ մակերեսվորթների դեպքում հողմնակողմ ուղղության համար ընդունվում է $c_e = +0,8$, հակահողմնակողմ ուղղության համար՝ $c_e = -0,6$ (մնացած դեպքերում ըստ [38], հավելված 4-ի):

40 մ-ից բարձր շենքեր հաշվարկելիս քամու բացի միջին (ստատիկական) բաղադրիչի ազդեցությունից պե՛նք է հաշվի առնել նաև նրա պարբերաբար փոփոխվող (դինամիկական) բաղադրիչի ազդեցությունը՝ w_p -ն, որն առաջ է բերում շենքի տատանումների՝ վերջինիս նորմատիվ մեծությունը շենքի տատանման ամեն մի i -րդ ձևի համար պետք է որոշել առանձին, սեյսմիկ բեռնվածքին համանման, ինչպես իներցիոն ուժերի համակարգ՝ կիրառված ծածկերի մակարդակներում (տե՛ս [38]):

Քամու բեռնվածքի պարբերաբար փոփոխվող բաղադրիչի մեծությունը հաշվարկելիս շենքի դինամիկական բնութագրերը կարելի է որոշել այնպես, ինչպես սեյսմիկ բեռնվածքը հաշվարկելիս, մասնավորապես մինչև 20 հարկանի շենքերի դեպքում խորհուրդ է տրվում օգտվել [20]-ում բերված աղյուսակներից ու բանաձևերից:

Քամու բեռնվածքի ազդեցության հետևանքով շենքի կրող կոնստրուկցիաներում առաջ եկող ճիգերը (ծողղ մոմենտները, լայնական ու երկայնական ուժերը և այլն) և տեղափոխությունները, քամու բեռնվածքի միջին բաղադրիչից և տատանումների ամեն մի i -րդ ձևին համապատասխան պարբերաբար փոփոխվող բաղադրիչից պետք է որոշել ա-

ռանձին, իսկ զուգարային ճիգերը և տեղափոխությունները (X)՝ հետևյալ բանաձևով՝

$$X = X^s + \sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i^d)^2}, \quad (5.11)$$

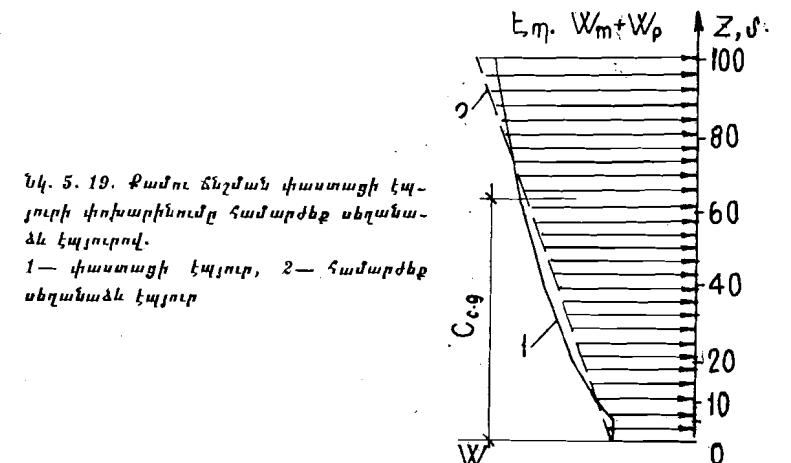
որտեղ X^s -ը ճիգը կամ տեղափոխությունն է քամու բեռնվածքի միջին (ստատիկական) բաղադրիչից,

X_i^d -ն նույնն է տատանումների i -րդ ձևին համապատասխանող քամու բեռնվածքի պարբերաբար փոփոխվող (դինամիկական) բաղադրիչից,

n -ը հաշվարկում հաշվի առնվող սեփական տատանումների ձևերի թիվն է:

Քամու բեռնվածքի համար հուսալիության գործակիցը՝ γ -ը, ինչպես արդեն ասվել է, 1,4 է:

Քամու ճնշման էպյուրի տեսքը (հաշվի առած քամու բեռնվածքի



պարբերաբար փոփոխվող բաղադրիչը, որը համապատասխանում է շենքի սեփական տատանումների առաջին ձևին) բերված է նկ. 5.19-ում: Հաշվարկները պարզեցնելու նպատակով կարելի է այդ էպյուրը փոխարինել համարժեք սեղանաձև էպյուրով (նկ. 5.19): Այդպիսի էպյուրը պետք է ունենա նույն մակերեսը և նույն մակարդակում գտնվող ծանրության կենտրոնը, ինչ որ փաստացի էպյուրն է: Կարելի է քամու փաստացի բեռնվածքը փոխարինել նաև այնպիսի հավասարաչափ կամ եռանկյան օրենքով բաշխված բեռնվածքով, որ նրանցից առաջ եկող ծողղ մոմենտների մեծությունը հիմքի վերևի մակարդակում լինի նույնը, ինչ որ նրա փաստացի ազդեցության դեպքում է:

3. Բեռնվածքների զուգակցումը

Ցանկացած շենքի կոնստրուկցիաների (ինչպես և հիմնատակի) հաշվարկը նախ պետք է կատարել բեռնվածքների հիմնական զուգակցումից, որը բաղկացած է մշտական, երկարատև ու կարճատև ժամանակավոր բեռնվածքներից, ըստ որում, եթե այդ զուգակցման մեջ մասնակցում են երկու և ավելի ժամանակավոր բեռնվածքներ (օրինակ, քամու բեռնվածքը և ծածկերի վրա գործող ժամանակավոր բեռնվածքը), ապա երկարատև գործող բեռնվածքները պետք է բազմապատկել $\psi_1=0,95$, իսկ կարճատև գործող բեռնվածքները՝ $\psi_2=0,9$ զուգակցման գործակիցներով:

7, 8 և 9 բալլայնություն ունեցող սեյսմիկ շրջանների համար նախագծվող շենքերի կոնստրուկցիաները (ինչպես և հիմնատակը ըստ կրողունակության դիտարկելիս) բացի բեռնվածքների հիմնական զուգակցումից հաշվարկելուց, պետք է հաշվարկել նաև բեռնվածքների հատուկ զուգակցումից, որը բաղկացած է մշտական, ծածկերի վրա գործող երկարատև ու կարճատև և սեյսմիկ բեռնվածքներից: Բեռնվածքների նշված հատուկ զուգակցումից հաշվարկելիս հաշվարկային բեռնվածքների մեծությունները ($\gamma_i > 1$) պետք է բազմապատկել զուգակցման հետևյալ գործակիցներով (ψ):

մշտական՝ 0,9,

ժամանակավոր երկարատև՝ 0,8,

ժամանակավոր կարճատև՝ 0,5:

Բեռնվածքների հիմնական զուգակցման դեպքում կոնստրուկցիաների հաշվարկը պետք է կատարել թե՛ ըստ առաջին և թե՛ ըստ երկրորդ խումբ սահմանաչի՞ն վիճակների: Բեռնվածքների հատուկ զուգակցման դեպքում, որպես կանոն, հաշվարկը կատարվում է ըստ առաջին խումբ սահմանաչի՞ն վիճակների: Վերջին դեպքում տարրի ամրությունը հաշվարկելիս այն պետք է բազմապատկել $\gamma_{sh}(m_{kp})=0,9...1,2$ (տե՛ս [39]) լրացուցիչ աշխատանքի պայմանի գործակցով, որը հաշվի է առնում սեյսմիկ բեռնվածքի կարճատև ազդեցության առանձնահատկությունը:

§ 5.5. Բազմահարկ շենքերի հաշվարկը

Ինչպես արդեն ասվել է, բազմահարկ շենքերը բարդ տարածական համակարգեր են: Այդպիսի շենքերի «ճշգրիտ» հաշվարկը, երբ հաշվի է առնվում նրանց բոլոր կոնստրուկտիվ առանձնահատկությունները, բեռնվածքների ազդման բնույթը և այլ պարամետրեր, շատ բարդ խնդիր է: Այդ իսկ պատճառով էլ հաշվարկներ կատարելիս իրական շենքերը, որպես կանոն, փոխարինում են իդեալականացված հաշվարկային սխեմա-

ներով, որոնք այս կամ այն ճշգրտությամբ արտահայտում են շենքի փաստացի աշխատանքը: Ընդհանուր դեպքում այդպիսի իդեալականացված համակարգերի հաշվարկը ներկայումս կատարվում է էՆՄ-ների միջոցով: Սակայն մի շարք կոնկրետ դեպքերում կարելի է մտցնել նոր պարզեցումներ և հաշվարկները կատարել ինժեներական հայտնի մեթոդներով: Մասնավորապես խնդիրը համեմատաբար պարզանում է, երբ տարածական համակարգը փոխարինվում է հարթ համակարգով: Այդպիսի մոտեցումով կատարված հաշվարկներն անհրաժեշտ են ճիգերի նախնական, մոտավոր մեծությունները որոշելու համար, իսկ առանձին դեպքերում էլ միանգամայն բավարար են վերջնական նախագծման համար:

Ստորև բերված են տեղեկություններ տարբեր կոնստրուկտիվ սխեմաների շենքերի հաշվարկման մոտավոր ինժեներական մեթոդների վերաբերյալ:

1. Շրջանակային կոնստրուկտիվ սխեմա

Շրջանակային կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքերը մոտավոր ինժեներական մեթոդներով հաշվարկելիս, նկատի ունենալով, որ շենքի վրա գործող բեռնվածքները (շենքի սեփական զանգվածը, միջհարկային ծածկերի վրա գործող ժամանակավոր բեռնվածքը, սեյսմիկ ազդեցությունը և այլն) ըստ նրա երկարության ու լայնության բաշխված են հիմնականում հավասարաչափ, և կարկասի տեղափոխումներն էլ փոքր են, որպես կանոն, տարածական կարկասը բաժանում են առանձին բազմահարկ բազմաթուփ հարթ շրջանակների:

Օգտվելով ուժերի անկախ ազդեցության սկզբունքից՝ ամեն մի հարթ շրջանակ հաշվարկում են առանձին՝ համապատասխան ուղղաձիգ և հորիզոնական բեռնվածքների ազդեցության ներքո:

Շրջանակի ստատիկական հաշվարկը ցանկացած եղանակով կատարելու համար նախ և առաջ պետք է ընտրել պարզունակների և կանգնակների հատվածքների չափերը, որոնք անհրաժեշտ են նրանց գծային կոշտությունները որոշելու համար: Շրջանակի տարրերի հատվածքների չափերի նախնական ընտրությունը կատարվում է մոտավոր հաշվարկներով կամ ելնելով նախկինում նախագծված համանման շենքերի չափերից:

Նշված տարրերի հատվածքների նախնական չափերը կարելի է ընտրել՝ ելնելով հետևյալ մոտավոր հաշվարկների արդյունքներից.

պարզունակ՝

$$h=1,8\sqrt{M/R_b}b, \quad b=(0,3...0,4)h, \quad (5.12)$$

որտեղ M հենարանային ծռող մոմենտի մեծությունն ընդունվում է՝

$$M=(0,6...0,7)(g+v)l^2/8, \quad (5.13)$$

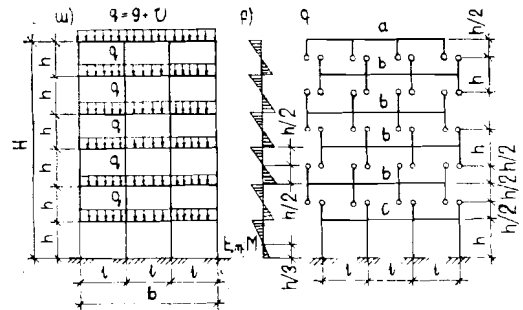
(5.13) և (5.15) արտահայտություններում g -ն և v -ն համապատասխանաբար պարզունակի մեկ գծային մետրի վրա գործող մշտական և ժամանակավոր հաշվարկային բեռնվածքներն են, իսկ l -ը պարզունակի թուիքն է, կանգնակ՝

$$A_{col} = h_{col} \times b_{col} = (1,2 \cdot \dots \cdot 1,5) N/R_b. \quad (5.14)$$

որտեղ $1,2 \dots 1,5$ գործակցով հաշվի է առնվում սյան վրա գործող ծոռղ մոմենտի ազդեցությունը, N -ը սյան վրա գործող երկայնական ուժն է, որոշված ըստ բեռնման մակերեսի:

Շրջանակի ստատիկական հաշվարկը կարելի է կատարել շինարարական մեխանիկայի ցանկացած մեթոդով, սակայն բազմահարկ, բազմաթուիք շրջանակների դեպքում հաճախ անհատների թիվն այնքան շատ է, որ ձեռքով հաշվարկելիս սովորաբար ստիպված են լինում դիմել մոտավոր մեթոդների, որոնցից մեկը շարադրված է ստորև:

Շրջանակի հաշվարկն ուղղաձիգ բեռնվածքների ազդեցությամբ տակ: Երբ բազմահարկ բազմաթուիք շրջանակն ունի հավասար թուիքներ (կամ միմյանցից մինչև 20 տոկոսով տարբերվող թուիքներ), հարկերի միևնույն բարձրություն, ինչպես և բոլոր հարկերում նույն բեռնվածքը, ապա այդպիսի շրջանակի միևնույն ուղղաձիգի վրա գտնվող կանգնակների հանգույցներում առաջ են գալիս մոտավորապես նույն մեծություն ծոռղ մոմենտներ, հետևաբար բոլոր կանգնակների ծոռղ մոմենտների էպյուրի զրոյական կետերը (բացառությամբ առաջին հարկի) կարելի է ընդունել, որ գտնվում են հարկի բարձրության մեջտեղում (նկ. 5. 20, բ): Ելնելով դրանից կարելի է բազմահարկ, բազմաթուիք շրջանակի հաշվարկը փոխարինել նկ. 5. 20, գ-ում ցույց տված երեք տիպի պարզ շրջանակների հաշվարկով: Այդ շրջանակների հաշվարկը նպատակահարմար է կատարել աղյուսակների օգնությամբ (տե՛ս հավելված, աղյուսակ 3), նկատի ունենալով մշտական և ժամանակավոր բեռնվածքների առավել աննպաստ զուգակցումը:



նկ. 5. 20. Ուղղաձիգ բեռնված բազմահարկ շրջանակների հաշվարկման մոտավոր մեթոդի համար.

a — հաշվարկային սխեմա, p — կանգնակի ծոռղ մոմենտների էպյուրը, q — իրական շրջանակի փոխարինումը միահարկ և երկհարկ շրջանակներով

Հավելվածի աղյուսակ 3-ում բերված են գործակիցներ՝ երեք հավասար թուիքներով, ամեն մի հարկում հատվածքի միևնույն չափեր ունեցող կանգնակներով շրջանակների պարզունակների թուիքային և հենարանային ծոռղ մոմենտների մեծությունները ստորև բերված բանաձևով որոշելու համար՝

$$M = (ag + \beta v) l^2, \quad (5.15)$$

որտեղ α և β գործակիցները կախված են շրջանակի և նրա բեռնավորման սխեմաներից, ինչպես և կանգնակների ու պարզունակի գծային կոշտությունների հարաբերությունից (տե՛ս հավելված, աղ. 3):

Այն դեպքում, երբ շրջանակն ունի 4 և ավելի թուիքներ, թույլատրվում է այն հաշվարկել որպես 3 թուիքանի շրջանակ:

Ունենալով պարզունակների հենարանային ծոռղ մոմենտների մեծությունները՝ շինարարական մեխանիկայի օրենքներով հեշտությամբ կարելի է որոշել լայնական ուժերը, կանգնակներում առաջ եկող ծոռղ մոմենտների մեծությունները և այլն: Մասնավորապես կանգնակներում առաջ եկող ծոռղ մոմենտների մեծությունները որոշում են հանգույցից դուրս եկող պարզունակների հենարանային ծոռղ մոմենտների տարբերությունը բաշխելով համեմատական վերևի և ներքևի կանգնակների գծային կոշտություններին, ըստ որում, առաջին հարկի կանգնակների գծային կոշտությունը պետք է ընդունել $i_{int}/1,5$, իսկ ծոռղ մոմենտի զրո կետը՝ ամրակցումից հաշված $0,33h$ բարձրության վրա (նկ. 5. 20, բ):

Շրջանակների բեռնավորման տարբեր սխեմաների համար ըստ ներանց աշխատանքի առաձգական փուլի հաշվարկած ծոռղ մոմենտների և լայնական ուժերի մեծություններն (էպյուրները) ունենալուց հետո խորհուրդ է տրվում կատարել ձիգերի վերաբաշխում (տե՛ս §2. 2 և [33]), որից հետո կառուցել վերաբաշխված ծոռղ մոմենտների ու նրանց համապատասխան լայնական ուժերի պարփակող էպյուրները:

Շրջանակի հաշվարկը հորիզոնական (փամու և սեյսմիկ) բեռնվածքների ազդեցությամբ տակ: Շենքի վրա գործող քամու հորիզոնական ազդեցությունից առաջ եկող բաշխված բեռնվածքը փոխարինում են շրջանակի հանգույցներում կիրառված հորիզոնական կենտրոնացած ուժերով: Սեյսմիկ բեռնվածքը, ինչպես արդեն ասվել է, ևս գործում է ծածկերի մակարդակում՝ հորիզոնական կենտրոնացած ուժերի ձևով:

Այդպիսի բեռնվածքներով շրջանակների բոլոր կանգնակների ծոռղ մոմենտների էպյուրները եռանկյունաձև են, և նրանց զրոյական կետերը, բացառությամբ առաջին հարկի կանգնակներից, գտնվում են հարկի բարձրության մեջտեղում: Հիմքում ամրակցած առաջին հարկի կանգ-

նականների ծոող մոմենտների էպյուրների գրոյական կետերը գտնվում են ամրակցման տեղից հաշված $2h/3$ բարձրության վրա (նկ. 5. 21):

Որևիցե i հարկի բարձրության սահմաններում գործող լայնական ուժի մեծությունը կլինի այդ հարկից վերև կիրառված կենտրոնացած ուժերի գումարին հավասար (նկ. 5. 21, գ)՝

$$Q_i = W_n + W_{n-1} + \dots + W_{i+1} + W_i \quad (5.16)$$

Q_i լայնական ուժը կբաշխվի շրջանակի տվյալ հարկի կանգնակների միջև նրանց կոշտություններին համեմատականորեն՝

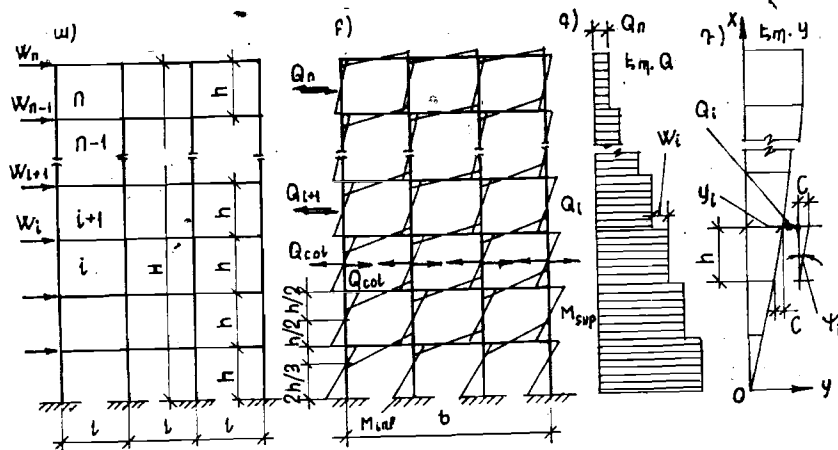
$$Q_{col} = Q_i B_{col} / \sum_i B_{col, m} \quad (5.17)$$

որտեղ B_{col} -ը շրջանակի i -րդ հարկի դիտարկվող կանգնակի կոշտությունն է (որոշված որպես բետոնե տարր),

m -ը՝ շրջանակի i -րդ հարկի կանգնակների թիվը,

$\sum_i B_{col, m}$ -ն՝ շրջանակի i -րդ հարկի կանգնակների կոշտություններ

րի գումարը:



Նկ. 5. 21. Հորիզոնական բեռնված բազմահարկ շրջանակների հաշվարկման մոտավոր մեթոդի համար.

ա — հաշվարկային սխեման, բ — ծոող մոմենտների էպյուրը, գ — լայնական ուժերի էպյուրը, դ — քամու բեռնվածքից շրջանակի հորիզոնական տեղափոխության էպյուրը

Շրջանակների եզրային շարքերի կանգնակներում գործող լայնական ուժը (5. 17) բանաձևով որոշելիս պետք է նկատի ունենալ, որ նրանց ամ-

րակցման աստիճանը հանգույցում ավելի փոքր է, քան միջին շարքերի կանգնակներինը, քանի որ առաջին դեպքում պարզունակը մեկ կողմում է, իսկ երկրորդ դեպքում՝ երկու կողմում: Այդ պատճառով եզրային շարքերի կանգնակները միջին շարքերի նույն կոշտության կանգնակների հետ համեմատած իրենց վրա կընդունեն փոքր լայնական ուժ: Այդ հանգամանքը հաշվի է առնվում եզրային շարքի կանգնակների կոշտությունը բազմապատկելով $\beta < 1$ գործակցով (տե՛ս աղ. 5. 2):

Աղյուսակ 5. 2

Շրջանակները հորիզոնական բեռնվածքների ազդեցության տակ հաշվարկելիս եզրային շարքերի կանգնակների կոշտության փոքրացման համար օգտագործվող β գործակցի մեծությունները

Գործակցի	Բոլոր հարկերի համար, բացառությամբ առաջին հարկի, i_g / i_{inf}						Առաջին հարկ
	0,25	0,5	1	2	3	4	
β	0,54	0,56	0,62	0,70	0,75	0,79	0,90

որտեղ $i_g = B/l$ դիտարկվող հարկի եզրային թռիչքի պարզունակի գծային կոշտությունն է,

i_{inf} -ը՝ նույն հարկի եզրային շարքի կանգնակի գծային կոշտությունը:

Այսպիսով, որոշելով կանգնակներում գործող լայնական ուժերը և կիրառելով նրանք ծոող մոմենտների էպյուրների գրոյական կետերում (նկ. 5. 21, բ), կարելի է որոշել կանգնակների հանգույցներում ծոող մոմենտների մեծությունը (նույնն է՝ կանգնակների ծոող մոմենտների էպյուրները):

Բոլոր հարկերի հանգույցներում, բացառությամբ առաջին հարկի՝

$$M = Q_{col} h / 2, \quad (5.18)$$

առաջին հարկի կանգնակներում՝

$$M_{sup} = Q_{col} b / 3, \quad M_{inf} = Q_{col} 2h / 3, \quad (5.19)$$

Պարզունակների հենարանային ծոող մոմենտները որոշում են՝ ելնելով հանգույցի վերևի և ներքևի կանգնակների ծոող մոմենտների գումարից. այն բաշխում են հանգույցի պարզունակների գծային կոշտություններին համեմատականորեն:

Շրջանակի տեղափոխությունների որոշումը հորիզոնական (ֆամու) բեռնվածքի ազդեցությունից: Քամու բեռնվածքի ազդեցության ներքո բազմահարկ շենքերը ենթարկվում են նշանակալից դեֆորմացիաների, դրա համար էլ պահանջվում է որոշել շենքի վերևի տեղափոխությունը,

որը սահմանափակվում է $H/1000$ -ով (ճկվածքի որոշում սեյսմիկ բեռնվածքից չի պահանջվում):

Շրջանակային կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքերի բարձրության և լայնության հարաբերությունը, որպես կանոն, փոքր է (սովորաբար $H/b < 4$): Այդ իսկ պատճառով էլ սրանց հորիզոնական տեղափոխությունները հիմնականում պայմանավորված են շենքի ընդհանուր սահքի դեֆորմացիաներով, որը հետևանք է լայնական ուժերի ազդեցության շնորհիվ կանգնակների ծալրերի փոխադարձ տեղափոխությունների՝ հարկերի թեքվածքի (ծռվածքի):

Շենքի տեղափոխությունները հաշվարկելիս ընդունվում է, որ տրվյալ հարկի բոլոր կանգնակների թեքվածությունը նույնն է՝ $\psi = c/h$, որտեղ c -ն կանգնակի գծային տեղափոխությունն է, իսկ h -ը՝ հարկի բարձրությունը (նկ. 5.21, դ): Բոլոր հարկերում միևնույն գծային կոշտության կանգնակներ և պարզունակներ ունեցող շրջանակների (մոնոտոն կառուցվածքի շրջանակների) ի-րդ հարկի կանգնակների թեքման անկյունը կլինի՝

$$\psi_i = Q_i/K, \quad (5.20)$$

որտեղ Q_i -ն i -երորդ հարկի սահեցնող ուժն է, որն իր մեծությամբ նույնն է, ինչ որ տվյալ հարկի սահմաններում գործող լայնական ուժը, $K = h/c$ -ն շրջանակի սահքի կոշտությունն է, որը համարժեք է շրջանակի կանգնակներում միավոր անկյան թեքվածություն՝ $\psi = 1$, առաջ բերող ուժին:

Մոնոտոն շրջանակների համար

$$c = (h^3/12)((1/s) + (1/r)), \quad (5.21)$$

որտեղ s -ը և r -ը համապատասխանաբար հաշվարկվող հարկի կանգնակների և պարզունակների գծային կոշտությունների գումարներն են:

Սովորաբար տեղափոխումների (ճկվածքի) հաշվարկ կատարվում է վեց և ավելի հարկանի շենքերի համար: Այդպիսի շենքերի դեպքում շրջանակների պարզունակների տեղադրումն ըստ բարձրության թույլատրվում է ընդունել անընդհատ, հետևաբար անընդհատ են դիտվում նաև բեռնվածքը՝ $w(x)$, լայնական ուժը՝ $Q(x)$, տեղափոխումները՝ $y(x)$:

Այդպիսի ընդունելությունների դեպքում շենքի որևիցե x բարձրության մակարդակում թեքվածքի անկյունն իրենից ներկայացնում է ճկվածքի գծին տարած շոշափողի և x առանցքի միջև կազմած անկյան տանգենսը (նկ. 5.21, դ)՝

$$\psi(x) = y'(x) = Q(x)/K, \quad (5.22)$$

Ինտեգրելով (5.22) արտահայտությունը, ստացվում է շենքի ցանկացած բարձրությունում ճկվածքի (տեղափոխության) որոշման համար հետևյալ բանաձևը՝

$$y(x) = \int_0^x (Q(x)/K) dx, \quad (5.23)$$

Քամու հավասարաչափ բաշխված $w(x) = w$ բեռնվածքի դեպքում $Q = w(H - x)$: Տեղադրելով (5.23)-ի մեջ Q -ի վերահիշյալ արժեքը, շենքի վերևի պարզունակի մակարդակում տեղափոխության համար կըստանանք (5.24) արտահայտությունը.

$$y(x) = \int_0^H (w(H - x)/K) dx, \\ y(H) = wH^2/2K, \quad (5.24)$$

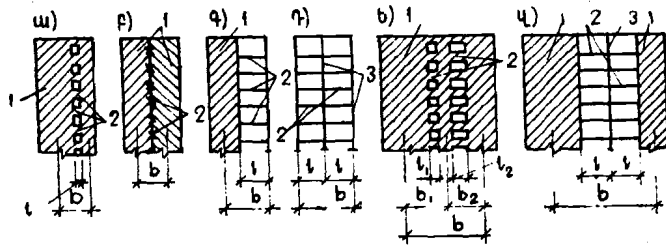
2. Շրջանակապային և կապային կոնստրուկտիվ սխեմաները

Շրջանակապային և կապային համակարգերի շենքերի հաշվարկը միայնաց հետ կապված տարբեր ուղղաձիգ կրող կոնստրուկցիաների առկայության հետևանքով բարդ, տարածական փնդիր է:

Շրջանակապային և կապային շենքերի հաշվարկային սխեմայում ընդունվում է, որ շենքը բաղկացած է ուղղաձիգ տարրերից՝ սյուներից (հարթ դիաֆրագմաներից, կոշտության միջուկներից)*, շրջանակների կանգնակներից և այդ տարրերի ուղղաձիգ կարանները միացնող կապերից:

Կապեր են հանդիսանում ուղղաձիգ կրող տարրերից բաց թողնված ամրանային ձողերի կամ տարրերում տեղադրված պողպատե ներդիր դետալների եռակցմամբ կատարված միացումները, բետոնե երիթները, բարովարները, կոշտ հանգույցներով շրջանակների պարզունակները, սյուների բացվածքների վրայով անցնող միջհարկային ծածկերի մասերը և այլն (նկ. 5.22):

* Շրջանակապային և կապային կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքերի հաշվարկներում, ի տարբերություն շրջանակների սյուների (կանգնակների), սյուն (СТОБ) ասելով հասկացվում են հավաքովի կամ մոնոլիթ եղանակով կատարված ուղղաձիգ կրող տարրերը (երկաթբետոնե հարթ դիաֆրագմաները կամ կոշտության միջուկները), որոնք աշխատելով որպես հիմնատակում ամրակցված բարձակներ ունեն ծածկ (սահի) էպես մեծ կոշտություն:



Նկ. 5. 22. Բազմահարկ շրջանակապայային և կապային համակարգերի շենքերի հարթ ուղղաձիգ կրող կոնստրուկցիաները.

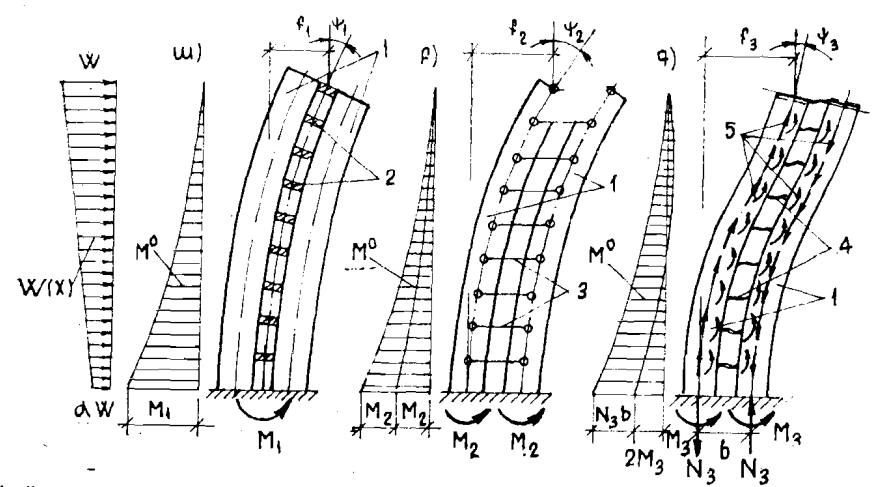
ա, բ — միակապ դիաֆրագմաներ, գ — միակապ կոմբինացված դիաֆրագմա, դ — շրջանակ (երկկապ), ե — երկկապ դիաֆրագմա, զ — երկկապ կոմբինացված դիաֆրագմա, 1 — սյուն, 2 — սահճի կապեր, 3 — շրջանակի կանգնակներ

Այդպիսի կապերը կոչվում են սահճի կապեր, քանի որ ուղղաձիգ կոնստրուկցիաներն իրենց հարթությունում ծովելիս այդ կապերը խանգարում են կից տարրերի փոխադարձ սահճին՝ ըստ ուղղաձիգ կարանների: Սահճի կապերը՝ կախված իրենց կոնստրուկցիայից, պայմանականորեն բաժանվում են կոշտ, ձկուն (հողակապային) և ընկրկելի կապերի:

Կոշտ կապերով միացված ուղղաձիգ տարրերը դեֆորմացիայի են ենթարկվում ինչպես հոծ բարձակային ձող, ըստ որում, կապերը թեքվում են՝ մնալով ուղիղ (Նկ. 5. 23, ա): ձկուն կապերով միացված տարրերից ամեն մեկը դեֆորմացիայի է ենթարկվում ինքնուրույն, իսկ կապերը պտտվում են, մնալով հորիզոնական վիճակում (Նկ. 5. 23, բ): Իրական կապերն ունեն որոշ ընկրկելիություն, որի հետևանքով շենքի ուղղաձիգ տարրերը դեֆորմացիայի են ենթարկվում այնպես, ինչպես ցույց է տված Նկ. 5. 23, գ-ում: Այս դեպքում կապերը ծովելով ենթարկվում են սահճի դեֆորմացիաների, նրանց և ուղղաձիգ տարրերի միացման տեղերում առաջ են գալիս արտաքին ծուղ մոմենտին հակառակ գործող մոմենտներ ու լայնական ուժեր: Վերջիններս կուտակվելով ուղղաձիգ տարրերում առաջ են բերում երկայնական ուղղությամբ գործող նորմալ N ուժ (Նկ. 5. 23, գ):

Հարթ կրող կոնստրուկցիաները, որոնք ունեն մեկ շարք սահճի կապերով ուղղաձիգ կարան, կոչվում են միակապ կոնստրուկցիաներ, իսկ երկու, երեք և ավելի շարք սահճի կապերով կոնստրուկցիաները՝ երկկապ, եռակապ, բազմակապ կոնստրուկցիաներ (Նկ. 5. 22):

Շրջանակապայային և կապային կոնստրուկտիվ սխեմայի շենքերի հաշվարկը ներկայումս թե՛ մեզ մոտ և թե՛ արտասահմանում հիմնականում կատարվում է, այսպես կոչված, ըստ դիսկրետ ապկոնտի-նու ալալային մոդելի, որի էությունն այն է, որ շենքի կրող համա-

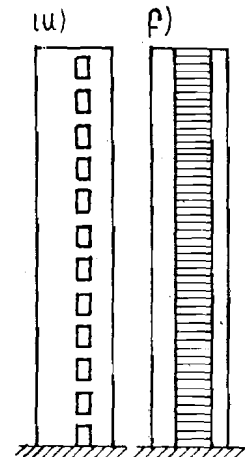


Նկ. 5. 23. Սահճի կապերով միացված սյուների աշխատանքի սխեմաները.

ա — կոշտ կապերով միացված սյուներ, բ — ձկուն (հողակապային) կապերով միացված սյուներ, գ — ընկրկելի կապերով միացված սյուներ, 1 — սյուներ, 2 — կոշտ կապեր, 3 — ձկուն կապեր, 4 — ընկրկելի կապեր, 5 — կապերից սյունե-րին հաղորդող լայնական ուժեր և ծուղ մոմենտներ

կարգը դիտարկվում է որպես առանձին (դիսկրետ) ուղղաձիգ տարրերի (սյուների և շրջանակների կանգնակների) փունջ, ըստ բարձրության միմյանց հետ միացված անընդհատ բաշխված (կոնտինուալ) սահճի կապերով (Նկ. 5. 24):

Այդպիսի մոդելը թույլ է տալիս շենքի հաշվարկման խնդիրը հանգեցնել հաստատուն գործակիցներով գծային դիֆերենցիալ հավասարում-



Նկ. 5. 24. Միակապ ուղղաձիգ կրող կոնստրուկցիայի (սյան) դիսկրետակոնտինուալային մոդելը.

ա — իրական կոնստրուկցիա, բ — հաշվարկային մոդել

ների համակարգի, որտեղ հավասարումների քանակը համապատասխանում է տարրերի միջև գտնվող ուղղաձիգ կարանների թվին: Օրինակ, միակապ սյան դեպքում (նկ. 5. 24) ստացվում է մեկ դիֆերենցիալ հավասարում, որը հնարավորություն է տալիս մեծ թվով անհայտ ուժերը կամ տեղափոխությունները արտահայտել փնտրվող անհայտի՝ ըստ բարձրության բաշխված մեկ ֆունկցիայով (այլ կերպ ասած, բարձր կարգի հանրահաշվական հավասարումների համակարգը փոխարինվում է մեկ գծային դիֆերենցիալ հավասարումով):

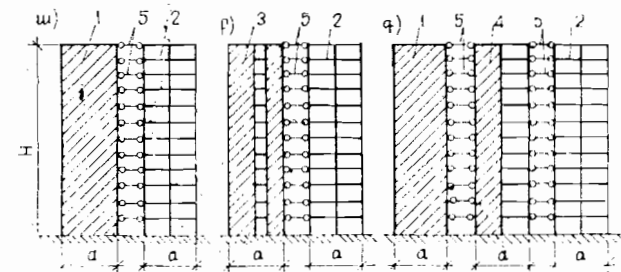
Հետազոտությունները ցույց են տվել, որ դիսկրետակոնտինուալային մոդելը վարելի է կիրառել 6 և ավելի հարկանի շենքերի համար, ըստ որում, որքան հարկերի թիվը շատ է, այնքան այդ մոդելը ճիշտ է արտահայտում շենքի աշխատանքը:

Ընդհանուր դեպքում շրջանակակապային և կապային համակարգերի շենքերի հաշվարկը, ըստ դիսկրետակոնտինուալային մոդելի, որպես մեկ ամբողջական տարածական համակարգ կատարվում է էՆՄ-ներով, որոնք հնարավորություն են տալիս հաշվի առնել տվյալ կոնստրուկտիվ սխեմայի առանձնահատկությունները: Սակայն այդպիսի հաշվարկը ընդհանուր առմամբ բավականին բարդ է: Այդ իսկ պատճառով էլ նախազրոման պրակտիկայում մի շարք դեպքերում կատարում են պարզեցումներ: Օրինակ, իրենց հարթությունում կոշտ միջհարկային ծածկերով սիմետրիկ շենքերի միասնական տարածական կրող համակարգը հաշվարկելու համար այն բաժանում են երկու միմյանցից անկախ՝ լայնական և երկայնական, այսպես կոչված, հարթ զուգահեռ համակարգերի, որոնցից ամեն մեկը, անկախ մյուսից, հաշվարկում են ըստ դիսկրետակոնտինուալային (կամ այլ) մոդելի:

Այդպիսի հաշվարկային սխեմայում շենքի մեկ ուղղությամբ միմյանց զուգահեռ տեղադրված միատիպ ուղղաձիգ կոնստրուկցիաները մոտավոր մոտեցնում և համատեղում են միմյանց հետ, որից հետո տարբեր տիպերի համատեղված կոնստրուկցիաները ցույց են տալիս վանգնած մեկ հարթությունում՝ կապված միմյանց հետ միջհարկային ծածկերի դերը արտահայտող, ծայրերում հոդեր ունեցող ձողակապերով (նկ. նկ. 5. 25, 5. 30), որոնք ոչ երկարում են, ոչ էլ կարճանում: Վերջին հանգամանքը հիմնավորված է նրանով, որ իրենց հարթությունում կոշտ միջհարկային ծածկերով միմյանց հետ կապված բոլոր ուղղաձիգ տարրերի տեղափոխությունները ցանկացած մակարդակում ընդունվում են նույնը:

Հարթ-զուգահեռ համակարգի ամեն մի ուղղաձիգ կոնստրուկցիայի կոշտությունը ընդունվում է շենքի առանձին վանգնած նույնատիպ կոնստրուկցիաների կոշտությունների գումարին հավասար:

Հաշվարկները առավել պարզեցնելու նպատակով հիմնավորված կերպով անտեսում են միջնորմների և շրջանակների պարզունակների երկայ-



Նկ. 5. 25. Շրջանակակապային համակարգի շենքերի հարթ-զուգահեռ հաշվարկային սխեմաները:

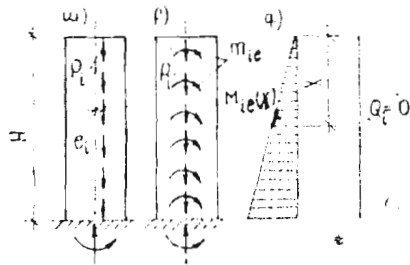
ա — հոծ դիաֆրագմայով, բ — բացվածքներ ունեցող դիաֆրագմայով, գ — հոծ կոմբինացված դիաֆրագմաներով, 1 — հոծ դիաֆրագմա, 2 — շրջանակ, 3 — բացվածքներով դիաֆրագմա, 4 — կոմբինացված դիաֆրագմա, 5 — ձողակապեր

նական դեֆորմացիաները, սյուների և շրջանակների կանգնակների սահմի դեֆորմացիաները և այլն: Շրջանակների պարզունակների և կանգնակների կցվանքների ընկրկելիությունը հաշվի է առնվում նրանց գծային կոշտությունների փոքրացման միջոցով: Հավաքովի եղանակով կատարված սյուների կցվանքների ընկրկելիության ազդեցությունը հաշվի է առնվում նրանց ծռման կոշտության մոտավորապես 30%-ով իջեցմամբ:

Ուղղաձիգ բեռնվածքից շենքի սյուներում առաջ եկող ճիգերի մեծությունները որոշելիս պետք է նկատի առնենալ, որ նրանց բարձրությամբ գործող հավասարաչափ բաշխված p գծային բեռնվածքը (տե՛ս էջ 227) ընդհանուր դեպքում հանգուցային ծռող մոմենտների ազդեցության և մոնտաժման հնարավոր անճշտության հետևանքով գործում է e_{12} և e_{1y} արտակենտրոնություններով: Սակայն կրող համակարգն ամբողջությամբ հաշվարկելիս դիաֆրագմայի կամ շրջանակի հարթությունից դուրս գտնվող արտակենտրոնությունները հաշվի չի առնվում: Ուղղաձիգ բեռնվածքի արտակենտրոնության ազդեցությունը սյուների հարթությունում նպատակահարմար է փոխարինել համարժեք հավասարաչափ բաշխված p_1 բեռնվածքով և $M_{1e} = p_1 e_1$ ծռող մոմենտով (ուղղաձիգ տարրի 1 գծ. մ-ում գործող ծռող մոմենտով): Վերջինս i սյան որևիցե հատվածքում առաջ է բերում $M_{1e}(x)$ ծռող մոմենտ (նկ. 5. 26), որը հավասար է՝

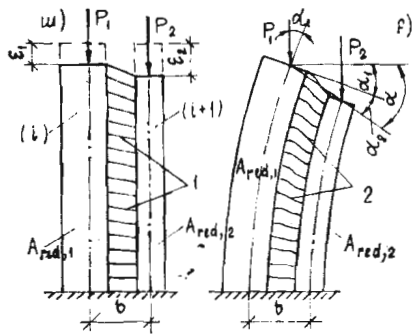
$$M_{1e}(x) = m_{1e} x, \quad (5.25)$$

Նշենք, որ այդ ծռող մոմենտներին համապատասխանող լայնական ուժերը i տարրի ամբողջ բարձրությամբ հավասար են զրոյի՝ $Q_1 = 0$, երբ $M = M_{1e}(x) \neq 0$:



Նկ. 5. 26. Արտակենտրոն գործող ուղղա-
ձիգ բաշխված բեռնվածքների ազդեցու-
թյունը սյուների աշխատանքի վրա.
ա — բեռնավորման իրական սխեմա, բ —
բաշխված կենտրոնական բեռնվածքով և
ծող մոմենտով համարժեք սխեմա, գ —
ծող մոմենտների և լայնական ուժերի
էպյուրներ

Ուղղաձիգ բեռնվածքի ազդեցության տակ շենքի կրող համակարգը հաշվարկելիս պետք է նկատի ունենալ նաև այն հանգամանքը, որ մի-
մյանց հետ սահքի ձևուն (հողակապային) կապերով միացված սյուների
վրա գործող տարբեր մեծությունների կենտրոնական ուղղաձիգ բաշխված
բեռնվածքների ներքո սյուները ենթարկվում են առանցքային դեֆորմա-
ցիայի միմյանցից անկախ, քանի որ վերոհիշյալ կապերը ազատ պտտվում
են: Հետևաբար սյուներում ծողում առաջ շենքերում (նկ. 5. 27, ա):



Նկ. 5. 27. Կենտրոնական գործող ուղղա-
ձիգ բաշխված անհավասար տեսակարար
բեռնվածքների ազդեցությանը սյուների
աշխատանքի վրա.
ա — սյուները միմյանց միացնող սահքի
ձևուն (հողակապային) կապերի դեպք,
բ — սյուները միացնող ընկերկելի կապերի
դեպք, 1 — ձևուն կապեր, 2 — ընկերկելի
կապեր

Պատկերը բոլորովին այլ է, երբ կապերն ընկերկելի են: Այդ դեպքում,
եթե սյուների վրա գործող զծային բեռնվածքների և բերված առանցքա-
յին կոշտությունների ($B_{red,i} = E \cdot b \cdot A_{red,i}$, որտեղ $E \cdot b$ -ն բետոնի դեֆորմա-
ցիայի մոդուլն է, $A_{red,i}$ -ն i ուղղաձիգ տարրի լայնական հատվածի բեր-
ված մակերեսը) հարաբերությունները (նույնն է՝ տեսակարար բեռն-
վածքները) տարբեր են՝

$$p_i/B_{red,i} \neq p_{i+1}/B_{red,i+1}, \quad (5.26)$$

ապա սյուները ձգտում են տարբեր առանցքային դեֆորմացիաների, սա-
կայն կապերը խանգարելով դրան, կենթարկվեն դեֆորմացիայի. թե՛
իրենք և թե՛ սյուները ծովելով (նկ. 5. 27, բ) առաջ կբերեն դեֆորմա-
ցիաներ ամբողջ կրող համակարգում:

Բազմակողմ p_i և p_{i+1} ուժերի առաջ բերած բաշխված ծող մոմենտը
կլինի՝

$$m_{i,i+1} = b_{i,i+1}(p_{i+1} - \beta p_i)/(1 + \beta), \quad (5.27)$$

որտեղ $\beta = B_{red,i+1}/B_{red,i}$:

Ամբողջ համակարգում տարածական դեֆորմացիա են առաջ բերում
նաև որևիցե սյան վրա գործող բաշխված M_{ie} ծող մոմենտները:

Սեյսմիկ բեռնվածքից շրջանակակապային և կապային համակարգի
9 և ավելի հարկանի շենքերի տարրերում առաջ եկող ճիգերի մեծություն-
ների որոշումը տատանումների հիմնական և բարձր ձևերին համապա-
տասխանող հաշվարկային սեյսմիկ բեռնվածքների ազդեցության տակ
խորհուրդ է տրվում կատարել ըստ [27]-ի:

Տատանումների հիմնական (առաջին) ձևին համապատասխանող
հաշվարկային սեյսմիկ բեռնվածքը, որի բաշխման իրական սխեման
տարբեր կոնստրուկտիվ համակարգերի շենքերի համար ցույց է տված
նկ. 5. 28-ում, ճիգերի որոշման ժամանակ փոխարինում են հիմնատակի
մակարդակում ըստ ծող մոմենտի համարժեք եռանկյան օրենքով բաշխ-
ված բեռնվածքով (նկ. 5. 28, դ):

$$p = 3M/H^2, \quad (5.28)$$

որտեղ M -ը հիմնատակի մակարդակում ծող մոմենտն է հաշվարկային
(փաստացի) սեյսմիկ բեռնվածքի ազդեցության տակ շենքը
դիտելով որպես H բարձրության բարձակ,

H -ը՝ շենքի հաշվարկային բարձրությունը, որը որոշվում է ըստ
հետևյալ բանաձևի՝

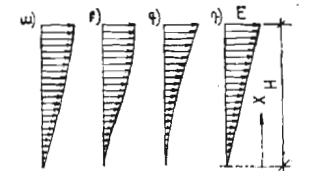
$$H = H_0 n / (n - 0.5). \quad (5.29)$$

այստեղ H_0 -ն շենքի հիմնատակից մինչև վերևի յարրուսի պարզունակի
առանցքի միջև եղած հեռավորությունն է,

n -ը՝ հարկերի թիվը:

Երբ հարկերի թիվը 16 և ավելի է՝ $n \geq 16$, ընդունվում է $H = H_0$:

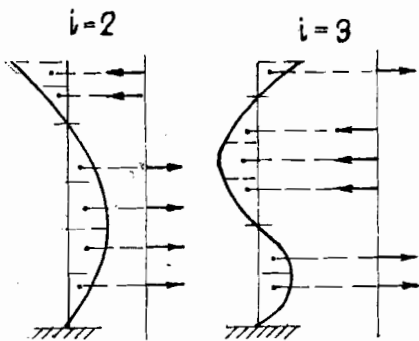
Նկ. 5. 28. Բազմահարկ կարկասային շեն-
քերի տատանումների առաջին ձևին հա-
մապատասխանող հաշվարկային սեյսմիկ
բեռնվածքի բաշխման սխեմաները.
ա — շրջանակային, բ — շրջանակակապա-
յին, գ — կապային, դ — հաշվարկային
սեյսմիկ բեռնվածք



Եռանկյան օրենքով բաշխված բեռնվածքից տարբեր կոնստրուկտիվ
սխեմայի շենքերի տարրերում առաջ եկող ճիգերի (M , N , Q) մեծու-

թյունների որոշման բանաձևերը անհրաժեշտ ցուցումներով բերված են [27]-ում:

Տատանումների բարձր (երկրորդ և երրորդ) ձևերին համապատասխանող սեյսմիկ ուժերից շենքը հաշվարկելիս ըստ նկ. 5. 29-ի բաշխված հաշվարկային սեյսմիկ բեռնվածքը պետք է բաժանել առանձին մասերի և փոխարինել այդ մասերի ծանրության կենտրոններում կիրառված կենտրոնացած ուժերով: Կենտրոնացած ուժերից շենքի տարրերում առաջ եկող ճիգերի մեծությունները որոշվում են [27]-ում բերված բանաձևերով:



Նկ. 5. 29. Բազմահարկ կարկասային շենքերի տատանումների երկրորդ և երրորդ ձևերին համապատասխանող հաշվարկային սեյսմիկ բեռնվածքի բաշխման սխեմաները

Քամու բեռնվածքից ճիգերը որոշելիս նպատակահարմար է սեյսմիկ բեռնվածքի դեպքին համանման քամու բեռնվածքի իրական էպյուրները փոխարինել համարժեք եռանկյունաձև էպյուրով (միջին բաղադրիչը և պարբերաբար փոփոխվող բաղադրիչի առաջին ձևին համապատասխանող բեռնվածքը) և կենտրոնացած ուժերով (պարբերաբար փոփոխվող բաղադրիչի երկրորդ և երրորդ ձևերին համապատասխանող բեռնվածքները) ու հաշվարկը կատարել նույն բանաձևերով, ինչ որ սեյսմիկ բեռնվածքի դեպքում էր:

Կարելի է հաշվարկը կատարել նաև [5, 6]-ում բերված մեթոդիկայով:

3. Անկառկաս պանելային և մոնոլիթ շենքեր

Ինչպես արդեն ասվել է, պանելային շենքերն ըստ կոնստրուկտիվ սխեմայի կապային են: Պանելային շենքերի հաշվարկը կատարվում է որպես տարածական կամ հարթ համակարգ:

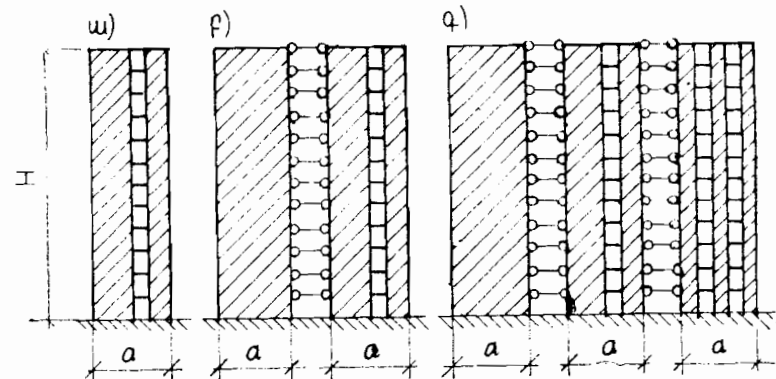
Ըստ տարածական սխեմայի հաշվարկելիս պանելային շենքը դիտվում է որպես թանթերի (пластинки), կազմովի բարակապատ ձողերի, պրիզմատիկ թաղանթային և նման այլ տիպերի համակարգ:

Հարթ հաշվարկային սխեմաները ևս բազմազան են՝ շենքը դիտվում

է որպես հարթ կազմովի ձողերից բաղկացած համակարգ, որպես բազմահարկ բազմաթիւ շրջանակ, որպես բացարձակ կոշտ, հոդակապային կապերով միմյանց հետ միացված բարձակային ձողերի (սյուների) համակարգ և այլն:

Հաշվարկն ըստ ցանկացած տարածական սխեմայի ավելի ճշգրիտ է, քան ըստ հարթ սխեմայի, սակայն այդպիսի հաշվարկ հնարավոր է կատարել միայն էՀՄ-ների միջոցով:

Հարթ սխեմաներից առավել իդեալականացված, հետևաբար և պարզ հաշվարկային սխեման, որը թույլատրվում է կիրառել ճիգերի մոտավոր մեծությունները որոշելու համար, բարձակային ձողերի սխեման է: Հաշվարկման այդ սխեմայի էությունն այն է, որ շենքը մեկ և մյուս ուղղությամբ բաժանում են ուղղահայ հարթ կողմ տարրերի (սյուների), որոնք դիտվում են որպես միմյանց հետ բացարձակ կոշտ հոդակապային կապերով միացված բարձակային ձողեր (տե՛ս նկ. 5. 30): Նշված կապերի դերը կատարում են շենքի ծածկերը, որոնց շնորհիվ էլ տվյալ ուղղության բոլոր ձողերը հորիզոնական բեռնվածքի ներքո աշխատում են համատեղ՝ ստանում են միևնույն լայնական տեղափոխություններ:

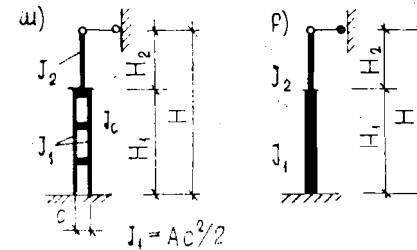


Նկ. 5. 30. Պանելային շենքերի (կապային համակարգի) հարթ դուզահեռ հաշվարկային սխեմաները:

ա — բացվածքներ ունեցող դիաֆրագմայով, բ — հոծ և բացվածքներ ունեցող դիաֆրագմաներով, գ — հոծ և տարբեր տիպի բացվածքներ ունեցող դիաֆրագմաներով

Ամեն մի ձողի համար, օգտվելով կազմովի ձողերի տեսությունից, որոշվում են նրա, այսպես կոչված, բերված կոշտությունն ընդամենը (որոնցում հաշվի է առնվում բացվածքների առկայության և պանելների կցվանքային միացումների ընկերակիւթյան հետևանքով տարրի կոշտու-

Երկօղակ և հոծ սյունների հաշվարկման բանաձևեր



Նշանակումներ

$$\alpha = I_2/I_1 \quad K = \alpha^3 [(J_1/J_2) - 1]$$

$$K_1 = (1 - \alpha)^3 J_1 / 8n^2 J_2$$

հոծ հատվածի սյուն $K_1 = 0$,

n - երկօղակ սյան պանելների թիվը

բնունման սխեմա	R հենարանային հակազդում	բնունման սխեմա	R հենարանային հակազդում
	$R_F = \frac{3EJ_2}{H^2(1+K+K_1)}$		$R = \frac{Hm(1-\alpha + K_1)}{1+K+K_1}$
	$R_D = \frac{3EJ_2}{H^3(1+K+K_1)}$		$R = \frac{3M(1+K/\alpha)}{2H(1+K+K_1)}$
	$R = \frac{3M(1-\alpha^2)}{2H(1+K+K_1)}$		$R = \frac{3M\eta(2-\eta)}{2H(1+K+K_1)}$
	$R = \frac{3WH[1+\alpha K+1,33(1+\alpha)K_1]}{8(1+K+K_1)}$		
	$R = \frac{WH[3(1+\alpha K)-(3+\alpha)(1-\alpha)^3+K_1]}{8(1+K+K_1)}$		

թյան իջեցումը), որից հետո նկատի ունենալով միմյանց հետ կապված սյուների համատեղ աշխատանքը, շինարարական մեխանիկայի օրենքներով որոշում են ճիգերը: Հաշվարկը վերահիշյալ մեթոդիկայով կարելի է կատարել առանց էՀՄ-ներ օգտագործելու: Պանելային շենքերի հաշվարկման սկզբունքները մանրակրկիտ կերպով բերված են [11]-ում:

Մոնոլիթ շենքերի կոնստրուկցիաները, այլ շենքերին համանման, իրենց ամբողջ ծառայության ընթացքում պետք է բավարարեն կրողունակության և նորմալ շահագործման պահանջները: Պետք է ապահովված լինի նաև նրանց կրողունակությունը կառուցման ընթացքում: Նշված պայմանները բավարարելու համար անհրաժեշտ է հաշվարկել շենքի ինչպես առանձին կոնստրուկցիաները (ծածկերը, պատերը, հիմքերը և այլն), այնպես էլ շենքն ամբողջությամբ, որպես մեկ համակարգ:

Պատային համակարգի մոնոլիթ շենքերի հաշվարկը կատարվում է համապատասխան պանելային շենքերի հաշվարկին համանման, ըստ հարթ կամ տարածական հաշվարկային սխեմայի:

Մոնոլիթ անկարկաս շենքերի կոնստրուկցիաները նախագծելիս հանձնարարվում է ղեկավարվել [28]-ով:

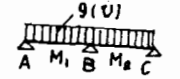
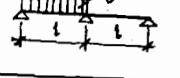
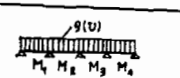
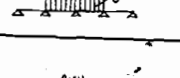
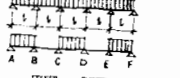
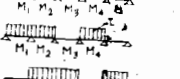
Սեյսմիկ շրջաններում կառուցվող բնակելի շենքերի մոնոլիթ և պանելային պատերի հաշվարկը և կոնստրուկտիվորումը կատարելիս խորհուրդ է տրվում օգտվել [22] «հանձնարարականից»:

Բազմահարկ անկարկաս պանելային և մոնոլիթ շենքերի հաշվարկները (հաշվի առած սեյսմիկ ազդեցությունը) հիմնականում կատարում են էՀՄ-ներով, որոնց համար կազմված են ծրագրեր (տե՛ս [22]):

Աղյուսակ 1

Գործակիցների՝ հավասար թուղթերով անխզելի
լայնական ուժերը
 $M = (\alpha g + \beta v) l^2$,
(α , β γ և δ -ն համապատասխան

հեծանների ծող մոմենտները և
որոշելու համար
 $Q = (\gamma g + \delta v) l$
աղյուսակային գործակիցներ են)

Բեռնվածքի սխեման	Թուղթային մոմենտներ				Հենարանային	
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_B	M_C
	0,070	0,070	—	—	-0,125	—
	0,096	-0,025	—	—	-0,063	—
	0,080	0,025	—	—	-0,100	-0,100
	0,101	-0,050	—	—	-0,050	-0,050
	-0,025	0,075	—	—	-0,050	-0,050
	—	—	—	—	-0,117	-0,033
	0,077	0,036	0,036	0,077	-0,107	-0,071
	0,100	-0,045	0,081	-0,023	-0,054	-0,036
	—	—	—	—	-0,121	-0,018
	—	—	—	—	-0,036	-0,107
	0,078	0,033	0,046	0,033	-0,105	-0,079
	0,100	-0,046	0,086	-0,046	-0,053	-0,040
	-0,026	0,079	-0,040	0,079	-0,053	-0,040
	—	—	—	—	-0,119	-0,022
	—	—	—	—	-0,035	-0,111

մոմենտներ		լայնական ուժեր					
M_D	M_E	Q_A	Q_B^I	Q_B^C	Q_C^I	Q_C^C	Q_D^I
—	—	0,375	-0,625	0,625	-0,375	—	—
—	—	0,437	-0,563	0,663	-0,063	—	—
—	—	0,400	-0,600	0,500	-0,500	0,600	-0,400
—	—	0,450	-0,550	0,000	0,000	0,550	-0,450
—	—	-0,050	-0,050	0,500	-0,500	0,050	0,050
—	—	0,383	-0,617	0,583	-0,417	0,033	0,033
-0,107	—	0,393	-0,607	0,536	-0,464	0,464	-0,536
-0,054	—	0,446	-0,554	0,018	0,018	0,482	-0,518
-0,058	—	0,380	-0,620	0,603	-0,397	-0,040	-0,040
-0,036	—	-0,036	-0,036	0,429	-0,571	0,571	-0,429
-0,079	-0,105	0,395	-0,605	0,526	-0,474	0,500	-0,500
-0,040	-0,053	0,447	-0,553	0,013	0,013	0,500	-0,500
-0,040	-0,053	-0,053	-0,053	0,513	-0,487	0,000	0,000
-0,044	-0,051	0,381	-0,619	0,598	-0,402	-0,023	-0,023
-0,020	-0,057	-0,035	-0,035	0,424	-0,576	0,591	-0,409

Քաղմահարկ հավասարաթիվ շրջանակների պարզունակների թուղթային և հենարանային ծող մոմենտները $M = (\alpha g + \beta v) l^2$ բանաձևով որոշելու համար α և β գործակիցների մեծությունները

Քեռվածքի սիւնման և ծող մոմենտների էպլուրները	զծ. կոշտ. հարար.	M_I	M_{II}	M_{12}	M_{21}	M_{23}	M_{32}
1	2	3	4	5	6	7	8

i_{int}/i_g	Վերևի հարկի շրջանակ					
0	0,08	0,025	0	0,1	0,1	
0,25	0,0654	0,032	0,025	0,099	0,093	
0,5	0,059	0,036	0,038	0,098	0,089	
1	0,0523	0,039	0,052	0,095	0,086	—
1,5	0,05	0,040	0,059	0,093	0,085	

0	0,101		0	0,05	0,05	
0,25	0,08		0,032	0,059	0,034	
0,5	0,0693	—	0,047	0,064	0,026	—
1	0,0601		0,061	0,069	0,017	
1,5	0,555		0,067	0,072	0,013	

0		0,075	0	0,050	0,050	
0,25		0,066	0,007	0,040	0,059	
0,5	—	0,061	0,009	0,034	0,064	—
1		0,056	0,009	0,026	0,069	
1,5		0,053	0,008	0,021	0,072	

0	0,073		0	0,117	0,117	0,032
0,25	0,063		0,025	0,109	0,108	0,044
0,5	0,0567	—	0,036	0,105	0,103	0,051
1	0,0519		0,05	0,099	0,097	0,058
1,5	0,0485		0,053	0,096	0,094	0,063

$(i_{int} + i_{sup})/i_g$	Միջին հարկերի շրջանակ					
0	0,08	0,025	0	0,1	0,1	
0,5	0,059	0,036	0,038	0,098	0,089	
1	0,0523	0,039	0,052	0,095	0,086	—
2	0,0473	0,04	0,063	0,092	0,085	
3	0,0475	0,041	0,068	0,089	0,084	

1	2	3	4	5	6	7	8
0	0,101		0	0,05	0,05		
0,5	0,0698		0,047	0,064	0,026		
1	0,0606	—	0,06	0,069	0,017	—	
2	0,057		0,07	0,074	0,011		
3	0,05		0,074	0,076	0,008		

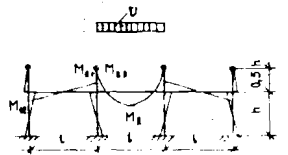
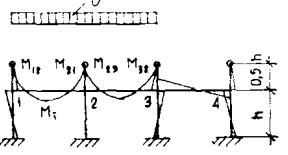
0		0,075	0	0,05	0,05		
0,5		0,061	0,009	0,034	0,064		
1	—	0,056	0,008	0,026	0,069	—	
2		0,051	0,007	0,018	0,074		
3		0,049	0,006	0,013	0,076		

0	0,073		0	0,117	0,117	0,032	
0,5	0,0571		0,036	0,104	0,103	0,051	
1	0,0513	—	0,051	0,099	0,097	0,058	
2	0,048		0,062	0,093	0,093	0,066	
3	0,0465		0,068	0,09	0,090	0,070	

$(i_{int} + 1,5 i_{sup})/i_g$ ներքևի հարկի շրջանակ

0	0,08	0,025	0	0,1	0,1		
0,5	0,0628	0,033	0,03	0,099	0,092		
1	0,0559	0,037	0,044	0,097	0,088	—	
2	0,0504	0,039	0,057	0,094	0,086		
3	0,0478	0,04	0,063	0,092	0,085		
5	0,046	0,041	0,069	0,09	0,084		

0	0,101		0	0,05	0,05		
0,5	0,0765		0,038	0,061	0,031		
1	0,0657	—	0,053	0,066	0,022	—	
2	0,057		0,065	0,071	0,014		
3	0,053		0,070	0,074	0,011		
5	0,0485		0,076	0,077	0,007		

1	2	3	4	5	6	7	8
	0		0,075	0	0,05	0,05	
	0,5		0,064	0,008	0,038	0,061	
	1		0,059	0,009	0,031	0,066	
	2	—	0,054	0,008	0,023	0,071	
	3		0,051	0,007	0,018	0,074	
	5		0,048	0,007	0,013	0,077	
	0	0,073		0	0,117	0,117	0,033
	0,5	0,0604		0,028	0,108	0,106	0,047
	1	0,0542		0,042	0,103	0,1	0,054
	2	0,0497	—	0,056	0,097	0,095	0,061
	3	0,047		0,063	0,094	0,092	0,067
	5	0,0455		0,068	0,091	0,09	0,071

Մանրություն, $I_{int} = E_b I_{int} / h_{col, int}$, $i_{sup} = E_b I_{sup} / h_{col, sup}$, $i_g = E_b I_g / l$: Վերը բերված արտահայտություններում $h_{col, int}$ -ը և $h_{col, sup}$ -ը դիտվող հանգույցից ներքև և վերև գտնվող կանգնակների լրիվ երկարությունն է՝ հարկի բարձրությունը՝ h_{col} : α և β գործակիցների նշանները ընդունվում են համապատասխան ծոցի մոմենտների էպյուրների բնույթի:

*Աղյուսակը վերցված է [12]-ից:

ՀԻՄՆԱԿԱՆ ՏԱՌԱՅԻՆ ՆՇԱՆԱԿՈՒՄՆԵՐ

(ըստ ՀՅՍ 1565—79 ստանդարտի և նախկինում օգտագործվող ուսերեն ու հայերեն ինդեքսներով)

Արտաքին բեռնվածքներից ու ազդեցություններից տարրի լայնական հատվածում գործող ճիգեր

M — ծոցի մոմենտ
N — երկայնական ուժ
Q — լայնական ուժ
— ուղիղ մոմենտ

T	M_{np}	M_{rp}	Նյութերի բնութագրեր
$\{R_b$ $\{R_{b, ser}$	R_{np} R_{npl}	R_{rp} R_{rpl}	— բետոնի առանցքային սեղմման հաշվարկային դիմադրությունները համապատասխանող սահմանային վիճակների առաջին և երկրորդ խմբերի համար
$\{R_{bt}$ $\{R_{bt, ser}$	R_p R_{npl}	R R_{all}	— բետոնի առանցքային ձգման հաշվարկային դիմադրությունները համապատասխանաբար սահմանային վիճակների առաջին և երկրորդ խմբերի համար

$\{R_{bn}$ $\{R_{bntn}$ R_{bp}	R_{np}^H R_p^H R_0	R_{np}^A R_A^A R_0	— համապատասխանաբար բետոնի առանցքային սեղմման և ձգման նորմատիվ դիմադրությունները
			— բետոնի առանցքային սեղմման ամրությունը նախնական լարման փոխանցման պահին
$\{R_s$ $\{R_{s, ser}$	R_{sI} R_{sII}	R_{sI} R_{sII}	— ամրանի ձգման հաշվարկային դիմադրությունները համապատասխանաբար սահմանային վիճակների առաջին և երկրորդ խմբերի համար
R_{sc} R_{sn}	$R_{s.c}$ R_{sI}^H	$R_{s.c}$ R_{sI}^A	— ամրանի սեղմման հաշվարկային դիմադրությունը
R_{aw}	$R_{a.x}$	$R_{a.x}$	— ամրանի ձգման նորմատիվ դիմադրությունը
E_b	E_0	E_p	— լայնական ամրանի ձգման հաշվարկային դիմադրությունը
			— բետոնի սկզբնական առաձգականության մոդուլը սեղմման և ձգման դեպքում
E_s	E_s	E_s	— ամրանի առաձգականության մոդուլը
α	n	n	— ամրանի և բետոնի առաձգականության մոդուլների հարաբերությունը
ν	μ_0	μ_p	— Պուասոնի գործակից (բետոնի համար)

Տարրի լայնական հատվածքում գործող ճնշման ճիգերը

$\{Q_b$ $\{Q_{sw}$ $\{Q_{s, inc}$	Q_0 Q_x Q_0	Q_p Q_{sI} Q_p	— համապատասխանաբար բետոնի, անուրների և թեթև ձեղքի վերցրած լայնական ուժը (թեթև հատվածների ամրությունը հաշվարկելիս)
$\{M_{erc}$ $\{N_{erc}$	M_T N_T	M_s N_s	— ճաքի առաջացնող ճիգեր (ծովող և ձգող տարրերն ըստ ճաքերի առաջացման հաշվարկելիս)

Երկրաչափական բնութագրեր

	b		— ուղղանկյուն հատվածի լայնությունը, տավրային և երկտավրային հատվածների կողի լայնությունը
$\{b_f$ $\{b'_f$	b_n b'_n	b_s b'_s	— տավրային և երկտավրային հատվածի սալի լայնությունը համապատասխանաբար ձգված և սեղմված գոտիներում
	h		— ուղղանկյուն, տավրային և երկտավրային հատվածների բարձրությունը
	$\{h_0$ $\{h'_0$		— հատվածի աշխատող բարձրությունը, համապատասխանաբար հավասար $h-a$ և $h-a'$
	x		— բետոնի սեղմված գոտու բարձրությունը
	$\epsilon_p = x/h_0$		— բետոնի սեղմված գոտու հարաբերական բարձրությունը
$s(s_w)$	$u(u_x)$	$u(u_s)$	— անուրների միջև հեռավորությունը՝ ըստ տարրի երկարության
s	b	b	— շրջանակների քայլը
	e		— արտակենտրոնություն
	l		— տարրի թռիչքը, շրջանակի թռիչքը
	l_0		— երկայնական սեղմող ուժի ազդեցության ենթարկվող տարրի հաշվարկային երկարությունը

i	r	r	— տարրի լայնական հատվածքի իներցիայի շառավիղը հաստ- վածքի ծանրության կենտրոնի նկատմամբ
		i	— տարրի գծային կոշտությունը
		d	— ամրանային ձողերի անվանական տրամագիծը
d _w	d _x	d _ա	— անուրի ճյուղի անվանական տրամագիծը
μ(μ ₃)	μ(μ ₂)	μ(μ ₁)	— ամրանավորման գործակից (ամրանավորման տոկոս)
$\begin{Bmatrix} A_s \\ A_s' \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} F_a \\ F_a' \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} F_{\omega} \\ F_{\omega}' \end{Bmatrix}$	— համապատասխանաբար S և S' շարված ամրանների հատ- վածքի մակերեսը
$\begin{Bmatrix} A_{sp} \\ A_{sp}' \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} F_H \\ F_H' \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} F_l \\ F_l' \end{Bmatrix}$	— համապատասխանաբար S և S' լարված ամրանների հատ- վածքի մակերեսը
A _{sw}	F _x	F _ա	— տարրի երկայնական առանցքին նորմալ հարթությունում տեղադրված, թեք հատվածքը հատող անուրի հատվածքի մակերեսը
A	F	F	— տարրի լայնական հատվածքի ամբողջ բետոնի մակերեսը
A _b	F _b	F _p	— սեղմված գոտու բետոնի հատվածքի մակերեսը
A _{bt}	F _{b,p}	F _{p,a}	— ձգված գոտու բետոնի հատվածքի մակերեսը
A _{red}	F _n	F _{բե}	— տարրի բերված հատվածքի մակերեսը
		I	— բետոնի հատվածքի իներցիայի մոմենտը տարրի հաս- տվածքի ծանրության կենտրոնի նկատմամբ
I _s	I _a	I _ա	— ամրանի հատվածքի մակերեսի իներցիայի մոմենտը տար- րի հատվածքի ծանրության կենտրոնի նկատմամբ
I _{red}	I _n	I _{բե}	— տարրի բերված հատվածքի մակերեսի իներցիայի մո- մենտը իրեն ծանրության կենտրոնի նկատմամբ
I _p	I _{n,n}	I _{լ,գ}	— լարումների հաղորդման գոտու երկարություն

**Կոնստրուկցիաների հաշվարկներում օգտագործված այլ
մեծությունների նշանակումներ**

F, H	— բեռնվածք
S	— ճիգ, ձյան կենտրոնացված բեռնվածք
G	— մշտական կենտրոնացված բեռնվածք
V	— ժամանակավոր կենտրոնացված բեռնվածք
W	— քամու կենտրոնացված բեռնվածք, աշխատանք
E	— սեյսմիկ ազդեցություն
P	— նախնական լարման ուժ
B	— տարրի կոշտություն
γ	— հոսալիությունից գործակից
g	— մշտական բաշխված բեռնվածք
v	— ժամանակավոր բաշխված բեռնվածք
s	— ձյան բաշխված բեռնվածք
w	— քամու բաշխված բեռնվածք
n, p	— տարրի մեկ միավոր երկարության վրա գործող երկայնական ուժ
m	— տարրի մեկ միավոր երկարության վրա գործող ծռող մոմենտ

ψ — բեռնվածքների զուգակցման գործակից
w — քամու բեռնվածքի միջին (ստատիկական) բաղադրիչ (կ²/մ²)

Տառային նշանակումների ինդեքսներ

ad	— հարևան (adjacent)
acc	— համապատասխան (according)
an	— խարսխում (anchoring)
alg	— հանրահաշվական (algebraic)
b	— հեծան (beam), բետոն (beton), ճյուղ (branch)
bot	— հատակ (bottom)
c	— բարձակ (console), սեղմում (compressive)
cap	— խոյակ (capital)
cb	— ենթամբարձիչային հեծան (crane beam)
cf	— ենթասյուն (column footing)
col	— սյուն, կանգնակ (column)
con	— վերահսկվող (controlled)
cons	— կոնստրուկտիվ (constructive)
cont	— հոծ (continuous)
cr	— ամբարձիչ (crane), կրիտիկական (critical)
crc	— ճաք (crack)
ct	— ամբարձիչի սայլակ (crane trolley)
d	— դինամիկ (dinamic), հաշվարկային (design),
e	— արտակենտրոնություն (eccentricity)
ex	— եզրային (extreme, end)
eff	— էֆեկտիվ (effective)
el	— առաձգականություն (elasticity)
eq	— համարժեք (equivalent)
f	— տավրային, երկտավրային հատվածքի սալ (flange), փաստացի (factual), բեռնվածք (force), կեղծ (fictitious)
fund	— հիմք (foundation)
g	— գլխավոր հեծան, պարզունակ (girder)
h	— բաժակ (hausing), հորիզոնական (horizontal)
inc	— թեքված (incline)
inf	— ներքևի (inferior)
int	— ընդհատ (interrupted)
junc	— հանգուցային (junction)
l	— թռիչքային (flying), ձախ (left), երկարատև (long)
loc	— տեղական (local)
long	— երկայնական (longitudinal)
m	— միջին (middle), մոմենտ (moment), գլխավոր (main)
mat	— նյութական (material)
max	— առավելագույն (maximum)
mc	— գլխավոր սեղմող (main compression)
min	— նվազագույն (minimum)
mt	— գլխավոր ձգող (main tension)
n	— նորմատիվ (normative), երկայնական (նորմալ) ուժ (normal)

nom— անվանական (nominal)
 n, p— բացասական (հակահոդմնակողմ) ճնշում (negative pressure)
 p— նախալարում (prestressing), սալ (plate, slab), պանել (panel)
 p. p— դրական (հոդմնակողմ) ճնշում (positive pressure)
 r— աջ (right), ձգիչ (rod), միջուկային կետ (nuclear dot)
 r. c— երկաթբետոն (reinforced concrete)
 red— բերված (reduced)
 s— երկրորդական հեծան (secondary beam), ամրան, պողպատ (steel),
 ստատիկ (static)
 ser— շահագործման (երկրորդ խումբ սահմանային վիճակ) (service)
 side— եզրային (side)
 sp— տարածական (space)
 sh— կարճատև (short)
 sn— ձյուն (snow)
 st— հարկ (storey)
 sup— հենարանային (support), վերին (superior)
 t— ձգում (tension)
 tr— լայնական (transversal)
 u— սահմանային (ultimate),
 ult— սահմանային (ultimate),
 unif— հավասարաչափ (uniform)
 v— ուղղահայթ (vertical)
 w— քամի (wind), կող (web)
 wh— անիվ (wheel)
 y— հոսունություն (yielding)
 cl— բացակ (clearance)
 c. g— ծանրության կենտրոն (center of gravity)

1. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общ. курс. М., 1985. — 728 с.
2. Бондаренко В. М., Суворкин Д. Г. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник для вузов. М., 1987. — 384 с.
3. Голышев А. Б и др. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие. Киев, 1985. — 496 с.
4. ГОСТ 13015.0—83. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие технические требования. М., 1986. — 13 с.
5. Дроздов П. Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. М., 1977. — 223 с.
6. Дроздов П. Ф. и др. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов. М., 1986. — 351 с.
7. Дыховичный Ю. А. Конструирование и расчет жилых и общественных зданий повышенной этажности. М., 1970. — 248 с.
8. Дыховичный Ю. А., Максименко В. А. Сборный железобетонный унифицированный каркас. М., 1985. — 296 с.
9. Железобетонные конструкции. Спец. курс (В. Н. Байков, П. Ф. Дроздов, И. А. Трифонов и др. Под ред. В. Н. Байкова). М., 1981. — 767 с.
10. Жемочкин В. Н., Силицын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. М., 1962. — 239 с.
11. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий (ВСН 32—77). М., 1978. — 177 с.
12. Кальницкий А. А., Пешковский Л. М. Расчет и конструирование железобетонных фундаментов гражданских и промышленных зданий и сооружений. М., 1974. — 261 с.
13. Кувалдин А. Н., Клевова Г. С. Примеры расчета железобетонных конструкций зданий. М., 1976. — 288 с.
14. Мурашев В. И., Сигалов Э. Е., Байков В. Н. Железобетонные конструкции. Общ. курс. М., 1962. — 659 с.
15. Попов Н. Н., Забегалов А. В. Проектирование и расчет железобетонных конструкций. М., 1985. — 319 с.
16. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного натяжения арматуры (к СН и П 2.03.01—84). М., 1986. — 192 с.
- Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СН и П 2.03.01—84). Часть I. М., 1988. — 192 с., часть II, М., 1988. — 144 с.
7. Пособие по проектированию каркасных промзданий для строительства в сейсмических районах. М., 1984. — 292 с.
18. Расчет одноэтажного промышленного здания на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия. ЕрПИ, Ереван, 1985. — 20 с.
19. Рекомендации по возведению многоэтажных зданий методом подъема перекрытий. Ереван, 1986. — 155 с.
20. Рекомендации по определению динамических характеристик и сейсмических нагрузок для зданий и сооружений по акселограмма землетрясений. Ереван, 1985. — 112 с.
21. Рекомендации по проектированию жилых и общественных зданий, возводимых методом подъема. Ереван, 1985. — 163 с.

22. Рекомендации по расчету и конструированию монолитных и панельных стен жилых зданий сейсмических районов. М., 1985. — 101 с.
23. Руководство по выбору проектных решений фундаментов. М., 1984. — 192 с.
24. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями. М., 1979. — 63 с.
25. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). М., 1978. — 328 с.
26. Руководство по проектированию железобетонных сборно-монолитных конструкций. М., 1977. — 63 с.
27. Руководство по проектированию жилых и общественных зданий с железобетонным каркасом, возводимых в сейсмических районах. М., 1970. — 142 с.
28. Руководство по проектированию конструкций и технологии возведения монолитных безкаркасных зданий. М., 1982. — 216 с.
29. Руководство по проектированию многоэтажных зданий с пространственным сборно-монолитным каркасом из переклестываемых рамных элементов для сейсмических районов. Ереван, 1985. — 65 с.
30. Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа. М., 1984. — 263 с.
31. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений. (к СНиП 2.03.01—84 и ОНП 2.02.01—83). М., 1989. — 112 с.
32. Руководство по расчету и конструированию железобетонных ферм покрытий. М., 1971. —
33. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. М., 1975. — 192 с.
34. Сахновский К. В. Железобетонные конструкции. М., 1959. — 839 с.
35. Справочник проектировщика. Сборные железобетонные конструкции. Под общей ред. В. И. Мурашева. М., 1959. — 603 с.
36. Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства. М., 1981. — 488 с.
37. СНиП 2.03.01—84. Бетонные и железобетонные конструкции. М., 1985. — 79 с.
38. СНиП 2.01.07—85. Нагрузки и воздействия. М., 1986. — 36 с.
39. СНиП II—7—81. Нормы проектирования, строительство в сейсмических районах. М., 1982. — 48 с.
40. СНиП 2.02.01—83. Основания зданий и сооружений. М., 1985. — 40 с.
41. ТУ 24.09.404—83; ТУ 24.09.455—83; ТУ 24.09.344—84; ТУ 24.09.613—84; ТУ 24.09.619—85. Краны мостовые электрические общего назначения.
42. Улицкий И. И., Ривкин С. А. и др. Железобетонные конструкции. Киев, 1973. — 992 с.
43. Шерешевский И. А. Конструирование промышленных зданий. Л., 1981, 176 с.
44. Шерешевский И. А. Конструирование гражданских зданий и сооружений. Л., 1979. — 168 с.
45. Բարսյան Հ. Հ. Երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներ (Երկաթբետոնի դիմադրությունը և երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների տարրերը): Երևան, 1984: — 366 էջ:

ԲՈՎԱՆԴԱԿՈՒԹՅՈՒՆ

Առաջաբան	3
ԱՌԱՋ ԳԼՈՒԽ. ԱՐԴՅՈՒՆԱԲԵՐԱԿԱՆ ԵՎ ՔԱՂԱՔԱՑԻԱԿԱՆ ՇԵՆՔԵՐԻ ԵՐԿԱԹՔԵՏՈՆԵ ԿՈՆՍՏՐՈՒԿՑԻԱՆԵՐԻ ՆԱԽԱԳԾՄԱՆ ԸՆԴՀԱՆՈՒՐ ՍԿԶՐՈՒՆՔՆԵՐԸ	5
§ 1. 1. Շենքերի կոնստրուկտիվ սխեմաները և դրանց ընտրման ընդհանուր պահանջները	5
§ 1.2. Դեֆորմացիոն կարաններ	7
§ 1. 3. Հավաքովի կոնստրուկցիաների նախագծման սկզբունքները	11
§ 1. 4. Մոնոլիթ և հավաքովի-մոնոլիթ կոնստրուկցիաների նախագծման սկզբունքները	19
§ 1. 5. Երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների տեխնիկատնտեսական գնահատումը	20
§ 1. 6. Ստատիկոնե անորոշելի երկաթբետոնե կոնստրուկցիաների հաշվարկման էությունը՝ հաշվի առնելով ճիգերի վերաբաշխումը	21
ԵՐԿՐՈՐԴ ԳԼՈՒԽ. ՀԱՐԹ ԾԱԾԿԵՐ	27
§ 2. 1. Ծածկերի դասակարգումը	27
§ 2. 2. Մոնոլիթ կողավոր ծածկեր հեծանային սալերով	28
1. Ծածկի կոնստրուկտիվ սխեման	29
2. Սալի հաշվարկը և կոնստրուկտավորումը	30
3. Երկրորդական հեծանների հաշվարկը և կոնստրուկտավորումը	35
4. Գլխավոր հեծանների հաշվարկը և կոնստրուկտավորումը	41
§ 2. 3. Մոնոլիթ հաճախակող ծածկեր	53
1. Կոնստրուկցիան և հաշվարկը	53
§ 2. 4. Մոնոլիթ կողավոր ծածկեր երկու ուղղությամբ աշխատող սալերով	55
1. Ծածկի կոնստրուկտիվ սխեման	55
2. Սալի հաշվարկը և կոնստրուկտավորումը	56
3. Հեծանների հաշվարկը և կոնստրուկտավորումը	62
§ 2. 5. Մոնոլիթ անհեծան ծածկեր	64
1. Ծածկի կոնստրուկտիվ սխեման	64
2. Խոյակներ	65
3. Սալի հաշվարկը և կոնստրուկտավորումը	66
4. Սյունների հաշվարկման և կոնստրուկտավորման մասին	75
§ 2. 6. Հավաքովի հեծանապանելային ծածկեր	77
1. Ծածկի կոնստրուկտիվ սխեման	77

2. Սալեր	79
3. Հեծաններ	87
§ 2. 7. Հավաքովի անհեծան ծածկեր	90
§ 2. 8. Հավաքովի-մոնոլիթ ծածկեր	93
ԵՐԻՍՐԴ ԳԼՈՒԽ. ՀԻՄՔԵՐ	96
§ 3. 1. Ընդհանուր տեղեկություններ	96
§ 3. 2. Առանձին հիմքերի կոնստրուկցիան և հաշվարկը	99
1. Մոնոլիթ հիմքերի կոնստրուկցիան	99
2. Հավաքովի հիմքերի կոնստրուկցիան	104
3. Հաշվարկը	105
§ 3. 3. Ժապավենային (հեծանային) հիմքերի կոնստրուկցիան և հաշվարկը	117
1. Կրող պատերի տակ արվող հիմքեր	117
2. Սյունաշարերի տակ արվող հիմքերի կոնստրուկցիան	122
3. Սյունաշարերի տակ արվող հիմքերի հաշվարկը	124
§ 3. 4. Համատարած հիմքեր	140

ՋՈՐՐՈՐԴ ԳԼՈՒԽ. ՄԻԱՀԱՐԿ ԱՐԴՅՈՒՆԱՐԵՐԱԿԱՆ ՇԵՆՔԵՐԻ ԿՈՆՍՏՐՈՒԿՏԻՎՆԵՐ

§ 4. 1. Շենքերի տիպերը և կոնստրուկտիվ սխեմաները	144
§ 4. 2. Հավաքովի կոնստրուկցիաների տարրերը և նրանց հարմարադասումը	145
§ 4. 3. Կամրջային ամբարձիղներ	149
§ 4. 4. Հիմքեր	150
§ 4. 5. Սյուներ	151
§ 4. 6. Մածկի կոնստրուկցիան	155
1. Սալեր	155
2. Հեծաններ	160
3. Ֆերմաներ	164
4. Կամարներ	170
5. Ենթածալեղային հեծաններ և ֆերմաներ	173
6. Երդիկներ	174
§ 4. 7. Ընթացիկ ամբարձիղային հեծաններ	175
§ 4. 8. Կապերի համակարգը	180
§ 4. 9. Պատի պանելներ	183
§ 4. 10. Լայնական շրջանակի հաշվարկը	185
1. Հաշվարկային սխեման և բեռնվածքները	185
2. Կարկասի տարածական աշխատանքը կամրջային ամբարձիղների բեռնվածքի ազդեցության տակ	190
3. Ճիգերի որոշումը սյուներում առանձին բեռնվածքներից	192
4. Բեռնվածքների (ճիգերի) զուգակցումը	194
5. Հատվածքների ընտրումը	195
§ 4. 11. Մոնոլիթ երկաթբետոնե կոնստրուկցիաներ	196

ՀԻՆԳԵՐՈՐԴ ԳԼՈՒԽ. ԲԱԶՄԱՀԱՐԿ ԱՐԴՅՈՒՆԱՐԵՐԱԿԱՆ ԵՎ ՔԱՂԱՔԱՑԻԱԿԱՆ ՇԵՆՔԵՐԻ ԿՈՆՍՏՐՈՒԿՏԻՎՆԵՐ

§ 5. 1. Բազմահարկ շենքերի կոնստրուկտիվ սխեմաները	200
§ 5. 2. Արդյունաբերական շենքերի կոնստրուկցիաներ	205
§ 5. 3. Փաղաքացիական շենքերի կոնստրուկցիաներ	211

1. Կարկասային շենքեր	211
2. Անկարկաս պանելային շենքեր	219
3. Անկարկաս մոնոլիթ շենքեր	222
§ 5. 4. Բազմահարկ շենքերի վրա գործող բեռնվածքների մեծությունների որոշումը	225
1. Ուղղահիգ բեռնվածքներ	225
2. Հորիզոնական բեռնվածքներ	227
3. Բեռնվածքների զուգակցումը	232
§ 5. 5. Բազմահարկ շենքերի հաշվարկը	232
1. Շրջանակային կոնստրուկտիվ սխեմա	233
2. Շրջանակակապային և կապային կոնստրուկտիվ սխեմաները	239
3. Անկարկաս պանելային և մոնոլիթ շենքեր	246
Հավելված	249
Հիմնական տառային նշանակումներ	254
Գրականություն	259

Բարալյան Հակոբ Հարությունի

ԵՐԿԱԹՔԵՏՈՂԻԿ ԿՈՆՍՏՐՈՒԿՑԻԱՆԵՐ

(Արդյունաբերական և բազալագիական շենքերի կոնստրուկցիաներ)

Իսսագիրք տեխն. բուհերի «Արդյունաբերական և քաղաքացիական շինարարություն» մասնագիտության ուսանողների համար

Մասնագետ խմբագիր՝ Թ. Գ. Մարգարյան
Խմբագիր՝ Գ. Մ. Գասպարյան
Գեղ. խմբագիր՝ Ս. Վ. Պողոսյան
Նկարիչ՝ Ֆ. Գ. Աֆրիկյան
Տեխն. խմբագիր՝ Ռ. Ն. Ալիբեյլյան
Վերստուգող սրբագրիչ՝ Վ. Ա. Թովմասյան
ԻԲ—№2723

ԻԲ №2723

Հանձնված է շարվածքի 5. 09. 1989 թ.:

Ստորագրված է տպագրության՝ 2. 07. 1990 թ.:

ՎՖ № 06453

Չափեր՝ 60×90¹/₁₆, թուղթ՝ տպ. №2: Տառատեսակը՝ «Գրքի սովորական»: Տպագրությունը՝ բարձր: Պայմ. տպ. 16,5 մամ., տպ. 16,5 գուն. թ. օտ., հրատ 15,8 մամ.: Տպաքանակ՝ 3000: Պատվեր՝ 211: Գինը՝ 95 կոպ.:

«Լույս» հրատարակչություն, Երևան—9, Կիրովի 19ա:

Издательство «Луйс», Ереван-9, ул. Кирова, 19а.

ՀեՍՀ հրատարակչությունների, պոլիգրաֆիայի և գրքի անտրի գործերի պետական կոմիտեի № 1 տպարան, Ալավերդյան 65

Типография № 1 Госкомитета по делам издательств, полиграфии и книжной торговли Арм. ССР, Ереван-10, ул. Алавердяна, 65.