

ҚУРИЛИШ МЕЪЁРЛАРИ ВА ҚОИДАЛАРИ

**ГИДРОТЕХНИК ИНШООТЛАРНИНГ
ЗАМИНЛАРИ**

ҚМҚ 2.02.02 - 98

РАСМИИ НАШР

**ЎЗБЕКИСТОН РЕСПУБЛИКАСИ ДАВЛАТ
АРХИТЕКТУРА ВА ҚУРИЛИШ ҚУМИТАСИ**

Тошкент 1998

ҚМҚ 2.02.02-98 "Гидротехник иншоотларнинг заминлари"
(ЎзР Давархитектқурилишқўм - Тошкент) 1998, 130 бет.

Мазкур меъёрларни ТАЙЁРЛАГАНЛАР: (т.ф.н. Қ.М.Жумаев (мавзу раҳбари), т.ф.н. И.И.Усмонхўжаев геол.минер.ф.н. Ю.Н.Частоедов) Х.Асамов номидаги Ўз ЛИТТИ АЖ, (т.ф.н. Ш.Р.Мухамедаминов); ТАКИ (т.ф.д. профессор Х.З.Расулов), т.ф.н. А.Б.Кузанов.

ЗПЛИТИ томонидан тақдим ЭТИЛГАН

МУХАРРИРЛАР: Ф.Ф.Бақирханов (ЎзР Давархитектқурилишқўм); Қ.М.Жумаев, М.Мирзааҳмадий (ЗПЛИТИ), Ш.Р.Мухамедаминов (Х. Асамов номидаги ЎзЛИТТИ АЖ);

ТАСДИКЛАШГА ТАЙЁРЛАНДИ: ЎзР Давлат архитектура ва қурилиш қўмитасининг лойиҳалаш ишлари бошқармаси (Қ.М.Холмирзаев)

ҚМҚ 2.02.02-98 ишлаб чиқишда СНиП 2.02.02-85 ҳолатлари ишлатилган.

Ўзбекистон Республикаси ҳудудларида ҚМҚ 2.02.02-98 "Гидротехник иншоотларнинг заминлари" амалга киритилгандан сўнг СНиП 2.02.02-85 "Гидротехник иншоотларнинг заминлари" ўз кучини йўқотади.

Таржимон И.Иноғомов ("Қомус" нашриёти)

Мазкур ҳужжат расмий нашр сифатида Давархитектқурилиш-қўмининг рухсатисиз тўла ёки қисман чоп қилиниши, қупайтирилиши ва тарқатилиши мумкин эмас.

Ўзбекистон Республикаси Давлат архитектура ва қурилиш қўмитаси (Давархитектқурилишқўм)	Қурилиш меъёрлари ва қои- далари	КМК 2.02.02-98
	Гидротехник иншоотларнинг заминлари	СНП 2.02.02-85 урнига

Ушбу меъёр дарё, денгиз ва мелиоратив гидротехник иншоотларнинг заминларини лойиҳалаш учун мўлжалланган. Сейсмик районларда, ўта чуқувчан, қўлчийдиган, бўртувчи, биоген, шўрланган грунтлар ва қаре грунтлар шароитларида қуриш учун мўлжалланган гидротехник иншоотларнинг заминларини лойиҳалашда қурилиш ва меморчилик бўйича Ўзбекистон Республикаси Давлат қўмитаси тасдиқлаган ёки у билан келишилган мос меъёрий ҳужжатлардаги қўзда тутилган меъёр ва қоидаларга риоя қилиниши керак.

Ушбу меъёрлар ер ости гидротехник иншоотларни ва сув сарфи 5 м³/с бўладиган мелиоратив каналларда сув ҳўжалик иншоотларини, шунингдек сувининг чуқурлиги 1 м булган мелиоратив каналларда лойиҳалашга мўлжалланмайдн.

Э с л а т м а. Замин деганда, иншоот билан узаро таъсир қўриладиган, иншоотни қўрғачда ва ишда туширишда кўчланиш-деформацияланиш ҳолати ҳамда филътрланиш режими узгарувчи грунт массивлари (шу билан бирга киргек ёнлари, ишаблар, сн багирлар) соҳалари тушинилади.

1. УМУМИЙ МАЪЛУМОТЛАР

1.1. Гидротехник иншоотларнинг заминлари қўидагиларга асосланиб ва уларни ҳисобга олган ҳолда лойиҳаланиши лозим:

грунт массивларининг алоҳида доналарининг структураси, физик-механик ва фильгрлаш характеристикалари ҳақидаги муҳандис-геологик ва гидрогеологик изла-

ниш ва текширув натижалари, грунтдаги сув сатҳи, унинг таъминланиш ҳамда дренажлаш соҳалари;

иншоот қуриладиган районнинг сейсмик активлиги ҳақида маълумотлар; шунга ўхшаш муҳандис-геологик шароитларда гидротехник иншоотларни қуриш тажрибалари;

қуриладиган гидротехник иншоотларни характерловчи (типи, конструкцияси, ўлчамлари, қурилиш тартиби, таъсир этувчи юklar, таъсирлар, ишлатиш шароитлари ва б.) маълумотлар;

қурилишнинг маҳаллий шароитлари: лойиҳаларни ҳал қилиш вариантларини техник-қойдаланиш бўйича такқослаш ва оптимал вариантни қабул қилиш. Бунда қабул қилинган вариант асос грунтларининг қуриладиган иншоот материалининг (энг ҳам сарф қилган ҳолда) мустаҳкамлик ва деформацияланиш қоссаларидан рационал қойдаланишни таъминлаши керак.

1.2. Гидротехник иншоотларнинг заминини лойиҳалашда иншоотларни қуришда ва улардан қойдаланишдаги барча босқичларида иншоотларнинг пухталигини, қўлга чидамчилигини ҳамда тежамлилигини таъминловчи масалалар қўзда тутилган бўлиши лозим. Бунинг учун лойиҳалашда қўидагилар бажарилиши керак:

қурилиш майдончасининг муҳандис-геологик шароитларини баҳолаш ва уларнинг узгарнш маълумоти;

заминнинг юк кўтариш хўсусиятини ва иншоотнинг турғўнчилигини ҳисоблаш;

3ИЛИТИ томонидан киритилган	Ўзбекистон Республикаси Давлат архитектура ва қурилиш қўмитасининг 1998 йил 20 январь 7-сон буйруғи билан тасдиқланган	1998 йил 1 апрелдан қўлга кирати
--------------------------------	--	----------------------------------

заминнинг маҳаллий мустаҳкамлигини ҳисоблаш;

иншоотга туташган табиий ва сунъий ёнбағир ва нишабларни ҳисоблаш;

иншоотнинг ўз огирлиги таъсири, сув, грунт ва бошқаларнинг босими натижасида иншоот тизими-заминнинг деформациясини, иншоотни куриш ва ундан фойдаланиш жараёнида грунтларнинг физик-механик хоссалари (деформация, мустаҳкамлик, филтрланиш) нинг ўзгаришини ҳисоблаш шу жумладан уларнинг музлаш ва эришларини ҳисобга олиш;

заминдаги ва заминнинг иншоот билан туташган жойида зуриқишни аниқлаш ва уларнинг вақт бўйича ўзгаришини аниқлаш;

заминнинг филтрацион мустаҳкамлиги, сувнинг иншоотга қарши босими ва филтрацион сарфини, шунингдек керак бўлганда заминнинг зуриққан ҳолати ўзгарганда хажмий филтрланиш кучини ва филтрацион режимининг ўзгаришини ҳисоблаш;

заминнинг юк кўтарувчанлик ҳуссиятини ва иншоотнинг турғунлигини таъминлайдиган, иншоотнинг ва унинг заминнинг кўпга чидамлилигини талаб этувчи муҳандислик тадбирларини ишлаб чиқиш, шунингдек керак бўлганда иншоот тизими-заминнинг силжишини камайтириш, зуриқиш-деформацияланадиган ҳолатини яхшилашларни, босимга қаршилиқни ва филтрацион сарфларни камайтиришни ишлаб чиқиш.

1.3. Муҳандислик-геологик изланишлар ва текширув материалларига кўра замин грунтларининг келиб чиқиши, уларнинг структураси, физика-механик ва филтрацион хоссалари, гидрогеологик ҳолат ва бошқалар белгиланиши керак. Ана шу маълумотлар асосида заминнинг муҳандис-геологик ва ҳисобий схемалари (моделлар) тузилиши керак.

Э с л а т м а. Агар текшириш туталаниш вақти билан курилишнинг бошланиши орасида беш йилдан ортиқ таъафус бўлган бўлса, оқатда, қушимча муҳандис-геологик изланиш ва текширув ўтказилиши лозим.

1.4. Заминга тушадиган ва таъсир этадиган юклар иншоот ва заминнинг курилиш метёёрлари ва ҳодалари СНИП 2.06.01-86 талабига мувофиқ биргаликдаги

ишидан келиб чиққан ҳисобдан аниқланиши керак.

Заминни ҳисоблашда жавобгарлик даражаси бўйича пухталиқ коэффициентлари γ_n заминга қуриладиган иншоот учун қабул қилингани каби қабул қилинади.

1.5. Гидротехник иншоотларнинг заминларини ҳисоблашлар чегаравий ҳолатларнинг иккита гуруҳи бўйича амалга оширилиши лозим.

Биринчи гуруҳ бўйича ҳисоблашлар қуйидаги чегаравий ҳолатларга йўл қўймаслик мақсадида бажарилиши керак:

заминнинг юк кўтарувчанлик ҳуссиятини, иншоотнинг эса пухталигини йўқотмаслиги;

қояттошли бўлмаган заминларнинг умумий-филтрацион мустаҳкамлигининг, шунингдек қояттошли ва қояттошли бўлмаган заминларнинг маҳаллий филтрацион мустаҳкамлигининг бузилиши. Бунда бу заминлар иншоотдан кейинги фойдаланиш имконини бермайдиган сув оқимини бир ерга тўплаш, заминнинг бирор жойининг емирилишига ва бошқа оқибатларнинг вужудга келишига олиб келиши мумкин бўлган ҳоллар учун амалга оширилади;

заминларда филтрланишга қарши қурилмаларнинг бузилиши ёки уларнинг етарлича самарали ишламаслиги, натижада сув омборидан ва каналлардан сувнинг йўл қўйилмайдиган даражада йўқолиши ёки ҳудуднинг сув босиши ва ботқокланиши, ёнбағирларга сув чиқиши ва бошқалар юзага келиши мумкин;

иншоотлардан кейинчалик фойдаланишга имкон бермайдиган унинг айрим қисмларининг бузилишига олиб келадиган заминнинг турли участкаларини нотекис силжишлари (тупрок тўғон ва дамбаларнинг ядролари, экранлари ва бошқа филтрланишга қарши унсурларининг бузилиши, бетон иншоотлар дарзларининг йўл қўйилмайдиган даражада бўлиши, зичлаш чокларининг ишдан чиқиши ва б.).

Биринчи гуруҳнинг чегаравий ҳолати бўйича иншоотларнинг алоҳида унсурларининг мустаҳкамлиги ва турғунлигини ҳам, ҳисоблаш керак, шунингдек конструкцияларнинг силжишини ҳисоблаш зарур. Бу ҳисоблашларга бутун иншоотнинг ёки унинг асосий унсурларининг (масалан, шпунтли тирак деворлар-

нинг зулфинли таянчлари) мустахкамлиги ёки турғунлиги боғлиқ бўлади.

Иккинчи гуруҳ бўйича ҳисоблашлар куйидаги чегаравий ҳолатларга йўл қўймаслик максатида бажарилиши керак:

иншоотдан метёрий фойдаланишни кийинлаштирувчи заминнинг айрим соҳалари маҳаллий мустахкамлигининг бузилиши (босимга қаршилиқнинг ортиши, филтрацион сарфнинг ошиши, иншоотнинг силжиши ва оғиши ва б.);

канал ёки ўзакларни, сув қабул қилгичларнинг кириш тешикларини қисман тулишга олиб келувчи ёнбағир ва нишабларнинг турғунлигининг йўқолиши ва бошқа оқибатлар;

грунтда силжувчанлик ва дарз ҳосил бўлиши.

Э с л а т м а. Агар ёнбағирларнинг турғунлигининг йўқолиши иншоотни ишлатишга яроқсиз ҳолатга келтиришни мумкин бўлса, буни ёнбағирларнинг турғунлигини ҳисоблашни биринчи гуруҳнинг чегаравий ҳолати бўйича амалга ошириш лозим.

1.6. I-III синф иншоотларнинг заминларини лойиҳалашда иншоотлар ва улар асосларининг ҳолатини қурилиш жараёнида ҳам, ишлатиш даврида ҳам натура кузатишлари ўтказиш учун контрол-ўлчаш аппаратларини (КУА) ўрнатиш кўзда тутиш керак. Буни мақсад иншоот тизими-заминнинг пухталиги баҳоланади, нуқсонлар уз вақтида аниқланади, авариянинг олди олинади, иншоотдан фойдаланиш шаронти яхшиланади, шунингдек қабул қилинган ҳисоблаш усулларининг ва лойиҳа масалаларининг туғрилиги баҳоланади. IV синф иншоотлар учун ва уларнинг заминлари учун, одатда, визуал кузатишлар кўзда тутилади.

Э с л а т м а. I-III синф порт иншоотлари учун асослашда контрол-ўлчаш аппаратурасини ўрнатиш кўзда тутишга руҳсат берилмайди.

2. IV синф иншоотларга ва уларнинг заминларига КУА ни ўрнатиш мураккаб геологик-геологик шаронти асосланганда ва янги иншоотлар конструкцияларидан фойдаланишда руҳсат этилади.

1.7. Натура кузатишларнинг таркиби ва ҳажми иншоотларнинг синфига, уларнинг конструктив хусусиятларига ва лойиҳа қарорларининг янгилигига, геологик, гидрогеологик, геоқриологик, сейсмик шароитларига, қуриш усулига ва ишлатиш талабларига қараб белгиланиши

керак. Одатда, кузатишлар билан қуйидагилар аниқланиши керак:

иншоотлар ва уларнинг асосларининг чуқиши, оғиши, горизонтал силжиши; заминдаги грунт температураси;

сувнинг иншоот заминига пьезометрик босими;

иншоот замини оркали филтрландиган сув сарфи;

дренаждаги, шунингдек коллекторлардаги филтрланган сувнинг қиммати таркиби, температураси ва лойқалиги;

дренаж ва филтрланишга қарши қурилмалар ишлари самардорлиги;

иншоот заминига тушадиган зўриқиш ва деформация;

иншоот заминига тушадиган ғовакли босим;

заминга таъсир этадиган сейсмик таъсирлар.

IV синф иншоотлар учун асосблар билан кузатиш лойиҳага кўзда тутилган бўлса, заминдан филтрланишни, иншоот ва унинг заминининг чуқиши ва силжишини кузатиш билан чегараланишга руҳсат этилади.

1.8. Гидротехник иншоотларнинг заминини лойиҳалашда унга туташган ҳудуднинг сув босилиши, ер ости сувларининг саноат оқавалари билан ифлосланишидан ҳимоя қилиш бўйича, шунингдек қирғоқ ёнбағирларининг сурилишини олдини олиш бўйича муҳандислик тадбирлар кўзда тутилган бўлиши керак.

2. ЗАМИН ГРУНТЛАРИНИНГ НОМЕНКЛАТУРАСИ ВА УЛАРНИНГ ФИЗИК - МЕХАНИК ТАВСИФЛАРИ

2.1 Гидротехник иншоотларнинг заминлари грунтларининг номенклатураси ва уларнинг физик-механик таъсифлари ГОСТ 25100-95, КМК 2.02.01-97 талабларига мувофиқ ва ушбу бўлиқнинг курсатмаларини ҳисобга олган ҳолда белгиланиши керак.

ГОСТ 25100-95 да, i-жадвалда ва тавсия этилаётган I-иловада келтирилган грунтларнинг физик - механик характеристикаси қимматини классификацияланган сифатида қараш керак. Синашларнинг дастлабки (бошланғич) натижалари бўйича характеристикаларнинг метёрий қийматлари билан уларни таққослаш асосида грунтнинг у ёки бу синфига ва гуруҳга

тегишли эканлигини аниклаш лозим. Шу маълумотлар буйича қурилишнинг умумий муҳандислик-геологик шартлари аниқланиши ва заминларнинг тавсифлари ва ҳисоблари таркиблари ва усуллари белгиланади. Шу билан бирга кучли деформацияланган ($E < 1 \cdot 10^3$ МПа бўлганда ($10 \cdot 10^3$ кг куч/см²) бўлганда), енгил нурайдиган, катта дарзли, сув таъсирида ивийдиган ва букувчи ярим қоятошли грунтларни физик-механик характеристикаларини ва ҳисоблашларини аниқлашнинг таркиби ҳамда усуллари қоятошлига ҳам ва қоятошли бўлмаган грунтга ҳам мос келганлари қўлланилади.

2.2. Қурилишнинг муҳандис-геологик шартлари турли зоналар учун грунтларнинг физик-механик хоссаларининг метёрий ва ҳисобий характеристикаларини белгиллаган ҳолда заминнинг муҳандис-геологик ва геомеханик моделлари (схемалари) ни қуриш (ҳисобий ёки фи-

зик) йули билан конкретлаштирилади ва деталларга ажратилади.

2.3. Гишротехник иншоотлар заминларини керакли ҳолларда лойиҳалаш учун КМК 2.02.01-98 да қўзда тутилган қўшимча грунтларнинг қуйидаги физик-механик курсаткичларини аниклаш қўзда тутилади:

филътрлаш коэффициенти k ;

солишгирма сув шимиши q ;

грунтларнинг филътрлаш мустаҳкамлиги курсаткичи (босимнинг маҳалий ва уртача критик градиентлар I_c ва $I_{c,m}$ ва филътрланишнинг критик тезлиги v_{cr});

зичланиш коэффициенти a ;

сувда эрийдиган тузлар миқдори;

ёйилиш параметрлари δ_{cr} ва δ_{crp} ;

дарзлар параметрлари (дарзлар модули M , тушиш бурчаги α_{jd} ва сидирилиш бурчаги α_{jr} , узунлик буйича дарзлар l_p

1-жадвал

Замин грунтларининг классификацион характеристикалари	Грунтларнинг физик-механик тавсифлари			
	қуруқ грунтнинг зичлиги (массивдаги) ρ_d , т/м ³	товаллик коэффициент (массивдаги), e	сувга тўйинган ҳолатдаги жинсий блокларнинг бир ўқли чуқурлигига қаршилиги, $ R_v $, МПа (кг куч/см ²)	грунт деформацияси модули (массивдаги), E , 10^3 МПа (10^3 кг куч/см ²)
А. Қоятошли				
Қоятошли [алоҳида бир ўқли қисилушга мустаҳкамлик чегараси $R_c \geq 5$ МПа]; магматик (гранитлар, диоритлар, порфиритлар ва б.); метаморфик (гнейслар, кварцитлар, кристаллик сланецлар, мәрмәрлар ва б.)	2,5 дан 3,1 гача	купи билан 0,01	1(10) ва ундан ортиқ	5(50) дан ортиқ
ярим қоятошли [$R_c < 5$ МПа бўлганда]; чуқувчи (гилли, сланецлар, аргилитлар, алевролитлар, қумтошлар, конгломератлар, бўрлар, мергаллар, туфлар, гипслар ва б.)	2,2 дан 2,65 гача	купи билан 0,2	купи билан 1(10)	0,1 дан 5 гача (1 дан 50 гача)
Б. Қоятошли бўлмаган				
Йирик булакли (харсанг тошли, тош қотишмали, шагалли); қумтошли	1,4 + 2,1	0,25 + 1	—	0,005 + 0,1 (0,05 дан 1 гача)
чанг-гилли (қум тупроқлар, соғ тупроқли ва гиллар)	1,1 + 2,1	0,35 + 4	—	0,003 + 0,1 (0,03 дан 1 гача)

массивда тулкинларнинг буйлама U ,
ва кундаланг U , тарқалиш тезликлари;

Мулашдан кепчиш коэффициенти

K_{h_1}

кепчишнинг солиштирма ва нормал
ва уринма кучлари σ_h ва τ_h ;

қоятошли грунтларни бир ўк буйлаб
кисилишдаги алоҳида мустахкамлик чегараси
(унсурар жинсли блокда) R_k ;

қоятошли грунтни бир ўк буйлаб
чузилишдаги алоҳида мустахкамлик чегараси R_k ;

қоятошли грунт массивининг кисилишга
мустахкамлик чегараси $R_{k,m}$;

шунинг ўзи бир ўк буйлаб кисилишдагиси, $R_{k,m}$;

шунинг ўзи бир ўк буйлаб чузилишдагиси $R_{k,m}$;

грунтнинг эластик сув бериш коэффициенти μ ;

грунтнинг гравитацион сув бериш
коэффициенти μ .

Керак бўлганда грунтларнинг бошқа
характеристикаларини аниқлаш керак.

Грунтнинг физик-механик характеристикалари заминнинг муҳандис-геологик
унсурлари учун аниқланиши зарур. Булар
заминнинг ажратилган (муҳандис-геологик
моделларини тузишда, ҳисобий схемаларни
ёки геомеханик соҳаларни ишлаб
чиқишда) квази бир жинсли соҳалар ёки
бу соҳаларнинг квази бир жинсли унсурлари
(масалан, қоятошли грунт массивининг
ажратилган соҳалари ёки қоятошли
грунтнинг, унинг дарзининг алоҳидалиги,
замин ё ҳудуд иншоотнинг бошқа соҳалари
билан контактда бўлган юзалари) бўлиши
мумкин.

Физик-механик характеристикаларни
аниқлаш шартларининг бир жинслиги
муҳандис-геологик маълумотларни анализга
ва статистик текширувга асосланиб
баҳолалиши лозим.

$\lg \sigma, \sigma, R_k, R_k, R_{k,m}, R_{k,m}, E$
(эластиклик модули), ν (кундаланг деформация
коэффициенти), $a, \delta_{k,m}, \delta_{k,m}, U_k, U_v$,
 $k, q, I_{k,m}, I_{k,m}, \delta_{k,m}, \mu$ ва μ ларнинг норматив
ва ҳисобий қийматлари ушбу нормаларнинг
талабларига мувофиқ қолган характеристикалар
КМҚ 2.02.01-97 талабларига ҳамда мос характеристикаларни

аниқлайдиган давлат стандартларига мувофиқ белгиланиши лозим.

2.4. Грунтларнинг физик-механик характеристикаларини аниқлаш, уларнинг қийматларидан замин грунтларини классификациялашда, бир кўрсаткичнинг

бошқалари орқали фулқционал ёки корреляцион боғлиқликлари ёрдамида аниқлашда ҳамда заминларни лойиҳалашнинг 1.2 б. регламентланган масалаларни ечишда фойдаланилади.

Грунтларни классификациялашда характеристикаларнинг меъёрий қийматлари, лойиҳалашнинг масалаларини ечишда эса уларнинг ҳисобий қийматлари қўлланилади.

2.5 Грунтлар характеристикаларининг меъёрий қийматлари X_n иншоот-заминнинг қўриқётган системасидаги грунтнинг иш шароитига максимал яқинлашган шароитларда келтирилган дала ва лаборатория шароитларидаги текшириш натижаларига асосланиб белгиланиши керак. Барча характеристикаларнинг меъёрий қийматлари этиб уларнинг ўртача статик қийматлари қабул қилиниши керак.

Грунтлар характеристикасининг ҳисобий қиймати X қуйидаги формула бўйича аниқланиши лозим:

$$X = \frac{X_n}{\gamma_n} \quad (1)$$

бунда, γ_n —грунт бўйлаб пухталиқ коэффициент.

Э с л а т м а. 1 Қуйида айтилган тоиларда характеристикаларнинг ҳисобий қиймати далад буйича ёки алаҳд маълумотлар буйича аниқланиши мумкин

2. Биринчи гуруппининг чегаравий довлалари буйича аниқлаш учун грунтлар характеристикаларининг $\lg \sigma, \sigma, R_k$ ҳисобий қийматлари $\lg \sigma, \sigma, R_k$ билан, иккинчи гуруппининг $\lg \sigma, \sigma, R_k$ билан белгиланади

ҚОЯТОШЛИ БЎЛМАГАН ГРУНТЛАР ХАРАКТЕРИСТИКАЛАРИ

2.6 $\lg \sigma, \sigma$ ва c_n характеристикаларнинг меъёрий қийматлари, кесили (суриш) усули билан ҳосил қилинган нормал ва чегаравий уринма кучланишларининг қуш қий-

матлари йиғиндиси бўйича ёки уч уқли қисилиш усули билан ҳосил қилинган максимал ва минимал асосий кучланишларнинг қўш чегаравий қийматлари бўйича аниқланиши лозим.

Уч уқли қисилиш усули, одатда, оқувчанлик курсаткичи $I_1 > 0,5$ бўлган чангсимон-доёли грунтлар учун, шу жумладан ностабилашган ҳолатда характеристикаларни ҳосил қилиш учун қўлланилиши керак (3.13 - б. қаранг). Ностабилашган ҳолатда характеристикаларни аниқлаш учун асосланаётганда тез кесиш (суриш) усулидан фойдаланишга рухсат этилади.

I синфли даре гидротехник иншоотларнинг барча типли заминлари грунтлари учун уч уқли қисилиш усулидан фойдаланилади. Бундай ҳоллар учун кесиш усулини фақат асосланган ҳолатгина қўллашга рухсат этилади.

I-III синфли иншоотларнинг барча типли грунтлари учун кўрсатилган лаборатория усулларида синашга қўшимча равишда, одатда, дала шароитида штампир-ни суриш усули билан синаш (бетон ва темир-бетон иншоотлар учун) ни, грунтли целикларнинг сурилиш усули билан синаш (грунтли иншоотлар учун) ни ўтказиш керак, шунингдек зондаш, айланма кесиш усуллари билан синаш (барча турдаги иншоотлар учун) ўтказишга рухсат этилади. Кўрсатилган барча усуллар билан синаш ва уларнинг натижалари бўйича $\lg \phi_n$ ва c_n характеристикаларнинг меъёрий қийматларини аниқлаш иншоотни қуриш ва ишлатиш давридаги барча ҳисоблаш ҳолларига мос келувчи шартлар учун олиб бориш керак.

Кесиш (суриш) ва уч уқли қисилиш усуллари билан синаш натижалари бўйича олинган $\lg \phi_n$ ва c_n характеристикаларнинг меъёрий қийматлари 2-иловага мувофиқ аниқланиши керак.

Айланма қирқиш усулини ёки зондаш усулини қўллаганда $\lg \phi_n$ ва c_n характеристикаларнинг меъёрий қийматлари бу характеристикаларнинг хусусий ўртача арифметик қийматиға тенг қилиб олинади.

Структураси бузилмаган грунтларнинг $\lg \phi_n$ ва c_n характеристикаларининг меъёрий қийматларини чегаравий уринма кучланишларнинг камида олтига қийма-

тининг ҳар қайси қайд қилинган меъёрий кучланиш қийматлари учун кесиш (суриш) усуллари билан ҳосил қилишда юқорида кўрсатилган усуллар билан бир қаторда корреляцион боғлиқликдан фойдаланишга асосланган усул билан аниқлашга рухсат этилади. Булар чегаравий уринма кучланишлар билан (нормал кучланишларни қайд қилишда) грунтнинг физикавий характеристикаси орасида ўрнатилиши керак. Бу эса синаш натижаларига статик ишлов бериб амалга оширилади. Бу усулдан фойдаланилганда $\lg \phi_n$ ва c_n нинг меъёрий қийматлари нормал ва чегаравий уринма кучланишлар орасидаги боғлиқлик бўйича аниқлаш керак. Бу физикавий характеристикаларнинг тажриба пули билан олинган қийматларининг маъқулига мос келиши керак.

2.7 2.6-б. кўрсатилган усуллардан бири билан ўтказилган синаш натижаларидан фойдаланилганда $\lg \phi_n$ ва c_n характеристикаларининг ҳисобий қийматларини (1) формула бўйича ҳисоблаш лозим. Бунда грунт бўйича пухталик коэффициент γ_b бир томонлама ишончилилик эҳтимоли $\alpha = 0,95$ бўлганда 2-иловага мувофиқ аниқланади (меъёрий қийматлар $\lg \phi_n$ ва c_n 2.6-б. усул билан кўрсатилган корреляцион боғлиқликдан фойдаланиб топиладиган ҳоллардан бошқалари).

Агар бундай йўл билан топиладиган γ_b нинг қиймати 1,25 дан катта бўлса (балчиклар учун 1,4) ёки 1,05 дан кам бўлса, у ҳолда унинг қийматини мос ҳолда $\gamma_b = 1,25$ (балчиклар учун 1,4) ёки $\gamma_b = 1,05$ олинishi керак.

$\lg \phi_n$ ва c_n характеристикаларининг ҳисобий қийматлари меъёрий қийматларға тенг қилиб қабул қилиниши зарур [яъни, (1) формулада $\gamma_b = 1$ қабул қилинади].

$\lg \phi_n$ ва c_n характеристикаларнинг меъёрий қийматлари корреляцион боғлиқликдан фойдаланиб 2.6-б. усул билан аниқланса, $\lg \phi_n$ ва c_n ёки $\lg \phi_n$ ва c_n характеристикаларининг ҳисобий қийматлари (1) формула бўйича мос ҳолда $\gamma_b = 1,25$ (балчиклар учун 1,4) ёки $\gamma_b = 1$ олиб, ҳисоблаш лозим. Шу йўл билан ҳосил қилинган $\lg \phi_n$ ва c_n ёки $\lg \phi_n$ ва c_n нинг қийматлари ўзил-кесил ҳисобий деб қабул қилинади, агар улар қўрилатган кучла-

ниш диапазонида (ёки унинг бир қисмида) ҳисобий чегаравий уринма қучланишлар қиймати олдин қўрсатилган усул билан (корреляцион боғлиқлардан фойдаланмайдиган) ҳосил қилинган $\lg f_1$ ва c_1 ёки $\lg f_1$ ва c_1' лар қийматидан катта бўлишини таъминласа.

III ва IV синфли порт иншоотлари учун $\lg f_1$ ва c_1 қийматларни асослашда мажбурий 2-иловада баён этилган методикадан фойдаланиб шунга ухшаш грунтларнинг минералогик ва донадорлик таркибига, ғоваклик коэффициентига, оқувчанлик қўрсаткичига қараб уларнинггина натижаларидан фойдаланилган ҳолда аниқлашга рухсат этилади.

2.8. Қўйиладиган бўлмаган грунтларнинг деформацияланиш модули E_n нинг ва зичлаш коэффициенти a_n нинг меъёрий қийматлари компрессион синаш натижаси бўйича ёки уларнинг қучланиш-деформацияланиш ҳолатларини ҳисобга олган ҳолда уч ўқли сиқилишга усулида синаш бўйича аниқланади. Уч ўқли сиқилиш усулидан фойдаланилганда ГОСТ 26518-85 талаблари бажарилиши керак. Компрессион усулдан фойдаланилганда 7.7-б. қўрсатма бажарилиши лозим. E_n ва a_n қийматлари алоҳида синашларда ҳосил қилинган бу характеристикаларнинг ҳусусий ўртача арифметик қийматлари сифатида ёки тажрибада ўлчанган қийматларнинг ўртача боғлиқликлари бўйича белгиланган қийматлар сифатида аниқланиши керак.

Деформация модули E ва зичлаш коэффициенти a ларнинг ҳисобий қийматлари меъёрга тенг қилиб олинган лозим.

II-IV синфли иншоотлар заминни учун E нинг ҳисобий қийматларини мажбурий 3-илова бўйича қабул қилинадиган коэффициент m ни киритган ҳолда КМК 2.02.01-98 да келтирилган жадвалдан олишга рухсат этилади.

2.9. Қундаланг деформация коэффициенти v_n нинг меъёрий қийматлари уч ўқли сиқилиш усулида синаш натижалари бўйича аниқлаш тавсия этилади. Синаш натижалари бўйича олинган қийматлар алоҳида синашларда ҳосил қилинган бу характеристиканинг ҳусусий ўртача арифметик қийматлари сифатида ёки тажрибада ўлчанадиган ўртача боғлиқлик қиймат-

лари бўйича белгиланган қийматлар сифатида аниқлаш керак.

Қундаланг деформация коэффициенти v нинг ҳисобий қиймати нормативдаги тенг қилиб олинади.

v коэффициентининг ҳисобий қиймати ва асосланганда 2-жадвал бўйича қабул қилишга рухсат берилади.

2-жадвал

Грунтлар	Қундаланг деформация коэффициенти v
Қуйидаги қийматларда қил- лар	
$I_1 < 0$	0.2 - 0.30
$0 \leq I_1 \leq 0.25$	0.3 - 0.38
$0.25 < I_1 \leq 1$	0.38 - 0.45
Сог тупроқлар	0.35 - 0.37
Қумлар ва қум тупроқлар	0.30 - 0.35
Йирик блокли грунтлар	0.27

Эслатиш. Грунт зичлиги катта бўлганда v нинг кичик қийматлари қабул қилинади.

2.10. Ёйилиш параметрлари $\delta_{ср,1}$ ва $\delta_{ср,2}$ нинг норматив қийматлари компрессион синаш натижалари бўйича чўкишларни ҳисоблаш учун ва силжишга синаш натижалари бўйича горизонтал суртилишга ҳисоблаш учун ҳосил қилинган шу характеристикалар $\delta_{ср,1}$ ва $\delta_{ср,2}$ нинг ҳусусий ўртача арифметик қийматлари сифатида қабул қилинади. Шу билан бирга синашлар қўйилган юкнинг ҳар қайси босқичида вақт бўйича деформацияларни қайд қилиб туриш лозим. $\delta_{ср,1}$ ва $\delta_{ср,2}$ ларнинг ҳусусий қийматлари қуйидаги муносабатдан аниқланади

$$e_1 = e_2 \left[1 + \frac{\delta_{ср,1}}{\delta_{ср,2}} (1 - e^{-\lambda_{ср,1} t}) \right], \quad (2)$$

бунда, e_1 — компрессион қисилиш деформациясининг (компрессион синашда) ёки силжиш деформациясининг (сурчилишга синашда) вақт бирлиги t мнгдаги ҳусусий қиймати;

ϵ_0 — компрессион қисилиш оний деформациясининг (компрессион синашда) ёки силжиш деформациясининг (сурилишга синашда) хусусий қиймати.

δ_{cr} ва δ_{1cr} ларнинг ҳисобий қийматлари нормативга тенг қилиб олинади.

2.11. Филтрланиш коэффициентини K_f нинг норматив қийматларини заминнинг структуравий хусусиятларини (шу жумладан иншоот қурилгандан сўнг ҳосил булаган) ҳисобга олган ҳолда лаборатория ёки дала шароитларида унинг сув ўтказувчанлигига синаш йўли билан аниқланадиган грунтнинг филтрланиш коэффициентининг хусусий ўртача арифметик қийматларини қабул қилиш керак. Масалан, грунтнинг сув ўтказувчанлиги йуналишига боғлиқ ҳолда 5 мартадан ортиқ ўзгарганда унинг анизотроп филтрланиши кескин ўзгарганда анизотропиянинг асосий ўқлари бўйича филтрланиш коэффициентини аниқланиши керак. Бунда анизотроп ўқлари фазода ориентирланади.

Филтрланиш коэффициентини k нинг ҳисобий қийматлари нормативга тенг қилиб олинади.

Э с л а т м а III ва IV синфли порт иншоотлари ва даре иншоотлари учун заминлар грунтларининг филтрланиш коэффициентининг ҳисобий қийматлари анизотроп бўйича, шунингдек грунтларнинг бошқа физик-механик характеристикаларини фойдаланиб ҳисоблаб аниқлашга рухсат этилади.

2.12. Дренажли иншоотлар заминида босимнинг ўртача критик градиенти $I_{cr,m}$ нинг ҳисобий қийматларини 3-жадвал бўйича олиш керак.

3-жадвал

Грунт	Босимнинг ҳисобий ўртача критик градиенти, $I_{cr,m}$
Қум	
инда	0,32
ўртача ириликда	0,42
ирик	0,48
Қум туپроқ	0,60
Сўг туپроқ	0,80
Балчи	1,35

Босимнинг маҳаллий критик градиенти I_{cr} нинг ҳисобий қийматлари грунтларнинг суффизин турғунлигига ҳисобий баҳолаш усулидан фойдаланиб ёки грунтларнинг суффизин турғунлигига лаборатория ёхуд натура шароитларида синаш йўли билан аниқлаш лозим.

Суффизин қумли грунтлар учун I_{cr} оқимининг дренажга киришда 1,0, дренаждан чиқишда 0,3 қабул қилишга рухсат берилади. Чангсимон балчиқли грунтлар учун дренаж булганда ёки қаттиқ куч булганда грунт сиртига чиққанда $I_{cr}=1,5$ олинади, деформациялайдиган куч булганда 2,0 олинади.

2.13. Эластик ва гравитацион сув бериш коэффициентлари μ_n ва μ_n заминнинг муҳандис-геологик унсурида сув босимлар ва сатҳларининг ўзгаришини кузатиш натижалари бўйича натура шароитларида, маълум нуқтада босим ўзгарганда (масалан, тажриба қудугида) аниқлаш керак.

μ_n ва μ_n коэффициентларининг ҳисобий қийматлари нормативга тенг қилиб олинади.

Э с л а т м а II-IV синфли иншоотлар асосларининг μ_n ва μ_n қийматлари лаборатория шароитларида синаш натижалари бўйича аниқлашга рухсат этилади.

КОЯТОШЛИ ГРУНТЛАР ХАРАКТЕРИСТИКАСИ

2.14. Коятошли грунтнинг бир ўқли қисилишга мустаҳкамлик чегараси R_{cl} ва бир ўқли қузилишга мустаҳкамлик чегараси R_{cl} нинг норматив қийматлари, шунингдек коятошли грунт массивининг эзилишга мустаҳкамлик чегараси $R_{ex,m}$ бир ўқли қузилишга мустаҳкамлик чегараси $R_{cl,m}$ ва бир ўқли қисилишга мустаҳкамлигининг норматив қийматларини алоҳида синашларда ҳосил қилинган бу характеристикаларнинг хусусий ўртача арифметик қийматлари сифатида аниқлаш керак.

R_{cl} характеристикаларининг хусусий қийматларини ҳосил қилиш учун синашни ўтказиш усуллари ва натижаларга ишлов бериш тавсия этиладиган 4-иловада келтирилган.

R_{cl} ва R_{cl} характеристикаларининг хусусий қийматлари алоҳида намуналарни

лаборатория шаронтида мос ҳолда бир укли қисилиш ва қузилиш усуллари билан аниқлаш тавсия этилади.

$R_{c,m}$ ва $R_{t,m}$ характеристикаларнинг ҳусусий қийматлари, одатда дала шаронтида экспериментал аниқланиши зарур. $R_{c,m}$ ни аниқлаш учун синаш қоятошли целикларни бир укли қисилиш усули билан, $R_{t,m}$ ни аниқлаш учун эса бетон штампларни ёки қоятошли целикларни бетон-қоя буйича, массив буйича ёки дарзлар буйича бир укли қузилиш шартида ажратиш усули билан ўқизиш тавсия этилади. Мустаҳкамлик характеристикалари $R_{c,10}$, $R_{c,100}$, $R_{c,m,1}$, $R_{c,m,2}$ ва $R_{t,m,1}$ нинг ҳисобий қийматларини (1) формула буйича аниқлаш керак. Бунда R_n характеристикалар учун грунт буйича пухталиқ коэффициент γ_g ни 1 га тенг қилиб олиш керак. R_1 характеристикалар учун бир томонлама ишончлилик эҳтимолиги $\alpha = 0.95$ бўлганда ГОСТ 20522-75 таълабларига мувофиқ аниқланиши керак.

Дарз текисликларига нормаллар билан мос келмайдиган йуналишлардаги $R_{c,m,1}$ нинг ҳисобий қийматини асослашда 4-жадвал буйича қабул қилишга рухсат этилади. Туташ дарзлар текислигига нормаллар билан мос келувчи йуналишларда эса нолга тенг қилиб олишга рухсат этилади.

2.15. Қоятошли грунтлар массивларининг γ_{ϕ_n} ва c_n характеристикаларининг норматив қийматлари барча потенциал жихатдан хавфли бўлган сурилишнинг ҳисобий сиртлар учун ёки ҳисобий унсурар майшончалари учун аниқланиши зарур. Бунда бетон штамплар ёки қоятошли булакларни кесиш (силжиш) усули билан олиб бориладиган дала ёки лаборатория (шу жумладан модели) синаш натижалари буйича амалга оширилади.

Кўрсатилган усуллар билан синаш ва уларнинг натижалари буйича γ_{ϕ_n} ва c_n характеристикаларнинг норматив қийматларини аниқлаш нишоот қурилиши ва уни ишлатиш даврида барча ҳисобий ҳоллар учун мос келадиган шартлар учун амалга оширилиши зарур.

γ_{ϕ_n} ва c_n характеристикаларнинг норматив қийматлари мажбурий 2-иловага мос қилиб аниқланиши керак.

2.16. Қоятошли грунтларнинг γ_{ϕ_n} ва c_n характеристикаларининг ҳисобий қийматлари (1) формула буйича ҳисоблаш керак. Бунда грунт буйича пухталиқ коэффициент γ_n бир томонлама ишончлилик эҳтимолиги $\alpha = 0.95$ бўлгандаги мажбурий 2-иловага мувофиқ белгилаш лозим. Агар, бунда ҳосил қилинган коэффициент γ_n 1.25 дан катта бўлса ёки 1.05 дан кичик бўлса, у ҳолда уларни мос ҳолда 1.25 ёки 1.05 га тенг қилиб олиш зарур.

γ_{ϕ_n} ва c_n характеристикаларнинг ҳисобий қийматлари нормативга тенг қилиб олинади.

Э с л о м а 1 Асослашда синаш натижалари буйича γ_{ϕ_n} ва c_n характеристикаларининг ҳисобий қийматларини аниқлаш учун ўлчанган катталикларни кески тақсимлашдан фойдаланиб $\alpha = 0.95$ бўлгандаги ҳосил қилинган нормал ва chegaraviy уринма қўлланмалар орасидаги ёлғизликнинг 1% гки ишончлилик chegaralari чизилган аппроксимация усулидан фойдаланиш мумкин.

2 Экспериментал маълумотлар буйича γ_{ϕ_n} ва c_n характеристикаларини ҳисобий аниқлашда синашнинг ўтказиш шартлари билан ҳақиқий (натур) шартлар орасидаги муносиб бўлган мос кетмаслиқни ҳисобга олиш керак.

3 III ва IV синфли нишоотларнинг таъминловчи, шунингдек I ва II синфли нишоотларнинг замонлари учун қуришнинг техника-иқтисодий асослаш босқичида γ_{ϕ_n} ва c_n характеристикаларининг ҳисобий қийматлари асослашда 4-жадвал буйича қабул қилишга рухсат этилади. 1-иллюстрация, корреляцион боғланмалар ва бошқалардан фойдаланилади). I ва II синфли нишоотларнинг замонлари учун тайиндалаш босқичида ва иш ҳужжатларида, шунингдек асослашда γ_{ϕ_n} ва c_n нинг қийматлари 4-жадвал буйича қабул қилишга рухсат этилади (шар бу характеристикалардан фойдаланиб ҳисобланган ҳисоблашлар нишоотларнинг габаритларини белгиламаса).

2.17 Қоятошли грунтлар массивларининг деформациланувчанлик характеристикасининг норматив қийматлари (деформация модули E_n , кўндаланг деформация коэффициент ν_n буйлама ва кўндаланг тулкинларнинг тарқалиш тезликлари v_{n1} ва v_{n2} ва бошқалар) одатда, берилган муҳандис-геологик унсур учун алоҳида синашларда ҳосил қилинган ана шу характеристикаларнинг ҳусусий ўртача арифметик қийматлари сифатида аниқлаш керак. E_n ва ν_n нинг норматив қийматларини, шунингдек текширилаётган замоннинг турли муҳандис-геологик унсурларида қўлланган массивнинг айланма ўша нуқталарни ҳосил қилинган ана шу харак-

теристикаларнинг хусусий туташ қийматларини такқослаганда белгиланган статик (E_n) ва динамик (ν_n ёки $\nu_{\text{дн}}$) характеристикалар орасидаги корреляцион боғлиқликларидан келиб чиққан ҳолда аниқлашга рухсат этилади. Бунда E ва ν ларнинг хусусий қийматларини ҳосил қилиш учун бажариладиган синаш қоятошли грунт массивини статик юклаш усули билан, ν ёки $\nu_{\text{дн}}$ ларнинг хусусий қийматларини ҳосил қилиш учун эса—динамик (сейсмоакустик ёки ультратовуш) усуллари билан утказилиши лозим.

III ва IV синфли иншоотларнинг заминлари учун, шунингдек I ва II синфли иншоотлар заминлари учун қурилишнинг техника-иктисодий асослаш босқичида E_n нинг норматив қийматларини аниқлашда динамик характеристикани корреляцион боғлиқлик, асослашда шунча ухшаш муҳандис-геологик шартлар учун ушбу умумийлашган синашлар асосида қабул қилишга рухсат этилади.

2.18. Агар заминнинг маҳаллий мустахкамлигини ҳисоблашларда деформация модули E дан фойдаланилса, унинг ҳисобий қийматлари (1) формула бўйича аниқланиши керак. Бунда, агар E_n нинг норматив қиймати хусусий ўртача арифметик қийматда белгиланган бўлса, грунт бўйича пухталиқ коэффициент γ_g бир томонлама ишончилик эҳтимоли $\alpha=0.85$ бўлгандаги ГОСТ 20522-75 талабларига мувофиқ аниқланиши керак. γ_g нинг ҳосил қилинган икки қийматидан кичик қилиб қабул қилиниши лозим. Агар E_n нинг қиймати динамик кўрсаткичли корреляцион боғлиқлиги бўйича белгиланган бўлса, $\gamma_g = 0.8$ қилиб олинади.

E нинг ҳисобий қийматлари, агар улар заминни деформациялар бўйича ҳисоблашларда, турғунлиқ ҳисоблашларда ва иншоотнинг мустахкамлик ҳисоблашларидида фойдаланиладиган бўлса, нормативга тенг қилиб қабул қилинади.

Қоятошли массивларнинг деформациялаш модулларининг ҳисобий қийматларини асослашда E ни бу характеристикани бошқа ҳосилли характеристикалар билан—сув утказувчанлик, ҳаво утказувчанлик ва бошқалар билан аналогли корреляцион боғланишлар асосида аниқлашга рухсат этилади. Бунда бошқа ҳосиллар

нинг характеристикалари ўрганиладиган қоятошли массивда ўрганиладиган синаш натижалари бўйича белгиланган бўлиши керак.

Қўндаланг деформация коэффициентини ν нинг ҳисобий қиймати нормативга тенг қилиб қабул қилиниши керак.

Қоятошли грунтли массивларнинг ҳисобий қийматларини асослашда аналог бўйича аниқлашга рухсат этилади.

2.19. Филтрланиш коэффициентини k_n нинг ва солиштирама сув юткич q_n нинг норматив қийматларини УзРСТ 741-95 га мувофиқ бир хил усулда бажариладиган синашларда ҳосил қилинган ўртача арифметик қийматлар сифатида аниқланиши керак. Мураккаб гидрогеологик шароитларда (филтрацияланган ҳоссаларнинг кескин ифодаланган анизотропияси, карсланиш, чегаравий шароитларнинг но-аниқлиги ва б.) k_n норматив қийматлари қудуқлар бўлағида қилинган синаш натижалари бўйича аниқлаш керак.

k_n ва q_n ларни аниқлаш бўйича синашлар ўрганиладиган зона заминидagi грунтнинг зуриққан ҳолатини ҳисобга олган ҳолда амалга оширилади.

Филтрланиш коэффициентини k ни ва солиштирама сув юткиш коэффициентини q нинг ҳисобий қийматларини нормативга яқин қилиб олиш керак.

2.20. Дарзларда (қатламларда, майдаланган тектоник зоналарда) сувнинг критик ҳаракат тезлиги $\nu_{\text{кр, дн}}$ нинг норматив қиймати, одатда дарзлар (қатлам, майдаланган қатлам) тўлдиргичини суффизия синаш натижалари бўйича аниқлаш керак.

$\nu_{\text{кр, дн}}$ нинг ҳисобий қийматлари нормативга тенг қилиб олинаши керак.

III ва IV синфли иншоотлар заминлари учун, асослашда эса I ва II синфли иншоотлар заминлари учун ҳам $\nu_{\text{кр, дн}}$ нинг ҳисобий қийматлари дарзларнинг геометрик характеристикаларига, филтрланадиган сувнинг қовушқоқлиғига ва дарзлар тўлдиргичининг физик-механик характеристикаларига боғлиқ ҳолда ҳисоблаб аниқлашга рухсат этилади.

Қўриладиган дарзлар тизимидаги қўзилиш йўналишида филтрланиш оқимининг критик босим градиент $I_{\text{кр, дн}}$ нинг ҳисобий қийматлари (нормативга тенг) дарзларнинг геометрик характеристикаларига, сувнинг қовушқоқлиғига ва дарзни

Земин грунтулар

Э С Д А И М. В. 15-16 графа для $\gamma_2 = 1,25$ и γ_3 и γ_4 клипшии керек

2. Ушбу дин ва суниятининг тарихлари, тўғрилигини сўғилишининг шартлари учун 7-14-барабларни келтирилган 1601 йилдаги хатларнинг таклифларини қийинлаштарини 11 га қўйиб, тартиб

сөз, сөзхатерини алып кийинчерини эс 1.7 га кунайырыны керек

Якщо ж ми не будемо брати до уваги те, що в Україні є величезні запаси природного газу, то ми не зможемо конкурувати з країнами, які мають величезні запаси газу.

тулдиргичнинг физик-механик характеристикаларига кура ҳисоблаб аниқланиши керак.

2.21. Эластик ва гравитацион сув бериш коэффициентлари $\mu_{\text{н}}$, $\mu_{\text{н}}$ ва $\mu_{\text{н}}$ нинг норматив ва ҳисобий қийматлари 2.13-бадда мувофиқ натура шароитдаги синаш натижалари бўйичагина аниқлаш керак.

2.22. Қоятошли грунт массивлари дарзи бирлик даражаси бўйича, сув уташувчанлиги, деформацияланувчанлиги, нураши бўйича, туташлигининг бўзилиши бўйича RQD сифатининг курсатиши бўйича тавсия этилаётган i-иловада келтирилган маълумотлар билан характерланади.

2.23. Қоятошли грунтларнинг турли йўналишдаги массивлари деформацияланувчанлиги ва мустаҳкамлиги бўйича анизотропия коэффициентлари 1,5 дан ошмаганда изотроп ва анизотропия коэффициентлари 1,5 дан ошик булган анизотроп ҳисобланиши керак. Анизотроп коэффициентлари деганда иккита берилган йўналишдаги характеристиканинг катта қийматини кичик қийматига нисбати тушуниллади.

3 ЧИДАМЛИЛИККА ҲИСОБЛАШ

3.1. Иншоотлар, иншоотлар тизими замин ва ёнбағир (массивлар) нинг турғунлигини таъминлаш мезони қуйидаги шарт ҳисобланади

$$\gamma \cdot F \leq \frac{1}{\gamma_n} R, \quad (3)$$

бунда, F , R —мос ҳолдаги умумлаштирилган кучларнинг ва чегаравий қаршилик кучлари ёки иншоотни буришга (ағдаришга) ва тутиб туришга интиладиган кучлар моментининг ҳисобий қийматлари;

γ —бирикма юк (юк) ларнинг коэффициентлари; асосий бирикма юклар учун—1,6; алоҳида бирикма юклар учун—0,9; қуриш ва таъмирлаш давридаги бирикма юклар учун—0,95 қабул қилинади;

γ_n —шароити коэффициентлари, 5-жадвалдан олинади;

γ_n —иншоотларнинг жавобгарлик даражаси бўйича пухталиқ коэффициентлари: I, II, III ва IV синф иншоотлари учун мос ҳолда 1,25; 1,20; 1,15 ва 1,10 га тенг қилиб олинади.

Э с л о т м а 1. Қоятошли ёнбағирлар ва массивларнинг турғунлигини иккинчи турғуннинг чегаравий ҳолати бўйича ҳисоблашда γ_n ва γ_n ни бирга тенг қилиб қабул қилинади.

2. Грунт материалларидан қурилган туғонларнинг турғунлигини СНиП 2.06.05-84 талабларига мувофиқ ҳисоблаш керак.

3.2. Ҳисобий юкларни аниқлашда юк бўйича пухталиқ коэффициентлари

СНиП 2.06 01-86 талабларига мувофиқ қабул қилиниши керак.

Э с л о т м а 1. Юклар бўйича пухталиқ коэффициентлари ҳисобий юкнинг барча проециялари учун бир хилда (оширувчи ва қамқатурувчи) қабул қилиниши керак.

2. Грунтдан келадиган бирча юклар (грунт оғирлигидан тушадиган вертикал босим, грунтнинг еи босими), одатда, юклар бўйича пухталиқ коэффициентлари бирга тенг қилиб олган ҳолда грунт Igo II, c I II, y I II характеристикаларининг ҳисобий қийматлари бўйича аниқланади.

3.3. Иншоотларнинг ва грунтли массивларнинг турғунлигини ҳисоблаш, одатда, мувофиқатининг барча шартларини қониқтирадиган усуллар билан амалга оширилади.

Натижалари, иншоотларни лойиҳалаш, қуриш ва улардан фойдаланиш тажрибалари билан текширилган ҳисоблашнинг бошқа усулларини қабул қилишга руҳсат этилади.

Турғунлиқни ҳисоблашда мумкин булган барча физикавий ва кинематик схемалар, иншоотлар ва иншоотлар тизими-замин ва ёнбағирлар (массивлар) нинг турғунлигининг йўқолиши қуриб чиқиш керак.

Э с л о т м а 1. Ҳисоблашлар текислик ёки фазовий массивлар шартлари учун баъжарилиши керак Шу билан бирга агар $l < 3b$ ёки $l < 3h$ (шунгли иншоотлар учун) бўлса ёки иншоотнинг қунашланг кесими, юк, геологик шароит узунлиги $l < 3b$ ($< 3h$) бўйича ўтгарса фазовий массивлар шарти қабул қилинади. Бунда, l ва b —мос ҳолда иншоот узунлиги ва эни, h —замин грунтга ҳисобга олувчи иншоот баландлиги, l —ўтгармас характеристикани участка узунлиги.

Иншоот ва заминларнинг тури	Ишлаш шaroити коэффициенти, γ	Иншоот ва заминларнинг тури	Ишлаш шaroити коэффициенти, γ
Ярим қоятошли ва қоятошли бўлмаган заминларга қурилган бетош ва темир-бетон иншоотлар (порт иншоотларидан ташқари).	1,0	а) дараларга туғрилган	1,0
Қоятошли заминларга қурилган шунинг ўзи (арқали тўғон ва порт иншоотларидан ташқари) сурилишининг ҳисобий юзалири учун:		б) дараларга туғрилмаган	0,95
		Қоятошли заминларга қуриладиган арқали тўғонлар ва бошқа тиргакли иншоотлар	0,75
		Порт иншоотлари	1,15
		Нишаблар ва ёнбағирлар	1,0

Э с л а т и м а. Қаракли ҳолларда 5-жадвалда келтирилган коэффициентлардан ташқари иншоотлар ва улар заминларининг конструкцияларини хусусиятларини ҳисобга олувчи қушимча иш шaroити коэффициентлари қабул қилинади

2. Фазолий масала шaroитлари учун турғунлигини ҳисоблашда суриладиган групп ҳассиви ва иншоотнинг ел ширте буйича ишқаланиш ҳамда тишқилиш қула-рили ҳисобга олиш керак. Шу билан бирга, ошатда, ел ширларнинг босимини СНиП 2.06.02-87 нинг курсатили-ли б'айича шикқилинадиган тишқилиш босимига тенг қилиб қабул қилиниши зарур.

ҚОЯТОШЛИ БЎЛМАГАН ЗАМИНЛАРГА ҚУРИЛАДИГАН ИНШООТЛАРИНИНГ ТУРГУНЛИГИНИ ҲИСОБЛАШ

3.4. Қоятошли бўлмаган заминларга қуриладиган гравитацион иншоотларнинг турғунлигини ҳисоблашларда текислик, аралаш ва чуқурлик буйича сурилиш схе-малари буйича турғунликларнинг мумкин бўлган йуқолишларни қараб чиқиш керак. Иншоот турига қараб, заминнинг класси-фикацион характеристикасига қараб сури-лиш схемасини тавлаш, ботиш схемалари-ни бошқа факторларни таълаш 3.5; 3.9 ва 3.11-баъдларининг курсатиши буйича амалга оширилади.

Сурилишининг санаб ўтилган схема-лари сурилишининг илгариланма шикли сифатида ҳам, планда бурилишли сури-лиш сифатида ҳам бўлиши мумкин.

Замини суъийи ёки табийи нишаб бўлган ёхуд заминнинг кирраси суъийи ёки табийи бўлган иншоотлар учун ни-

шабнинг умумий емирилиш (нишабдаги жойлашган иншоот билан бирга) сифатига қараш керак.

3.5. Замини қумли, йирик блокли, қаттиқ ва ярим қаттиқ чангсимон-балчикли грунтли бўлган гравитацион иншоотларининг (порт иншоотларидан ташқари) турғунлигини ҳисоблаш фақат ясси силжиш схемаси буйича амалга оширилиши керак. Буида қуйидаги шарт бажарилиши лозим:

$$N_{\alpha} = \frac{\sigma_{\text{max}}}{\sigma_{\gamma 1}} \leq N_{\alpha} \quad (4)$$

Агар замин қаттиқ ва юмшоқ глас-тик чангсимон-балчикли грунтлардан ётқизилган бўлса (4) шартдан ташқари қуйидаги шарт ҳам бажарилиши керак:

$$\lg \gamma_1 = \lg \gamma + \frac{c}{\sigma_{\alpha}} \geq 0,45; \quad (5)$$

$$c_0 = \frac{k(1+c)l_0}{\sigma_{\gamma} h_0^2} \geq 4. \quad (6)$$

(4) ва (6) формуладаги:

N_{α} —моделлаш сон;

σ_{max} —иншоот тағи (пастки томони) дағи бурчак нуктасидағи максимал нормал кучланиш;

b —сурувчи кучға параллел булган иншоотнинг туғри бурчакли тағи (анкерли понур узунлигини хисобға олинмайди) томони (эни) нинг улчами;

γ_1 —замин грунтининг солиштирма оғирлиғи, муаллақлик таъсирини хисобға олган ҳолда сув сатҳидан паст қилиб қабул қилинади;

N_0 —ўлчамсиз сон, зич кумлар учун 3 га тенг қилиб қабул қилинади. I ва II синфли иншоотлар зимишларининг барча грунтлари учун N_0 , одатда, иншоот зовурларидағи штампларини сурниш усули билан экспериментал синнаш натижалари буйича аниқлаш керак;

γ_{Ψ_1} —сурилиш коэффициентининг ҳисобий қиймати;

γ_{Φ_1}, c_1 —2.7-банддағидек олинади;

σ_m —иншоот тағи буйича уртача нормал кучланиш;

ϵ_v^0 —консолидация даражаси коэффициенти;

k —филътрланиш коэффициенти;

e —табiiий ҳолатда грунтнинг гравитация коэффициенти;

t_0 —иншоотни қуришга кетган вақт;

a —зичлаш коэффициенти;

γ_m —сувнинг солиштирма оғирлиғи;

h_0 —консолидацияланган қатламнинг ҳисобий қалинлиғи, тағининг эни b ва унинг бир қисми b_d да дренаж жойлашган иншоот учун қуйидағи тенг қилиб қабул қилинади:

а) бир қатламли асос учун:

қуйидағи чуқурликда жойлашган сув босими булганда h_1 ($h_1 \leq H_c$, H_c -7.9-бандга қаранг),

$$h_0 = h_1 + \frac{b - b_d}{2} \quad (7)$$

Заминда дренажланадиган қатлам h_1 ($h_1 \leq H$) чуқурликда жойлашганда

$$h_0 = \frac{h_1}{2} + \frac{b - b_d}{2} \quad (8)$$

б) қатламлар қалинлиғи h_1 ва h_2 булган икки қатламли замин учун:

сув босими булганда ва $k_1 \equiv k_2$ ($h_1 + h_2 \leq H_c$) булганда

$$h_0 = h_1 + h_2 + \frac{b - b_d}{2} \quad (9)$$

$h_1 + h_2$ ($h_1 + h_2 \leq H_c$) чуқурликда дренажланадиган қатлам булганда

$$h_0 = \frac{h_1 + h_2}{2} + \frac{b - b_d}{2} \quad (10)$$

Э с л а м а. Ушбу пунктдағи курсатмалар, иншоот конструкциясининг ва замин геологик тузилишининг, шуниңдек юклар тақсимланишининг алоҳида булиши чуқурлик сурилишии ҳақда тугулган ҳоллар учун ишлатилмайди.

3.6. Иншоотнинг ясси сурилиш буйича турғунлигини ҳисоблашда сурилишнинг ҳисобий сиртини қуйидағича қабул қилиш лозим:

иншоотнинг тағлиғи текис булганда иншоотнинг заминға тиралиш текислиғи; бунда тағликнинг юқориги чети орқали ўтувчи горизонтал сурилиш текислиғи буйича турғунлиғи албатта текширилади;

иншоотнинг тағлиғида юқориги пастки тишлар мавжуд булганда: юқориги тиш пастки тишларға тенг ёки ундан ортиқ қийматли чуқурликка жойлаштирилганда-тиш тағлиғи орқали ўтувчи текислик, юқориги тиш тағлиғи орқали ўтувчи горизонтал текислик; пастки тишни жойлаштириш юқориги тишни жойлаштириш чуқурилиғидан ортиқ булганда-юқориги тиш тағлиғи буйича ўтадиган горизонтал текислик (бушда грунтнинг пастки бьеф томондан пассив босимидан ташқари барча кучлар кўрсатилган текисликка қўйилиши лозим. Пастки бьеф томондан пассив босим пастки тишнинг бутун чуқурлиғи буйича аниқланиши лозим);

иншоот заминида тош тўшама булганда-иншоотнинг тош тўшама билан ва тош тўшаманинڭ грунт билан контакти буйича ўтувчи текисликлар; тош тўшамада грунтға кириб турадиган жойи бўлса,

шунинг тош тушама орқали ўтувчи қия текислар ёки синган сиртларга қараб чиқилиши керак.

3.7. Сурилишнинг горизонтал текислиги (3) шартда $K=K_{\text{н}}$ ва F бўлганда ясси сурилиш (бурмай) схемаси бўйича иншоотларнинг турғунлигини ҳисоблашда қуйидаги формула бўйича аниқланиши керак:

$$R_{\text{н}} = P \operatorname{tg} \varphi + \gamma \cdot E_{\text{н.м}} + A_c c_1 + R_x; \quad (11)$$

$$F = T_{\text{н}} + E_{\text{н.м}} - T_{\text{н}} \quad (12)$$

бунда, $R_{\text{н}}$ —ясси сурилишдаги чегаравий қаршиликнинг ҳисобий қиймати;

P —вертикал ташкил этувчи ҳисобий юктарнинг (қарши босимни ҳисобга олган ҳолда) йиғиндиси;

$\operatorname{tg} \varphi$, c_1 —сурилишнинг ҳисобий сирти бўйича грунт характери-
стикаси. 2-бўлим кўрсатмаси бўйича аниқланади;

7 —иншоотларнинг турғунлигини йўқотгандаги иншоотнинг горизонтал сурилишдан, иншоотнинг туб томонидан грунтнинг реактив босими-
га боғлиқлиги ҳисобга олувчи шариотни коэффициент, экспериментал текширувлар натижалари бўйича қабул қилинади; уларнинг аҳамия-
ти бўлмаганда, γ нинг қийматини қуйидагича қабул қилинади: порт иншоотла-
ридан ташқари барча турда-
ги иншоотлар учун 0,7, порт иншоотлари учун 1 олина-
ди;

$E_{\text{н.м}}$, $E_{\text{н.м}}$ —грунтнинг, иншоотнинг пастки томонидан пассив босими ва грунтнинг юқори-
ги томонидан актив босими кучларининг горизонтал ташкил этувчиларининг мос ҳолдаги ҳисобий қийматла-
ри; СНиП 2.06.07-87 нинг кўрсатмаси бўйича аниқла-
нади; $E_{\text{н.м}}$ ва $E_{\text{н.м}}$ ларни

сув сатҳидан пастда аниқлашда унинг грунтга муаллақ ҳолатдаги таъсири-
ни, шунингдек филтрланиш кучларини таъсирини ҳи-
собга олиш керак;

A_c —иншоот тағлигининг горизон-
тал проекцияси юзи, бу че-
гарада тишланиш ҳисобга олинади;

R_x —қозик оёк, анкерлар ва бошқаларнинг горизонтал ташкил этувчи қаршилик кучлари;

F —сурувчи кучнинг ҳисобий қиймати;

$T_{\text{н}}$, $T_{\text{н}}$ —иншоотнинг устки ва паст-
ки қирралари томонидан мос ҳолда таъсир этувчи актив кучларнинг горизонтал таш-
кил этувчи ҳисобий қиймат-
лар йиғиндиси.

Э с л а т и м а 1 $R_{\text{н}}$ ва F ларни аниқлашда су-
рилишнинг қия текисликлари бўлганда барча кучлар шу текисликка ва унга нормалга проекциялашди.

2. Вертикал-каттамли ва қия-каттамли тизимлар учун $\operatorname{tg} \varphi$ ва c_1 лар 5-илова бўйича барча қатлам-
ли грунтлар характери-
стикатариининг ўртача муаллақ қий-
матлари сифатида аниқланиши керак. Бунда нормал контакт кучланишларининг уларнинг деформацияланиш
модуллари-
га пропорционал бўлган қатламлари орасида қайта тақсимланишини ҳисобга олиш керак.

3. Мумкин бўлган сурилиш текширишнинг йўналишдаги томон иншоотнинг пастки томони деб тушунилади.

4. I сифф порт иншоотлари учун $\operatorname{tg} \varphi$ ва c_1 ка-
тталиклар иншоотнинг тош тушама билан контакти бўйича экспериментал текширишлар натижасига аниқ аниқланиши керак. II-IV сифф порт иншоотлари учун шунингдек I сифф учун сурилишнинг геотех-
ника-
якпиозий асослаш босқичида иншоотнинг тош ташта-
малари билан контакти бўйича $\operatorname{tg} \varphi = 0,6$, $c_1 = 0$ қабул қилинади, тош таштамалари ичидаги сурилиш сиртлари бўйича $\operatorname{tg} \varphi = 0,85$, $c_1 = 0$ қабул қилинади.

5. Иншоот остида тушама бўлганда грунтнинг пассив босими, остида, юқорида жойлашган барча грунтларни ҳисобга олиш ҳолда фақат иншоотнинг тағлигидаги пастдаги аниқланиши керак.

3.8. Агар ҳисобий сурувчи куч F тағлик текислигига $e_f \geq 0,05/\text{м}$ эксцен-
триситет билан қуйилган бўлса иншоот-
нинг турғунлигини ҳисоблаш планда бу-
риб, ясси силжиш схемаси бўйича аниқла-
ошириш керак (I ва II иншоотнинг туғри бурчакли тағлик томонлари ўлчамлари). Эксцентриситет e_f ва буриб ясси сил-
жишдаги силжишга чегаравий қаршилик

кучи $R_{\text{н}}$, тавсия этилаётган 6-иловада келтирилган курсатма бўйича аниқланади.

3.9. Аралаш силжиш схемаси бўйича иншоотларнинг турғунлигини ҳисоблаш, агар 3.5-бандда келтирилган шартта роя қилинмаса, барча ҳолларда бир жинсли заминларга қуриладиган иншоотлар учун амалга оширилиши керак. Бунда сурилшга заминнинг қаршилигини яси сурилш ва ғовакти сурилш участкаларидаги қаршилиқлар йиғиндисига тенг қилиб олинади (1-расм). Илгариланма силжиш шаклида аралаш силжиш схемаси бўйича иншоотларнинг турғунлигини ҳисоблашда чегаравий қаршилиқ кучи $R_{\text{сгм}}$ қунидаги формула бўйича аниқланади:

$$R_{\text{сгм}} = (\sigma_{\text{сгм}} \cdot \text{tg} \varphi + c) \cdot b_1 l + \tau_{\text{сгм}} \cdot b_2 l, \quad (13)$$

бунда, $\sigma_{\text{сгм}}$ —(5) формуладаги каби:

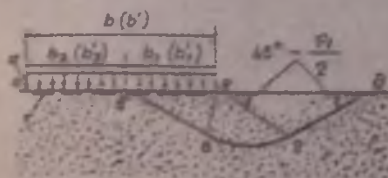
$\text{tg} \varphi, c$

b_1, b_2 —устида ғовакти силжиш ва яси силжиш содир буладиган иншоот тағлиги участкасининг энининг ҳисобий қийматлари;

$\tau_{\text{сгм}}$ —ғовакти силжиш участкасидаги чегаравий уринма кучланиш; тавсия этилаётган 7-илова курсатмасига мувофиқ аниқланади.

l —сурилш кучга перпендикуляр бўлган иншоотнинг турт бурчақли тағлиқ томонларининг ўлчамлари.

b_1 нинг қиймати $\sigma_{\text{сгм}}$ га (пастки томондаги) боғлиқ равишда 2-чизма бўйича аниқланиши керак. Пастки бьеф томонга



1-расм. Аралаш силжишда заминнинг кўтарувчи қурултиши ва иншоотнинг турғунлигини ҳисоблашга схема

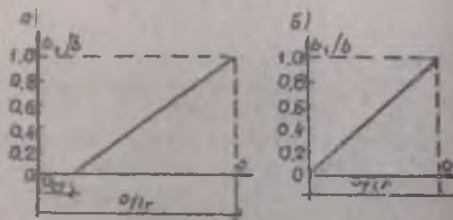
а) силжиш участкаси, б) ғовакти силжиш участкаси, в) сурилш участкаси

нормал куч P нинг эксцентриситети e_p бўлганда (13) формуладаги b, b_1 ва b_2 лар урнига b, h ва h_2 қабул қилиниши керак

(бунда, $b = b - 2e_p$, а $h = h_2 \frac{b}{b_1}$), юқориги

биеф томонга эксцентриситетни ҳисоблашларда ҳисобга олинмайди.

Порт иншоотлари учун аралаш силжиш схемаси бўйича турғунликларни ҳисоблашнинг бажармастикларига рухсат берилади.



2-расм. Замин турғунлигини ғовакти силжиш содир буладиган иншоот тағлиги участкасининг энини аниқлаш учун график

a —сурилш коэффициент $\text{tg} \varphi > 0.45$ бўлган грунтлар учун, b —шунинг узи $\text{tg} \varphi < 0.45$ бўлганда, $\sigma_{\text{сгм}}$ —заминнинг битта вертикал юксидан бўлиниш содир буладиган иншоот тағлигидаги уртача нормал кучланиш ($\sigma_{\text{сгм}}$ тавсия этиладиган 5-илова бўйича аниқланади $\sigma_{\text{сгм}} = N \sigma_{B,1}$)

3.10. Планада бурилтишли аралаш силжишда чегаравий силжитувчи куч $\alpha_1 R_{\text{сгм}}$ га тенг қабул қилинади, бунда α_1 тавсия этилаётган 6-иловадаги курсатма бўйича аниқланадиган коэффициент, $R_{\text{сгм}}$ —(13) формуладаги каби булади.

3.11. Иншоотларни чуқурлашган сурилш схемаси бўйича турғунликни ҳисоблаш қуйидагича амалга оширилади:

а) факат вертикал юкни кўтарувчи барча типдаги иншоотлар учун, порт иншоотлари учун эса юкнинг характерига боғлиқ бўлмайди;

б) вертикал ва горизонтал юкни кўтарувчи ҳамда бир жинслимас заминларда жойлашган иншоотлар учун 3.5-банддаги талаблар бажарилмаганда.

3.12. Чуқуртик силжиш схемаси бўйича гравитацион иншоотлар (порт ин-

шоотларидан ташқари) нинг турғунлигини ҳисоблаш тавсия этилган 7-илова бўйича амалга оширилади.

Порт иншоотларини турғунлигини ҳисоблашда одатда, икки усулда: сурилаётган грунт массивининг иншоот билан бирга сурилишининг, синик текислиги бўйича илгариланма сурилишдан келиб чиққан ҳолда ва сурилаётган грунт массивининг иншоот билан бирга сурилишининг доиравий цилиндрик сирти бўйича айланма силжишдан келиб чиққан ҳолда тавсия этиладиган 8-иловага мувофиқ амалга оширилиши; махсус асослашда эса курсатилган усуллардан бири билан ҳисоблаш керак.

Иккала усулдан фойдаланилганда (3) шарт иншоотнинг ишончлигини кам курсатадиган усул бўйича аниқланган турғунликнинг ҳисоблаш натижалари аниқловчи ҳисобланади.

3.13. Намлик даражаси $S_r \geq 0,85$ ва консолидация даражаси коэффиценти $c_0 < 4$ бўлган чангсимон-балчиқли грунтлардан қурилган заминга қурилган иншоотларнинг турғунлигини ҳисоблашда (3.5-бандга қаранг) грунтнинг консолидация даражасига мос келадиган унинг $\lg \sigma_{\text{ф}}$ ва c_1 характеристикалари қабул қилинади ёки грунтнинг стабиллашган ҳолатига мос келувчи грунт характеристикаларида ҳисоблашга ҳовакли босим (экспериментал ёки ҳисобий йўл билан аниқланади) киритилади.

КОЯТОШЛИ ЗАМИНЛАРГА ҚУРИЛАДИГАН ИНШООТЛАРНИНГ ТУРГУНЛИГИНИ ҲИСОБЛАШ

3.14. Қоятошли заминларга қуриладиган иншоотларнинг турғунлигини, қоятошли нишаблар ва ёнбағирларни ҳисоблашлар силжиш схемаси бўйича, яъни ёки синик ҳисобий сиртлар бўйича бажарилиши керак. Қоятошли заминларга қуриладиган бетон ва темир-бетон иншоотлар учун, шунингдек иншоотнинг пастки қирраси остидаги заминни бузиб чегаравий бурилиш (ағдарилш) схемасини қараб чиқиш керак. Шу билан бирга шундай схема бўйича ҳисоблаш натижалари аниқловчи ҳисобланадики, бунда (3) формуланинг шарти бўйича иншоотнинг

(нишаб, ёнбағирнинг) ишончлиги камлигини курсатади.

Сурилишнинг яъни сиртининг ҳисоблашда турғунлиқнинг бузилиши мумкин бўлган иккита схемасини ҳисобга олиш керак:

илгариланма сурилиш;

планда бурилиш сурилиш.

Сурилишнинг синик сиртини ҳисоблашда мумкин бўлган учта ҳисобий схемани ҳисобга олиш керак:

синган сирт ковуургаси бўйлаб

(бўйлама) сурилиш;

синган сирт ковуургасига қўндаланг силжиш;

синган сирт ковуургасининг силжишига бурчак остида (кийшиқ) силжиш.

Иншоот ёки нишаб (ёнбағир) турғунлигининг бузилиш схемасини танлаш ва сурилишнинг ҳисобий сиртларини танлаш қоятошли массивнинг дарз кетишининг асосий унсурларини курсатувчи муҳандис-геологик структура моделларининг анализлари мизълумотларидан (дарзнинг ориентировкаси, утулиги, қуввати, гадир-будирлиги ва б.) ҳамда бўшашган бўлақларнинг ва соҳаларнинг мавжۇтигидан фойдаланиб амалга оширилад.

3.15. Иншоотлар ва қоятошли нишаблар (ёнбағирлар) нинг турғунлигини бўйлама ва илгариланма силжиш схемаси бўйича ҳисобланганда (3) шартга қирувчи катталиклар қўндаланг формула бўйича аниқланади:

$$F = T; \quad (14)$$

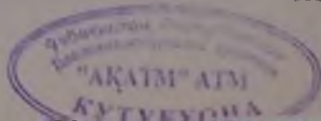
$$R = \sum_{i=1}^n (P_{\text{ф}} \sigma_{\text{ф}i} + c_{\text{ф}i} A) + E_{\text{ф}} + R_{\text{ф}}; \quad (15)$$

бунда, F , R —(3) формуладаги каби:

T —фаол сурувчи куч (тенг таъсир этувчи ҳисобий юкнинг силжиш йўналишига проекцияси);

$P_{\text{ф}}$ —сурилиш сиртининг i нчи участкасида ҳисобий юкдан ҳосил бўладиган тенг таъсир этувчи нормал кўчланиш (куч);

$R_{\text{ф}}$ —фаол зўриқлашлар ва бошқалардан ҳосил бўлади.



ган силжиш йўналишига белги тескари булган қаршилик кучи;

n —мустаҳкамлик ва деформацияланиш хусусиятлари бўйича заминларнинг бир хил жинслимаслигини ҳисобга олиб белгиланадиган силжиш сиртлари участкаларининг сони;

$1g\phi$ 1. II —сурилиш ҳисобий сиртининг

с. I. II, I нчи участкаси учун қоятошли грунтлар характеристикасининг ҳисобий қийматлари; 2.16-банддаги талабга мувофиқ аниқланади;

A_r —сурилиш ҳисобий сиртининг I нчи участкаси юзи;

E_r —тирак массив (қайта туқиш) қаршилигининг ҳисобий кучи.

3.16. Тирак массив ёки қайта туқиш қаршилигининг ҳисобий кучи қиймати қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$E_r = \gamma_r E_{r,d} \quad (16)$$

буёнда, E_r —массив қаршилик кучининг ҳисобий қиймати.

Булашмиш сиртлари ифодаланмаган қайта туқиш ва тирак массивлар учун $E_{r,d}$ СНиП 2.06.02-87 бўйича аниқланади. Булашмиш сирти булган тирак массивлари учун n ушбу массив бу сирт бўйлаб силжиши мумкин) $E_{r,d}$ нинг қийматини тирак қирралар бўйича $1g\phi$ ва c характеристикаларни ҳисобга олмаган ҳолда қуйидаги формула бўйича аниқланиши керак:

$$E_{r,d} = Q \left[(\alpha + \varphi_{1,II}) + \frac{c_{1,II} A \cos \varphi_{1,II}}{\cos(\alpha + \varphi_{1,II})} \right], \quad (17)$$

буёнда, Q —ғовак призма оғирлиги;

I—ғовак призманинг сурилиш сирти юзи;

α —ғовак призма сурилиш сирти (булашмиш текислиги) нинг горизонтга нисбатан оғиш бурчаги;

$1g\phi$ 1. II— сурилиш сирти (ғовак) бўйича с. I. II грунтлар характеристикаларининг ҳисобий қийматлари;

γ_r —иш шароити коэффиценти; тирак массиви (қайта туқиш) ва замин грунтларининг деформацияси модуллари E_s ва E_r нисбатларига боғлиқ ҳолда қабул қилинади:

$$\frac{E_r}{E_s} \geq 0.8 \text{ булганда } \gamma_r = 0.7;$$

$$\frac{E_r}{E_s} \leq 0.1 \text{ булганда } \gamma_r = \frac{E_r}{E_{r,d}};$$

$$0.8 > \frac{E_r}{E_s} > 0.1 \text{ булганда қизикли}$$

интерполяция билан аниқланади.

E_r —соқинлик босими, қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$E_r = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{v}{1-v}, \quad (18)$$

буёнда, γ —тирак массив грунтининг солиштирма оғирлиги;

v —тирак массив грунтининг қунда-

ланг деформация коэффиценти;

h —иншоот ёки нишаб билан конструкциядаги тиракнинг баландлиги.

Э с л а т м а. I Тирак массивнинг қаршилигини иншоот ёки нишабнинг тирак массив билан ич контакти бўлган ҳолатига ҳисобга олиниши керак.

2 $E_{r,d}$ кучини массив тирак қиррасининг оғишига горизонтга боғлиқ бўлмаган ҳолда қабул қилинади.

3.17. Иншоотлар ва қоятошли нишаблар (ёйбағирлар) нинг турғуилигини планда буриш билан суриш схемаси бўйича ҳисоблашда сурилишга қаршилик R фараз қилинадиган илгариланма ҳаракатдаги урнатиладиган куч қийматларига нисбатан мумкин булган камайишини ҳисобга олиш керак. Буёнда R нинг қиймати-га тавсия этиладиган б-илова талабларига

мувофик тузатиш киритишга рухсат этилади.

3.18. Иншоотлар ва қоятошли нишаблар (ёнбағирлар) нинг турғунлигини ҳундаланг силжиш схемаси бўйича бажа-
рладиган ҳисоблашлар, одатда, емири-
лиш (силжиш) призмасини ўзаро таъсир
этувчи унсурларга ажратиб амалга ошири-
лади.

Емирилиш (силжиш) призмасини
унсурларга ажратиш силжиш сирти харак-
терига, призманинг қоятошли массив
структурасига, унга таъсир этувчи кучлар-
нинг тақсимланишига мувофик амалга
оширилади. Хар қайси унсур чегарасида
сүрилиш сирти бўйича қоятошли грунт-
нинг мустахкамлик характеристикаси
тармас қилиб қабул қилинади.

Емирилиш призмасининг ажраллиш
қуилишини ва ҳисоблаш усулини танлаш
массивнинг геологик тузилишини ҳисобга
олган ҳолда танланади. Емирилиш
(силжиш) призмасини кесиб ўтувчи
бушаштириш сиртлари (бу сиртлар бўйи-
ча призма чегаравий мувозанатга эриши-
ши мумкин) мавжуд бўлганда унсурлар
орасидаги ажратиш текислигини ана шу
бушаштириш сиртлари бўйича жойлашти-
риш керак.

3.19. Қийшиқ силжиш схемаси бўй-
ича турғунлигини ҳисоблашлар массивнинг
силжиш йўналиши силжиш текисликлари
билан кесишган ковулга (ковурғалар) бир-
бирига мос келмайдиган ҳолларда бажа-
рилиши керак; масалан, арқасимон тўгон-
ларнинг қирғоқ тирақларини ва шунга
ўхшаш массивларнинг турғунлигини ҳис-
облашда.

3.20. Бетон иншоотларнинг турғун-
лигини чегаравий бурилиш схемаси бўйи-
ча (ағдарилш схемаси бўйича) ҳисоблашда
қатъий кучлар таъсирида вужудга кела-
диган иншоотнинг бурилиши ёки оғишида
иншоотнинг пастки қирраси остидаги за-
миннинг этилишга мустахкамлигининг бу-
рилиши натижасида бетон иншоотнинг
оқини бўлган турғунлигининг йўқоли-
шини текшириш керак. Бушда қуйидаги
шарт бажарилиши лозим:

$$\gamma_k M \leq \frac{\gamma_k}{\gamma_a} M_r, \quad (19)$$

бунда, M_r M_r -иншоотни ағдарилш ва ту-
тиб туришга интилувчи
кучлар моментларининг
йиғиндиси; тавсия этилган
4-иловада баён этилган
усулга мувофик аниқлана-
ди;

γ_k -иш шароити коэффициен-
ти, 1.0 га тенг қилиб оли-
нади;

γ_a γ_a -(3) формуладагидек.

3.21. Мураккаб муҳандислик шаро-
итларида I классга тегишли қоятошли за-
минларга ва қоятошли нишабларга қу-
рилган иншоотларнинг турғунлигини
баҳолаш учун ҳисоблашга қўшимча, одат-
да, моделларда текшириш ўтказиш лозим.

4. ЗАМИНЛАРНИ ФИЛЬТРЛАНИШЛА- РИГА ҲИСОБЛАШ

4.1. Гидротехник иншоотларнинг за-
минларни лойихалашда замин грунтла-
рининг филтрланиш мустахкамлигини
таъминлаш зарур. Техника-иктисодий
курсаткичлар бўйича рухсат этилган
филтрланиш сарфлари ва филтрланув-
чи сувнинг иншоот тағлигига қарши бо-
сими белгиланади. Шу билан бирга қуйи-
дагилар аниқланади:

филтрланиш оқимининг эркин сир-
ти (дисперсион сирти) шакли ва унинг
сизиб чиқиш участкасининг жойлашиш
урни;

филтрланиш оқим босимининг, асо-
сан иншоотнинг ер ости контури бўлаб ва
филтрланиш ҳоссаси билан ҳамда говаж
бушлиқ структураси билан фарқ қилувчи
грунтларнинг туташган жойларида
тақсимланиши;

заминнинг характерли участкаларида
филтрланиш сарфи;

филтрланиш оқимининг замин
грунтининг массивига куч таъсири;

заминдаги грунтларнинг умумий ва
махаллий филтрланиш мустахкамлиги;
бушда умумий филтрланиш мустахкамли-
ги қоятошли бўлмаган грунтли заминлар
учунгина, умумий филтрланиш мустах-
камлиги барча классли грунтлар учунгина
баҳолалиши керак.

4.2. Филтрланиш оқимининг харак-
теристикаси, уни заминнинг фискалий
ёки математик филтрланиш моделларига

моделлаш йули билан аниқланиши керак. Бунда, одатда, филътрланиш окимининг актив соҳасига келиб тушадиган грунт соҳаларининг сув утказувчанлиги ва суффизин турғунлиги бўйича энг характерлиги билан ажралиб турадиган грунтли массивнинг геологик структурасини ёритиб берадиган замин моделлари (схемалари) дан фойдаланилади. Бу соҳаларнинг чегаралари иншоот ер ости контурларининг белгиланган ўлчамлари ва конфигурацияларидан келиб чиққан ҳолда олдиндан ҳисоблаб топиллади.

4.3 Қоятошли бўлмаган заминнинг умумий филътрланиш мустаҳкамлигини таъминлаш критерияси қуйидаги шарт ҳисобланади:

$$I_{ср,м} \leq \frac{1}{\gamma_n} I_{кр,м} \quad (20)$$

бунда, $I_{ср,м}$ — босимнинг ўртача критик градиентининг ҳисоб киймати; 2.12-банд бўйича қабул қилинади;

γ_n — иншоотнинг жавобгар даражаси бўйича пухталиқ коэффициент; 3.1-банд бўйича қабул қилинади.

I ва II синфли иншоотларнинг заминлари учун $I_{ср,м}$ киймати ўзайтирилган контур линияси усули бўйича аниқланиши тўғрисида. Айрим ҳолларда $I_{ср,м}$ нинг кийматини бошқа шунга яқин усуллар билан аниқлашга руҳсат бериллади.

4.4 Қоятошли бўлмаган заминнинг маҳаллий филътрланиш мустаҳкамлиги фақат кейинги замин соҳаларида аниқлаш керак:

филътрланиш окимининг замин қадиллигидан дренаж қурилмасининг пастки бьефига ва бошқаларга чиқиш (бўшаш) соҳасида;

суффизин-турғунмас грунтлар қатламиде: филътрланиш окимининг босими тушиши катта бўлган жойларда, масалан, ер ости тўсиқлардан айлиниб ўтадиган жойларда;

турли филътрланиш хоссази ва структурати грунтлар билан контакта бўлган участкаларда.

Қоятошли бўлмаган заминнинг маҳаллий филътрланиш мустаҳкамлиги кри-

териясини қуйидаги шарт билан таъминланади:

$$I_{кр} \leq \frac{I_{кр}}{\gamma_n} \quad (21)$$

бунда, $I_{кр}$ — заминнинг қуриладиган соҳасидаги маҳаллий босим градиенти; 4.2-бандда кўрсатиладиган усул билан аниқланади;

$I_{кр}$ — босимнинг маҳаллий критик градиенти; 2.12-банд бўйича аниқланади.

4.5. Қоятошли заминларнинг маҳаллий филътрланиш мустаҳкамлигини таъминлаш критерияси (21) шарт ҳисобланади; бунда $I_{кр}$ ни $I_{кр,1}$ билан алмаштирилади ва қуйидаги шарт ҳосил бўлади:

$$v_{ср,1} = \frac{v_{ср,м}}{n_1} \leq \frac{v_{кр,1}}{\gamma_n} \quad (22)$$

бунда, $v_{ср,1}$ — замин массиви дарзидаги сувнинг ўртача ҳаракат тезлиги;

$v_{ср,м}$ — ажратилган дарзлар тизимидаги ювилиш йўналишида массивдаги филътрланиш сувининг тезлиги;

n_1 — массивнинг ҳисобий ғовақлиги; ичи ғовақ дарзлар очилишининг ишончли эҳтимолиги 0,95 бўлгандаги тизим учун массивдаги ғовақ дарзларнинг борлиги аниқланади;

$v_{кр,1}$ — дарздаги сувнинг критик ҳаракат тезлиги; 2.20-банд бўйича аниқланади;

$I_{ср,1}$ — қурилатётган дарзлар тизимининг ювилиш йўналишидаги критик босим градиенти; 2.20-банд бўйича аниқланади.

4.6. Босимли иншоотларнинг ер ости контурларини лойиҳалаш ҚМҚ 2.06.05-98 ва ҚМҚ 2.06.06-98 талабларига мувофиқ бажарилиши керак. Лойиҳаланадиган иншоот заминиде дренаж тизимини ва филътрланишга қарши қурилмаларни танлашда, шунингдек унзан фойдаланиш ша-

роитини, муҳандислик-геологик шароитни ва сув бостириладиган қисмда атроф муҳитни муҳофаза қилиш бўйича талаблар, унга ёндошган ҳудуднинг ботқокланиши, карст-суффозия жараёнларининг активлашиши ва бошқатар ҳисобга олиниши керак.

4.7. Қоятошли бўлмаган заминларда филтрланишга қарши пардали лойиҳалашда қуйидагича босимнинг критик градиентларини қабул қилиш лозим:

тош қотишмачи ва тошли инъекцион пардаларда-7,5, йирик ва уртача йирикликдаги қумларда-6,0 ва майда қумларда-4,0;

«девор грунтда» усули билан қурилган пардаларда, филтрланиш коэффициентини 200 м/сутка гача булган грунтларда, материалга мувофиқ ва ундан фойдаланиш давомийлигида-6-жадвал бўйича.

6-жадвал

Парда материал	Пардадаги критик босим градиенти, I_{cr}
Бетон	180
Лой-цементли эритма	125
Патахса-патахса пил	40
Гишланган грунт	25

Эслатиш. Вақтинчалик парда учун босимнинг критик градиентларини 0,254 гача оширишга руҳсат берилган.

4.8. Қоятошли заминларда филтрланишга қарши (цементланган) пардаларни лойиҳалашда пардадаги критик босим градиенти I_{cr} ни парда чегарисидаги солиштирма сув ютиш q_c га қараб 7-жадвал бўйича қабул қилиш керак.

Парда (битта ёки бошқа филтрланишга қарши қурилмалар билан биргаликда булган) замин таркибидagi зрийдиган грунтларни ишқорланишидан химоя қиладиган ҳолларда руҳсат этилган солиштирма сув ютишини ҳисоблаб ва эксперементал текшириб асослаш керак.

Филтрланишга қарши парданинг сингдирувчанлигидан камиди 10 марта кам бўлиши лозим.

4.9. Босим градиенти бирга яқин булган сизилтиш оқими замин сиртига чиқадиган жойларда грунтнинг суртилиб

чиқишининг олдини олиш учун лойиҳада сингдирувчан юқламани ёки юк камайтирувчи дренажни кўзда тутиш керак. Юқлама материални тесқари филтр принципи бўйича замин грунтини контакт суффозиясидан химоя қилиш учун танлашни лозим.

7-жадвал

Қоятошли грунтнинг пардада солиштирма сув ўтказувчанлиги q_c , л/(мин·м²)	Пардадаги критик босим градиенти I_{cr}
0,01 дан кам	35
0,01 - 0,05	25
0,05 - 0,1	15

Изотроп-сингдирувчи ва бир жинсли заминлар учун кузатиладиган юк қалинлиги (юқоридан унга босим бўлмаганда) қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$i = \frac{1}{\gamma_{д.р}} (\gamma_{г.г.} h - \pi_{г.г.}), \quad (23)$$

бунда, h —замин қалинлигида ҳисобий чуқурлик z учун ва замин грунт сирти учун пьезометрик сатҳларнинг фарқи (z пастки шпунт ёки тишнинг чуқурчасига мос келади);

$\gamma_{д.р}$ —сувнинг музлақ таъсирини ҳисобга олган ҳолда грунт ва юқнинг солиштирма оғирлиги;

$\gamma_{г.г.}$ —сувнинг солиштирма оғирлиги;

$\pi_{г.г.}$ —иншоотнинг жавобгарлик даражаси бўйича пухталиқ π коэффициентини, 3.1-бадд бўйича кузатилади.

5. ҚОЯТОШЛИ ЗАМИНЛАРНИНГ МАҲАЛЛИЙ МУСТАХКАМЛИГИНИ АНИҚЛАШ

5.1. Гидротехник иншоотларнинг қоятошли заминларининг маҳаллий мустахкамлигини ҳисоблаш филтрланишга қарши қурилманинг мумкин булган бузилишининг олдини олувчи асракли тадбирлар ишлаб чиқишни белгилаш учун, иншоотларнинг мустахкамлиги ва турғулигини ошириш бўйича тадбирлар ишлаб чиқишда ҳисобга олиш учун ҳамда шовот ва заминларнинг зўриқдан деформация

цияланган ҳолатини ҳисоблашда маҳаллий мустаҳкамлик чегарасига эришишни ҳисоблаш учун амалга ошириш керак.

Маҳаллий мустаҳкамликка ҳисоблаш фақат I синфли иншоотларнинг заминлари учун (юқлар асосан бирикканда) иккинчи гуруҳнинг чегаравий ҳолати бўйича бажарилиши зарур.

5.2. Қоятошли заминларнинг маҳаллий мустаҳкамлигини текширишни ҳисобий майдончалар бўйича амалга ошириш зарур:

а) массивдаги дарзга тўғрилланган текисликлар билан мос келувчи;

б) иншоот-замин контактига тўғрилланган текислик билан мос келувчи;

в) дарзларга ва иншоот-замин контактига тўғрилланган текислик билан мос келмайди.

5.3. 5.2-банднинг «а» ва «б» бандларида кўрсатилган майдончалар бўйича маҳаллий мустаҳкамликни таъминлаш критериялари бўлиб, қуйидаги шарт ҳисобланади:

$$\sigma_n > R_{m,II}; \quad (24)$$

$$\theta = \frac{\sigma_n \lg \varphi_{m,II} + c_{m,II}}{\tau_j} = \frac{(\sigma_1 \sin^2 \beta - \sigma_3 \cos^2 \beta) \lg \varphi_{m,II} + c_{m,II}}{(\sigma_1 - \sigma_3) \sin \beta \cos \beta} > 1, \quad (25)$$

бунда, θ — ҳисоблаш майдончасидаги чегаравий уринма кучланишларнинг фойдаланиладиган майдончадаги кучланишларга нисбати;

σ , τ — биргаликдаги ҳисоблашларда норматив юқлардан тушадиган дарз текислигига (контактга) тўғрилланган ҳисобий майдончадаги мос ҳолдаги чегаравий ва уринма кучланишлар (кисувчи кучланишларга «плюс» белгиси мос келади);

σ_1 , σ_3 — худди уша юқлардан вужудга келадиган мос ҳолдаги максимал ва минимал асосий кучланишлар;

β — дарзга (контактга) тўғрилланган ҳисобий майдонча билан асо-

сий кучланиш σ_1 йўналиши орасидаги ўткир бурчак;

$\lg \varphi_{m,II}$, $c_{m,II}$ — дарзга (контактга) тўғрилланган ҳисобий майдончалар учун ҳисобий характеристикалар, 2.16-банддаги талабларга мувофиқ аниқланади;

$R_{m,II}$ — қоятошли грунт массивининг бир ўқли чузилишга мустаҳкамлик чегарасининг ҳисобий қиймати; 2.14-банддаги талабларга мувофиқ аниқланади.

5.4. 5.2-банддаги кўрсатилган майдончалар бўйича маҳаллий мустаҳкамликни таъминлаш критериялари қуйидаги шарт ҳисобланади:

$$\sigma_3 > R_{m,II}; \quad (26)$$

$$\theta = \frac{2}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \times$$

$$\times \sqrt{(\sigma_1 \lg \varphi_{m,II} + c_{m,II})(\sigma_3 \lg \varphi_{m,II} + c_{m,II})} > 1, \quad (27)$$

бунда, $\lg \varphi_{m,II}$ — дарзларга ва иншоот-замин $c_{m,II}$ контактига тўғрилланмаган ҳисоблаш майдончалари учун ҳисобий характеристикалар, 2.16-банд талабларига мувофиқ аниқланади.

Агар дарзларга ва контактга тўғрилланмаган ҳисоблаш майдончасидаги уринма τ_m ва нормал σ_m кучланишлар орасидаги боғланиш $\lg \varphi_{m,II}$ и $c_{m,II}$ ларни аниқлашда ягона чизикли боғлиқлик катта хатоликлар билан ёзилса, бу боғлиқликни бўлакли-чизикли аппроксимация йўли билан ёки чизиклимас боғлиқликлардан, масалан, квадрат парабола $\sigma_m = (\zeta \tau_m)^2 \cdot \chi$ кўринишидаги боғлиқлардан фойдаланиб мумкин бўлган чизиклиларини ҳисобга олиш керак. (27) шарт ўрнига квадратик параболадан фойдаланилганда қуйидаги шарт бажарилиши керак:

$$\theta = \frac{\sqrt{\chi + \sigma_1} + \sqrt{\chi + \sigma_3}}{(\sigma_1 - \sigma_3) \chi} \quad (28)$$

Бунда χ ва ζ параметрлар энг кичик ўртача квадратик оғишлар усули билан экспериментал маълумотларга ишлов бериш йўли билан аниқланиши керак.

5.5. (24) ва (26) шартлар 5.1-банддаги кўрсатилган барча ҳолларда, (25) ва (27) [ёки (28)] шартларда эса худди шу ҳолларда, бироқ фақат $\sigma_3 < 0$ бўлган ҳоллардагина бажарилиши керак. Агар $\sigma_3 < 0$ бўлса, у ҳолда (25) ва (27) [ёки (28)] шартларни заминнинг кучайтирилган-деформацияланган ҳолатдаги ҳисоблашларда ишлаб чиқариладиган заминнинг мустаҳкамлигини баҳолашдагина ва иншоотнинг мустаҳкамлиги ҳамда турғунлигини ошириш бўйича тадбирларни ишлаб чиқишда бажарилиши керак.

Филтрланишга қарши қурилманинг (агар $\sigma_3 < 0$ бўлса) пухталигини баҳолашда парда текислиги билан мос келувчи майдончалар учун (25) шартнинг бажарилиши тежиримлидир.

Цементланган парда чегараларида маҳаллий мустаҳкамлик шартлари бажарилмаганда филтрланиш режимининг ўзгаришини ҳисобга олган ҳолда 4-бўлим талабларига мувофиқ филтрланиш ҳисоблашлари бажарилиши лозим.

5.6. (24)-(26) шартлардаги σ_1 , τ_1 , σ_3 ва σ_3 кучланишларни аниқлашда туташ муҳитлар механикаси ва геомеханиканинг ҳисоблаш ҳамда экспериментал усуллари билан фойдаланиш керак.

Иншоот билан заминни бирга чиққил-деформацияланадиган жисмлар тизими сифатида қараб чиқишга рухсат этилади. Улар орасидаги контактда мувозанат шартини ва силжиш тенглигини бажарилиши керак.

Асослашда иншоот-замин тизимини схемалаштиришга рухсат бериллади. Бу эса бир ёки бир неча кесим текисликларига тадбир этиладиган ясси эластиклик назарияси масалаларини ечишга имкон беради. Шу билан бирга замин сирти текис деб, замин жинсини бир жинсли қилиб ёки бир жинслар баъзи соҳалардан, ёхуд узлуксиз ўзгарувчи характеристикалардан иборат деб қабул қилиниши мумкин. Керак бўлганда замин сиртларининг сунъий рельефини, иншоот-замин тизими ишмининг фазовий характерини ҳисобга олиш керак, шунингдек замин механика характе-

ристикаларининг тақсимланишини деталларга ажратиш лозим.

Заминнинг баъзи соҳаларидаги кучланишларни аниқлашда (кўрсатилган нуқтаи назарда) (24)-(28) шартлардан бир (ёки бир неча) си бажарилмаса, у ҳолда, одатда, масаланинг ечилишини аниқлаш зарур. Бундай аниқлашни кучланиш билан деформация орасидаги нозичикли боғланишдан фойдаланиб ёки қўрилатган соҳаларнинг бирини олиб ташлаш ҳисоби-га кесим геометриясини ўзгартириш йўли билан бажарилиши керак.

6. КОНТАКТ КУЧЛАНИШЛАРНИ АНИҚЛАШ

6.1. Контакт кучланишлар (иншоот-замин контакти бўйича нормал ва уринма кучланишлар) ни аниқлаш, улардан конструкция ва иншоотларни ҳисоблашларда, шунингдек заминларни кўтарувчи хусусиятлари ва деформациялари бўйича ҳисоблашларда фойдаланиш учун керак бўлади.

Контакт кучланишларни аниқлашда иншоотнинг конструктив хусусиятларини, қуриш кетма-кетлигини ва замин турини ҳисобга олиш лозим.

Лойиҳалашда конструкцияларда ёки иншоотнинг унсурларида ҳисоблаш ишларини қамайтириш мақсадида контакт кучланишларининг оптимал тақсимланишини яратиш имконини қараб чиқиш лозим. Бунда иншоотларнинг контакт юзаларидаги чиққилларини ўрнатиш, заминнинг алоҳида зоналарини зичлаш ва иншоотни қуриш кетма-кетлиги қўлда тутилади.

Э с а т м а. Грунтнинг тўқувчи конструкциялар билан контактдаги кучланишлари КМК 2.04.07-98 бўйича аниқланади.

6.2. Қоятоқли заминларга қурилган иншоотлар учун контакт кучланишлар марказий бўлмаган қисмиш усули билан, керак бўлган ҳолларда I ва II сифатли иншоотлар учун туташ муҳитлар механикаси усули билан фойдаланиб иншоот-замин тизимининг зўрқандан ҳолатларини ҳисоблаш натижалари бўйича аниқлаш керак.

Коятошли бўлмаган заминларга қурилган иншоотлар учун контакт кучланишлар 6.3-6.11 бандларнинг талабларига мувофиқ аниқланади.

6.3. Коятошли бўлмаган заминларга қурилган иншоотлар учун контакт кучланишларни аниқлашда иншоотнинг эгилувчанлик кўрсаткичи I_{ρ} ни ҳисобга олиш керак. Қуйидагича аниқланади:

а) иншоотни ясси схема бўйича ҳисоблашда иншоотнинг узунлик йуналишида

$$I_{\rho 1} = \frac{(1 - \nu_1^2) \pi E b l^3}{32(1 - \nu^2) E_1 I_1}; \quad (29)$$

иншоотнинг эни йуналишида

$$I_{\rho 2} = \frac{(1 - \nu_1^2) \pi E \delta b^3}{32(1 - \nu^2) E_1 I_1}; \quad (30)$$

б) иншоотни фазовий схема бўйича ҳисоблашда:

$$I_{\rho 2} = \frac{\pi E l^2 b}{8D(1 - \nu^2)}; \quad (31)$$

(29)-(31) формулатарда:

ν_1 , ν —Пуансон коэффициенти, мос ҳолдаги замин ва иншоот материаллики;

E , E_1 —замин ва иншоот материаллигининг эластиклик деформацияси модуллари;

b , l —мос ҳолда иншоот тағлиги эни ва узунлиги;

I_1 , I_2 —иншоотнинг ҳисобий кесимларининг инерция моментлари;

δ —иншоот тағлиги узунлиги бўйича ҳисобий унсурнинг эни, $\delta = l$ ни қабул қилинади;

D —иншоотнинг пойдевор плитасининг шилиндрик бикрлиги.

Эгилувчанлик коэффициенти $I_{\rho 1} < 1$ га тенг бўлган ҳолларда контакт кучланишларини иншоотларнинг абсолют бикрлиги учун сифатида аниқлаш керак. $I_{\rho 1} > 1$ ($I_{\rho 2} < 4$ б/л) бўлганда контакт

кучланишлар иншоотнинг эгилувчанлигини ҳисобга олган ҳолда аниқланади.

БИР ЖИНСЛИ КОЯТОШЛИ БЎЛМАГАН ЗАМИНЛАРГА ҚУРИ- ЛАДІГАН ІНШООТЛАР УЧУН КОНТАКТ КУЧЛАНИШЛАРНИ АНИҚЛАШ

6.4. Ясси деформация схемаси бўйича ҳисобланадиган I ва II синфли бикр иншоотлар учун нормал контакт кучланишлар, одатда, туташ муҳит механикаси усуллари (чириклик ёки чириклик бўлмаган эластиклик назарияси, пластиклик назарияси) бўйича аниқлаш керак. Бу кучланишларни I ва II синфли иншоотлар учун асослашга рухсат этилади. III ва IV синфли иншоотлар учун эса тавсия этилаётган 9-илова бўйича марказий бўлмаган қисим усули билан ёки ётқириш коэффициенти усули билан, грунтнинг нисбий

зичлиги $D_0 = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \leq 0,5$ бўлган

қумок грунтли заминлар учун мажбурий 10-илова бўйича экспериментал эпюр усули билан аниқланади.

Э с л о т м а 1. Эластиклик назарияси ва пластиклик назарияси усуллариин қўллаганда охириги катинлиқини қисқаришган қатлами қурилишдаги замин қабул қилишга рухсат берилмади. Бунда охириги катинлиқини қумок грунтлар учун 0,3б га тенг қилиб, батчиқли грунтлар учун 0,5б га тенг қилиб олинади (b—иншоотнинг тағлиги эни). Қисқаришган қатлам катинлигини экспериментал маълумотлар бўлган тақдирда аниқлашга рухсат берилмади.

2. Иншоот тағлигининг участкасида қўзғувчи контакт кучланишлар ҳосил қилишда бу участка ҳисобий контакт сирдан ҳоли бўлиши керак. қолган қисмларда эса контакт кучланишлар қайта ҳисоблаб чиқилиши зурр.

6.5. Гидротехник иншоотларнинг мустаҳкамчилигини ҳисоблаш учун контакт кучланишларнинг эпюрлари туташ муҳитлар механикаси, марказий бўлмаган қисимлиш, ётқириш коэффициенти ва экспериментал эпюр усуллари бўйича аниқланиши керак. Бунда ҳосил қилинган эгувчи моментлар турли ишорага эга бўлса, ҳисоблашларда моментлар, уларнинг максимал абсолют қийматлари йиғиндисини 10% га қамаяди, бир хил ишорали бўлса, қатта эгувчи момент бу қийматлар фарқининг 10% га қамаяди.

6.6. Иншоотларнинг эгилувчанлигини ҳисобга олган ҳолда контакт кучланишларни аниқлашда ётқизиш коэффициентини усули билан, шунингдек эгилувчан ва эгилувчан-пластик масалаларни ечиш билим қабул қилишга рухсат этилади. Шу билан бирга иншоот, унинг схемасига қараб ясси ёки фазовий конструкция (балка, плита, рама ва б.) сифатида қаралади. Конструкция унсурларининг эгилувчанлиги СНиП 2.06.08-87 талабларига мувофиқ бўлсин булган дарзлар ҳосил бўлиш имкониятини ҳисобга олган ҳолда аниқлаштириши керак.

Э с л а т м а 1. Мураккаб фазовий иншоотлар (СЭС бинолари, шикотлар қаллавлари ва б.) ни ҳисоблашда фазовий масалаларни ечиш ўрнига текстик масалаларни ечишдан фойдаланишга рухсат берилган. Ҳудуд бир-бирига боғлиқ бўлмаган иккита перпендикуляр йуналишлар қараб чиқилади.

2. Иншоотларнинг эки йуналишда, уларда турли эгилувчан участкалар мавжуд бўлганда иншоотларни ҳисоблашда уларнинг ситқилишини ҳисобга олган ҳолда амалга оширилади.

6.7. Сувувчи кучлар таъсир этганда ҳосил буладиган урикма контакт кучланишлар 6.4-бандда қўрсатилган усуллар билан аниқлаш керак.

Ётқизиш коэффициентини ва марказий бўлмаган қисилтиш усулларини қўллашда урикма кучланишлар бир текисда тақсимланган деб қабул қилиниши мумкин.

Вертикал кучлар таъсири билан ҳосил булган урикма кучланишлар иншоотларнинг мустақамлигини ҳисоблашда, одатда, ҳисобга олинмайди.

Э с л а т м а Иншоотнинг таглиги участкасида урикма кучланишларни чегаравий $\sigma_{\text{ср}} = \sigma_{\text{ср}} + \sigma_{\text{дн}}$ қилиб қилиб ҳисоб қилинганда улар чегаравийга тенг қилиб қабул қилиниши олинмиши керак, қолган участкаларда улар қилиб ҳисоблаб чиқилиши мумкин.

БИР ЖИНСЛИ БЎЛМАГАН ҚОЯ-ТОҶИЛ БЎЛМАГАН ЗАМИНЛАРГА ҚўРИЛАДИГАН ИНШООТЛАР УЧУН КОНТАКТ КУЧЛАНИШЛАРНИ АНИҚЛАШ

6.8. Бир жинсли бўлмаган заминларга қўрилган иншоотларнинг таглиги бўйича

таъсир этувчи нормал контакт кучланишлар 6.4-банддаги қўрсатма бўйича бир жинсли заминлардаги каби усуллар билан аниқланади.

Эластиклик назарияси ва пластиклик назарияси усулларидан фойдаланилганда грунтларнинг бир жинслимаслиги турли хил заминлар соҳалари учун деформацияланувчанлик ва мустақамликларнинг мос ҳисобий характеристикалари ҳисобга олинмиши.

Марказий бўлмаган қисилтиш усули билан контакт кучланишларни аниқлашда заминларнинг бир жинслимаслигини ҳисобга олиш 6.9 ва 6.10-бандлар талабларига мувофиқ, ётқизиш коэффициентини ва экспериментал эпюр усулларидан фойдаланилган ҳолларда 6.11-банддаги талабларга мувофиқ амалга оширилиши керак.

6.9. Вертикал ва қиялик бўйича тушадиган қатламли бир жинсли бўлмаган заминларда контакт кучланишларни ҳисоблашларда қуйидагилардан фойдаланиши мумкин:

а) туташ мухитлар механикаси усуллари, шу жумладан масалаларни ечишнинг сон усулларидан;

б) контакт кучланишларни ҳар қайси қатлам грунтининг деформациялар модулларига пропорционал қилиб қабул қилиниши керак буладиган таҳминий усуллар; бунда ҳар қайси қатламнинг ўлчамига ва мажбурий 5-иловада баён этилган методикадан фойдаланиб қўйилган юл эксцентриситетига боғлиқ бўлади.

6.10. Заминда қилинмиши ўзгарувчан қатлам бўлса ёки қатлам қилиб қўйилган бўлса контакт кучланишларни ҳисоблашда қуйидагилардан фойдаланилади:

а) туташ мухитлар механикаси усуллари, шу жумладан сон усуллари.

б) қилинмиши ўзгарувчан қатлам заминларни таҳрибий ҳисоблаш схемасига асосланган таҳминий усуллар ёки қатламлар вертикал жойлашган шартда замин схемасига қатламлар қилиб қўйилган бўлади.

Ўзгариб қилинмиши грунт қатламлари горизонтал жойлашганда заминнинг бир жинслимаслигини ҳисобга олишнинг имконияти мумкин.

6.11. Нормал контакт кучланишларнинг экспериментал эпюр ва ётқизиш коэффициенти усуллари билан аниқлаш

заминнинг бир жинслимаслигини ҳисоблаб олиш қўшимча эпюрнинг ординатлари билан эпюра ординатларини қўйиш йўли билан амалга оширилиши керак. Бу 6.4 ва 6.6-бандлар бўйича қўзда тутилган бир жинсли заминлардан аниқланади.

Қўшимча эпюралар ординатаси бир жинсли бўлмаган ва бир жинсли заминлар учун марказий бўлмаган қисилиш усули бўйича қўрилган эпюр ординаталари фарқига тенг қилиб олинishi керак.

7. ГРУНТ МАТЕРИАЛЛАРИДАН ҚЎРИЛГАН ИНШООТЛАР ВА ТЎҒОНЛАР ЗАМИНЛАРИНИ ДЕФОРМАЦИЯЛАРИ БЎЙИЧА ҲИСОБЛАШ.

7.1. Грунт материалларидан қўрилган иншоотлар ва тўғонлар заминларини деформацияларни бўйича ҳисоблаш иншоот-замин тизимлар конструкцияларини танлаш мақсадида амалга оширилиши керак. Бунда уларнинг силжиши (чўкиши, горизонтал силжишлар, кренлар, горизонтал ўқ бўйича бурилишлар ва б.) иншоотнинг ўзида ёки унинг алоҳида қисмларидан фойдаланишдаги нормал шароитлари билан кафолат берувчи чегаралар билан чегараланган бўлади ва талаб этилган қўлга чидамликни таъминлайди. Шу билан бирга конструкцияларнинг мустаҳкамлиги дарз бўлишга турғунлиги иншоотнинг замин билан ўзаро таъсирида содир бўладиган кучни ҳисобга олувчи ҳисоблашлар билан тасдиқланган бўлиши лозим.

Деформациялар бўйича ҳисоблаш иншоотни қўриш ва ундан фойдаланиш жараёнида юкларнинг таъсири хусусиятини ҳисобга олган ҳолда (иншоот қўрилиши кетма-кетлиги ва тезлиги, сув омборининг тулиш графиги ҳамда бошқалар) юкларнинг асосий бирикмасида амалга оширилиши керак.

Қўриш жараёнида содир бўладиган иншоот заминининг силжишлари, агар улар иншоотдан фойдаланишга таъсир этмаса ҳисобга олмасликка рухсат берилади.

7.2. Деформациялар бўйича ҳисоблаш қўидаги шартдан келиб чиққан ҳолда амалга оширилади:

бунда, S_z -замин ва иншоотларнинг биргаликдаги деформацияси (чўкишлар s , горизонтал силжишлар u , кренлар (огишлар) i , вертикал ўқ бўйича бурилишлар). 7.7; 7.8; 7.11-7.14 бандларнинг кўрсатмаси бўйича ҳисоблаб топилади;

S_{μ} -замин ва иншоотларнинг биргаликдаги деформациясининг чегаравий киймати, 7.3-банд кўрсатмаси бўйича белгиланади.

Иншоотни айтилган нормаларга мувофиқ лойиҳалаш ҳолларида, агар тағлиги остидаги босимнинг ўртача киймати замин грунтининг ҳисобий қаршилиги R дан ошмаса, (32) формула бўйича деформацияларни текширмасликка рухсат берилди; бунда R ҚМҚ 2.02.01-92 бўйича, керак бўлган ҳолларда қўшимча иш шароитлари коэффицентини ҳисобга олган ҳолда аниқланади.

7.3. Замин ва иншоотларнинг биргаликдаги деформацияларининг чегаравий киймати иншоотларни мос ҳолдаги лойиҳалаш нормаларига, ускуна ёки бинодан техникавий фойдаланиш қоидаларига (лоиҳалашда) мувофиқ белгиланади ва қўидагиларга риоя қилинади:

иншоот деформациясига қўиладиган технологик талаб, бунга ускуналардан нормал фойдаланишга қўиладиган талаблар ҳам қиради;

конструкцияларнинг мустаҳкамликка, турғунликка ва дарз кетишга турғунликка мустаҳкамлиги, бунга иншоотнинг турғунлиги ҳам қиради.

S_{μ} ни белгилашда секциялар орасидаги чокларнинг нормал ишлашини бузишга, тўғон чўққиси орқали сув оқиш мумкинлигига олиб келмайдиган иншоотнинг бўлимлари ва қисмлари сурилишларининг рухсат этилган фарқини ва иншоот билан боғлиқ бўлган коммуникациялардан нормал фойдаланишнинг бузилишини ҳисобга олиш лозим.

7.4. Биргаликдаги деформацияларни ҳисоблашни фазовий масалалар шартлари учун амалга ошириш зарур. Узунлиги энгисбатан 3 марта катта бўлган иншоотларни ҳисоблаш учун ясси деформация шароитлари учун амалга оширишга рухсат берилади. Иншоотнинг энгис қисилишига қалин H , дан (7.8-банддаги кўрсатма

7.8. Замин грунтининг ҳисобий қаршилиги R дан катта бўлган иншоотнинг таглиги остидаги уртача босим p да чуқуш сонли усуллар билан аниқланиши керак. Бу усуллар, грунтлар деформациясининг эластик-пластик характерларини, фазовий зуриккан ҳолатини, иншоотни қуриш кетма-кетлигини ҳисобга олади. Чуқушни тахминий ҳисоблаш учун тавсия этиладиган 12-иловага мувофиқ аниқлашга руҳсат этилади.

7.9. Заминнинг қисувчи қатламининг ҳисобий чуқурлиги H_c қуйидагича аниқланади: КМК 2.02.01-97 бўйича аниқланадиган иншоот таглиги эни $b \leq 20$ м бўлганда, қатламнинг пастки чегарасида ташки қуддан ҳосил буладиган вертикал қучланиш σ_v нинг грунт ўз огирлигидан ҳосил буладиган вертикал қучланиш $\sigma_{v\gamma}$ нинг ярмига тенглиги шартидан $b > 20$ м бўлганда (бунда ер ости сув сатҳи остидаги пастдаги сувнинг филтрацион қучи ва муаллақ ҳолатдаги таъсири ҳисобга олинади). Грунтда $E < 5$ МПа ли қатламининг пастки чегараси жойлашганда эки шундай грунт ана шундай чегарадан бевосита пастда ётганда ҳисоблаган қаватга қиради. Бундай грунтдаги қисувчи қатламнинг пастки чегарасини $\sigma_{v\gamma} = 0,2\sigma_v$ шартидан келиб чиққан ҳолда аниқлаш керак.

7.10. Вақт моментидаги барқарорлашмаган чуқуш s , қуйида формула бўйича аниқланади:

$$s = \left(U_1 + \frac{\delta_{vcr}}{\delta_{vcr}} U_2 \right) \frac{s}{1 + \frac{\delta_{vcr}}{\delta_{vcr}}} \quad (34)$$

бунда, U_1, U_2 —мос ҳолда грунтнинг биринчи ва иккинчи консолидацияси даражаси.

δ_{vcr} —грунтнинг силжиш параметрлари, грунтни дренажланган схем буйича компрессион синнашлар натижалари бўйича аниқланиши керак;

s —огирли чуқуш, 7.7-бандга мувофиқ аниқланади.

Бирламчи консолидация даражаси U_1 консолидациянинг бир улчамли, яъни

ёки фазовий масалаларни ечиб аниқланади. III ва IV синфли иншоотлар учун тавсия этиладиган 13-иловага мувофиқ U_1 ни аниқлашга руҳсат берилади. Фовакли босимни ҳисобга олинмаган ҳолларда $U_1=1$ деб олиш мумкин. Фовакли босимни ҳисобга олиш керак бўлганда 3.13-банд бўйича аниқланади.

Иккитамчи консолидация даражаси U_2 грунтнинг силжиш ҳоассини ҳисобга олган ҳолда бир улчамли, яъни ва фазовий масалаларни ечиб аниқланади. III ва IV синфли иншоотлар учун U_2 ни қуйидаги формула бўйича аниқлашга руҳсат берилади

$$U_2 = 1 - e^{-\frac{H_c}{H_c}} \quad (35)$$

КОЯТОШЛИ БЎЛМАГАН ЗАМИНЛАРГА ҚУРИЛАДИГАН ИНШООТЛАРНИНГ ҚИЙШАЙИШINI АНИҚЛАШ

7.11. Иншоотларнинг қийшайиши (опиши) иншоотнинг эни чегарасида номарказий қуйилган юқдан, иншоотнинг таглигидан ташқари заминнинг юқтанганлигидан, юқ номарказий қуйилганда туқма грунтнинг иншоот танасига қисилишидан (тубсиз ячейкали конструкциялар учун) аниқланиши керак.

7.12. Бир жинсли ва горизонтал-қатламли заминлардаги филтрация қучларини ҳисобга олмайдиган ҳолларда иншоотнинг эни чегарасида номарказий қуйилган вертикал юқдан ҳосил буладиган таглиги туғри бурчакли бўлган иншоотнинг қийшайишини қуйидагича аниқлашга руҳсат берилади:

а) иншоот таглигининг катта томони йуналишида қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$i_1 = i_0 \omega_1 = k_1 \frac{M_1}{l^3} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E_m} \quad (36)$$

б) иншоот таглигининг кичик томони йуналишида қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$i_2 = i_0 \omega_2 = k_2 \frac{M_2}{b^3} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E_m} \quad (37)$$

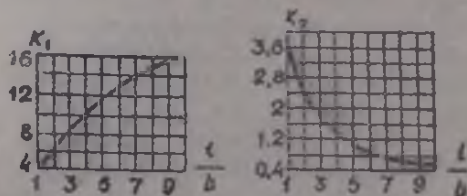
бунда, ω_1 , ω_2 —иншоотнинг кийшайиш бурчаклари;

k_1 , k_2 — улчовсиз коэффициентлар, 3-чизма бўйича аниқланади;

M_1 , M_2 —туғри бурчакли тагликнинг мос ҳолдаги катта ва кичик томонларига параллел бўлган вертикал текислик бўйича таъсир этувчи моментлар;

1. h —иншоот таглигининг мос ҳолдаги узунлиги ва эни;

г. E_m —бутилма деформация ва деформация модули коэффициентлари, мажбурий 3-илова бўйича аниқланади.



3-расм. k_1 ва k_2 коэффициентларини аниқлаш графикалари

7.13. Иншоот таглигидан ташқарида замин юкланишидан иншоотнинг кийшайишининг аниқлаш қуйидаги формула бўйича амалга оширилади:

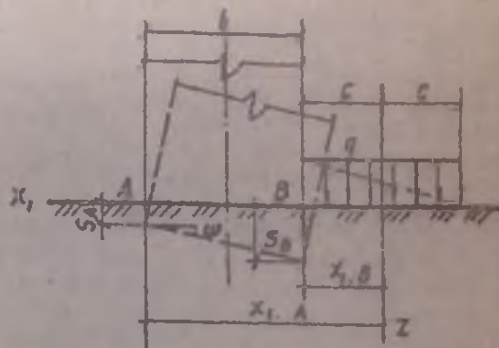
$$i = \lg \varepsilon = \frac{s_1 - s_2}{b} \quad (38)$$

бунда, s_1 , s_2 —иншоот таглигининг А ва В чеккаларининг чуқирли (4-расм), мажбурий II-илова кўрсатмаси бўйича $\sigma_{1,2} = \sigma_0$ бўлганда ва мос ҳолда $x_{1,2} = c + b$ ҳамда $x_{1,2} = c$ бўлганда аниқланади.

h —иншоот эни;

2с—юкланиш полосаси эни.

Юкланишни тўқитиладиган зовур шаклига боғлиқ равишда туғри бурчакли, учбурчакли ёки трапециевид эпюра билан аппроксимлашга рухсат этилади.



4-расм. Иншоотнинг юкланишдаги оқшанини аниқлаш учун схема

КОЯТОШЛИ БЎЛМАГАН ЗАМИНЛАРГА ҚУРИЛГАН ИНШООТЛАРНИНГ ГОРИЗОНТАЛ СИЛЖИШЛАРИНИ ҲИСОБЛАШ

7.14. Горизонтал юкни қабул қиловчи иншоотлар унсурларининг горизонтал силжишлари (масалан, тирак деворлар, ГЕС бинолари, анкер қуришлари), одатда пластик деформацияларнинг ривожланиш соҳаларини ҳисобга олувчи усуллар билан (керак бўлган ҳолларда пластик оқим назарияси ҳолларида) аниқланади.

III ва IV синфли иншоотлар учун горизонтал силжиш соддалаштирилган: усул билан таъсия этиладиган 14-илова кўрсатмаси бўйича (охирги горизонтал силжишлар учун) аниқлашга рухсат берилади.

7.15. Мустақамлиги ва турғунлиги унинг силжишига боғлиқ бўлган анкер қуришлари ва иншоотнинг бошқа унсурлари учун горизонтал бўйича силжишни ҳисоблашлар биринчи гуруҳнинг чегаравий ҳолатига мос келадиган грунтлардаги ва юклардаги каби ҳусусиятлари аниқланади.

7.16. Иншоотларнинг t вақт мавсумига ностабиллашган горизонтал силжишлар қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$u_t = \frac{\left(1 + \frac{\delta_{1,2}}{\delta_{1,2,0}}\right) u_0}{1 + \frac{\delta_{1,2}}{\delta_{1,2,0}}} \quad (39)$$

бунда, $\delta_{ср} - (34)$ формуладаги каби;
 $\delta_{1, ср} U_2$

u —иншоотнинг охириги
 (стабилашган) силжиши;
 тавсия этиладиган 14-
 илованинг курсатмаси буйи-
 ча аникланади.

7.17. Иншоотнинг чегаравий гори-
 зонтал силжиши u_0 0,75 u_{lim} даъ ошмас-
 лиги керак, бунда, u_{lim} -ясси силжиш
 буйича иншоот-замин тизимининг чегара-
 вий мувозанатига эришишига мос келувчи
 иншоотнинг горизонтал силжиши ва
 қуйидаги формула буйича аникланади

$$u_{lim} = u_{lim, n} \left(\frac{A}{A_n} \right)^{\frac{1-a}{2}}, \quad (40)$$

бунда, $u_{lim, n}$ n -штампнинг чегаравий сил-
 жиши;

A_n n -штамп юзи;

A —иншоот пойдевори юзи;

n — мажбурий 3 - илова
 курсатмасига мувофиқ
 аникланадиган параметри.

ГРУНТ МАТЕРИАЛЛАРИДАН КУРИЛГАН ТУҒОНЛАР ДЕФОРМА- ЦИЯЛАРИ БУЙИЧА ХИСОБЛАШ

7.18. Грунт материалларидан ку-
 рилган туғонларнинг ностабилашган
 чуқишлари ва горизонтал силжишларини
 7.10 ва 7.16-бандлардаги курсатмалари
 буйича аникланиши керак. Керак булган
 ҳолларда ҳисоблашларда чизикли бўлма-
 ган эластиклик назарияси, консолидация
 назарияси ёки қовушок-пластиклик наза-
 рияси ҳисоблашларидан фойдаланиш ке-
 рак. Шу билан бирга туғонлар ядролари-
 нинг боғловчи грунтлари сингувчанлиги-
 нинг консолидация жараёнида зичлашган-
 лигига, сувга тузунганлик ва бошқа фак-
 торларга боғлиқлигини ҳисобга олиш ке-
 рак.

7.19. Туғоннинг чуқисинин, унинг
 замини ва танаси чуқишларининг йиғин-
 диси сифатида аниклаш лозим.

Туғон танаси ва замини чуқишлари-
 ни ҳисобий вертикал бўйича қатлам

катлам жамлаш усули билан аниклашга
 рухсат этилади.

Ҳар қайси қатламдаги грунтнинг де-
 формацияси компрессион боғлиқлик
 бўйича аникланади. Вақтнинг ҳисобий
 моменти учун ғовақлик моменти эффек-
 тив кучланишга боғлиқлиқдан аниклана-
 ди.

Коятошли заминларнинг чуқишлари
 ва горизонтал силжишлари, одатда, ҳисоб-
 га олинмайди.

7.20. Ҳисоблашлар билан қуйидаги-
 лар аникланади:

Курилиш вақтидаги чуқишлар s -
 туғон нукталарининг, туғри курилиши ту-
 гаш моментида вертикал силжиши;

Фойдаланишдаги чуқишлар s_c -туғон
 нукталарининг қушимча вертикал сил-
 жишлари; бу курилиш тугаш пайтида
 туғон замини ва танаси грунтларнинг кон-
 солидацияси тугаш пайтигача давом этади;

Туғон танаси ва замин грунтлари-
 нинг йиғинди чуқиши s_z .

Туғон танаси ва замин грунтлари-
 нинг йиғинди чуқиши s_z ни тавсия этила-
 диган 15-иловадаги курсатма бўйича бир
 улчовли масалалар шарти учун қатламма-
 қатлам жамлаш усули билан аниклашга
 рухсат этилади.

Курилиш вақтидаги чуқишлар s , ку-
 рилиш тугаш пайтида курилатган кат-
 ламдаги йиғинди чуқиш s_c билан шу
 грунт қатламини тукиш пайтидаги йиғин-
 ди чуқиш s_z лари орасидаги фарқлар си-
 фатида аникланиши лозим.

Фойдаланишдаги чуқишлар s_c кон-
 солидация тугаш пайтидаги чуқишлар
 йиғиндиси s_c билан туғоннинг курилиш
 тугаш пайтидаги йиғинди чуқишлар s
 орасидаги фарқлар сифатида аникланиши
 лозим.

7.21. СНиП 2.06.05-87 нинг
 курсатмасига мувофиқ курилишни кута-
 ришни ҳисоблаш учун туғон чуққисининг
 фойдаланиладиган чуқишини аниклаш ке-
 рак. Туғонга ётқизиладиган грунтнинг
 қушимча ҳажмини аниклаш учун туғон
 конгури нукталарининг консолидациянинг
 тугаши ва, фойдаланишдаги чуқишлар
 пайтларида грунтнинг йиғиндиси қис-
 мишлари орасидаги фарқ билан аниклана-
 ди.

КОЯТОШЛИ ЗАМИНЛАРГА КУРИЛГАН БЕТОН ВА ТЕМИР-БЕТОН ИНШООТЛАРНИНГ СИЛЖИШИНИ ҲИСОБЛАШ

7.22. Коятошли заминларга қурилган иншоотларнинг силжишини ҳисоблаш, одатда, фақат I синфли иншоотлар учун амалга оширилиши керак.

7.23. Силжишни ҳисоблашда: агар

$$\frac{B_d}{H} < 5 \text{ бўлганда } (B_d - \text{иншоотнинг босим}$$

фронтни эни, H - иншоотга тушадиган босим), фазовий масалаларни қараб чиқиш

зарур; агар $\frac{B_d}{H} \geq 5$ бўлганда текислик ма-

салаларни қараб чиқилади. Шу билан бирга иншоотларнинг сурилишини ҳисоблаш учун қизикли ва қизикли бўлмаган эластиклик назарияси усулларини қўлланилиши мумкин. Ҳисоблашларда заминнинг қиситувчи қатламнинг шартли қалинлиги иншоот таълиғи эни b га тенг қилиб қабул қилинади.

Қурилишнинг техника-иқтисодий асослаш босқичларида қоятошли заминларни қизикли-деформация муҳити қурилишида қараб чиқишга рухсат этилади.

7.24. Иншоотларнинг силжишини аниқлашда грунтнинг сув омбори узанига тушадиган босимни (оқизиклар ёки тукмалар), заминдаги ҳажмий филтрацион кучлар, иншоотдан тушадиган юклар (заминга узатулувчи), сув омбори тўлдирилатганда қирғоқларда сувнинг муаллақ ҳолатдаги таъсири ҳисобга олинishi лозим. Тор даралар ёлбағирларнинг сил-

жишини ҳисоблашда ($\frac{B_d}{H} < 2,5$) сув ом-

борини лойиҳадаги белгигача сув билан тўлдирилгандан сунг сувнинг муаллақ ҳолатдаги таъсири ва филтрланиш кучларини ҳисобга олиш зарур.

8. ЗАМИНЛАРНИНГ ПУХТАЛИГИНИ ТАЪМИНЛАШ БЎЙИЧА МУҲАНДИСЛИК ТАДБИРЛАРИ

ИНШООТЛАРНИ ЗАМИН БИЛАН ТУТАШИШНИ ТАЪМИНЛАШ

8.1. Иншоотларнинг заминларини лойиҳалашда иншоотнинг турғунлигини,

заминнинг мустаҳкамлигини (шу жумладан филтрловчи хусусиятли) таъминловчи иншоотнинг замин билан туташishi бўйича тадбирлар, юк ва таъсирларнинг биргаликдаги барча ҳисоблашларида иншоот ва унинг заминларининг рухсат этилган қучланиш-деформацияланиш ҳолатлари кўзда тутилади.

Барча ҳолларда иншоотнинг замин билан туташishi лойиҳалашда иншоотни қуриш ва ундан фойдаланиш жараёнида грунтларнинг филтрланиш характеристикаларининг ва мустаҳкамлик характеристикалари ҳамда деформацияланувчанликнинг мумкин бўлган ўзгаришларини ҳисобга олиш зарур.

8.2. Иншоотларнинг замин билан ташмаларини лойиҳалашда, одатда, грунтларнинг характеристикаси (уларни яхшилаш имконини ҳисобга олган ҳолда) иншоотнинг турғунлик шаронтини, заминнинг мустаҳкамлигини ва берилган филтрланиш режимини қониктирадиган чуқурликка унинг сиртидан бўш (ёки қурилиш жараёнида бўшашган) грунтларни олиб ташлаш ёки алмаштириш кўзда тутилади.

Иншоотнинг қирғоққа ёпишувчи нишабларнинг қиялиги ҳам нишабларнинг узининг, ҳам иншоотларнинг қурилиш ва улардан фойдаланиш даврида турғунлигини таъминлаш шаронтидан қилиб чиққан ҳолда танланиши керак.

8.3. Агар грунтни олиб ташлаш иқтисодий жиҳатдан мақсадга мувофиқ бўлган ҳолларда иншоотнинг қоятошли замин билан туташishi лойиҳалашда иншоотнинг ёки унинг қирғоқ тирақларининг турғунлиги таъминланиши, заминнинг мустаҳкамлиги ва деформацияланувчанлигининг баҳарлишини таъминлаш учун, чиқариб ташланадиган ҳажминини қамайтириш учун қуйидаги тадбирларни кўзда тутиш зарур:

заминга босим иншоотларининг ва ёндошувчи қирғоқ массивларининг акс таъсирини қамайтириш;

иншоотнинг замин билан контактида юқориги бёсф томонга қиялик яратиш;

заминга пастки бёсф томондан тирақ ҳосил қилиш;

заминга ва иншоотнинг қирғоққа ёндошувчи қисмларига турқиш ва таъсирларнинг энг мақбул йўналишларини таъминловчи конструкцияларни қўллаш;

иншоот секцияларини ва киргокка ёндошувчи қисмларни анкерлаш; замин грунтларини инъекцион мустахкамлаш.

Юқорида айтилган тадбирларнинг техника-иктисодий самарадорлиги етарли бўлмаганда иншоот тағлигини қоятошли грунтларнинг анча сакланадиган зонасига чуқурлатиб ўрнатиш кўзда тутилган бўлиши лозим.

8.4. Қоятошли бўлмаган заминларга қурилган иншоотларнинг турғунлигини таъминлаш, мустахкамлиги, рухсат этилган чуқишлар ва силжишларни таъминлаш учун иншоотнинг заминга туташишларини лойиҳалашда, керак бўлган ҳолларда юқориги ва пастки тишларини қуришди, заминнинг кам сизиб ўтадиган катламларини дренажлашни, грунтларни зичлаш ва инъекцион мустахкамлашни ва бошқа тадбирларни кўзда тутиш зарур.

Порт иншоотларини лойиҳалашда, керак бўлган ҳолларда тош тушамалар ётқизиш, юкни камайтирувчи ва анкер қурилмалар қурилиши, шунингдек грунтда гидростатик (филтрловчи) босимни йўқотиш кўзда тутилиши керак.

Иншоотдан фойдаланиш жараёнида сув оқимини қуритишга, заминнинг ҳаммасини ёки унинг бир қисмини музлатишга рухсат бериладиган мелиорация учун мўлжалланган иншоотлар ҳамда чангсимон-балчиқли ёки майда кумли грунтларга қуриладиган иншоотлар учун, керак бўлганда, лойиҳада иншоотнинг турғунлиги ва заминнинг мустахкамлиги учун грунтни музлатиш ва эритишнинг зарарли оқибатлари олдини олувчи мос муҳандислик тадбирлари (дренажлар қуриш, миграцияга қарши экранлар, замин грунтини талаб этиладиган хоссали грунт билан алмаштириш ва ҳ.к.) ни кўзда тутиш керак.

8.5. Қоятошли бўлмаган заминларга қуриладиган грунтли тўғонларнинг заминлари лойиҳасида, одатда, заминни тайёрлаш ва текислаш, ўсимлик катламларини ва дарахтлар ҳамда буталарнинг чуқурлашган илдишларини олиб ташлаш ёки кемирувчи ҳайвонлар ин ва йўлларини, шунингдек массаси буйича 5% дан ортиқ органик аралашмалар бўлган ёхуз шунча миқдорда сувда енгил эрийдиган туз бўлган грунтлар олиб ташланади.

8.6. Грунт материалларидан қурилган тўғонларнинг заминлар билан туташмала-

рини лойиҳалашда тўғонларнинг турғунлигини таъминлайдиган, замин ва иншоотларнинг бир текисда бўлмаган деформацияларни камайтирадиган, замин грунтга сув билан тўйинганда суффозиянинг олдини оладиган унинг мустахкамлиги рухсат этилгандан камаймайдиган тадбирлар (замин сиртини тозалаш, тўғон тубини чуқурлаштириш, қоятошли грунтдаги дарзларни беркитиш, дренаж қилиш ва б.) ҳамда бошқалар кўзда тутилиши лозим.

Асослашда грунтли тўғонлар таркибида сувда эрийдиган қушилмалар ва биоген грунтлар бўлган заминни қуришга рухсат этилади.

8.7. Қоятошли заминлар қурилган грунтли тўғонларнинг сув ўтказмайдиган унсурлари туташмаларини лойиҳалашда емирилган қоятошни олиб ташлаш, шу жумладан алоҳида ётган йирик тошлар ва тўпланган тошларни олиб ташлаш, разведка қилинадиган ва геологик ишлар олиб бориладиган ҳамда қуриладиган қовланган жойни, йирик дарзларни беркитиш ва бетонлаш кўзда тутилиши керак.

Заминда сувда эрмайдиган, кам сув ўтказадиган қоятошли грунтлар бўлганда, одатда, тўғоннинг сув ўтказмайдиган унсурлари тағлиги остидаги замин сиртларини фақат текислаш кўзда тутилиши лозим. Қолган ҳолларда, одатда, қуйидаги тадбирларни ўтказиш кўзда тутилиши лозим: бетон плиталар ётқизиш, қояларни торкрет билан қоплаш, замин қисмларини (сув ўтказмайдиган унсур тағлигига туташган) инъекцион зичлаш.

Грунтли тўғонлар, филтрланишга қарши унсурларининг қоятошли киргоклардаги қия ва нотекис сиртлари билан туташмаларидаги участкаларда, лойиҳалашда киргокка ёндошган нишабнинг (тўғон чуққисидан то заминигача бўлган), профили кескин синмагани ҳолда, умумий қиялик ёндошиши билан энг кам иктисодий асослаган ҳолда аста-секин ётишини кўзда тутиш керак. Шу билан бирга, одатда, нишабнинг қикиб турувчи жойларини кесиш ва чуқурчаларини бетон билан тулдиритиш кўзда тутиш керак.

Якшироқ сув ўтказувчи материаллардан бажарилган тўғон профили қисмлари билан заминнинг туташмалари жойларида емирилган, парчаланган

(нураган) қояларни олиб ташлаш шарт эмас.

8.8. Иншоот заминини лойиҳалашда қурилиш жараёнида грунтларнинг нурашини, кескин зичлашини ва суюкланишини олдини олувчи тадбирлар, шунингдек босимли сувларининг зовур туби орқали мумкин булган филтрланишини олдини олувчи тадбирлар кўрсатилган бўлиши керак.

8.9. Иншоотлар тағлигининг ётиш чуқурлиги қуйидагини ҳисобга олган ҳолда илжи борица минимал қабул қилиш керак:

иншоотларнинг тури ва конструктив хусусиятлари;

заминга тушадиган юк ва унинг таъсири характери;

қурилиш майдончасининг геологик шароитлари (грунтларнинг қурилиш хоссалари, замин структуралари, бушашган сиртлар-буш қатламларнинг мавжудлиги, тектоник бузилиш зоналарнинг мавжудлиги ва б.);

қурилиш ҳудудидаги топографик шароитлар;

гидрогеологик шароитлар (грунтларнинг сув ўтказувчанлиги, сизот сувларининг сатҳлари босимлари ва агрессивлиги);

пастки бьефда грунтларнинг ювилиб кетиш соҳаси;

сув сатҳининг кемалар қатнаш олиши ва б.

Э с т а м а. Меморатив гидротехник иншоотлар учун улар тиликларининг ётиш чуқурлигини, музлаш чуқурлигидан қатъий назар қабул қилишга руҳсат берилади: бўли 8.4-банддаги курсатма ҳисобга олиниши лозим.

8.10. Қойтошли заминли бетон ва темир-бетон иншоотларнинг туташмаларини лойиҳалашда қуйидагиларни қўзда тутиш лозим:

бир жинсли заминлар учун мустаҳкамлиги ва деформацион харақтеристикалари паст бўлган ҳамда дарзларда балчиқли тўлдиргичларнинг бўлиши туфайли моноклитикка кам берилувчан интенсив нураган грунтларни (олиб ташланувчи қатламни) олиб ташлаш (асослашда буш грунтлар факат иншоотнинг пастки томонидан олиб ташлашга руҳсат берилди);

ийрик бузилишларга ва чуқур танлама нураш соҳасига эга булган бир жинсли булмаган заминлар учун-заминнинг бушашган соҳаларини мумкин булган мустаҳкамланишини ва дарзларни тўлдирини ҳисобга олган ҳолда иншоотнинг зўриккан ҳолатининг анализи натижаларига асосан олинадиган грунт хажми қабул қилиниши керак.

ЗАМИН ГРУНТЛАРИНИ МУСТАҲКАМЛАШ ВА ЗИЧЛАШ

8.11. Грунтларни иншоот заминига мустаҳкамлаш ва зичлаш ишлари заминнинг юк қутарувчанлик хусусиятини ошириш мақсадида, чуқуришлари ва силжишларни камайтириш мақсадида грунтларнинг мустаҳкамлик ва деформацион харақтеристикаларини ўзгартириш учун, шунингдек лойиҳада талаб қилинган сув ўтказувчанлигини ва филтрацион мустаҳкамлигини таъминлаш учун қўзда тутилиши керак.

Грунтларнинг мустаҳкамлик ва деформацион хоссаларини ўзгартириш бўйича тадбирлар сифатида грунтларни цементлаш, кизёвий мустаҳкамлаш усуллари, музлатиш, массивларни механик зичлаш, дренажлаш, устун қозиклар қоқиш ва доказолар тавсия этилиши мумкин.

Лойиҳада қўзда тутилидиган сув босимли иншоотларнинг заминларига грунтларни мустаҳкамлаш ва зичлаш иншоот остида филтрланишни камайтириш ёки суви иншоотни айлантриш ўтказиш ва филтрланишининг ҳавфли асоратларини бартараф қилиш мақсадида қилинади. Бу қурилишларни қўзда тутилиши керак. Филтрланишга қарши тўсиқ (парда, тиш, шпунт қаторлари, «грунтда девор», погурлар урнатиб ва б.) қуриш, шунингдек грунтни механик ва инъекцион зичлашларни.

Э с т а м а. Заминларни мустаҳкамлашда лойиҳалашда грунтларни мустаҳкамлик ва деформацион хусусиятини ўзгартириш уларнинг филтрланиш хоссақарининг ўзгаришига ва асосида бўлишига олиб қилиниши ҳисобга олиш керак.

8.12. Тирик иншоотларни лойиҳалашда, керак булган ҳолларда, дастлаб, грунт иншоотнинг пастки қирраларига ёндошувчи соҳасига мустаҳкамланишини

иншоот ва замин контурилари чегарасидан чиққан йирик дарзларни, тектоник зоналарни ва бошқа буш грунтларнинг ёрилишларини ва қатламларини мустахкамлаш ҳамда зичлаш кўзда тутилган бўлиши керак. Заминларнинг туташ зуркишлари асосланган бўлиши керак.

I ва II синфли тирак иншоотларни лойиҳалашда заминни мустахкамлаш буйича иш усулларини ва ҳажмларини аниқлаш ҳисоблашлар билан асосланган бўлиши, I синфли иншоотлар учун эса керак бўлганда иншоот ва заминнинг зуриккан-деформацияланган ҳолатини экспериментал текширилган бўлиши лозим.

III ва IV синфли иншоотлар учун лойиҳалашнинг барча босқичларида, шунингдек I ва II синфли иншоотлар учун техник-иктисодий асослаш босқичида заминни мустахкамлаш буйича иш усуллари ва ҳажмларини аналог буйича белгилашга рухсат этилади.

8.13. Кучли деформацияланадиган мустахкамлиги кам бўлган грунтларга қуриладиган порт иншоотларини лойиҳалашда грунтларнинг олд ва анкер деворлари олдидаги, шунингдек тўкма чегарасидаги кайтариш зонасида мустахкамлашни кўзда тутиш керак. Бундай ҳолда техник-иктисодий асослаш босқичида мустахкамлаш усули, шунингдек аналоглар буйича белгиланади. Лойиҳалаш ва иш ҳужжатларини тайёрлаш босқичида грунтни мустахкамлаш ва иш ҳажми ҳисоблашларга ҳамда экспериментал текширишларга асосан аниқланади.

8.14. Замин филтрловчи, сувга турғунлиги паст ва тез эрийдиган грунтлардан қурилган ҳолларда филтрланишга қарши парда (түсік) қуриш албатта керак. Сувга турғун грунтларда парда қуриш учун асосланган бўлиши керак.

Филтрланишга қарши парданинг чуқурлиги ва эни ҳисоблаб топиб ёки экспериментал текшириш натижалари билан асослаш керак.

Бетондан қуриладиган туғонларнинг қоятошли заминларини лойиҳалашда босимли қирра остидаги дарз ҳосил бўлиш зонаси чегараси ташқарисида, шунингдек уларнинг юқориги бьеф томонга оғиши чегараси ташқарисида филтрланишга қарши парда жойлаштириш имконини қараб чиқиш тавсия этилади.

Э с л и м а. Ер ости контурини, шу жумладан филтрланишга қарши пардани ва дренажларни лойиҳалаш СНиП 2.06.06-83 ва СНиП 2.06.06-84 татабларига мувофиқ бажарилиши керак.

8.15. Парданинг иншоот тағлиги билан туташган участкасида босим градиенти энг катта бўлган зонада филтрланишни олдини олиш мақсадида лойиҳада унча чуқур бўлмаган қўшимча қудуқлар қаторини қовлаб пардани маҳаллий қучайтиришини кўзда тутиш лозим. Бу қудуқлар асосин қудуқлар қаторига параллел бўлган заминнинг босим қиррасида ёки уша парданинг ўзида ётади. Қўшимча қудуқлар орасидаги масофани пардадаги асосий қудуқлар орасидаги масофадан катта олишга рухсат берилади.

8.16. Филтрланишга қарши қурилмалар (тишлар, диафрагмалар, шпунтлар ва б.) билан замин ёки қирғоқларнинг туташган жойларида грунтларни яхшилаб ётқизиш ва зичлаш кўзда тутилиши керак. Бунинг учун суффозияга анча турғун ва пластик бўлган грунт (қоятошли заминдаги дарзларни беркитиш хусусиятига эга бўлган) ишлатилади.

8.17. Сув босимли иншоотларнинг заминларини лойиҳалашда босимга қарши кучни камайтириш буйича тадбирлар сифатида дренажлар қуриш кўзда тутилади. Қоятошли заминларда дренаж, асосан, иншоотнинг босимли қирраси томонидан жойлаштирилади, керак бўлган ҳолларда эса унинг тағлигининг урта қисмига ҳам жойлаштирилади.

1-ИЛОВА

Тавсия этиладиган

КОЯТОШЛИ ГРУНТЛАР МАССИВЛАРИНИНГ КЛАССИФИКАЦИЯСИ

1-жадвал

Дарз кетишлик буйича классификация		
Дарз кетишлик даражаси	Дарз кетишлик модули, M_1	Жинс сифити курсаткичи $RQD, \%$
Жуда кам дарз кетган	1,5 дан кам	90 - 100
Кам дарз кетган	1,5 дан 5 гача	75 - 90
Ўртача дарз кетган	5 дан 10 гача	50 - 75
Кўп дарз кетган	10 дан 30 гача	25 - 50
Жуда кўп дарз кетган	30 дан юкори	0 - 25

M_1 - асосий дарзга ёки дарзнинг асосий тизимига нисбатан ўлчамли линиясидаги 1 м даги дарзлар сони.

RQD - узунлиги 10 см дан ортик булган сакланган кери булан узунлиги узунлигининг қудудда дурлиланган интервал узунлигига нисбати.

4-жадвал

Нураганлик даражаси буйича классификация

Нураганлик даражаси	Нураганлик коэффициенти k_n
Кучли нураган	0,8 дан кам
Нураган	0,8 дан 0,9 гача
Кам нураган	0,9 дан 1,0 гача
Нурамаган	1,0

k_n - нураган грунт намунаси zichлигининг шу грунтнинг нурамаган намунаси zichлигига нисбати

5-жадвал

Массив тугашлилигининг бузилиш хактери буйича классификация

Массив тугашлилигининг бузилиш хактери	Булакларнинг майдаланиш зонасининг қуввати ёки дарз эни	Бузилишнинг узунлиги
I тартибли булаклар-чуқурликдаги, сейсмогенли	Юзлаб ва минглаб метр	Юзлаб ва минглаб километр
II тартибли булаклар-чуқурликдаги, сейсмогенлимас ва қисман сейсмогенли	Унлаб ва юзлаб метр	Унлаб ва юзлаб километр
III тартибли булаклар	Метр ва унлаб метр	Километр ва унлаб километр
IV тартибли булаклар	Унлаб ва юзлаб сантиметр	Юзлаб ва минглаб метр
V тартибли йирик дарзлар	20 мм дан юкори	10 м дан юкори
VI тартибли ўртача дарзлар	10 - 20 мм	1 - 10 м
VII тартибли майда дарзлар	2 - 10 мм	0,1 - 1 м
VIII тартибли инпичка дарзлар	2 мм дан кам	0,1 мм дан кам

2-жадвал

Сув ўтказувчанлик буйича классификация

Сув ўтказувчанлик даражаси	Филтрланиш коэффициенти, k , м/сутка	Солиштирма сув ютиш q , л/мин
Амалий сув ўтказмайдиган	0,005 дан кам	0,01 дан кам
Кам сув ўтказадиган	0,005 дан 0,3 гача	0,01 дан 0,1 гача
Сув ўтказадиган	0,3 дан 3 гача	0,1 дан 1 гача
Кўп сув ўтказадиган	3 дан 30 гача	1 дан 10 гача
Жуда кўп сув ўтказадиган	30 дан ортик	10 дан ортик

3-жадвал

Деформацияланувчанлик буйича классификация

Деформацияланувчанлик даражаси	Массивнинг деформация модули E , 10^3 МПа (10^3 кг/см ²)
Жуда кам деформацияланадиган	20 дан юкори
Кам деформацияланадиган	10 дан 20 гача
Ўртача деформацияланадиган	5 дан 10 гача
Кучли деформацияланадиган	2 дан 5 гача
Жуда кучли деформацияланадиган	2 дан кам



КИРКИШ (СИЛЖИШ) ВА УЧ ЎКЛИ КИСИШ УСУЛЛАРИ БИЛАН СИНАШ НАТИЖАЛАРИ БЎЙИЧА МУСТАХКАМЛИК ХАРАКТЕРИСТИКАЛАРИ $tg\varphi$ ВА c_n НИНГ НОРМАТИВ ВА ХИСОБИЙ ҚИЙМАТЛАРИНИ АНИҚЛАШ УСУЛИ

Киркиш усули билан синаш натижалари бўйича $tg\varphi_n$ ва c_n характеристикаларининг норматив қийматлари қуйидаги формулалар бўйича ҳисобланади:

$$tg\varphi_n = \frac{n \sum_{i=1}^n \tau_{lim,i} \sigma_i - \sum_{i=1}^n \tau_{lim,i} \sum_{i=1}^n \sigma_i}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2} \quad (1)$$

$$c_n = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n \tau_{lim,i} - tg\varphi_n \sum_{i=1}^n \sigma_i \right) \quad (2)$$

$c_n < 0$ ҳосил қилинганда $c_n = 0$ деб қабул қилиш керак, $tg\varphi_n$ нинг қийматини эса қуйидаги формула бўйича қайта ҳисобланади:

$$tg\varphi_n = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_{lim,i} \sigma_i}{\sum_{i=1}^n \sigma_i^2} \quad (3)$$

(1)-(3) формулаларда:

$\sigma_i, \tau_{lim,i}$ — алоҳида синашларда ҳосил қилинган, силжиш текислигига уртача нормал ва чегаравий уринма қучланишларнинг жуфт хусусий қийматлари;

n — битта мажмуага кирувчи σ_i ва $\tau_{lim,i}$ ларнинг жуфт қийматлари сони (n қиймати 6 дан кам бўлмаслиги керак).

Уч ўкли кисиш усуллари билан синаш натижалари бўйича $tg\varphi_n$ ва c_n характеристикаларининг норматив қийматларини аниқлаш учун олдиндан қуйидаги формулалар бўйича N ва M коэффициентларни аниқлаш керак:

$$N = \frac{n \sum_{i=1}^n \sigma_{3lim,i} \sigma_{1lim,i} - \sum_{i=1}^n \sigma_{3lim,i} \sum_{i=1}^n \sigma_{1lim,i}}{n \sum_{i=1}^n \sigma_{3lim,i}^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{3lim,i} \right)^2} \quad (4)$$

$$M = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{1lim,i} - N \sum_{i=1}^n \sigma_{3lim,i} \right) \quad (5)$$

$M < 0$ ҳосил қилинганда $M = 0$ деб қабул қилиш керак, N нинг қийматини эса қуйидаги формула бўйича қайта ҳисобланади:

$$N = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{3lim,i} \sigma_{1lim,i}}{\sum_{i=1}^n \sigma_{3lim,i}^2} \quad (6)$$

(4)-(6) формулаларда:

$\sigma_{1lim,i}, \sigma_{3lim,i}$ — алоҳида синашларда ҳосил қилинган максимал ва минимал қучланишларнинг хусусий чегаравий қийматлари;

n — битта мажмуага кирувчи $\sigma_{1lim,i}$ ва $\sigma_{3lim,i}$ ларнинг жуфт қийматлари сони (n қиймати 6 дан кам бўлмаслиги керак).

Коэффициентлар N ва M ларнинг топилган қийматлари бўйича $tg\varphi_n$ ва c_n ларнинг норматив қийматлари қуйидаги формулалар бўйича аниқлаш керак:

$$tg\varphi_n = \frac{N-1}{2\sqrt{N}} \quad (7)$$

$$c_n = \frac{M}{2\sqrt{N}} \quad (8)$$

2.7 ва 2.16-бандлардаги курсатмаларга мувофиқ мустахкамлик характеристикалар $lg\varphi_{I,II}$ ва $c_{I,II}$ нинг ҳисобий қийматлари қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$lg\varphi_{I,II} = \frac{lg\varphi_s}{\gamma_s}; \quad (9)$$

$$c_{I,II} = \frac{c_s}{\gamma_s}. \quad (10)$$

$lg\varphi_{I,II}$ ва $c_{I,II}$ ларнинг қийматларини ҳисоблашда (9) ва (10) формулаларда $\gamma_s = 1$ деб қабул қилиш лозим.

Қирқиш усули билан синаш натижаларидан фойдаланилганда $lg\varphi_s$ ва c_s нинг қийматларини (9) ва (10) формулалар бўйича аниқлашда γ_s коэффициентини қуйидаги формула бўйича аниқланиши лозим:

$$\gamma_s = \frac{\tau_{s, \max} + \tau_{s, \min}}{\tau_{s, \min} - \delta_{s, \min} + \tau_{s, \max} - \delta_{s, \max}}. \quad (11)$$

$$\text{Агар } \frac{\tau_{s, \max} - \delta_{s, \min}}{\sigma_{s, \max}} < \frac{\tau_{s, \min} - \delta_{s, \max}}{\sigma_{s, \min}},$$

булса, у ҳолда (11) формула ўрнига қуйидаги формуладан фойдаланиш керак:

$$\gamma_s = \frac{(\tau_{s, \max} + \tau_{s, \min})\sigma_{s, \max}}{(\tau_{s, \min} - \delta_{s, \max})(\sigma_{s, \max} + \sigma_{s, \min})}. \quad (12)$$

(11) ва (12) формулаларга кирувчи $\tau_{s, \min}$ ва $\tau_{s, \max}$ ларнинг қийматлари қуйидаги формулалар бўйича аниқланиши керак:

$$\tau_{s, \min} = c_s + \sigma_{s, \min} lg\varphi_s; \quad (13)$$

$$\tau_{s, \max} = c_s + \sigma_{s, \max} lg\varphi_s. \quad (14)$$

(12)-(14) формулаларда:

$\sigma_{s, \min}$, $\sigma_{s, \max}$ — нормал кучланишларнинг ҳисобий диапазонини чек-

ловчи силжиш сиртигиз нормал кучланишларнинг минимал ва максимал қийматлари.

(11) ва (12) формулаларга кирувчи ишонччилик интерваллари $\delta_{s, \min}$ ва $\delta_{s, \max}$ қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$\delta_s = \frac{VS_s}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{n(\sigma - \bar{\sigma})^2}{\sum_{i=1}^n (\sigma_i - \bar{\sigma})^2}}. \quad (15)$$

бунда, V — (18) формула бўйича ҳисоблаб топиладиган λ нинг параметрига, эркинлик даражаси сони $K = n - 2$ га ва бир томонлама ишонччилик эҳтимолилиги α га боғлиқ равишда жадвалдан қабул қилинадиган коэффициент (0,95 га тенг қилиб қабул қилиш керак).

$$\bar{\sigma} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_i; \quad (16)$$

$= \sigma_{s, \min} - \delta_{s, \min}$ ҳисоблашда.

$\sigma = \sigma_{s, \max} - \delta_{s, \max}$ ҳисоблашда

$$S_s = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (c_s - \sigma_i lg\varphi_s - \tau_{s, \min})^2}. \quad (17)$$

(17) формулада $n - 2$ ни $n - 1$ га алмаштириш керак, агар $c_s = 0$ деб қабул қилинса. $lg\varphi_s$ нинг қиймати (3) формула бўйича ҳисоблаб топилади:

$$\lambda = \sqrt{\frac{1}{2} \left[1 - \frac{1 + nGD}{\sqrt{(1 + nG^2)(1 + nD^2)}} \right]}. \quad (18)$$

$$\text{бунда } G = \frac{\sigma_{s, \min} - \bar{\sigma}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (\sigma_i - \bar{\sigma})^2}}; \quad (19)$$

$$D = \frac{\sigma_{s, \max} - \bar{\sigma}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (\sigma_i - \bar{\sigma})^2}}. \quad (20)$$

Уч ўкли қисилиш усули билан синиш натижаларидан фойдаланилганда γ_k коэффициентнинг қиймати (11)-(20) формулаларининг боғлиқлигидан фойдаланиб аниқлаш керак. Бунда $\tau_{n, \max}$, $\tau_{n, \min}$, $\delta_{\tau, \max}$,

$\delta_{\tau, \min}$, C_n , $\lg \Phi_n$, $\sigma_{\max}$, $\sigma_{\min}$, $\bar{\sigma}$, σ_1 , $\tau_{lim, 1}$, S_{τ} ларни мос ҳолда $\sigma_{1, n, \max}$, $\sigma_{1, n, \min}$, $\delta_{\sigma, 1, \max}$, $\delta_{\sigma, 1, \min}$, N , M , $\sigma_{3, \max}$, $\sigma_{3, \min}$, $\bar{\sigma}_{3, \max}$, $\sigma_{3, \min}$, $\sigma_{1, \max}$, S_{σ} ларга алмаштирилади.

$\alpha = 0.95$ бўлгандаги V коэффициентнинг қиймати

K	α										
	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8	0.85	0.9	0.95	1.0
3	2.94	2.98	3.02	3.05	3.09	3.11	3.14	3.16	3.17	3.18	3.19
4	2.61	2.64	2.67	2.70	2.72	2.74	2.75	2.76	2.77	2.78	2.78
5	2.44	2.47	2.49	2.51	2.53	2.54	2.55	2.56	2.57	2.57	2.57
6	2.34	2.36	2.38	2.40	2.41	2.43	2.44	2.44	2.45	2.45	2.45
7	2.27	2.29	2.31	2.33	2.34	2.35	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36
8	2.22	2.24	2.26	2.27	2.28	2.28	2.30	2.31	2.31	2.31	2.31
9	2.18	2.20	2.22	2.23	2.24	2.25	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26
10	2.15	2.17	2.19	2.20	2.21	2.22	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23
11	2.13	2.15	2.16	2.17	2.18	2.19	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20
12	2.11	2.13	2.14	2.15	2.16	2.17	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18
13	2.09	2.11	2.12	2.14	2.15	2.15	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16
14	2.08	2.10	2.11	2.12	2.13	2.14	2.14	2.15	2.15	2.15	2.15
15	2.07	2.08	2.10	2.11	2.12	2.13	2.13	2.13	2.13	2.13	2.13
16	2.06	2.07	2.09	2.10	2.11	2.11	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12
17	2.05	2.06	2.08	2.09	2.10	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11
18	2.04	2.06	2.07	2.08	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10
19	2.03	2.05	2.06	2.07	2.08	2.09	2.09	2.09	2.09	2.09	2.09
20	2.03	2.04	2.06	2.07	2.08	2.08	2.08	2.09	2.09	2.09	2.09
25	2.00	2.02	2.03	2.04	2.05	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06
30	1.99	2.00	2.02	2.03	2.03	2.04	2.04	2.04	2.04	2.04	2.04
40	1.97	1.99	2.00	2.01	2.01	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02
60	1.95	1.97	1.98	1.99	1.99	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
80	1.94	1.96	1.97	1.98	1.98	1.99	1.99	1.99	1.99	1.99	1.99
≥ 100	1.94	1.95	1.96	1.97	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98

3-ИЛОВА

Мажбурий

ИНШОТЛАРНИНГ СУРИЛИШНИ ХИСОБЛАШ УЧУН ЗАМИНЛАРНИНГ ДЕФОРМАЦИЯ МОДУЛЛАРИНИ АНИҚЛАШ

1. Иншоот ва схемаларнинг турига қараб сурилишларни ҳисоблашда деформация модуллари $E_i(E_{p,i}, E_{c,i}), E_m$ нинг турли қийматлари қабул қилинади. Дастлабкисига компрессион синиш йули билан аниқланадиган ёки штампларда дала тажрибаси билан аниқланадиган модуларнинг қиймати қабул қилинади.

2. i -нчи қатламнинг деформация модули E_i қуйидаги формула бўйича аниқланиши лозим:

$$E_i = E_0 \beta_0 m_i \quad (1)$$

$$E = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\epsilon_1 - \epsilon_2} (1 + \epsilon_1) \quad (2)$$

бунда, E_1 — компрессион эгриликнинг бирламчи ($E_{p,1}$) ёки иккиламчи ($E_{e,1}$) тармоғининг деформация модули;

$$\beta_{0,1} = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \quad (3)$$

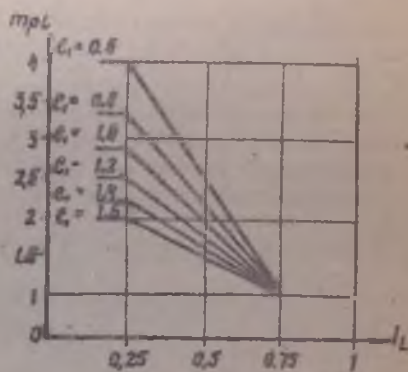
$$m_0 = m_1 m_{p1} \quad (4)$$

e_1 — заминнинг i нчи қатлами ўрта-сидаги грунтнинг ўз оғирлигидан ҳосил буладиган кучланиш $\sigma_1 = \gamma_{H1} z_1$ га мос келувчи грунтнинг говаклик коэффициентини.

e_2 — йиғилди кучланиш $\sigma_2 = \gamma_{H2} + \sigma_1$ га мос келувчи грунтнинг говаклик коэффициентини (σ_1 — заминнинг i нчи қатлами ўрта-сидаги грунтнинг ўз оғирлигидан ҳосил буладиган кучланиш);

ν — i нчи қатлам грунтнинг кўндаланг кенгайиш коэффициентини;

m_{p1} — коэффициент. чангсимон-балчикли грунтлар учун грунтларни штамплар билан синашда ҳосил қилинган деформация модулини компрессион синашда ҳосил қилинган деформация модулига нисбати билан ҳосил қилинганига тенг қилиб олинади. Каттик ва ярим каттик консистенциядаги чангсимон-балчикли грунтлар учун m_{p1} коэффициент (хўрсатилган маълумотлар бўлмаганда) говаклик коэффициентини e ва оқувчанлик кўрсаткичи I_L ларга мувофиқ чизма бўйича қабул қилишга руҳсат берилади. Пластик консистенцияли чангсимон-балчикли грунтлар учун ва қумок грунтлар учун коэффициент m_{p1} 1 га тенг қилиб қабул қилинади;



m_{p1} коэффициентининг аниқлаш графиги

m_e — пойдеворнинг ўлчамларини ҳисобга олувчи коэффициент ва эни 20 м дан кам бўлган ёки юзи 500 м² дан кам бўлган пойдеворли иншоотлар учун 1 га тенг қилиб қабул қилинади; бошқа ҳолларда коэффициент m_e қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$m_e = \left(\frac{A}{A_0} \right)^2 \quad (5)$$

бунда, A — пойдевор юзи, м², $l/b \leq 3$ нисбатли пойдеворлар учун $A = lb$ сифатида, $l/b > 3$ нисбатли пойдеворлар учун $A = 3b^2$ сифатида қабул қилинади;

A_0 — 1 м² га тенг бўлган юза;

n_i — бир хил юк остида бўлган турлича A_1 ва A_2 юзга эга бўлган икки штампли грунтнинг i нчи қатламини синаш натижалари бўйича аниқландиган параметр, қуйидаги формуладан аниқланади:

$$n_i = 1 - 2 \lg \left(\frac{\Delta \sigma_{i,1}}{\Delta \sigma_{i,2}} \right) / \lg \left(\frac{A_1}{A_2} \right) \quad (6)$$

(6) формулада:

$\Delta \sigma_{i,1}$ — A_1 ва A_2 юзга эга бўлган штамп

Δs_2 ларнинг қўшимча босимдан (i нчи катламни синаш натижаси бўйича) чуқишнинг ортиши.

Штампин синашларнинг маълумотлари бўлмаганда қуйидаги грунтлар учун n , параметрининг қуйидаги параметрлари-ни қабул қилишга рухсат берилади:

чангсимон-балчикли музликли . . . 0.2
қолган чангсимон-балчикли . . . 0.3
қумли 0.5

3. Бутун қисиланган катлам E_m нинг ўртача деформация модули қуйидаги формула бўйича аниқлаш керак:

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \alpha_i h_i}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i}, \quad (7)$$

бунда, E_i —(1) формуладагидек каби;
 h_i — i нчи грунт катламининг қалинлиги;

α_i — i нчи катлам ўртасига мос

келувчи z , чуқурлик учун мажбурий 11-илова бўйича аниқланадиган коэффициент

4. Грунтни тўғонларнинг чуқишини ҳисоблашда (1) формулада $\beta = 1$ ва $m_0 = 1$ деб қабул қилиш тавсия этилади. Шундай усул билан ҳосил қилинадиган деформация модули E , нинг қиймати, одатда, тажрибавий туқмаларда ёки реал иншоотларда табиий ўлчамлар билан аниқланган бўлиши керак.

4-ИЛОВА

Тавсия этиладиган

КОЯТОШЛИ ЗАМЇНЛАРГА ҚУЙЛГАН БЕТОН ИНШООТЛАРНИ ЧЕГАРАВИЙ БУРИШ (АҒДАРИШ) СХЕМАСИ БЎЙИЧА ТУРҒУНЛИГИНИ ҲИСОБЛАШ

1. Бетон иншоотларни чегаравий буриш (ағдариш) схемаси бўйича турғунлигини 3.20-бандга мувофиқ ҳисоблашда ағдарувчи кучлар таъсиридан ҳосил бўладиган иншоотнинг бурилиши ва оғишида иншоотнинг пастки қирраси остида заминнинг эзлишга мустаҳкамлигини бузилиш мумкинлигини қараб чиқиш лозим. Бунда (19) шартга риоя қилиш керак:

$$\gamma_k M_1 \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} M_2,$$

бунда, γ_k —(19) шартдаги каби;

$\gamma_k = \gamma_n$

M_1 , M_2 —BC' эзлиш майдончаси ўртасида (қизмага қаранг) жойлашган O_c ўққа нисбатан мос ҳолда иншоотни ағдаришга ва тутиб туришга интилувчи кучлар моментларининг йигиндиси. Моментлар умуман ҳар қайси куч таъсиридан аниқланади, унинг ташкил этувчиларидан эмас.

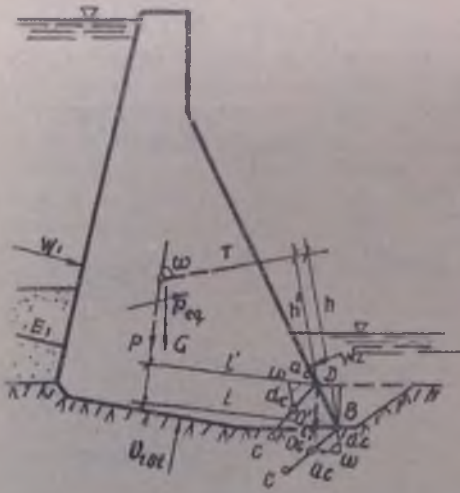
Кучни горизонтал ва вертикал ташкил этувчи кучларга ажратишга рухсат берилади, бироқ уларни ағдарувчи ва тутиб турувчи кучларга тегишли эканлиги барча куч моментларининг йўналишига қараб олиниди.

Қизмада кўрсатилган M_1 га иншоотнинг оғирлик momenti G , сувнинг пастки томондан босими W_2 қўшилса, M_2 га сувнинг юқориги томондан босими W_1 , оқ-зиклар босими E_1 , босимга қарши U_{eq} сейсмик кучлар P_{eq} бўлса.

O_c ўқнинг вазияти қуйидаги формула бўйича бўлади:

$$a_1 = \frac{P}{2bR_{n,m}};$$

$$d_1 = \sqrt{(0.5h - a_1 \cos \omega)^2 + a_1^2 (1 - a_1)^2 - (0.5h - a_1 \cos \omega)},$$



Иншоотнинг четаравий бурлиши буйича (ағдарвиш буйича) турғулигини ҳисоблаш учун схема

O_1 - BC эгилмиш майдончасининг ўртаси; O - тирак майжуд бўлганда DC эгилмиш майдончасининг ўртаси

бунда, P - натижавий тутиб турувчи кучлар;
 b - босим fronti еки контрфорс қалинлиги буйтаб иншоот секциясининг эни;

h - T кучининг елкаси, пастки қирра B нинг қовурғасига нисбатан натижавий ағдарувчи куч сифатида аниқланади;

l - пастки қирра B нинг қовурғасига нисбатан P кучининг елкаси;

ω - a_c ва d_c туғри чизик қесмалари орасидаги бурчак, P ва T кучларга нормал ориентацияланган;

$R_{сг.м}$ - қоятошли заминнинг эзилишга мустаҳкамлиги характеристикаларининг ҳисобий қиймати.

2. $R_{сг.м} > 20\sigma$ бўлганда (с-иншоотнинг тағлиги буйича ўртача нормал кучланиш) бетон иншоотларнинг турғулигини пастки қирра B қовурғасига нисбатан ағдарвиш сьемаси буйича ҳисоблашга руҳсат этилади.

2. Иншоотнинг пастки томонида қоятошли таянч бўлганда (чизмада пункт-тир чизик) O_1 уқнинг вазиятини ушбу иловадаги (1) ва (2) формулалар буйича a_c и d_c нинг қийматларини D нуқтадан қуйиб (иншоот пастки қирраси билан қоятош сирти қесишган жой) топиш мумкин.

Э с л а т м а. Иншоотнинг пастки қирраси билан қоятошли тиреги орасидаги зич контакт бўлмаганда ҳисоблашда қоятошли тирак ҳисобга олинамйди ва 1-банди сьемаси буйича ҳисобланади.

3. Қоятошли заминларнинг эзилишига мустаҳкамлик характеристикаларининг хусусий қийматларини, одатда, қоятошли заминга бетон ётқизилган штампларнинг ботирилиш усуллари билан ўтказиладиган дала тажрибаларидаги натижалар буйича аниқлаш керак

$$R_{сг.м} = \frac{\sigma^2 + \tau_{сг.м}^2}{1\sigma - h\tau_{сг.м}} \cdot \frac{b}{2} \quad (3)$$

бунда, $\sigma = \frac{P}{A_{ш}}$ - мос ҳолда бетон

$\tau_{сг.м} = \frac{T_{сг.м}}{A_{ш}}$ штамп тағлиги буйича

ўртача нормал ва қеғарвий уришма кучланишлар (улар таъсирида қеғарвий мувозанатга эришилганда);

$A_{ш}$ - штамп тағлиги юзи;

l, h - P ва $T_{сг.м}$ кучларининг штамп тағликлари пастки қирраларига нисбатан елкалари;

b - штампнинг сьикжиш йуналишидаги эни.

Э с л а т м а. $\sigma \geq 0,05R_{сг.м}$ қийматида дала тажрибаларини уқлизиш таъсис этилади.

4. Қоятошли заминларнинг эзилишга мустаҳкамлиги характеристикалари $R_{сг.м}$

Э с л а т м а л а р. 1. Формулатар (1) ва (2) да P ва T кучларни мос ҳолда вертикал ва горизонтал натижавий кучлар сифатида қабул қилишга $\omega = 90^\circ$ га тенг деб олишга руҳсат берилди.

ва $R_{cs.m.l}$ нинг норматив ва ҳисобий қийматлари 2.14-бандга мувофиқ аниқланиши керак.

5. I ва II классли иншоотларнинг заминлари учун қурилишни техника-иктисодий асослаш босқичида оддий муҳандислик-геологик шароитларда, III ва IV классли иншоотларнинг заминлари учун эса барча лойиҳалаш босқичларида эзилишга мустаҳкамлик характеристикаси $R_{cs.m.l}$ нинг ҳисобий қийматлари қуйидаги жадвал бўйича қабул қилишга рухсат берилади.

4-жадвал, 2.16-банд бўйича замин грунтларининг категорияси	1	2	3	4
Заминнинг эзилишга мустаҳкамлик характеристикаси $R_{cs.m.l}$ нинг ҳисобий қиймати, МПа (кг куч/см ²)	20,0 (200)	10,0 (100)	4,0 (40)	2,0 (20)

5-ИЛОВА

Мажбурий

ИНШООТЛАРНИНГ БИР ЖИНСЛИ БЎЛМАГАН ЗАМИН СИРТИ БЎЙИЧА СИЛЖИШГА ТУРГУНЛИГИНИ ҲИСОБЛАШ

Заминлар бир жинсли бўлмаган (катлам-катламли бўлган) ҳолларда грунтларнинг мустаҳкамлик ҳисобий характеристикалари $tg\varphi$, c бу характеристикаларнинг ўртача муаллақ қийматлари $tg\varphi_{l.m}$, $c_{l.m}$ билан алмаштирилиши керак.

Бунда қуйидаги ҳоллар ўрин тутади:

а) агар замин грунтларининг катламлари вертикал жойлашган ёки уларнинг тушиш бурчаги 60° дан ошган бўлса, катламларнинг чўзилиши эса силжиш йўналишига қўндаланг қилиб ориентацияланган ёки улар орасидаги бурчак 90° га яқин бўлганда (1-чизма) ўртача характеристика $tg\varphi_{l.m}$ нинг қиймати қуйидаги тенгламадан аниқланади:

$$P tg\varphi_{l.m} = \int_A \sigma tg\varphi dA, \quad (1)$$

бунда, P —нормал кучларнинг тенг таъсир этувчиси;

A —иншоот тағлиги юзи.

Нормал контакт кучланиш σ , бундай ҳолда қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$\sigma = PE \left(\frac{1}{\int_A EdA} + \frac{ex}{\int_A Ex^2 dA} \right), \quad (2)$$

бунда эксцентриситет e ва абсцисса x нукта O орқали ўтган ўқдан саналади, O нуктанинг вазияти қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$x_0 = \frac{\int_A Ex_i dA}{\int_A EdA} \quad (3)$$

$tg\varphi_{l.m}$ и $c_{l.m}$ нинг қийматлари қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$tg\varphi_{l.m} = \frac{\int_A E tg\varphi_i dA}{\int_A EdA} + \frac{e \int_A E tg\varphi_i x_i dA}{\int_A Ex_i^2 dA}; \quad (4)$$

$$c_{l.m} = \frac{1}{A} \int_A c_i dA; \quad (5)$$

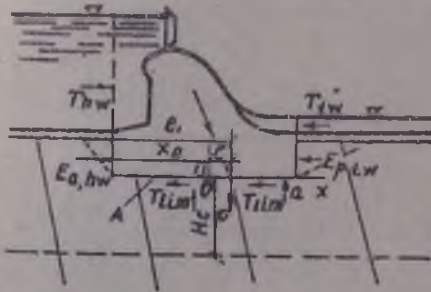
б) иншоотнинг тағлиги давомида грунтларнинг катлами бир жинсли бўлганда, яъни тағлиги энининг турли жойсида ҳар қайси катлам бўлаги бир бўлганда $tg\varphi_{l.m}$ нинг қиймати қуйидаги формуладан аниқланади:

$$tg\varphi_{l.m} = \frac{\int_A E tg\varphi_i dA}{\int_A EdA} \quad (6)$$

$c_{l.m}$ нинг қиймати эса (5) формуладан аниқланади;

в) замин грунтлари вертикал катламларининг чўзилиши силжиш йўналиши бўйлаб ориентация қилинган ёки улар орасидаги бурчак 10° дан кам бўлса, $ig\phi_{l,m}$ ва $c_{l,m}$ ларнинг қийматлари шунингдек (5) ва (6) формулалар орқали аниқланади;

г) замин грунтлари катлами тушиш бурчаги 10° дан кичик нишабли бўлса (2-чизма), у ҳолда $ig\phi_{l,m}$ қуйидаги формула бўйича аниқланади:

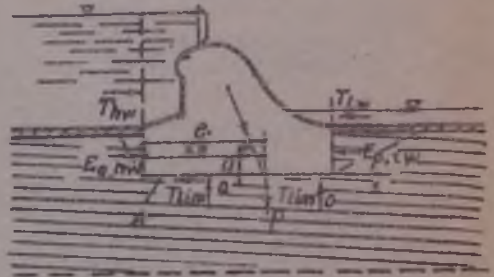


1-чизма. Иншоотларнинг катламларининг тушиш бурчаги катта бўлгандаги бир жинсли бўлмаган қўндаланг катламли грунтлардан иборат заминнинг ясси сирти бўйича силжишга турғунлигини ҳисоблаш учун схема

$$ig\phi_{l,m} = \frac{1}{A} \int_A ig\phi, dA + \frac{c}{I} \int_A ig\phi, x dA, \quad (7)$$

бунда, I —тағлик юзининг инерция моменти;

$c_{l,m}$ —(5) формула орқали аниқланади.



2-чизма. Иншоотнинг қатламларининг тушиш бурчаги кичик бўлгандаги бир жинсли бўлмаган қўндаланг катламли грунтлардан иборат заминнинг ясси сирти бўйича силжишга турғунлигини ҳисоблаш учун схема

6-ИЛОВА

Тавсия этиладиган

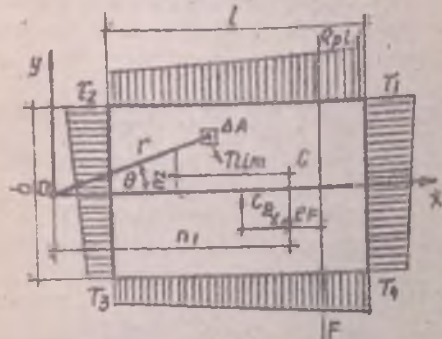
ИНШООТЛАРНИНГ ПЛАНДА БУРИЛИШ БИЛАН СИЛЖИШДАГИ ТУРҒУНЛИгини ҲИСОБЛАШ

1. Иншоотнинг турғунлигини ҳисоблашда, агар ҳисобни сурувчи F куч $e_f \geq 0,05\sqrt{B}$ эксцентриситет билан қўйилган бўлса, иншоотнинг планда бурилишини (тағлик текислигида) ҳисобга олган ҳолда амалга оширилади. Бунда иншоотнинг бурилиши O нуқтага - бурилиш марказига нисбатан қаралади (1-чизма).

2. Замин бир жинсли бўлганда ва нормал қўндаланглар бир текисда тақсимланганда ҳисобий сурувчи куч F нинг эксцентриситети e_f иншоот тағлигининг оғирлик маркази C_g га нисбатан

аниқланиши керак. Замин бир жинсли бўлмаганда ёки қўндаланглар бир текисда тақсимланмаганда эксцентриситет e_f иншоот тағлиги бўйича чегаравий уригма қўндаланглар $t_{lm} = \sigma ig\phi + c$, тақсимланган эпюранинг оғирлик марказига нисбатан аниқлаш керак.

Грунтнинг пастки томондан қайтаришини ҳисобга олмаган ҳолда планда бурилишли ясси силжишдаги иншоотнинг турғунлигини ҳисоблаш учун схемаси 1-чизмада келтирилган.



1-чизма Иншоотнинг грунт таъинини ҳисобга олмаган ҳолда пиланча бурилиши яъни силжишдаги турғунлигини ҳисоблаш учун схема

C_x - иншоот таълигининг оғирлик маркази;
 C - таглик бўйича чегаравий уриима кучланишлар тақсимланган эпюранинг оғирлик маркази; $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4$ - чегаравий уриима кучланишлар;

$$x_c = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_{lim} x \Delta A}{\sum_{i=1}^n \tau_{lim} \Delta A}$$

(уриима кучланишлар координаталар ва иншоот таълигининг туғри түрт бурчак шаклига чиққли боғлиқли булган ҳолларда

$$x = \frac{1}{6} \frac{\tau_1 - \tau_2}{\tau_1 + \tau_2} = \frac{1}{6} \frac{\tau_4 - \tau_3}{\tau_4 + \tau_3}$$

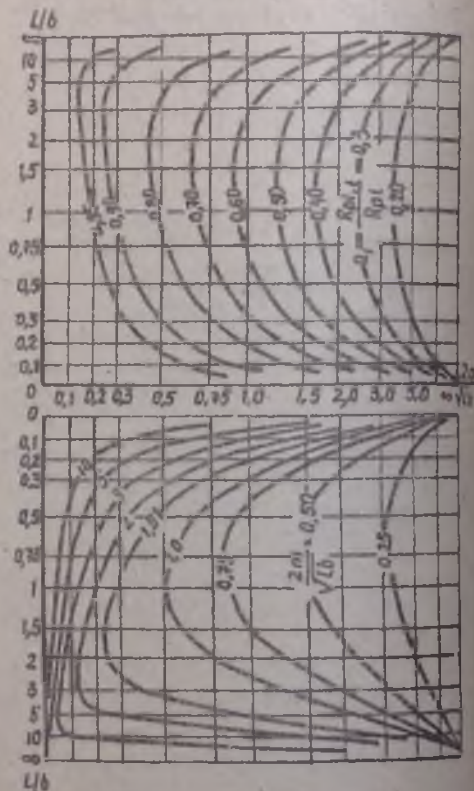
3. Туғри бурчакли ёки туғри бурчакли қурилишга яқин булган тагликли ва τ_{lim} бир текисда тақсимланган иншоотларнинг турғунлигини ҳисоблашда сурилишга чегаравий қаршилиқ кучи R_{pl} (грунтнинг қайтаришини ҳисобга олмаган ҳолда) қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$R_{pl} = \alpha R_{pl} \quad (1)$$

буша, α 2-чизма бўйича аниқланадиган ўлчамсиз коэффициент.

R_{pl} - бурилмасдан силлиқ силжишдаги чегаравий қаршилиқ кучи; 3.7-банддаги кўрсатмага мувофиқ аниқланади.

Қоятошли бўлмаган заминга қурилган иншоотларнинг аралаш силжишдаги (бурилиш билан) чегаравий қаршилиқ кучини, шунингдек 2-чизма бўйича ҳосил қилинган α , коэффициентдан фойдаланиб аниқлашга рухсат этилади.



2-чизма. α , коэффициентини ва бурилиш маркази координаталарини аниқлаш графиги

4. Иншоот таглиги туғри бурчакли бўлмаганда ва τ_{lim} нотекис тақсимланганда ёки грунтнинг пастки томондан қайтаришини ҳисобга олиш керак булганда (3-чизма) чегаравий қаршилиқ кучи R_{pl} ва бурилиш маркази координаталари қуйидаги учта мувозанат тенгламалари бўйича аниқланади:

$$\sum \tau_{lim} \sin \theta \Delta A = 0; \quad (2)$$

$$\sum \tau_{lim} \cos \theta \Delta A + \gamma E_{pm} = R_{pl}; \quad (3)$$

$$\sum \tau_{lim} r \Delta A + \gamma_c E_{p,m} r_m = R_{pl,i} (n_i + e_f), \quad (4)$$

бунда, τ_{lim} –элементар майдонга ΔA даги чегаравий уринма кучланиш;

θ –бурилиш марказидан (координат боши жойлашган) ΔA майдонча марказигача утказилган r радиус билан таъсир этувчи F куч йуналишига перпендикуляр булган ўқ орасидаги бурчак;

$\gamma_c, E_{p,m}$ –3.7-банддаги каби:

r_m –3-чизма, а буйича аникланадиган масофа;

e_f –сурувчи кучининг эксцентриситети.

Сурилишга чегаравий қаршилиқ кучи $R_{pl,i}$ ни ва бурилиш полосаси координатини аниклаш қуйидаги кетма-кетликда амалга оширилади.

(3) ва (4) тенгламалардан $R_{pl,i}$ ни олиб ташланади ва ҳосил қилинган икки тенглама системасидан танлаб n_1 ва n_2 координатлар аникланади, шундан сўнг $R_{pl,i}$ топилади.

Бурилиш маркази O таглик юзи ичида булган ҳолларда (эксцентриситет e_f катта булганда) ва грунтнинг қайтариши иншоотнинг икки томонидан ҳосил булганда (3-чизма, б га қаранг) тенглама (2) дан ва қуйидаги тенгламалардан фойдаланиш керак:

$$\sum \tau_{lim} \cos \theta \Delta A + \gamma_c (E_{p,m} - E_{p,m}) = R_{pl,i}; \quad (5)$$

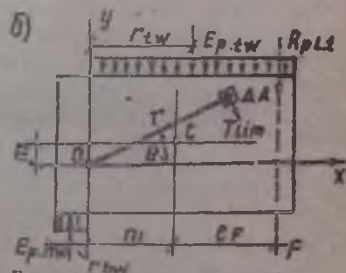
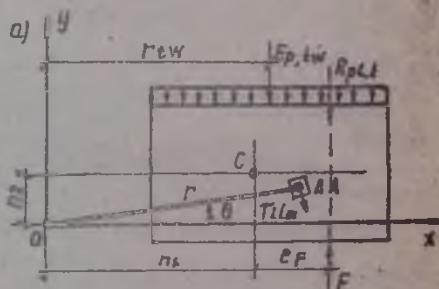
$$\sum \tau_{lim} \Delta A + \gamma_c (E_{p,m} r_m + E_{p,m} r_m) = R_{pl,i} (n_i + e_f). \quad (6)$$

бунда, $\tau_{lim}, \Delta A, \gamma_c, E_{p,m}, r_m, n_i, e_f$

–(3) ва (4) формулалардаги каби булади;

$E_{p,m}$ –грунтнинг, иншоотнинг юқориги томонидан қайтарувчининг горизонтал ташкил этувчиларининг ҳисобий қиймати;

r_m –3-чизма, б буйича аникланадиган масофа.



3-чизма. Грунтнинг қайтаришини ҳисобга олган ҳолда ясси силжишда (планда бурилмас билан) чуқур эткизилган иншоотнинг турғунлигини ҳисоблашга схемалар

а-бурилиш маркази иншоотнинг тагликидан ташқарида жойлашганда; б-шунинг ўзи иншоотнинг таглиги чегарасида жойлашганда

7-ИЛОВА

Тавсия этиладиган

ҚОЯТОШЛИ БЎЛМАГАН ЗАМИНЛАРГА ҚУРИЛГАН ИНШОТЛАРНИНГ АРАЛАШ ВА ЧУҚУРЛИК БЎЙИЧА СИЛЖИШЛАР СХЕМАЛАРИ БЎЙИЧА ТУРГУНЛИГИНИ ҲИСОБЛАШ

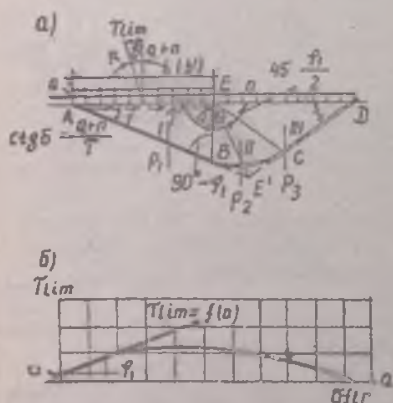
1. Ховуракли (говакли) жойда чегаравий силжиш қаршилиги кучи R_{pl} ни аниклаш учун чегаравий мувозанат назари

риясин усулини қўллаш керак. Шу билан бирга чуқурлик буйича силжиш ҳоллариди битта вертикал юздан чегаравий қаршили

ликнинг тула кучи аникланади, аралаш силжиш холларида эса ховуракли жойдаги силжишга жавоб берувчи факат унинг бир қисми аникланади ва $\tau_{lim} b_i$ ларни 3.9-банддаги талабга мувофиқ тенг қилиб олинади.

2. Бу усул буйича замин грунтнинг чегаравий ҳолати соҳасини чегаралайдиган сирпаниш сиртлари профили логарифмик спирал тенгламаси билан чизиладиган (α -чизмага қаранг) эгри чизикли қўйма билан узаро туташтирилган AB ва DC тўғри чизик кесмалари кўринишида қабул қилинади. Тенг таъсир этувчи ташки кучларнинг вертикалига оғиш бурчаги билан (тенг таъсир этувчи ташки кучлар киймати бўйича силжишга чегаравий қаршилиқ кучи R_n га тенг) чегаравий мувозанат учбурчаги ориентацияси орасидаги боғланиш қўйидаги формула бўйича аникланадиган v бурчак билан топилади

$$v = \frac{1}{2} \left(\arccos \frac{\sin \delta}{\sin \varphi_1} + \varphi_1 - \delta \right). \quad (1)$$



Чуқурлик бўйича силжишда заминнинг юк кутарувчанлик хусусиятини ва иншоотнинг турғунлигини ҳисоблашга

α -хисобий схема; б-заминнинг юк кутарувчанлик хусусияти графиги; I, II, III -бузилиш призмаси зоналари

R_n аниқлашда грунтнинг тишлаши ўзининг таъсири бўйича нормал кучланишлар кўринишидаги $n = \frac{c_1}{lg \varphi_1}$ (бунда

$lg \varphi_1$ ва c_1 лар 3.5-банддагидек) бир текисда тақсимланган ташки юкларга қўйилган айният тарзида қабул қилинади. T_{lim} киймати берилган $b_i(b_1), \sigma_m, \varphi_1, c_1, \gamma$ кийматлар учун (3.9-банддаги каби) қўйидагича аникланади.

Пойдевор тағлигининг бутун эни b учун ёки хисобий эни b учун заминнинг юк кутарувчанлик хусусияти графиги $T_{lim} = f(\sigma)$ қурилади (δ чизмага қаранг). Бу график δ нинг турли кийматлари ($\delta = 0$ дан $\delta = \varphi_1$ гача) бўйича ва уларнинг мос ҳолдаги кийматлари бўйича қурилади.

Топилган v нинг кийматлар бўйича ховурак призмаси ABCDA нинг ўлчаиларини аниқлаш учун керак бўладиган барча маълумотлар топилади. AB чизик v бурчак бўйича, EB чизик эса $\alpha = 90^\circ + \varphi_1 - v$ бурчак бўйича ўтказилади.

EC чизик шу чизик билан заминнинг горизонтал сирти орасидаги $45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}$ бурчак бўйича қурилади. Оралик II зона учун сирпанишнинг чегаравий профили сирти логарифмик спирал тенгламаси бўйича қурилади. Оралик II зона учун сирпанишнинг чегаравий профил сирти логарифмик спирал тенгламаси бўйича қурилади. $r = EC$ радиус қўйидаги формула бўйича топилади

$$r = r_0 e^{\theta \cot \varphi_1}, \quad (2)$$

$$\text{бунда. } r_0 = EB; \quad \theta = 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} + v.$$

CD чизик C нукта орқали ED горизонтал сиртга нисбатан $45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}$ бурчак остида ўтказилади.

Призманинг емирилиш тасвири аниқлангандан сўнг, унинг алоҳида I, II, III зоналарнинг P_1, P_2, P_3 огирликлари (сувининг муаллақ ҳолатидаги таъсирини ҳисобга олган ҳолда) топилади (тишлашиш мавжуд бўлганда P_3 кучга нормал кучланиш сиртига қўйилган кучга мос nED юк қўшилади, q интенсивликка

ги қўшимча юк бўлганда эса $q\overline{ED}$ юк қўйилади) ва R_v куч қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$R_v = \frac{P_1 \cos v \sin(\rho + \varphi_1 - v)}{\cos(\rho - v) \sin(v + \delta - \varphi_1)}, \quad (3)$$

бунда

$$\rho = \arctg \left[\frac{Q + P_1 + P_2}{-P_1 \lg \beta - (Q + P_1 + P_2) \lg v} \right]; \quad (4)$$

$$Q = -\frac{P_1}{2} \left[1 + \lg \beta \lg \left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} \right) \right]; \quad (5)$$

$$\beta = \arctg \frac{r - r_0 \cos \theta}{r_0 \sin \theta} + \alpha - \varphi_1. \quad (6)$$

3. Жадвалда юк кутарувчанлик хусусиятлари кийматлари N_v , N_c , N_q шунингдек чизмада ED жойнинг узунлигини аниқлашга имкон берувчи коэффициент K нинг кийматлари ($ED = Kb$) келтирилган ҳолларда R_v қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$R_v = \gamma_1 b^2 N_v + bc_1 N_c + bq N_q, \quad (7)$$

бунда, γ , c_1 , b —3.5-банддаги каби;

q —ховурак призмасининг ED қисмида бир текисдаги юкнинг интенсивлиги.

R_v нинг топишган киймати бўйича графикни қуришда фойдаланиладиган σ и τ_{lim} аниқланади (b —чизмага қаранг), қуйидаги формулалар:

$$\sigma = \frac{R}{b(b')} \cos \delta - n; \quad (8)$$

$$\tau_{\text{lim}} = \frac{R}{b(b')} \sin \delta. \quad (9)$$

4. Иншоотга фақат вертикал кучлар таъсир этганда заминга таъсир этувчи келтирилган (емирувчи) юкни аниқлаш юқорида кўрсатилган усул билан амалга оши-

риш мумкин. Бунда емирилиш призмасини қуриш фақат $\delta' = 0$ ва $v = 45^\circ + \frac{\varphi_1}{2}$ учун амалга оширилади.

5. Заминдаги филтрацион оким бўлганда ва филтрацион кучларни ҳисобга олиш керак бўлганда R_v аниқлаш аналитик ёки графоаналитик усул билан амалга оширилиши керак. Бунда емирилиш призмасининг учта зонасининг ҳар қайсисига таъсир этувчи йиғинди филтрацион кучларни ҳисобга олган ҳолда емирилиш призмасининг ҳар қайси учта зонасининг тенг таъсир этувчи огирликлари базиси асосида кучларнинг қўпбурчаги қурилади.

Йиғинди филтрацион кучларнинг йўналиши ва кийматлари иншоот остида-уталиган филтрацион оким ҳаракатининг берилган гидродинамик турни бўйича аниқланади.

Бунинг учун 2-бандда баён этилган усул бўйича ҳажмий сирпаниш юзаси қурилгандан сўнг ва гидродинамик тур қурилгандан сўнг (ЭГДА усули билан ёки ҳисобий усул билан), ҳар қайси I, II, III зоналардан (a —чизмага қаранг) бири бир қатор жойларга бўлинар экан, ҳар қайси учун жойнинг огирлик маркази орқали ўтувчи оким линияси топилар экан. Филтрланиш кучининг йўналиши жойнинг огирлик марказидан ўтувчи чизикда уринма бўйича ўтган деб қабул қилинади ва унинг киймати қуйидаги формуладан аниқланади:

$$D_i = \gamma_w J_{\text{м}} A_i, \quad (10)$$

бунда, γ_w —сувнинг солиштирма огирлиги;

$J_{\text{м}}$ —ўшбу жой учун ўртача босим градиенти;

A_i —жой юзи.

Йиғинди филтрацион кучлар $\Phi_{f,1}$, $\Phi_{f,2}$, $\Phi_{f,3}$ нинг кийматлари қурилаётган I, II ёки III зоналар чегарасидаги геометрик йиғинди филтрацион кучлар сифатида аниқланади.

6. Сейсмик таъсир қилгандаги ховуракли сурилиш ҳолларда чегаравий қаршилик кучи $R_{\text{мг}}$ ни аниқлашда ховурак призмаси чегарасидаги грунтга таъсир этувчи инерция кучини ва ер юзи тезла-ниши бўйича аниқланадиган қўшимча

Юк кутарувчанлик коэффициенти ва K коэффициентнинг кийматлари

φ_1	Коэффици- циентлар	δ бўлганда (φ_1 булакларда)					
		0 φ_1	0,1 φ_1	0,3 φ_1	0,5 φ_1	0,7 φ_1	0,9 φ_1
8°	N_r	0.4089	0.3984	0.3598	0.3037	0.2340	0.1485
	N_c	14.643	14.399	13.855	13.218	12.440	11.356
	N_a	2.0580	2.0237	1.9473	1.8577	1.7484	1.5960
	K	1.4346	1.3500	1.1685	0.9649	0.7253	0.4001
10°	N_r	0.5068	0.5742	0.5070	0.4184	0.3145	0.1929
	N_c	14.016	13.715	13.052	12.288	11.374	10.133
	N_a	2.4714	2.4184	2.3014	2.1667	2.0056	1.7866
	K	1.5721	1.4760	1.2709	1.0428	0.7775	0.4238
12°	N_r	0.8407	0.8001	0.6914	0.5578	0.4084	0.2417
	N_c	17.489	13.617	12.807	11.891	10.818	9.3988
	N_a	2.9735	2.8945	2.7223	2.5276	2.2995	1.9978
	K	1.7244	1.6151	1.3830	1.1273	0.8333	0.4486
14°	N_r	1.1584	1.0903	0.9227	0.7274	0.5182	0.2951
	N_c	14.381	13.921	12.930	11.831	10.571	8.9502
	N_a	3.5857	3.4708	3.2240	2.9500	2.6357	2.2316
	K	1.8936	1.7691	1.5061	1.2190	0.8933	0.4747
16°	N_r	1.5732	1.4660	1.2136	0.9340	0.6465	0.3537
	N_c	15.118	14.547	13.335	12.016	10.536	8.6856
	N_a	4.3351	4.1713	3.8230	3.4458	3.0210	2.4905
	K	2.0821	1.9400	1.6415	1.3189	0.9577	0.5023
18°	N_r	2.1179	1.9527	1.5809	1.1867	0.7971	0.4181
	N_c	16.182	15.471	13.985	12.398	10.660	8.5492
	N_a	5.2577	5.0269	4.5440	4.0285	3.4635	2.7778
	K	2.2930	2.1304	1.7910	1.4281	1.0270	0.5314
20°	N_r	2.8368	2.5872	2.0465	1.4965	0.9740	0.4889
	N_c	17.583	16.697	14.870	12.959	10.915	8.5081
	N_a	6.3996	6.0772	5.4122	4.7169	3.9728	3.0967
	K	2.5297	2.3432	1.9566	1.5475	1.1019	0.5621
22°	N_r	3.7915	3.4188	2.6395	1.8779	1.1826	0.5669
	N_c	19.358	18.250	15.998	13.693	11.287	8.5420
	N_a	7.8211	7.3733	6.4634	5.5323	4.5602	3.4512
	K	2.7966	2.5821	2.1405	1.6787	1.1829	0.5947
24°	N_r	5.0700	4.5173	3.3998	2.3499	1.4293	0.6530
	N_c	21.570	20.178	17.392	14.605	11.769	8.6381
	N_a	9.6036	8.9836	7.7435	6.5026	5.2401	3.8459
	K	3.0989	2.8514	2.3457	1.8232	1.2707	0.6292
26°	N_r	6.7963	5.9796	4.3805	2.9368	1.7224	0.7483
	N_c	24.305	22.548	19.090	15.709	12.362	8.7881
	N_a	11.855	10.998	9.3107	7.6621	6.0295	4.2863
	K	3.4430	3.1564	2.5756	1.9829	1.3663	0.6660
28°	N_r	9.1494	7.9429	5.6548	3.6709	2.0720	0.8541
	N_c	27.684	25.465	21.141	17.029	13.069	8.9870
	N_a	14.720	13.535	11.241	9.0545	6.9490	4.7785
	K	3.8366	3.5035	2.8341	2.1600	1.4705	0.7051

Давоми

ϕ_1	Коеффициентлар	δ бўлиши (ϕ_1 бўлаклари)					
		0 ϕ_1	0,1 ϕ_1	0,3 ϕ_1	0,5 ϕ_1	0,7 ϕ_1	0,9 ϕ_1
30°	N_r	12,394	10,608	7,3255	4,5958	2,4911	0,9719
	N_i	31,872	29,027	23,619	18,596	13,900	9,2321
	N_u	18,402	16,759	13,637	10,738	8,0253	5,3302
	K	4,2897	3,9008	3,1763	2,3575	1,5846	0,7469
32°	N_r	16,922	14,264	9,5162	5,7696	2,9966	1,1034
	N_i	37,092	33,435	26,616	20,454	14,868	9,5222
	N_u	23,178	20,893	16,632	12,781	9,2906	5,5502
	K	4,8143	4,3581	3,4583	2,5784	1,7099	0,7917
36°	N_r	32,530	26,507	16,492	9,2122	4,3588	1,4170
	N_i	51,963	45,776	34,706	25,281	17,290	10,240
	N_u	37,754	33,258	25,215	18,367	12,562	7,4400
	K	6,1443	5,5062	4,2738	3,1074	2,0011	0,8915
40°	N_r	66,014	51,714	29,605	15,093	6,4272	1,8186
	N_i	76,506	65,611	47,007	32,200	20,552	11,159
	N_u	64,196	55,054	39,444	27,019	17,245	9,3633
	K	8,0121	7,0952	5,3673	3,7916	2,3617	1,0080
45°	N_r	177,62	131,12	66,272	29,516	10,783	2,5025
	N_i	134,88	111,08	73,119	45,728	26,385	12,652
	N_u	134,88	111,08	73,119	45,729	26,385	12,652
	K	11,614	10,101	7,3504	4,9747	2,9514	1,1848

юкка таъсир этувчи инерция кучини ҳисобга олиш керак. Ер юзи тезланиши қабул қилинган ҳисобий сейсмиқликка ва сейсмиқ тебраниш йўналишига мос келади.

Агар замин ва қўшимча юк сув сатҳидан пастда жойлашган бўлса, у ҳолда

заминнинг грунги оғирлиги ва қўшимча КМК 2.01.03-95 бўйича сувнинг муаллақ ҳолдаги таъсирини ҳисобга олган ҳолда қабул қилинади, инерция кучлари эса сувга тўйинган ҳолатдаги грунтларнинг зичлиги бўйича аниқланади.

8-ИЛОВА

Тавсия этиладиган

ПОРТ ИНШООТЛАРИНИНГ ТУРҒУНЛИГИНИ ҲИСОБЛАШ

1 Суриладиган грунт массивининг иншоот билан биргаликдаги илгариланма илжишида иншоотларнинг турғунлигини ҳисоблашни (1-чизма) 3.1-банддаги (3) қисмни қабул қилиб бақариш керак.

$$F = \sum_{i=1}^n \Delta E_{n,i} + T_n \quad (1)$$

$$R = \sum_{i=1}^n \Delta E_{n,i} + R_1 \quad (2)$$

буicca, $\Delta E_{n,i}$ — сурилувчи грунт массиви

$\Delta E_{n,i}$ шартли равишда тақсирланган i -нчи асртикал элемент чегарасида содир бўладиган мос ҳолдаги сурилувчи («плюс» белгиси) ва тутиб турувчи кучларнинг горизонтал таъкил этувчилари;

$\Delta E_{n,i}$ — қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$\Delta E_{H_2} = \frac{G_i - c_{\alpha} b_i [\lg(\alpha_i + \varphi_{1i}) \operatorname{ctg} \alpha_i]}{\lg \beta_i + \lg(\alpha_i + \varphi_{1i})}, \quad (3)$$

T_h —бевосита иншоотга қўйилган узоқ вақтли юк билан қисқа вақтли юклардан бирининг горизонтал ташқил этувчилари йиғиндиси;

R_g —конструктив элементлар (козик оёқ, шпунт ва б.) нинг силжиш сирти билан кесишганда конструктив элементларнинг сурилишга қаршилик кучларининг горизонтал ташқил этувчилари йиғиндиси;

φ_{1i} , c_{1i} —3.7-банддаги каби;

G_i — i -нчи элемент массивининг оғирлиги; бунда унинг сиртига вақтинчалик тушадиган юк ҳисобга олинади;

n_1 , n_2 —грунт массиви элементлари миқдори, булар учун ΔE_{H_2} мос ҳолда мусбат ёки манфий қийматга эга;

α —вертикал билан элемент асоси текислиги орасидаги бурчак; соат стрелкаси бўйича ҳисоб қилинади ва $173^\circ - \varphi_{1i} - \beta_i$ дан ошмайдиган қилиб қабул қилинади;

b_i —элемент эни;

β —элементлар орасидаги узаро таъсир кучларининг оғиш бурчаги; характерли жойлар чегарасида узгармас қилиб қилишга рухсат берилади. Одатда қуйидагича жойлашган элементлар учун тенг қилиб олинади:

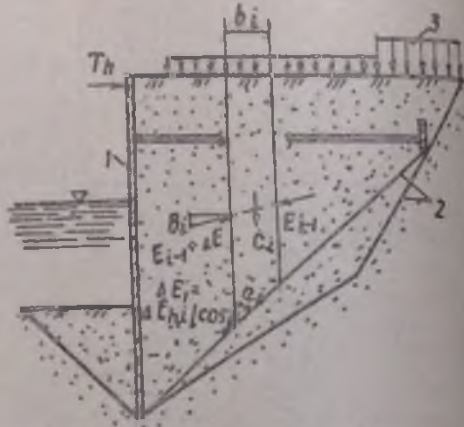
а) шпунтли қиргоқларда:

шпунтдан олдин $\frac{2}{3} \varphi_{1i}$, би-

роқ 20° дан ошмасин, бунда φ_{1i} —шпунт створида пастки томони билан ички ишқаланувчи бурчакнинг ўртача қиймати; шпунт билан анкерли плита орасида-шунинг ўзи, бироқ φ_{1i} —шпунт створида юқори томони билан

ички ишқаланувчи бурчакнинг ўртача қиймати; анкерли плитадан ташқарида-шунинг ўзи, бироқ, φ_{1i} —плита створида;

б) гравитацион қиргоқларда — аввал курсатилгандек иншоотдан олдин ва иншоотдан кейин ва 0° —иншоот эни чегарасида.



1-чизма. Суриладиган грунт массивининг иншоот билан биргаликдаги айланма силжишда чуқурлик сурилиши схемаси бўйича умумий турғунлигини ҳисоблашга.

1-шпунтли тирак девор; 2-мумкин бўлган сурилиш сирти; 3-грунт сиртига тушадиган юк.

2. Суриладиган грунт массивининг иншоот билан биргаликдаги айланма силжишда иншоотларнинг турғунлигини ҳисоблашни (2-чизма) (3) шартни қабул қилган ҳолда бажариш керак:

$$F = M_i = r \sum_{i=1}^n G_i \sin \alpha_i + \Delta M_i; \quad (4)$$

$$R = M_i = r \left(\sum_{i=1}^n G_i \cos \alpha_i \lg \varphi_{1i} + \sum_{i=1}^n c_{1i} l_i + R_g \right); \quad (5)$$

бунда, M_i —иншоотни танланган доиравий цилиндр сирт марказига нисбатан сурилишига олиб келувчи куч моментлари йиғиндиси;

M_i —иншоотни танланган доиравий цилиндрик сирт марказига нисбатан силжишини тутиб турувчи куч моментлари йиғиндиси;

G_i —суриладиган грунт массиви шартли равишда бўлинган i -нчи вертикал элементнинг оғирлиги; бунда унинг сиртига тушадиган вертикал ташкил этувчи юклар ҳисобга олинади;

α_i —вертикал билан i -нчи элемент замини ўртасига утказилган r радиус орасидаги бурчак ($\alpha_i = \arcsin \frac{a_i}{r}$);

a_i —доиравий цилиндрик сиртдан i -нчи элемент ўртасигача горизонтал бўйича масофа (доиравий цилиндрик сирт марказидан утувчи вертикалдан чапда жойлашган элементлар учун «минус» ишораси билан қабул қилинади);

ΔM_i —бевосита иншоотга қўйилган ва иншоотни танланган доиравий цилиндрик сирт марказига нисбатан сурилишига олиб келадиган узоқ вақтлик юк билан қисқа вақтлик юклардан бирининг горизонтал ташкил этувчиларидан ҳосил бўладиган моментлар йиғиндиси ($\Delta M_i = T_h a_i$);

T_h —бевосита иншоотга қўйилган узоқ вақтлик юк билан қисқа вақтлик юклардан бирининг горизонтал ташкил этувчиларини тенг таъсир этувчиси

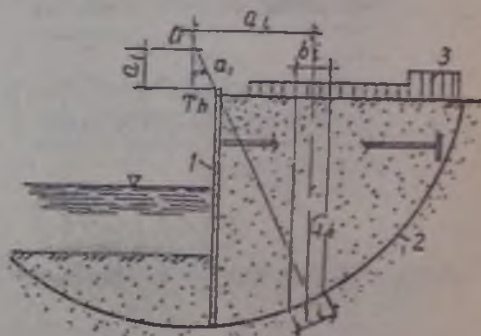
a_i —доиравий цилиндрик сирт марказига нисбатан тенг таъсир этувчи юк T_h елкаси;

l_i — i -нчи элемент асосидаги ёй узунлиги;

R_k —конструктив элементлар (анкерлар, козик оёқлар, шпунтлар ва бошқалар) нинг r радиусга перпендикуляр силжишга қаршилик кучлари йиғиндиси;

n —элементлар йиғиндиси.

F ва R ларни аниқлашда юк грунт ва материал бўйича пухталиқ коэффициентлари бирга тенг қилиб қабул қилиниши керак.



2-чиқма. Суриладиган грунт массивининг иншоот билан биргаликдаги айланишга таъсир қилувчи чуккуллик сурилиш шемаси бўйича умумий турғунлигини ҳисоблашга.

1, 2, 3 - 1-чиқмадаги каби.

9-ИЛОВА

Таъсир этиладиган

МАРКАЗИЙ БЎЛМАГАН КИСИЛИШ УСУЛИ БИЛАН КОНТАКТ КУЧЛАНИШЛАРНИ АНИҚЛАШ

Иншоот таълиғи яеси бўлмаганда марказий бўлмаган қисилиш усули бўйича

нормал ва уринма контакт қучланишлар қўйишга формулалар бўйича аниқланади:

$$\sigma = \frac{N}{A} \cos \delta + \frac{Mr}{I_0} \cos \beta; \quad (1)$$

$$\tau = \frac{N}{A} \sin \delta - \frac{Mr}{I_0} \sin \beta, \quad (2)$$

бунда, N —иншоотга қўйилган тенг таъсир этувчи куч;

$M = Ne$ —тагликнинг оғирлик марказига нисбатан шу кучнинг моменти;

A , I_0 —таглик юзи ва унинг марказий инерция моменти;

r —тагликнинг қурилаётган K нуктасининг O марказга нисбатан радиус-вектори;

δ —тенг таъсир этувчи N нинг йуналиши билан тагликка K нуктада ўтказилган нормал орасидаги бурчак;

β —тагликка K нуктада ўтказилган нормал билан шу нуктадаги радиус векторга ўтказилган нормал орасидаги бурчак.

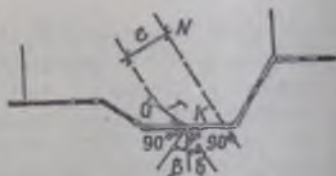
Иншоотнинг таглиги ясси бўлганда контакт кучланишлар қуйидаги формула буйича аниқланади:

$$\sigma = \frac{N \cos \delta}{A} + \frac{Mx}{I_y}; \quad (3)$$

$$\tau = \frac{N \sin \delta}{A}, \quad (4)$$

бунда, x —қурилаётган нуктадан тагликнинг оғирлик марказигача бўлган масофа;

I_y —таглик юзининг инерция моменти.



Иншоот таглиги синганда нормал ва уринма контакт кучланишларни аниқлаш учун схема

10-ИЛОВА

Мажбурий

БИР ЖИНСЛИ КУМЛИ ЗАМИНЛАРГА ҚУРИЛГАН ИНШООТЛАР УЧУН ЭКСПЕРИМЕНТАЛ ЭПЮР УСУЛИ БИЛАН КОНТАКТ КУЧЛАНИШЛАРНИ АНИҚЛАШ

Нормал контакт кучланишларни экспериментал эпюр усули билан қуйидагича аниқланади:

а) барча ташки кучларнинг тенг таъсир этувчиси P иншоотнинг таглиги марказидан ўтган ҳолда қуйидаги формула буйича аниқланади:

$$\sigma_n = \bar{\sigma}_n, \quad (1)$$

бунда, $\bar{\sigma}_n$ —иншоот таглиги марказидан x масофада бўлган нуктадаги контакт нормал кучланиш;

σ_n —мас нуктадаги нисбий нормал

контакт кучланиш: $N_n = \frac{\sigma_n}{b_l}$

га боғлиқ ҳолда 1-жадвалдан аниқланади (сув сатҳидан пастда грунтнинг солиштирма оғирлиги сувнинг муаллақ таъсирини ҳисобга олган ҳолда қабул қилиниши керак);

σ_n —иншоот таглиги бўйича ўртача нормал контакт кучланиш

$$\left(\sigma_n = \frac{P}{bl} \right);$$

б) тенг таъсир этувчи ташки кучларнинг зминга марказий бўлмаган ҳолда

қўйиладиган ва $\frac{2e_x}{b} \leq \frac{1}{3m_k}$ бўлгандаги з

минли пайдевор таглиги контакти буйича

чүзүвчи кучланишлар бөлмөсүндө жолларда куйидагы формула буйича аныкланады:

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_{\bar{\sigma}_x} \left(1 \pm \frac{12e_x x}{b^2} m_1 \right). \quad (2)$$

бунда, $\sigma_x, \bar{\sigma}_x, -(1)$ формуладагы каби:
 x

e_x —нишот таглыгы текислиги-
 га нормалга куйилган юк
 эксцентриситети;
 m_1 —2-жадвал буйича аныклана-
 диган коэффициент.

Э с а л а т а. (2) формулага куйида e_x ва x ва
 нисбат таглыгы нормалга кабул кылынгандан кийин-
 ки башкачарынан ушунунг кырааларына келбиз
 олиш керек.

1-жадвал

$\bar{\sigma}_x$ нинг кыймаатлары							
Куйидагы тенг булганда N_x ва $\bar{\sigma}_x$							
$2x$ b	0,5	1	2	4	6	8	10
0	1,18	1,22	1,28	1,34	1,38	1,40	1,42
0,1	1,17	1,21	1,27	1,32	1,36	1,38	1,40
0,2	1,16	1,20	1,25	1,29	1,33	1,35	1,36
0,3	1,14	1,17	1,20	1,24	1,27	1,29	1,30
0,4	1,11	1,14	1,15	1,18	1,20	1,22	1,23
0,5	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11	1,12	1,12
0,6	1,03	1,02	1,01	1,00	0,99	0,98	0,98
0,7	0,98	0,95	0,91	0,87	0,85	0,83	0,82
0,8	0,92	0,87	0,80	0,74	0,70	0,67	0,65
0,9	0,82	0,74	0,68	0,59	0,50	0,46	0,43
1,0	0	0	0	0	0	0	0

2-жадвал

m_1 коэффициент нинг кыйматы							
Моделлаш со- ни N_x	0,5	1	2	4	6	8	10
m_1 коэффи- циенти	1,221	1,296	1,345	1,402	1,464	1,501	1,628

11-ИЛОВА

Махмуров

КАТЛАММА-КАТЛАМ ЖАМЛАШ УСУЛИ БИЛАН ЗАМИННИНГ ЧҮКИШИН АНИКЛАШ

1. Заминнинг чүкиши 7.7-бандга му-
 вофик катламма-катлам жамлаш усули
 билан аныкланады. Грунтнинг i нчи кат-
 лами уртасыдагы күйимча вертикал
 кучланишлар катламнинг юкориги z_{i-1} ва
 пастки z_i чегараларыдагы күрсатилган
 кучланишларнинг ярим йигиндисига тенг
 килиб олинады.

2. Заминнинг z_i чуқурлыгыдагы
 күйимча вертикал кучланишларнинг юк p

ва күйимча юк q ларга нисбатан кыйыкты
 куйидагы формула буйича аныкланады:

$$\sigma_{z,i} = \sigma_{z,i}^p + \sigma_{z,i}^q.$$

бунда, p —пойдворонинг таглыгы буйича
 грунтта тушадиган уртача
 хакикий вертикал бастык.

$\sigma_{z,i}$ —грунтта күйимча бастыктын
 чуқурлык буйича ушарышын

хисобга олувчи ва жадвал буйича тўғри бурчак шакли таглик учун нисбий чуқурлик-

ка қараб $m = \frac{2z_i}{b}$ ва томонлар

нисбати $\frac{l}{b}$ доиравий шакли

тагликлар учун $m = \frac{2z_i}{d}$

нисбат қабул қилинадиган коэффициент;

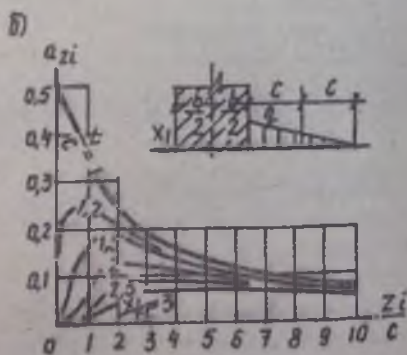
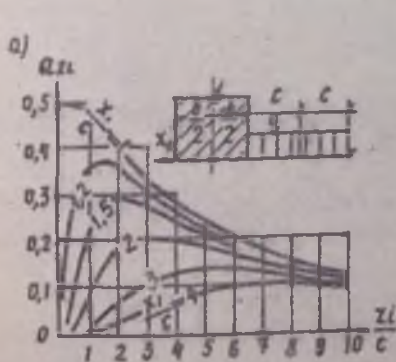
α_2 -тўғри бурчакли қўшимча юклама учун а-чизмадан аниқланадиган, учбурчакли юклама учун б-чизмадан аниқланадиган коэффициент.

Қўшиладиган зовурнинг шаклига қараб тўғри бурчакли, учбурчакли ёки трапециодал эпюра билан қўшимча юкни аппроксирлашга рухсат берилади. Трапециодал эпюраларда чуқишлар тўғри бурчакли ва учбурчакли юклар учун аниқланганларда йиғилади.

α_1 коэффициентининг қиймати

$\frac{2z_i}{b}$ ($\frac{2z_i}{d}$)	Доиравий пойдеворлар	Қуйидагига тенг бўлган l/h нисбатли томонли бўлган тўғри бурчакли пойдеворлар						
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,875	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,740	0,749	0,754	0,775
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,529	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,350	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,173	0,209	0,250	0,285	0,320	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,122	0,150	0,185	0,218	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,052	0,066	0,091	0,112	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,172	0,208

Э с л а т и. Тўғри бурчакли пойдеворнинг бурчак нухтаси орьдаги утувчи вертикал буйича пойдевор тагликидан l чуқурликда қўшимча вертикал кучланишни аниқлашда, α_1 коэффициентининг қиймати 0,25 га қауайтирилади.



α_2 коэффициентларини аниқлаш графиги

а-тўғри бурчак остида қўшимча юк тушганда, б-учбурчак буйича қўшимча юк тушганда

Тавсия этиладиган

ИНШОТНИНГ ТАГЛИГИ ОСТИГА ГРУНТНИНГ ХИСОБИЙ ҚАРШИЛИГИДАН ОРТИҚ БЎЛГАН ЎРТАЧА БОСИМ ТУШГАНДАГИ ЗАМИННИНГ ЧЎКИШИНИ АНИКЛАШ

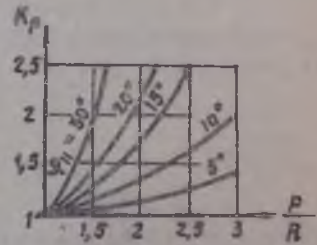
Иншоотнинг таглиги остига замин грунтнинг ҳисобий қаршилигидан ортиқ бўлган ўртача босим p тушгандаги заминнинг чўкишини қуйидаги формуладан аникланади

$$s_p = K_p s,$$

бунда, K_p —пластик деформацияларни ҳисобга олгандаги чўкишнинг ошиш коэффициенти; бир жинсли грунтлар учун сиқилдиган грунт қалинлиги H , чегарасида, иншоотнинг эни $b \leq 20$ м ва $H/b \leq 2$ бўлганда чизма бўйича, бошқа ҳолларда эса

махсус текширишлар натижалари бўйича аникланади;

s —7.7-банд ва 11-иловадаги курсат-малар бўйича аникландиган чўкиш.



K_p коэффициенти аниклаш графиги

Тавсия этиладиган

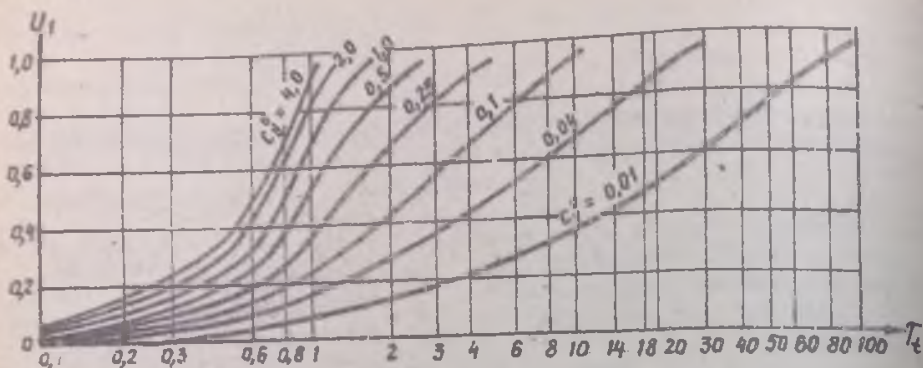
ГРУНТНИНГ БИРЛАМЧИ КОНСОЛИДАЦИЯ ДАРАЖАСИНИ АНИКЛАШ

Юкнинг ўсабошлашидан бошлаб ҳисобий вақт моментидаги грунтнинг бирламчи консолидацияси даражаси U_1 чизма бўйича аникланади, бунда c_v^0 —консолидация даражаси коэффициенти ($c_v^0 = c_v \cdot t_0 / h_0^2$); t_0 —юкнинг ўсиш вақти; h_0 —қатламнинг ҳисобий қалинлиги, 3.5-банд

бўйича аникланади; c_v —грутнинг вертикал йўналишидаги консолидация коэффициенти

Юк оний қўйилган ҳоллар учун бирламчи консолидация даражаси чизма бўйича аникланади; $c_v^0 = 0,01$ ва $\tau_1 = 100c_v \cdot t / h_0^2$ олинади.





C_1 нинг турли қийматлари учун U_1 консолидация даражасининг $T_t = \frac{t}{t_0}$ боғлиқлик графиги

14-ИЛОВА

Тавсия этиладиган

КОЯТОШЛИ БЎЛМАГАН ЗАМИНЛАРГА ҚУРИЛГАН ГОРИЗОНТАЛ ТАГЛИКЛИ ГРАВИТАЦИОН ИНШООТЛАРНИНГ ОХИРГИ ГОРИЗОНТАЛ СИЛЖИШЛАРИНИ АНИҚЛАШ

1. Иншоотнинг сурилиши қуйидаги формула бўйича аниқланади:

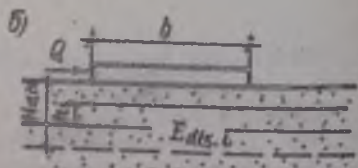
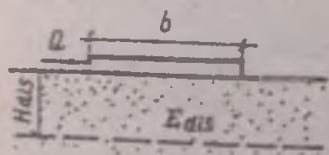
$$u = \frac{Q}{2} \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i - \phi_{i-1}}{E_{ds,i}}, \quad (1)$$

бунда, Q - иншоотнинг 1 м узунлигига тўғри келадиган йиғинди горизонтал юк (1-чизма);

n - суриладиган калинлик H_{ds} чегарасидаги грунт қатламлари сони;

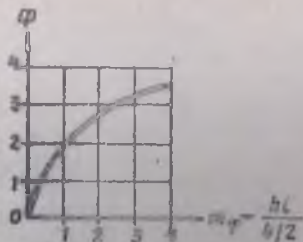
ϕ - грунтнинг i нчи қатлами таглигининг жойлашиш чуқурлиги h_i нинг иншоотнинг ярим энига $b/2$ га нисбатига қараб 2-чизмадан аниқланадиган коэффициент;

E_{ds} - суриладиган грунт қатламининг деформация модули.



1-чизма. Иншоотларнинг горизонтал силжиишнни аниқлаш учун схема

а - бир жинсли таъкид; б - горизонтал қатламди заминши; Q - горизонтал куч; $E_{ds,i}$ - силжийдиган қатламларнинг деформация модули; H_{ds} - силжийдиган қатламининг ҳисбий қилинлиги



2-чизма. Φ коэффициентини аниқлайдиган график

2. Йиғинди горизонтал юк Q га силжиш йўналишида иншоотга таъсир этувчи барча кучларни киритиш керак: бунда тинч ҳолатдаги грунтнинг босимига

тенг қилиб қабул қилинадиган қарши кучлар йириб ташланади.

3. Силжётган қатламдаги грунтнинг деформация модули $E_{d,i}$ балчиқли грунтлар учун $1,2E_i$ га тенг қилиб олинади, қумли грунтлар учун $1,5E_i$ га тенг қилиб олинади, бунда E_i -3-иловадаги қаби олинади.

4. Суриладиган қалинлиқнинг ҳисобини чуқурлиги $H_{d,i}$ қуйидагига тенг қилиб олинади:

$$H_{d,i} = 0,4b + 0,3H_i, \quad (2)$$

бунда, H_i -қисилалиган қалинлиқ чуқурлиги, 7.9-бандга мувофиқ аниқланади.

15-ИЛОВА

Таъсия этиладиган

ГРУНТ МАТЕРИАЛЛАРИДАН ТИКЛАНГАН ТЎҒОНЛАРНИНГ ЙИҒИНДИ ЧЎКИШЛАРИНИ ҲИСОБЛАШ

Грунт материалларидан тикланган тўғонларнинг йиғинди чўкишларини s_z ҳисоблашда тўғон жисми материаллари n та элементар қатламларга бўлинади. Қўрилаётган вертикалда вақт momenti t да чўкиш s_z нинг қиймати қуйидаги формула бўйича аниқланади:

$$s_z = \sum_{i=1}^n \frac{e_{d,i} - e_{v,i}}{1 + e_{d,i}} \Delta h_i, \quad (1)$$

бунда, i -пастдан юқоригача олинган грунтнинг элементар қатлами номери;

n -қатламлар сони;

$\Delta h = \frac{H}{n}$ - i нчи қатлам қалинлиги;

H -тўғон баландлиги;

$e_{0,i}$ - i нчи қатламнинг бошланғич ғовақлик коэффициентини;

$e_{v,i}$ - i нчи қатламнинг вақт momenti t даги ғовақлик коэффициентини;

$\sigma_{d,i} = \sigma_{v,i} - u_{v,i}$ га боғлиқ ҳолда компрессион эгрилик бўйича аниқланади;

$\sigma_{v,i,t}$ - t вақт momentida i нчи қатлам уртасида грунт скелетидagi эффектив вертикал кучланиш;

$\sigma_{v,i,t}$ - t вақт momentida i нчи қатлам уртасидаги тўла вертикал кучланиш; устига ётқизилган грунт оғирлиги $\gamma_{d,i}$ га тенг қилиб олинади;

$u_{v,i,t}$ - t вақт momentida шу нуктага ғовақлик босим; консолидация назарияси усуллари билан аниқланади;

$\gamma_{d,i}$ - сувга тўйинганлиқнинг ҳисобга оlingan ҳолда тўғон жисми грунтининг солиштирма оғирлиги;

k - қўрилаётган нуктадан тўғон ташкиннинг ташки контуригача ёки сув омборининг сув сиртпогача бўлган масофа.

АСОСИЙ ҲАРФИЙ БЕЛГИЛАР

ПУХТАЛИК КОЭФФИЦИЕНТЛАРИ

- γ -иш шаронти коэффиценти;
 γ_g -грунт бўйича пухталиқ коэффиценти;
 γ_n -иншоотнинг жавобгарлик даражаси бўйича пухталиқ коэффиценти;
 γ_c -юкларнинг бирикма коэффиценти;
 γ -грунтнинг, иншоотнинг пастки томонидан реактив босимининг иншоотнинг ўз турғулигини йўқотган вақтда горизонтал силжишга боғлиқлигини ҳисобга олувчи иш шаронти коэффиценти.

ГРУНТНИНГ ХАРАКТЕРИСТИКАЛАРИ

- X_n -характеристиканинг норматив қиймати;
 X -ҳисобий қиймати;
 α -ҳисобий қийматларнинг ишончлик эҳтимоли;
 ρ -зичлик;
 ρ_d -қуруқ ҳолатдаги зичлиги;
 ρ_s -зарранинг зичлиги;
 I_L -оқувчанлик кўрсаткичи;
 v -солиштира оғирлик;
 c -ғоваклиқ коэффиценти;
 a -зичлик коэффиценти;
 c -солиштира тишлашиш;
 ϕ -ички ишқаланиш бурчаги;
 E -деформация модули;
 v -қундаланг деформация коэффиценти (Пуансон коэффиценти);
 k -филтрланиш коэффиценти;

- c_1 -консолидация коэффиценти;
 c_1^0 -консолидация даражаси коэффиценти;
 U_1 -бирламчи консолидация даражаси;
 U_2 -иккиламчи консолидация даражаси;
 μ , μ -эластик ва гравитацион сув бериш коэффиценти;
 $\delta_{стр}$, $\delta_{1,стр}$ -ёйилувчанлик параметрлари;
 q -сув ютиш коэффиценти;
 I_{cr} , I_{cs} -критик ва таъсир этувчи босим градиентлари;
 v_{cr} , v_{cs} -филтрланишнинг критик ва таъсир этиш тезликлари;
 I_p -пойдеворнинг эгилувчанлик кўрсаткичи;
 R_c ($R_{c,m}$) -алоҳида қоятошли грунтларнинг бир ўкли қисилишга мустаҳкамлик чегараси;
 R_t ($R_{t,m}$) -алоҳида қоятошли грунтлар (массив) нинг бир ўкли чўзилишга мустаҳкамлик чегараси;
 $R_{cs,m}$ -қоятошли грунт массивининг эзилишга мустаҳкамлик чегараси;
 U_1 , U_2 -қоятошли массивда бўйлама ва қундаланг тўлқинларнинг тарқалиш тезликлари.

ЮКЛАР, КУЧЛАНИШЛАР, ҚАРШИЛИКЛАР

- F -умумлашган ҳисобий сурувчи куч;
 R -грунт чегаравий қаршилигининг умумлашган ҳисобий кучи;
 R_p -бўйлама сурилишда чегаравий қаршилиқнинг ҳисобий қиймати;

R_g —қозинқоёқ, анкерларнинг ҳисобий қаршилнк кучлари;

R_u —ховуракли сурилиш жойсида ҳисобий чегаравий қаршилик кучи;

$E_{p\,m}$ —иншоотга, унинг устидан грунт берадиган пассив босимнинг горизонтал ташкил этувчиларининг ҳисобий қиймати;

$E_{a\,m}$ —иншоотга, унинг устидан грунт берадиган актив босимнинг горизонтал ташкил этувчиларининг ҳисобий қиймати;

Φ —ийгинди филътрлаш кучи;

q —бир текисда тақсимланган вертикал қўшимча юк;

σ —нормал кучланиш;

τ —уринма кучланиш;

n —ғовақлик сувларининг ортикча босими;

σ_v —вертикал нормал кучланиш;

$\sigma_{z\,k}$ —грунтнинг уз оғирлигидан тушадиган вертикал нормал кучланиш;

$\sigma_{z\,p}$ —ташки юкдан тушадиган вертикал нормал кучланиш;

N_σ —моделлаш сони.

ЗАМИНЛАР ВА ИНШООТЛАРНИНГ ДЕФОРМАЦИЯЛАРИ

S —замин ва иншоотнинг биргаликдаги деформацияси;

S_u —замин ва иншоотларнинг биргаликдаги деформациясининг чегаравий қиймати;

S_r —замин ва иншоотнинг стабиллашмаган биргаликдаги деформацияси;

S , u , i —мос ҳолда иншоотнинг чуқунд, горизонтал силжиши ва оғиши.

ГЕОМЕТРИК ХАРАКТЕРИСТИКАЛАР

l —иншоот узунлиги;

b —иншоот эни;

h —иншоот баландлиги;

A —иншоот тағлигининг юзи;

e —эксцентриситет;

r —радиус;

h —грунт қатламининг қалинлиги;

h_c —консолидацион қатламнинг баландлиги;

H_c —кисиладиган қалинлик чуқурлиги;

H_{sz} —силжийдиган қатлам қалинлиги;

α_{sz} —дарзнинг тушиш бурчаги;

α_{sz} —дарзларининг сидирилиш бурчаги;

l_f —дарз узунлиги;

b_f —дарзнинг очилган эни.

1. Умумий маълумот.....	5
2. Замин грунтларининг номенклатураси ва уларнинг физика-механик таъсифлари	7
Қоятошли бўлмаган грунтлар характеристикалари	9
Қоятошли грунтлар характеристикалари	12
3. Чидамлиликка ҳисоблаш	14
Қоятошли бўлмаган заминларга қуриладиган иншоотларнинг турғунлигини ҳисоблаш	17
Қоятошли заминларга қуриладиган иншоотларнинг турғунлигини ҳисоблаш	21
4. Заминларни филътрланишларига ҳисоблаш	23
5. Қоятошли заминларнинг маҳаллий мустаҳкамлигини аниқлаш	25
6. Контакт қучланишларни аниқлаш	27
Бир жинсли қоятошли бўлмаган заминларга қуриладиган иншоотлар учун контакт қучланишларни аниқлаш	28
Бир жинсли бўлмаган қоятошли бўлмаган заминларга қуриладиган иншоотлар учун контакт қучланишларни аниқлаш	29
7. Грунт материалларидан қурилган иншоотлар ва тўғонлар заминларини деформациялари бўйича ҳисоблаш	30
Қоятошли бўлмаган заминларга қурилган иншоотларнинг чуқишини ҳисоблаш	31
Қоятошли бўлмаган заминларга қуриладиган иншоотларнинг қийшайишини аниқлаш	32
Қоятошли бўлмаган заминларга қурилган иншоотларнинг горизонтал силжишларини ҳисоблаш	33
Грунт материалларидан қурилган тўғонлар деформациялари бўйича ҳисоблаш	34
Қоятошли заминларга қурилган бетон ва темир-бетон иншоотларнинг силжишларини ҳисоблаш	35
8. Заминларнинг пухталигини таъминлаш бўйича муҳандислик тадбирлари	35
Иншоотларни замин билан туташини таъминлаш	35
Замин грунтларини мустаҳкамлаш ва зичлаш	37
1. Илова. Таъсия этиладиган. Қоятошли грунтлар массивларининг классификацияси	39
2. Илова. Махбурий. Қирқилш (силжиш) ва уч ўқли қирқилш усуллари билан синаш натижалари бўйича мустаҳкамлик характеристикалари ρ_{ϕ} ва c_n нинг норматив ва ҳисобий қийматларини аниқлаш усули	40
3. Илова. Махбурий. Иншоотларнинг сурилишини ҳисоблаш учун заминларнинг деформация модуллари аниқлаш	42
4. Илова. Таъсия этиладиган. Қоятошли заминларга қурилган бетон иншоотларни чегаравий буриш (ағдарилш) схемаси бўйича турғунлигини ҳисоблаш	44
5. Илова. Махбурий. Иншоотларнинг бир жинсли бўлмаган замин сирти бўйича силжишга турғунлигини ҳисоблаш	46
6. Илова. Таъсия этиладиган. Иншоотларнинг планда бурилиш билан силжишдаги турғунлигини ҳисоблаш	47
7. Илова. Таъсия этиладиган. Қоятошли бўлмаган заминларга қурилган иншоотларнинг аралаш ва чуқурлик бўйича силжишлар схемалари бўйича турғунлигини ҳисоблаш	49
8. Илова. Таъсия этиладиган. Порт иншоотларининг турғунлигини ҳисоблаш	53
9. Илова. Таъсия этиладиган. Марказий бўлмаган қисилтиш усули билан контакт қучланишларни аниқлаш	55
10. Илова. Махбурий. Бир жинсли қумли заминларга қурилган иншоотлар учун экспериментал эфир усули билан контакт қучланишларни аниқлаш	56
11. Илова. Махбурий. Катлам-катлам жамлаш усули билан заминнинг чуқишини аниқлаш	57
12. Илова. Таъсия этиладиган. Иншоотнинг таълиги остига грунтнинг ҳисобий қаршилигидан ортиқ бўлган ўртача босим тушгандаги заминнинг чуқишини аниқлаш	59
13. Илова. Таъсия этиладиган. Грутнинг бирламчи консолидация даражасини аниқлаш	59
14. Илова. Таъсия этиладиган. Қоятошли бўлмаган заминларга қурилган горизонтал таъликли гравитацион иншоотларнинг охири горизонтал силжишларини аниқлаш	60
15. Илова. Таъсия этиладиган. Грунт материалларидан тикланган тўғонларнинг йиғинди чуқишларини ҳисоблаш	61
16. Илова. Справочник. Асосий ҳарфий белгилар	62

Таклиф ва мулоҳазаларинингизни Ўзбекистон Республикаси
Давархитектқурилиш қўмитасига юборишингизни сўраймиз

(700011, Тошкент шаҳри, Абай кўчаси, 6)

Нашрга ЗП.ЛНТИ ва «АҚАТМ» АТМ томонидан тайёрланган.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

**ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ
СООРУЖЕНИЙ**

КМК 2.02.02-98

ИЗДАНИЕ ОФИЦИАЛЬНОЕ

**ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ
РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН ПО
АРХИТЕКТУРЕ И СТРОИТЕЛЬСТВУ**

Ташкент 1998

КМК 2.02.02-98 "Основания гидротехнических сооружений".
Госкомархитектстрой РУз - Ташкент, 1998, 130 стр.

При пересмотре норм и правил КМК 2.02.02-98 за основу приняты положения
СНиП 2.02.02-85.

РАЗРАБОТАНЫ ЗПЛИТИ: (к.т.н. К.М.Джумаев (руководитель темы), к.т.н.
М.Мирзаахматий, к.т.н. И.И.Усманходжаев, к.г-м.н. Ю.Н.Частоедов; АО УзЛИТТИ
им. Х. Асамова (к.т.н. Ш.Р.Мухамедаминов; ТАСИ Мин. ВУЗа РУз (д.т.н профессор
Х.З.Расулов) к.т.н А.Б.Кузанов .

ВНЕСЕНЫ: ЗПЛИТИ.

РЕДАКТОРЫ: Ф.Ф. Бакирханов (Госкомархитектстрой РУз), К.М. Джумаев,
М.Мирзаахматий (ЗПЛИТИ), Ш.Р. Мухамедаминов (АО УзЛИТТИ им. Х.Асамова).

ПОДГОТОВЛЕННЫ К УТВЕРЖДЕНИЮ: Управлением проектных работ Госко-
мархитектстроя РУз и Управлением науки Госкомархитектстроя РУз
(М.Мирзаахматий).

С введением в действие КМК 2.02.02-98 " Основания гидротехнических сооруже-
ний " на территории Республики Узбекистан утрачивает силу СНиП 2.02.02-85 "
Основания гидротехнических сооружений " .

Перевод на государственный язык выполнил И.Иногамов.

Настоящий документ не может быть полностью или частично воспроизведен,
тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения
Госкомархитектстроя Республики Узбекистан.

Государственный Комитет Республики Узбекистан по архитектуре и строительству (Госкомархитектстрой)	Строительные нормы и правила	КМК 2.02.02-98
	Основания гидротехнических сооружений	Взамен СНиП 2.02.02-85

Настоящие нормы распространяются на проектирование оснований гидротехнических сооружений речных, морских и мелиоративных.

При проектировании оснований гидротехнических сооружений, предназначенных для строительства в сейсмических районах, в условиях распространения вечномерзлых, просадочных, пучинистых, набухающих, биогенных, засоленных грунтов и карста, следует соблюдать также нормы и правила, предусмотренные соответствующими нормативными документами, утвержденными или согласованными с Госкомархитектстрой РУз.

Настоящие нормы не распространяются на проектирование подземных гидротехнических сооружений и водохозяйственных сооружений на мелиоративных каналах с расходами воды менее $5 \text{ м}^3/\text{с}$, а также при глубинах воды менее 1 м .

Примечание. Под основанием следует понимать область грунтового массива (в том числе береговые примыкания, откосы и склоны), которая взаимодействует с сооружением и в которой в результате возведения и эксплуатации сооружения изменяются напряженно-деформированное состояние и фильтрационный режим.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Основания гидротехнических сооружений следует проектировать на основе и с учетом:

результатов инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий и исследований, содержащих данные о структуре, физико-механических и фильтрационных характеристиках отдельных зон массива грунта, уровнях воды в грунте, областях ее питания и дренирования;

данных о сейсмической активности района возведения сооружения;

опыта возведения гидротехнических сооружений в аналогичных инженерно-геологических условиях,

данных, характеризующих возводимое гидротехническое сооружение (типа, конструкции, размеров, порядка возведения, действующих нагрузок, воздействий, условий эксплуатации и т.д.);

местных условий строительства;

техничко-экономического сравнения вариантов проектных решений и принятия оптимального варианта, обеспечивающего рациональное использование прочностных и деформационных свойств грунтов основания и материала возводимого сооружения при наименьших приведенных затратах.

1.2. При проектировании оснований гидротехнических сооружений должны быть предусмотрены решения, обеспечивающие надежность, долговечность и экономичность сооружений на всех стадиях их строительства и эксплуатации. Для этого при проектировании следует выполнять:

оценку инженерно-геологических условий строительной площадки и прогноз их изменения;

Внесены Э.ПЛИТИ	Утверждены приказом Государственного комитета Республики Узбекистан по архитектуре и строительству от 20 января 1998г №7	Срок введения в действие 1 апреля 1998 г.
--------------------	---	--

расчет несущей способности основания и устойчивости сооружения;

расчет местной прочности основания;

расчет устойчивости естественных и искусственных склонов и откосов, примыкающих к сооружению;

расчет деформаций системы сооружения - основание в результате действия собственного веса сооружения, давления воды, грунта и т. п. и изменения физико-механических (деформационных, прочностных и фильтрационных) свойств грунтов в процессе строительства и эксплуатации сооружения, в том числе с учетом их промерзания и оттаивания;

определение напряжений в основании и на контакте сооружения с основанием и их изменений во времени;

расчет фильтрационной прочности основания, противодавления воды на сооружение и фильтрационного расхода, а также при необходимости - объемных фильтрационных сил и изменения фильтрационного режима при изменении напряженного состояния основания;

разработку инженерных мероприятий, обеспечивающих несущую способность оснований и устойчивость сооружения и его основания, а также при необходимости - уменьшение перемещений, улучшение напряженно-деформированного состояния системы сооружения - основание, снижение противодавления и фильтрационного расхода.

1.3. По материалам инженерно-геологических изысканий и исследований должны быть установлены происхождение грунтов основания, их структура, физико-механические и фильтрационные свойства, гидрогеологическая обстановка и т. п. На основе этих данных должны составляться инженерно-геологические и расчетные схемы (модели) основания.

Примечание. Если между временем завершения изысканий и началом строительства перерыв составил более пяти лет, следует, как правило, прово-

дить дополнительные инженерно-геологические изыскания и исследования.

1.4. Нагрузки и воздействия на основание должны определяться расчетом исходя из совместной работы сооружения и основания в соответствии с требованиями КМК 2.06.01-97.

При расчетах основания коэффициенты надежности по степени ответственности γ_n принимаются такими же, как для возводимого на нем сооружения.

1.5. Расчеты оснований гидротехнических сооружений следует производить по двум группам предельных состояний.

Расчеты по первой группе должны выполняться с целью недопущения следующих предельных состояний:

потери основанием несущей способности, а сооружением - устойчивости;

нарушений общей фильтрационной прочности нескальных оснований, а также местной фильтрационной прочности скальных и нескальных оснований в тех случаях, когда они могут привести к появлению сосредоточенных водотоков, локальным разрушениям основания и другим последствиям, исключающим возможность дальнейшей эксплуатации сооружения;

нарушений противифльтрационных устройств в основании или их недостаточно эффективной работы, вызывающих недопустимые потери воды из водохранилищ и каналов или подтопление и заболачивание территорий, обводнение склонов и т.д.;

неравномерных перемещений различных участков основания, вызывающих разрушения отдельных частей сооружений, недопустимые по условиям их дальнейшей эксплуатации (нарушение ядер, экранов и других противифльтрационных элементов земляных плотин и дамб, недопустимое раскрытие трещин бетонных сооружений, выход из строя уплотнений швов и т.п.);

По предельным состояниям первой группы следует также выполнять расчеты прочности и устойчивости отдельных

элементов сооружений, а также расчеты перемещений конструкций, от которых зависит прочность или устойчивость сооружений в целом или его основных элементов (например, анкерных опор шпунтовых подпорных стен).

Расчеты по второй группе должны выполняться с целью недопущения следующих предельных состояний:

нарушений местной прочности отдельных областей основания, затруднения нормальной эксплуатации сооружений (повышения противодействия, увеличения фильтрационного расхода, перемещений и наклона сооружений и др.);

потери устойчивости склонов и откосов, вызывающих частичный завал канала или русла, входных отверстий водоприемников и другие последствия;

проявлений ползучести и трещинообразования грунтов.

Примечание Если потеря устойчивости склонов может привести сооружение в состояние, непригодное к эксплуатации, расчеты устойчивости таких склонов следует производить по предельным состояниям первой группы.

1.6. При проектировании оснований сооружений I-III классов необходимо предусматривать установку контрольно-измерительной аппаратуры (КИА) для проведения натурных наблюдений за состоянием сооружений и их оснований как в процессе строительства, так и в период их эксплуатации для оценки надежности системы сооружения - основание, своевременного выявления дефектов, предотвращения аварий, улучшения условий эксплуатации, а также для оценки правильности принятых методов расчета и проектных решений. Для сооружений IV класса и их оснований, как правило, следует предусматривать визуальные наблюдения.

Примечание 1 Для портовых сооружений III класса при обосновании установку КИА допускается не предусматривать.

2 Установка КИА на сооружения IV класса и их оснований допускается при обосновании в сложных инженерно-геологических условиях и при использовании новых конструкций сооружений.

1.7. Состав и объем натурных наблюдений должны назначаться в зависимости от класса сооружений, их конструктивных особенностей и новизны проектных решений, геологических, гидрогеологических, геокриологических, сейсмических условий, способа возведения и требований эксплуатации. Наблюдениями, как правило, следует определять:

осадки, крены и горизонтальные смещения сооружения и его основания;

температуру грунта в основании;

пьезометрические напоры воды в основании сооружения;

расходы воды, фильтрующейся через основание сооружения;

химический состав, температуру и мутность профильтровавшейся воды в дренажах, а также в коллекторах;

эффективность работы дренажных и противofiltrационных устройств;

напряжения и деформации в основании сооружения;

поровое давление в основании сооружения;

сейсмические воздействия на основание.

Для сооружений IV класса инструментальные наблюдения, если они предусмотрены проектом, допускается ограничить наблюдениями за фильтрацией в основании, осадками и смещениями сооружения и его основания.

1.8. При проектировании оснований гидротехнических сооружений должны быть предусмотрены инженерные мероприятия по защите прилегающих территорий от затопления подтопления, от загрязнения подземных вод промышленными стоками, а также по предотвращению оползней береговых склонов.

2. НОМЕНКЛАТУРА ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ И ИХ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

2.1 Номенклатуру грунтов оснований гидротехнических сооружений и их

физико-механические характеристики следует устанавливать согласно требованиям РСТУэ 25100-95, КМК 2.02.01-98 и с учетом указаний настоящего раздела.

Значения физико-механических характеристик грунтов, приведенные в РСТУэ 25100-95, в табл. 1 и в рекомендуемом приложении 1, следует рассматривать как классификационные. На основе их сравнения с нормативными значениями характеристик по предварительным (начальным) результатам испытаний следует устанавливать принадлежность грунта к тому или иному классу и подгруппе. По этим данным следует производить оценку общих инженерно-геологических условий строительства и устанавливать состав и методы определения характеристик и расчетов оснований. При этом для сильнодеформируемых (при $E < 1 \cdot 10^3$ МПа), легковыветриваемых, сильнотрещиноватых, размокающих и набухающих под воздействием воды полускальных грунтов следует применять состав и методы определения их физико-механических характеристик и расчетов, соответствующие как скальным, так и нескальным грунтам.

2.2. Инженерно-геологические условия строительства должны конкретизироваться и детализироваться путем построения инженерно-геологических и геомеханических (расчетных или физических) моделей (схем) основания с установлением для различных зон нормативных и расчетных характеристик физико-механических свойств грунтов.

2.3. Для проектирования оснований гидротехнических сооружений в необходимых случаях надлежит определять дополнительно к предусмотренным КМК 2.02.01-98 следующие физико-механические характеристики грунтов:

- коэффициент фильтрации k ;
- удельное водопоглощение q ;
- показатели фильтрационной прочности грунтов (местный и осредненный критические градиенты напора $J_{кр}$ и $J_{кр, оср}$ и критические скорости фильтрации $u_{кр}$);
- коэффициент уплотнения a ;

содержание водорастворимых солей;

параметры ползучести $\delta_{сгр}$ и $\delta_{1,сгр}$;

параметры трещин (модуль трещиноватости M_j , углы падения $\alpha_{j,d}$ и простирания $\alpha_{j,l}$, длину l_j , ширину раскрытия b_j);

параметры заполнителя трещин (степень заполнения, состав, характеристики свойств);

скорости распространения продольных u_l и поперечных u_t волн в массиве;

коэффициент морозного пучения K_h ;

удельную нормальную и касательную силы пучения σ_h и τ_h ;

предел прочности отдельности (элементарного породного блока) скального грунта на одноосное сжатие R_1 ;

предел прочности отдельности скального грунта на одноосное растяжение R_1 ;

предел прочности массива скального грунта на смятие $R_{с,смя}$;

то же, на одноосное сжатие $R_{с,сж}$;

то же, на одноосное растяжение $R_{1,смя}$;

коэффициент упругой водоотдачи грунта μ_1 ;

коэффициент гравитационной водоотдачи грунта μ .

При необходимости должны определяться и другие характеристики грунтов. Физико-механические характеристики грунта определяться для инженерно-геологических элементов основания, которыми могут быть выделенные (при составлении инженерно-геологических моделей, при разработке расчетных схем или геомеханических моделей) квазиоднородные области основания или некоторые квазиоднородные элементы этих областей (например, выделенные области массива скального грунта или отдельности скального грунта, его трещины, контактные поверхности с другими областями основания или сооружения).

Таблица 1

Классификационная характеристика грунтов основания	Физико-механические характеристики грунтов			
	плотность сухого грунта (в массиве) $\rho_d, \text{т/м}^3$	коэффициент пористости (в массиве) e	сопротивление одноосному растяжению породных блоков в водонасыщенном состоянии $ R_t , \text{МПа}$	модуль деформации грунта (в массиве) $E, 10^3 \text{ МПа}$
А. Скальные				
Скальные [при пределе прочности на одноосное сжатие отдельности $R_c \geq 5 \text{ МПа}$ (50 кгс/см ²): магматические (граниты, диориты, порфиры и др.); метаморфические (гнейсы, кварциты, кристаллические сланцы, мраморы и др.); осадочные (известняки, доломиты, песчаники и др.)	От 2,5 до 3,1	Менее 0,01	1 (10) и более	Св. 5 (50)
Полускальные [при $R_c < 5 \text{ МПа}$ (50 кгс/см ²): осадочные (глинистые, сланцы, аргиллиты, алевролиты, песчаники, конгломераты, мелы, мергели, туфы, гипсы и др.)	.. 2,2 .. 2,65	.. 0,2	Менее 1 (10)	От 0,1 до 5 (от 1 до 50)
Б. Нескальные				
Крупнообломочные (валунные, галечниковые, гравийные); песчаные	.. 1,4 .. 2,1	От 0,25 до 1	—	От 0,005 до 0,1 (от 0,05 до 1)
Пылевато-глинистые (супеси, суглинки и глины)	.. 1,1 .. 2,1	.. 0,35 .. 4	—	От 0,003 до 0,1 (от 0,03 до 1)

Однородность условий определения физико-механических характеристик должна оцениваться на основе анализа инженерно-геологических данных и на основе статистической проверки.

Нормативные и расчетные значения $\gamma_{гр}$, c , R_c , $R_{c,гр}$, $R_{t,гр}$, $R_{св,гр}$, E (модуля деформации), ν (коэффициента поперечной деформации), α , $\delta_{ср}$, $\delta_{згр}$, ψ_p , $\psi_{ср}$, k , q , $I_{ср,гр}$, $I_{ср}$, $\psi_{ср}$, μ_1 и μ_2 должны устанавливаться в соответствии с требованиями настоящих норм, а остальных характеристик - в соответствии с требованиями КМК 2.02 01-98 и государственных стандартов на определение соответствующих характеристик.

2.4. Физико-механические характеристики грунтов необходимо определять с целью использования их значений при классификации грунтов основания, при определении с помощью функциональных или корреляционных зависимостей одних показателей через другие и при решении регламентированных п. 1.2 задач проектирования основания.

При классификации грунтов применяются нормативные значения характеристик, при решении задач проектирования - их расчетные значения.

2.5. Нормативные значения характеристик грунтов X_n должны устанавливаться на основе результатов полевых и

лабораторных исследований, проводимых в условиях, максимально приближенных к условиям работы грунта в рассматриваемой системе сооружение - основание. За нормативные значения всех характеристик следует принимать их средние статистические значения.

Расчетные значения характеристик грунтов X должны определяться по формуле

$$X = \frac{X_n}{\gamma_k}, \quad (1)$$

где γ_k — коэффициент надежности по грунту.

Примечания. 1. В случаях, когда ниже указанных расчетные значения характеристик могут определяться по табличным или аналоговым данным.

2. Расчетные значения характеристик грунтов $\text{tg}\phi$, c , ρ и R для расчетов по предельным состояниям первой группы обозначаются $\text{tg}\phi_n$, c_n , ρ_1 и R_1 , второй группы — $\text{tg}\phi_{\text{нп}}$, $c_{\text{нп}}$, ρ_2 и R_2 .

ХАРАКТЕРИСТИКИ НЕСКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

2.6. Нормативные значения характеристик $\text{tg}\phi_n$ и c_n следует определять по совокупности парных значений нормальных и предельных касательных напряжений, полученных методом сдвига (сдвига), или парных предельных значений максимальных и минимальных главных напряжений, полученных методом трехосного сжатия.

Метод трехосного сжатия должен, как правило, применяться для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,5$, в том числе для получения характеристик в нестабилизированном состоянии (см. п. 3.13). При обосновании для определения характеристик в нестабилизированном состоянии допускается применение метода быстрого сдвига (сдвига).

Для грунтов всех типов оснований речных гидротехнических сооружений I класса следует использовать метод трехосного сжатия. Метод сдвига для этих случаев допускается применять только при обосновании.

Для грунтов всех типов оснований сооружений I-III классов дополнительно к испытаниям указанными лабораторными методами, как правило, следует проводить также испытания в полевых условиях методом сдвига штампов (для бетонных и железобетонных сооружений), методом сдвига грунтовых цилиндров (для грунтовых сооружений), а также допускается проводить испытания методами зондирования и вращательного среза (для всех видов сооружений). Испытания всеми указанными методами и определение по их результатам нормативных значений характеристик $\text{tg}\phi_n$ и c_n следует проводить для условий, соответствующих всем расчетным случаям в периоды строительства и эксплуатации сооружения.

Нормативные значения характеристик $\text{tg}\phi_n$ и c_n по результатам испытаний методами сдвига (сдвига) и трехосного сжатия следует определять в соответствии с обязательным приложением 2.

Нормативные значения характеристик $\text{tg}\phi_n$ и c_n при применении методов вращательного среза или зондирования следует принимать равными средним арифметическим частных значений этих характеристик.

При получении методами сдвига (сдвига) для каждого фиксированного значения нормального напряжения не менее шести значений предельных касательных напряжений нормативные значения характеристик грунтов ненарушенной структуры $\text{tg}\phi_n$ и c_n наряду с указанным выше способом допускается определять также методом, основанным на использовании корреляционных зависимостей, которые должны устанавливаться между предельными касательными напряжениями (при фиксированных нормальных напряжениях) и физическими характеристиками грунта с помощью статистической обработки результатов испытаний. Нормативные значения $\text{tg}\phi_n$ и c_n при использовании этого метода следует определять по зависимости между нормальными и пре-

дельными касательными напряжениями, отвечающей наименее благоприятному из имевших место в опытах значению физической характеристики.

2.7. Расчетные значения характеристик $\text{tg}\varphi$ и c при использовании результатов испытаний, проведенных любым из указанных в п. 2.6 методов, следует вычислять по формуле (1), определяя коэффициент надежности по грунту γ_B в соответствии с обязательным приложением 2 при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,95$ (за исключением случаев, когда нормативные значения $\text{tg}\varphi_n$ и c_n получены указанным в п. 2.6 способом с использованием корреляционных зависимостей).

Если полученное таким образом значение γ_B будет более 1,25 (для илов - 1,4) или менее 1,05, то его необходимо принимать соответственно равным $\gamma_B = 1,25$ (для илов - 1,4) или $\gamma_B = 1,05$.

Расчетные значения характеристик $\text{tg}\varphi_{\text{р}}$ и $c_{\text{р}}$ следует принимать равными нормативным [т.е. в формуле (1) принимать $\gamma_B = 1$].

Если нормативные значения характеристик $\text{tg}\varphi_n$ и c_n были определены по указанному в п. 2.6 методу с использованием корреляционных зависимостей, то расчетные значения характеристик $\text{tg}\varphi_{\text{р}}$ и $c_{\text{р}}$ или $\text{tg}\varphi_{\text{н}}$ и $c_{\text{н}}$ следует вычислять по формуле (1), полагая соответственно $\gamma_B = 1,25$ (для илов - 1,4) или $\gamma_B = 1$. Полученные таким образом значения $\text{tg}\varphi_{\text{р}}$ и $c_{\text{р}}$ или $\text{tg}\varphi_{\text{н}}$ и $c_{\text{н}}$ принимаются окончательно за расчетные в том случае, если они в рассматриваемом диапазоне напряжений (или на его части) обеспечивают большие значения расчетных предельных касательных напряжений, чем значения $\text{tg}\varphi_{\text{р}}$ и $c_{\text{р}}$ или $\text{tg}\varphi_{\text{н}}$ и $c_{\text{н}}$, полученные указанным ранее способом без использования корреляционных зависимостей).

Для оснований портовых сооружений III и IV классов при обосновании значения $\text{tg}\varphi$ и c допускается определять с использованием результатов испытаний аналогичных грунтов в зави-

симости от их минералогического и зернового состава, коэффициента пористости и показателя текучести, применяя методику, изложенную в обязательном приложении 2.

2.8. Нормативные значения модуля деформации E_n и коэффициента уплотнения a_n нескальных грунтов следует определять по результатам компрессионных испытаний или испытаний методом трехосного сжатия с учетом их напряженно-деформированного состояния. При использовании метода трехосного сжатия следует выполнять требования ГОСТ 26518-85. При использовании метода компрессионных испытаний следует выполнять указания п.7.7. Значения E_n и a_n должны определяться как средние арифметические частных значений этих характеристик, полученных в отдельных испытаниях, или как значения, устанавливаемые по осредненным зависимостям измеряемых в опытах величин.

Расчетные значения модуля деформации E и коэффициента уплотнения a следует принимать равными нормативным.

Для оснований сооружений II-IV классов расчетные значения E допускается принимать по таблицам, приведенным в КМК 2.02.01-98, с введением коэффициента m_c , принимаемого по обязательному приложению 3.

2.9. Нормативные значения коэффициентов поперечной деформации ν_n рекомендуется определять по результатам испытаний методом трехосного сжатия. Значения ν_n по результатам испытаний следует определять как средние арифметические частных значений этой характеристики, полученных в отдельных испытаниях, или как значения, устанавливаемые по осредненным зависимостям измеряемых в опытах величин.

Расчетные значения коэффициента поперечной деформации ν следует принимать равными нормативным.

Расчетные значения коэффициента ν при обосновании допускается принимать по табл.2.

2.10. Нормативные значения пара-

Т а б л и ц а 2

Грунты	Коэффициент поперечной деформации ν
Глины при: $I_L < 0$	0,2 - 0,30
$0 \leq I_L \leq 0,25$	0,3 - 0,38
$0,25 < I_L \leq 1$	0,38 - 0,45
Суглинки	0,35 - 0,37
Пески и супеси	0,30 - 0,35
Крупнообломочные грунты	0,27

Примечание. Меньшие значения ν принимаются при большей плотности грунтов.

метров ползучести $\delta_{ср,п}$ и $\delta_{1,ср,п}$ определяются как средние арифметические частных значений этих характеристик $\delta_{ср,i}$ и $\delta_{1,ср,i}$ полученных для расчетов осадок по результатам компрессионных испытаний и для расчетов горизонтальных смещений по результатам сдвиговых испытаний. При этом испытания должны проводиться с фиксацией деформаций во времени на каждой ступени нагрузки. Частные значения $\delta_{ср,i}$ и $\delta_{1,ср,i}$ следует определять исходя из зависимости

$$\epsilon_{i,t} = \epsilon_{0,t} \left[1 + \frac{\delta_{1,ср,i}}{\delta_{1,ср,i}} (1 - e^{-\delta_{1,ср,i}}) \right], \quad (2)$$

где $\epsilon_{i,t}$ — частные значения деформации компрессионного сжатия (при компрессионных испытаниях) или деформации сдвига (при сдвиговых испытаниях) в момент времени t ;

$\epsilon_{0,t}$ — частные значения мгновенной деформации компрессионного сжатия (при компрессионных испытаниях) или деформации сдвига (при сдвиговых испытаниях).

Расчетные значения $\delta_{ср}$ и $\delta_{1,ср}$ следует принимать равными нормативным.

2.11. За нормативное значение коэффициента фильтрации k_n следует при-

нимать среднее арифметическое частных значений коэффициента фильтрации грунта, определяемых путем испытаний его на водопроницаемость в лабораторных или полевых условиях с учетом структурных особенностей основания (в том числе возникающих после возведения сооружения). Например, при резко выраженной фильтрационной анизотропии грунта, когда его водопроницаемость изменяется в зависимости от направления более чем в 5 раз, необходимо определять коэффициенты фильтрации по главным осям анизотропии, указывая при этом ориентировку этих осей в пространстве.

Расчетные значения коэффициента фильтрации k следует принимать равными нормативным.

Примечание. Для портовых сооружений и речных сооружений III и IV классов расчетные значения коэффициентов фильтрации грунтов основания допускается определять по аналогиям, а также расчетом, используя другие физико-механические характеристики грунтов.

2.12. Расчетные значения осредненного критического градиента напора $I_{кр}$ в основании сооружения с дренажем следует принимать по табл. 3.

Т а б л и ц а 3

Грунт	Расчетный осредненный критический градиент напора $I_{кр}$
Песок, мелкий	0,32
средней крупности	0,42
крупный	0,48
Супесь	0,60
Суглинок	0,80
Глина	1,35

Расчетные значения местного критического градиента напора $I_{кр}$ следует определять, используя расчетные методы оценки суффозионной устойчивости грунтов либо путем испытаний грунтов на суффозионную устойчивость в лабораторных или натуральных условиях.

Для несuffозионных песчаных грунтов $I_{сг}$ допускается принимать при выходе потока в дренаж 1,0, а за дренажем - 0,3. Для пылевато-глинистых грунтов при наличии дренажа или жесткой пригрузке при выходе на поверхность грунта $I_{сг}$ допускается принимать 1,5, а при деформируемой пригрузке - 2,0.

2.13. Нормативные значения коэффициентов упругой и гравитационной водоотдачи μ_n и μ_g следует определять в натурных условиях по результатам наблюдений за изменением напоров и уровней воды в инженерно-геологическом элементе основания при изменении напора в определенной точке (например, в опытной скважине).

Расчетные значения коэффициентов μ_1 и μ следует принимать равными нормативным.

Примечание Значения μ_1 и μ оснований сооружений II-IV классов допускается определять по результатам испытаний в лабораторных условиях.

ХАРАКТЕРИСТИКИ СКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

2.14. Нормативные значения предела прочности отдельности скального грунта на одноосное сжатие $R_{1,н}$ и одноосное растяжение $R_{1,м}$, а также предела прочности массива скального грунта на смятие $R_{с,мн}$, одноосное растяжение $R_{1,мн}$ и одноосное сжатие $R_{1,мг}$ следует определять как средние арифметические частных значений этих характеристик, полученных в отдельных испытаниях.

Методы проведения испытаний и обработки результатов для получения частных значений характеристики $R_{1,н}$ приведены в рекомендуемом приложении 4.

Частные значения характеристик R_1 и R_2 рекомендуется определять соответственно методами одноосного сжатия и растяжения образцов отдельностей в лабораторных условиях.

Частные значения характеристик $R_{с,мн}$ и $R_{1,м}$ следует, как правило, определять экспериментально в полевых условиях. Испытания для определения $R_{с,мн}$ рекомендуется проводить методом одноосного сжатия скальных целиков, а для определения $R_{1,м}$ - методом отрыва бетонных штампов или скальных целиков по контакту бетон - скала, по массиву или трещинам в условиях одноосного растяжения.

Расчетные значения характеристик прочности $R_{1,нп}$, $R_{1,мп}$, $R_{с,мп}$, $R_{с,мнп}$ и $R_{1,мп}$ следует определять по формуле (1). При этом коэффициент надежности по грунту γ_g для характеристики $R_{1п}$ необходимо принимать $\gamma_g = 1$, а для характеристики R_1 он должен определяться в соответствии с требованиями РСТУз 20522-96 при односторонней вероятной вероятности $\alpha = 0,95$.

При обосновании расчетные значения $R_{с,мп}$ в направлениях, не совпадающих с нормальными к плоскостям трещин, допускается принимать по табл. 4, а в направлениях, совпадающих с нормальными к плоскостям сплошных трещин, принимать равными нулю.

2.15. Нормативные значения характеристик $\gamma_{фг}$ и c_d массивов скальных грунтов следует определять для всех потенциально опасных расчетных поверхностей или элементарных площадок сдвига по результатам полевых или лабораторных (в том числе модельных) испытаний, проводимых методом среза (сдвига) бетонных штампов или скальных целиков.

Испытания указанными методами и определение по их результатам нормативных значений характеристик $\gamma_{фг}$ и c_d следует производить для условий, соответствующих всем расчетным случаям в периоды строительства и эксплуатации сооружения.

Нормативные значения характеристик $\gamma_{фг}$ и c_d должны определяться в соответствии с обязательным приложением 2.

2.16. Расчетные значения характеристик $\gamma_{фг}$ и c_d скальных грунтов следу-

ет вычислять по формуле (1). При этом коэффициенты надежности по грунту γ_g следует устанавливать в соответствии с обязательным приложением 2 при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,95$. Если полученное при этом значение γ_g будет более 1,25 или менее 1,05, то его следует принимать соответственно равным 1,25 или 1,05.

Расчетные значения характеристик l_{gfII} и cII следует принимать равными нормативным.

Примечания: 1. Для определения расчетных значений характеристик l_{gfI} и cI по результатам испытаний при обосновании можно использовать метод линейной аппроксимации нижней доверительной границы зависимости между нормальными и предельными касательными напряжениями, полученной при $\alpha = 0,95$ с использованием усеченного распределения измеренных величин.

2. При определении расчетных характеристик l_{gfII} и cII по экспериментальным данным необходимо учитывать возможное несоответствие между условиями проведения испытаний и натурными условиями.

3. Для оснований сооружений III и IV классов, а также для оснований сооружений I и II классов на стадии технико-экономического обоснования строительства расчетные значения характеристик l_{gfI} и cI при обосновании допускается принимать по табл. 4 (с использованием аналогов, корреляционным связям и т. д.). Значения l_{gfII} и cII для оснований сооружений I и II классов на стадиях проекта и рабочей документации также при обосновании допускается принимать по табл. 4, если расчеты с использованием этих характеристик не определяют габариты сооружений.

2.17. Нормативные значения характеристик деформируемости массивов скальных грунтов (модуля деформации E_n , коэффициента поперечной деформации ν_n , скоростей распространения продольных и поперечных волн $v_{l,n}$, $v_{t,n}$ и др.) следует определять как средние арифметические частных значений этих характеристик, полученных для данного инженерно-геологического элемента в отдельных испытаниях. Нормативные значения E_n и ν_n допускается также определять исходя из корреляционной зависимости между статической (E_n) и динамической ($v_{l,n}$ или $v_{t,n}$) характеристиками, установленной при сопоставлении частных сопряженных значений

этих характеристик, полученных в одних и тех же точках массива, расположенных в разных инженерно-геологических элементах исследуемого основания. При этом испытания для получения частных значений E и ν должны проводиться методами статического нагружения массива скального грунта, а для получения частных значений v_l или v_t - динамическими (сейсмоакустическими или ультразвуковыми) методами.

Для оснований сооружений III и IV классов, а также для оснований сооружений I и II классов на стадии технико-экономического обоснования строительства при определении нормативных значений E_n корреляционную зависимость с динамическими характеристиками допускается при обосновании принимать на основе обобщения данных испытаний для аналогичных инженерно-геологических условий.

2.18. Расчетные значения модуля деформации E , если они используются в расчетах местной прочности основания, должны определяться по формуле (1). При этом коэффициент надежности по грунту γ_g , если нормативное значение E_n установлено как среднее арифметическое частных значений, должен определяться в соответствии с требованиями РСТУз 20522-96 при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,85$. Из полученных двух значений γ_g должно приниматься меньшее. Если значение E_n установлено по корреляционным зависимостям с динамическими показателями, следует принимать $\gamma_g = 0,8$.

Расчетные значения E , если они используются в расчетах устойчивости, в расчетах основания по деформациям и в расчетах прочности сооружения, следует принимать равными нормативным.

При обосновании расчетные значения модуля деформации скальных массивов E допускается определять на основе аналоговых корреляционных связей этой характеристики с характеристиками других свойств - водопроницаемостью, воздухопроницаемостью и др. При этом характеристики других

Таблица 4

Категория грунта	Расчетные значения характеристик (кгс/см ²) и для скальных грунтов для расчетов устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига в массиве, приуроченных к трещинам, заполненным песчаным и глинистым грунтом, с шириной из раскряпывания, мм											Расчетные значения предела прочности на одноосное растяжение массивов скальных грунтов $R_{скал}$ в МПа
	от 2 до 20											
	местной прочности по площадкам сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве и к контакту бетон - скала		менее 2 (в том числе контактные)		преимущественно с песчаным заполнителем		преимущественно с глинистым заполнителем		скал			
	$\sigma_{гр}$	$\sigma_{скал}$ МПа (кгс/см ²)	$\sigma_{гр}$ МПа (кгс/см ²)	$\sigma_{скал}$ МПа (кгс/см ²)	$\sigma_{гр}$ МПа (кгс/см ²)	$\sigma_{скал}$ МПа (кгс/см ²)	$\sigma_{гр}$ МПа (кгс/см ²)	$\sigma_{скал}$ МПа (кгс/см ²)	$\sigma_{гр}$ МПа (кгс/см ²)	$\sigma_{скал}$ МПа (кгс/см ²)	$\sigma_{скал}$ МПа (кгс/см ²)	
1	1,8	2,0 (20)	0,8	0,15 (1,5)	0,70	0,1 (1,0)	0,6	0,1 (1,0)	0,55	0,05 (0,5)	1,5 (-0,25) (-2,5)	
2	1,5	1,7 (17)	0,8	0,15 (1,5)	0,70	0,1 (1,0)	0,6	0,1 (1,0)	0,55	0,05 (0,5)	-0,17 (-1,7)	
3	1,3	1,0 (10)	0,7	0,1 (1,0)	0,65	0,05 (0,5)	0,55	0,05 (0,5)	0,45	0,02 (0,2)	-0,10 (-1,0)	
4	1,0	0,3 (3,0)	0,65	0,05 (0,5)	0,55	0,03 (0,3)	0,50	0,03 (0,3)	0,45	0,02 (0,2)	-0,05 (-0,5)	

нормативные значения прочности отдельных тел на одноосное сжатие

Гр. 1 и 2 - в 1. В графах 5 - 14 следует принимать $\gamma_n = 1,25$

для поверхностей сдвига, приуроченных к трещинам, приведенные в графах 7 - 14 значения характеристик трещин, приуроченных к трещинам, необходимо умножить на 0,5

3. Таблицы в табл. 4 характеризуют водонасыщенный составленный массив грунта



свойств должны быть установлены по результатам испытаний в изучаемом скальном массиве.

Расчетные значения коэффициента поперечной деформации ν следует принимать равными нормативным.

При обосновании расчетные значения ν массивов скального грунта допускается определять по аналогам.

2.19. Нормативные значения коэффициента фильтрации k_n и удельного водопоглощения q_n следует определять как средние арифметические значения результатов, полученных при испытаниях, выполненных одинаковым методом в соответствии с РСТУз 741-95. В сложных гидрогеологических условиях (резко выраженная анизотропия фильтрационных свойств, карст, неопределенность граничных условий и др.) нормативное значение k_n следует определять по результатам испытаний в кусте скважин.

Испытания по определению k_n и q_n необходимо проводить с учетом напряженного состояния грунта в изучаемой зоне основания.

Расчетные значения коэффициента фильтрации k и удельного водопоглощения q следует принимать равными нормативным.

2.20. Нормативные значения критической скорости движения воды в трещинах (прослойках, тектонических зонах дробления) $v_{cr, i, n}$, как правило, следует определять по результатам суффозионных испытаний заполнителя трещин (прослоек, зон дробления).

Расчетные значения v_{cr} , следует принимать равными нормативным.

Для оснований сооружений III и IV классов, а при обосновании - и для оснований сооружений I и II классов расчетные значения v_{cr} , допускается определять расчетом в зависимости от геометрических характеристик трещин, вязкости фильтрующейся воды и физико-механических характеристик заполнителя трещин.

Расчетные значения (равные нормативным) критического градиента напора I_{cr} , фильтрационного потока в на-

правлении протекания рассматриваемой системы трещин следует определять расчетом в зависимости от геометрических характеристик трещин, вязкости воды и физико-механических характеристик заполнителя трещин.

2.21. Нормативные и расчетные значения коэффициентов упругой и гравитационной водоотдачи μ_{1n} , μ_n и μ_{1r} , μ_r следует определять в соответствии с п. 2.13 только по результатам испытаний в натуральных условиях.

2.22. Массивы скальных грунтов по степени трещиноватости, водопроницаемости, деформируемости, выветрелости, по нарушению сплошности и показателю качества RQD характеризуются данными, приведенными в рекомендуемом приложении I.

2.23. По деформируемости и прочности в различных направлениях массивы скальных грунтов следует считать изотропными при коэффициенте анизотропии не более 1,5 и анизотропными при коэффициенте анизотропии более 1,5. Под коэффициентом анизотропии понимается отношение большего значения характеристики к меньшему в двух заданных направлениях.

3. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ

3.1. Критерием обеспечения устойчивости сооружения, системы сооружение-основание и склонов (массивов) является условие

$$\gamma_r F \leq \frac{\gamma_s R}{\gamma_n} \quad (3)$$

где F, R - расчетные значения соответственно обобщенных сдвигающих сил и сил предельного сопротивления или моментов сил, стремящихся повернуть (опрокинуть) и удержать сооружение;

3.3. Расчеты устойчивости сооружений и грунтовых массивов следует, как правило, производить методами, удовлетворяющими всем условиям равновесия в предельном состоянии.

Допускается применять и другие методы расчета, результаты которых проверены опытом проектирования, строительства и эксплуатации сооружений.

В расчетах устойчивости следует рассматривать все физически и кинематически возможные схемы потери устойчивости сооружений, систем сооружений - оснований и склонов (массивов).

Примечания: 1. Расчеты следует выполнять для условий плоской или пространственной задачи. При этом условия пространственной задачи принимают, если $l < 3b$ или $l < 3h$ (для шпунтовых сооружений) или когда поперечное сечение сооружения, нагрузки, геологические условия меняются по длине $h < 3b$ ($< 3h$), где l и b - соответственно длина и ширина сооружения, h - высота сооружения с учетом заглубления сооружения или шпунта в грунт основания, h - длина участка с постоянными характеристиками.

2. В расчетах устойчивости для условий пространственной задачи необходимо учитывать силы трения и сцепления по боковым поверхностям сдвигаемого массива грунта и сооружения. При этом следует, как правило, давление на боковые поверхности принимать равным давлению покоя, определяемому по указаниям КМК 2.06.07-98.

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

3.4. В расчетах устойчивости гравитационных сооружений на нескальных основаниях следует рассматривать возможность потери устойчивости по схемам плоского, смешанного и глубинного сдвигов. Выбор схемы сдвига в зависимости от вида сооружения, классификационной характеристики основания, схемы загрузки и других факторов производится по указаниям пп. 3.5, 3.9 и 3.11.

Перечисленные схемы сдвига могут иметь место как при поступательной

форме сдвига, так и при сдвиге с поворотом в плане.

Для сооружений, основанием которых являются естественные или искусственные откосы или их гребни, необходимо также рассматривать схему общего обрушения откоса вместе с расположенным на нем сооружением.

3.5. Расчет устойчивости гравитационных сооружений (кроме портовых), основания которых сложены песчаными, крупнообломочными, твердыми и полутвердыми пылевато-глинистыми грунтами, следует производить только по схеме плоского сдвига при выполнении условия

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_{\max}}{b\gamma_1} \leq N_0. \quad (4)$$

В случаях, если основания сложены туго- и мягкопластичными пылевато-глинистыми грунтами, кроме условия (4) следует выполнять условия:

$$\text{tg} \psi_1 = \text{tg} \varphi + \frac{c_1}{\sigma_n} \geq 0,45; \quad (5)$$

$$c_0^0 = \frac{k(1+e)t_0}{a\gamma_n h_0^2} \geq 4. \quad (6)$$

В формулах (4) - (6):

N_{σ} - число моделирования;

$\sigma_{\max}$ - максимальное нормальное напряжение в угловой точке под подошвой сооружения (с низовой стороны);

b - размер стороны (ширина) прямоугольной подошвы сооружения, параллельной сдвигающей силе (без учета длины анкерного понура);

γ_1 - удельный вес грунта основания, принимаемый ниже уровня воды с учетом ее взвешивающего действия;

N_0 - безразмерное число, принимаемое для плотных песков равным 1, для остальных грунтов - равным 3. Для всех

грунтов оснований сооружений I и II классов N_0 , как правило, следует уточнять по результатам экспериментальных исследований методом сдвига штампов в котлованах сооружений;

$\text{tg } \varphi$ — расчетное значение коэффициента сдвига;

$\text{tg } \varphi$, c — то же, что в п. 2.7;

σ_m — среднее нормальное напряжение по подошве сооружения;

c^0 — коэффициент степени консолидации;

k — коэффициент фильтрации;

e — коэффициент пористости грунта в естественном состоянии;

t_0 — время возведения сооружения;

a — коэффициент уплотнения;

γ_w — удельный вес воды;

h_0 — расчетная толщина консолидируемого слоя, принимаемая для сооружения с шириной подошвы b , на части которой b_d расположен дренаж, равной:

а) для однослойного основания:

при наличии водоупора, залегающего на глубине h_1 ($h_1 \leq H_c$; H_c — см. п. 7.9),

$$h_0 = h_1 + \frac{b - b_d}{2}; \quad (7)$$

при залегании в основании дренирующего слоя на глубине h_1 ($h_1 \leq H$)

$$h_0 = \frac{h_1}{2} + \frac{b - b_d}{2}; \quad (8)$$

б) для двухслойного основания с толщинами слоев h_1 и h_2 :

при наличии водоупора и при $h_1 \geq k_2$ ($h_1 + h_2 \leq H_c$)

$$h_0 = h_1 + h_2 + \frac{b - b_d}{2}; \quad (9)$$

при наличии дренирующего слоя на глубине $h_1 + h_2$ ($h_1 + h_2 \leq H_c$)

$$h_0 = \frac{h_1 + h_2}{2} + \frac{b - b_d}{2}. \quad (10)$$

Примечание. Указания настоящего пункта не распространяются на случаи, когда особенности конструкции сооружения и геологического строения основания, а также распределение нагрузок predisполагают глубинный сдвиг.

3.6. При расчете устойчивости сооружения по схеме плоского сдвига за расчетную поверхность сдвига следует принимать:

при плоской подошве сооружения — плоскость опирания сооружения на основание с обязательной проверкой устойчивости по горизонтальной плоскости сдвига, проходящей через верхний край подошвы;

при наличии в подошве сооружения верхового и низового зубьев: при глубине заложения верхового зуба, равной или большей низового, — плоскость, проходящую через подошву зубьев, а также горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба; при глубине заложения низового зуба более глубины заложения верхового зуба — горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба (при этом все силы следует относить к указанной плоскости, за исключением пассивного давления грунта со стороны нижнего бьефа, которое надлежит определять по всей глубине низового зуба);

при наличии в основании сооружения каменной постели — плоскости, проходящие по контакту сооружения с постелью и постели с грунтом; при наличии у каменной постели заглубления в грунт следует рассматривать также наклонные плоскости или ломаные поверхности, проходящие через постель.

3.7. При расчете устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига (без поворота) при горизонтальной плос-

кости сдвига $R=R_{pl}$ и F в условии (3) следует определять по формулам:

$$R_{pl} = P \operatorname{tg} \varphi_1 + \gamma_c E_{p, \text{акт}} + A_x c_1 + R_x; \quad (11)$$

$$F = T_{\text{на}} + E_{a, \text{акт}} - T_{\text{н}} \quad (12)$$

где R_{pl} —расчетное значение предельного сопротивления при плоском сдвиге;

P —сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок (включая противодействие);

$\operatorname{tg} \varphi_1$, c_1 —характеристики грунта по расчетной поверхности сдвига, определяемые по указаниям разд. 2;

γ_c —коэффициент условий работы, учитывающий зависимость реактивного давления грунта с низовой стороны сооружения от горизонтального смещения сооружения при потере им устойчивости, принимаемый по результатам экспериментальных исследований; при их отсутствии значение γ_c следует принимать: для всех видов сооружений, кроме портовых, — 0,7, для портовых — 1;

$E_{p, \text{акт}}$, $E_{a, \text{акт}}$ —соответственно расчетные значения горизонтальных составляющих силы пассивного давления грунта с низовой стороны сооружения и активного давления грунта с верховой стороны, определяемые по указаниям КМК 2.06.07-98; при определении $E_{p, \text{акт}}$ и $E_{a, \text{акт}}$ ниже уровня воды следует учитывать ее взвешивающее действие на грунт, а также влияние фильтрационных сил;

A_x —площадь горизонтальной проекции подошвы сооружения, в пределах которой учитывается сцепление;

R_x —горизонтальная составляющая силы сопротивления свай, анкеров и т. д.;

F —расчетное значение сдвигающей силы;

$T_{\text{на}}, T_{\text{н}}$ —суммы горизонтальных составляющих расчетных значений активных сил, действующих соответственно со стороны верховой и низовой граней сооружения, за исключением активного давления грунта.

Примечания: 1. В случае наклонной плоскости сдвига при определении R_{pl} и F все силы проектируются на эту плоскость и на нормаль к ней.

2. Для вертикально- и наклонно-слоистых оснований $\operatorname{tg} \varphi_1$ и c_1 следует определять по обязательному приложению 5 как средневзвешенные значения характеристик грунтов всех слоев с учетом перераспределения нормальных контактных напряжений между слоями пропорционально их модулям деформации.

3. Под низовой стороной сооружения понимается та, в направлении которой проверяется возможность сдвига.

4. Для портовых сооружений I класса величины $\operatorname{tg} \varphi_1$ и c_1 по контакту сооружения с каменной постелью следует определять по результатам экспериментальных исследований. Для портовых сооружений II-IV классов, а также I класса на стадии технико-экономического обоснования строительства допускается принимать по контакту сооружения — каменная наброска — $\operatorname{tg} \varphi_1 = 0,6$, $c_1 = 0$, по поверхности сдвига внутри каменной наброски — $\operatorname{tg} \varphi_1 = 0,85$, $c_1 = 0$.

5. При наличии постели под сооружением пассивное давление грунта, как правило, следует определять только ниже подошвы сооружения с учетом веса вышележащего грунта.

3.8. В случае, если расчетная сдвигающая сила F приложена с эксцентриситетом в плоскости подошвы $e_f \geq 0,05\sqrt{lb}$, расчет устойчивости сооружений следует производить по схеме плоского сдвига с поворотом в плане (l и b — размеры сторон прямоугольной подошвы сооружения). Эксцентриситет e_f и силу предельного сопротивления сдвигу при плоском сдвиге с поворотом $R_{pl, \tau}$ следует определять по указаниям, приведенным в рекомендуемом приложении 6.

3.9. Расчет устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига следует производить для сооружений на однородных основаниях во всех случаях, если не соблюдаются условия, приведенные в п. 3.5. При этом сопротивление основания сдвигу следует принимать равным

сумме сопротивлений на участках плоского сдвига и сдвига с выпором (черт. 1). Сила предельного сопротивления при расчете устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига $R_{\text{см}}$ при поступательной форме сдвига определяется по формуле

$$R_{\text{см}} = (\sigma_m \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1) b_1 l + \tau_{\text{lim}} b_2 l, \quad (13)$$

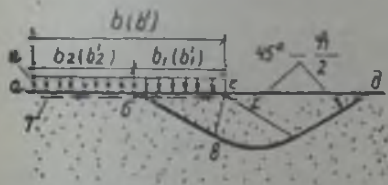
где σ_m — то же, что в формуле (5);

$\operatorname{tg} \varphi_1, c_1$

b_1, b_2 — расчетные значения ширины участков подошвы сооружения, на которых происходят сдвиги с выпором и плоский сдвиг;

τ_{lim} — предельное касательное напряжение на участке сдвига с выпором, определяемое в соответствии с указаниями рекомендуемого приложения 7;

l — размер стороны прямоугольной подошвы сооружения, перпендикулярной сдвигающей силе.

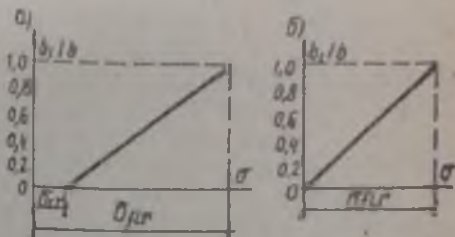


Черт. 1. Схема к расчету несущей способности основания и устойчивости сооружения при смешанном сдвиге

об — участок плоского сдвига, бв — участок сдвига с выпором, бвб — зона выпора

Значение b_1 следует определять в зависимости от σ_m (с низовой стороны) по черт. 2. При эксцентриситете e_p нормальной силы P в сторону нижнего бьефа в формуле (13) вместо b, b_1 и b_2 следует принимать $b, \bar{b}_1$ и $\bar{b}_2$ (где $\bar{b} = b - 2e_p$, а $\bar{b}_1 = \bar{b} \frac{\bar{b}}{b}$); эксцентриситет в сторону верхнего бьефа в расчетах не учитывается.

Для портовых сооружений расчеты устойчивости по схеме смешанного сдвига допускается не производить.



Черт. 2. Графики для определения ширины участка подошвы сооружения b_1 , на котором происходит сдвиг с выпором грунта основания

а — для грунтов с коэффициентом сдвига $\operatorname{tg} \varphi_1 > 0,45$; б — то же, при $\operatorname{tg} \varphi_1 < 0,45$; σ_n — среднее нормальное напряжение в подошве сооружения, при котором происходит разрушение основания от одной вертикальной нагрузки (σ_n определяется по рекомендуемому приложению 5: $\sigma_n = N_e B_1$).

3.10. При смешанном сдвиге с поворотом в плане предельная сдвигающая сила принимается равной $\alpha_1 R_{\text{см}}$, где α_1 — коэффициент, определяемый по указаниям рекомендуемого приложения 6, $R_{\text{см}}$ — то же, что в формуле (13).

3.11. Расчет устойчивости сооружений по схеме глубинного сдвига следует производить:

а) для всех типов сооружений, несущих только вертикальную нагрузку, а для портовых сооружений — независимо от характера нагрузки;

б) при невыполнении требований п. 3.5 для сооружений, несущих вертикальную и горизонтальную нагрузки и расположенных на неоднородных основаниях.

3.12. Расчет устойчивости гравитационных сооружений (кроме портовых) по схеме глубинного сдвига допускается производить по рекомендуемому приложению 7.

Расчет устойчивости портовых сооружений, как правило, следует производить двумя методами, исходя из поступательного перемещения сдвигаемого массива грунта вместе с сооружением по ломаным поверхностям сдвига и из вращательного их перемещения по круглоци-

линдрической поверхности сдвига в соответствии с рекомендуемым приложением 8, а при специальном обосновании - одним из указанных методов.

При использовании обоих методов определяющими являются результаты расчета устойчивости по тому методу, по которому условие (3) показывает меньшую надежность сооружения.

3.13. При расчете устойчивости сооружений на основаниях, сложенных пылевато-глинистыми грунтами со степенью влажности $S_v \geq 0.85$ и коэффициентом степени консолидации $c_0^0 < 4$ (см. п. 3.5), следует принимать характеристики грунта $\lg \phi_i$ и c_i , соответствующие его степени консолидации, или вводить в расчет поровое давление (определяемое экспериментальным или расчетным путем) при характеристиках грунта, соответствующих его стабилизированному состоянию.

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ НА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

3.14. Расчеты устойчивости сооружений на скальных основаниях, скальных откосов и склонов следует выполнять по схеме сдвига по плоским или ломаным расчетным поверхностям. Для бетонных и железобетонных сооружений на скальных основаниях следует также рассматривать схему предельного поворота (опрокидывания) с разрушением основания под низовой гранью сооружения. При этом определяющими являются результаты расчета по той схеме, которая по условию (3) показывает меньшую надежность сооружения (откоса, склона).

При плоской расчетной поверхности сдвига следует учитывать две возможные схемы нарушения устойчивости: поступательный сдвиг;

сдвиг с поворотом в плане.

При ломаной расчетной поверхности сдвига следует учитывать три возможные расчетные схемы:

сдвиг вдоль ребер ломаной поверхности (продольный);

сдвиг поперек ребер ломаной поверхности (поперечный);

сдвиг под углом к ребрам ломаной поверхности сдвига (косой).

Выбор схемы нарушения устойчивости сооружения или откоса (склона) и определения расчетных поверхностей сдвига следует производить, используя данные анализа инженерно-геологических структурных моделей, отражающих основные элементы трещиноватости скального массива (ориентировку, протяженность, мощность, шероховатость трещин, их частоту и т. д.) и наличие ослабленных прослоев и областей.

3.15. При расчете устойчивости сооружений и скальных откосов (склонов) по схеме поступательного и продольного сдвигов величины, входящие в условие (3), необходимо определять по формулам:

$$F = T; \quad (14)$$

$$R = \sum_{i=1}^n (P_i \lg \Phi_{i, H_i} + c_{i, H_i} A_i) + E_d + R_F, \quad (15)$$

где F , R — то же, что в формуле (3);

T — активная сдвигающая сила (проекция равнодействующей расчетной нагрузки на направление сдвига);

P_i — равнодействующая нормальных напряжений (сил), возникающих на i -м участке поверхности сдвига от расчетных нагрузок;

R_F — сила сопротивления, ориентированная против направления сдвига, возникающая от анкерных усилий и т. д.;

n — число участков поверхности сдвига, назначаемое с учетом неоднородности основания по прочностным и деформационным свойствам;

$\lg \Phi_{i, H_i}$, c_{i, H_i} — расчетные значения характеристик скальных грунтов для i -го участка расчетной

поверхности сдвига, определяемые в соответствии с требованиями п. 2.16;

A_i — площадь i -го участка расчетной поверхности сдвига;

$E_{p,i}$ — расчетная сила сопротивления упорного массива (обратной засыпки), определяемая по указаниям п. 3.16.

3.16. Расчетное значение силы сопротивления упорного массива или обратных засыпок следует определять по формуле

$$E_{p,i} = \gamma_i E_{p,i}, \quad (16)$$

где $E_{p,i}$ — расчетное значение силы пассивного сопротивления.

Для обратных засыпок и упорных массивов без выраженных поверхностей ослабления $E_{p,i}$ определяется по указаниям КМК 2.06.07-98. Для упорного массива, содержащего поверхности ослабления, по которым данный массив может быть сдвинут, значение $E_{p,i}$ следует определять без учета характеристик φ и c по упорной грани по формуле

$$E_{p,i} = Q \left[\gamma (\alpha + \varphi_{i,n}) + \frac{c_{i,n} A \cos \varphi_{i,n}}{\cos(\alpha + \varphi_{i,n})} \right], \quad (17)$$

где Q — вес призмы выпора;

A — площадь поверхности сдвига призмы выпора;

α — угол наклона поверхности сдвига (плоскости ослабления) призмы выпора к горизонту;

$\gamma_{i,n}$ — расчетные значения характеристик

$c_{i,n}$ грунтов по поверхности сдвига (выпора);

γ_i — коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от соотношения модулей деформации грунта упорного массива (обратной засыпки) E_s и основания E_f ;

$$\text{при } \frac{E_s}{E_f} \geq 0,8 \quad \gamma_i = 0,7;$$

$$\text{при } \frac{E_s}{E_f} \leq 0,1 \quad \gamma_i = \frac{E_s}{E_{p,i}}$$

$$\text{при } 0,8 > \frac{E_s}{E_f} > 0,1 \quad \gamma_i \text{ опреде-}$$

ляется линейной интерполяцией;
 E_f — давление покоя, определяемое по формуле

$$E_f = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{\nu}{1-\nu}, \quad (18)$$

где γ — удельный вес грунта упорного массива;

ν — коэффициент поперечной деформации грунта упорного массива;

h — высота упора на контакте с сооружением или откосом.

Примечания: 1. Сопротивление упорного массива следует учитывать только в случае обеспечения плотного контакта сооружения или откоса с упорным массивом.

2. Сила $E_{p,i}$ принимается горизонтальной независимо от наклона упорной грани массива.

3.17. При расчете устойчивости сооружений и скальных откосов (склонов) по схеме сдвига с поворотом в плане следует учитывать возможное уменьшение сопротивления сдвига R против значений сил, устанавливаемых в предположении поступательного движения. При этом корректировку значений R допускается производить в соответствии с требованиями рекомендуемого приложения 6.

3.18. Расчеты устойчивости сооружений и скальных откосов (склонов) по схеме поперечного сдвига следует производить, как правило, расчленяя призму обрушения (сдвига) на взаимодействующие элементы.

Расчленение призмы обрушения (сдвига) на элементы производится в соответствии с характером поверхности сдвига, структурой скального массива призмы и распределением действующих

на нее сил. В пределах каждого элемента по поверхности сдвига характеристики прочности скального грунта принимаются постоянными.

Выбор направлений расчленения призмы обрушения на элементы и расчетного метода следует производить с учетом геологического строения массива. При наличии пересекающихся призмы обрушения (сдвига) поверхностей ослабления, по которым возможно достижение предельного равновесия призмы, плоскости раздела между элементами следует располагать по этим поверхностям ослабления.

3.19. Расчеты устойчивости по схеме косоуго сдвига следует выполнять в тех случаях, когда направление смещения массива не совпадает с направлением ребра (ребер) пересечения плоскостей сдвига, например, при расчетах устойчивости береговых упоров арочных плотин и подобных массивов.

3.20. При расчетах устойчивости бетонных сооружений по схеме предельного поворота (опрокидывания) следует проверять возможность потери бетонным сооружением устойчивости вследствие нарушения прочности основания на смятие под нижней гранью сооружения при его повороте или наклоне, вызванном действием опрокидывающих сил. При этом необходимо выполнять условие

$$\gamma_c M \leq \frac{\gamma_r}{\gamma_c} M_r, \quad (19)$$

где M_r , M_c — суммы моментов сил, стремящихся опрокинуть и удержать сооружение, определяемые в соответствии с методом, изложенным в рекомендуемом приложении 4;
 γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0;

γ_r , γ_n — то же, что в формуле (3).

3.21. Для оценки устойчивости сооружений на скальных основаниях и скальных откосов, относимых к I классу, при сложных инженерно-геологических условиях в дополнение к расчету, как

правило, следует проводить исследования на моделях.

4. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ РАСЧЕТЫ ОСНОВАНИЙ

4.1. При проектировании оснований гидротехнического сооружения необходимо обеспечивать фильтрационную прочность грунтов основания, устанавливать допустимые по технико-экономическим показателям фильтрационные расходы и противодействие фильтрующей воды на подошву сооружения. При этом также надлежит определять:

форму свободной поверхности фильтрационного потока (депрессиионной поверхности) и местоположения участков его высачивания;

распределение напора фильтрационного потока главным образом вдоль подземного контура сооружения, на участках его разгрузки и в местах сопряжения грунтов, отличающихся фильтрационными свойствами и структурой порового пространства;

фильтрационный расход на характерных участках основания;

силовое воздействие фильтрационного потока на массив грунта основания;

общую и местную фильтрационную прочность грунтов в основании, причем общую фильтрационную прочность следует оценивать лишь для нескальных грунтов основания, а местную — для всех классов грунтов.

4.2. Характеристики фильтрационного потока следует определять путем его моделирования на физических или математических фильтрационных моделях основания с использованием, как правило, моделей (схем) основания, отражающих геологическую структуру грунтового массива, с выделением наиболее характерных по водопроницаемости и суффозионной устойчивости грунтов областей, которые попадают в активную область фильтрационного потока. Границы этих областей следует определять предварительными расчетами.

ми, исходя из намеченных размеров и конфигурации подземного контура сооружения.

4.3. Критерием обеспечения общей фильтрационной прочности нескального основания является условие

$$I_{\text{ср.м}} \leq \frac{1}{\gamma_n} I_{\text{кр.м}}, \quad (20)$$

где $I_{\text{ср.м}}$ — расчетное значение осредненного критического градиента напора, принимаемое по п. 2.12;

γ_n — коэффициент надежности по степени ответственности сооружения, принимаемый по п. 31.

Значение $I_{\text{ср.м}}$ для оснований сооружений I и II классов следует определять по методу удлинённой контурной линии. В отдельных случаях значения $I_{\text{ср.м}}$ допускается определять и другими приближенными методами.

4.4. Местную фильтрационную прочность нескального основания необходимо определять только в следующих областях основания:

в области выхода (разгрузки) фильтрационного потока из толщи основания в нижний бьеф, дренажное устройство и т. п.,

в прослойках суффозионно-неустойчивых грунтов,

в местах с большим падением напора фильтрационного потока, например, при обтекании подземных преград;

на участках контакта грунтов с существенно разными фильтрационными свойствами и структурой.

Критерием обеспечения местной фильтрационной прочности нескального основания является условие

$$I_{\text{м}} \leq \frac{I_{\text{кр}}}{\gamma_n}, \quad (21)$$

где $I_{\text{м}}$ — местный градиент напора в рассматриваемой области основания, определяемый методами, указанными в п. 4.2,

$I_{\text{кр}}$ — местный критический градиент напора, определяемый по п. 2.12.

4.5. Критериями обеспечения местной фильтрационной прочности скальных оснований являются условие (21), в котором $I_{\text{кр}}$ заменяется на $I_{\text{ср.г}}$ и условие

$$v_{\text{ср.г}} = \frac{v_{\text{ср.м}}}{n_f} \leq \frac{v_{\text{кр.г}}}{\gamma_n}, \quad (22)$$

где $v_{\text{ср.г}}$ — средняя скорость движения воды в трещинах массива основания;

$v_{\text{ср.м}}$ — скорость фильтрации воды в массиве в направлении простираания выделенной системы трещин;

n_f — расчетная пустотность массива, определяемая наличием в нем полых трещин той же системы при доверительной вероятности их раскрытия 0,95;

$v_{\text{кр.г}}$ — критическая скорость движения воды в трещинах, определяемая по г. 2.20;

$I_{\text{ср.г}}$ — критический градиент напора в направлении простираания рассматриваемой системы трещин, определяемый по п. 2.20

4.6. Проектирование подземного контура напорных сооружений должно выполняться в соответствии с требованиями КМК 2.06.05-98* и КМК 2.06.06-98. При выборе системы дренажа и противофильтрационных устройств в основании проектируемого сооружения необходимо также учитывать условия его эксплуатации, инженерно-геологические условия и требования по охране окружающей среды в части подтопления, заболачивания прилегающей территории, активизации карстово-суффозионных процессов и т. п.

4.7. При проектировании противофильтрационной завесы в нескальном основании следует принимать следующие критические градиенты напора:

в инъекционной завесе в гравийных и галечниковых грунтах — 7,5, в песках крупных и средней крупности — 6,0 и в мелких песках — 4,0;

в завесе, сооружаемой способом "стена в грунте" в грунтах с коэффици-

ентами фильтрации до 200 м/сут, в зависимости от материала и длительности ее эксплуатации - по табл. 6.

Таблица 6

Материал завесы	Критический градиент напора в завесе I_{cr}
Бетон	180
Глиноцементный раствор	125
Комовая глина	40
Заглинизированный грунт	25

Примечание. Для временных завес критические градиенты напора допускается увеличивать на 25%.

4.8. При проектировании противофильтрационной (цементационной) завесы в скальном основании следует принимать критический градиент напора I_{cr} в завесе в зависимости от удельного водопоглощения в пределах завесы q_d по табл. 7.

В случае, когда завеса (одна или в сочетании с другими противофильтрационными устройствами) также защищает от выщелачивания содержащиеся в основании растворимые грунты, допустимое удельное водопоглощение следует обосновывать расчетами и экспериментальными исследованиями.

Проницаемость противофильтрационной завесы должна быть ниже проницаемости грунта основания не менее чем в 10 раз.

Таблица 7

Удельное водопоглощение скального грунта в завесе q_d , л/(мин·м²)	Критический градиент напора в завесе I_{cr}
Менее 0,01	35
0,01 - 0,05	25
0,05 - 0,1	15

4.9. Для предотвращения выпора грунта на участках, где фильтрационный поток с градиентами напора, близкими к единице, выходит на поверхность основания, в проекте необходимо предусматривать проницаемую пригрузку или разгрузочный дренаж. Материал пригрузки

должен подбираться по принципу обратного фильтра для защиты грунта основания от контактной суффозии.

Для изотропно-проницаемого и однородного основания необходимая толщина пригрузки (при отсутствии давления на нее сверху) определяется по формуле

$$l = \frac{1}{\gamma_{d, \text{нр}}} (\gamma_n \gamma_n h - z \gamma_{d, \text{нр}}), \quad (23)$$

где h — разность пьезометрических уровней для расчетной глубины z в толще основания и для поверхности грунта основания (z соответствует заглублению низового шпунта или зуба);

$\gamma_{d, \text{нр}}, \gamma_{d, \text{нр}}$ — удельный вес грунта и пригрузки с учетом взвешивающего действия воды;

γ_n — удельный вес воды;

γ_n — коэффициент надежности по степени ответственности сооружения, принимаемый по п. 3.1.

5. РАСЧЕТ МЕСТНОЙ ПРОЧНОСТИ СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ

5.1. Расчет местной прочности скальных оснований гидротехнических сооружений следует производить для установления необходимости разработки мероприятий, предотвращающих возможное нарушение противофильтрационных устройств, для учета при разработке мероприятий по повышению прочности и устойчивости сооружений и для учета достижения предела местной прочности при расчетах напряженно-деформированного состояния сооружения и основания.

Расчет местной прочности следует производить по предельным состояниям второй группы только для оснований сооружений I класса при основном сочетании нагрузок.

5.2. Проверку местной прочности скальных оснований следует производить по расчетным площадкам:

а) совпадающим с плоскостями, приуроченными к трещинам в массиве;
 б) совпадающим с плоскостью, приуроченной к контакту сооружение - основание;

в) не совпадающим с плоскостями, приуроченными к трещинам и к контакту сооружение - основание.

5.3. Критериями обеспечения местной прочности по площадкам, указанным в подпунктах "а" и "б" п. 5.2, являются условия:

$$\sigma_o > R_{m,II}; \quad (24)$$

$$\theta = \frac{\sigma_o \lg \varphi_{m,II} + c_{m,II}}{\tau_j} = \frac{(\sigma_1 \sin^2 \beta_j - \sigma_3 \cos^2 \beta_j) \lg \varphi_{m,II} + c_{m,II}}{(\sigma_1 - \sigma_3) \sin \beta_j \cos \beta_j} > 1, \quad (25)$$

где θ — отношение предельных касательных напряжений на расчетной площадке к эксплуатационным;

σ_j , τ_j — соответственно нормальное и касательное напряжение на расчетной площадке, приуроченной к плоскости трещины (контакта), от нормативных нагрузок в расчетном сочетании (сжимающим напряжениями соответствует знак "плюс");

σ_1 , σ_3 — соответственно максимальное и минимальное главные напряжения от тех же нагрузок;

β_j — острый угол между расчетной площадкой, приуроченной к трещине (контакту), и направлением главного напряжения

σ_1 ;

$\lg \varphi_{m,II}$ — расчетные характеристики для $c_{m,II}$ расчетных площадок, приуроченных к трещинам (контакту), определяемые в соответствии с требованиями п. 2.16;

$R_{m,II}$ — расчетное значение предела прочности массива скального грунта на одноосное растяжение, определяемое в соответствии с требованиями п. 2.14.

5.4. Критериями обеспечения местной прочности по площадкам, указанным в п. 5.2 в, являются условия:

$$\sigma_1 > R_{m,II}; \quad (26)$$

$$\theta = \frac{2}{(\sigma_1 - \sigma_3) \chi} \times \sqrt{(\sigma_1 \lg \varphi_{m,II} + c_{m,II})(\sigma_3 \lg \varphi_{m,II} + c_{m,II})} > 1, \quad (27)$$

где $\lg \varphi_{m,II}$ — расчетные характеристики для

$c_{m,II}$ расчетных площадок, не приуроченных к трещинам и контакту сооружение - основание, определяемые в соответствии с требованиями п. 2.16.

В случаях, если связь между касательными τ_m и нормальными σ_m напряжениями на расчетных площадках, не приуроченных к трещинам и контакту, при определении $\lg \varphi_{m,II}$ и $c_{m,II}$ описывается единой линейной зависимостью с большой погрешностью, необходимо учитывать возможную нелинейность этой связи путем кусочно-линейной аппроксимации или использованием нелинейных зависимостей, например, в виде квадратичной параболы $\sigma_m = (\zeta \tau_m)^2 - \chi$. При использовании квадратичной параболы вместо условия (27) должно выполняться условие

$$\theta = \frac{\sqrt{\chi + \sigma_1} + \sqrt{\chi + \sigma_3}}{(\sigma_1 - \sigma_3) \zeta} \quad (28)$$

При этом параметры χ и ζ должны определяться путем обработки экспериментальных данных методом наименьших среднеквадратичных отклонений.

5.5. Условие (24) и (26) следует выполнять во всех указанных в п. 5.1 случаях, а условия (25) и (27) [или (28)] — в этих же случаях, но только при $\sigma_3 < 0$. Если $\sigma_3 > 0$, то условия (25) и (27) [или (28)] следует выполнять лишь при оценках прочности основания, производи-

мых при расчетах напряженно-деформированного состояния основания, и при разработке мероприятий по повышению прочности и устойчивости сооружения.

При оценке надежности противофильтрационных устройств (если $\sigma_3 < 0$) проверка выполнения условия (25) для площадок, совпадающих с плоскостью завеса, не производится.

При невыполнении условий местной прочности в пределах цементационной завесы должны быть выполнены фильтрационные расчеты в соответствии с требованиями разд. 4 с учетом изменений фильтрационного режима.

5.6. При определении напряжений σ_r , τ , σ_1 и σ_3 в условиях (24) - (28) следует применять вычислительные и экспериментальные методы механики сплошной среды и геомеханики.

Допускается рассматривать основание совместно с сооружением как систему линейно-деформируемых тел, на контакте между которыми выполняются условия равновесия и равенства перемещений.

При обосновании допускается схематизация системы сооружение - основание, позволяющая решать плоскую задачу теории упругости применительно к одному или к нескольким плоским сечениям. При этом поверхность основания может быть принята плоской, а тело основания - однородным либо состоящим из некоторого числа однородных областей, либо имеющим непрерывно изменяющиеся характеристики. При необходимости следует учитывать естественный рельеф поверхности основания, пространственный характер работы системы сооружение - основание, а также детализировать распределение механических характеристик основания.

Если при определении напряжений (при указанных предпосылках) в некоторых областях основания одно (или несколько) из условий (24) - (28) не выполняется, то следует, как правило, производить уточнение решения задачи. Та-

кое уточнение следует выполнять с использованием нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями или путем изменения геометрии сечения за счет исключения из рассмотрения указанных областей.

6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

6.1. Контактные напряжения (нормальные и касательные напряжения по контакту сооружение - основание) необходимо определять для использования их в расчетах прочности конструкций и сооружений, а также в расчетах оснований по несущей способности и деформациям.

При определении контактных напряжений необходимо учитывать конструктивные особенности сооружения, последовательность возведения и вид основания.

В целях уменьшения расчетных усилий в конструкциях или в элементах сооружения при проектировании следует рассматривать возможность создания оптимального распределения контактных напряжений, предусматривая устройство выступов на контактных поверхностях сооружений, уплотнение отдельных зон основания и соответствующую последовательность возведения сооружения.

Примечание. Напряжения на контакте грунта с ограждающими конструкциями определяются по КМК 2.06.07-98.

6.2. Для сооружений на скальных основаниях контактные напряжения следует определять методом внешнего сжатия, а в необходимых случаях для сооружений I и II классов - по результатам расчетов напряженного состояния системы сооружение - основание с использованием методов механики сплошных сред.

Для сооружений на нескальных основаниях контактные напряжения следует определять в соответствии с требованиями пп. 6.3 - 6.11.

6.3. При определении контактных напряжений для сооружений на нескальных основаниях следует учитывать показатель гибкости сооружения $i_{\text{пл}}$, определяемый:

а) при расчете сооружения по схеме плоской деформации:

$$i_{\text{пл}} = \frac{(1 - \nu_1^2) \pi E b l^3}{32(1 - \nu^2) E_1 I_1}, \quad (29)$$

в направлении ширины сооружения

$$i_{\text{пл}} = \frac{(1 - \nu_1^2) \pi E \delta b^3}{32(1 - \nu^2) E_1 I_1}; \quad (30)$$

б) при расчете сооружения по схеме пространственной задачи

$$i_{\text{пл}} = \frac{\pi E l^3 b}{8 D (1 - \nu^2)} \quad (31)$$

В формулах (29) - (31)

ν, ν_1 - коэффициенты Пуассона соответственно грунта основания и материала сооружения;

E, E_1 - модули соответственно деформации грунта основания и упругости материала сооружения;

b, l - соответственно ширина и длина подошвы сооружения;

I_1, I_2 - моменты инерции расчетных сечений сооружения;

δ - ширина расчетного элемента по длине подошвы сооружения, принимаемая $\delta = 1 \text{ м}$;

D - цилиндрическая жесткость фундаментной плиты сооружения.

В случаях, когда коэффициент гибкости $i_{\text{пл}} < 1$, контактные напряжения следует определять как для абсолютно жестких сооружений. При $i_{\text{пл}} > 1$ ($i_{\text{пл}} < 4$ б/л) контактные напряжения определяются с учетом гибкости сооружений.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ДЛЯ СООРУЖЕНИЙ НА ОДНОРОДНЫХ НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

6.4. Для жестких сооружений I и II классов, рассчитываемых по схеме

плоской деформации, нормальные контактные напряжения, как правило, следует определять методами механики сплошной среды (линейной или нелинейной теории упругости, теории пластичности). При обосновании эти напряжения для сооружений I и II классов допускается, а для сооружений III и IV классов следует определять методом внецентренного сжатия по рекомендуемому приложению 9 или методом коэффициента постели, а для песчаных оснований с относительной плотностью

грунта $D_d = \frac{\epsilon_{\text{max}} - \epsilon}{\epsilon_{\text{max}} - \epsilon_{\text{min}}} \leq 0,5$ - методом

экспериментальных эпюр по обязательному приложению 10.

Примечания: 1. При применении методов теории упругости и теории пластичности допускается принимать основание в виде сжимаемого слоя конечной толщины, равной для песчаных грунтов 0,3b, для глинистых грунтов 0,5b (b - ширина подошвы сооружения). Толщину сжимаемого слоя допускается уточнять при наличии экспериментальных данных.

2. При получении на участке подошвы сооружения растягивающих контактных напряжений этот участок должен быть исключен из расчетной контактной поверхности, а на оставшейся части контактные напряжения должны быть пересчитаны.

6.5. Для расчетов прочности гидротехнических сооружений эпюры контактных напряжений следует определять по методам механики сплошной среды, внецентренного сжатия, коэффициента постели и экспериментальных эпюр. Если полученные при этом изгибающие моменты имеют разные знаки, то при расчетах моменты уменьшаются на 10 % суммы их максимальных абсолютных значений, а если одинаковые знаки, то больший изгибающий момент уменьшается на 10 % разности этих значений.

6.6. При определении контактных напряжений с учетом гибкости сооружений допускается применять метод коэффициента постели, а также решения упругих и упругопластических задач. При этом сооружение в зависимости от его схемы рассматривается как плоская или пространственная конструкция (балка, плита, рама и т. д.). Гибкость элементов конструкции следует опреде-

лять с учетом возможности образования трещин в соответствии с требованиями СНиП 2.06.08-87.

Примечания: 1. При расчете сложных пространственных сооружений (зданий ГЭС, голов шлюзов и др.) вместо решения пространственной задачи допускается использовать решения плоской задачи, рассматривая независимо два взаимно перпендикулярных направления.

2. Расчет сооружений в направлении их ширины при наличии в них участков различной гибкости следует производить с учетом ее переменности.

6.7. Касательные контактные напряжения, возникающие при действии сдвигающих сил, следует определять методами, указанными в п. 6.4.

При применении методов коэффициента постели и внецентренного сжатия касательные напряжения могут приниматься равномерно распределенными.

Касательные напряжения, обусловленные действием вертикальных сил, при расчетах прочности сооружений, как правило, не учитываются.

Примечание. При получении на участке подошвы сооружения касательных напряжений, превышающих предельные $\tau_{\text{пред}} = \sigma_{\text{пред}} + c$, они должны быть приняты равными предельным, а на остальных участках они должны быть приняты равными предельным, а на остальных участках они должны быть пересчитаны.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ДЛЯ СООРУЖЕНИЙ НА НЕОДНОРОДНЫХ НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

6.8. Нормальные контактные напряжения, действующие по подошве сооружений на неоднородных основаниях, определяются теми же методами, что и для однородных оснований, по указаниям п. 6.4. При использовании методов теории упругости и теории пластичности неоднородность грунтов учитывается назначением соответствующих расчетных характеристик деформируемости и прочности для различных областей основания.

При определении контактных напряжений методом внецентренного сжа-

тия учет неоднородности основания следует производить в соответствии с требованиями пп. 6.9 и 6.10, а в случае использования методов коэффициента постели и экспериментальных эпюр - в соответствии с требованиями п. 6.11.

6.9. При неоднородных основаниях с вертикальными и крутопадающими слоями в расчетах контактных напряжений могут быть использованы:

а) методы механики сплошной среды, в том числе численные методы решения задач;

б) приближенные методы, в которых контактные напряжения следует принимать пропорциональными модулям деформации грунта каждого слоя в зависимости от их размеров и эксцентриситета приложения нагрузки с использованием методики, изложенной в обязательном приложении 5. В пределах каждого слоя распределение контактных напряжений принимается линейным.

6.10. При наличии в основании слоев переменной толщины или при наклонном залегании слоев в расчетах контактных напряжений используют:

а) методы механики сплошной среды, в том числе численные методы;

б) приближенные методы, основанные на приведении расчетной схемы основания со слоями переменной толщины или при наклонном залегании слоев к схеме условного основания с вертикально расположенными слоями.

При горизонтальном расположении слоев грунта постоянной толщины неоднородность основания может не учитываться.

6.11. При определении нормальных контактных напряжений методами экспериментальных эпюр и коэффициента постели учет неоднородности основания следует производить путем сложения ординат эпюр, определенных в предположении однородных оснований по пп. 6.4 и 6.6, с ординатами дополнительной эпюры.

Ординаты дополнительной эпюры следует принимать равными разности ординат эпюр, построенных по методу

внецентренного сжатия для случаев не-
однородного и однородного оснований.

7. РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ И ПЛОТИН ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕ- РИАЛОВ

7.1. Расчет оснований сооружений и плотин из грунтовых материалов по деформациям необходимо производить с целью выбора конструкций систем сооружения - основание, перемещения которых (осадки, горизонтальные перемещения, крены, повороты вокруг горизонтальной оси и пр.) ограничены пределами, гарантирующими нормальные условия эксплуатации сооружения в целом или его отдельных частей и обеспечивающими требуемую долговечность. При этом прочность и трещиностойкость конструкции должны быть подтверждены расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием.

Расчет по деформациям должен производиться на основные сочетания нагрузок с учетом характера их действия в процессе строительства и эксплуатации сооружения (последовательности и скорости возведения сооружения, графика наполнения водохранилища и т. д.).

Перемещения оснований сооружений, происходящие в процессе строительства, допускается не учитывать, если они не влияют на эксплуатационную пригодность сооружения.

7.2. Расчет по деформациям производится исходя из условия

$$S \leq S_u, \quad (32)$$

где S - совместная деформация основания и сооружения (осадки s , горизонтальные перемещения u , крены θ , повороты вокруг вертикальной оси и др.), определяемая расчетом по указаниям пп. 7.7, 7.8, 7.11 - 7.14;

S_u - предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое по указаниям п. 7.3

В случаях, оговоренных соответствующими нормами проектирования сооружений, допускается не производить проверку деформаций по формуле (32), если средние значения давления под подошвой не превышают расчетного сопротивления грунта основания R , определенного по КМК 2.02.01-98 с учетом в необходимых случаях дополнительных коэффициентов условий работы.

7.3. Предельные значения совместной деформации основания и сооружения устанавливаются соответствующими нормами проектирования сооружений, правилами технической эксплуатации оборудования или заданием на проектирование исходя из необходимости соблюдения:

технологических требований к деформациям сооружения, включая требования к нормальной эксплуатации оборудования,

требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружений

При назначении S_u необходимо учитывать допускаемую разность перемещений секций и частей сооружений, не приводящую к нарушению нормальной работы межсекционных швов, возможность перелива воды через гребень плотин и нарушения нормальной эксплуатации связанных с сооружением коммуникаций и т. п.

7.4. Расчеты совместных деформаций следует производить для условий пространственной задачи. Для сооружений, длина которых превышает ширину более чем в 3 раза, расчеты допускается производить для условий плоской деформации. В случае, когда ширина сооружения превышает толщину сжимаемой толщи H_s , определенную по указаниям п. 7.9, в 2 раза и более, допускается расчет осадок производить для условий одномерной (компрессионной) задачи

7.5. При расчете по деформациям следует определять для грунтов всех категорий конечные (стабилизированные) перемещения, соответствующие завершённому процессу деформирования грунтов основания, а для глинистых грунтов, - кроме того, значения нестабилизированных перемещений, соответствующих незавершённому процессу деформирования (при коэффициенте степени консолидации $\sigma^* < 4$) и перемещений, обусловленных ползучестью грунтов основания.

Примечание При сложном геологическом строении основания (наклонная слоистость, наличие линз, изменение характеристик деформируемости грунта по глубине и в плане и пр.), при неравномерном нагружении гибкого сооружения и в других случаях, усложняющих расчет, рекомендуется использовать численные методы решения (например, метод конечных элементов (МКЭ)).

При расчете сооружений III и IV классов допускается осреднение характеристик деформируемости грунта.

7.6. При расчете деформаций основания с использованием расчетных схем, не учитывающих образование и развитие пластических деформаций, среднее давление под подошвой сооружения p не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания R , определенного по указаниям КМК 2.02.01-98.

РАСЧЕТ ОСАДОК СООРУЖЕНИЙ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

7.7. Конечную осадку сооружений s , расположенных на нескальных основаниях, при среднем давлении под подошвой сооружений p , меньшем расчетного сопротивления грунта основания R , следует определять по методу послойного суммирования в пределах сжимаемого слоя H_c (см. п. 7.9) по формуле

$$S = \sum_{i=1}^n \beta_{0i} \frac{(\sigma_{z,i+1} - \sigma_{z,i}) h_i}{E_{r,i}} + \sum_{i=1}^n \beta_{0i} \frac{\sigma_{z,i} h_i}{E_{r,i}} \quad (33)$$

где $\sigma_{z,i}$ - дополнительное вертикальное нормальное напряжение в середине i -го слоя на глубине z_i основания от нагрузок и пригрузок (соседние сооружения, обратные засыпки и пр.) по вертикали, проходящей через центр подошвы сооружения, определяемое в соответствии с указаниями обязательного приложения 11;

$\sigma_{z,i}$ - напряжение в середине i -го слоя на глубине z от бытового давления на отметке подошвы фундамента;

γ - удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента;

h_i - толщина i -го слоя грунта;

$E_{r,i}$ - модуль деформации i -го слоя грунта, определяемый по первичной ветви компрессионной кривой в соответствии с указаниями обязательного приложения 3;

$E_{s,i}$ - модуль деформации i -го слоя грунта, определяемый аналогично по вторичной ветви компрессионной кривой;

n - число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания H_c ;

β_{0i} - коэффициент, определяемый в соответствии с указаниями обязательного приложения 3.

Примечание При определении осадки верха (а также засыпки пазух) сооружений следует учитывать кроме осадки основания (включающей осадку от нагрузки в пределах ширины сооружения и пригрузки на основание вне ее) осадку от уплотнения и саморасширения пыльного грунта в основании и теле сооружения, а также от суффозии, оттаивания мерзлых грунтов и пр., определяемые по КМК 2.02.01-97 и нормам проектирования соответствующих сооружений.

7.8. При среднем давлении под подошвой сооружения p , большем расчетного сопротивления грунта основания R , осадку следует определять численными методами, учитывающими упругопластический характер деформирования

грунтов, пространственное напряженное состояние, последовательность возведения сооружения. Для приближенных расчетов осадку допускается определять в соответствии с указаниями рекомендуемого приложения 12.

7.9. Расчетная глубина сжимаемого слоя основания H_c определяется: при ширине подошвы сооружения $b \leq 20$ м - по КМК 2.02.01-98; при $b > 20$ м - из условия равенства на нижней границе слоя вертикальных напряжений от внешней нагрузки $\sigma_{z, n}$ половине вертикальных напряжений от собственного веса грунта $\sigma_{z, k}$ с учетом фильтрационных сил и взвешивающего действия воды ниже уровня подземных вод. При расположении нижней границы слоя в грунте с $E < 5$ МПа или при залегании такого грунта непосредственно ниже этой границы он включается в сжимаемую толщу. Нижнюю границу сжимаемого слоя в этом грунте следует определять исходя из условия

$$\sigma_{z, n} = 0,2\sigma_{z, k}$$

7.10. Нестабилизированная осадка s к моменту времени t определяется по формуле

$$s_t = \left(U_1 + \frac{\delta_{1, cr}}{\delta_{1, cr}} U_2 \right) \frac{s}{1 + \frac{\delta_{1, cr}}{\delta_{1, cr}}}, \quad (34)$$

где U_1 , U_2 - соответственно степень первичной и вторичной консолидации грунта;

$\delta_{1, cr}$, $\delta_{1, cr}$ - параметры ползучести грунта, которые как правило, должны определяться по результатам компрессионных испытаний грунта по дренированной схеме.

s - конечная осадка, определяемая в соответствии с п. 7.7.

Степень первичной консолидации U_1 определяется по решениям одномерной, плоской или пространственной задачи консолидации. Для сооружений III и IV классов допускается определять U_1 согласно рекомендуемому приложению 13. В случаях, когда поровое давление можно не учитывать, следует принимать

$U_1 = 1$. Необходимость учета порового давления определяется согласно п. 3.13.

Степень вторичной консолидации U_2 определяется по решениям одномерной, плоской или пространственной задачи с учетом свойств ползучести грунта. Для сооружений III и IV классов допускается определять U_2 по формуле

$$U_2 = 1 - e^{-\delta_{1, cr} t}. \quad (35)$$

РАСЧЕТ КРЕНА СООРУЖЕНИЙ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

7.11. Крен (наклон) сооружений следует определять от внецентренного приложенной нагрузки в пределах ширины сооружения, от пригрузки основания вне подошвы сооружения и от обжатия грунта засыпки в теле сооружения (для ячеистых конструкций без днища) при внецентренном приложении нагрузки.

7.12. Крен сооружений с прямоугольной подошвой, вызванный внецентренным приложением вертикальной нагрузки в пределах ширины сооружения, в случае однородного и горизонтально-слоистого основания без учета фильтрационных сил допускается определять

а) в направлении большей стороны подошвы сооружения по формуле

$$i_x = \alpha \omega_x = k_1 \frac{M_x}{I^2} \frac{1 - \nu^2}{E_s}; \quad (36)$$

б) в направлении меньшей стороны подошвы сооружения по формуле

$$i_y = \alpha \omega_y = k_2 \frac{M_y}{I^2} \frac{1 - \nu^2}{E_s}, \quad (37)$$

где ω_x , ω_y - углы крена сооружения;

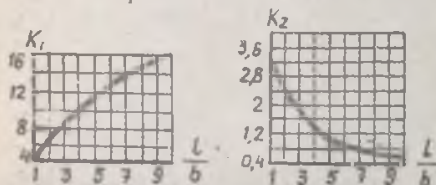
k_1 , k_2 - безразмерные коэффициенты, определяемые по черт. 3;

M_x , M_y - моменты, действующие в вертикальной плоскости, параллельной соответственно боль-

шей и меньшей сторонам прямоугольной подошвы;

l, b —соответственно длина и ширина подошвы сооружения;

ν, E_m —коэффициент поперечной деформации и модуль деформации, определяемые в соответствии с обязательным приложением 3



Черт. 3. Графики для определения коэффициентов K_1 и K_2

7.13. Определение крена сооружения от пригрузки основания вне подошвы сооружения следует производить по формуле

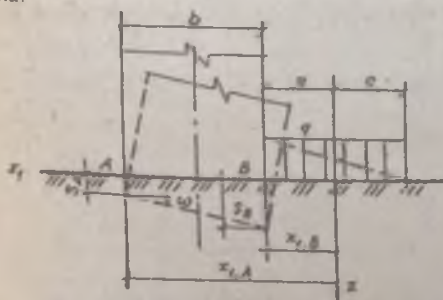
$$i = i_{\text{гос}} = \frac{s_A - s_B}{b}, \quad (38)$$

где s_A, s_B —осадка краев подошвы сооружений A и B (черт.4), определяемая по указаниям обязательного приложения II при $\sigma_{z.p.i} = \alpha q$ и соответственно $x_{1A} = c + b$ и $x_{1B} = c$;

b —ширина сооружения;

$2c$ —ширина полосы пригрузки.

Пригрузку допускается аппроксимировать прямоугольной, треугольной или трапецидальной эпюрой в зависимости от формы засыпаемого котлована.



Черт. 4. Схема к определению крена сооружения от пригрузки

РАСЧЕТ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ СООРУЖЕНИЙ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

7.14. Горизонтальные перемещения сооружений и их элементов, воспринимающих горизонтальную нагрузку (например, подпорных стен, зданий ГЭС, анкерных устройств), следует, как правило, определять методами, учитывающими развитие областей пластических деформаций (применяя в необходимых случаях теорию пластического течения).

Для сооружений III и IV классов горизонтальные перемещения допускается определять упрощенными методами по указаниям рекомендуемого приложения 14 (для конечных горизонтальных перемещений).

Допускается не производить проверку горизонтальных перемещений основания гравитационных и заанкерных шпунтовых подпорных стен портовых гидротехнических сооружений.

7.15. Для анкерных устройств и других элементов сооружения, от перемещения которых зависят его прочность и устойчивость, расчеты горизонтальных перемещений выполняются при характеристиках грунта и нагрузках, соответствующих предельным состояниям первой группы.

7.16. Нестабилизированные горизонтальные перемещения сооружений u_i к моменту времени t следует определять по формуле

$$u_i = \frac{\left(1 + \frac{\delta_{\text{гпр}}}{\delta_{1,\text{гпр}}} U_2\right) u}{1 + \frac{\delta_{\text{гпр}}}{\delta_{1,\text{гпр}}}}, \quad (39)$$

где $\delta_{\text{гпр}}$ —то же, что в формуле (34); $\delta_{1,\text{гпр}} U_2$.

u —конечное (стабилизированное) перемещение сооружения, определяемое по указаниям рекомендуемого приложения 14.

7.17. Предельные горизонтальные перемещения сооружения u_n не должны быть более $0,75 u_{lim}$, где u_{lim} - горизонтальное перемещение сооружения, соответствующее достижению предельного равновесия системы сооружения - основание по плоскому сдвигу и определяемое по формуле

$$u_{lim} = u_{lim,pl} \left(\frac{A}{A_n} \right)^{\frac{1-n}{1}} \quad (40)$$

где $u_{lim,pl}$ - предельное перемещение штампа;

A_{pl} - площадь штампа;

A - площадь фундамента сооружения;

n - параметр, определяемый в соответствии с указаниями обязательного приложения 3.

РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ ПЛОТИН ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

7.18. Нестабилизированные осадки и горизонтальные перемещения плотин из грунтовых материалов следует определять по указаниям пп. 7.10 и 7.16. В расчетах в случае необходимости должны использоваться решения нелинейной теории упругости, теории консолидации или теории вязкопластичности. При этом необходимо учитывать зависимость проницаемости связных грунтов ядер плотин от уплотнения в процессе консолидации, водонасыщенности и других факторов.

7.19. Осадку плотины следует определять как сумму осадок ее основания и тела.

Осадки тела плотины и основания допускается определять методом послойного суммирования по расчетным вертикалям.

Деформацию грунта в каждом слое определяют по компрессионной зависимости. Коэффициент пористости для расчетного момента времени определяют в зависимости от эффективного напряжения. Осадками и горизонтальными смещениями скального основания, как правило, пренебрегают.

7.20. Расчетами определяют: строительные осадки s_c - вертикальные перемещения точек плотины к моменту завершения ее строительства;

эксплуатационные осадки s_e - дополнительные вертикальные перемещения точек плотины, происходящие с момента окончания строительства до момента завершения консолидации грунтов основания и тела плотины;

суммарная осадка s_Σ грунта тела плотины и основания.

Суммарную осадку тела плотины и основания s_Σ допускается определять методом послойного суммирования для условий одномерной задачи по указаниям рекомендуемого приложения 15.

Строительную осадку s_c необходимо определять как разность суммарной осадки в рассматриваемом слое s_Σ на момент окончания строительства и s_Σ на момент отсыпки этого слоя грунта.

Эксплуатационную осадку s_e следует определять как разность суммарной осадки s_Σ на момент завершения консолидации и s_Σ на момент завершения строительства плотины.

7.21. Для расчета строительного подъема в соответствии с указаниями КМК 2.06.03-98 необходимо определить эксплуатационную осадку гребня плотины. Для уточнения дополнительного объема грунта, укладываемого в плотину, определяют разность между суммарным сжатием грунта на момент завершения консолидации и эксплуатационной осадкой точек контура плотины.

РАСЧЕТ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ НА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

7.22. Расчет перемещений сооружений, возводимых на скальных основаниях, как правило, следует производить только для сооружений I класса.

7.23. При расчете перемещений, если $\frac{B_s}{H} < 5$ (B_s - ширина напорного фронта сооружения, H - напор на сооружение),

ние), следует рассматривать пространственную задачу, если $\frac{B_k}{H} \geq 5$ - плоскую.

При этом для расчета перемещений сооружений могут быть применены методы линейной и нелинейной теории упругости. Условная толщина сжимаемого слоя основания в расчетах принимается равной ширине подошвы сооружения b .

На стадии технико-экономического обоснования строительства скальное основание допускается рассматривать в виде линейно-деформируемой среды.

7.24. При определении перемещений сооружений следует учитывать давление грунта (наносов или засыпки) на ложе водохранилища, объемные фильтрационные силы в основании, нагрузки от сооружения, передаваемые на основание, и взвешивающие действие воды в берегах при наполнении водохранилища. При расчете перемещений склонов в

узких каньонах ($\frac{B_k}{H} < 25$) следует учитывать взвешивающее действие воды и фильтрационные силы после наполнения водохранилища до проектной отметки.

8. ИНЖЕНЕРНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ НАДЕЖНОСТИ ОСНОВАНИЙ

ОБЕСПЕЧЕНИЕ СОПРЯЖЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ С ОСНОВАНИЕМ

8.1. При проектировании оснований сооружений необходимо предусматривать мероприятия по сопряжению сооружения с основанием, обеспечивающие устойчивость сооружения, прочность основания (в том числе фильтрационную), допустимое напряженно-деформированное состояние сооружения и его основания при всех расчетных сочетаниях нагрузок и воздействий.

Во всех случаях при проектировании сопряжения сооружения с основанием следует учитывать возможное изменение фильтрационных характеристик и характеристик прочности и деформи-

руемости грунтов в процессе возведения и эксплуатации сооружения.

8.2. При проектировании сопряжений сооружений с основанием следует, как правило, предусматривать удаление или замену слабых (или ослабленных в процессе строительства) грунтов с поверхности на глубину, ниже которой характеристики грунтов (с учетом возможного их улучшения) удовлетворяют условиям устойчивости сооружения, прочности основания и заданного фильтрационного режима.

Крутизна откосов береговых примыканий сооружений должна быть выбрана из условий обеспечения устойчивости как самих откосов, так и сооружений на периоды строительства и эксплуатации.

8.3. При проектировании сопряжения сооружения со скальным основанием в случаях, если удаление грунта экономически нецелесообразно, для обеспечения выполнения требований устойчивости сооружения или его береговых упоров, прочности и деформируемости основания, для уменьшения объемов удаления скального грунта следует рассматривать следующие мероприятия:

снижение противодавления в основании напорных сооружений и береговых массивах примыканий;

создание уклона в сторону верхнего бьефа на контакте сооружения с основанием;

создание упора в основании со стороны нижнего бьефа;

применение конструкций, обеспечивающих наиболее благоприятное направление усилий и воздействий на основание и береговые примыкания сооружения;

анкеровку секций сооружения и береговых примыканий;

инъекционное укрепление грунтов основания.

При недостаточной технико-экономической эффективности указанных мероприятий должно быть предусмотрено заглубление подошвы сооружения в более сохранную зону скальных грунтов.

8.4. Для обеспечения устойчивости сооружений на нескальных основаниях, обеспечения прочности и допустимых осадок и смещений при проектировании сопряжения сооружения с основанием в необходимых случаях следует предусматривать устройство верхового и низового зубьев, дренирование малопроницаемых слоев основания, уплотнение и инъекционное укрепление грунтов и другие мероприятия.

При проектировании портовых сооружений следует предусматривать в необходимых случаях устройство каменной постели, разгружающих и анкерующих устройств, а также снятие гидростатического (фильтрационного) давления в грунте за стенкой.

Для сооружений мелиоративного назначения, для которых в процессе эксплуатации допускаются осушение водотока и промораживание всего или части основания, и возводимых на пылеватоглинистых или мелких песчаных грунтах в необходимых случаях в проектах следует предусматривать соответствующие инженерные мероприятия (устройство дренажей, противомиграционные экраны, замену части грунта основания грунтом требуемых свойств и т. п.), исключающие вредные последствия промораживания и оттаивания грунтов для устойчивости сооружения и прочности основания.

8.5. В проектах основания грунтовых плотин, возводимых на нескальном основании, как правило, следует предусматривать подготовку и выравнивание основания, удаление растительного слоя и слоя, пронизанного корневищами деревьев и кустов или ходами землеройных животных, а также удаление грунта, содержащего более 5 % по массе органических включений или такое же количество солей, легко растворимых в воде.

8.6. При проектировании сопряжений плотин из грунтовых материалов с основанием следует предусматривать мероприятия (расчистку поверхности основания, заглубление подошвы плотины, заделку трещин в скальных грунтах, дренаж и т. п.), направленные на

обеспечение устойчивости плотин, уменьшение неравномерных деформаций основания и сооружения, предотвращение суффозии и недопустимого снижения прочности грунта основания при его водонасыщении и т. д.

При обосновании допускается строительство грунтовых плотин на основаниях, содержащих водорастворимые включения и биогенные грунты.

8.7. При проектировании сопряжения водонепроницаемых элементов грунтовых плотин, возводимых на скальном основании, должны быть предусмотрены удаление разрушенной скалы, в том числе отдельно лежащих крупных камней и скоплений камней, разделки и бетонирование разведочных геологических и строительных выработок, крупных трещин.

При наличии в основании водонерастворимых, слабоводопроницаемых скальных грунтов, как правило, следует предусматривать только выравнивание поверхности основания под подошвой водонепроницаемого элемента плотины. В остальных случаях следует, как правило, предусматривать следующие мероприятия: устройство бетонной плиты, покрытие скалы торкретом, инъекционное уплотнение части основания, прилегающей к подошве водонепроницаемого элемента.

На участках сопряжения противофильтрационных элементов грунтовых плотин с наклонными неровными поверхностями скальных берегов в проектах следует предусматривать постепенное уположение откоса берегового примыкания от гребня плотины к основанию без резких переделов профиля, с наименьшим экономически обоснованным общим наклоном примыкания. При этом следует, как правило, предусматривать срезку выступающих участков откоса и заполнение углублений бетоном.

На участках сопряжения с основанием частей профиля плотины, выполняемых из более водопроницаемых материалов, чем противофильтрационные устройства, удаление разбрызганной разру-



шенной (выветрелой) скалы не обязательно.

8.8. В проекте оснований сооружений должны быть указаны мероприятия, обеспечивающие предотвращение в процессе строительства промерзания, выветривания, разуплотнения и разжижения грунтов, а также исключающие возможность фильтрации напорных вод через дно котлована.

8.9. Глубину заложения подошвы сооружений следует принимать минимально возможной с учетом:

типа и конструктивных особенностей сооружений;

характера нагрузок и воздействий на основание;

геологических условий площадки строительства (строительных свойств грунтов, структуры основания, наличия ослабленных поверхностей - слабых прослоев, зон тектонических нарушений и др.);

топографических условий территории строительства;

гидрогеологических условий (водопроницаемости грунтов, напоров, уровней и агрессивности грунтовых вод и др.);

области размыва грунтов в нижнем бьефе;

глубины сезонного промерзания и оттаивания грунтов;

судоходных уровней воды и др.

Примечание. Для мостовых гидротехнических сооружений допускается принимать глубину заложения их подошвы независимо от глубины промерзания, при этом необходимо учитывать указания п. 8.4.

8.10. При проектировании сопряжений бетонных и железобетонных сооружений со скальным основанием следует предусматривать:

для однородных выветрелых грунтов (разборного слоя), имеющих низкие прочностные и деформационные характеристики и слабо подлающих омоноличиванию из-за наличия глинистого заполнителя в трещинах (при обоснова-

нии допускается удалять слабые грунты только с низовой стороны сооружения);

для неоднородных оснований, имеющих крупные нарушения и области глубокого избирательного выветривания, - удаление грунта, объем которого следует принимать на основе результатов анализа напряженного состояния и устойчивости сооружения с учетом возможного укрепления ослабленных областей основания и заделки трещин

ЗАКРЕПЛЕНИЕ И УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

8.11. Закрепление и уплотнение грунтов в основании сооружений следует предусматривать для изменения прочностных и деформационных характеристик грунтов с целью повышения несущей способности оснований, уменьшения осадок и смещений, а также для обеспечения требуемой проектом водопроницаемости и фильтрационной прочности.

В качестве мероприятий по изменению прочностных и деформационных свойств грунтов могут быть рекомендованы цементация, химические методы закрепления, замораживание грунтов, механическое уплотнение, дренирование массива, устройство набивных свай и т. д.

Закрепление и уплотнение грунтов в основании водоподпорных сооружений, предусматриваемые в проекте с целью уменьшения фильтрации под сооружением или в обход его и устранения опасных последствий фильтрации, должны включать устройство противофильтрационных преград (завес, зубьев, шпунтовых рядов, "стен в грунте", понуров и др.), а также механическое и инъекционное уплотнение грунта.

Примечание. При проектировании укрепления оснований следует учитывать, что изменение прочностных и деформационных характеристик грунтов влечет за собой изменение их фильтрационных свойств и наоборот.

8.12. При проектировании подпорных сооружений при необходимости следует предусматривать в первую очередь закрепление грунтов в области, примыкающей к низовой грани сооружения, а также закрепление и уплотнение выходов в пределах контура сооружения и основания крупных трещин, тектонических зон и других разрывных нарушений и прослоев ослабленных грунтов. Сплошное усиление основания должно быть обосновано.

При проектировании подпорных сооружений I и II классов определение способа и объемов работ по укреплению основания должно обосновываться расчетами, а для сооружений I класса при необходимости - и экспериментальными исследованиями напряженно-деформированного состояния сооружения и основания.

Для сооружений III и IV классов на всех стадиях проектирования, а также для сооружений I и II классов на стадии технико-экономического обоснования способы и объемы работ по укреплению основания допускается устанавливать по аналогам.

8.13. При проектировании портовых сооружений на сильнодеформируемых и слабopочных грунтах следует предусматривать закрепление грунтов в зоне отпора перед лицевой и анкерной стенами, а также в пределах засыпки. В этом случае способ закрепления на стадии технико-экономического обоснования также устанавливается по аналогам. На стадиях проекта и рабочей документации способ укрепления грунта и объем работ определяются на основе расчетов и экспериментальных исследований.

8.14. Устройство противofильтрационных завес (преград) обязательно в тех случаях, когда основание сложено фильтрующими слабopодоустойчивыми и быстрорастворимыми грунтами. При водостойких грунтах устройство завесы должно быть обосновано.

Глубину и ширину противofильтрационной завесы следует обосновывать расчетом или результатом экспериментальных исследований.

При проектировании скальных оснований бетонных плотин рекомендуется рассматривать возможность расположения противofильтрационных завес за пределами зоны трещинообразования под напорной гранью, а также их наклона в сторону верхнего бьефа.

Примечание. Проектирование подземного контура, в том числе противofильтрационных завес и дренажей, должно выполняться в соответствии с требованиями КМК 2.06.06-98 и КМК 2.06.05-98.

8.15. На участке сопряжения завесы с подошвой сооружения в целях предотвращения фильтрации в зоне наибольших градиентов напора в проекте следует предусматривать местное усиление завесы дополнительными рядами неглубоких скважин, располагаемых у напорной грани сооружения, параллельной основному ряду (или рядам) скважин, или в пределах самой завесы. Расстояние между дополнительными скважинами допускается принимать большим, чем между основными скважинами в завесе.

8.16. В местах сопряжения противofильтрационных устройств (зубьев, диафрагм, шпунта и т. д.) с основанием или берегами следует предусматривать тщательную укладку и уплотнение грунта с применением для этой цели более устойчивого к суффозии и пластичного грунта, способного кольматировать трещины в скальном основании.

8.17. В проектах оснований водоподпорных сооружений в качестве мероприятия по снижению противодавления следует предусматривать устройство дренажа. В скальных основаниях дренаж следует располагать главным образом со стороны напорной грани сооружения, а при необходимости - и в средней части его подошвы.

КЛАССИФИКАЦИЯ МАССИВОВ СКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

Таблица 1

Классификация по трещиноватости

Степень трещиноватости	Модуль трещиноватости M_t	Показатель качества породы $RQD, \%$
Очень слаботрещиноватые	Менее 1,5	90 - 100
Слаботрещиноватые	От 1,5 до 5	75 - 90
Среднетрещиноватые	" 5 " 10	50 - 75
Сильнотрещиноватые	" 10 " 30	25 - 50
Очень сильнотрещиноватые	Св. 30	0 - 25

M_t - число трещин на 1 м линии измерения нормально главной или главным системам трещин;

RQD - отношение общей длины сохранившихся кусков керна длиной более 10 см к длине пробуренного интервала в скважине.

Таблица 2

Классификация по водопроницаемости

Степень водопроницаемости	Коэффициент фильтрации k_f , м/сут	Удельное водопоглощение q , л/мин
Практически водонепроницаемые	Менее 0,005	Менее 0,01
Слабоводопроницаемые	От 0,005 до 0,3	От 0,01 до 0,1
Водопроницаемые	" 0,3 " 3	" 0,1 " 1
Сильноводопроницаемые	" 3 " 30	" 1 " 10
Очень сильноводопроницаемые	Св. 30	Св. 10

Таблица 3

Классификация по деформируемости

Степень деформируемости	Модуль деформации массива $E, 10^3 \text{ МПа}$
Очень слабдеформируемые	Св. 20
Слабдеформируемые	От 10 до 20
Среднедеформируемые	" 5 " 10
Сильнодеформируемые	" 2 " 5
Очень сильнодеформируемые	Менее 2

Таблица 4

Классификация по степени выветрелости

Степень выветрелости	Коэффициент выветрелости k_v
Сильновыветрелые	Менее 0,8
Выветрелые	От 0,8 до 0,9
Слабовыветрелые	" 0,9 " 1,0
Невыветрелые	1,0

k_v - отношение плотности выветрелого образца грунта к плотности невыветрелого образца того же грунта

Таблица 5

Классификация по характеру нарушения сплошности массива

Характер нарушения сплошности массива	Мощность зоны дробления разломов или ширина трещин	Протяженность нарушения
Разломы I порядка - глубинные, сейсмогенные	Сотни и тысячи метров	Сотни и тысячи километров
Разломы II порядка - глубинные, несейсмогенные и частично сейсмогенные	Десятки и сотни метров	Десятки и сотни километров
Разломы III порядка	Метры и десятки метров	Километры и десятки километров
Разломы IV порядка	Десятки и сотни сантиметров	Сотни и тысячи метров
Крупные трещины V порядка	Св. 20 мм	Св. 10 м
Средние трещины VI порядка	10 - 20 мм	1 - 10 м
Мелкие трещины VII порядка	2 - 10 мм	0,1 - 1 м
Тонкие трещины VIII порядка	Менее 2 мм	Менее 0,1 мм

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Обязательное

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ НОРМАТИВНЫХ И РАСЧЕТНЫХ ЗНАЧЕНИЙ ХАРАКТЕРИСТИК ПРОЧНОСТИ $\tau_{\text{ср}}$ и c ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ИСПЫТАНИЙ МЕТОДАМИ СРЕЗА (СДВИГА) И ТРЕХОСНОГО СЖАТИЯ

Нормативные значения характеристик $\tau_{\text{ср}}$ и c_n по результатам испытаний методом среза вычисляются по формулам:

$$\tau_{\text{ср}} = \frac{n \sum_{i=1}^n \tau_{\text{ср}i} \sigma_i - \sum_{i=1}^n \tau_{\text{ср}i} \sum_{i=1}^n \sigma_i}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2}; \quad (1)$$

$$c_n = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n \tau_{\text{ср}i} - \tau_{\text{ср}} \sum_{i=1}^n \sigma_i \right). \quad (2)$$

При получении $c_n < 0$ следует принимать $c_n = 0$, а значение $\tau_{\text{ср}}$ вновь вычислить по формуле

$$\tau_{\text{ср}} = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_{\text{ср}i} \sigma_i}{\sum_{i=1}^n \sigma_i^2} \quad (3)$$

В формулах (1) - (3):

$\sigma_i, \tau_{\text{ср}i}$ - парные частные значения средних нормальных и предельных касательных к плоскости сдвига напряжений, полученные в отдельных испытаниях;

n - число парных значений σ_i и $\tau_{\text{ср}i}$ включенных в одну совокупность (n должно быть не менее 6).

Для определения нормативных значений характеристик $\tau_{\text{ср}}$ и c_n по результатам испытаний методом трехосного сжатия предварительно необходимо вычислить коэффициенты N и M по формулам:

$$N = \frac{n \sum_{i=1}^n \sigma_{11i} \sigma_{33i} - \sum_{i=1}^n \sigma_{11i} \sum_{i=1}^n \sigma_{33i}}{n \sum_{i=1}^n \sigma_{33i}^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{33i} \right)^2}; \quad (4)$$

$$M = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{11i} - N \sum_{i=1}^n \sigma_{33i} \right). \quad (5)$$

При получении $M < 0$ следует принимать $M = 0$, а коэффициент N вычислить вновь по формуле

$$N = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{11i} \sigma_{33i}}{\sum_{i=1}^n \sigma_{33i}^2}. \quad (6)$$

В формулах (4) - (6):

$\sigma_{11i}, \sigma_{33i}$ - частные предельные значения максимальных и минимальных напряжений, полученные в отдельных испытаниях;

n - число парных значений σ_{11i} и σ_{33i} включенных в одну совокупность (n должно быть не менее 6).

Нормативные значения $\tau_{\text{ср}}$ и c_n по найденным значениям коэффициентов N и M следует определять по формулам:

$$\tau_{\text{ср}} = \frac{N-1}{2\sqrt{N}}; \quad (7)$$

$$c_n = \frac{M}{2\sqrt{N}}. \quad (8)$$

Расчетные значения прочностных характеристик $ig\varphi_{I, II}$ и $c_{I, II}$ в соответствии с указаниями пп. 2.7 и 2.16 должны вычисляться по формулам:

$$ig\varphi_{I, II} = \frac{ig\varphi_n}{\gamma_\varepsilon}; \quad (9)$$

$$c_{I, II} = \frac{c_n}{\gamma_\varepsilon} \quad (10)$$

При вычислениях значений $ig\varphi_{I, II}$ и $c_{I, II}$ в формулах (9) и (10) следует принимать $\gamma_\varepsilon = 1$.

При определении значений $ig\varphi_I$ и c_I по формулам (9) и (10) при использовании результатов испытаний методом среза коэффициент γ_ε следует вычислить по формуле

$$\gamma_\varepsilon = \frac{\tau_{n, \max} + \tau_{n, \min}}{\tau_{n, \max} - \delta_{\tau, \max} + \tau_{n, \min} - \delta_{\tau, \min}} \quad (11)$$

$$\text{Если } \frac{\tau_{n, \min} - \delta_{\tau, \min}}{\sigma_{\min}} < \frac{\tau_{n, \max} - \delta_{\tau, \max}}{\sigma_{\max}},$$

то вместо формулы (11) следует использовать формулу

$$\gamma_\varepsilon = \frac{(\tau_{n, \max} + \tau_{n, \min})\sigma_{\max}}{(\tau_{n, \max} - \delta_{\tau, \max})(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})} \quad (12)$$

Входящие в формулы (11) и (12) значения $\tau_{n, \max}$ и $\tau_{n, \min}$ следует определять по формулам:

$$\tau_{n, \max} = c_n + \sigma_{\max} ig\varphi_n; \quad (13)$$

$$\tau_{n, \min} = c_n + \sigma_{\min} ig\varphi_n \quad (14)$$

В формулах (12) - (14):

$\sigma_{\min}$, $\sigma_{\max}$ - минимальное, максимальное значения нормальных напряжений на поверхности сдвига, ограничивающие

расчетный диапазон этих напряжений.

Входящие в формулы (11) и (12) доверительные интервалы $\delta_{\tau, \min}$ и $\delta_{\tau, \max}$ должны вычисляться по формуле

$$\delta_\tau = \frac{V S_\tau}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{n(\sigma - \bar{\sigma})^2}{\sum_{i=1}^n (\sigma_i - \bar{\sigma})^2}} \quad (15)$$

где V - коэффициент, принимаемый по таблице в зависимости от параметра λ , вычисляемого по формуле (18), от числа степеней свободы $K = n - 2$ и от односторонней доверительной вероятности α (ее следует принимать равной 0,95);

$$\bar{\sigma} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_i; \quad (16)$$

$\sigma = \sigma_{\max}$ - при вычислении $\delta_{\tau, \max}$;

$\sigma = \sigma_{\min}$ - при вычислении $\delta_{\tau, \min}$;

$$S_\tau = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (c_n + \sigma_i ig\varphi_n - \tau_{lim,i})^2}, \quad (17)$$

в формуле (17) $n - 2$ следует заменить на $n - 1$, если принято $c_n = 0$, а значение $ig\varphi_n$ вычислено по формуле (3);

$$\lambda = \sqrt{\frac{1}{2} \left[1 - \frac{1 + nGD}{\sqrt{(1 + nG^2)(1 + nD^2)}} \right]}, \quad (18)$$

$$\text{где } G = \frac{\sigma_{\max} - \bar{\sigma}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (\sigma_i - \bar{\sigma})^2}}; \quad (19)$$

$$D = \frac{\sigma_{\min} - \bar{\sigma}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (\sigma_i - \bar{\sigma})^2}} \quad (20)$$

При использовании результатов испытаний методом трехосного сжатия значение коэффициента γ_r следует определять, используя зависимости (11) - (20), заменив в них $\tau_{л,пл}$, $\tau_{л,плд}$, $\delta_{л,пл}$,

$\delta_{л,плд}$, c_n , $lg \varphi_n$, $\sigma_{пл}$, $\sigma_{плд}$, $\bar{\sigma}$, σ_l , $\tau_{плд}$, S_l соответственно на $\sigma_{л,плд}$, $\sigma_{л,плдд}$, $\delta_{л,плд}$, $\delta_{л,плдд}$, N , M , $\sigma_{л,плд}$, $\sigma_{л,плдд}$, $\bar{\sigma}_{л,плд}$, $\sigma_{л,плдд}$, $\sigma_{л,плдд}$, S_{σ_l} .

Значение коэффициента K' при $\alpha = 0,95$

K	λ										
	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8	0.85	0.9	0.95	1.0
3	2.94	2.98	3.02	3.05	3.09	3.11	3.14	3.16	3.17	3.18	3.19
4	2.61	2.64	2.67	2.70	2.72	2.74	2.75	2.76	2.77	2.78	2.78
5	2.44	2.47	2.49	2.51	2.53	2.54	2.55	2.56	2.57	2.57	2.57
6	2.34	2.36	2.38	2.40	2.41	2.43	2.44	2.44	2.45	2.45	2.45
7	2.27	2.29	2.31	2.33	2.34	2.35	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36
8	2.22	2.24	2.26	2.27	2.28	2.28	2.30	2.31	2.31	2.31	2.31
9	2.18	2.20	2.22	2.23	2.24	2.25	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26
10	2.15	2.17	2.19	2.20	2.21	2.22	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23
11	2.13	2.15	2.16	2.17	2.18	2.19	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20
12	2.11	2.13	2.14	2.15	2.16	2.17	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18
13	2.09	2.11	2.12	2.14	2.15	2.15	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16
14	2.08	2.10	2.11	2.12	2.13	2.14	2.14	2.15	2.15	2.15	2.15
15	2.07	2.08	2.10	2.11	2.12	2.13	2.13	2.13	2.13	2.13	2.13
16	2.06	2.07	2.09	2.10	2.11	2.11	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12
17	2.05	2.06	2.08	2.09	2.10	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11
18	2.04	2.06	2.07	2.08	2.09	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10
19	2.03	2.05	2.06	2.07	2.08	2.09	2.09	2.09	2.09	2.09	2.09
20	2.03	2.04	2.06	2.07	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08
25	2.00	2.02	2.03	2.04	2.05	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06
30	1.99	2.00	2.02	2.03	2.03	2.04	2.04	2.04	2.04	2.04	2.04
40	1.97	1.99	2.00	2.01	2.01	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02
60	1.95	1.97	1.98	1.99	1.99	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
80	1.94	1.96	1.97	1.98	1.98	1.99	1.99	1.99	1.99	1.99	1.99
≥ 100	1.94	1.95	1.96	1.97	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Обязательное

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МОДУЛЕЙ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЙ ДЛЯ РАСЧЕТА ПЕРЕМЕЩЕНИЙ СООРУЖЕНИЙ

1. В зависимости от видов сооружений и схем расчета перемещений принимаются различные значения модулей деформации $E_i(E_{pi}, E_{ci})$. За исходные принимаются значения модулей, определенные компрессионными испытаниями или полевыми опытами на штампах

2. Модуль деформации i -го слоя E_i следует определять по формулам:

$$E_i = E_{pi} \eta_i; \quad (1)$$

$$E_i = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\epsilon_1 - \epsilon_2} (1 + \epsilon_1); \quad (2)$$

где E_1 — модуль деформации первичной (E_{p1}) или вторичной (E_{c1}) ветви компрессионной кривой;

$$\beta_{0,i} = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}; \quad (3)$$

$$m_i = m_1 m_{pi}; \quad (4)$$

e_1 — коэффициент пористости грунта, соответствующей напряжению от собственного веса грунта в середине i -го слоя основания $\sigma_i = \gamma_{II} z_i$;

e_2 — коэффициент пористости грунта, соответствующей суммарному напряжению $\sigma_2 = \gamma_{II} z_i + \sigma_i$ (σ_i — напряжение от веса сооружения в середине i -го слоя основания);

ν — коэффициент поперечного расширения грунта i -го слоя;

m_{pi} — коэффициент, принимаемый для пылевато-глинистых грунтов равным отношению модуля деформации, полученного при испытании грунтов штампами, к модулю деформации, полученному при компрессионных испытаниях. При отсутствии указанных данных коэффициент m_{pi} для пылевато-глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенций допускается принимать по чертежу в зависимости от коэффициента пористости e и показателя текучести I_L . Для пылевато-глинистых грунтов пластичных консистенций и песчаных грунтов коэффициент m_{pi} принимается равным 1;

m_c — коэффициент, учитывающий размеры фундамента и принимаемый равным 1 для сооружений, имеющих ширину менее 20 м или площадь менее 500 м²; в других случаях коэффициент m_c определяется по формуле

$$m_c = \left(\frac{A}{A_0} \right)^2, \quad (5)$$

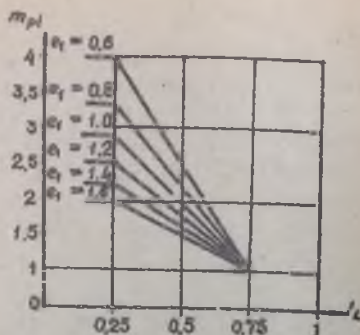


График для определения коэффициента m_{pi}

где A — площадь фундамента, м², определяемая для фундаментов с соотношением $l/b \leq 3$ как $A = lb$ а для фундаментов с соотношением $l/b > 3$ — как $A = 3b^2$;

A_0 — площадь, равная 1 м²;

m_i — параметр, определяемый по результатам испытаний i -го слоя грунта двумя штампами различных площадей A_1 и A_2 под одной и той же нагрузкой по формуле

$$m_i = 1 - 2 \lg \left(\frac{\Delta s_{1,i}}{\Delta s_{2,i}} \right) / \lg \left(\frac{A_1}{A_2} \right). \quad (6)$$

В формуле (6)

$\Delta s_{1,i}, \Delta s_{2,i}$ — приращения осадок штампов с площадями A_1 и A_2 от дополнительного давления по результатам испытаний i -го слоя.

При отсутствии данных штамповых испытаний допускается принимать следующие значения параметра m_i для грунтов:

пылевато-глинистых ледниковых . 0,2
остальных пылевато-глинистых . . 0,3
песчаных 0,5

3. Средний модуль деформации всего сжимаемого слоя E_m следует определять по формуле

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \alpha_i h_i}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i}, \quad (7)$$

где E_i — то же, что в формуле (1);
 h_i — толщина i -го слоя грунта;
 α_i — коэффициент, определяемый по
 обязательному приложению II

для глубины z_i , соответствующей
 середине i -го слоя.

4. При расчетах осадок грунтовых
 плотин в формуле (1) рекомендуется
 принимать $\beta = 1$ и $m_0 = 1$. Значение
 модуля деформации E_i , полученное та-
 ким образом, как правило, должно быть
 уточнено натурными измерениями на
 опытных насылях или на реальных со-
 оружениях.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Рекомендуемое

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ БЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ НА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ ПО СХЕМЕ ПРЕДЕЛЬНОГО ПОВОРОТА (ОПРОКИДЫВАНИЯ)

1. В соответствии с п. 3.20 при рас-
 четах устойчивости бетонных сооруже-
 ний по схеме предельного поворота
 (опрокидывания) следует рассматривать
 возможность нарушения прочности
 основания на смятие под низовой
 гранью сооружения при его повороте и
 наклоне, вызванном действием опроки-
 дывающих сил. При этом необходимо
 соблюдать условие (19):

$$\gamma_n M_s \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} M_r,$$

где γ_n , γ_c , γ_n — то же, что в условии (19);

M_s , M_r — суммы моментов сил, стре-
 мящихся соответственно
 опрокинуть и удержать со-
 оружение, относительно
 оси O_c , расположенной по-
 середине площадки смятия
 BC (см. чертеж). Моменты
 определяются от каждого
 силового воздействия в це-
 лом, а не от его состав-
 ляющих. Допускается раз-
 лагать силы на горизон-
 тальные и вертикальные
 составляющие, но относить

их к опрокидывающим и
 удерживающим надлежит в
 соответствии с тем, к како-
 му направлению относится
 момент всей силы.



Схема к расчету устойчивости сооружения по
 предельному повороту (опрокидыванию)
 O_c — середина площадки смятия BC , O_c' — середи-
 на площадки смятия DC при наличии упора

В случае, представленном на чер-
 теже, в M_r следует включать моменты

веса сооружения G и давления воды W_2 с низовой стороны, в M_1 - моменты давления воды W_1 с верховой стороны, давления наносов E_1 , противодействия U_{101} и сейсмических сил P_{eq} .

Положение оси O_c находится по формулам:

$$a_c = \frac{P}{2bR_{с.м.}}; \quad (1)$$

$$d_c = \sqrt{(0,5h - a_c \cos \omega)^2 + a_c(l - a_c)} - (0,5h - a_c \cos \omega), \quad (2)$$

где P - результирующая удерживающих сил;

b - ширина секции сооружения вдоль напорного фронта или толщина контрфорса;

h - плечо силы T , определяемой как результирующая опрокидывающих сил относительно ребра низовой грани B ;

l - плечо силы P относительно ребра низовой грани B ;

ω - угол между отрезками прямых a_c и d_c ориентированных нормально к силам P и T ;

$R_{с.м.}$ - расчетное значение характеристики прочности скального основания на смятие.

Примечания: 1. Допускается в формулах (1) и (2) принимать P и T как результирующие соответственно вертикальных и горизонтальных сил, а $\omega = 90^\circ$.

2. При $R_{с.м.} > 20\sigma$ (σ - среднее нормальное напряжение по подошве сооружения) допускается рассчитывать устойчивость бетонных сооружений по схеме опрокидывания относительно ребра низовой грани B .

2. При наличии с низовой стороны сооружения скального упора (на чертеже - пунктирная линия) положение оси O_c следует находить по формулам (1) и (2) настоящего приложения, откладывая величины a_c и d_c от точки D пересечения

низовой грани сооружения с поверхностью скалы.

Примечание. При отсутствии плотного контакта между низовой гранью сооружения и скальным упором последний в расчете не учитывается и расчет ведется по схеме п.1.

3. Частные значения характеристики прочности скального основания на смятие следует, как правило, определять по результатам полевых опытов, проводимых методом нагружения штампов, прибетонированных к скальному основанию, по формуле

$$R_{с.м.} = \frac{\sigma^2 + \tau_{лм}^2}{l\sigma - h\tau_{лм}} \cdot \frac{b}{2}, \quad (3)$$

где $\sigma = \frac{P}{A_{пл}}$ - соответственно среднее

$\tau_{лм} = \frac{T_{лм}}{A_{пл}}$ нормальное и предельное

касательное напряжения по подошве бетонного штампа при достижении им предельного равновесия;

$A_{пл}$ - площадь подошвы штампа;

l, h - плечи сил P и $T_{лм}$ относительно низового края подошвы штампа;

b - ширина штампа в направлении сдвига.

Примечание. Рекомендуется проводить полевые опыты при значениях $\sigma \geq 0,05R_{с.м.}$.

4. Нормативные и расчетные значения характеристик прочности скального основания на смятие $R_{с.м.н}$ и $R_{с.м.р}$ следует определять в соответствии с п. 2.14.

5. Для оснований сооружений I и II классов при простых инженерно-

геологических условиях на стадии технико-экономического обоснования строительства, а для оснований сооружений III и IV классов - на всех стадиях проектирования расчетные значения характеристик прочности на смятие $R_{сж,м,1}$ допускается принимать по таблице.

Категория грунтов основания по табл. 4, п. 2.16	1	2	3	4
Расчетное значение характеристики прочности основания на смятие $R_{сж,м,1}$, МПа (кгс/см ²)	20,0 (200)	10,0 (100)	4,0 (40)	2,0 (20)

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Обязательное

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ НА СДВИГ ПО ПОВЕРХНОСТИ НЕОДНОРОДНОГО ОСНОВАНИЯ

В случае неоднородного (слоистого) основания расчетные характеристики прочности грунтов $tg\varphi_1$, c_1 должны быть заменены средневзвешенными значениями этих характеристик $tg\varphi_{1,м}$, $c_{1,м}$.

При этом имеют место следующие случаи:

а) если слои грунтов основания вертикальны или угол падения их более 60° , а простиранье слоев ориентировано поперек направления сдвига или угол между ними близок к 90° (черт.1), значение осредненной характеристики $tg\varphi_{1,м}$ определяется из уравнений

$$P \operatorname{tg} \varphi_{1,м} = \int_A \sigma \operatorname{tg} \varphi_1 dA, \quad (1)$$

где P — равнодействующая нормальных сил;

A — площадь подошвы сооружения.

Нормальные контактные напряжения σ определяются в этом случае по формуле

$$\sigma = PE \left(\frac{1}{\int_A E dA} + \frac{ex}{\int_A E x^2 dA} \right), \quad (2)$$

где эксцентриситет e и абсцисса x отсчитываются от оси, проходящей через точку O , положение которой определяется формулой

$$x_0 = \frac{\int_A E x dA}{\int_A E dA}. \quad (3)$$

Значения $tg\varphi_{1,м}$ и $c_{1,м}$ определяются по формулам:

$$tg\varphi_{1,м} = \frac{\int_A E tg\varphi_1 dA}{\int_A E dA} + \frac{e \int_A E tg\varphi_1 x dA}{\int_A E x^2 dA}. \quad (4)$$

$$c_{1,м} = \frac{1}{A} \int_A c_1 dA; \quad (5)$$

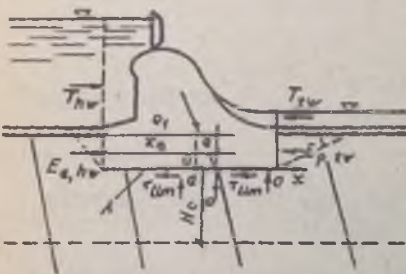
б) при однородной слоистости грунтов на протяжении подошвы сооружения, т. е. при одинаковой доле каждого слоя на разных участках ширины подошвы, значение $tg\varphi_{1,м}$ определяется по формуле

$$tg\varphi_{1,м} = \frac{\int_A E tg\varphi_1 dA}{\int_A E dA}. \quad (6)$$

а значение $c_{l,m}$ по формуле (5);

в) если простираение вертикальных слоев грунтов основания ориентировано вдоль направления сдвига или угол между ними менее 10° , значения $tg\phi_{l,m}$ и $c_{l,m}$ также определяются по формулам (6) и (5);

г) если слои грунтов основания пологие с углом падения менее 10° (черт.2),



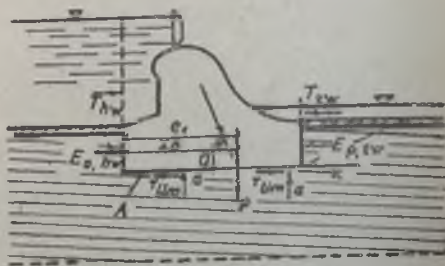
Черт. 1. Схема к расчету устойчивости сооружений на сдвиг по плоской поверхности основания с неоднородной поперечной слоистостью грунтов при большом угле падения слоев

то $tg\phi_{l,m}$ определяются по формуле

$$tg\phi_{l,m} = \frac{1}{A} \int_A tg\phi_i dA + \frac{c}{I} \int_A tg\phi_i x dA, \quad (7)$$

где I — момент инерции площади подошвы;

$c_{l,m}$ — определяются по формуле (5).



Черт. 2. Схема к расчету устойчивости сооружений на сдвиг по плоской поверхности основания с неоднородной поперечной слоистостью грунтов при малом угле падения слоев

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

Рекомендуемое

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ ПРИ СДВИГЕ С ПОВОРОТОМ В ПЛАНЕ

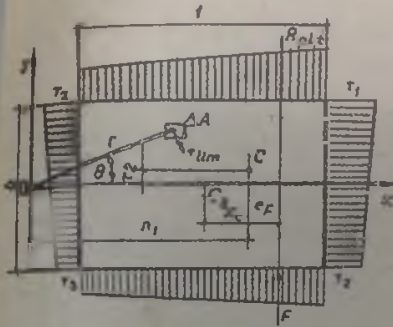
1. Расчет устойчивости сооружения следует производить с учетом его поворота в плане (в плоскости подошвы) в случае, если расчетная сдвигающая сила F приложена с эксцентриситетом $e_F \geq 0,05\sqrt{I_b}$. При этом поворот сооружения рассматривается относительно точки O — центра поворота (черт.1).

2. При однородном основании и равномерном распределении нормальных напряжений эксцентриситет e_F расчетной сдвигающей силы F следует определять относительно центра тя-

жести подошвы сооружения C_F . При неоднородном основании или неравномерном распределении напряжений эксцентриситет e_F необходимо определять относительно центра тяжести эпюры распределенных по подошве сооружения предельных касательных напряжений $\tau_{lim} = \sigma tg\phi_i + c_i$.

Схема к расчету устойчивости сооружений при плоском сдвиге с поворотом в плане без учета отпора грунта с низовой стороны приведена на черт.1.

3. При расчете устойчивости соору-



Черт. 1. Схема к расчету устойчивости сооружения при плоском сдвиге с поворотом в плане без учета отпора грунта

C_d - центр тяжести подошвы сооружения; C - центр тяжести эпюры распределенных по подошве предельных касательных напряжений; $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4$ - предельные касательные напряжения;

$$x_c = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_{lim,i} \Delta A}{\sum_{i=1}^n \tau_{lim,i}}$$

(в случае линейной зависимости касательных напряжений от координат и прямоугольной формы подошвы сооружения)

$$x = \frac{l}{6} \frac{\tau_1 - \tau_2}{\tau_1 + \tau_2} = \frac{l}{6} \frac{\tau_3 - \tau_4}{\tau_3 + \tau_4}$$

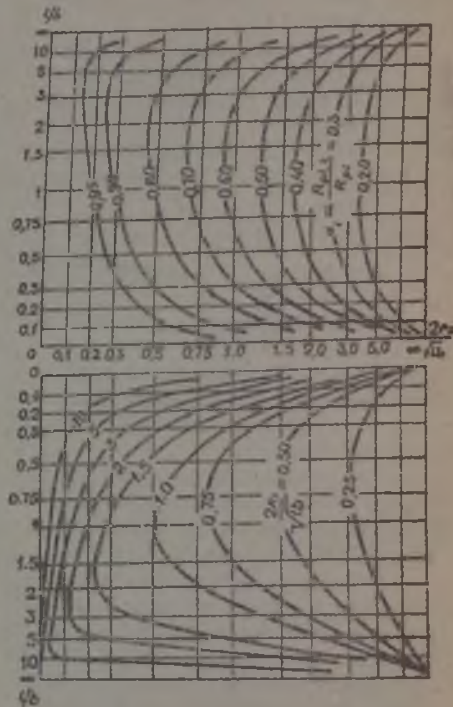
жений с прямоугольным или близким к прямоугольному очертанием подошвы и равномерным распределением τ_{lim} предельную силу сопротивления сдвигу $R_{pl,1}$ без учета отпора грунта следует определять по формуле

$$R_{pl,1} = \alpha \cdot R_{pl} \quad (1)$$

где α - безразмерный коэффициент, определяемый по черт. 2;

R_{pl} - предельная сила сопротивления при плоском сдвиге без поворота, определяемая в соответствии с указаниями п. 3.7.

Предельную силу сопротивления при смешанном сдвиге с поворотом сооружений на нескальных основаниях допускается также определять, используя коэффициент α , полученный по черт. 2.



Черт. 2. Графики для определения коэффициента α и координаты центра поворота

4. При непрямоугольном очертании подошвы сооружения, неравномерном распределении τ_{lim} или при необходимости учета отпора грунта с низовой стороны (черт. 3) предельная сила сопротивления $R_{pl,1}$ и координаты центра поворота определяются следующими тремя уравнениями равновесия:

$$\sum \tau_{lim} \sin \theta \Delta A = 0; \quad (2)$$

$$\sum \tau_{lim} \cos \theta \Delta A + \gamma_c E_{p,sv} = R_{pl,z}; \quad (3)$$

$$\sum \tau_{lim} r \Delta A + \gamma_c E_{p,sv} r_{nc} = R_{pl,z} (n_1 + e_F); \quad (4)$$

где τ_{lim} — предельное касательное напряжение на элементарной площадке ΔA ;

θ — угол между радиусом r , проведенным из центра поворота (с которым совмещено начало координат до центра площадки ΔA , и осью, перпендикулярной направлению действующей силы F ;

$\gamma_c, E_{p,sv}$ — то же, что в п. 3.7;

r_{nc} — расстояние, определяемое по черт. 3, а;

e_F — эксцентриситет сдвигающей силы.

Определение предельной силы сопротивления сдвигу $R_{pl,z}$ и координат полюса поворота производиться в такой последовательности.

Из уравнений (3) и (4) исключается $R_{pl,z}$ и из полученной системы двух уравнений подбором определяются координаты n_1 и n_2 после чего находится $R_{pl,z}$.

В случае, когда центр поворота O оказывается внутри площади подошвы (при значительном эксцентриситете e_F) и отпор грунта возникает с обеих сторон сооружения (см. черт. 3, б), необходимо использовать уравнение (2) и следующие уравнения:

$$\sum \tau_{lim} \cos \theta \Delta A + \gamma_c (E_{p,sv} - E_{p,lv}) = R_{pl,z}; \quad (5)$$

$$\sum \tau_{lim} r \Delta A + \gamma_c (E_{p,sv} r_{nc} + E_{p,lv} r_{lv}) =$$

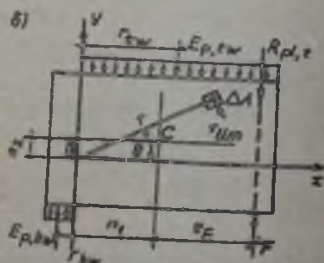
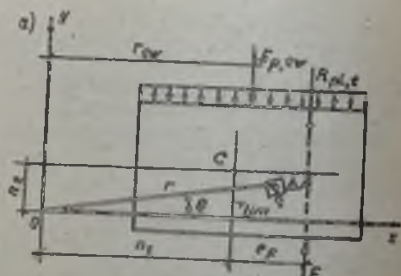
$$= R_{pl,z} (n_1 + e_F); \quad (6)$$

где $\tau_{lim}, \Delta A, \gamma_c, E_{p,sv}, r_{nc}, r, n_1, e_F$

— то же, что в формулах (3) и (4);

$E_{p,lv}$ — расчетное значение горизонтальной составляющей отпора грунта с верховой стороны сооружения;

r_{lv} — расстояние, определяемое по черт. 3, б.



Черт. 3. Схема к расчету устойчивости сооружений глубокого заложения при плоском сдвиге с поворотом в плане с учетом отпора грунта
а - при расположении центра поворота вне подошвы сооружения; б - то же, в пределах подошвы сооружения

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

Рекомендуемое

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ ПО СХЕМАМ СМЕШАННОГО И ГЛУБИННОГО СДВИГОВ

1. Для определения силы предельного сопротивления на участке сдвига с выпором R_u следует применять метод теории предельного равновесия. При этом в случае глубинного сдвига от одной вертикальной нагрузки определяется полная сила предельного сопротивления, а в случае смешанного сдвига - только ее часть, отвечающая участку сдвига с выпором и равная $\tau_{lim} b_1$ в соответствии с требованиями п. 3.9.

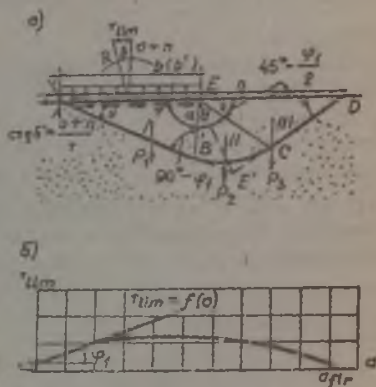
2. По этому методу профиль поверхности скольжения, ограничивающей область предельного состояния грунта основания, принимается в виде двух отрезков прямых AB и DC , соединенных между собой криволинейной вставкой, описываемой уравнением логарифмической спирали (см. черт. а). Связь между углом наклона к вертикали равнодействующей внешних сил, равной по значению силе предельного сопротивления сдвигу R_u , и ориентировкой треугольника предельного равновесия определяется углом ν , который находится по формуле

$$\nu = \frac{1}{2} \left(\arccos \frac{\sin \delta}{\sin \varphi_1} + \varphi_1 - \delta \right). \quad (1)$$

При определении R_u сцепление грунта по своему действию принимается тождественным приложению внешней равномерно распределенной нагрузки в виде нормального напряжения $n = \frac{c}{\cos \varphi_1}$.

(здесь $\tan \varphi_1$ и c - то же, что в п. 3.5). Значение τ_{lim} для заданных значений $b_1(b')$, σ_m , φ_1 , c , γ (то же, что в п. 3.9) определяется следующим образом

Строится график несущей способности основания $\tau_{lim} = f(\sigma)$ для всей



К расчету несущей способности основания и устойчивости сооружения при глубинном сдвиге
а - расчетная схема; б - график несущей способности основания; I, II, III - зоны призмы обрушения

ширины b или расчетной ширины b подошвы фундамента (см. чертеж б). Построение этого графика производится по ряду значений δ (от $\delta = 0$ до $\delta = \varphi_1$) и соответствующим им значениям ν .

По найденному значению ν находятся все данные, необходимые для определения размеров призмы выпора $ABCD$. Линия AB проводится по углу ν , линия EB - по углу $\alpha = 90^\circ + \varphi_1 - \nu$.

Линия EC строится по углу $45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}$ между ней и горизонтальной поверхностью основания. Профиль ограничивающей поверхности скольжения для промежуточной зоны II строится по уравнению логарифмической спирали. Радиус $r = EC$ находится по формуле

$$r = r_0 e^{\mu \varphi_1} \quad (2)$$

где $r_0 = EB$, $\theta = 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} + \mu$

Линия CD проводится через точку

C под углом $45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}$ к горизонтальной поверхности ED .

После определения очертания призмы обрушения находятся веса P_1, P_2, P_3 (с учетом взвешивающего действия воды) отдельных ее зон I, II, III (при наличии сцепления к силе P_3 добавляется нагрузка nED , соответствующая приложенному к поверхности нормальному напряжению, а при наличии пригрузки интенсивностью q - нагрузка qED) и сила R_u по формуле

$$R_u = \frac{P_1 \cos \nu \sin(\rho + \varphi_1 - \nu)}{\cos(\rho - \nu) \sin(\nu + \delta - \varphi_1)} \quad (3)$$

где

$$\rho = \arctg \left[\frac{Q + P_2 + P_3}{-P_1 \lg \beta - (Q + P_1 + P_2 + P_3) \lg \nu} \right] \quad (4)$$

$$Q = -\frac{P_3}{2} \left[1 + \lg \beta \lg \left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} \right) \right] \quad (5)$$

$$\beta = \arctg \frac{r - r_0 \cos \theta}{r_0 \sin \theta} + \alpha - \varphi_1 \quad (6)$$

3. В случаях, для которых в таблице приведены значения коэффициентов несущей способности N_γ, N_c, N_q , а также значения коэффициента K , позволяющего определить длину участка ED на чертеже ($ED = Kb$), R_u определяется по формуле

$$R_u = \gamma b^2 N_\gamma + bc N_c + bq N_q \quad (7)$$

где γ, c, b - то же, что в п. 3.5;

q - интенсивность равномерной нагрузки на участке ED призмы выпора.

По найденным значениям R_u определяются σ и $\tau_{\text{нм}}$, используемые для построения графика (см. чертеж б), по формулам:

$$\sigma = \frac{R_u}{b(b)} \cos \delta - n; \quad (8)$$

$$\tau_{\text{нм}} = \frac{R_u}{b(b)} \sin \delta \quad (9)$$

4. При действии на сооружение только вертикальных сил определение предельной (разрушающей) вертикальной нагрузки на основание может быть произведено указанным выше методом. При этом построение призмы обрушения производится только для $\delta = \theta$ и

$$\nu = 45^\circ + \frac{\varphi_1}{2}$$

5. При наличии в основании фильтрационного потока и необходимости учета фильтрационных сил определение R_u следует производить аналитически или графоаналитическим методом путем построения многоугольника сил на базе равнодействующих весов каждой из трех зон призмы обрушения с учетом суммарных фильтрационных сил, действующих в каждой из них.

Направления и значения суммарных фильтрационных сил определяются по заданной гидродинамической сетке движения фильтрационного потока под сооружением.

Для этого после построения объемлющей поверхности скольжения по методу, изложенному в п. 2, и построения гидродинамической сетки (методом ЭГДА или расчетным способом) каждая из зон I, II, III (см. чертеж а) оказывается разбитой на ряд участков, для каждого из которых находится линия тока, проходящая через центр тяжести участка. Направление фильтрационной силы принимается по касательной к

Значения коэффициентов несущей способности и коэффициента K

φ_1	Коэффициенты	При δ (в долях от φ_1)					
		$0 \varphi_1$	$0,1 \varphi_1$	$0,3 \varphi_1$	$0,5 \varphi_1$	$0,7 \varphi_1$	$0,9 \varphi_1$
8°	N_r	0,4089	0,3984	0,3598	0,3037	0,2340	0,1485
	N_c	14,643	14,399	13,855	13,218	12,440	11,356
	N_u	2,0580	2,0237	1,9473	1,8577	1,7484	1,5960
	K	1,4346	1,3500	1,1685	0,9649	0,7253	0,4001
10°	N_r	0,5968	0,5742	0,5070	0,4184	0,3145	0,1929
	N_c	14,016	13,715	13,052	12,288	11,374	10,133
	N_u	2,4714	2,4184	2,3014	2,1667	2,0056	1,7866
	K	1,5721	1,4760	1,2709	1,0428	0,7775	0,4238
12°	N_r	0,8407	0,8001	0,6914	0,5578	0,4084	0,2417
	N_c	13,989	13,617	12,807	11,891	10,818	9,3988
	N_u	2,9735	2,8945	2,7223	2,5276	2,2995	1,9978
	K	1,7244	1,6151	1,3830	1,1273	0,8333	0,4486
14°	N_r	1,1584	1,0903	0,9227	0,7274	0,5182	0,2951
	N_c	14,381	13,921	12,930	11,831	10,571	8,9502
	N_u	3,5857	3,4708	3,2240	2,9500	2,6357	2,2316
	K	1,8936	1,7691	1,5061	1,2190	0,8933	0,4747
16°	N_r	1,5732	1,4660	1,2136	0,9340	0,6465	0,3537
	N_c	15,118	14,547	13,335	12,016	10,536	8,6856
	N_u	4,3351	4,1713	3,8236	3,4458	3,0210	2,4905
	K	2,0821	1,9400	1,6415	1,3189	0,9577	0,5023
18°	N_r	2,1179	1,9527	1,5809	1,1867	0,7971	0,4181
	N_c	16,182	15,471	13,985	12,398	10,660	8,5492
	N_u	5,2577	5,0269	4,5440	4,0285	3,4635	2,7778
	K	2,2930	2,1304	1,7910	1,4281	1,0270	0,5314
20°	N_r	2,8368	2,5872	2,0463	1,4965	0,9740	0,4889
	N_c	17,583	16,697	14,870	12,959	10,915	8,5081
	N_u	6,3996	6,0772	5,4122	4,7168	3,9728	3,0967
	K	2,5297	2,3432	1,9566	1,5473	1,1019	0,5621
22°	N_r	3,7915	3,4188	2,6395	1,8779	1,1826	0,5669
	N_c	19,358	18,250	15,998	13,693	11,287	8,5420
	N_u	7,8211	7,3733	6,4634	5,5323	4,5602	3,4512
	K	2,7966	2,5821	2,1405	1,6787	1,1829	0,5947
24°	N_r	5,0700	4,5173	3,3938	2,3499	1,4293	0,6530
	N_c	21,570	20,178	17,392	14,605	11,769	8,6381
	N_u	9,6036	8,9836	7,7435	6,5026	5,2401	3,8459
	K	3,0989	2,8514	2,3457	1,8232	1,2707	0,6292
26°	N_r	6,7963	5,9796	4,3805	2,9368	1,7224	0,7483
	N_c	24,305	22,548	19,090	15,709	12,362	8,7881
	N_u	11,855	10,998	9,3107	7,6621	6,0295	4,2863
	K	3,4430	3,1564	2,5756	1,9829	1,3663	0,6660
28°	N_r	9,1494	7,9429	5,6543	3,6769	2,0720	0,8541
	N_c	27,684	25,465	21,141	17,029	13,069	8,9870
	N_u	14,720	13,535	11,241	9,0545	6,9490	4,7785
	K	3,8366	3,5035	2,8341	2,1600	1,4705	0,7051
30°	N_r	12,394	10,608	7,3255	4,5958	2,4911	0,9719
	N_c	31,872	29,027	23,619	18,596	13,900	9,2321
	N_u	18,402	16,759	13,637	10,738	8,0253	5,3302
	K	4,2897	3,9008	3,1263	2,3575	1,5846	0,7469

Продолжение

Ф ₁	Коэффициенты	При δ (в долях от Ф ₁)					
		0 Ф ₁	0,1 Ф ₁	0,3 Ф ₁	0,5 Ф ₁	0,7 Ф ₁	0,9 Ф ₁
32°	N ₁	16,922	14,264	9,5362	5,7696	2,9966	1,1034
	N ₂	37,092	33,435	26,616	20,454	14,868	9,5222
	N ₃	23,178	20,893	16,632	12,781	9,2906	5,5502
	K	4,8143	4,3581	3,4583	2,5784	1,7099	0,7917
36°	N ₁	32,530	26,507	16,492	9,2122	4,3588	1,4170
	N ₂	51,963	45,776	34,706	25,281	17,290	10,240
	N ₃	37,754	33,258	25,215	18,367	12,562	7,4400
	K	6,1443	5,5062	4,2738	3,1074	2,0011	0,8915
40°	N ₁	66,014	51,714	29,605	15,093	6,4272	1,8186
	N ₂	76,506	65,611	47,007	32,200	20,552	11,159
	N ₃	64,196	55,054	39,444	27,019	17,245	9,3633
	K	8,0121	7,0952	5,3673	3,7916	2,3617	1,0080
45°	N ₁	177,62	131,12	66,272	29,516	10,783	2,5025
	N ₂	134,88	111,08	73,119	45,728	26,385	12,652
	N ₃	134,88	111,08	73,119	45,729	26,385	12,652
	K	11,614	10,101	7,3504	4,9747	2,9514	1,1848

этой линии тоже в центре тяжести участка, а значение ее - по формуле

$$D_1 = \gamma_w \cdot I_{m1} \cdot A_1 \quad (10)$$

где γ_w - удельный вес воды;
 I_{m1} - средний градиент напора для данного участка;
 A_1 - площадь участка.

Значения суммарных фильтрационных сил $\Phi_{f1}, \Phi_{f2}, \Phi_{f3}$, определяются как геометрические суммы фильтрационных сил в пределах рассматриваемой зоны I, II или III.

6. При определении силы предель-

ного сопротивления в случае сдвига с выпором при сейсмических воздействиях $R_{всг}$ следует учитывать силы инерции, действующие на грунт в пределах призмы выпора и на пригрузку, определяемые по ускорению земной поверхности, соответствующему принятым расчетной сейсмичности и направлению сейсмических колебаний.

Если основание и пригрузка расположены ниже уровня воды, то по КМК 2.01.03-95 вес грунта основания и пригрузки принимается с учетом взвешивающего действия воды, а силы инерции определяются по плотности грунтов в водонасыщенном состоянии.

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

Рекомендуемое

РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ ПОРТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

1. Расчет устойчивости сооружений при поступательном перемещении сдвигаемого массива грунта вместе с соору-

жением (черт.1) следует выполнять, принимая в условии (3) п.3.1:

$$F = \sum_{i=1}^{n_1} \Delta E_{h,i} + T_h; \quad (1)$$

$$R = \sum_{i=1}^{n_1} \Delta E_{h,i} + R_g; \quad (2)$$

где $\Delta E_{h,i}$ — горизонтальные составляющие соответственно сдвигающих (со знаком «плюс») и удерживающих (со знаком «минус») сил, возникающих в пределах i -го вертикального элемента, на которые условно разделен сдвигаемый массив грунта;

ΔE_h — определяется по формуле

$$\Delta E_{h,i} = \frac{G_i - c_i b_i [ig(\alpha_i + \varphi_{i,m}) c ig \alpha_i]}{ig \beta_i + ig(\alpha_i + \varphi_{i,m})}; \quad (3)$$

T_h — сумма горизонтальных составляющих длительных временных и одной из кратковременных нагрузок, приложенных непосредственно к сооружению;

R_g — сумма горизонтальных составляющих сил сопротивления сдвигу конструктивных элементов (свай, шпунта и пр.) при пересечении их поверхностью скольжения;

$\varphi_{i,m}, c_{i,m}$ — то же, что в п. 3.7;

G_i — вес i -го элемента массива с учетом временных нагрузок на его поверхности;

n_1, n_2 — количество элементов массива грунта, для которых $\Delta E_{h,i}$ имеет соответственно положительное или отрицательное значение;

α_i — угол между вертикалью и плоскостью основания элемента, отсчитываемый по часовой стрелке и принятый не более $173^\circ - \varphi_{i,m} - \beta_i$;

b_i — ширина элемента;

β_i — угол наклона сил взаимодействия между элементами, который допускается принимать постоянным в пределах характерных участков и, как правило, равным для элементов, расположенных:

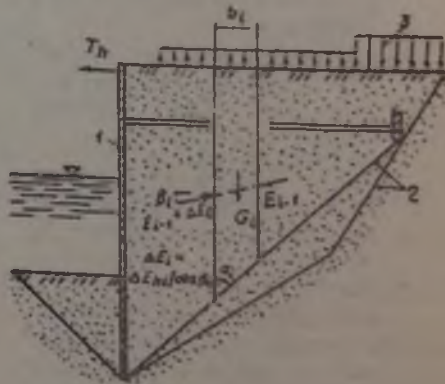
а) в шпунтовых набережных:

перед шпунтом — $\frac{2}{3} \varphi_{i,m}$, но не

более 20° , где $\varphi_{i,m}$ — осредненное значение угла внутреннего трения в створе шпунта с низовой стороны; между шпунтом и анкерной плитой — то же, но $\varphi_{i,m}$ — в створе шпунта с верховой стороны;

за анкерной плитой — то же, но $\varphi_{i,m}$ — в створе плиты;

б) в гравитационных набережных — аналогично указанному ранее перед и за сооружением и 0° — в пределах ширины сооружения.



Черт. 1. К расчету общей устойчивости по схеме глубинного сдвига при поступательном перемещении сдвигаемого массива грунта вместе с сооружением

1 — шпунтовая подпорная стена; 2 — возможная поверхность сдвига; 3 — нагрузка на поверхность грунта

2. Расчет устойчивости сооружений при вращательном перемещении сдвигаемого массива грунта вместе с сооружением (черт. 2) следует выполнять, принимая в уловин (3):

$$F = M_r = \sum G_i \sin \alpha + \Delta M_i; \quad (4)$$

$$R = M_r = \left(\sum G_i \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_{u_i} + \sum c_{u_i} l_i + R_p \right); \quad (5)$$

где M_r —сумма моментов сил, вызывающих сдвиг сооружения относительно выбранного центра круглоцилиндрической поверхности;

M_r —сумма моментов сил, удерживающих сооружение от сдвига относительно выбранного центра круглоцилиндрической поверхности;

G_i —вес i -го вертикального элемента, на которые условно разделен сдвигаемый массив грунта, с учетом вертикальных составляющих нагрузок на его поверхность;

α_i —угол между вертикалью и радиусом r , проведенным к середине основания i -го элемента

$$\left(\alpha_i = \arcsin \frac{a_i}{r} \right);$$

a_i —расстояние по горизонтали от центра круглоцилиндрической поверхности до середины i -го элемента (принимается со знаком «минус» для элементов, расположенных слева от вертикали, проходящей через центр круглоцилиндрической поверхности);

ΔM_i —сумма моментов от горизонтальных составляющих длительных временных и одной из кратковременных нагрузок,

приложенных непосредственно к сооружению и вызывающих его сдвиг относительно выбранного центра круглоцилиндрической поверхности ($\Delta M_i = T_h a_i$);

T_h —равнодействующая горизонтальных составляющих длительных временных и одной из кратковременных нагрузок, приложенных непосредственно к сооружению;

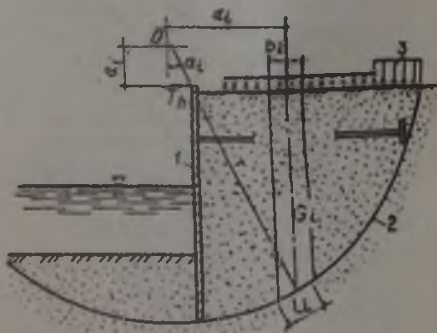
a_i —плечо равнодействующей T_h относительно центра круглоцилиндрической поверхности;

l_i —длина дуги в основании i -го элемента;

R_p —сумма сил сопротивления конструктивных элементов (анкера, сваи, шпунта и т.п.) сдвигу, перпендикулярная радиусу r ;

n —количество элементов.

При определении F и R следует принимать коэффициенты надежности по нагрузке, грунту и материалу равными единице.



Черт. 2. К расчету общей устойчивости по схеме глубинного сдвига при вращательном перемещении сдвигаемого массива грунта вместе с сооружением

1, 2, 3 — то же, что на черт. 1

ПРИЛОЖЕНИЕ 9

Рекомендуемое

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ МЕТОДОМ
ВНЕЦЕНТРЕННОГО СЖАТИЯ

По методу внецентренного сжатия нормальные и касательные контактные напряжения при неплоской подошве сооружения определяются по формулам:

$$\sigma = \frac{N}{A} \cos \delta + \frac{Mx}{I_y} \cos \beta; \quad (1)$$

$$\tau = \frac{N}{A} \sin \delta - \frac{Mx}{I_y} \sin \beta. \quad (2)$$

где N —равнодействующая сил, приложенных к сооружению;

$M = Ne$ —момент этой силы относительно центра тяжести подошвы (см. чертеж);

A, I_y —площадь подошвы и ее центральный момент инерции;

r —радиус-вектор рассматриваемой точки K подошвы относительно центра O ;

δ —угол между направлением равнодействующей N и нормалью к подошве в точке K ;

β —угол между нормальями к подошве в точке K и к радиусу-вектору этой точки.

При плоской подошве сооружения контактные напряжения определяются по формулам:

$$\sigma = \frac{N \cos \delta}{A} + \frac{Mx}{I_y}; \quad (3)$$

$$\tau = \frac{N \sin \delta}{A}. \quad (4)$$

где x —расстояние от рассматриваемой точки до центра тяжести подошвы;

I_y —момент инерции площади подошвы.

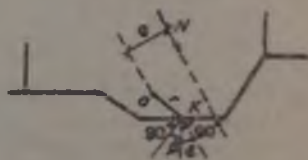


Схема к определению нормальных и касательных контактных напряжений при ломаной подошве сооружения

ПРИЛОЖЕНИЕ 10

Обязательное

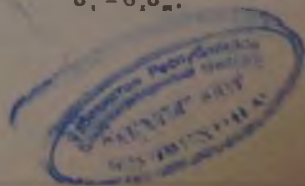
ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ДЛЯ СООРУЖЕНИЙ НА
ОДНОРОДНЫХ ПЕСЧАНЫХ ОСНОВАНИЯХ МЕТОДОМ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ
ЭПЮР

Нормальные контактные напряжения методом экспериментальных эпюр определяются:

а) в случае, когда равнодействующая всех внешних сил P проходит через

центр подошвы сооружения, - по формуле

$$\sigma_n = \bar{\sigma}_n \sigma_{\text{н}}. \quad (1)$$



где σ_x — нормальное контактное напряжение в точке, находящейся на расстоянии x от центра подошвы сооружения;

$\bar{\sigma}_x$ — относительное нормальное контактное напряжение в соответствующей точке, определяемое по табл. 1 в зависимости от

$$N_\sigma = \frac{\sigma_m}{h_{\text{пл}}} \quad (\text{ниже уровня воды})$$

удельный вес грунта следует принимать с учетом взвешивающего действия воды);

σ_m — среднее нормальное контактное напряжение по подошве сооружения

$$\left(\sigma_m = \frac{P}{bl} \right);$$

б) в случае внецентренного приложения к основанию равнодействующей внешних сил и отсутствия растягивающих напряжений по контакту подо-

швы фундамента с основанием при

$$\frac{2e_p}{b} \leq \frac{1}{3m_1} \quad - \text{ по формуле}$$

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_m \left(1 \pm \frac{12e_p x}{b^2} m_1 \right), \quad (2)$$

где $\sigma_x, \bar{\sigma}_x$ — то же, что в формуле (1);
 x

e_p — эксцентриситет приложения нагрузки, нормальной к плоскости подошвы сооружения;

m_1 — коэффициент, определяемый по табл. 2.

Примечание. При подстановке в формулу (2) e_p и x следует учитывать их знак относительно начала координат, принимаемого в центре подошвы сооружения.

Таблица 1

Значения $\bar{\sigma}_x$							
$2x$	$\bar{\sigma}_x$ при N_σ равном						
b	0,5	1	2	4	6	8	10
0	1,18	1,22	1,28	1,34	1,38	1,40	1,42
0,1	1,17	1,21	1,27	1,32	1,36	1,38	1,40
0,2	1,16	1,20	1,25	1,29	1,33	1,35	1,36
0,3	1,14	1,17	1,20	1,24	1,27	1,29	1,30
0,4	1,11	1,14	1,15	1,18	1,20	1,22	1,23
0,5	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11	1,12	1,12
0,6	1,03	1,02	1,01	1,00	0,99	0,98	0,98
0,7	0,98	0,95	0,91	0,87	0,85	0,83	0,82
0,8	0,92	0,87	0,80	0,74	0,70	0,67	0,65
0,9	0,82	0,74	0,68	0,59	0,50	0,46	0,43
1,0	0	0	0	0	0	0	0

Таблица 2

Значения коэффициента m_1		0,5	1	2	4	6	8	10
Число моделирования N_σ								
Коэффициент m_1		1,221	1,296	1,345	1,402	1,464	1,501	1,628

ПРИЛОЖЕНИЕ II

Обязательное

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ МЕТОДОМ ПОСЛОЙНОГО СУММИРОВАНИЯ

1. Осадка основания определяется методом послойного суммирования в соответствии с п. 7.7. Дополнительные вертикальные напряжения в середине i -го слоя грунта принимаются равными полусумме указанных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя.

2. Значение дополнительного вертикального напряжения на глубине z_i основания от нагрузок p и пригрузок q определяется по формуле

$$\sigma_{z_i} = \alpha_{1i} p + \alpha_{2i} q,$$

где p — среднее фактическое вертикальное давление на грунт по подошве фундамента;

α_1 — коэффициент, учитывающий изменение по глубине дополнительного давления в грунте и прини-

маемый по таблице для прямоугольной формы подошвы в зависимости от относительной глубины

$m = \frac{2z_i}{b}$ и отношения сторон

$\frac{l}{b}$, для круглой — от отношения

$$m = \frac{2z_i}{d},$$

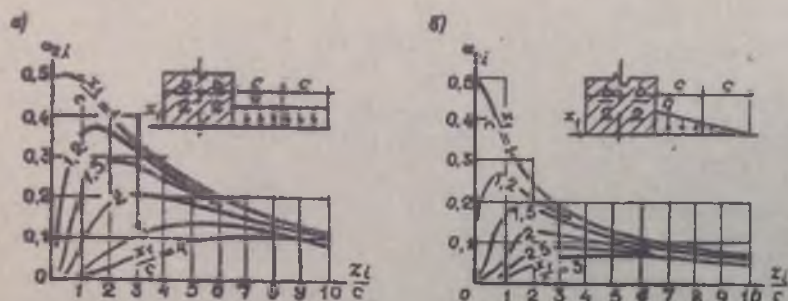
α_2 — коэффициент, определяемый для прямоугольной пригрузки по чертежу a , а для треугольной — по чертежу b .

Допускается пригрузку аппроксимировать прямоугольной, треугольной или трапецидальной эпюрой в зависимости от формы засыпаемого котлована. В последнем случае осадки складываются из определенных для прямоугольной и треугольной нагрузок.

Значения коэффициента α_1

$\frac{2z_i}{b}$ ($\frac{2z_i}{d}$)	Круглые фундаменты	Прямоугольные фундаменты с отношением сторон l/b , равным						
		1	1.4	1.8	2.4	3.2	5	10
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.4	0.949	0.960	0.972	0.975	0.976	0.977	0.977	0.977
0.8	0.756	0.800	0.848	0.866	0.875	0.879	0.881	0.881
1.2	0.547	0.606	0.682	0.717	0.740	0.749	0.754	0.775
1.6	0.390	0.449	0.532	0.578	0.612	0.630	0.639	0.642
2.0	0.285	0.336	0.414	0.463	0.505	0.529	0.545	0.550
2.4	0.214	0.257	0.325	0.374	0.419	0.449	0.470	0.477
2.8	0.165	0.201	0.260	0.304	0.350	0.383	0.410	0.420
3.2	0.130	0.160	0.210	0.251	0.294	0.329	0.360	0.374
3.6	0.106	0.130	0.173	0.209	0.250	0.285	0.320	0.337
4.0	0.087	0.108	0.145	0.176	0.214	0.248	0.285	0.306
4.4	0.073	0.091	0.122	0.150	0.185	0.218	0.256	0.280
4.8	0.062	0.077	0.105	0.130	0.161	0.192	0.230	0.258
5.2	0.052	0.066	0.091	0.112	0.141	0.170	0.208	0.239
5.6	0.046	0.058	0.079	0.099	0.124	0.152	0.189	0.223
6.0	0.040	0.051	0.070	0.087	0.110	0.136	0.172	0.208

Примечание При определении дополнительных вертикальных напряжений на глубине z_i от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через угловую точку прямоугольного фундамента значения коэффициентов α_1 умножаются на 0.25.



Графики для определения коэффициента α_z ,
а - для прямоугольной пригрузки; б - для треугольной пригрузки

ПРИЛОЖЕНИЕ 12

Рекомендуемое

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ ПРИ СРЕДНЕМ ДАВЛЕНИИ ПОД ПОДОШВОЙ СООРУЖЕНИЯ, ПРЕВЫШАЮЩЕМ РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТА

Осадка основания при среднем давлении под подошвой сооружения p , превышающем расчетное сопротивление грунта основания, определяется по формуле

$$s_p = K_p s.$$

где K_p — коэффициент увеличения осадки при учете областей пластических деформаций, определяемые для однородного в пределах сжимаемой толщи грунта H_c при ширине сооружения $b \leq 20$ м и $H_c/b \leq 2$ по чертежу, в других

случаях - по результатам специальных исследований;
 s — осадка, определяемая по указаниям п. 7.7 и обязательного приложения 11.

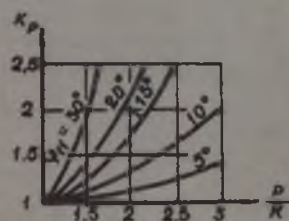


График для определения коэффициента K_p

ПРИЛОЖЕНИЕ 13

Рекомендуемое

ОПРЕДЕЛЕНИЕ СТЕПЕНИ ПЕРВИЧНОЙ КОНСОЛИДАЦИИ ГРУНТА

Степень первичной консолидации грунта U_1 в расчетный момент от начала роста нагрузки определяется по чертежу, где c^0 - коэффициент степени консолидации ($c^0 = c \cdot t_0 / h_0^2$); $\tau_i = t / t_0$, t_0 - время роста нагрузки; h_0 - расчетная

толщина слоя, определяемая по п. 3.5; c_v - коэффициент консолидации грунта в вертикальном направлении.

В случае мгновенного приложения нагрузки степень первичной консолидации определяется по чертежу для $c^0 = 0,01$ и $\tau_i = 100c_v t / h_0^2$.

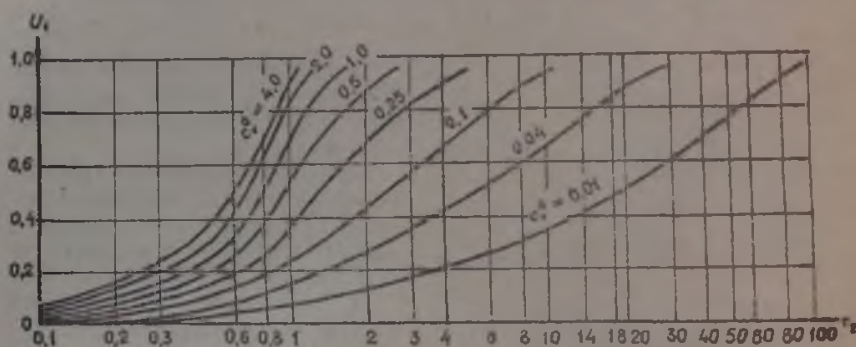


График зависимости степени консолидации U_1 от $\tau_i = \frac{t}{t_0}$ для различных значений c^0

ПРИЛОЖЕНИЕ 14

Рекомендуемое

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНЕЧНЫХ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ГРАВИТАЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЙ С ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ПОДОШВОЙ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

1. Смещение сооружения определяется по формуле

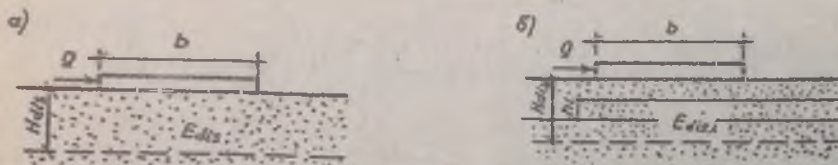
$$u = \frac{Q}{2} \sum_{i=1}^n \frac{\Phi_i - \Phi_{i-1}}{E_{d,i}} \quad (1)$$

где Q - суммарная горизонтальная нагрузка на 1 м длины сооружения (черт. 1);

n - число слоев грунта в пределах смешиваемой толщи H_{sm} ;

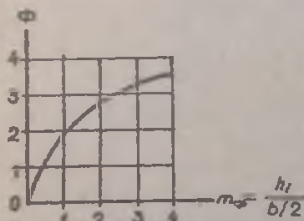
Φ - коэффициент, определяемый по черт. 2 в зависимости от отношения глубины залегания h , подошвы i -го слоя грунта к полуширине сооружения $b/2$;

$E_{d,i}$ - модуль деформации смешиваемого слоя грунта.



Черт. 1. Схемы к определению горизонтальных смещений сооружений

a - при однородном основании; *б* - при горизонтально-слоистом основании; *Q* - горизонтальная сила; E_{dk} - модули деформации смешаемых слоев; H_{dk} - расчетная толщина смешаемого слоя

Черт. 2. График для определения коэффициента Φ

2. В суммарную горизонтальную нагрузку Q следует включать все силы,

действующие на сооружение в направлении сдвига, за вычетом сил отпора, принимаемых равными давлению грунта в состоянии покоя.

3. Модуль деформации грунта в смешаемом слое E_{dk} принимается равным $1.2E_i$ - для глинистых грунтов и $1.5E_i$ - для песчаных грунтов, где E_i - то же, что в обязательном приложении 3.

4. Расчетная глубина смешаемой толщи H_{dk} принимается равной:

$$H_{dk} = 0.4b + 0.3H_i, \quad (2)$$

где H_i - глубина сжимаемой толщи, определяемая в соответствии с п. 7.9

ПРИЛОЖЕНИЕ 15

Рекомендуемое

РАСЧЕТ СУММАРНОЙ ОСАДКИ ПЛОТИН ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

При расчете суммарной осадки s_T плотины из грунтовых материалов тело плотины делится на n элементарных слоев. Значения осадки s_i на момент времени t на рассматриваемой вертикали определяется по формуле

$$s_i = \sum_{j=1}^n \frac{e_{0j} - e_{tj}}{1 + e_{0j}} \Delta h_j, \quad (1)$$

где i - номер элементарного слоя, считая снизу вверх;

n —число слоев;
 $\Delta h = \frac{H}{n}$ —толщина i -го слоя;
 H —высота плотины;

$e_{0,i}$ —начальный коэффициент пористости i -го слоя;

$e_{i,t}$ —коэффициент пористости i -го слоя в момент времени t , определяемый по компрессионной кривой в зависимости от $\sigma_{ef,i} = \sigma_{v,i} - u_{i,t}$;

$\sigma_{ef,i}$ —эффективное вертикальное напряжение в скелете грунта в середине i -го слоя в момент времени t ;

$\sigma_{v,i}$ —полное вертикальное напряжение в середине i -го слоя в момент времени t , принимаемое равным весу вышеуложенного грунта γ_{ih} ;

$u_{i,t}$ —поровое давление в той же точке в момент времени t , определяемое методами теории консолидации;

γ_{ih} —удельный вес грунта тела плотины с учетом водонасыщения;

h —расстояние по вертикали от рассматриваемой точки до внешнего контура тела плотины или поверхности воды в водохранилище.

ПРИЛОЖЕНИЕ 16

Справочное

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Коэффициенты надежности

γ_c —коэффициент условий работы;

γ_g —коэффициент надежности по грунту;

γ_n —коэффициент надежности по степени ответственности сооружения;

γ_c —коэффициент сочетания нагрузок;

γ_r —коэффициент условий работы, учитывающий зависимость реактивного давления грунта с низовой стороны сооружения от горизонтального смещения сооружения при потере им устойчивости.

Характеристики грунтов

X_n —нормативное значение характеристики;

X —расчетное значение;

α —доверительная вероятность расчетных значений;

ρ —плотность;

ρ_d —плотность в сухом состоянии;

ρ_s —плотность частиц;

I_L —показатель текучести;

v —удельный вес;

e —коэффициент пористости;

a —коэффициент уплотнения;

c —удельное сцепление;

φ —угол внутреннего трения;

E —модуль деформации;

ν —коэффициент поперечной деформации (Пуассона);

k —коэффициент фильтрации;

c_v —коэффициент консолидации;

c_v^0 —коэффициент степени консолидации;

U_1 —степень первичной консолидации;

U_2 —степень вторичной консолидации;

m, m_1 —коэффициенты упругой и гравитационной водоотдачи;

$\delta_{wp}, \delta_{1,wp}$ —параметры ползучести;

q —коэффициент водопоглощения;

- I_{cr}, I_{est} — градиенты напора соответственно критический и действующий;
- U_{cr}, U_{est} — критическая и действующая скорости фильтрации;
- I_f — показатель гибкости фундамента;
- $R_c (R_{c.m})$ — предел прочности на одноосное сжатие отдельности (массива) скальных грунтов;
- $R_t (R_{t.m})$ — предел прочности на одноосное растяжение отдельности (массива) скальных грунтов;
- $R_{cs.m}$ — предел прочности на смятие массива скального грунта;
- v_n, v_s — скорости распространения продольных и поперечных волн в скальном массиве.

Нагрузки, напряжения, сопротивления

- F — обобщенная расчетная сдвигающая сила;
- R — обобщенная расчетная сила предельного сопротивления грунта;
- R_{pf} — расчетное значение предельного сопротивления при плоском сдвиге;
- R_s — расчетные силы сопротивления свай, анкеров;
- R_u — расчетная сила предельного сопротивления на участке сдвига с выпором;
- $E_{p.n.}$ — расчетное значение горизонтальных составляющих пассивного давления грунта с низовой стороны сооружения;
- $E_{a.h.}$ — расчетное значение горизонтальных составляющих активного давления грунта с верхней стороны сооружения;
- Φ — суммарная фильтрационная сила;
- q — равномерно распределенная

- вертикальная пригрузка;
- σ — нормальное напряжение;
- τ — касательное напряжение;
- π — избыточное давление в поровой воде;
- σ_v — вертикальное нормальное напряжение;
- σ_{π} — то же, от собственного веса грунта;
- σ_{ν} — то же, дополнительное от внешней нагрузки;
- N_{σ} — число моделирования.

Деформации оснований и сооружений

- S — совместная деформация основания и сооружения;
- S_u — предельное значение совместной деформации основания и сооружения;
- S_f — нестабилизированная совместная деформация основания и сооружения;
- $S, \text{ и } i$ — соответственно осадка, горизонтальное перемещение и крен сооружения.

Геометрические характеристики

- l — длина сооружения;
- b — ширина сооружения;
- h — высота сооружения;
- A — площадь подошвы сооружения;
- e — эксцентриситет;
- r — радиус;
- h — толщина слоя грунта;
- h_c — высота консолидируемого слоя;
- H_c — глубина сжимаемой толщи;
- H_{sm} — толщина смещаемого слоя;
- α, σ — угол падения трещины;
- α, γ — угол простираия трещины;
- l_f — длина трещины;
- b_f — ширина раскрытия трещины.

Содержание

1. Общие положения	69
2. Номенклатура грунтов оснований и их физико-механические характеристики	71
Характеристики нескальных грунтов	74
Характеристики скальных грунтов	77
3. Расчет устойчивости	80
Расчет устойчивости сооружений на нескальных основаниях	82
Расчет устойчивости сооружений на скальных основаниях	86
4. Фильтрационные расчеты оснований	88
5. Расчет местной прочности скальных оснований	90
6. Определения контактных напряжений	92
Определения контактных напряжений для сооружений на однородных нескальных основаниях	93
Определения контактных напряжений для сооружений на неоднородных нескальных основаниях	94
7. Расчет по деформациям оснований сооружений и плотин из грунтовых материалов	95
Расчет осадок сооружений на нескальных основаниях	96
Расчет крена сооружений на нескальных основаниях	97
Расчет горизонтальных перемещений сооружений на нескальных основаниях	98
Расчет по деформациям плотин из грунтовых материалов	99
Расчет перемещений бетонных и железобетонных сооружений на скальных основаниях	99
8. Инженерные мероприятия по обеспечению надежности оснований	100
Обеспечение сопряжения сооружений с основанием	100
Закрепление и уплотнение грунтов оснований	102
<i>Приложение 1. Рекомендуемое. Классификация массивов скальных грунтов</i>	104
<i>Приложение 2. Обязательное. Методика определения нормативных и расчетных значений характеристик прочности τ_{ϕ} и c по результатам испытаний методами среза (сдвига) и трехосного сжатия</i>	105
<i>Приложение 3. Обязательное. Определение модулей деформации оснований для расчета перемещений сооружений</i>	107
<i>Приложение 4. Рекомендуемое. Расчет устойчивости бетонных сооружений на скальных основаниях по схеме предельного поворота (опрокидывания)</i>	109
<i>Приложение 5. Обязательное. Расчет устойчивости сооружений на сдвиг по поверхности неоднородного основания</i>	111
<i>Приложение 6. Рекомендуемое. Расчет устойчивости сооружений при сдвиге с поворотом в плане</i>	112
<i>Приложение 7. Рекомендуемое. Расчет устойчивости сооружений на нескальных основаниях по схемам смешанного и глубинного сдвига</i>	115
<i>Приложение 8. Рекомендуемое. Расчеты устойчивости портовых сооружений</i>	116
<i>Приложение 9. Рекомендуемое. Определение контактных напряжений методом всестороннего сжатия</i>	121
<i>Приложение 10. Обязательное. Определение контактных напряжений для сооружений на однородных песчаных основаниях методом экспериментальных опытов</i>	121
<i>Примечание 11. Обязательное. Определение осадки основания методом послойного суммирования</i>	125
<i>Приложение 12. Рекомендуемое. Определение осадки основания при средних давлениях под подошвой сооружения, превышающем расчетное сопротивление грунта</i>	124
<i>Приложение 13. Рекомендуемое. Определение степени первичной консолидации грунта</i>	125
<i>Приложение 14. Рекомендуемое. Определение конечных горизонтальных перемещений гравитационных сооружений с горизонтальной подошвой на нескальных основаниях</i>	125
<i>Приложение 15. Рекомендуемое. Расчет суммарной осадки плотин из грунтовых материалов</i>	126
<i>Приложение 16. Справочное. Основные буквенные обозначения</i>	127

Отзывы и предложения просим направлять в Госкомархитектстрой
Республики Узбекистан
(700011, г. Ташкент, ул. Абая, 6)

Подготовлен к изданию ЗПЛИТИ и ИВЦ "АКАТМ"

Подписано к печати 21.07.1998 г.

Формат 60x84/16 Бумага типографская

Печать «РОТАПРИНТ» Объем 16. Тираж 1000 экз.

Заказ № 1040

Типография издательства «Фан» Республики Узбекистан.

700170. Ташкент, пр. академика Х. Абдуллаева, 79.

