

УДК 692.115:69.06

Қолжазба құқығында

АЛЕНОВ КАНАТ ТАБЫНОВИЧ

**«Құрылыс конструкцияларының арматуралық элементтермен
нығайтылған деформацияланатын ортамен әрекеттесу кезіндегі
кернеулі-деформацияланатын күйін зерттеу»**

8D07365 - «Құрылыс» БББ

**Философия докторы (PhD) дәрежесін
алу үшін дайындалған диссертация**

Ғылыми кеңесшілері:
Бесімбаев Е.Т. - т.ғ.д. профессор
(Алматы қ., Қазақстан)

Локтев А. А. – ф.-м.ғ.д. профессор
(Мәскеу қ., Ресей Федерациясы)

Қызылорда, 2025 ж.

МАЗМҰНЫ

НОРМАТИВТІ СІЛТЕМЕЛЕР	4
БЕЛГІЛЕУЛЕР ЖӘНЕ ҚЫСҚАРТЫЛҒАН СӨЗДЕР.....	5
КІРІСПЕ.....	6
1 БӨЛІМ. ҚҰРЫЛЫС КОНСТРУКЦИЯЛАРЫНЫҢ АРМАТУРАЛЫҚ ЭЛЕМЕНТТЕРМЕН НЫҒАЙТЫЛҒАН ГЕОМАССИВПЕН ӨЗАРА ӘРЕКЕТТЕСУІНІҢ ЗЕРТТЕУЛЕРІНЕ ТАЛДАУ	16
1.1 Ғимараттар мен үймереттер іргетастарының деформациялану себептерін талдау.....	16
1.2 Ғимараттар мен үймереттердің іргетас тақталарының кернеулі-деформацияланған күйін есептеудің қолданыстағы тәсілдері мен әдістері	19
1.3 Серпімді негіздің есептеу модельдеріне талдау	23
1.4 Геомассивті тік элементтермен нығайтудың қазіргі заманауи тұжырымдамалары және есептеудің қолданыстағы әдістеріне	27
1.5 1 тарау бойынша қорытынды	44
2 БӨЛІМ. ҚҰРЫЛЫС КОНСТРУКЦИЯЛАРЫНЫҢ ҚҰРЫЛЫМДАРЫНЫҢ АРМАТУРАЛЫҚ ЭЛЕМЕНТТЕРМЕН НЫҒАЙТЫЛҒАН ДЕФОРМАЦИЯЛАНАТЫН ОРТАМЕН ӨЗАРА ӘРЕКЕТТЕСУ ЕСЕБІНДЕ ҚОЛДАНЫЛАТЫН ТОПЫРАҚ МОДЕЛЬДЕРІНІҢ ТЕОРИЯЛЫҚ ЖӘНЕ ӘДІСТЕМЕЛІК НЕГІЗДЕРІ	45
2.1 Топырақ ортасының негізгі модельдеріне түсініктеме	45
2.2 Серпімді-пластикалық модельдер және оның сипаттамасы.....	47
2.3 Топырақ ортасының қарапайым модельдері және олардың математикалық сипаттамасы	48
2.4 HardeningSoil нығайтатын топырақ моделі	54
2 тарау бойынша қорытынды	62
3 БӨЛІМ. АРМАТУРАЛЫҚ ЭЛЕМЕНТТЕРМЕН НЫҒАЙТЫЛҒАН ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ОРТАНЫҢ ДЕФОРМАЦИЯЛАНУ ЗАҢДЫЛЫҚТАРЫН ТЕОРИЯЛЫҚ НЕГІЗДЕУ	63
3.1 Серпімді-пластикалық ортада илекті ұңғыда орнатылған тік арматуралық элементтерді құру ерекшеліктері.....	63
3.2 Тік арматуралық элементтермен нығайтылған алаңның құрылымдық геомассив моделі.....	67
3.3 Илекті ұңғыда орнатылған тік арматуралық элементтің топырақты ортамен өзара әрекеттесуін модельдеу.....	78
3.4 Илекті ұңғыда орнатылған тік арматуралық элементтермен нығайтылған деформацияланатын ортаның кернеулі-деформациялық күйін модельдеу	83
3 тарау бойынша қорытынды	92

4	БӨЛІМ. АРМАТУРАЛЫҚ ЭЛЕМЕНТТЕРМЕН НЫҒАЙТЫЛҒАН ТОПЫРАҚ НЕГІЗІНДЕГІ ІРГЕТАС ТАҚТАСЫНЫҢ КЕРНЕУЛІ-ДЕФОРМАЦИЯЛАНҒАН КҮЙІН МОДЕЛЬДЕУ ЖӘНЕ БАҒАЛАУ .	93
4.1	Арматуралық элементтермен нығайтылған топырақ негізіндегі тақталы іргетас күйін есептеуде шекті элементтер әдісін қолдану.....	93
4.2	PLAXIS бағдарламалық кешенін пайдаланып, тақталы іргетастың кернеулі-деформацияланған күйін сандық есептеу	97
4.3	Илекті ұңғыда орнатылған тік арматуралық элементтермен нығайтылған геотехникалық массивті модельдеу.....	103
4.4	Тақталы іргетас табанындағы геомассивті тік арматуралық элементтермен күшейтудің тиімділігі және оның арматуралау пайызына тәуелділігін сандық есеппен анықтау.....	111
4.5	Илекті ұңғыда орнатылатын тік арматуралық элементтер әдісінің тиімділігі	128
	4 тарау бойынша қорытынды.....	134
	Әдебиеттер тізімі.....	135

НОРМАТИВТІ СІЛТЕМЕЛЕР

1. Жалпы құрылыс және жобалау бойынша:

- ҚР ҚНЖЕ 1.03-00-2017 – Құрылыс өндірісін ұйымдастыру.
- ҚР ҚНЖЕ 1.04-2011 – Құрылыс объектілерін жобалаудың негізгі ережелері.
- ҚР ҚНЖЕ 3.01-01-2013 – Геотехникалық зерттеулерді жобалау және жүргізу тәртібі.

2. Іргетастар мен топырақ негіздері:

- ҚР ҚНЖЕ 5.01-01-2013 – Табиғи және жасанды топырақ негіздері. Жобалау ережелері.
- ҚР ҚНЖЕ 5.01-02-2013 – Іргетастар мен жер асты құрылыстары. Жобалау ережелері.
- ГОСТ 25100-2011 (ҚР СТ ГОСТ 25100-2014) – Топырақтар. Классификациясы.
- СП 22.13330.2016 – Топырақ негіздері (СНиП 2.02.01-83 жаңартылған).

3. Арматураланған құрылымдар және арматуралық болат:

- ҚР ҚН 2.03-30-2017 – Темірбетон және арматураланған құрылымдар. Жобалау ережелері.
- ГОСТ 5781-82 – Арматуралық болат. Техникалық шарттар.
- ГОСТ 10922-2012 – Арматураны дәнекерлеу тәсілдері мен сапасын бақылау.
- ҚР НТҚ 07-01.3-2011 – Іргені тік арматуралайтын элементтермен бекітуді жобалау және орнату.

4. Жүктемелер және механика:

- ҚР ҚН 2.01-03-2011 – Құрылыстағы жүктемелер мен әсерлер.
- ГОСТ 32492-2013 – Геотехникалық модельдеу. Терминдер мен анықтамалар.

5. Халықаралық стандарттар (қосымша):

- **Eurocode 2:** EN 1992-1-1:2004 – Design of Concrete Structures.
- **Eurocode 7:**
 - EN 1997-1:2004 – General Rules.
 - EN 1997-2:2007 – Ground Investigation and Testing.

6. Бағдарламалық және қосымша әдебиет:

- PLAXIS Reference Manuals – Арматураланған ортаны модельдеудегі сандық әдістерді сипаттайтын қолданушы нұсқаулығы.
- НТҚ РК 07-01,3-2011 - топырақты арматуралау: Қазақстан Респубикасы аймағандағы қолданыстағы

АНЫҚТАМАЛАР

1 **Анизотропия** – Материалдың әртүрлі құрылымдық бағыттардағы беріктік, серпімділік сипаттамалары мен физикалық қасиеттерінің айырмашылығы.

2 **Анизотропты материал** – Дененің кез келген нүктесінен өтетін барлық бағыттарда механикалық қасиеттері әртүрлі болатын материал.

3 **Арматуралау (армирование)** – Материалды немесе құрылымды басқа, беріктігі жоғары материалдан жасалған элементтермен (арматурамен) күшейту.

4 **Арматураланған топырақ массиві** – Арматуралық элементтермен нығайтылған табиғи топырақ массиві.

5 **Арматуралық элемент** – Арматураланған топырақ құрамындағы, жоғары қысу және созылу кернеулерін қабылдауға арналған элемент.

6 **Жасанды негіз** – Тығыздау, химиялық, электрохимиялық, термиялық немесе басқа әдістермен қасиеттері өзгертілген және құрылым жүктемесін қабылдай алатын топырақ.

7 **Топырақтар** – Жер қыртысының жоғарғы қабаттарындағы тау жыныстарының үгітілу өнімдері.

8 **Байланысты топырақтар** – Химиялық үгітілу нәтижесінде пайда болып, байланысу қасиетіне ие тау жыныстарының өнімдері.

9 **Сусымалы топырақтар** – Механикалық үгітілу нәтижесінде пайда болған тау жыныстарының өнімдері.

10 **Ұңғыма** – Геологиялық құрылымды зерттеу және топырақ үлгілерін алу үшін қазылатын тік қазынды.

11 **Деформация** – Сыртқы әсердің (белсенді күштер, температура, тіректердің жылжуы және т.б.) нәтижесінде дененің немесе оның бөлігінің пішіні мен өлшемдерінің өзгеруі.

12 **Негіздің деформациясы** – Құрылыстан немесе ғимараттан негізге күштің берілуі немесе құрылыс не пайдалану кезінде негіздегі топырақтың физикалық күйінің өзгеруі салдарынан пайда болатын деформация.

13 **Шөгуге бейім топырақ** – Сумен шыланған кезде тік деформацияға (отырымға) ұшырайтын топырақ.

14 **Топырақты сынау** – Топырақтың физикалық және механикалық сипаттамаларын анықтау процесі.

15 **Инженерлік-геологиялық зерттеулер** – Жобалық шешімдерді қабылдау және ғимараттар мен құрылыстарды орналастыру үшін ең қолайлы орынды анықтау мақсатында геологиялық және гидрогеологиялық факторларды кешенді зерттеу және бағалау.

16 **Жанама кернеу** – Қима жазықтығына жанамалай әсер ететін кернеу.

17 **Шекті күй әдісі** – Құрылымдарды салу және пайдалану кезінде шекті күйдің туындауына жол бермейтін есептеу әдісі.

18 **Серпімді дене моделі** – Кернеулер мен деформациялар арасында сызықтық тәуелділік болатын дене моделі.

19 **Ығысу модулі** (екінші ретті серпімділік модулі) – Материалдың серпімді ығысу деформацияларына қарсы тұру қабілетін сипаттайтын физикалық тұрақты.

20 **Серпімділік модулі** (бірінші ретті серпімділік модулі) – Материалдың қаттылығын, яғни созылу немесе сығылу кезіндегі серпімді деформацияларға қарсы тұру қабілетін сипаттайтын физикалық тұрақты.

21 **Кернеу** – Ішкі күштердің қарқындылығы; (геотехникада) – топырақ қаңқасында әрекет ететін тиімді ішкі күштер қарқындылығы, ол топырақ үлгісіндегі толық кернеу мен кеуектегі сұйықтық қысымының айырмасы ретінде анықталады.

22 **Үйінді топырақ** – Табиғи шыққан тегі бар, бірақ табиғи құрылымы бұзылған топырақ.

23 **Сызықсыз механика есептері** – Геометриялық немесе физикалық сызықсыздық бар механика есептері.

24 **Сызықсыз-серпімді дене** – Қалдық деформациялары жоқ, жүктеу мен түсіру процестері бір-біріне сәйкес келетін дене.

25 **Топырақтың отыруы** – Топырақтағы кеуектер көлемінің өзгеруінен туындайтын тік деформация.

26 **Табиғи негіз** – Құрылыс немесе ғимарат жүктемесін қабылдайтын табиғи күйдегі топырақ.

27 **Топырақтың шөгуі (усадка)** – Құрылымдық байланыстардың күйі өзгеруіне байланысты болатын деформация түрі.

28 **Көлбеу бет (откос)** – Қазбалар мен үйінділердің еңкіш бүйірлік беттері.

29 **Жазық кернеулі күй** – Барлық кернеулер дене ішінде бір ғана жазықтықта әрекет ететін, сол арқылы есеп екіөлшемді сипатқа ие болатын күй.

30 **Топырақ тығыздығы** – Топырақтың бірлік көлемінің массасы.

31 **Көлбеудің немесе іргетастың табаны** – Негізге жүктеме беретін көлбеудің немесе іргетастың төменгі жазықтығы.

32 **Сырғу (ползучесть)** – Тұрақты күш әсерінде уақыт өте келе деформацияның өзгеруі.

33 **Топырақ пен бетонның сырғуы** – Бетон мен (негізінен сазды) топырақ қаңқасының тұрақты қысым әсерінен уақыт ішінде деформациялануы.

34 **Ұсақталған тас (щебень)** – Байланыссыз топырақ, оның түйіршіктері үшкір бұрышты, өңделмеген пішінде болып, беті кедір-бұдыр, өлшемі 10–200 мм аралығында болады.

35 **Шекті күй бойынша есептеу** – Құрылымды салу мен пайдалану кезінде шекті күйге жетудің алдын алатын есептеу әдісі.

36 **Релаксация** – Деформация тұрақты болған жағдайда материалдағы кернеулердің біртіндеп өзгеруі.

БЕЛГІЛЕУЛЕР ЖӘНЕ ҚЫСҚАРТЫЛҒАН СӨЗДЕР

ҚН	Құрылыс нормалары
ГОСТ	Мемлекеттік стандарт (ТМД елдері үшін)
ЕС7 (EN 1997)	Eurocode 7 – Геотехникалық жобалау
ТБ	Темірбетон
АБ	Арматураланған бетон
СНиП	Строительные нормы и правила (КСРО / Ресей)
ЕС	Eurocode (Еуропалық құрылыс стандарттары)
МКҚ	Материалдың кернеулі күйі
МДКҚ	Материалдың деформацияланған кернеулі күйі
КҚ	Құрылыс конструкциялары
ЖС	Жұмыс сызбалары
НҚ	Нормативтік құжаттар
АС	Арматуралық сызба
ЭШ	Есептік шегі
БҚ	Беріктік көрсеткіші
ИМ	Инерция моменті
ПӘ	Пуассон әсері
ЖА	Жобалау алдындағы зерттеу
ТЗ	Техникалық тапсырма
МБ	Механикалық беріктік
ГЗ	Геотехникалық зерттеу
КДК	кернеулі-деформациялану күйі
ШЭӘ	Шекті элементтер әдісі
CPT	Cone Penetration Test
σ	Кернеу (Па, МПа)
ε	Салыстырмалы деформация (бірліктерсіз)
E	Серпімділік модулі (Па, МПа)
ν	Пуассон коэффициенті
τ	Қырықтық кернеу
γ	Салыстырмалы ығысу деформациясы
u	Жергілікті орын ауыстыру (м)
w	Қисайу (деформация профилі, м)
N	Ұзындық бойындағы күш (Н)
M	Иілу моменті (Н·м)
Q	Қиылысу күші (Н)
R	Беріктік шегі (МПа)
A	Қиманың ауданы (м ²)
I	Қиманың инерция моменті (м ⁴)
L	Элемент ұзындығы (м)
h	Құрылымның биіктігі немесе қалыңдығы (м)

КІРІСПЕ

Қазіргі заманда құрылыс саласының қарқынды дамуы мен урбанизация үдерісінің жеделдеуі құрылыс конструкцияларының сапасына, беріктігіне және қауіпсіздігіне қойылатын талаптарды едәуір күшейтті. Бұл талаптардың орындалуы ел азаматтарының өмір сүру сапасына, экономикалық қауіпсіздікке және экологиялық тұрақтылыққа тікелей әсер етеді.

Қазақстан Республикасының Президенті Қасым-Жомарт Тоқаев 2023 жылғы 1 қыркүйектегі Қазақстан халқына Жолдауында құрылыс саласындағы түйткілді мәселелерді ашық айтып, нақты шешімдер қабылдау қажеттігін атап өтті: «Құрылыс сапасы сын көтермейді. Бұл мәселені шешу үшін жүйелі шаралар қабылдау қажет. Инженерлік желілер мен құрылыс материалдарының сапасы, жобалық-сметалық құжаттаманың нақтылығы, техникалық қадағалау – осының бәрі мемлекеттік бақылауда болуы тиіс. Құрылыс саласын толық цифрландыру қажет». Бұл сөздер еліміздегі құрылыс мәдениетін түбегейлі жаңғырту қажеттігін, техникалық реттеудің, стандарттау мен бақылаудың маңызын көрсетеді.

Одан бөлек, Мемлекет басшысы 2024 жылғы ақпанда өткен Үкіметтің кеңейтілген отырысында құрылыс саласына қойылатын талаптарды күшейту туралы тағы да ерекше тоқталды. Ол: «Сапалы және қауіпсіз құрылыс – басты міндет. Қауіпсіздік – азаматтар үшін бірінші кезек» деп, құрылыс сапасын қатаң бақылау қажеттігін атап көрсетті. Сонымен қатар, мемлекеттік сараптаманың қайта енгізілуі мүмкін екенін ескертіп, жобалардың орындалу барысындағы жауапкершілікті арттыруды міндеттеді.

Осы талаптар мен сындарлы пікірлер, әсіресе, құрылыс конструкцияларының беріктігін арттыру және олардың нақты жұмыс жағдайларында сенімділігін қамтамасыз ету қажеттігін туындатады. Бұл тұрғыда деформацияланатын орталар мен арматуралық элементтердің өзара әрекеттесуін зерттеу – құрылыс нысандарының сенімділігін ғылыми тұрғыда негіздеу мен жетілдірудің маңызды бағыты болып табылады.

Осы диссертациялық жұмыста құрылыс конструкцияларының арматуралық элементтермен нығайтылған деформацияланатын ортамен әрекеттесу кезіндегі кернеулі-деформацияланатын күйін зерттеу арқылы, құрылымдардың беріктігін арттыру, сенімділік деңгейін дәл бағалау және заманауи нормативтік талаптарға сәйкес қауіпсіз құрылыс шешімдерін ұсыну мақсаты көзделеді. Бұл зерттеу Қазақстан Республикасында сапалы әрі қауіпсіз құрылыс индустриясын қалыптастыруға бағытталған мемлекеттік саясатпен үйлеседі және оның ғылыми негізін нығайта түседі.

Құрылыс конструкцияларының арматуралық элементтермен нығайтылған деформацияланатын ортамен әрекеттесу кезіндегі кернеулі-деформациялық күйін зерттеу — бұл құрылыс конструкциялары (мысалы, іргетас тақталары) мен тік арматуралық элементтермен (инъекциялық бағаналар, қадалар және т.б.) нығайтылған геотехникалық массивтің (топырақ негізінің) арасындағы күштік және деформациялық өзара әрекеттесу процесін

талдауға бағытталған ғылыми-зерттеу саласы. Бұл зерттеу кернеу мен орын ауыстыру таралуын, шөгу сипатын, пластикалық және серпімді аймақтардың қалыптасуын, сондай-ақ арматуралық элементтердің топырақпен байланыс тиімділігін анықтауға мүмкіндік береді және құрылымдардың сенімділігі мен орнықтылығын арттыру мақсатында жобалау шешімдерін оңтайландыруға бағытталады.

Диссертация тақырыбының өзектілігі. Қазіргі кезеңдегі қала құрылысының даму үрдісі көп қабатты ғимараттардың қарқынды салынуымен сипатталады. Қала аумағындағы бос жер ресурстарының шектеулі болуына байланысты, құрылыс жұмыстары бұрын жарамсыз деп есептелген немесе күрделі инженерлік-геологиялық жағдайлары бар учаскелерде де жүзеге асырылуда. Мұндай жағдайларда құрылыс салу барысында ғимараттардың негізін (іргетасын) сенімді әрі қауіпсіз жобалау үшін геотехникалық тұрғыдан тиімді инженерлік шешімдерді дұрыс таңдау аса маңызды болып табылады. Бұл шешімдер топырақтың физика-механикалық қасиеттерін, жер асты суларының деңгейін, сондай-ақ құрылыс салынатын аумақтың сейсмикалық және экологиялық ерекшеліктерін ескеруді талап етеді.

Көптеген елдердің құрылыс саласындағы ұлттық нормативтік құжаттары жердің күрделі инженерлік-геологиялық жағдайларында құрылыс жүргізу мәселесін дәстүрлі тәсілдер мен инновациялық әдістерді технико-экономикалық тұрғыдан салыстыру арқылы шешуді ұсынады. Мұндай жағдайда салынатын көпқабатты ғимараттардың сенімділігі мен ұзақ мерзімді тұрақтылығы, ең алдымен, ғимараттың тасымалдаушы құрылымдары, іргетасы және топырақ негізінің кернеулі-деформациялық күйін дұрыс сипаттайтын есептік модельді таңдауға тікелей байланысты. Бұл модель құрылыс нысанының нақты геотехникалық жағдайларын ескере отырып, жобалау үдерісінде инженерлік шешімдердің тиімділігін арттыруға мүмкіндік береді.

Қазіргі таңда табиғи топырақ негізіндегі іргетас конструкцияларын жобалау көптеген елдерде, соның ішінде Қазақстан Республикасында, EN 1997 (Eurocode7) стандартының талаптарына сәйкес жүзеге асырылады. Аталған стандарт шекті күй теориясына негізделіп отырып, есептік модель ретінде топырақтың сол күйдегі механикалық әрекетін сипаттайтын сенімді топырақ моделін таңдауды ұсынады. Геотехникалық нысандарға жүргізілетін есептік-эксперименттік зерттеулер көбінесе ең кең таралған екі модель — серпімді-пластикалық сипаттағы Кулон–Мор теориясы және нығайтылған топырақтың қасиеттерін ескеретін Hardening Soil моделі — негізінде орындалады. Бұл модельдер топырақтың кернеулі-деформациялық күйін неғұрлым дәл сипаттауға және құрылыс конструкцияларының сенімділігін арттыруға мүмкіндік береді.

Құрылыс жобалау нормалары, соның ішінде Еурокодтар (EN стандарттары), шөккіш топырақтарда ғимараттар салу мәселесін геотехникалық массивті тік арматуралық элементтермен күшейту әдісі арқылы шешуді ұсынады. Бұл тәсіл топырақтың механикалық

сипаттамаларын жақсартып, оның беріктігін арттыруға, сондай-ақ іргетасқа түсетін жүктемелерді тиімді таратуға мүмкіндік береді. Мұндай жағдайда топырақты негіз арматуралық элементтердің болуына байланысты жетілдірілген қасиеттері бар жасанды геотехникалық массив ретінде қарастырылады.

Табиғи топырақтарды арматуралау технологиясы іргетастарда кеңінен қолданылады және цементтелген топырақ, қиыршық тас, құм, әк секілді материалдардан дайындалған тік арматуралық элементтерді пайдалануға негізделген. Бұл элементтер геотехникалық массивтің механикалық беріктігін, сүзгілік-фильтрациялық сипаттарын, сондай-ақ анизотропиялық қасиеттерін жақсарта отырып, негіздің көтергіштік қабілетін арттырады. Сонымен қатар, топырақтың тығыздалуы (консолидациясы) үдерісін жеделдетуге ықпал етеді. Мұндай беріктелген геотехникалық массив іргетас астындағы топырақтың біркелкі емес отыруын (деформациясын) зақымсыз көтеруге қабілетті, бұл өз кезегінде күрделі инженерлік-геологиялық жағдайларда ғимараттар мен құрылыстарды салуға немесе реконструкциялауға мүмкіндік береді.

Зерттеулер нәтижелерінің талдауы геотехникалық массивті арматуралау арқылы топырақтың физика-механикалық қасиеттерін жақсартудың маңызды артықшылықтарының бірі — құрылыс алаңындағы қолда бар (жергілікті) топырақтарды пайдалану арқылы қажетті негізді қалыптастыру мүмкіндігі екенін көрсетеді. Бұл технология құрылыс жұмыстарының құнын төмендетуге, мерзімін қысқартуға және геотехникалық жағдайлары күрделі аумақтарды тиімді пайдалануға ықпал етеді. Сонымен қатар, арматураланған массивті қолдану тығыздау немесе топырақты толық ауыстыру қажеттілігін азайтып, ғимараттың құрылымдық қауіпсіздігін арттырады.

Қазіргі таңда геотехникалық есептеулерде арнайы мамандандырылған кешенді бағдарламалық жасақтамалар кеңінен қолданылады. Атап айтқанда, MIDAS GTS NX, Plaxis 3D сияқты бағдарламалар көмегімен арматураланған топырақты модельдеу және оның сызықтық емес қасиеттерін ескеру арқылы есептеулердің дәлдігі мен инженерлік шешімдердің сенімділігі айтарлықтай артады. Бұл бағдарламалар топырақтың жүктемелерге жауап беруінің күрделі сипатын ескеруге мүмкіндік береді және жобалау үдерісінің ғылыми-техникалық негізін нығайтады.

Диссертациялық жұмыстың мақсаты — құрылыс конструкцияларының кернеулі-деформациялық күйін және олардың деформацияланатын ортада, нақты физика-механикалық сипаттамалары бар тік арматуралық элементтермен нығайтылған геотехникалық массивпен өзара әрекеттесуін зерттеу арқылы ғимарат конструкцияларының тұрақтылығы мен сенімділігін арттыру.

Зерттеудің негізгі міндеттері:

Бұл мақсатқа қол жеткізу үшін диссертациялық жұмыста келесі міндеттер қойылған:

1. Құрылыс конструкцияларының топырақты негізбен өзара әрекеттесуін зерттеу және геотехникалық массивті тік арматуралық элементтермен нығайту негіздемесін жасау.

2. Тік арматуралық элементтермен нығайтылған геотехникалық массивте орнатылған тақталық іргетастардың кернеулі-деформациялық күйін анықтау үшін шекті элементтер әдісін және серпімді-пластикалық Hardening-Soil моделін қолданудың негіздемесін жасау.

3. Нығайтылған негізде орналасқан «ғимарат-іргетас-негіз» жүйесінің өзара әрекеттесуін, оның сипаттамаларының топырақтың өзгермелі қаттылық коэффициентіне тәуелділігін зерттеу және шекті элементтер әдісімен PLAXIS бағдарламалық кешенінде модельдеу.

4. Геотехникалық массивте тік арматуралық элементтермен нығайту әдісінің шөгінді топырақтардағы тақталық іргетастың кернеулі-деформациялық күйін және шөгуін есептеу.

5. Геотехникалық массивтің қаттылық коэффициентінің илекті ұңғыда орнатылған тік арматуралық элементтердің саны мен ұзындығына тәуелділігін және тиімділігін сандық модельдеу арқылы анықтау.

Қорғауға шығарылатын тұжырымдар:

1. Геотехникалық массив пен тік арматуралық элементтермен нығайтылған құрылыс конструкцияларының өзара әрекеттесуін ғылыми-техникалық тұрғыдан негіздеу ғимараттар мен құрылымдардың сенімділігін арттыруға мүмкіндік береді.

2. Табаны тік арматуралық элементтермен нығайтылған іргетас тақтасының шөгінді геотехникалық массивтегі кернеулі-деформациялық күйін есептеу және жобалау әдістемесі әзірленді.

3. Тақталы іргетастың кернеулі-деформациялық күйін болжауда Hardening-Soil моделін қолданудың есептік нәтижелері және қолдану шарттары негізделді.

4. Геотехникалық массивтегі эквиваленттік деформация модулі мен тік арматуралық элементтер арқылы нығайтудың арасындағы тәуелділік сандық эксперименттік зерттеулермен анықталды.

5. Нақты инженерлік объектінің геотехникалық массивін тік арматуралық элементтермен нығайту арқылы тақталы іргетастардың шөгу процесін алдын алу мүмкіндігі жобалық есептермен дәлелденді.

6. Геотехникалық массивті тік арматуралық элементтермен нығайту кезінде илекті ұңғыда орнату технологиясының тиімділігі жобалау нәтижелерімен негізделді.

Жұмыстың ғылыми жаңалығы

1. Ғимараттар мен құрылыстардың сенімділігін арттыруға ықпал ететін тік арматуралық элементтермен нығайтылған геотехникалық массивтегі құрылыс конструкцияларының өзара тиімді әрекеттесуінің ғылыми-техникалық негіздемесі жүйеленіп, жасалды. Бұл жаңалық құрылыс конструкциялары мен топырақ негізінің өзара әрекеттесуін және олардың

тұрақтылығы мен сенімділігін арттыруға арналған жаңа инженерлік шешімдер ұсынады.

2. Шөгінді топырақта орнатылған тақталы іргетастың кернеулі-деформациялық күйінің тұрақтылығы илекті ұңғыда орнатылған тік арматуралық элементтермен нығайтудың жаңа геотехникалық шешімдерімен дәлелденді. Бұл шешімдер топырақтың механикалық қасиеттерін жақсартуға және іргетастың тұрақтылығын арттыруға мүмкіндік береді.

3. Тік арматуралық элементтермен нығайтылған геотехникалық массивтегі тақталы іргетастардың кернеулі-деформациялық күйін болжау үшін Hardening-Soil моделін қолдану шарттары негізделді. Бұл модельді қолдану геотехникалық массивтің механикалық қасиеттерін дәл есептеуге мүмкіндік береді.

4. Топырақтың деформация модулінің эквиваленттік мәнінің, геотехникалық массивтің тік арматуралық элементтермен нығайту пайызына тәуелділігі сандық эксперименттер арқылы дәлелденді. Бұл нәтиже топырақтың беріктігін арттыру және іргетас конструкцияларын жобалауда тиімді шешімдер қабылдауға мүмкіндік береді.

5. Геотехникалық массивтің қаттылық коэффициентінің тік арматуралық элементтердің саны мен ұзындығына, орналасу арақашықтығына тәуелділігі сандық эксперименттер арқылы дәлелденді. Бұл тәуелділіктер құрылыс жобаларын оңтайландыру үшін маңызды ақпарат ұсынады.

6. Әлсіз шөгінді топырақтық құрылыс алаңында іргетастың шөгу процесін болдырмау үшін геотехникалық массивті тік арматуралық элементтермен нығайтуды қолдану шарттары мен тәжірибелік маңыздылығы, сондай-ақ құрылыстың құны мен тұрғызу уақытын үнемдеуге бағытталған шешімдері нақтыланды. Бұл шешімдер нақты құрылыс нысанының жағдайларына бейімделген.

7. Геотехникалық массивтің белгілі құрылыс нысанына жарамдылығын тік арматуралық элементтермен нығайту арқылы басқару мүмкіншілігі есептік модельдеу арқылы дәлелденді. Бұл әдіс құрылыс кезінде топырақ негізін нығайту мен нығайту әдістерін басқаруды оңтайландырады.

Жұмыстың тәжірибелік маңыздылығы әлсіз шөгінді топырақта орналасқан тақталық іргетастарды тиімді жобалау моделінің ерекшеліктерінде жатыр. Тақталық іргетастың шөгу процесін геотехникалық массивті тік арматуралық элементтермен нығайту арқылы басқару мүмкіндігі құрылыс барысында тиімділікті арттырады. Геотехникалық массивті илекті ұңғыда арматурлау технологиясы құрылыс құнын және тұрғызу уақытын үнемдеуге, сондай-ақ құрылыс алаңдарының геотехникалық жағдайларын тиімді пайдалануға мүмкіндік береді. Бұл геотехникалық массивті тығыздау немесе оны ауыстыруды жеңілдетіп, ғимараттың қауіпсіздігін арттырып, құрылыс мерзімдерін қысқартады.

Тақырыптың даму дәрежесі.

Қазіргі заманғы инженерлік-есептеу кешендері серпімді негіздегі конструкцияларды модельдеуге негізделіп, іргетас пен ғимарат

құрылымдарының өзара әрекеттесуін есепке алуға, құрылыс конструкцияларын нақты модельдеуге және олардың тиімді әрі қауіпсіз жұмыс істеуін қамтамасыз етуге мүмкіндік береді. Мұндай бағдарламалар құрылымдардың нақты жұмыс тәртібін болжауға, әртүрлі жүктемелер мен шекаралық жағдайларды ескеруге жол ашады.

Алайда, жасанды арматуралық элементтермен жетілдірілген геотехникалық массивтің нақты физика-механикалық сипаттамаларын ескере отырып, жобалық шешімдердің дұрыстығын бағалауға арналған инженерлік әдістердің жеткіліксіздігі байқалады. Бұл жағдай арматураланған негіздер мен модификацияланған топырақтарды пайдалану кезінде құрылымдардың сенімділігі мен қауіпсіздігін дәл бағалау үшін қосымша зерттеулер, тәжірибелік сынақтар мен есептеу әдістемелерін әзірлеу қажеттігін айқындайды.

Жұмыс нәтижелерінің сенімділігі. Жұмыстың нәтижелерінің сенімділігі деформацияланатын қатты дене механикасында қабылданған негізгі гипотезаларды қолданумен, сондай-ақ қазіргі заманғы Plaxis бағдарламалық кешенінде шекті элементтер әдісі бойынша жүргізілген сандық есептеулер нәтижелерінің сәйкестігімен расталады.

Автордың жеке үлесі. Автордың жеке үлесіне диссертацияның мақсаты мен міндеттерін тұжырымдау, зерттеу материалдарын жинақтау және талдау, сандық және эксперименттік зерттеулер жүргізу, алынған нәтижелерді интерпретациялау, негізгі теориялық ережелер мен қорытындыларды қалыптастыру, сондай-ақ диссертация тақырыбы бойынша ғылыми мақалалар дайындау және жариялау жатады.

Зерттеу нәтижелерінің басылымдарда жарық көруі. Диссертациялық жұмыстың негізгі ғылыми жаңалықтары Web of Science и Scopus ғылыми-метриялық деректер базасына енгізілген басылымдардағы жарияланым 2-мақала, Қазақстан Республикасы Ғылым және жоғары білім министрлігі Білім және ғылым саласындағы сапаны қамтамасыз ету комитетінің тізбесіне енгізілген басылымдардағы жарияланым 5-мақала және 8-мақала конференция сборниктеріндегі мақалалардың ғылыми деңгейі жоғары, зерттеу нәтижелері негізінде жарық көрген. Әрбір мақаладағы зерттеу нәтижелері қала құрылыс саласында, геотехника бағытының ғылыми әдістемесі мен технологияларын дамытуға елеулі үлес қосады.

Зерттеу тақырыбы бойынша жарық көрген жарияланымдар саны мен көлемі жағынан «Дәрежелер беру қағидалары» талаптарына сай келеді.

Диссертация нәтижелері мен қағидалары, қорытындылары 14 мақалада қамтылып, жарияланған, оның ішінде:

ҚР ҒЖБ білім және ғылым саласында сапаны қамтамасыз ету комитеті ұсынған ғылыми басылымдарында 5 мақала (және 1 мақала жарияланымда анықтамасы бар) жарияланды:

1. Применение одного математического метода при решении краевых задач собственных колебаний прямоугольной вязкоупругой пластинки, находящейся под поверхностью деформируемой среды. Деформацияланатын орта бетінің астында орналасқан тікбұрышты вискоэластикалық пластинаның меншікті тербелістерінің шеткі есептерін шешуде бір математикалық әдісті қолдану. Л.Н. Гумилев атындағы Еуразия ұлттық университетінің Хабаршысы. - 2015. - №6 (109). - Астана: ЕҰУ. 22-28 б.Джанмулдаев Б.Д., Аленов К.Т. [6-2015-1-chast enu 2015.pdf](#)

2. Предельные случай приближенного уравнения поперечного колебания плоской пластинки с учетом влияния температуры. Температураның әсерін ескере отырып, жазық пластинаның көлденең тербелісінің шамамен теңдеуінің шекті жағдайы.

Л.Н. Гумилев атындағы Еуразия ұлттық универси-тетінің Хабаршысы. - 2017. - №2 (117). - Астана: ЕҰУ. 43-46 б. Джанмулдаев Б.Д., Аленов К.Т. [2-2017-1-chast enu 2017.pdf](#)

3. Деформацияланатын орта қабаты астындағы жазық элементтің температураның әсерін ескергендегі тербелісі есебінің жалпы қойылымы. Л.Н. Гумилев атындағы Еуразия ұлттық университетінің Хабаршысы. - 2018. - №4 (125). - Астана: ЕҰУ. 8-17 б. Аленов К.Т, Джанмулдаев Б.Д

[https://repository.enу.kz/bitstream/handle/enу/1223/evaluation-of-distribution-of-structural-steels-crack-resistance-characteristics-at-low-temperatures_.pdf?sequence=1&isAllowed=yhttps://bultech.enу.kz/index.php/main/article/view/50](https://repository.enu.kz/bitstream/handle/enу/1223/evaluation-of-distribution-of-structural-steels-crack-resistance-characteristics-at-low-temperatures_.pdf?sequence=1&isAllowed=yhttps://bultech.enу.kz/index.php/main/article/view/50)

4. Approval accountability revenue of the disabled control contracts developed under the defined central building construction. Деформацияланатын ортадағы құрылыс конструкциясы өзара әсерленетін тік бұрышты жазық элементтердің тік-көлденең тербелісінің қолданбалы есептері. ҚазБСҚА «Хабаршысы» ғылыми журналы. - 2019. - №3 (73). - Алматы: ЕҰУ 145-152 б. К.Т. Alenov, B.D. Dzhanmuldayev. <https://rmebrk.kz/journals/5314/17197.pdf>

5. Design Of A Slab Foundation With Vertically Reinforcing Elements. Тік күрделі элементтермен күшейтілген тақталы негізді жоспарлау.

«Қазақ бас сәулет-құрылыс академиясының хабаршысы» журналы. QazBSQA Хабаршысы. No1 (95), 2025. Құрылыс. 127-143. К.Т. Аленов, Е.Т. Бесимбаев, А.С. Шадкам, С.Е. Ниетбай.

<https://vestnik.mok.kz/index.php/vestnik/article/view/259>

6. Ғимарат негіздігінің сандық есептеулері үшін қолданылатын дисперстік топырақтың сызықтық емес күйінің математикалық моделі. Әбілқас Сағынов атындағы Қарағанды техникалық университеті Коммерциялық емес АҚ, Республикалық ғылыми-техникалық журнал «Университет еңбектері» №2-2025, ISSN(print): 1609-1825, ISSN(online): 2710-3382, 02.05.2025ж. анықтама берілген. К.Т. Аленов, Е.Т. Бесимбаев, А.Ж. Сейтмұратов

Қазақстан және шет елдердегі халықаралық конференциялық жинақтарда мақалалар жарияланды:

1. Геомассивті тік арматуралық элементтермен илектелген ұңғыда нығайтудың тиімділігін модельдеу. «Satbayev International Conference 2025» (Сәтбаев оқулары 2025) халықаралық ғылыми-практикалық конференциясы. 11 сәуір 2025 жыл. Қ.И. Сәтбаев атындағы Қазақ ұлттық техникалық зерттеу университетінде (Сәтбаев Университеті) «Satbayev International Conference 2025» Бесимбаев Е.Т., Аленов К.Т., Шадкам А.С., Каипова А. Мауленов Г.

2. Постановка общей задачи колебания плоского элемента, находящегося под поверхностью деформируемой среды, с учетом температуры.

Международный научный журнал Молодой учёный № 20.1 (79.1) 2014. III Международная научная конференция «Современная наука и инновации» Университет «Болашақ», г. Кызылорда, Казахстан, декабрь, 2014 г. 1-3 б. Джанмулдаев Б.Д., Аленов К.Т. <https://moluch.ru/archive/79/14079/>

3. Интегродифференциальное уравнение колебания плоского элемента, находящегося под поверхностью деформируемой среды, с учетом влияния температуры. «Дифференциалдық және интегралдық операторлардың салмақты бағалаулары және олардың ұлданыстары» атты Халықаралық ғылыми конференция 04-06 Май 2017 Астана қ.. Б.Д. Джанмулдаев, К.Т. Аленов

4. Деформацияланатын негізде орналасқан құрылыс конструкциясы жазық элементтің температураны ескергендегі тербелісі. "Innovative Processes Management in the Context of Education and Science Modernization" Materials of the International Scientific-Practical Conference May 29-31, 2019 (Avsallar, Turkey) 148-153 б. Б.Д. Джанмулдаев, К.Т. Аленов.

5. Температураны ескергендегі деформацияланатын ортадағы құрылыс конструкциясы элементтерінің тік-көлденең тербелістері. Интегродифференциальное уравнение колебания плоского элемента, находящегося под поверхностью деформируемой среды, с учетом влияния температуры. VI Халықаралық ғылыми-тәжірибелік конференция «Наука и образование в современном мире: вызовы XXI века» Нур-Султан 2020, 20-24 б. Джанмулдаев Б.Д., Аленов К.Т.

6. Dynamic interaction of flat isotropic elements with the deformable environment taking into account the temperature. Analysis of the approximate equation of vertical oscillations of the plate under the layer. XVI Международная научная практическая конференция «Ключови въпроси в съвременната наука -2020» 15-22 апрель 2020 г. София, «Бял ГРАД-БГ ОДД» 2020. Аленов К.Т. <https://pps.kaznu.kz/kz/Main/FileShow2/165690/105/3/18186/0/>

Scopus дерек қорына енетін журналда 2 мақала жарияланды:

1. Көп қабатты ғимараттың тік арматураланған тақта іргетасының тиімділігін модельдеу және бағалау. Моделирование и оценка эффективности вертикально армированного основания плитного фундамента многоэтажного здания. Nanotechnologies in construction. A Scientific Internet-Journal 2025. Том 17. No2 Нанотехнологии в строительстве научный Интернет-журнал 2025. Том 17. № 2 / ISSN 2075-8545 ICI Journals Master List. OAJI. ProQuest. Reader.

ResearchBib. ResearchGate. Scopus. Ulrich's Periodicals Directory. Аленов К.Т., Бисенов К.А., Бесимбаев Е.Т., Шадкам А.С., Ниятбай С.Е., Молдамуратов Ж.Н. https://nanobuild.ru/en_EN/journal/download-number/2-2025.pdf

2. An Aggregated Method for Determining Railway Defects and Obstacle Parameters. Темір жол ақаулары мен негіз кедергілердің параметрлерін анықтаудың жинақталған әдісі. OP Conference Series: Materials Science and Engineering. 4th International Conference on Advanced Engineering and Technology (4th ICAET) IOP Publishing. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 317 (2018) 012021 doi:10.1088/1757-899X/317/1/012021 Daniil Loktev, Alexey Loktev, Roman Stepanov . Viktor Pevzner, Kanat Alenov. <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/317/1/012021/meta>

Басқада басылым журналдарда

1. Dynamic calculation of constructions taking into account of vertical movements of support. № 1 (52) 2019. Қорқыт Ата атындағы Қызылорда университетінің ХАБАРШЫСЫ Республикалық ғылыми-әдістемелік журнал. Zhanmuldayev B.D., Loktev A.A., Қ.Т.Аленов. <https://rmebrk.kz/journals/5513/55780.pdf>

2. Поперечные колебания секции плиты в основании безбалластного пути. Негізсіз жолдың түбіндегі пластина бөлігінің көлденең тербелістері. МИР ТРАНСПОРТА, том 17, № 2, С. 72–78 (2019). Джанмулдаев Б. Д., Локтев А. Фазилова З. Т. Қ.Т.Аленов. <https://mirtr.elpub.ru/jour/article/view/1604>

3. Построение линейной теории динамического поведения строительных конструкций в виде пластин, находящихся под поверхностью деформируемой среды. НАУКА И МИР Международный научный журнал, № 5 (21), 2015, Том 1–С 46–53. Джанмулдаев Б.Д. Қ.Т.Аленов. https://scienceph.ru/f/scienceandworldno5%2821%29mayvol.i_0.pdf

4. Деформация ланатын ортадағы изотропты пластинаның сызықты емес жағдайдағы тербелісі. Международный научный журнал Молодой учёный № 5.2 (109.2) / 2016. Джанмулдаев Б. Ж. Қ.Т.Аленов. https://moluch.ru/archive/109/26715/file:///C:/Users/User/Downloads/moluch_109.2.pdf

Жұмыстың құрылымы мен көлемі.

Диссертациялық жұмыс кіріспе, төрт бөлімін, қорытындысын құрайды және 140 беттен тұрады. Жұмыс 120 суретпен безендірілген, 13 кесте және 118 атаудан тұратын әдебиет тізімінен тұрады.

Диссертациялық жұмыстың негізгі ғылыми және тәжірибелік нәтижелері:

1. Ғимараттар мен құрылыстардың сенімділігін арттыруға ықпал ететін, тік арматуралық элементтермен нығайтылған геотехникалық массив пен құрылыс конструкцияларының өзара тиімді әрекеттесуінің ғылыми-техникалық негіздемесі жүйеленіп жасалды. Ғылыми зерттеулер нәтижесінде серпімді негіздің тұрақтылығы, топырақ массивінің деформациялық қозғалысы және оның қаттылық коэффициентінің айнымалы мәндеріне тәуелділігі теориялық тұрғыдан тұжырымдалды.

2. Геотехникалық топырақ ортасының қарапайым модельдері талданып, олардың математикалық модельдерін топырақтың құрылымдық күйіне байланысты қолдану бағыттары негізделді. Топырақ модельдерінің салыстырмалы сипаттамаларын зерделей отырып, геотехникалық массивтегі шөгу, ішкі ығысу деформациясы мен кернеулі күйді анықтауға арналған Hardening Soil (қаттыланатын топырақ) моделінің артықшылықтары ғылыми тұрғыда дәлелденді.

3. Тік арматуралық элементтермен нығайтылған геотехникалық массивтің деформациялану сипатының теориялық заңдылықтары анықталып, бұл сипаттамалардың топырақ пен арматуралық элементтердің физикалық-механикалық қасиеттеріне, элементтердің саны мен көлеміне, сондай-ақ олардың арасындағы бүйірлік қысымға тәуелділігі негізделді. Сонымен қатар, арматуралық элементтермен нығайтылған геотехникалық массивтің кернеулі-деформациялық күйін трансверсальды изотропты қабат моделі ретінде қарастырудың теориялық негіздемесі ұсынылды.

4. Зерттеу нәтижесінде тік орналасқан арматуралық элемент пен тақталы іргетас арасындағы төсеніш қабаттың арматурамен нығайтылған массивтің кеңістіктік осесимметриялық есептерге сәйкес келетін қызметі негізделді. Бұл қабат ғимараттан түскен жүктемені арматуралық элементтерге тиімді түрде таратуға, сондай-ақ серпімді сейсмикалық толқындарды бәсеңдетуге ықпал етеді. Төсеніш қабаттың 50–60 см биіктігі жүктемені конус тәрізді тарату моделі бойынша арматуралық элементтерге жеткізу үшін жеткілікті екені анықталды.

5. Арматуралық элементтермен нығайтылған геотехникалық массивтің деформациялану сипатының жобалау кезінде, топырақтың түрлендірілген аймағынан $E_{эф}$ деформацияның тиімді модулін пайдалану жүктеледі. Осы $E_{эф}$ деформацияның тиімді модулі арқылы арматуралау элементтерінің санын, орналасу арақашықтығын анықтайтын негізгі параметр болып табылады.

6. Hardening Soil (қаттыланатын топырақ) моделін қолдану арқылы топырақты арматуралау көлемі (%) мен нығайтылған массивтің қаттылық коэффициенті арасындағы тәуелділік анықталды. Зерттеу нәтижесінде топырақты арматуралау көлемі артқан сайын геотехникалық массивтің қаттылық коэффициентінің де біртіндеп өсетіні дәлелденді.

7. Тік арматуралық элементтер мен топырақ арасындағы өзара әрекет есептік модельдеу арқылы зерттеліп, арматуралық элементті илекті ұңғыда орнатудың тиімділігі ғылыми тұрғыда дәлелденді. Ұңғыны илектену процесі кезінде ұңғы қабырғасындағы топырақтың қосымша тығыздалуы нәтижесінде арматуралық элемент пен топырақ арасындағы үйкеліс күші артып, соның есебінен нығайтылған массивтің жүк көтергіштік қабілеті едәуір жоғарылайтыны анықталды.

8. Көпқабатты тұрғын үйдің іргетас негізінің шөгуі мен тақталы іргетас табанындағы кернеулі-деформациялық күй модельдік есептеулер арқылы зерттеліп, Hardening Soil (қаттыланатын топырақ) моделінің іргетас пен арматуралық элементтердің кернеулі-деформациялық сипаттарын

анықтаудағы тиімділігі негізделді. Бұл модельдің кеңінен қолданылатын Кулон–Мор моделімен салыстырғанда есептік көрсеткіштерінің 20%-ға дейін төмен нәтиже беруі — оның нақты жағдайды дәлірек бейнелеу қабілетін көрсетеді.

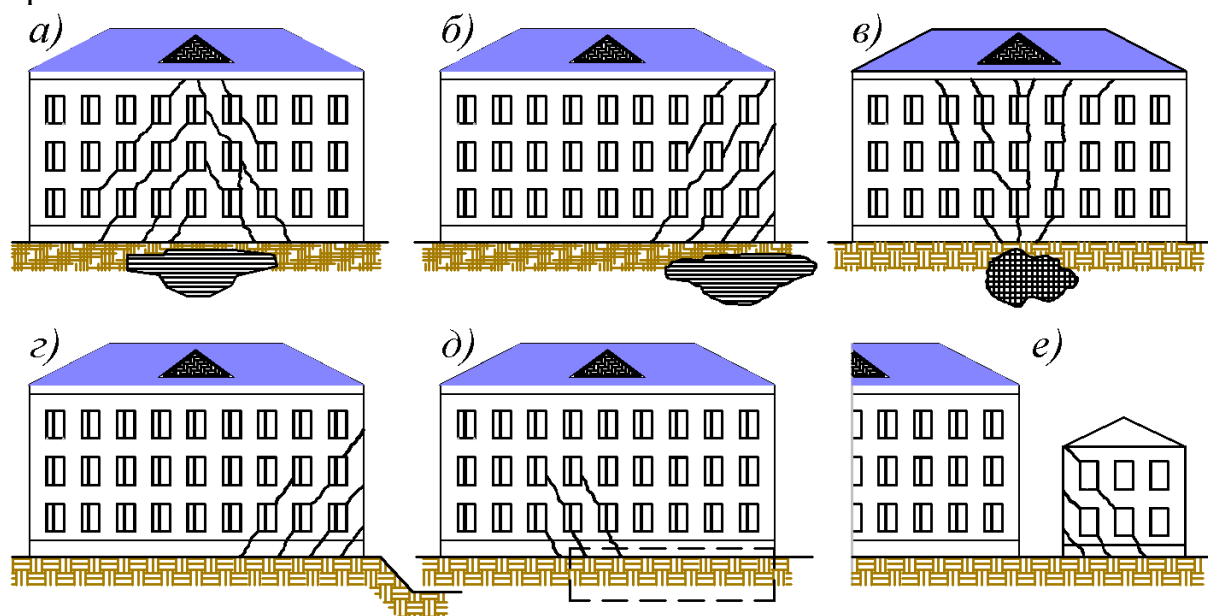
9. Илекті ұңғыны орнатуға арналған илектегіш қондырғысының техникалық мүмкіндіктері қарастырылып, геотехникалық массивті нығайтудың техника-экономикалық тиімділігі мен технологиялық ұтымдылығына тұжырымдама жасалды. Бұл әдістің дәстүрлі технологиялармен салыстырғандағы артықшылықтары – қазіргі техника мен технологияның даму деңгейіне сәйкес, іргетас негіздерін нығайту жұмыстарын қысқа мерзімде орындау мүмкіндігі және жер жұмыстарының көлемін едәуір азайту арқылы шығынды төмендетуі болып табылады.

1 ҚҰРЫЛЫС КОНСТРУКЦИЯЛАРЫНЫҢ АРМАТУРАЛЫҚ ЭЛЕМЕНТТЕРМЕН НЫҒАЙТЫЛҒАН ГЕОМАССИВПЕН ӨЗАРА ӘРЕКЕТТЕСУІНІҢ ЗЕРТТЕУЛЕРІНЕ ТАЛДАУ

1.1 Ғимараттар мен үймереттер іргетастарының деформациялану себептерін талдау

Қала құрылысында көпқабатты ғимараттардың «негіз – іргетас – ғимарат» жүйесінің компоненттерінің өзара әрекеттесуі іргетас астындағы топырақтың белгілі бір ерекшеліктері тікелей байланысты. Мысалы, ғимараттарға байланысты жергілікті апаттық жағдайлар іргетас пен негіздің жұмыс қабілетіне әсер етуі. Ол өз кезегінде, іргетастың конструкциясын бүлдіріп қана қоймай, негіздің де қасиеттеріне әсер етеді, жалпықұрылыс жүйесінің барлық құрамдас бөліктерінің қажетті қасиеттерін бұзуы мүмкін.

Геомассив қасиеттерін жоғалтуымен немесе әркелкі шөгуіне байланысты іргетастың бүлінуі, ғимараттың толық немесе ішінара бүлінуіне (жойылуына) әкеп соқтыруы мүмкін. «Негіз – іргетас – ғимарат» жүйесінің компоненттерінің өзара әрекеттесуінің жоғарыда көрсетілген схемасын көрсететін апатты жағдайлардың көптеген мысалдары М.Ю. Абелев[96], А.А.Бартоломей[97], А.Б.Гарагаш[98], В.А. Ильичев[100], П.А. Коновалов[101], С.Н. Сотников[176], В.М. Улицкий[103], А.Г. Шашкин [105], В.Б. Швец[106], еңбектерінде қамтылған. Негіздің әркелкі шөгуі көбейген кезде пайда болатын ақаулар мен бүлінулердің негізгі түрлері 1.1 суретте[107] көрсетілген.



1.1 сурет. Іргетастың бүлінуі немесе негіздің деформациясына байланысты ақаулар: а) ғимараттың ортаңғы бөлігінің астында әлсіз (жеңіл бос) топырақтың болуы; б) ғимараттың шетінде әлсіз топырақтың болуы; (шеткі бөлігінде); в) ғимараттың ортаңғы бөлігінің астында қаттызаттың болуы; г) ғимаратқа жақын жерде жер қазылуы; д) ең төменгі (терең)

қабаттағы бастапқы құрылымдағы өзгеріс; е) дұрыс салынбаған жаңа ғимарат немесе жаңа ғимараттың жақын салынуы;

Құрылысқа бейімделмеген немесе геологиялық жағынан күрделі аймақтарда көп қабатты ғимараттардың іргетасын жобалау барысында туындайтын басты инженерлік мәселе – жоба сапасын арттыруға бағытталған тиімді геотехникалық шешімді дұрыс таңдау болып табылады. Бұл мәселе ғимараттың орнықты жұмыс істеуін қамтамасыз етудің негізгі алғышарты ретінде қарастырылады.

Бірқатар елдердің құрылыс нормалары мен ережелерінде бұл мәселені шешу үшін нақты инженерлік-геологиялық жағдайды ескере отырып, техникалық-экономикалық салыстырмалы талдау негізінде дәстүрлі жобалау тәсілдерімен қатар жаңа әдістерді қолдану ұсынылады. Соған қарамастан, құрылыс тәжірибесінде іргетасқа түсетін жүктеменің арту жағдайлары жиі кездеседі. Алайда, мұндай жағдайлар әрқашан тиімді нәтижелерге қол жеткізуге мүмкіндік бермейді, әсіресе шөккіш топырақтардың қалың және әлсіз қабаттары дамыған аймақтарда бұл проблема өзекті бола түседі.

Көп қабатты ғимараттарды жобалау мен олардың сенімділігін қамтамасыз ету үшін ең алдымен ғимараттың жүктемелерге жауап беру сипатын дәл бейнелейтін есептік модельді дұрыс таңдау қажет. Бұл орайда құрылымның «іргетас – негіз» жүйесінің кернеулі-деформациялық күйін сипаттайтын серпімді немесе серпімді-пластикалық топырақ моделі айқындаушы рөл атқарады. Негіз ретінде қолданылатын топырақ түрі мен оның нақты инженерлік қасиеттері жобаның орындалу сапасына тікелей әсер етеді.

Іргетастың отыру шамасын немесе топырақтағы шөгу мөлшерін болжау – жобалау кезінде шешуді талап ететін ең күрделі міндеттердің бірі. Мұндай есептеулерге кедергі келтіретін бірқатар факторлар бар. Атап айтқанда, топырақ қабатының геологиялық құрылымы жөніндегі ақпараттың шектеулілігі, оның қаттылық сипаттамаларының анизотропиясы мен әркелкі таралуы, сондай-ақ жоғары жүктемелер әсерінде серпімді емес деформациялардың пайда болуы жобалық дәлдікті төмендетуі мүмкін.

Б.Н. Далматовтың жалпы жіктемесіне сәйкес, ғимараттардың деформациялануы мен олардың негіздерінің әркелкі шөгуінің негізгі себептеріне мыналар жатады:

- іргетасқа түсетін жүктеменің артуы немесе оның дұрыс есептелмеуі;
- іргетас құрылымының бүлінуі, сонымен қатар гидроокшаулағыш қабаттың өткізгіштік қасиеттерінің әлсіреуі;
- іргетас негізінің орнықтылығы мен тұрақтылық жағдайының төмендеуі;
- топырақтың деформациялануға бейімділігінің жоғарылауы;
- құрылымдық элементтердің артық және бақылаусыз жылжуы немесе қозғалуы.

Ғимараттарда орын алатын құрылымдық апаттардың тағы бір маңызды себебі – адами фактор. Іргетасты жобалау немесе салу кезінде жіберілген қателіктер салдарынан жыл сайын елімізде 500-ден астам апатты жағдай тіркеледі. Мұндай жағдайларға нақты мысал ретінде 2012 жылғы 6 сәуірде Қарағанды қаласындағы «Бесоба» тұрғын үй кешенінде орын алған қайғылы оқиғаны атауға болады. Аталған оқиға құрылыс процесіндегі жобалық және құрылымдық қателіктер салдарынан болды, нәтижесінде көпқабатты үйдің бір бөлігі толықтай құлап түскен болатын (<https://qazaqstan.tv/news/52665/>).

Бұл оқиға бойынша анықталған негізгі себептер келесідей:

- Жобалау кезеңіндегі қателік: ғимарат жеткілікті қаттылыққа ие болмаған, бұл оның тұрақтылығын қамтамасыз ете алмады.
- Іргетас түрін дұрыс таңдамау: бастапқыда қадалы іргетас қолданылуы тиіс болған, алайда үнемдеу мақсатында таспалы құрама іргетас қолданылған. Бұл шешім әлсіз сазды топырақ жағдайында мүлдем тиімсіз болды.
- Пайдалану тәртібінің бұзылуы: кәріз жүйесінен ағып шыққан судың әсерінен сазды топырақ құрылымы ісініп, шайылып кеткен. Бұл топырақтың көтергіш қабілетін әлсіретіп, ғимарат негізінің тұрақтылығына кері әсер етті.

Орын алған апаттар инженерлік-геологиялық жағдайлардың дұрыс бағаланбауы, жобалау кезіндегі жіберілген елеулі қателіктер, құрылыс барысында қолданылған материалдардың сапасыздығы, және құрылымды дұрыс пайдаланбау сияқты бірқатар факторлардың салдарынан орын алды. Бұл жағдай сарапшылардың пікірінше, іргетасты жобалау мен құрылысын орындау сапасының жеткіліксіздігін айғақтайды.

Іргетас негіздерін жобалау сапасына қойылатын талаптар. Іргетастың біркелкі шөгуін қамтамасыз ету үшін жобалау барысында топырақтың механикалық қасиеттеріне, оның беріктігі мен тұрақтылығына ерекше назар аудару қажет. Бұл ретте мынадай шаралар ұсынылады:

- топырақ негізін нығайту, бекіту немесе күшейту (мысалы, инъекциялық әдістер арқылы);
- су әсерінен пайда болатын шөгу процесін бақылау;
- негіз қаттылығының кеңістіктегі өзгерістерін болдырмау.

Аталған процестер ғимарат конструкцияларының түйіндерінде қосымша ішкі кернеулердің пайда болуына, қабырғаларда сызаттардың түзілуіне, еден тақталарының жылжуына әкелуі мүмкін.

Ғимараттың құрылымын жобалау кезінде топырақтың шөгу сипаттамаларын алдын ала бағалау қажет. Кейбір жағдайларда топырақтың деформациялану шегін басқару үшін оның беріктігін инженерлік жолмен өзгерту тиімді шешім болып табылады. Құрылымдық элементтердің орнықтылығын сақтау үшін олардың бір-бірімен және ғимарат негізімен өзара әрекеттесуін ескере отырып жобалау ұсынылады.

Негізгі инженерлік жүйелерде геологиялық және физика-механикалық процестер әртүрлі қарқынмен жүреді. Мұндай процестер құрылым

бөліктерінде кернеулердің қайта бөлінуіне, бейімделу механизмдерінің бұзылуына және материалдардың тозуына себеп болады. Топырақтағы бұл өзгерістердің жылдамдығы құрылыс материалдарымен салыстырғанда жоғары, сондықтан ғимараттың жұмыс істеу мерзімін есептеуде бұл факторларды ескерудің маңызы зор.

1.2 Ғимараттар мен үймереттердің іргетас тақталарының кернеулі-деформацияланған күйін есептеудің қолданыстағы тәсілдері мен әдістері.

Қазіргі таңда әртүрлі әдістер арқылы алынған нәтижелерді салыстыруға арналған ғылыми зерттеулер саны артып келеді. Осы бағыттағы маңызды жұмыстардың бірі – С.Н. Боталов, Р.Г. Куликов және И.А. Салминнің еңбектерінде қарастырылған екі қабатты ғимараттың іргетасының шөгуін есептеу мәселелері болып табылады. Авторлар Plaxis бағдарламалық-есептеу кешенін қолдана отырып алынған сандық модельдеу нәтижелерін қолданыстағы нормативтік-техникалық құжаттамалар негізінде жүргізілген аналитикалық есептеулердің нәтижелерімен салыстырған.

Жүргізілген салыстырулар нәтижесінде алынған деректердің жоғары деңгейде сәйкестікке ие екендігі анықталған. Бұл, өз кезегінде, Plaxis бағдарламалық өнімінің геотехникалық нысандарды жобалау ісінде тиімді қолдануға болатынын дәлелдейді. Зерттеу жұмысы, әсіресе, биік ғимараттардың негіздеріндегі шөгу процесін сандық тұрғыда зерттеуге бағытталған. Бұл процесте «ғимарат – іргетас – топырақ» жүйесінің өзара әрекеттесуі есепке алынады және топырақтың иілгіштік қасиеттері арнайы коэффициенттер арқылы сипатталады. Аталған коэффициенттерді анықтау үшін Винклер мен Пастернак әдістері қолданылған.

Теориялық есептеулер нәтижелері мониторинг арқылы алынған бақылау деректерімен салыстырылды. Сонымен қатар, топырақтың серпімді және эластопластикалық әрекеттерін сипаттайтын үлестірілген тік кернеулер диаграммаларын қолдану ұсынылған. Бұл әдіс негіздің кернеулі-деформациялық күйін неғұрлым нақты сипаттауға мүмкіндік береді. Эксперименттік мәліметтерді аналитикалық есептеулер нәтижелерімен салыстыру зерттеудің сенімділігін арттырады.

Зерттеу барысында әлсіз және жеңіл топырақтарда орналасқан іргетастар үшін бағдарламалық кешендерді қолданудың тиімділігі дәлелденген. Топырақтың механикалық қасиеттерін күрделі математикалық модельдер арқылы сипаттау – қазіргі геотехникалық есептеулер саласындағы өзекті бағыттардың бірі болып табылады. Соның ішінде, топырақтың деформациялық анизотропиясын ескеруге мүмкіндік беретін модельдерге ерекше көңіл бөлінуде.

Жүргізілген зерттеулер топырақ негізінде ұзақ мерзімді тұрақты жүктеме әсерінен туындайтын реологиялық процестерді модельдеуге бағытталған. Бұл ретте инженерлік және сандық әдістерді салыстыру, сондай-ақ алынған нәтижелерді табиғи жағдайларда ұзақ мерзімді бақылау

деректерімен салыстыру жұмыстың практикалық маңыздылығын арттыра түседі.

PLAXIS 3D бағдарламалық кешенінде жүргізілген сандық модельдеу барысында әртүрлі серпімді-пластикалық топырақ модельдері қолданылып, олардың нәтижелері өзара салыстырылды. Бұл салыстыру барысында сазды топырақтардың әрекет ету механизмдерін сипаттайтын ең тиімді математикалық модельдер таңдалды.

Ғимарат іргетастарының нақты шөгу процестеріне жүргізілген талдау бақылау деректері негізінде шөгудің сызықтық емес сипатын көрсетті. Сонымен қатар, іргетас негізінің жалпы деформациясында көлденең бағыттағы қозғалыстардың маңыздылығы туралы қорытынды жасалды.

Осылайша, топырақтың күрделі геологиялық құрылымын, оның физика-механикалық қасиеттерінің күрделі сипаттамаларын және іргетас геометриясының ерекшеліктерін ескере отырып, топырақ негізінің әрекетін дәл әрі тиімді бағалауға мүмкіндік беретін әдістемелер мен сандық құралдарды әзірлеу қазіргі зерттеулердің басты бағытына айналған. Қойылған міндеттерді тиімді шешу мақсатында заманауи ақпараттық технологиялар мен жоғары дәлдіктегі бағдарламалық кешендерді қолдану қажеттілігі ғылыми және жобалық ортада кеңінен танылып отыр.

Қазіргі уақытта құрылыс саласындағы нормативтік құжаттарда, атап айтқанда СП 22.13330.2011 (ҚНЖЕ) бойынша, жаңа салынатын ғимараттардың іргетастары үшін шекті рұқсат етілген шөгу шамалары нақты белгіленген. Бұл нормаларды жобалаушы инженерлер іргетастың құрылымдық схемасын таңдағанда немесе негізді жасанды түрде нығайту шараларын жүргізген кезде толығымен орындауы қажет.

Топырақты негіздердің күрделі геологиялық құрылымы, жүктеменің іргетасқа біркелкі түспеуі, сондай-ақ іргетастың геометриялық пішінінің ерекшеліктері – шөгудің біркелкі еместігінің негізгі себептері ретінде танылады. Мұндай жағдайларда ғимарат құрылымдарының қисаюы, сызаттар мен деформациялардың пайда болуы жиі кездеседі. Бұл мәселе әсіресе биік және көпқабатты тұрғын үйлер үшін өзекті болып табылады. Сонымен қатар, салынып жатқан құрылыс объектісінің жақын маңдағы ғимараттар мен инженерлік коммуникацияларға тигізетін әсерін бағалау қажет.

Негіздің шөгуін болжау әдістерінің жіктелуі

Іргетас негізінің шөгуін анықтауға арналған қазіргі әдістерді екі үлкен топқа бөлуге болады:

Аналитикалық және сандық-аналитикалық әдістер – бұл топқа классикалық механика негізінде жасалған жартылай кеңістікке күштік әсер ету шешімдеріне негізделген тәсілдер кіреді. Бұл әдістер инженерлерге арналған дайын формулалар мен арақатынастар жиынтығы түрінде немесе бағдарламалық құралдар арқылы қолданылады.

Сандық модельдеу әдістері – топырақтың кеңістіктегі дискретизациясына негізделген, яғни топырақтың әр қабатының жеке механикалық қасиеттері есепке алынатын әдістер. Мұнда шекті элементтер

әдісі (FEM) немесе PLAXIS, MIDAS GTS NX сияқты заманауи геотехникалық бағдарламалар кеңінен қолданылады.

Модельдеу әдістеріне шолу. Құрылыс құрылымдарының күрделілігі артқан сайын, олардың жүктемелік мінез-құлқын дұрыс есепке алу қажет болады. Осы мақсатта «серпімді негіздегі балка» және «серпімді негіздегі тақта» модельдері кеңінен қолданылады. Бұл модельдерде ғимараттың негізгі көтеруші элементтері – колонналар, қабырғалар және жабын тақталары біртұтас жүйе ретінде қарастырылады.

Мұндай модельдердің тиімділігі ең алдымен нақты инженерлік-геологиялық жағдайларды дәл сипаттай алуына байланысты. Іргетасты жобалау кезінде, тек іргетас материалы мен формасы ғана емес, жүктеменің құрылым арқылы берілу жолын – яғни, көтергіш қабырғалар мен жабындардың үлесін де нақты есепке алу қажет.

Құрылыс инженериясында іргетастың топырақпен өзара әрекетін қарастыру мақсатында қолданылатын ең кең таралған әдістердің бірі – серпімді негіздің Винклер моделі. Бұл модель – топырақтың физикалық-механикалық қасиеттерін қарапайым түрде сипаттай отырып, ғимараттың жерасты конструкцияларының негізбен бірлескен жұмысын сипаттайтын қысқартылған инженерлік сызба.

Серпімді негіздегі арқалықтар мен тақталарды есептеу әдістемесі алғаш рет Н.П. Пастернактың еңбектерінде жүйеленіп, кеңінен талданған [29]. Бұл бағыттағы зерттеулерді В.З. Власов, Н.Н. Леонтьева [10], П.Л. Пастернак [29] сынды ғалымдар жалғастырып, деформацияланған конструкциялар үшін серпімді негіздің қаттылық коэффициентін қолдану тәсілін ұсынған.

Серпімді негізге орнатылған конструкцияларда қаттылық коэффициенті келесі арақатынас бойынша анықталады. $k = sq$ k – серпімділік коэффициенті (кН/м^3), q – жүктеме (кН/м^2), s – отыру (шөгу) шамасы (м).

Тақталардың әртүрлі геометриялық пішіндері (дөңгелек, тікбұрышты және т.б.) үшін есептеу әдістері Б.Т. Корневтің зерттеулерінде [86] нақты көрсетілген.

Винклер моделінің шектеулері және жетілдірілуі. Алайда Винклер моделінің бірқатар әдістемелік кемшіліктері бар. Ең негізгісі – бұл модельдің топырақтың кеңістіктегі әрекетін және көлденең байланыстарын ескермейтіні. Басқаша айтқанда, әрбір серіппе тек тік бағытта әрекет етеді және көршілес серіппелермен байланысы жоқ деп есептеледі.

Осы кемшілікті жою мақсатында, серпімділік теориясының толық арақатынастары қолданылып келеді. Мұндай тәсілдің қажеттілігі Н.М. Герсевановтың еңбектерінде теориялық тұрғыдан дәлелденген [11].

Кейінгі зерттеушілер, атап айтқанда, Б.Н. Жемочкин [25], А.П. Синцин [18], И.А. Симвулиди [31], және Т.К. Клейн [20, 21] еңбектерінде бұл теориялық негізді қолдана отырып, серпімді негіздегі арқалықтар мен тақталарды есептеудің нақты әдістемелері әзірленген.

И.А. Симвулиди әдісі. И.А. Симвулиди серпімді негізге орналасқан тақталардың күрделі деформацияларын есептеу үшін X және Y бағыттарында

қиылысатын балкалар жүйесін ұсынған. Бұл жүйе өзара шарнирлік қосылыстармен байланысқан және әр бағыттағы қозғалыс тәуелсіз түрде қарастырылады. Бұл тәсіл кеңістіктегі қозғалыстардың өзара байланысын ескеруге мүмкіндік береді және сызықтық теңдеулер жүйесіне негізделеді.

М.М. Горбунов-Посадов әдісі. М.М. Горбунов-Посадов өз зерттеулерінде біркелкі жүктемелердің әсерін есептеу кезінде серпімді тақтаның иілу теңдеуін қолдануды ұсынған. Бұл жағдайда есептеу дифференциалдық теңдеуге негізделеді, және есептеу аймағы екі бағытта – X және Y координаталары бойынша қарастырылады(1.1):

$$\frac{D}{a^2 b^2} \left(\beta \frac{\partial^4 S}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 S}{\partial x^2 \partial y^2} + \alpha^2 \frac{\partial^4 S}{\partial y^4} \right) = q(x, y) - p(x, y), \quad (1.1)$$

Мұндағы

$\alpha = \frac{a}{b}$; $\beta = \frac{b}{a}$; S – тақтаның иілген жері, a, b – тақтаның жартылай ұзындығы

және жартылай ені, соған сәйкес, $D = \frac{E/h^3}{12(1-\nu_1^2)}$ – тақтаның цилиндрлік қаттылығы;

E_1 және V_1 – соған сәйкес, D – тақтаның цилиндрлік қаттылығы;

E_1 және V_1 – серпімділік модулі және тақтаның материалының Пуассон коэффициенті;

h-оның қалыңдығы;

q (x, y) – сыртқы жүктеме;

p (x, y) – реактивтік топырақ қысымы.

Серпімді негіздің айнымалы қаттылық коэффициентін ескере отырып іргетас тақталарын есептеу тәсілдері заманауи геотехникалық жобалауда маңызды әдістемелік бағыттардың бірі болып табылады. Бұл бағыт С.Н. Клепиковтің еңбектерінде жан-жақты зерттеліп, нақты инженерлік есептерге бейімделген [22, 23].

Серпімділік гипотезасына негізделген тәсіл. Іргетас астындағы топырақтың шөгуі (осадкасы) мен қысым арасындағы байланыс пропорционалдық заңдылықтарға бағынады. Яғни, топырақ бетінің әрбір нүктесіндегі тік қозғалыс оған әсер ететін қысымға тура пропорционал. Бұл өз кезегінде Винклер гипотезасына сәйкес есептеулер жүргізуге мүмкіндік береді, бірақ классикалық тәсілден айырмашылығы – қаттылық коэффициентінің айнымалы болуы.

Қаттылық коэффициентінің өзгермелі мәндерін пайдалану арқылы, топырақтың әртүрлі қасиеттері мен құрылымдық әркелкілігі бар аймақтарда есептеу дәлдігін арттыруға болады. Осыған байланысты, іргетастың серпімді негіздегі моделі күрделі аймақтық сипатқа ие болады және бірнеше аймақтан тұратын серпімді орта ретінде қарастырылады.

Есептеу сұлбасы мен сандық әдістер. Қазіргі таңда, серпімді негіздегі конструкциялардың иілуін тек аналитикалық тәсілдер арқылы ғана емес, сандық модельдер мен есептеуіш техника көмегімен де шешуге болады. Бұл

үшін есептеу сұлбасы соңғы элементтер әдісі (Finite Element Method – FEM) арқылы құрылыстың жеке элементтерге бөлінуіне негізделеді.

Икемді жалғанған стерженьдер, күрделі геометриялы пластиналар мен айнымалы қаттылыққа ие топырақ қабаттары – бұл модельдердің негізгі компоненттері болып табылады. Мұндай құрылым П.Л. Пастернак әдістемесіне сүйеніп, екі негізгі коэффициентпен сипатталады:

серпімділік коэффициенті k_{kk} ,

сырғу коэффициенті $\mu_{\text{шц}}$.

Инженерлік модельдеу және зерттеу еңбектері. Бір қатар ғалымдардың, атап айтқанда А.Д. Гильман, Ю.Г. Лупан, А.М. Повелица және Б.Н. Жемочкин [17, 18] еңбектерінде «топырақ негізі – іргетас тақтасы – жоғарғы құрылым» жүйесінің кешенді модельдері қарастырылған. Жоғарғы құрылым қаттылығы эквивалентті балка түрінде қарастырылады, бұл жағдайда жазықтық есеп схемасы қолданылады. Сонымен қатар В.И. Обозовтың зерттеулерінде жоғарғы құрылым төмендетілген қаттылық ретінде моделденген, ал серпімді Винклер негізі айнымалы қаттылық арқылы сипатталады.

Шекті элементтер әдісіне негізделген есептеуіш жүйелер іргетас тақталарын модельдеуде кеңінен қолданылады. Бұл әдіс арқылы әртүрлі геометриялы конструкциялар мен топырақ қабаттарының өзара әрекетін жоғары дәлдікпен бағалауға болады. Мысалы, бірқабатты және үшқабатты тақталардың серпімді негізбен әрекеттесуін зерттеу жұмыстары [12, 55, 46] еңбектерінде қарастырылған.

Сызықтық емес модельдер және қазіргі тәжірибелер, Б. Новожны және А. Ганушка сынды зерттеушілердің еңбектерінде топырақтың қысылу мен ығысу кезіндегі беріктігін сипаттайтын сызықтық емес деформациялық үлгілер қолданылады. Бұл модельдер іргетас тақтасының нақты шөгуін (осадкасын) дәл сипаттай алады және құрылымдағы кернеу таралуын анықтайды.

В.И. Шейнин қазіргі заманғы құрылыс нормативтерінде көрсетілген іргетас шөгуін есептеу алгоритмдерін жан-жақты зерттейді. Оның зерттеуінде тақтаның күрделі геометриясы мен топырақ негізінің аймақтық әркелкілігі есептеулерде міндетті түрде ескерілетіні көрсетілген. Бұл деректер, әдетте, инженерлік-геологиялық ізденістер нәтижесінде алынатын нақты өлшемдер негізінде анықталады.

Үймереттердің іргетастық негізге байланысты деформациялану сипатына қарай үш негізгі топқа жіктеуге болады:

Икемді үймереттер – негіздегі шөгу конструкцияға қосымша күш түсірмейді.

Абсолютті қатты үймереттер – шөгуге қарсы әрекет көрсетпейді, бірақ конструкцияның бүтіндігін сақтайды.

Шекті қаттылықтағы үймереттер – шөгу кезінде деформациялана отырып, қосымша ішкі күштердің пайда болуына әкеледі.

Осыған байланысты, егер ғимарат дұрыс жобаланбаған болса, ішкі кернеулер нәтижесінде сызаттардың түсуі, конструкциялардың бұзылуы немесе төтенше апат жағдайлары туындауы мүмкін.

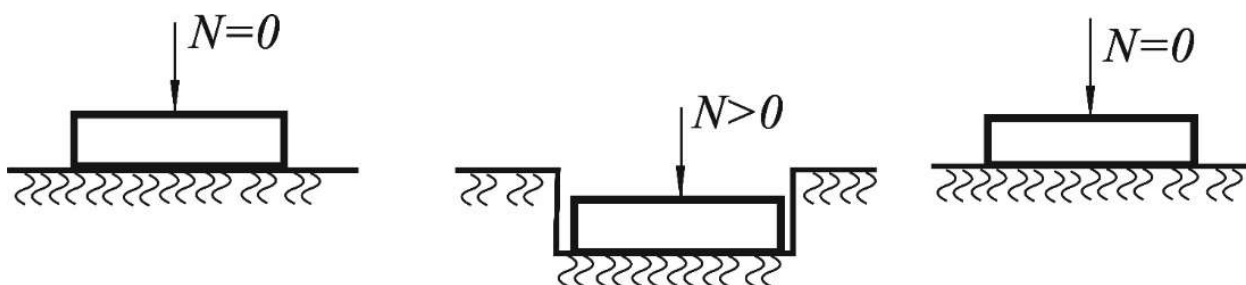
1.3 Серпімді негіздің есептеу модельдеріне талдау

Серпімді негіздердің есептік модельдерін үш топқа бөлуге болады:

- 1) Винклер негізіне негізделген модельдер;
- 2) Серпімді жартылай кеңістік теориясына негізделген модельдер;
- 3) Серпімді негіздің аралас модельдері.

Осы модельдерді сипаттауға көптеген еңбектер арналған.

Винклер негізінің есептік моделі қатты негіздеріне бекітілген, өзара байланысты емес серпімді серппелерді білдіреді. Топырақтың бұл моделі серпімді топырақтың қаттылық коэффициентімен ($1C$) сипатталады. Негіз егер $1C$ болған кезде, абсолютті қатты болып саналады, ал абсолютті жалғанғаны 0 болып саналады[7,8,13,56,57,58,59].



1.2 сурет. Винклер моделінің есептік схемасы.

Топырақты үймереттің іргетасының табанымен жанасу жеріндегі p_{ep} негіздің реактивтік қысымы осы жердегі топырақтың δ осадкасына пропорционал(1.2).

$$P_{ep} = C_1 \delta \quad (1.2).$$

Винклер моделі – қазіргі кезде кең таралған және топырақты негіздің есептік модельдері ішіндегі ең қарапайымы болып табылады. Бұл модельдің негізгі қағидаты бойынша, іргетастың астындағы топырақ тікелей тік жүктемеге ұшырайды, ал оның жанындағы аймақтар деформацияланбайды. Мұндай сипаттамалар 1.2 және 1.3-суреттерде көрнекі түрде көрсетілген.

Сурет 1.2. Винклер моделіндегі жүктеме астындағы тік әсер.
Сурет 1.3. Жүктемені алып тастағаннан кейін топырақтың қалпына келуі.

Бұл модельде жүктеме тек іргетастың астындағы нүктелік аймаққа әсер етіп, жанама таралуы есепке алынбайды. Алайда, серпімділік коэффициенті дұрыс таңдалған жағдайда бұл әдіс арқылы есептеудің нақтылығы жоғары нәтижелер беруі мүмкін.

Серпімділік теориясын қолданудың негіздемесі

Н.П. Пузырев өзінің зерттеулерінде топырақтағы кернеулерді анықтау үшін серпімділік теориясының классикалық формулаларын қолданған.

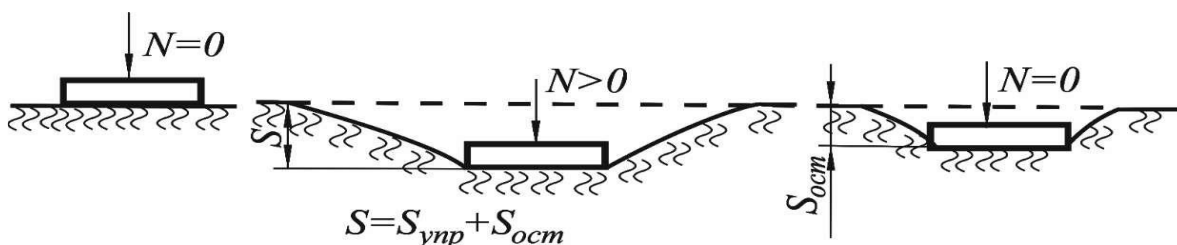
Мұндай тәсілдің қажеттілігі алғаш рет Н.М. Герсевановтың еңбектерінде негізделіп, онда топырақтың серпімділік қасиеттері мен қалдық деформацияға ұшырамайтындығы туралы тұжырым жасалған. Герсевановтың айтуынша, құрылыс объектілері салынғаннан кейін жүктеме алынбайтын болғандықтан, топырақтағы қалған кернеулер есептеуге әсер етпейді.

Сәйкесінше, классикалық серпімділік теориясы сызықтық деформацияланатын орта ретінде қарастырылады және бұл контексте «серпімділік модулі» орнына «деформация модулі» ұғымын қолдану ұсынылады. Топырақтың деформациялық сипаттамаларына Пуассон коэффициенті де енеді, ол деформацияның көлденең және бойлық қатынасын сипаттайды.

Жетілдірілген модельдер мен әдістер

Серпімді жартылай кеңістікке негізделген модельдер арқалықтар мен тақталардың иілуін есептеуде кеңінен қолданылады. Бұл бағытта Б.Н. Жемочкин мен М.И. Горбунов-Посадов сияқты зерттеушілердің еңбектерінде іргетас тақталары мен топырақ негізінің әрекеттесуі егжей-тегжейлі қарастырылған [17, 18].

Модельдеулерде конструкцияның топырақпен бірлескен жұмысы, оның ішінде жүктеменің жан-жақты таралуы және серпімділік деформациялары ескеріледі. Мұндай тәсілдер Винклер моделімен салыстырғанда әлдеқайда нақты және сенімді нәтиже береді, әсіресе құрылымдық күрделілігі жоғары, көпқабатты ғимараттар үшін.



1.3 сурет. Сызықты – деформацияланған негіздердің модельдерінің есептік схемасы.

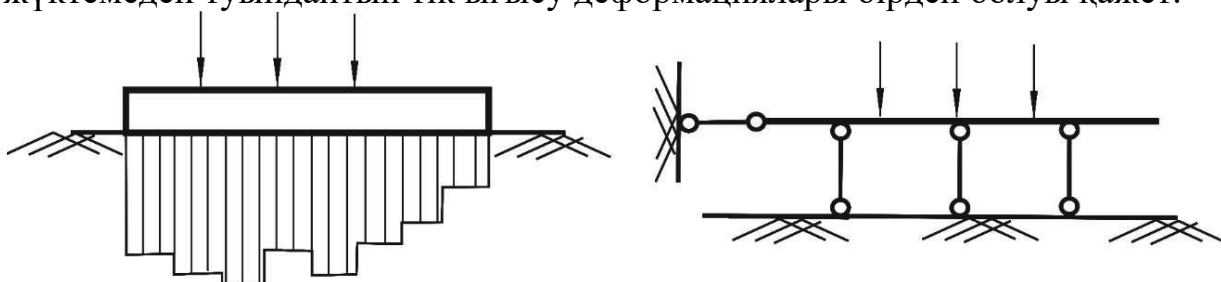
Серпімді негіздің жетілдірілген моделінің басты ерекшелігі – топырақтың тек іргетас тақтасының астында ғана емес, сонымен қатар оның шегінен тыс аймақта да деформациялануы болып табылады. Бұл модельде, күш түсіру тоқтатылған жағдайда, топырақ негізінде қалдықты деформациялардың пайда болуы ескеріледі. Яғни, топырақта қайтымсыз өзгерістер орын алады, бұл құрылымның жұмыс істеу сенімділігіне тікелей әсер етеді.

Б.Н. Жемочкиннің [17, 18] еңбектерінде серпімді негіздегі арқалықтар мен тақталарды есептеу үшін нақты талаптар мен шарттар жиынтығы қарастырылған. Бұл талаптар модельдің шынайылығын арттыруға бағытталған және нақты жобалау есептерінде жиі қолданылады:

Серпімді негіз реакцияларының біркелкі таралуы. Әрбір есептік аймақта балкалар мен тақталар серпімді негізге әсер етеді. Осы кезде серпімді негіздің реакциялары тегіс таралған деп қабылданады. Бұл жағдайда нақты қисық сызықты эпюра саты тәрізді сипаттағы эпюрамен алмастырылады. Мұндай жуықтау есептеу үдерісін едәуір жеңілдетеді, бірақ нақты нәтижелерге жақын шешімдер алуға мүмкіндік береді.

Горизонтальды қатты стерженьді пайдалану. Балка мен тақта конструкцияларының серпімді негізбен бірлескен әрекетін сақтау мақсатында, олардың арасындағы байланыс қатты шарнир (стержень) түрінде моделденеді. Бұл жағдайда жүйенің геометриялық өзгеріссіздігін қамтамасыз ету үшін қосымша горизонтальды қатты стержень енгізіледі. Бұл элемент іргетастың орнықтылығын және топырақпен байланысының дұрыстығын ескеруге мүмкіндік береді.

Нүктелік бекітулердегі сәйкестік шарты. Қатты шарнирмен бекітілген жерлерде топырақтың шөгуі мен тақтаның иілуі тең болуы тиіс. Бұл шарт – құрылым мен топырақ негізінің бірлескен жұмысын есептеуде негізгі сәйкестік критерийі болып табылады. Яғни, модельде бекіту нүктелерінде жүктемеден туындайтын тік ығысу деформациялары бірдей болуы қажет.



1.4 сурет. Б.Н.Жемочкиннің әдісінің негізгі талаптары[10].

Б.Н. Жемочкиннің зерттеулері серпімді негізде орналасқан балкалар мен тақталардың иілуін есептеу үшін бірқатар инженерлік жуықтауларды енгізумен ерекшеленеді. Бұл жуықтаулар серпімділік теориясын қолдануға негізделген есептеу әдістерін жеңілдетуге және нақты модельге жақын шешім алуға мүмкіндік береді.

Жемочкин ұсынған негізгі жуықтаулар келесідей: Бөліктік аймақтағы серпімді реакцияларды біркелкі таралған деп есептеу - балка немесе тақта бірнеше бөліктерге бөлінеді, әр бөліктегі серпімді негіздің реакциялары біркелкі таралған деп қабылданады. Бұл жағдайда нақты қисық түріндегі эпюра саты тәрізді эпюрамен алмастырылады. Мұндай жуықтау есептеу үдерісін оңтайландырады, әсіресе күрделі геометриялық пішіндерде.

Қатты шарнирлерді енгізу және горизонталь стерженьдер - балка мен тақтаның серпімді негізбен байланысы қатты шарнирлер арқылы сипатталады. Жүйені геометриялық тұрақтылықта сақтау мақсатында горизонтальды стерженьдер енгізіледі. Алайда, бұл стерженьдер есептік мәнге ие емес, тек есептеу схемасын тұрақтандыру рөлін атқарады.

Тақтаның иілуі мен негіздің шөгуі арасындағы сәйкестік - қатты шарнир орналасқан нүктелерде тақтаның иілуі мен топырақ негізінің шөгуі тең деп

қабылданады. Бұл байланыс шарттары, модельдің нақтылығын арттырып, құрылымның шынайы жұмысын сипаттауға мүмкіндік береді.

Есептеу алгоритмі жоғарыда келтірілген жуықтаулар негізінде есептеу схемасы жасалады. Бұл келесі негізгі кезеңдерден тұрады:

Қатты шарнирлер тіреуіштердің белгісіз реакцияларымен алмастырылады;

Құрылған жүйеге тепе-теңдік теңдеулері қосылады;

Белгісіз тіреуіш реакциялары анықталғаннан кейін, реактивтік қысым табылады;

Әрі қарай ішкі күштер анықталады, бұл балканың немесе тақтаның кернеулі-деформациялық күйін анықтауға мүмкіндік береді.

Қатты стерженьдер саны неғұрлым көп болған сайын, есептеу нәтижелері соғұрлым дәл болады. Бұл әдіс өзгермелі қималы балкалар үшін тиімді болып саналады. Дегенмен, тік бұрышты тақталардың иілу есебінде бұл тәсіл шектеулі тиімділікке ие, өйткені әрбір нүктеде көлденең және тік бағыттағы деформациялар бөлек есептелуі тиіс.

Тақтаның иілуін сипаттайтын теңдеулер(1.3, 1.4, 1.5).

$$D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) = q(x, y) - Cw, \quad (1.3)$$

$$D = \frac{E_1 h^3}{12(1 - \nu_1^2)}, \quad (1.4)$$

$$Y(x, y) = \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0} \int_{-a-b}^a \int_{-b}^b \frac{p(\bar{x}, \bar{y}) d\bar{x} d\bar{y}}{\sqrt{(\bar{x} - x)^2 + (\bar{y} - y)^2}}, \quad (1.5)$$

Мұнда $X(x, y)$ – топырақтың шөгуі

x, y – негіздің бетінің жылжитын нүктесінің координаторлары.

x, y – реактивтік қысым жлементінің координаторлары;

a және b – тақтаның жартылай ұзындығы, жартылай ені.

Серпімді жартылай кеңістіктегі тікбұрышты тақталардың қысқартылған есебінде қандай да бір қимадағы жиынтық (көлденең және тік) моменттер анықталады. Ол тақтаның балкалық есебі деп аталады. Жиынтық моменттер қиманың беріктігін қамтамасыз ету үшін салынуы тиіс, арматураның жалпы санын ғана көрсетеді.

К.Е.Егоров, О.В.Попова[14], А.Г.Шикова және Б.Г.Коренев[19.86] серпімді жартылай кеңістікте тік бұрышты тақталарды есептеу үшін жартылай кеңістіктің бетінің осадкасы және реактивтік қысымның екі дәрежелі қатарын пайдаланады. Бұл екі қатардың коэффициентінің арасындағы сызықтық байланыс (1.6) теңдеу негізінде анықталады. Аймақ бойынша бөлінген жүктемелер жағдайында, ерекше мүшелерді көрсету үшін қосарлы интерполяциялық полиномдар қолданылады.

П.Л.Пастернак[29]серпімді негіздің қатталық екі коэффициентіне есептеуге қажетті формуланы ойлап тапқан: серпімді негіздің постелінің полиномасы:

$$C_1 = \frac{E}{H}; \quad C_2 = \frac{GH}{3}; \quad (1.6)$$

Мұндағы: E-деформация модулі, G - ығысу модулі, H- қысылған қалыңдықтың биіктігі.

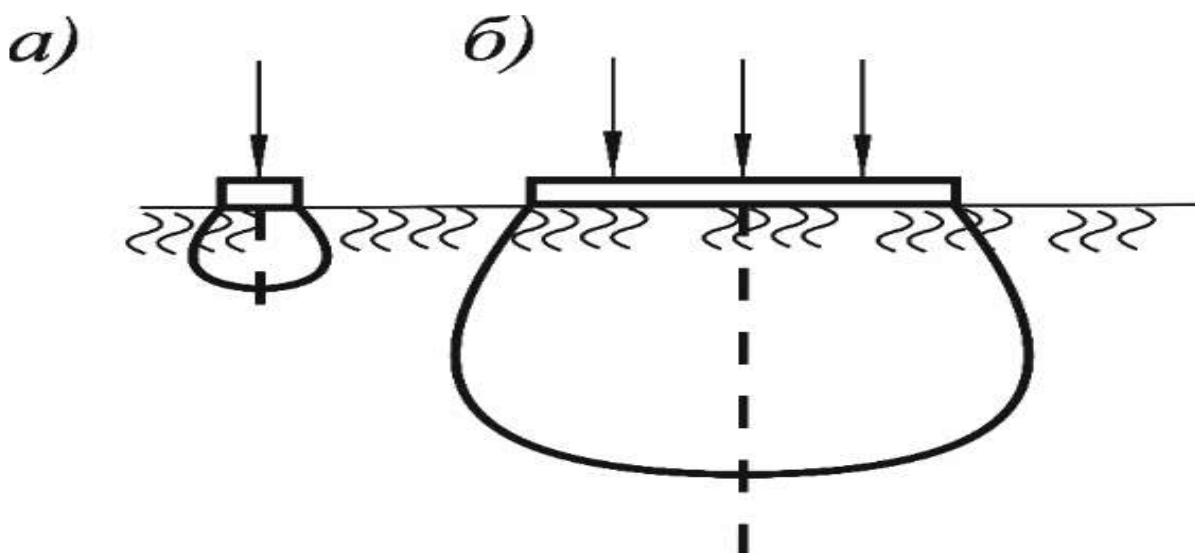
Бұл бөлімде қатты дөңгелек, сақиналы және тікбұрышты штамптармен жүктелген топырақ негізінің қысым мен қозғалыс параметрлері зерттеледі. Зерттеулердің теориялық негізі ретінде И.А. Медниковтің [27] көп қабатты негіздерге арналған (1.6) формуласы алынған. Ол формула топырақ массивінің нүктелерінің тік қозғалысы тереңдік бойынша сызықты өзгереді деген болжамға сүйенеді. Бұл тәсіл, әсіресе, қабатталған құрылымды негіздерді модельдеуде өз тиімділігін көрсетеді.

Үзіліссіз іргетас тақталары және көпқабатты ғимараттардағы модельдердің өзектілігі. Қазіргі таңда көпқабатты құрылыс аясында, әсіресе үлкен аумақты қамтитын үзіліссіз іргетас тақталарын жобалауда, топырақтың деформациялық қасиеттерін дәл сипаттайтын есептік модельдердің рөлі ерекше маңызды болып отыр. Мұндай жағдайда, тіпті топырақ біртекті және бірдей физикалық-механикалық қасиеттерге ие болғанның өзінде, оның өзіне тән салмағының әсерінен әркелкілік туындайды.

Топырақ тереңдеген сайын тығызданатын болғандықтан, біртектілік шартты сипатта ғана болады. Бұл құбылыс 1.5-суретте графикалық түрде көрсетілген. Г.К. Клейннің [33] зерттеулерінде бұл әсер деформация модулінің тереңдікке байланысты параболалық немесе сызықтық заңмен өзгеруі арқылы сипатталған. Бұл тәсіл тереңдік бойынша топырақ қаттылығының артуын есепке алып, модельдің шынайылығын арттырады.

Сығылмайтын негіздер мен есептеу тәсілдері. Альтернативті көзқарас ретінде, К.Е. Егоровтың [23, 24] еңбектерінде топырақ негізі серпімді жартылай кеңістік ретінде емес, төменгі жағында сығылмайтын қатты қабатпен шектелген сығылғыш қабат ретінде қарастырылады. Бұл тәсіл, әсіресе топырақ қабатының төменгі бөлігіндегі шөгу шектеулі болатын жағдайларда пайдалы.

Осы екі түрлі әдістеме де – деформация модулін тереңдікке байланысты өзгертіп ескеретін Клейн моделі мен сығылмайтын қатты қабатқа негізделген Егоров моделі – есептік көрсеткіштердің нақты жағдайларға жақын келуін қамтамасыз етеді. Бұл, өз кезегінде, ғимарат іргетасының шөгуін болжау мен құрылымдық қауіпсіздік мәселелерін шешуде аса маңызды.



1.5 сурет. Топырақты қысу қысымдарының таралу схемасы
а) іргетастың көлемі шағын болғанда, б) іргетастың көлемі ірі болғанда.

1.4 Геомассивті тік элементтермен нығайтудың қазіргі заманауи тұжырымдамалары және есептеудің қолданыстағы әдістеріне

Қазіргі заманғы құрылыс объектілерінде «негіз–іргетас–құрылыс» кешенінің кернеулі-деформацияланған күйі (КДК) негізінен топырақтың жоғарғы қабаттарында байқалады. Бұл күйдің қалыптасуы, ең алдымен, жаңа салынатын ғимараттың іргетас конструкциялары арқылы топыраққа түсетін жүктемеге байланысты.

Зерттеулер көрсеткендей, деформацияланудың белсенді аймағы іргетастың тікелей астында шоғырлана отырып, іргетас енінің шамамен 0,5–0,7 есесіне және қазаншұңқыр тереңдігінің 1,5–2,0 метрге дейінгі тереңдігіне таралады. Бұл аймақтарда кернеулер мен шөгу шамаларының максималды мәндері тіркеледі, әсіресе егер топырақтың физикалық-механикалық қасиеттері өзгермелі немесе әлсіз болса.

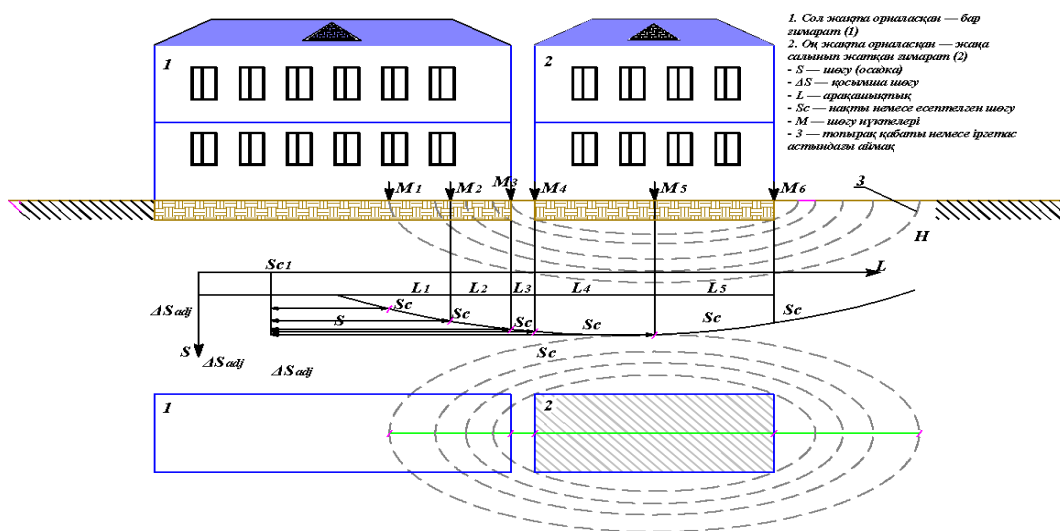
Жаңа құрылыс объектілерін салу кезінде жақын маңдағы, бұрын салынған ғимараттардың астындағы топырақта қосымша шөгу туындауы мүмкін. Мұндай жағдайларда шөгу, әдетте, топырақ массивінің тығыздалуы нәтижесінде жүреді. Бұл құбылыс шөгу ойығы деп аталады (1.6-сурет).

Жоспардағы шөгу ойығының көлемі, әдетте, жаңа ғимарат астындағы сығылатын қабаттың шамасына (20–30 м) жуық болады. Алайда ең көп шөгулердің шамасы салынатын ғимараттың іргетасынан 7–10 м тереңдік деңгейінде байқалады. Бұл – топырақтың кернеулі күйінің ең белсенді зонасы екендігін білдіреді.

Топырақтың құрылыстық қасиеттерін жақсартудың заманауи тәсілдері қазіргі уақытта құрылыс саласында топырақ негізінің сапасын арттыруға бағытталған әртүрлі технологиялар кеңінен қолданылуда. Атап айтқанда, механикалық тығыздау (соққылап нығыздау), инъекциялық әдістер арқылы цемент қоспаларын жоғары қысыммен топырақ массивіне енгізу секілді тәсілдер тиімділігін көрсетіп келеді. Мұндай әдістердің басты мақсаты –

топырақтың тығыздығын арттыру, қалдық деформацияны төмендету, сонымен қатар кернеу-релаксациялық процестерді басқару.

Жасанды жолмен жетілдірілген негіз құрылымдарын жобалауда, «негіз-іргетас-құрылыс» жүйесінің кернеулі-деформациялық күйін теориялық тұрғыда талдау ерекше мәнге ие. Бұл жүйе аясында қалдық деформацияның артуы, жартылай релаксацияланған кернеулердің өсуі және топырақ массивіндегі құрылымдық өзгерістер ескерілуі тиіс.



1.6 сурет. Жаңадан салынатын ғимараттың қысымынан қолданыстағы ғимараттың қосымша шөгудің артуы[107]:

- 1 - бұрынғы қолданыстағы ғимарат;
- 2 - жаңадан салынатын ғимарат;
- 3 - ғимараттың шөгудің изосызықтары.
- 4 - өзінің және қосымша шөгудің эпюрасы.

Сазды жеңіл топырақтарды зерттеген жетекші ғалымдар сазды және жеңіл сусіңіргіш топырақтардың құрылымдық-физикалық қасиеттерін зерттеуге үлкен үлес қосқан ғалымдар қатарына Н.А. Цытович, Б.И. Далматов [46], М.Ю. Абелев [96], А.А. Бартоломей [97], П.А. Коновалов [100, 101], З.Г. Тер-Мартирослей [33, 37, 38, 44, 73] жатады.

Мәселен, А.А. Бартоломейдің [19] еңбектерінде сусіңіргіш сазды топырақтардың деформациялық қасиеттеріне қысым мен жылдамдықтың әсері қарастырылған. Топырақ баяу тығыздалған жағдайда оның құрылымдық бөлшектері сыртқы әсерге икемді әрекет етіп, жаңа құрылым түзіледі, кеуектілік төмендейді, нәтижесінде топырақ массивінің механикалық қасиеттері жақсарады.

Реологиялық және консолидациялық процестер

Жеңіл сусіңіргіш топырақтарда реологиялық процестер көбіне фильтрациялық консолидация аясында жүреді, бірақ ол толықтай осы үдерістермен шектелмейді. Консолидациялық тығыздалу ұзақ уақыт бойы жалғасып, негізге түсетін осадка көлемін арттырады. Осыған байланысты,

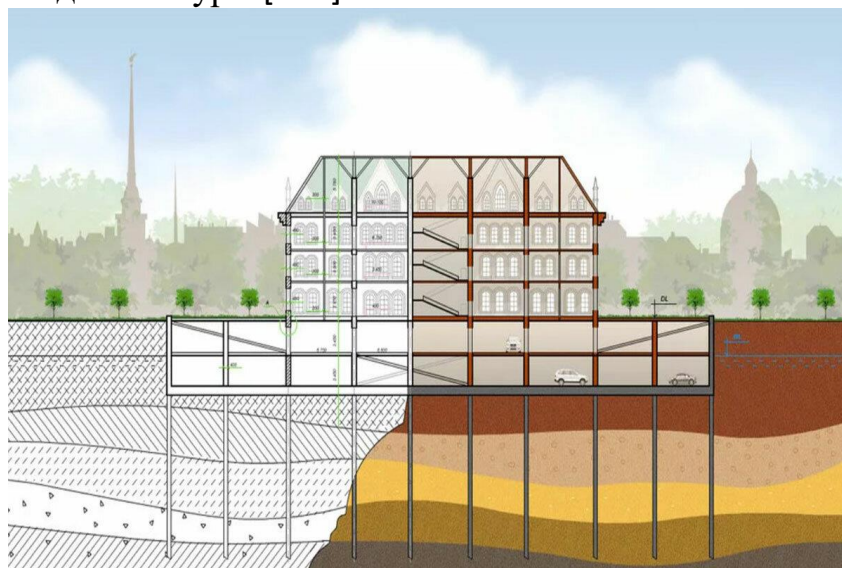
мұндай топырақтарды құрылыс негізі ретінде тікелей қолдану ұсынылмайды. Оның орнына, құмды немесе әкті қабаттар салу, тік дренаждар орнату, алдын ала нығыздау жұмыстарын жүргізу ұсынылады.

Жеңіл сазды топырақтардың жоғары сығылғыштығы, олардан алынатын есептік осадканың айтарлықтай болуына алып келеді [122].

Сазды және сусіңіргіш топырақтарда құрылыс жұмыстарын жүргізу кезінде, іргетас құрылымын, құрылыс технологиясын және орындалу кезеңдерін кешенді түрде қарастыру қажет. Жобалау барысында «негіз – іргетас – жер үсті және жер асты бөлігі» жүйесінің кернеулі-деформациялық жағдайын болжай отырып бағалау негізгі міндеттердің бірі болып табылады. Бұл тәсіл геотехникалық жағдайларға жүйелі жауап беру, технологиялық әсерді ескеру, бақылау және болжау мүмкіндігін арттыру секілді бірқатар артықшылықтар береді.

Жаңа құрылыстар салу барысында іргетастың жобалық шешімдерімен қатар, технологиялық регламент әзірленуі тиіс. Бұл регламентке мыналар кіреді: техногендік әсер критерийлері, құрылыс тәуекелдері мен әсер ету аймағы, құрылыстың орындалу кезектілігі, топырақ негізінің жауап реакциясын ескеретін параметрлер, жұмыс режимін оңтайландыру, жұмыс сапасын бақылау алгоритмі.

Ғимараттың төменгі бөлігінің оның геотехникалық кеңістігімен өзара әсерін төмендету үшін, тік және көлденең геотехникалық массивтер тұйық жүйесі қолданылады. 1.7 сурет[122].



1.7 сурет Тік және көлденең геотехникалық массивтер жүйесі.

Осы жағдайда ғимарат іргетасының астындағы физикалық және механикалық үрдістер жүйесінің ішкі, тұйықталған аймағында жүріп, жақын маңдағы геотехникалық кеңістікпен тікелей әрекеттеспейді. Геотехникалық массив конструкциясы жер асты суларының ағысы немесе агрессивті орта секілді сыртқы әсерлерге (олардың сипаты күшті немесе әлсіз болуына қарамастан) төтеп бере алатындай етіп, эксплуатациялық сенімділік деңгейін ескере отырып жобалануы тиіс [144].

Геомассив жүйесінде кернеу мен деформациялардың қалыптасуы және өзгеруі (яғни трансформациясы) жер асты құрылымдарын салу технологиясының кезеңділігіне тікелей байланысты. Себебі бұл жүйелер серпімді және тұтқыр қасиеттерге ие материалдардан тұрады және олар қысу мен сығу әсерлеріне әртүрлі реакция береді. Мұндай жағдайда деформация баяу жүреді және топырақ сусымалылық қасиетке ие бола бастайды. Осы сипаттамаларға сүйенсек, геотехникалық массивтер жүйесінде күш әсерлерінің өзара тәуелсіздігі туралы классикалық қағидалар толық орындалмайтынын байқауға болады. Осыған байланысты, мұндай күрделі құрылымдар үшін кернеулі-деформациялық жағдайларды талдау және оларды сандық модельдеу барысында, жер асты құрылыстарының салыну технологиялық ерекшеліктерін міндетті түрде ескеру қажеттілігі туындайды. Бұл ретте геотехникалық массивтердің конструкциялық шешімдері олардың құрылыс әдістерімен тығыз байланысты.

Қазіргі таңда геотехникалық массивтерді ұйымдастыруда екі негізгі әдіс кеңінен қолданылады: біріншісі — жоғары қысыммен цементтеу арқылы жасалатын инъекциялық технология (jet-grouting), ол табиғи топырақ негізінің механикалық қасиеттері жеткіліксіз немесе экономикалық тұрғыдан тиімсіз болған жағдайларда жасанды жолмен негізді күшейтудің тиімді әдісі ретінде пайдаланылады. Екінші топ — топырақ құрылымының жұмысын конструктивтік тұрғыдан жақсартатын әдістер, оған мыналар жатады: топырақ подушкасы, шпунтты қоршау, бүйірлік қысым қолдану, топырақты арматуралау және тағы басқа нығайту тәсілдері [50, 57, 69, 188].

Арматураланған негіздерді салу. Қазіргі құрылыс тәжірибесінде әлсіз топырақ негіздерінің көтергіштік қабілетін арттыру үшін арматуралау әдісі кең қолданылады. Бұл тәсіл тік және көлденең бағыттағы әртүрлі арматуралық жүйелерді пайдалануға негізделеді [11, 149, 284, 296].

Арматураланған негіздердің тиімді жұмысын зерттеу саласында Л.М. Тимофеева елеулі үлес қосқан [205]. Оның еңбектерінде негіздерді арматуралаудың бірнеше тәсілдері сипатталған, атап айтқанда: көлденең қабатты бір деңгейлі арматуралау, тік және еңкіш қадалар арқылы арматуралау, сондай-ақ әртүрлі бағыттағы бір, екі және үш деңгейлі элементтермен арматуралау. Автор арматопырақ құрылымдарының үш негізгі схемасын ұсынған: бөлшектік және қысқа талшықтармен дисперсті арматуралау; жиі орналасқан талшықтары бар сызықтық арматура; дискретті және аралас (дискретті-континуальды) арматура түрлері.

Л.М. Тимофееваның тәжірибелерінің нәтижелері арматуралық материалдарды топыраққа енгізу оның беріктігін арттырып, деформацияға бейімділігін төмендететінін және іргетас шөгуінің біркелкілігін жақсартатынын көрсетті.

Тік арматуралық элементтермен нығайту тәсілі салыстырмалы түрде жақында пайда болды [67]. Бұл әдіс конструкция жағынан аралық төсемі бар қадалы іргетасқа ұқсас. Мұндай іргетаста ростверк пен қадалар арасында қатаң байланыс болмайды, бұл оны дәстүрлі қадалы іргетастан ерекшелейді. Егер

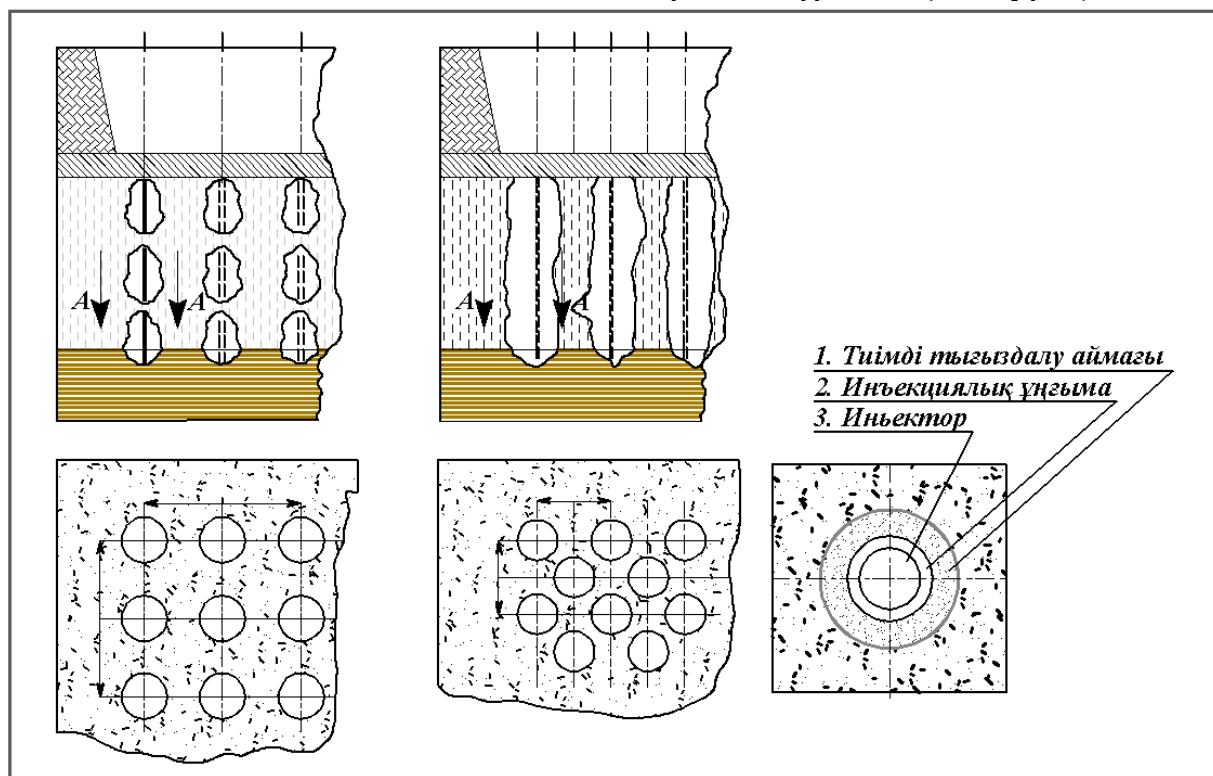
арматуралау жұмыстары ростверк табаны астында орындалса, жүктеме төсем топырағы арқылы беріліп, кейін үйкеліс күші арқылы қадалар арқылы топыраққа таратылады.

Арматуралық элементтерді топыраққа енгізу үйкеліс пен бүйірлік қысым арқылы жүзеге асады. Мұндай элементтер топырақ бетімен немесе іргетаспен жанаса отырып, өз бетіне түскен күшті жоғары бөлігінен қабылдап, төменгі бөліктерге бағыттайды. Тік арматуралар көбінесе сығылу кернеулерін қабылдау үшін қолданылады.

Қазіргі уақытта көптеген мемлекеттерде геомассивтерді қалыптастырудың түрлі технологиялары дамып, қолданылып жатыр. Солардың ішінде кең таралғаны — жоғары қысыммен инъекциялау арқылы негізді нығайту. Арматуралық элементтерді бұрғылау-инъекциялық қадалар ретінде орнатуға болады. Сонымен қатар, бәсекелес технологиялар қатарында сиялы цементтеу арқылы құрылымдық геомассив қалыптастыру әдісі бар [89, 140, 141].

Мысал ретінде арматураланған негіздердің келесі тұжырымдамасы ұсынылады.

Тығыздалған топырақ аймағында орналасқан N_u радиусындағы бұрғылау-инъекциялық қадалар мен L ұзындықтағы инъектордың перфорацияланған бөлігін қамтитын r радиусындағы массив бөлшегі «геоблок» деп аталады. Мұндай геоблоктар есептік кедергісі $R_{гб}$ және деформация модулі $E_{гб}$ -мен сипатталатын, жыныс емес топырақтың сипаттамаларын қамтитын элементтер болып табылады. Нығайтылған топырақтармен бірге бұл геоблоктар $R_{гм}$ кедергісі және $E_{гм}$ модулімен сипатталатын геомассивтің композиттік жүйесін құрайды (1.8-сурет) [107].



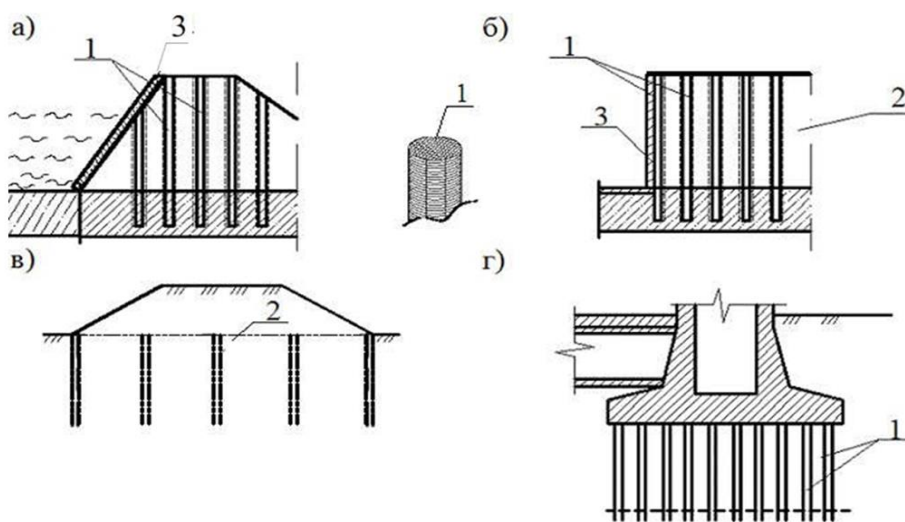
1.8 сурет. Геотехникалық массив профильдегі (а, б) бұрғылап инъекцияланған қадалардың орналасуы және жоспардағы үзік және тұтас инъекциялаудағы орналасуы (в, г); д – тығыздалған массивтің кадасының және элементінің қимасы.

Топырақты арматуралаудың физикалық механикалық сипаттамаларын жақсартудың маңызды артықшылықтарының бірі, қолда бар жергілікті жердің топырағынан қажетті іргетас негізін төсеуге мүмкіндік береді. Ол конструкцияларды ауыстыру бойынша – еңбекті азайтады, ғимарттың қауіпсіздігін арттырады және жұмыстарды орындау мерзімін қасқартады.

Бұндай нығайтылған топырақ тегіс емес деформацияларға шыдамды болады, күрделі инженерлік-геологиялық жағдайларда ғимарттар мен үймереттерді салуға және қайта салуға мүмкіндік береді. Ғимараттың күші нығайтылған топырақ массивіне тегіс таралады, ол жоғары кернеулі аймақтардың пайда болуына кедергі жасайды. Бұл әдістің артықшылығы, практикалық міндеттерді шешуге қажеті физикалық-механикалық сипаттамаларды анықтай отырып, жобалаушы іргетас негізін құрылымдайды.

Қазақстан Респубикасы аймағындағы қолданыстағы НТҚ РК 07-01,3-2011 сәкес, топырақты арматуралау[118]:

- текстуралық белгілері бойынша – анизатроптық және изотроптық;
 - тік арматуралық элементтерінің түрі бойынша – толтырмалы, бұрғылап толтырмалы, қағылмалы және топырақты тік арматуралық элементтермен;
 - бұрғылап инъекциялау, цементті –топырақты тік арматуралаушы элементтерімен;
 - анкерлермен;
 - темір стержаньдерімен деп бөлінеді;
 - Арматуралаушы элементтердің орналасуы бойынша – тік, бір және екі және одан да көп бағыттарға қисайған;
 - Жұмыс өндірісінің тәсілі бойынша - қағылатын, төмен батыру, дірілмен енгізу; таптау, шашырату технологиясы қолданыталын ұңғымалар салу.
- Арматураланған топырақтан салынған үймеретті, арматуралаушы элементтермен қасиеттері жақсартылған жасанды топырақ массиві (үйіндісі) ретінде қарастыруға болады. Оларды келесі жағдайда пайдаланған жөн:
- Ғимараттар мен үймереттерді салу кезінде және жеңіл топырақта жол үйіндісі үю кезінде.
 - Резервуарлардың астына іргетас пен негіз салу кезінде;
 - Іргетас тұғырын үю кезінде және қала құрылысы жағдайында тік жоспарлау жұмысында
 - қоршаған ортаға динамикалық әсер етумен және шумен байланысты іргетас құрылымдарын ауыстыру кезінде;
 - Экологиялық қауіпсіз өнеркісіптік қалдықтардан қалған үйіндіні үйу және бөгет салу кезінде пайдалануы.



1-арматураланған элементтер; 2-топырақ негіз; 3-қаптама.

1.9 сурет. Тік элементтермен негізді күшейту схемалары: а) бөгетті; б) тік откаосты; в) жол үйіндісін; г) іргетас асты[118].

Ғимараттар мен үймереттердің негізін табиғи топырақта нығайту кезінде цементті-топырақты, ұсақ тасты, құмдақ, әкті және басқа да құрамдас материалдардан тұратын тік арматура элементтерін пайдалану орынды. Бұл элементтер геомассивтің сүзгілік (фильтрациялық) және механикалық қасиеттеріндегі анизотропияны қамтамасыз етеді. Нәтижесінде, топырақтың сығымдалғыштығы төмендеп, көтергіштік қабілеті артады.

Арматураланған топырақты тиімді пайдалану – тек арматураның көлемі мен түрін дұрыс анықтауды ғана емес, оларды нақты орналасу сызбасына сай жобалауды, сондай-ақ жүктеме көтеру қабілетін және ұзақ мерзімді сенімді жұмыс істеуін есепке алуды қажет етеді. Сонымен қатар, бұл әдіс үнемділік, қауіпсіздік және экологиялық талаптарға сай болуға тиіс. Мұндай жағдайларда ғимарат немесе үйінді жобасын дайындау үшін мынадай бастапқы мәліметтер қажет: қолданыстағы және салынуы жоспарланған ғимараттар мен инфрақұрылым нысандарының орналасуын, шекараларын көрсететін бас жоспар, жаңа құрылысқа жақын орналасқан жер асты құрылымдары мен іргетас конструкцияларының өлшемдері мен сипаттамасы, жобаланатын нысанның мақсаттық бағыты, габариттері және оған түсетін жүктеме шамалары, негізге түсетін күштердің шамасы мен сипаты, арматураланған топырақ конструкцияларын қолдану алдындағы және кейінгі жағдайлар, құрылыс алаңы бойынша жүргізілген инженерлік-геологиялық және гидрогеологиялық зерттеулер, топырақтың қасиеттері және арматура элементтері мен жүйелерін сынақтан өткізу нәтижелері.

Еуропалық стандарттар бойынша топырақты арматуралау – шөгу көрсеткіштерін азайтып, құрылымның беріктігін арттыру үшін қолданылатын әдіс. Ол құрғақ немесе сұйық байланыстырғыш материалдарды қолдана отырып, терең орналасқан жұмсақ топырақ қабаттарын тұрақтандыруды көздейді. Бұл тұрақтандыру жұмыстары екі негізгі тәсілмен жүзеге асады:

жеке топырақ бағандарын жасау арқылы немесе бүкіл топырақ көлемін нығайту арқылы. Екі тәсілді де үйлестіріп қолдануға болады. Заманауи құрылғыларды пайдалану арқылы топырақты бағандармен 25 метрге дейін, ал массивтік тұрақтандырумен де осы тереңдікке дейін жұмыс жүргізуге болады.

Терең арматуралаудың негізгі мақсаттары:

а) Топырақ беріктігін арттыру: үйінді мен іргетастың орнықтылығын жоғарылату; жүк көтергіштік мүмкіндігін жақсарту.

б) Деформациялық қабілетті күшейту: шөгу ұзақтығын қысқарту; көлденең ығысу шамаларын азайту.

в) Динамикалық қаттылықты арттыру: дірілдің таралуын төмендету; топырақтың динамикалық сипаттамаларын жақсарту.

Топырақты орнықтыру үшін қолданылатын технологиялар инженерлік-геологиялық зерттеулердің сапасына тәуелді. Сондықтан құрылыс учаскесінде мұндай ізденістерді жан-жақты және толық көлемде жүргізу ұсынылады. Бұл зерттеулер жобаны дайындауға дейін екі кезеңде жүзеге асырылуы мүмкін:

Алдын ала ізденістер – жобалау үшін бастапқы ақпаратты жинауға арналған. Бұл кезеңде пенетрометриялық (СРТ) зерттеулер немесе бұрғылау тәсілдері арқылы қабат құрылымы, тереңдігі мен сипаты анықталады.

Нақты инженерлік-геологиялық зерттеулер – шешуші жобалау үшін қажет. Бұл кезеңде топырақ бағандары мен массивтер арқылы тұрақтандыру жобасы нақты мәліметтерге сүйеніп әзірленеді.

Аталған жұмыстардың мақсаты – топырақ қабаттарының құрылымын, қасиеттерін анықтау және олардың ішінде кездесетін кедергілерді ерте анықтау арқылы жобаның тиімділігін қамтамасыз ету.

Орныққан топырақты тұрақтандырылған қасиеттері.

Топырақты тереңдігінен нығайту әдістерінің тиімділігі мен экономикалық негізделуін дәлелдеу үшін зертханалық және далалық зерттеулердің үйлесімділігі аса маңызды. Бұл зерттеулер инженерлік және экологиялық көрсеткіштерді бағалауға қажетті базалық деректерді береді. Зерттеу жұмыстары барысында әсер ету аймағы мен сынақ көлемі міндетті түрде ескерілуі тиіс.

Жобалаудың бастапқы кезеңінде зертханалық жағдайда топырақ пен тұтқыр материалдарды араластырып, нақты топырақ түрлерінде терең нығайтудың әсерін зерттеу жүргізіледі. Бұл кезеңде тұтқыр қоспалардың түрлері мен оңтайлы мөлшерін анықтау басты мақсат болып табылады.

Келесі кезеңде далалық сынақтар ұйымдастырылып, арматураланған топырақ бағандарының қажетті саны мен сипаттамалары анықталады. Бұл сынақтардың нәтижесінде тұтқыр материалдың нақты түрі мен көлемі, оларды енгізу әдістері және жобалауға қажет есептік көрсеткіштер нақтыланады.

Жобалау кезінде барлық топырақ қабаттарын зерттеп, ерекше талаптарға ие қабаттарға баса назар аудару қажет. Кейбір қабаттар тұтқыр материалдарды орналастыру әдістеріне ерекше шектеулер қояды.

Қазіргі таңда жобалаушылар терең арматураланған негіздерді жиі қадалық аймақ ретінде қабылдайды. Бұл көзқарас, негізінен,

жобалаушылардың СП [179] нормаларына сәйкес шекті күйдің екі тобы бойынша есеп жүргізу қажеттілігіне негізделген. Мұндай есептерге негіз топырағының көтергіштік қабілетін және шөгу шамасын тексеру жатады.

Н.З. Готман [43] өз еңбектерінде қадалар арасындағы арақашықтықтың деформация аймағына әсерін сипаттап көрсеткен. Оның зерттеулеріне сәйкес, егер қадалар бір-бірінен 4,5D қашықтықта орналастырылса, олардың арасында деформациялық әрекет жүреді. Ал 6D және одан артық қашықтықта әр қаданың әсер ету аймағы оқшауланады және топырақ массиві дербес қадалар жүйесі ретінде жұмыс істейді. 4D қашықтықта, әсіресе сазды топырақтарда, кадалық іргетасты тұтас арматураланған массив ретінде қарастыруға болады.

1988 жылы М.Р. Madhav пен Н.В. Poorooshasb екі қабатты топырақ моделіне негізделген аналитикалық есептеу әдісін ұсынды. Бұл модельде жоғарғы қабат Пастернак теориясына негізделіп сипатталады – ол түйіршікті, сығылмайтын топырақтан тұрады. Ал төменгі қабат Винклер моделін қолданып бейнеленеді және жеңіл, борпылдақ топырақпен сипатталады. Арматура элементтері кернеуді созу әсеріндегі мембрана ретінде есептеліп, жоғарғы қабатта орналасады. Алайда бұл модельде бірқатар кемшіліктер бар. Мысалы, ысырылу моделі, қаттылық коэффициенті және түйіршікті қабат қалыңдығы сияқты параметрлер арматураланған құрылымдағы нақты кернеулерге елеулі әсер ете бермейді.

1994 жылы В.К. Федорович пен С.Г. Безволев тік арматураланған топырақ үйінділерінің кернеулі-деформациялық күйін есептеу әдістемесін ұсынды. Бұл әдіс ысырылу мен сығылу процесіндегі топырақтың сызықтық емес сипаттамаларын және бастапқы артық қысымның әсерін ескере отырып жасалған. Есептеу барысында шекті айырмалар әдісімен дискреттелетін теңдеулер жүйесі пайдаланылады. Ал қиылысатын модульдер әдісі арқылы бұл жүйе сызықтық алгебралық теңдеулер жиынына келтіріледі. Топырақ массивінің орташа шөгуі арнайы теңдеулермен анықталады.

Аталған әдістеменің әлсіз тұстары – топырақтың құрылымдық біртектілігін ескермей, арматура элементтерінің нақты геометриясы мен ысырылу кезіндегі беріктігін нақты бағаламауы.

Топырақтың шөгуін дәл болжауға мүмкіндік беретін ең сенімді тәсілдердің бірі – сандық есептеу әдістері. Олар материалдың нақты кернеу-деформациялық жағдайын ескеріп, дәстүрлі аналитикалық және эмпирикалық әдістерден гөрі дәлірек нәтиже береді. Эмпирикалық әдістер нақты сынақтар жүргізуді талап еткендіктен қымбат әрі шектеулі қолданысқа ие. Сондықтан, сызықтық емес есептерді шешуге мүмкіндік беретін, топырақтың икемділік қасиеттерін ескеретін әдістер – қазіргі уақытта ең тиімді шешімдердің бірі болып саналады.

Сандық әдістердің артықшылықтары және арматураланған топырақ негіздерін модельдеу

Эмпирикалық және аналитикалық әдістермен салыстырғанда, сандық есептеу тәсілдері топырақ негіздерін зерттеуде әмбебап құрал ретінде кеңінен танылады. Бұл әдістердің ішінде шекті элементтер әдісі немесе ШЭЭ мен

шекті айырмалар әдісі кеңінен қолданылады, олардың ішінен ШЭӘ – құрылымдық және геотехникалық есептерде ең жиі пайдаланылатын әдіс болып табылады [259, 268].

ШЭӘ тұтас орта механикасының вариациялық қағидаттарына сүйенеді және төмендегі артықшылықтарымен ерекшеленеді:

«Негіз – іргетас» жүйесінің нақты кернеу астындағы жұмысын модельдеу мүмкіндігі, ғимаратты салу мен пайдалану барысында топырақтың беріктік және деформациялық қасиеттерінің өзгеруін, сондай-ақ олардың кеңістікте таралуын есепке алу, жүктемелерді кезең-кезеңмен енгізу арқылы есептеу мүмкіндігі, екі шекті жағдай бойынша бір мезгілде талдау жасауға мүмкіндік беретін жүйелік бірлескен есептеу, икемді деформацияларға ұшырайтын аймақтарды айқындап, кернеулі-деформациялық күйді нақтылау.

Арматураланған топырақ негіздерін модельдеуде кеңінен қолданылатын құралдардың бірі – PLAXIS бағдарламалық кешені. Бұл бағдарлама жетілдірілген, сызықтық емес және реологиялық қасиеттері бар топырақ модельдерін қолдану мүмкіндігін береді. Мұндай тәсілдер жер асты негіздерінің нақты жұмысын сипаттап, материалдық шығынды азайтып, тиімді жобалық шешімдер қабылдауға мүмкіндік береді. Мысалы, кейбір жағдайда тақталы-қадалы іргетастарды арматураланған негіздегі тақталы жүйемен алмастыру экономикалық жағынан тиімді болады.

Қатты элементтермен арматураланған негіздерді үлгілеу ірі қалалардағы күрделі геотехникалық жағдайлар үшін аса өзекті. Мұндай жағдайларда ғимараттардың жерасты және жерүсті бөліктері мен топырақ массивтерінің өзара әрекеттестігін нақты бағалау қажеттілігі туындайды. Осы байланыстарды дұрыс модельдеу үшін есептік модельге енгізілетін топырақтың нақты физикалық-механикалық параметрлері шешуші рөл атқарады.

Тік арматураланған топырақ негізінің физикалық мінез-құлқын сипаттайтын теңдеулер жүйесі күрделі болғандықтан, оларды тура шешу көп жағдайда қиындық тудырады. Сондықтан инженерлік тәжірибеде қарапайым жасанды негіздерге арналған ықшамдалған есептік модельдер жиі қолданылады. Бұл қарапайым модельдер күрделі әдістермен алынған нәтижелерге ұқсас, бірақ жеңіл есептелетін, сенімді шешімдер береді.

3.Г. Тер-Мартirosянның зерттеулеріне сәйкес, топырақты бет элементтерімен арматуралау кезінде тиімді сипаттамаларды анықтаудың бірқатар әдістері бар. Соның ішінде:

Деформациялар әдісі – бұл тәсілде әрбір топырақ қабаты біртекті деформациялық қасиеттері бар орта ретінде қарастырылады. Бұл әдіс негізінде қаданың шөгуі мен топырақтың деформациясынан тұратын теңдеулер жүйесі құрастырылады.

$S_{CB} = S_{гр} = S$ шөгу теңдеуінен: деформацияны келтірген жуықты модулін анықтау өрнегін аламыз:

$$\langle E \rangle = A_{CB} E_{CB} + A_{гр} E_{гр} \quad (1.7)$$

Мұнда E_{CB} , E_{rp} -топырақтың топырақбетон деформациялану модельдері; A_{CB} , A_{rp} -қада мен топырақ аудандары; қада мен топыраққа түсетін тік жүктемелер.

2) Полицилиндрлік кірінділері бар біртекті ортаның моделдерінің әдісі әртүрлі көлемдегі ұзын цилиндрмен арматураландырылған (салынған) біртекті изотропты ортаны модельдеу қарастырылады. Цилиндрлер мен ығыстырғыш ортаның радиустарының арақатынасы тұрақты. Цилиндр радиусы өзгермелі.

Цилиндрдің бойлық осі бойынша деформациялау моделі былай көрсетіледі. (1.7)

$$E = m E_{CB} + n E_{rp} + \frac{4 nm (V_{CB} - V_{rp})^2 G_{rp}}{m G_{rp}} \quad (1.8)$$

3. Біртекті эквивалентті ортаның әдісі. Деформацияның көлемдік модулі және ысырылудың көлемдік модулі мына өрнек бойынша көрсетіледі:

$$K = \frac{E_i}{1 - 2V_i} G = \frac{E_i}{2(1 + V_i)} \quad (1.9)$$

Деформацияның көлемдік модулі; ысырылу модулі және біртекті орта үшін нығайтылған негіздің Пуассон коэффициентін анықтау: $K = K_{CBn} + K_{rpm}$;

$$G = G_{CBn} + G_{rpm}; V = \frac{(K - 2G)}{2(K + G)} \quad (1.10)$$

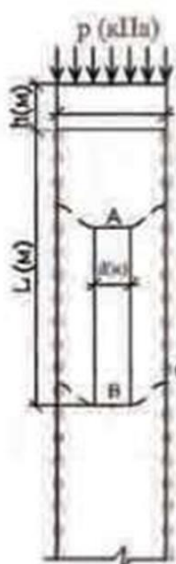
Мұндағы: n - қадалардың көлемінің үлесі; m - топырақ көлемінің үлесі.

Эквивалентті модуль былай көрсетіледі

$$\langle E \rangle = 2G(1 + V); \langle E \rangle = k(1 - 2V) \quad (1.11)$$

4. Жуықталған деформациялар әдісі (1.9-сурет) бір қадалы іргетастың кернеу-деформациялық күйін зерттеуге негізделеді. Бұл тәсілде есептеу аймағы ретінде іргетас құрылымындағы қадалар арасындағы қашықтыққа сәйкес келетін геометриялық фрагмент қарастырылады. Аталған фрагменттің жалпы шөгу шамасы – қада мен қоршаған топырақтың бірлесіп деформациялануынан туындайды және ол компрессиялық (сығылмалы) жүктеме жағдайына байланысты есептеледі.

Ростверк бетіне біркелкі таралатын q_0 жүктемесі әсер еткен жағдайда, конструкцияның негізгі нүктелеріндегі шөгу мөлшері есептеледі. Бұл шөгулер, әдетте, құрылымның әртүрлі бөліктерінде біркелкі болмайды, сондықтан олардың нақты мәндерін анықтау – іргетастың беріктігі мен орнықтылығын талдауда шешуші рөл атқарады.



1.10-сурет – Топырақ-қада массивінің жуық қаттылығын анықтауға арналған есептік схема[107]

a — ростверк табанындағы қада осінің ортасы. Бұл нүкте — конструкцияға түсетін тік жүктеменің қадаларға берілу аймағы ретінде қарастырылады;

b — қада төменгі шетінің асты. Бұл аймақта қаданың тірелу тереңдігі мен топырақтың реактивті кедергісі есепке алынады;

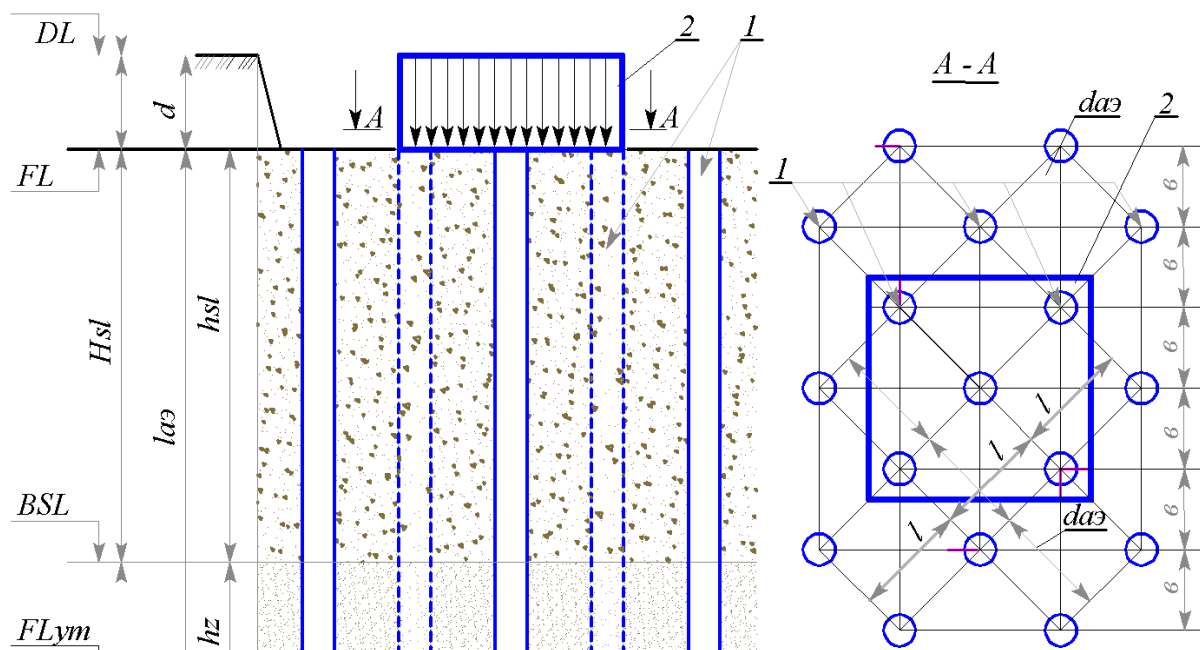
c — топырақ фрагментінің шетінде, қаданың түбіне сәйкес келетін деңгей. Бұл шекара арқылы топырақтың фрагменттік бөлігі мен қоршаған массив арасындағы деформациялық өзара байланыс бағаланады.

Осы нүктелер бойынша алынған деректер негізінде, іргетастың нақты жұмыс шартына жақындатылған кернеу мен шөгу шамалары есептеледі. Бұл әдіс қадалар мен топырақтың кешенді әрекетін ескере отырып, топырақ-қада жүйесінің қаттылық сипаттамаларын бағалауға мүмкіндік береді.

Жуықты деформация модулі мына формула бойынша анықталады.

$$E = SA (SB-SC); E=\rho\beta \quad (1.12)$$

И.Т.Мирсаяпов және В.Р.Мустакимов[119] шөгінді топырақ қалыңдығын нығайтуды қарастырып отыр (1.10 сурет)



1.11сурет. Іргетастың шөгу топырағын нығайту схемасы[107]

$$E_{гр,м}^{эк} = \left[\frac{E_{gp}(A_{gp} - A_{aэ})}{A_{gp}} + \frac{E_{aэ}A_{aэ}}{A_{gp}} \right] \gamma_{ei} + \gamma_{\mu i} \quad (1.13)$$

Мұнда: $E_{гр}$ - нығайтылғанға дейінгі топырақ деформациясының модулі, E_{ae} -тік арматуралық элементтің деформациялық модулі, E^{ak} — арматура

салынған топырақ деформациясының эквивалентті модулі; $Y_{si} = 1 + 0.3 (I_{az}/c_n)$; $Y\mu_i = 1.07$; $(\mu_i - \mu_1)/\mu_1 A$, $\mu_i - \mu_1$ – топырақты арматуралау проценті.

Кейбір зерттеушілер тік арматураланған топырақ үйінділерін бірбағытты талшықты композиттер ретінде талдауды ұсынады. Арматураланған топырақ негіздері, әдетте, екі басты құрамдас бөліктен тұрады: бірі – кәдімгі жеңіл топырақ, ал екіншісі – нығайтушы (арматуралық) элементтер. Бұл екі компонент өзара үйлесімді әрекеттесіп, олардың қасиеттері толық қолданылатын күйде біріктірілуі тиіс.

Композиттік материалдар теориясының басты мақсаттарының бірі – құрамындағы материалдардың беріктік сипаттамаларын, олардың салыстырмалы үлесін және ішкі құрылымының геометриясына сәйкес макроскопиялық деңгейде қалай әрекет ететінін сипаттау болып табылады. Мұндай көзқарас бойынша, композиттік материалдар гомогенді (біртекті) жүйе ретінде қарастырылуы мүмкін. Кей жағдайда бұл материалдар эквивалентті құрылым ретінде де бағаланады [28.100].

Геотехникалық құрылымдық массив жобаларының бірнеше түрі жасалған. Бұрын атап өткендей, геотехникалық массив – бұл ғимарат немесе үймереттің жерасты бөлігінің жұмыс қабілеттілігін арттыруға арналған, қасиеттері жасанды түрде өзгертілген топырақ қабаты [49]. Геомассивті пайдаланудың тиімді тәсілдерінің бірі – топыраққа нақты механикалық-функционалдық сипаттар беру арқылы оны түрлендіру. Мұндай трансформация цемент шашу технологиясын қолдану арқылы жүзеге асырылады. Бұл әдістің негізгі артықшылығы – оның орындалу барысында соққылы немесе вибрациялық әсердің болмауы, сол себепті оны тығыз салынған қалалық құрылыс жағдайында қолдану мүмкіндігі бар.

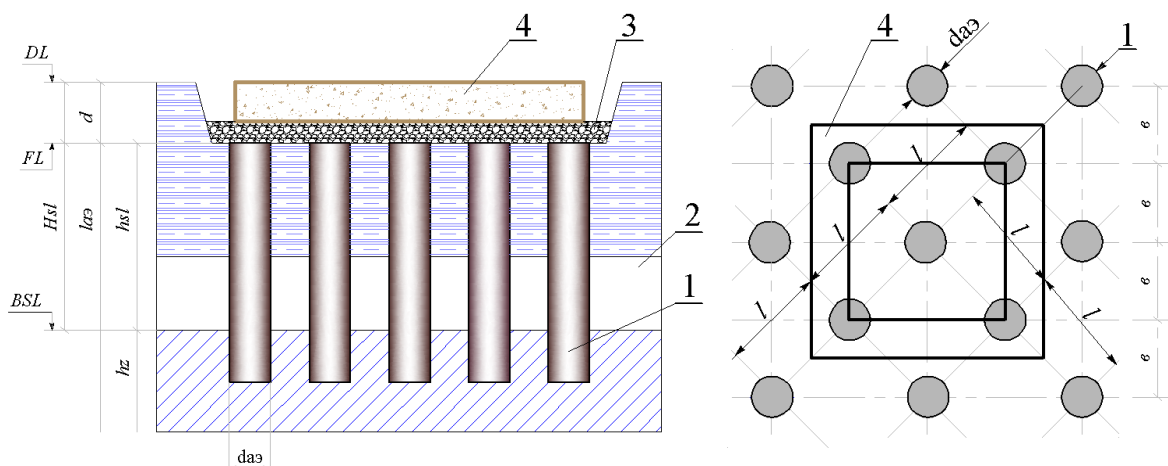
Топырақтың қасиеттерін жақсарту цемент шашыратып, қатты топырақ-бетонды арматуралаушы элементтерді қосу арқылы жүргізіледі. Бұл элементтер арнайы арақашықтықтармен, тереңдік бойынша және көлденеңінен орналастырылады. Илектену әдісімен салыстырғанда, бұл тәсілде тұтас массив қалыптастыру талап етілмейді, яғни ішінара бекітілген құрылым да тиімді нәтижелер береді.

«Құрылымдық геомассив» – бұл физикалық және механикалық тұрғыдан нығайтылған, қолдан жасалған негіз. Мұндай негіз құрылыстық жағынан қолайсыз жағдайда салынған объектілерде қолданылады.

Жүйенің төмен құрылыс сапасына мынадай факторлар әсер етуі мүмкін: топырақ қабаттарының литологиялық сәйкессіздігі, бір генетикалық қабат шеңберіндегі әртүрлі топырақтардың әрекетшілдігі, топырақтың әлсіз беріктік және деформациялық сипаттары.

Негіздің мұндай сипаттамалары «ғимарат – іргетас» жүйесінің бүкіл өмірлік циклінде анықталуы мүмкін: жобалау және ізденіс кезеңінде, ғимаратты пайдалану барысында геотехникалық жағдайдың өзгерісін талдау кезінде, немесе құрылыс нысанының эксплуатациясы барысында байқалуы ықтимал.

Геомассивтер салу тәсілі, әдетте, топырақты цемент шашумен қатайту, тік арматура элементтерін енгізу және беткі жағында икемді қабат жасау әдістерінің үйлесуіне негізделген.



Құрылымдық геотехникалық геомассивтің құрылымдық шешімі[107]

1.12 сурет. Геотехникалық массивтің конструкциялық шешімі: жоспар және тік разрез; 1- тік арматуралық элементтер; 2- топырақты негіз; 3- тарату қабаты; 4- іргетас конструкциясы.

Тік элементтермен нығайтылған негіздерді есептеудің қазіргі таңдағы тәсілдеріне шолу

1. Тік арматуралық элементтер және нығайтылған топырақ негіздері. Қазіргі құрылыс тәжірибесінде тік арматура элементтерімен күшейтілген топырақ негіздерін қолдану кең таралған. Бұл элементтер топырақтың беріктігін арттыру және құрылымдық тұрақтылығын қамтамасыз ету мақсатында пайдаланылады.

2. Бұрғылау арқылы орналастырылатын тік арматура элементтері. Бұл әдіс бойынша топыраққа алдымен тік бұрғылау жүргізіліп, кейіннен оған арматура элементтері орналастырылады. Бұл тәсіл тұрақты және сенімді негіз жасауға мүмкіндік береді.

3. Инъекция арқылы орнатылатын тік арматура элементтері. Аталған әдіс цементті ерітіндімен бірге енгізілетін арматуралық өзекшелерді қолдануға негізделеді. Мұндай тәсіл жер асты құрылымдарын бекіту және нығайту үшін тиімді болып табылады.

4. Цементтелген топырақпен біріктірілген тік арматура элементтері бар негіздер. Бұл құрылымдар топырақты цементпен араластырып, оның құрамына тік арматура элементтерін енгізу арқылы жасалады. Нәтижесінде топырақ құрылымы біртұтас және тұрақты сипат алады.

5. Таптау арқылы орнатылатын арматуралық элементтер. Арнайы техника арқылы арматура элементтері тығыздалған топыраққа енгізіледі. Бұл тәсіл құрылымды бекітудің балама әдісі ретінде қарастырылады.

Арматураланған топырақ негіздеріне және осы негіздерде тұрғызылатын құрылыс нысандарына қатысты жобалық шешімдер СН РК EN

1997-1:2004/2011 нормативтік құжаты талаптарына сәйкес жүзеге асырылуы тиіс. Есептеулер жүргізілген кезде мынадай факторларды ескеру қажет: алаңның инженерлік-геологиялық ерекшеліктері, әсіресе топырақтың жалпы беріктігі мен деформацияға бейімділігі, құрылыс нысандарының типтері мен геометриялық сипаттамалары, орналасу аумағының жағдайы (мысалы, көрші құрылыстардың болуы, көлік жолдары, инженерлік желілер, өсімдіктер жабыны, химиялық қауіп факторлары), топырақтың физикалық-механикалық көрсеткіштері, жерасты суларының деңгейі мен әсер етуі, сейсмикалық қауіптілік деңгейі, қоршаған ортаның ықпалы: гидрологиялық жағдайлар, жер бетіндегі су, топырақтың шөгуі, температуралық және ылғалдылықтың маусымдық ауытқуы. Топырақ негізі немесе үймерет конструкциясы аясында ақаулар пайда болған жағдайда, бүкіл құрылым біртұтас бұзылысқа ұшырауы ықтимал. Арматуралық материалдарға және топырақ-толтырғышқа қойылатын негізгі талаптар

Топырақ пен арматуралау элементтеріне төмендегідей талаптар қойылады: топырақ құрамында 0,05 мм-ден ұсақ бөлшектер мөлшері 15%-дан аспауы, ал 120 мм-ден асатын ірі бөлшектер болмауы тиіс, ішкі үйкеліс бұрышы 25 градустан төмен болмауы қажет, органикалық қосындылардың болмауы міндетті, топырақ пен бетонға әсер ететін орта агрессивті болмауы тиіс немесе егер ондай жағдай орын алса, беткі арматура мен анкерлерді коррозиядан қорғау бойынша қосымша шаралар қарастырылуы керек, топырақ ұзақ уақыт бойы өз қасиеттерін жоғалтпауы тиіс, соның ішінде желге төзімділігі қамтамасыз етілуі керек, біртектілік коэффициенті $C_u \geq 5$ шартын орындауы тиіс.

Сонымен қатар, тиксотроптық қасиеті бар топырақтарды динамикалық әсерге ұшырайтын құрылымдарға қолдануға жол берілмейді, себебі ол құрылымның тұрақтылығына кері әсерін тигізуі мүмкін.

1.1 кесте ірі блоқты топырақтың нормативтік кедергісі

Топырақ атауы	Нормативтік кедергісі (R), т/м ²
Қиыршықтасты (галечниковый), құммен толтырылған саңылаулы	90
Тау жыныстарының сынықтарынан тұратын ірі (гравийлі)	75
Шөгінді жыныстардың сынықтарынан тұратын ірі (гравийлі)	45

Кесте 1.2 – Құм топырақтардың нормативтік кедергісі

Топырақ атауы	Нормативтік кедергісі (R), т/м ²			
	тығыздығы		орташа тығыз	
	Аз ылғалды	Ылғалды	Аз ылғалды	Ылғалды

Ірі құмдар	70	70	50	50
Орташа құмдар	55	55	40	40
Ұсақ құмдар	45	37	30	25
Шаңды құмдар	40	30	30	20

Арматураланған топырақ негіздерінде үймереттер тұрғызуда қолданылатын технологиялар. Арматураланған топырақ қабаттары негізінде салынатын құрылымдарда қарапайым нығыздау жабдықтарын пайдалануға болады. Алайда арматура элементтерінің немесе қаптаманың деформацияға ұшырауын болдырмау мақсатында арнайы техникалық сақтық шараларын орындау қажет.

Топырақ үйінділері шамамен 250–400 мм аралығындағы қалыңдықта төселіп, сәйкес техникалық құралдармен нығыздалады. Үйіндінің сапалы нығыздалуы анкерлермен байланыстағы үйкеліс күшінің деңгейіне тікелей әсер ететіндіктен, бұл процесті пенетрометрлеу, прессиометрлік сынақ, зондтау немесе сынама алу сияқты жедел бағалау әдістерінің көмегімен тұрақты түрде бақылап отыру ұсынылады.

Қоршауға (іргетас жанына) жақын орналасқан 1 метр еніне дейінгі аймақтарда тығыздау қолмен таптағыш құрылғыларды немесе дірілді тақталарды пайдалану арқылы жүргізілуі керек. Сонымен қатар, түрлі нығыздау машиналарының қоршау қабырғаларына түсіретін көлденең күштерінің шамасы есептік жобада ескерілген болуы тиіс.

Бұрғылап орнатылатын тік арматуралық элементтерді салу әдістемесі

Бұрғылау әдісі арқылы тік қадалар орналастыру жұмыстары, құрылыс өндірісінің жобасында нақты көрсетілген техникалық тәртіпке сай жүзеге асырылады. Қада салуға арналған ұңғымаларды бұрғылау пышақты немесе инелі бұрғылау жабдықтарын қолдану арқылы орындалады.

Топырақты нығыздау үшін болаттан, темірбетоннан немесе аралас материалдардан жасалған тығыздаушы құрылымдар пайдаланылады. Трамбовканың (таптаушының) диаметрі отырғызылатын құбырдың диаметрінен шамамен 80–120 мм аз болуы керек.

Ұңғымаға тығыздаушы элементтер мен құбырларды енгізу және оның табанын тығыздау мақсатында жүк көтергіш шығырмен (лебедкамен) жабдықталған тракторлар, экскаваторлар немесе крандар пайдаланылады. Топырақты ұңғыма түбінде нығыздау белгілі бір биіктіктен еркін түрде түсірілетін таптау соққысы арқылы орындалады. Таптау биіктігі, соққы саны және басқа да жұмыс параметрлері жоба құжаттарында көрсетілген мәндерден аспауы тиіс және бұл көрсеткіштер тәжірибелік сынамалар негізінде нақтыланады.

Жабындық материалдарды таптау тәртібі. Ұңғымаға құйылатын материал – құмдақты немесе қиыршық тасты бетон, кейде – тауарлық бетон қоспалары түрінде дайындалады. Бұл қоспалар порциялық түрде, отырғызылатын құбыр арқылы салынады. Бір реттік салынатын материал биіктігі 200–400 мм аспауы қажет.

Таптауға арналған қоспадағы құм мен қиыршық тастың қатынасы көбінесе 1:1 арақатынасында дайындалады. Егер толтырғыш ретінде қолданылатын қиыршық тастың өлшемі 40 мм болса, онда бұл қатынас 2:1 болуы мүмкін. Мұндай жағдайларда қоспаны дәл мөлшерде енгізу үшін дозаторлар (мөлшерлеуіштер) қолданылады. Бұл мақсатта автопогрузчиктер, «Беларусь» экскаваторлары (көлемі 0,25 м³ қалақты) немесе арнайы шөміштер пайдаланылуы мүмкін.

Әрбір порцияны таптау барысында құбырдың ішіндегі қоспа деңгейінің 50 мм-ге төмендеуіне дейін соққы арқылы нығыздау жалғастырылады. Жұмыс циклі және ұңғыма табанында алынатын тығыздалған материал көлемі арқылы реттеліп отырады.

Қорытынды

1. Ғимараттар мен үймереттер іргетастарының деформациялануға әкелетін негізгі себептері анықталып, геотехникалық жобалаудың сапасын қамтамасыз ету инженерлік шешімді дұрыс таңдауға талдау жүргізілді.

2. Ақпараттық зерттеу нәтижесінде ғимараттардың құрылыс конструкциялының іргетастары мен негіздерінің кернеулі деформацияланған күйі ғимараттың жобалық есептік моделін дұрыс таңдауға байланысты екені дәлелденді.

3. Көптеген ғылыми зерттеулер бойынша, серпімді негіздің тұрақтылығы, топырақтың деформациялық қозғалысы, топырақты массивтің қаттылық коэффициентінің айнымалы мәніне байланыстылығы тұжырымдалады.

4. Ғылыми зерттеулер негізінде геотехникалық массивтің қаттылық коэффициентін тұрақтандыру немесе жоғарылыту жолдарының тиімді шешімі ретінде топырақты тік немесе көлденең элементтермен арматуралауды қарастырады.

5. Тік элементтермен нығайтылған негіздерді есептеудің қолданыстағы әдістеріне шолу барысында, арматуралық элемент салынған геотехникалық негіздің шөгуін нақты анықтауға мүмкіндік беретін әдістің болмауына болып отыр.

6. Ғимараттар мен құрылыстардың сенімділігін арттыруға ықпал ететін арматуралық элементтермен нығайтылған геотехникалық массивтегі құрылыс конструкцияларының өзара тиімді әрекеттесуінің ғылыми-техникалық негіздемесі жүйеленді және жасалды.

2. ҚҰРЫЛЫС КОНСТРУКЦИЯЛАРЫНЫҢ ҚҰРЫЛЫМДАРЫНЫҢ АРМАТУРАЛЫҚ ЭЛЕМЕНТТЕРМЕН НЫҒАЙТЫЛҒАН ДЕФОРМАЦИЯЛАНАТЫН ОРТАМЕН ӨЗАРА ӘРЕКЕТТЕСУ ЕСЕБІНДЕ ҚОЛДАНЫЛАТЫН ТОПЫРАҚ МОДЕЛЬДЕРІНІҢ ТЕОРИЯЛЫҚ ЖӘНЕ ӘДІСТЕМЕЛІК НЕГІЗДЕРІ.

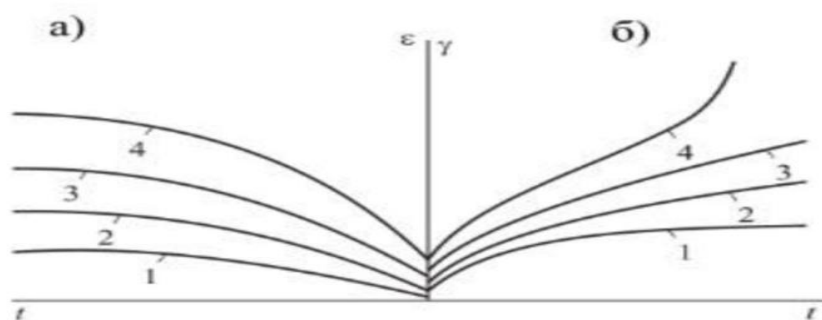
2.1 Топырақ ортасының негізгі модельдеріне түсініктеме

Қолданбалы топырақ механикасында топырақ ортасының механикалық моделдері қазіргі заманғы инженерлік-геотехникалық тәжірибеде топырақтың жер асты құрылымдарымен (мысалы, іргетастар, қадалар, топырақ ішіндегі қабырғалар) өзара әрекеттесуін сипаттау үшін серпімділікке негізделген, сызықты емес және серпімді-тұтқыр қасиеттерді қамтитын есептік модельдер қолданылады. Бұл модельдерге қажетті параметрлер әдетте зертханалық сынақтар нәтижесінде анықталады.

Топырақ ортасында реологиялық қасиеттер, яғни уақыт бойынша кернеу мен деформация арасындағы байланыс, айқын байқалады. Әсіресе бұл қасиет сусымалықпен тығыз байланысты және топырақтың өзіне тән деформациялық мінез-құлқын анықтайды. Осыған сәйкес әртүрлі реологиялық модельдер қалыптасады.

Реология – бұл қатты және сұйық денелерде кернеу-деформация күйінің уақытпен өзгеру үрдістерін зерттейтін ғылым саласы [40, 42]. Қолданбалы инженерлік есептерде реологиялық құбылыстар әдетте сусымалық, ұзақмерзімді ағымдылық және релаксациялық үрдістер арқылы қарастырылады.

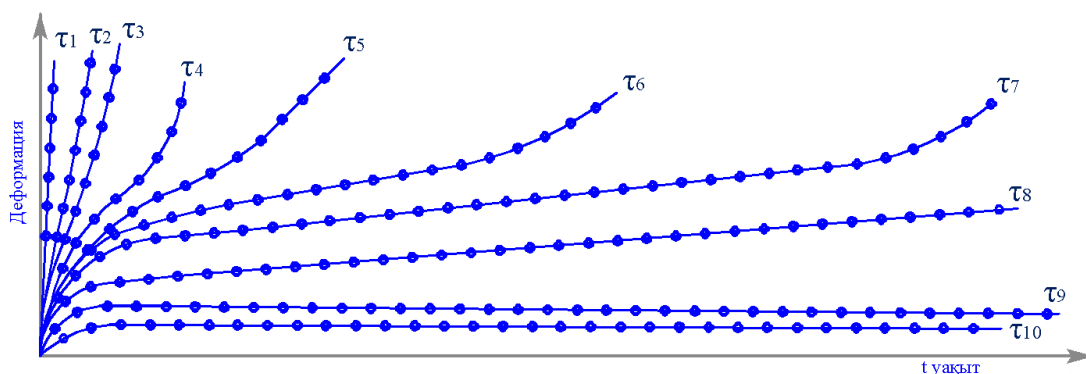
Топырақтың көлемдік және ығысу деформацияларына қатысты реакциясы оның реологиялық қасиеттеріне тәуелді түрде әртүрлі сипатқа ие болады. Әсіресе суға қаныққан сазды топырақтарда бұл қасиеттер аса айқын байқалады. Мұндай топырақтармен тікелей әрекеттесетін құрылыс элементтері үшін бұл қасиеттер деформациялардың ұлғаюына, ал соның нәтижесінде конструкциялардың ұзақ мерзімді тұрақтылығына айтарлықтай әсер етуі мүмкін. Осы тарауда топырақтың механикалық сипаттамаларына қысқаша шолу жасалып, оларды серпімділік, тұтқырлық, пластикалық және күрделі (аралас) модельдер арқылы сипаттау жолдары қарастырылады.



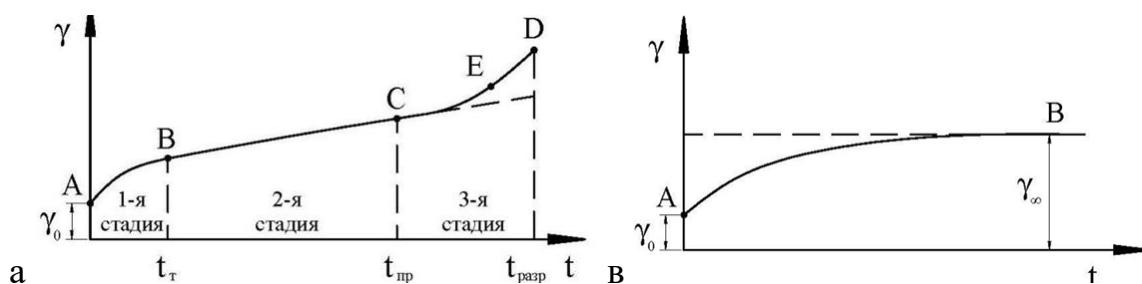
2.1-сурет. 3. Г. Мартиросян ұсынған көлемдік және ығысу деформацияларының диаграммасы.

Графикте 1, 2, 3 және 4 индекстері әртүрлі кернеу деңгейінде топырақ үлгілерінің күйін сипаттайды [37].

Топырақтың реологиялық қасиеттерін зерттеуге арналған қолданбалы ғылыми еңбектер арасында J.H. Yin [47], M.J. Keedwell [48], B.A. Флорин [39], Н.Х. Арутюнян [40], С.С. Вялов [41], С.Р. Месчян [42], Л.М. Качанов [43], 3.Г. Тер-Мартиросян [44, 49] сынды ғалымдардың зерттеулері кеңінен танылған. Сонымен қатар, бұл салада маңызды үлес қосқан өзге де зерттеушілердің еңбектері [50–68] әдеби көздерінде баяндалған.



2.2 сурет. $\tau_1 > \tau_2 > \dots > \tau_{10}$ С.С. Велов[41] тұжырымдамасы бойынша әртүрлі жүктеу деңгейіндегі жылжу деформациясының тәуелділігінің қисық сызықтары. С. С. Веловтың пікірі бойынша жылжу процесі жоғарылайтын немесе бәсеңдейтін жылдамдықпен жүреді. 2.3 сурет.



2.3 сурет. Уақыт аралығындағы жалпы тәуелділік; а - тоқтамайтын жылжу, б - тоқтайтын жылжу.

2.3 суреттегі Жиынтық шартта, деформация – кенеттен γ_0 және уақыт аралығында артатын деформациядан $\gamma(t)$ тұрады, яғни

$$\gamma = \gamma_0 + \gamma(t) \quad (2.1)$$

2.3 сурет. АВ аймағы (бірінші кезең) $d\gamma/dt \rightarrow 0$, және деформация $\gamma(t)$ шамасы сыртқы жүктеменің қарқындылығына байланысты болатын шамаға

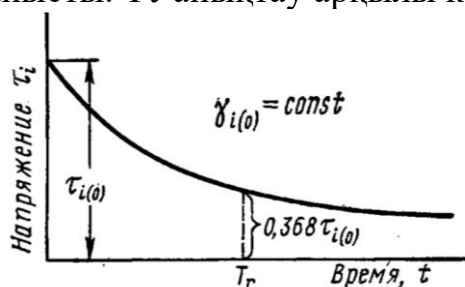
жеткенде бәсеңдеген жылжуды көрсетеді. Екінші кезең (BC) аймағы орныққан жағдайда көрсетеді. Үшінші кезең (CD аймағы) артқыш кезеңді білдіреді.

Релаксация – бұл қатты денелердің серпімді-тұтқыр сипаттамасына тән реологиялық құбылыстардың бірі болып табылады. Бұл үдеріс деформация мәні тұрақты күйде сақталғанда, уақыт өте келе кернеудің біртіндеп төмендеуін білдіреді. Релаксациялық әсер кезінде байқалатын деформациялар – жинақталған пластикалық деформацияның серпімді түрге өту үрдісімен тығыз байланысты. Бұл құбылыс уақытқа тәуелді механикалық мінез-құлықты сипаттайтын маңызды фактор болып есептеледі.

Жиынтық деформация серпімді γ^e және тұтқыр γ_i^p компоненттерден тұрады.

$$\gamma_i = \gamma_i^e + \gamma_i^p \quad (2.2)$$

Конструкциялық материалдың релаксация мәселелері 1868 жылы Максвелл, 1874 жылы Томпсон, 1876 жылы Больцман, 1931 жылы Вольтер зерттеп[41,45,46], сипаттама берген. Максвелл, деформациясын тудыратын τ серпімді күш, константа болып табылмайды, тек материалдың ортасы мен күшіне қарай $d\gamma/dt$ жылдамдығымен азаю тенденциясын көрсететінін айтқан. Статистикалық физика релаксацияны, физикалық жүйедегі жүйенің (кернеумен) жағдайымен сипатталатын микроскопиялық параметрлер өздерінің тепе-теңдік шамаларына жеткен кезде статистикалық тепе-теңдіканықталатын физикалық процесс ретінде қарастырады. Релаксацияның ерекшеліктерін сипаттайтын маңызды параметрлердің бірі болып, T τ релаксация уақыты табылады. T τ - релаксация уақыты деп, тепе-теңдік жағдайында молекулалардың орныққан әрекетінің уақытын атайды, T τ басқаша айтқанда ортаның жылжымалылығы деп түсіндіруге болады. 2.4 суретте τ кернеуіне байланысты. $T\tau$ анықтау арқылы көрсетілген.



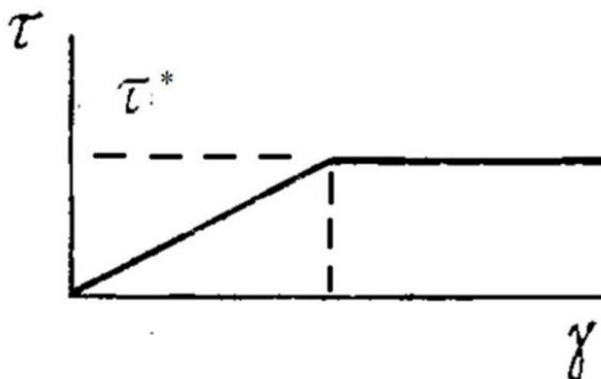
2.4 сурет. Кернеудің релаксациясының қисық сызығы[41].

Саз бөлшектерінің көлемі ұлғайған сайын және топырақтың тығыздығы артқан жағдайда, топырақтағы релаксация процесі белсендірек жүреді. Бұл кезде серпімді деформацияның орнына қайтымсыз (пластикалық) деформацияға өту ықтималдығы жоғарылайды. Айқын релаксациялық құбылыс топыраққа қада енгізілгеннен кейін байқалады. Бұл кезде қада мен топырақ жанасқан аймақта деформация радиалды бағытта өздігінен таралады да, кернеулер біртіндеп төмендейді. Мұндай процесті алғаш сипаттағандар – А. Надан, Тер-Мартirosян және басқа да зерттеушілер. Бұл жағдайды кейде

«қаданың тынығуы» деп атайды, ал тынығу кезеңінен кейін қаданы қайта орнату неғұрлым жеңіл болады.

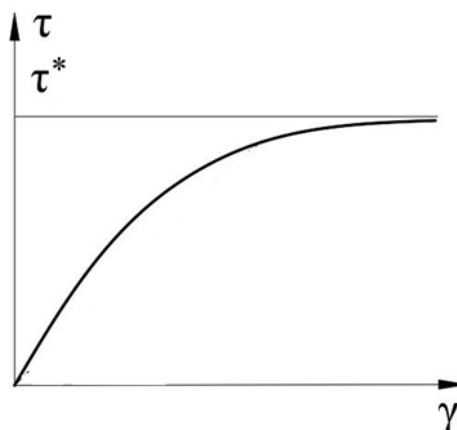
2.2. Серпімді-пластикалық модельдер және оның сипаттамасы.

Серпімді икемділік модельдерінің айырмалары: $\tau^* - \tau$, ($\gamma = (\tau^* - \tau)/G$), және $\gamma - \tau$ тәуелділігінің қиылысатын жерінде болады (2.5 сурет).



2.5 сурет. Мінсіз серпімді икемділік моделі[41].

Бұл кернеулі-деформациялық күй – серпімді және шекті кеңею аймақтарына бөлше мүмкіндік береді. Егер серпімді аймақта және шекті тепе-теңдік аймағындағы есепті жеке шешетін болсақ, дұрыс емес шешім шығады. Бұл серпімді – икемділік есептерін шешуде қиындық туғызады. Бұл кемшілікті жою үшін Тимошенконың бөлшекті-сызықтық функциясын пайдалануға болады. $\gamma = \frac{\tau}{G} \cdot \frac{\tau^*}{\tau^* - \tau}$, және одан басқа гиперболалық функцияны $\gamma = \gamma_0 sh \frac{\tau}{\tau^*}$ және дәрежелік функцияның $\gamma = \frac{\tau}{G} \cdot (\tau^*/\tau)^n$ пайдалануға болады.

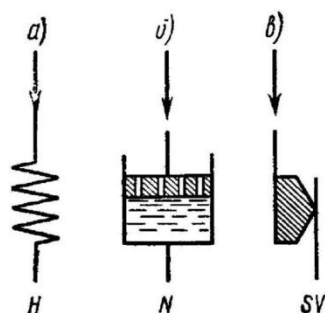


2.6 сурет. Жанама кернеу мен бұрыш деформациясының гиперболалық байланысы[41].

2.3 Топырақ ортасының қарапайым модельдері және олардың математикалық сипаттамасы

Қатты дененің реологиялық қасиеттерін сипаттау үшін, серпімді, тұтқыр және икемді қасиеттерін көрсететін механикалық модельдер қолданылады. Топырақтың реологиялық қасиеттерін дұрыс сипаттау үшін, әртүрлі

материалдардың қасиеттерін үйлесімді түрде біріктіретін модельдер қарастырылады.

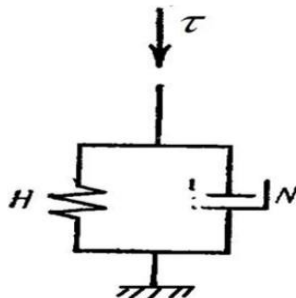


2.7 сурет негізгі механикалық модельдер көрсетілген.

2.7 сурет. Механикалық модельдер: а) Гуктың серпімді денесі; б) Ньютонның тұтқыр денесі; в) Сен-Венанның икемді денесі [41].

Жоғарыда аталған модельдер топырақтың серпімді-тұтқыр және серпімді-тұтқыр-икемді әрекеттерін сипаттайтын қарапайым механикалық модельдер ретінде қарастырылады.

Серпімді және тұтқыр модельдерге Кельвин-Фойгт және Максвелл денелері жатады. Егер серпімді (H) және тұтқыр (N) элементтерді параллель қосса, онда Кельвин-Фойгт денесінің моделін аламыз, оны K әрпімен белгілеу қабылданған, мұнда $K = H/N$. 2.8 сурет.



2.8 сурет Кельвин-Фойгт денесінің моделі.

Кельвин-Фойгт денесінің реологиялық теңдеуі былай көрсетіледі.

$$\tau = \tau^H + \tau^N \quad (2.3)$$

Мұнда τ^N және τ^H – тұтқыр (Ньютон) және серпімді (Гук) элементтердегі кернеулер.

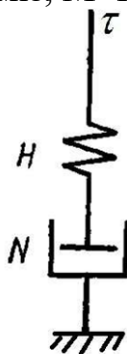
$\tau^H = G\gamma$ және $\tau^N = \eta\dot{\gamma}$ (2.3) теңдеуіне қоса отырып, біз Кельвин-Фойгт денесінің деформациялануын көрсететін дифференциалды теңдеу аламыз.

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma} \quad (2.4)$$

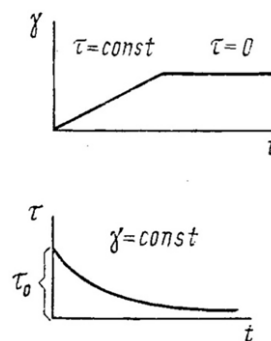
бастапқы шарттар $\gamma(1=0) = 0$, $\tau = \text{const}$ болғанда 2.4 теңдеуін былай шешеміз:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \left[1 - e^{-\frac{G}{\eta}} \right] \quad (2.5)$$

Деформацияның тұрақтылығындағы $\gamma = const$, 2.4 таңдеуі. Гук заңының бастапқы өрнегіне айналады $\tau = G\gamma$. Нәтижесінде, Кельвин-Фойг денесі жылжу қасиеті тән дене ретінде қарастырылады. Серпімді (H) және тұтқыр (N) элементтерді қосу арқылы, Максвелл денесінің моделіналамыз, оны M әрпімен белгілейміз, $M=H-N$ (2.9a) сурет.



a)



б)

2.9 сурет. Максвелл модельдері (a), Максвеллдің жылжу және релаксация (б) модельдері[17].

Максвелл денесінің реологиялық теңдеуі:

$$\gamma = \gamma^H + \gamma^N \quad (2.6)$$

Мұнда γ^N және γ^H – тұтқыр элементтегі (Ньютондық) және серпімді (Гук) элементтердегі деформациялар.

$\gamma^H = \tau/G$ және $\gamma^N = \tau/\eta$ (2.6) теңдеуіне қоя отырып, Максвелл денесінің деформациясын көрсететін дифференциалды теңдеу аламыз:

$$\tau + T_\tau \dot{\tau} = \eta \dot{\gamma} \quad (2.7)$$

Мұнда $T_\tau = \eta/G$ - релаксация уақыты.

$\tau(t=0) = \tau_0$ шекті шарттармен берілген $\gamma = const$ жағдайында 2.4 теңдеуін шешу:

$$\tau = \tau_0 e^{-t/T_\tau} \quad (2.8)$$

2.8 есебіне сәйкес, кернеу σ_0 бастапқы шамадан нөлге дейін азаяды. (2.9 сурет б) және бұл жерде G – деформацияның бастапқы шарттары/кенет модулі ретінде қарастырылады. $\tau = const$ жағдайында, (2.7) дифференциалды теңдеу жылдамдығы өзгермейтін, деформацияның тұрақты артуына сәйкес, Ньютонның $\gamma = \tau/\eta$ теңдеуіне айналады. Нәтижесінде Максвелл денесі деп, жылжымалық емес, релаксациялық қасиетке тән, дене саналады.

Прандтл, Бингам және Шведов модельдері серпімді-тұтқыр-икемділік модельдер құрамына кіреді. Прандтл моделі Гуктың (H) серпімді элементтің серіппені Сен-Венан (SV) икемді элементімен біртіндеп жалғау арқылы құрылады. Прандтл денесінің моделі үшін ($\Pi = H-SV$) тек серпімді деформация $\tau < \tau_\tau$ болағанда $\gamma = \tau/G$ жүреді, ал $\tau \gg \tau_\tau$ болғанда, деформация шексіздікке талпынады $\gamma \rightarrow \infty$ (2.10. а сурет).

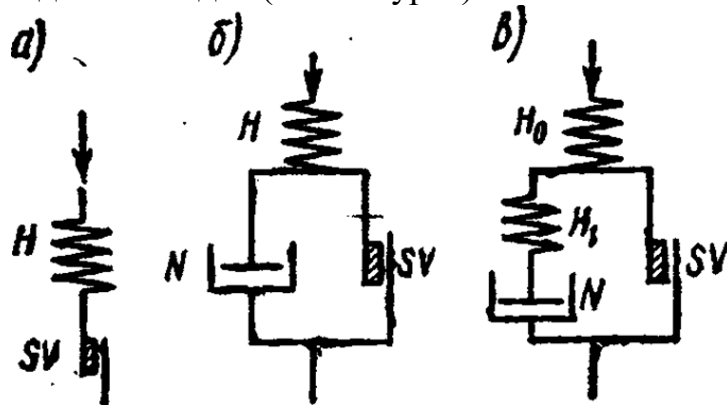
Бингам денесінің моделі Гук (H) серпімді элементін – сіреппен, тұтқыр (N) және икемді (SV) элементтер қатар жалғанатын жүйемен біртіндеп қосу арқылы модельденеді. Бингам моделі В әріпімен белгіленеді және былай көрсетіледі.

$B = H - (N/SV)$. Бингам денесінің деформацияны көрсететін теңдеулер $\tau = \tau H + \tau_\tau$ шарты бойынша алынады.

$$\tau = G_N; \tau < \tau_\tau; \tau - \tau_\tau = \eta \dot{\gamma}; \tau \gg \tau_\tau \quad (2.9)$$

Мұнда G – Гук элементінің деформация моделі; η – Ньютон элементтің тұтқырлы коэффициенті, τ_τ – Сен-Венан элементінің шекті кедергісі.

Сен-Венанның SV, H_0 және H_1 екі серпімді элементін және тұтқыр элементтері мен схема бойынша қоса отырып $SW = H_0 - [(H_1 - N/SV)]$; Шведов денесінің моделі шығады. (2.10 в сурет).



2.10 сурет. Серпімді-тұтқыр икемді денелер моделі: Прандтл моделі (а), Бангам моделі (б); Шведов моделі (в)[17].

Шведовтың деформация моделі былай көрсетіледі:

$$\gamma = \frac{\tau - \tau_\tau}{\eta} + \frac{\tau}{G} \quad (2.10)$$

Жоғарыда аталған теңдеулердің барлығы топырақтың жылжымалылығы мен релаксациясын ескере отырып, оның реологиялық қасиеттерін сипаттайтын физикалық теңдеулер ретінде қолданылады. Тұрақты жүктеме түсірілген жағдайда, деформацияның уақытқа тәуелді байланысын осы теңдеулерді пайдалану арқылы анықтауға болады.

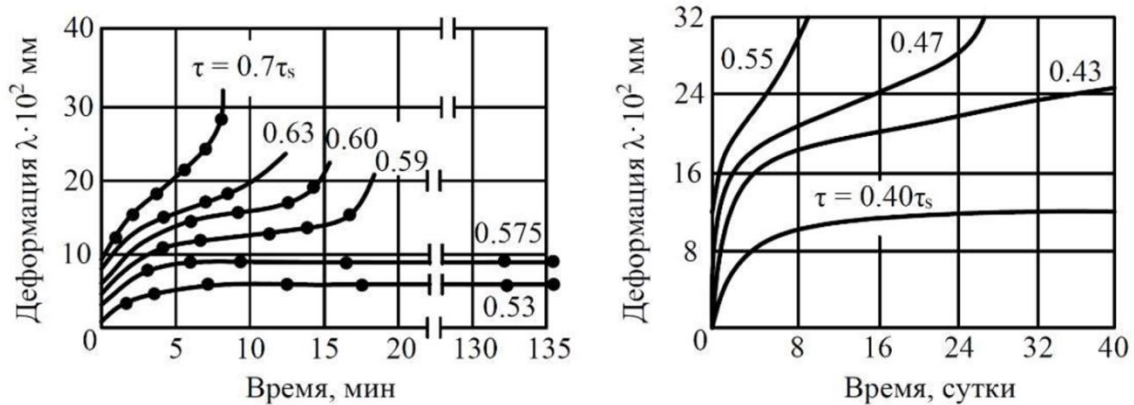
τ_τ топырақтың жылжуына шекті кедергі, Кулон-Мор беріктік шарты бойынша анықталады $\tau_\tau = \sigma \tan \varphi + c$.

А.З. Мартиросян[38] $\tau = \text{const}$ топырақ деформациясының жылдамдығын есепке алатын реологиялық модельді ұсынады.

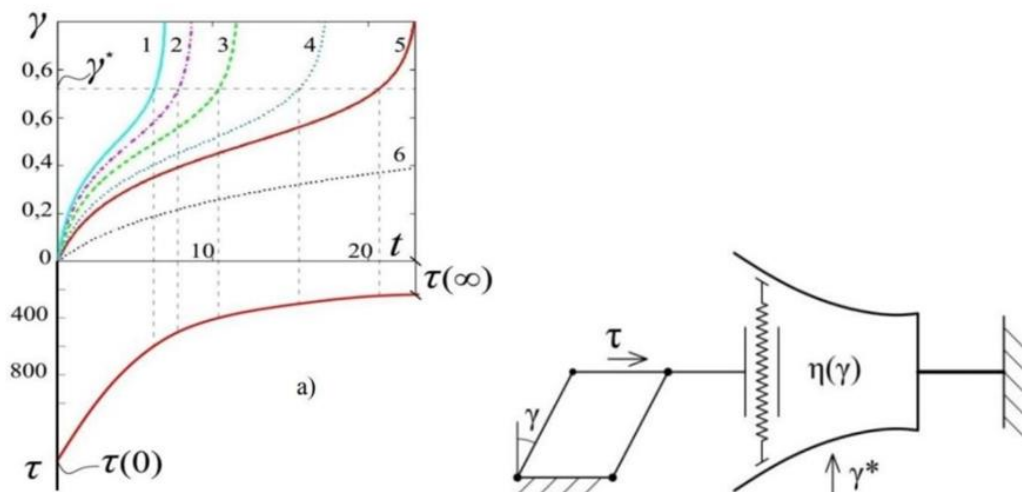
$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau_\tau}{\eta_\gamma(\sigma_m)} \left(\frac{e^{-\alpha\gamma}}{a} + \frac{e^{-\beta\gamma}}{b} \right) \quad (2.11)$$

Мұнда τ және τ_τ – топырақ үлгісіне түсетін кернеудің шекті шамалары. $\gamma(V)$ - γ деформацияның өзіне байланысты бұрыш деформациясының жылдамдығы. Жақшаның ішіндегі өрнек, нығайту функциясын білдіреді, мұнда γ – Ю.Н. Работнов бойынша жылжу терминалогиясына сәйкес, ең жақсы нығайту шамасы болып табылады[45].

$\eta_\gamma(\sigma_m)$ - σ_m орташа кернеуге байланысты болатын топырақтың бастапқы жылжу тұтқырлығы. a, β, a және b – 2.11 суретте көрсетілген ($\gamma = \text{const}$) кинематикалық жылжу нәтижелері бойынша анықталатын сазды топырақты нығайтқыш параметрлері.



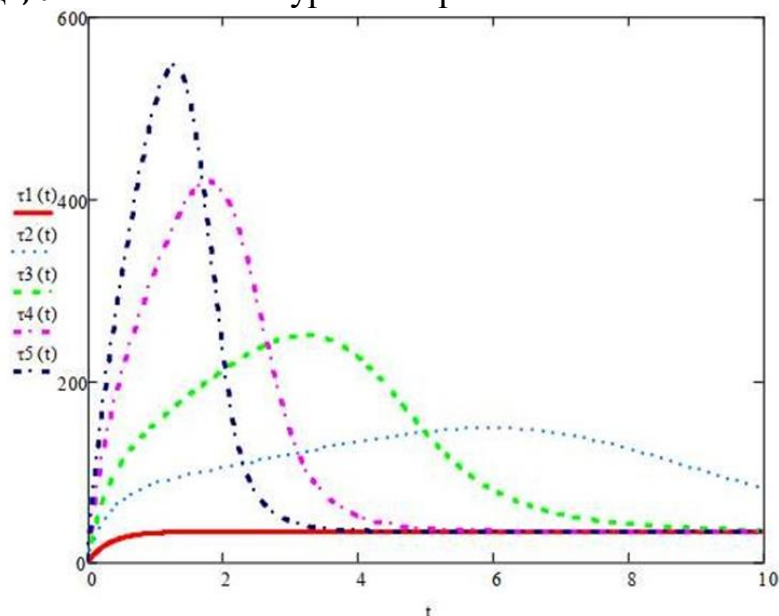
2.11 сурет. С.С.Велов бойынша жылжу кезіндегі икемді саздың жылжымалылығының қисық сызықтары[41].



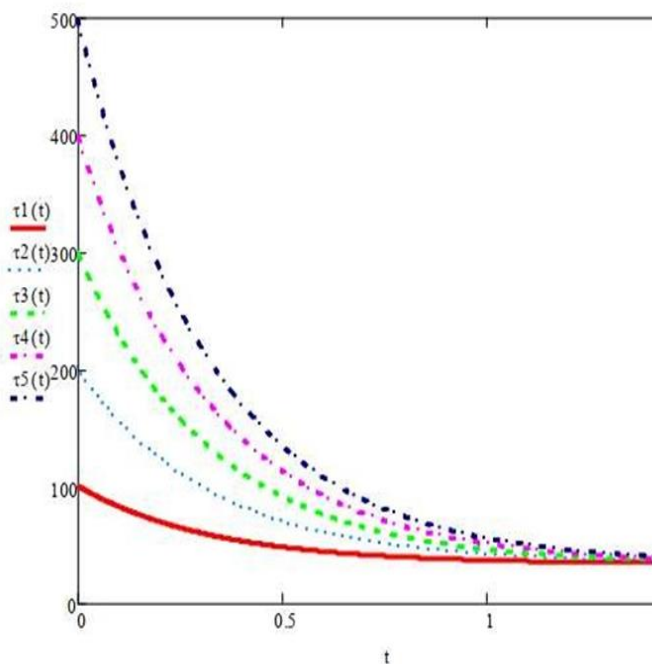
2.12 сурет. Жылжымалылық қисық сызықтары (жоғарыда) және ұзақ беріктіктің қисық сызығы мен А.З. Тер-Мартиросяның механикалық моделі [37,38].

А.З. Тер-Мартirosянның теңдеуінің артықшылығы – бұл теңдеу бірдей параметрлер жағдайында жылжу, релаксациялық және кинематикалық ысырылуды ескеріп, топырақ ортасының реологиясының үш негізгі қисық сызығын толық сипаттайды.

Бұл теңдеу сазды топырақты бір мезгілде нығайту және бопсыту есепке алуға мүмкіндік береді. $\gamma_1, \gamma_2, \dots, \gamma_n$ жылжудың әртүрлі мәнінде, 2.13 сурет көрсетілген. $\tau_1(t), \tau_2(t), \dots, \tau_n(t)$ тәуелділігінің қисық сызықтары $\gamma_0 = const$ болғанда, $\tau - t$ тобы 2.14 суретте көрсетілген.



2.13 сурет. $\gamma = const$; $\gamma_1 > \gamma_2 \dots \gamma_s[4]$ әртүрлі шамаларға сәйкес, кинематикалық режимдегі сынақтар нәтижелері бойынша $\tau - t$ қисық сызықтары



2.14 сурет. $\gamma_0 = const$ кезіндегі және $\tau(0)$ жылжудың бастапқы кернеулеріндегі жылжудың керенеуінің релаксациясының қисық сызығы. [37]

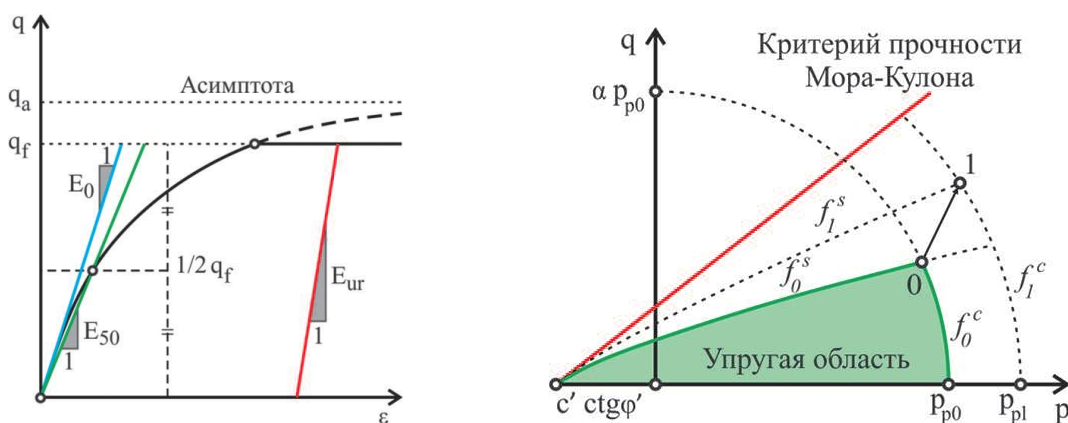
2.4 HardeningSoil нығайтатын топырақ моделі

Бүгінгі таңда геотехникалық есептеулерді орындау мақсатында PLAXIS, FEM models, Abaqus сияқты бағдарламалық кешендер кеңінен қолданылып жүр. Бұл бағдарламалар құрамында күрделі сандық модельдер бар, олар топырақтың нақты жұмыс істеу сипаттарын дәл көрсетіп, бастапқы параметрлерді анықтау арқылы геотехникалық құрылым негізінің сенімділігін бағалауға мүмкіндік береді [75, 77]. Осыған байланысты, топырақ моделін құру, оның параметрлерін таңдау және алынған нәтижелерді дұрыс түсіндіру барысында жобалаушы маманның кәсіби біліктілігіне жоғары талап қойылады.

Алайда, жобалау кезінде инженерлер топырақ туралы толық мәліметке әрдайым ие бола бермейді. Мысалы, Hardening Soil моделінің параметрлерін дәл анықтау үшін үш осьтік жүктемелер мен кемінде бір компрессиялық сынақ жүргізілуі қажет. Бірақ инженерлік-геологиялық есептер барысында мұндай сынақтардың орындалуы сирек кездеседі, өйткені олар қазіргі қолданыстағы нормативтік құжаттарда қарастырылмаған [80]. Осы себепті, Hardening Soil моделі үшін қажетті кейбір параметрлер ұсынылатын әдістемелік нұсқаулар негізінде есептеледі [75, 78].

Осы ғылыми жұмыстың негізгі мақсаты — PLAXIS бағдарламасының құрамындағы Hardening Soil моделіне қажетті параметрлерді кең таралған сынақ әдісі – компрессиялық сынақ нәтижелері бойынша анықтау мүмкіндігін зерттеу болып табылады.

Топырақ қасиеттерін модельдеу үшін зертханалық сынақтар нәтижелерін пайдаланып кері есептеу әдісі таңдалды. Бұл тәсіл арқылы алынған мәліметтер нақты топырақтың механикалық әрекетімен салыстырылып, белгісіз параметрлер нақтыланды. Қазіргі таңда Hardening Soil нығайтылған топырақ моделі [73, 76] есептерде жиі пайдаланылады. Бұл модельде топырақтың көлемдік қысылу және жанама деформация модульдері кернеу деңгейіне тәуелді болып келеді, әрі бастапқы және қайталама жүктемелер үшін әртүрлі модельдер қолданылуы мүмкін. Сондай-ақ, материалдың сызықтық емес серпімділік аймағын сипаттау үшін девиаторлық кернеуге тәуелді гиперболалық деформация заңдылығы пайдаланылады (Сурет 2.15).



2.15 сурет[121] пластикалық модельдің деформациялау барысында кеңею мүмкіндігіне ие өтімділіктің бетін қамтиды: біріншісі Кулон-Мордың шекті бетімен сәйкес келеді және девиаторлық жүктеуді шектейді (f^s функциясы); екіншісі – координаторлардың басындағы ортасы бар эллипс түріндегі шатр беті, изотроптық жүктеуді шектейді (f^s). Модель үшін он параметрді анықтау қажет. 2.1 кесте

Кесте 2.1 Hardening Soil моделінің параметрлері

Параметр	Атауы	Өлшем бірлігі
E_{50}^{ref}	Үш осьті стандартты сынамадағы қиылу модулі	кН/м ²
E_{oed}^{ref}	Алғашқы сығылу модулі	
E_{ur}^{ref}	Түсіру модулі	
ν_{ur}	Түсіру кезіндегі Пуассон коэффициенті, әдепкі мәні $\nu_{ur} = 0,2$	-
m	Қаттылықтың кернеу деңгейіне тәуелділік дәрежесінің көрсеткіші	-
K_0	Топырақтың қалыпты консолидациясындағы бүйірлік қысым коэффициенті	-
p^{ref}	Негізгі қысым (әдепкі мәні $p^{ref} = 100$ кПа)	кН/м ²
c	Тиімді (нақты) ілінісу	
ϕ	Тиімді ішкі үйкеліс бұрышы	град.
ψ	Дилатансия бұрышы, әдепкі мәні $\psi = \phi - 30^\circ$	

Кесте 2.2 Топырақ монолитінің физикалық сипаттамалары

Атауы	Белгіленуі	Мәні
Топырақтың меншікті салмағы, кН/м ³	γ	17,55
Табиғи ылғалдылық, %	w	31
Қатты бөлшектердің меншікті салмағы, кН/м ³	γ_s	26,26
Құрғақ топырақтың меншікті салмағы, кН/м ³	γ_d	13,42
Кеуектілік коэффициенті	e	0,957
Кеуектілік	n	0,498
Илектеу шекарасындағы ылғалдылық, %	w_p	27

Өтімділік шекарасындағы ылғалдылық, %	w_l	45,4
Пластикалық саны, %	I_p	18,4
Өтімділіккөрсеткіші	I_i	0,21

Топырақ модельдерінің салыстырмалы артықшылықтарын есептік тұжырымдамалар арқылы көрсету жоспарланып отыр.

Топырақ моделінің параметрлерін анықтау: 4 м тереңдіктен алынған топырақ монолитін салу үшін қажетті физикалық сипаттамалар анықталды. Топырақ қатты емес, құмнан тазартылған саз болып шықты.

Бірінші топырақтан кез келеген моделінде болатын параметрлер анықталды: қалыпты жағдайдағы топырақтың үлесті салмағы γ_{unsat} , яғни топырақтың үлесті салмағына γ тең. γ_w —судың салмағы n – кеуектілік.

$$\gamma_{sat} = \gamma_s(1 - n) + \gamma_w n \quad (2.12)$$

Топырақ үлгісі ретінде фильтрация (сүзу) коэффициентінің шамасы алынды. Топырақ моделінде өзара перпендикулярлы бағыт бойынша анықтау қажет. Бұл жұмыста фильтрация коэффициенті бір үлгіде анықталды және $k_{\theta}=0,0016$ м/сут құрады жетілдірілген модельдерді пайдалану кезінде топырақ массивінің бастапқы кернеулі жағдайын анықтау қажет.

PLAXIS бағдарламасында ол топырақтың бүйірлік қысым коэффициентіне байланысты болады. $K_0 = \sigma_{xx} / \tau_{yy}$, ол өз кезегінде.

$OCR = \sigma_p / \sigma$ формуласы бойынша анықталатын OCR шамадан тыс нығайтқыш коэффициентіне байланысты болады

мұнда σ_p -жоғары қысынан өткен топырақтың алдын ала нығайту қысымы, ол мұздақ немесе шөгінді жыныстардың қысымы.

σ - топырақтың өз салмағына көлденең кернеу.

σ_p топырақтың алдын ала нығайту қысымын анықтауға үш әдіс қолданылады:

1. Сазды топырақтарға талдауда кеңінен қолданылатын Казагранда әдісі. Бірақ $\varepsilon = f(Lg\sigma)$ компрессорлық қисық сызықты жасауға оны қолдануға болмайды, өйткені топырақ үлгісінің нығыздалғанын көрсететін қисық сызық аймағы болмайды.

2. Деформация энергиясының моделі (Strain-Energy Method), ол жеңіл топырақтарды талдау үшін жарамды. Оның пайдалануы жеңілжәне топырақты алдын-ала нығыздау қысымын дәл анықтайды.

Біз шоғырландырылған - құрғатылған схема[79] бойынша топырақтың үлгісіне компрессорлық құрылғыда сынақ жүргіздік, яғни қалыпты қысым жасау $\sigma_{\tau 0} = 70$ кПа, 320 кПа ($\sigma_{\tau 0} + 250$ кПа) қысымға бастапқы кернеу алу, $\sigma_{\tau 0}$ дейін жүктемені алу; 470 кПа ($\sigma_{\tau 0} + 400$ кПа) қысымға дейін қайта жүктеу.

Нәтижесінде зерттеліп отырған топырақ үшін Казагранде дефференция энергиясы әдісі бойынша σ_p алдын ала нығайту қысымын анықтау кезінде графиктер деп σ_p тән аймақтар анықталмады, осылайша $\sigma_p = \sigma$ болып саналды. Соған байланысты топырақ қалыпты нығайтылған болып есептеледі,

шамадан тыс нығайту коэффициентінің шамасы $OCR=1$. Осылайша, топырақтың бүйірлік қысымының коэффициенті мына формула бойынша анықталады. [4].

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 16^\circ = 0,7244.$$

ГОСТ-қа[11] сәйкес деформация модульдері анықталған: $E_k = 2015 \text{ кПа}$, ол $100\text{-}200 \text{ кПа}$ қосымша қысым диапазонында бастапқы жүктеу желісі бойынша анықталады; $E_{un2} = 8225 \text{ кПа}$ $-100\text{-}200 \text{ кПа}$ қосымша қысым диапазонында қайталама жүктеу желісі бойынша анықталады.

Басшылыққа сәйкес, E_{oed}^{ref} (5 сурет) жанама модулі анықталды: $\sigma_1 = p^{ref} + \sigma_{\tau 0}$ үшін, E_{oed}^{ref} шамасы $4569,2 \text{ кПа}$ құрады.

Топырақтың беріктік сипаттамасы, ішкі үйкеліс бұрышы φ және үлесті ілініс c үш үлгі бойынша сынақтың шоғырландырылған-құрғатылған схемасы бойынша статистикалық режимдегі бір жазықтар кесінді әдісімен анықталады. Нәтижесінде беріктіктің тиімді параметрлері анықталды. $j=16$, $c=41 \text{ кПа}$.

Топырақ модельдерін сараптау.

PLAXIS бағдарламалық кешенінде компрессиялық сынақтарды модельдеу үшін осьтік симметриялы есептік үлгі таңдалды. Бұл үлгінің өлшемдері – $43 \times 25 \text{ мм}$, мұндағы 25 мм – сынаққа алынған үлгінің көлденең қимасының радиусы. Есептік модельдің шекаралық шарттары нақты компрессиялық сынақ жүргізу талаптарына сәйкес белгіленді.

Модельдің бүйір (көлденең) жақтарында сырғанауға мүмкіндік беретін тіректер орнатылды, ал төменгі жағы толық бекітілген күйде қарастырылды. Гидравликалық шекаралық шарттарға келсек, көлденең бағытта су өткізбейтін қабат ретінде, ал тік бағытта су өткізетін орта ретінде белгіленді. Бұл су фильтрациясын дұрыс модельдеу үшін қажет болды.

Топырақ массивінің жоғарғы шекарасында қатты штампты көрсету мақсатында Plate элементі енгізілді. Бұл элемент арқылы жүктемені біркелкі тарату қамтамасыз етілді.

Модельдеу барысында бірнеше кезең қарастырылды: бастапқы қысымды орнату, бастапқы кернеу күйін жинақтау және тікелей топырақты сынау кезеңі. Жүктеме осы сатылар арқылы біртіндеп енгізілді. Нәтижелерді алу үшін есептік модельде Plate элементіне арнайы бақылау нүктесі орнатылып, керекті графиктер сол нүктеден алынған деректер негізінде құрылды.

. Есептеудің соңғы кезеңінің деректері E Mstage - μ графигі түрінде шығарылды және одан соң талдау үшін MS Excel-ге көшірілді. Осылайша сандық әдіспен топырақ үлгісінің деформация графигі құрылды. Сандық әдіспен алынған деформацияның графигінің сынақ жүргізу арқылы алынған деректермен сәйкестендіру, топырақ моделінің параметрлерін кезекті калибровкалау (іріктеу) арқылы алынды: E_{oed}^{ref} , E_{so}^{ref} , E_{ur}^{ref} , m (3 кесте). Сандық шешімге қажетті ауытқушекті деңгейі ретінде 5% алынды.

Топырақты үш осьтік сынақтың жүргізілуін ескере отырып, модельдің жетпей тұрған параметрлері [7, 10] нұсқаулығынан алу ұсынылды: $E_{50}^{ref} = (1,25 \dots 2)E_{oed}^{ref}$; $E_{ur}^{ref} = (3 \dots 5)E_{50}^{ref}$ $m = 0,5 \dots 1$

ГОСТ [79] бойынша алынған деформация моделін пайдалану мүмкіндігі ең бірінші тексерілді, модель параметрлері ретінде 3 кесте, 1-6 позициялар алынды. Эксперимент графикті сипаттауға ЕК пайдалану кезінде деформация шамасы бірақ артатыны анықталды(42-72%); E_{ur} пайдалану, E_{ur2} қарағанда “төгу - қайта жүктеу” аймағындағы графиктің еңістігін көрсетуде жақсы нәтиже берді және олардың арасындағы айырма 30% құрады $m=0,9$ параметрін пайдалану экспериментті графиктің, сызықтық еместігін жақсы сипаттайды.

Аралық нәтижелер ретінде келесі параметрлер алынды: $E_{ur}^{ref} = E_{un}, m = 0,9$ ары қарай E_{oed}^{ref} және E_{50}^{ref} параметрлері анықталды.

PLAXIS[78] нұсқаулығы бойынша анықталған E_{oed}^{ref} параметрлерін пайдалану кезінде (2.3 кесте, 7-8 позициясы) эксперименттік көрсеткіштермен салыстырғанда 30-50% деформация шамаларының төмендігімен анықталды.

Осылайша, E_{oed}^{ref} эксперименттік көрсеткіштерді нақты сипаттау үшін PLAXIS [78] нұсқаулығы бойынша анықталған және ГОСТ[11] бойынша алынған шамалар аралығында болуы тиіс. Сондықтан E_{oed}^{ref} біртіндеп арттыру жүргізілді. (2.3 кесте 9-13 позициялардың эксперименттік графикті сипаттауда ең төменгі айырма (5-15%). $E_{oed}^{ref} = 1,55; 1,6 E_k$ кезінде анықталады.

Анықталған интервал үшін E_{50}^{ref} шамасы E_{oed}^{ref} тең болды, сондықтан деформация графигін көрсету үшін E_{oed}^{ref} өзгертілуі қосымша зерттелді. E_{oed}^{ref} (3 кесте 14-21 позициясы) деформация графигін құруда айырмасы үлкен болған жоқ, ауытқу 5-15% құрады, $E_{oed}^{ref} = 1,55 E_k$ үшін ауытқу салыстырмалы деформациядан 5% құрады $E > 0,04$ және $E < 0,04$ болғанда 15% құрады. Бұл Hardening Soil моделі аз деформациялану кезінде топырақтың жоғары қаттылығын есепке алмайтынына және ол Hardening Soil Model small (HS small) жетілдірілген моделін пайдалану қажеттілігіне байланысты. E_{50}^{ref} шамалары 0,5 E_k -деп 1,5 E_k дейінгі кең интервалды болатындықтан [75, 78] нұсқаулықтарын басшылыққа алу ұсынылады, оның ішінде $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ болады. Егер үш осьтік сынақтар жүргізілмеген болса. E_{50}^{ref} параметрі E_{oed}^{ref} тең болады. E_{50}^{ref} параметрінің шамасын нақты анықтау мүмкін еместігі, үш осьтік сынақтарды жүргізу топырақ моделінің параметрлерін анықтауға қажетті міндетті құрамдас бөлік болып табылады. Осылайша, топырақ моделінің параметрлерін кезекті сарапталаудың нәтижелерін негізге ала отырып және олардың мақсаты бойынша нұсқаулықтарды ескере отырып келес шамалар қабылданды: $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} = 3100 \text{ кПа} \approx 1,55 E_k$; $E_{ur}^{ref} = 7E_{50}^{ref} = 21700 \text{ кПа}, m = 0,9$ (2.3 кесте). Эксперименттік графикті құрудағы ауытқу

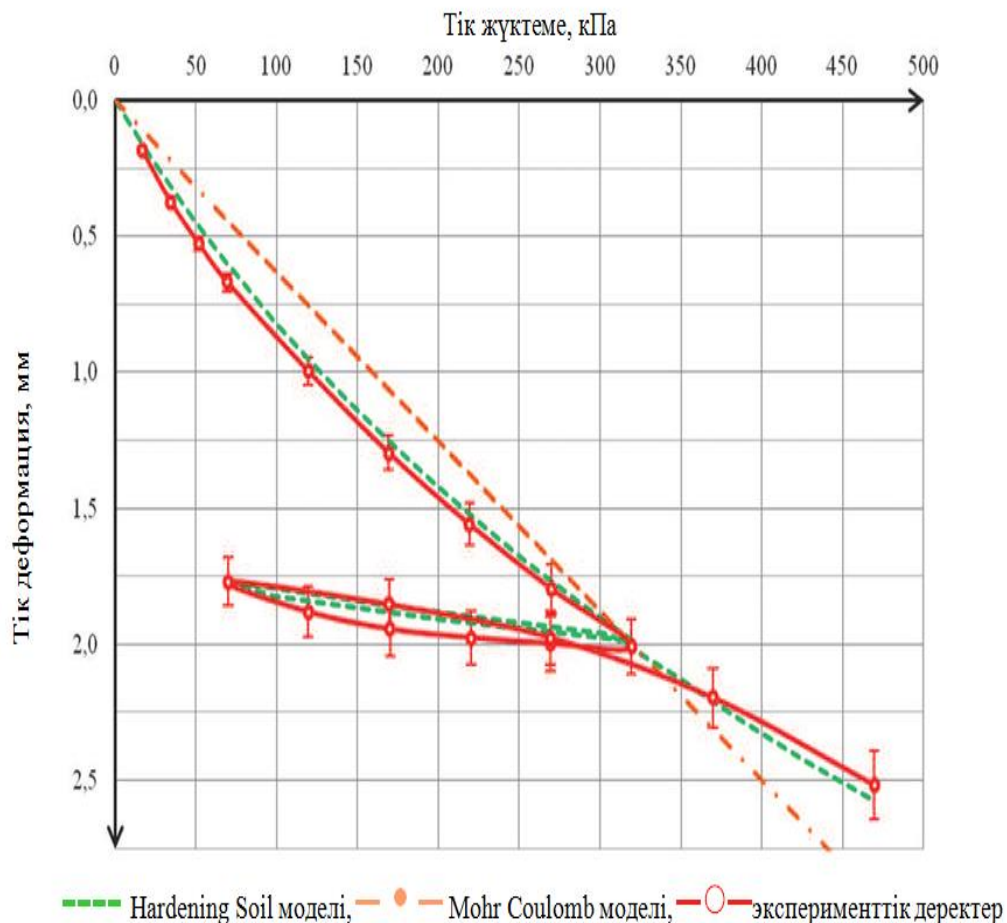
2.3 кесте Hardening Soil моделінің зерттелетін параметрлері[121]

№	E_{oed}^{ref}	E_{50}^{ref}	E_{ur}^{ref}	m
1	E_k	$1,25 E_k$	E_{un}	0,7
2				0,8

3				0,9
4	E_k	$1,25 E_k$	E_{un^2}	0,7
5				0,8
6				0,9
7	$E_{oed}^{ref}[9]$	$1,25E_{oed}^{ref}[9]$	E_{un}	0,9
8		$E_{oed}^{ref}[9]$		
9	$1,3 E_k$	$1,3 E_k$	E_{un}	0,9
10	$1,4 E_k$	$1,4 E_k$		
11	$1,5 E_k$	$1,5 E_k$		
12	$1,6 E_k$	$1,6 E_k$		
13	$1,55 E_k$	$1,55 E_k$		
14	$1,6 E_k$	$0,5 - 1,6 E_k$	E_{un}	0,9
15		$0,75 - 1,6 E_k$		
16		$1,25 - 1,6 E_k$		
17		$1,5 - 1,6 E_k$		
18	$1,55 E_k$	$0,5 - 1,55 E_k$	E_{un}	0,9
19		$0,75 - 1,55 E_k$		
20		$1,25 - 1,55 E_k$		
21		$1,5 - 1,55 E_k$		
22	3100 кПа	3100 кПа	$7 E_{50}^{ref} = 21700$ кПа	0,9

$E > 0,04$ болғанда 5% құрады. (6 сурет).

Топырақтың кернеуге жауап беруі жұмыс кернеу деңгейіне ғана емес, сонымен қатар нығайтқыш қасиеттеріне – атап айтқанда, ішкі үйкеліс бұрышы (φ) мен үлестік ілінісу шамасына (c) де тәуелді екенін ескерсек, модельге нығайтқыш сипаттамаларды енгізу қажеттілігі туындайды. Ішкі үйкеліс бұрышының өзгерісі бастапқы бұйірлік қысым коэффициенті K_0 мәніне әсер етеді, ал бұл өз кезегінде топырақ массивіндегі бастапқы кернеу күйінің өзгеруіне алып келуі мүмкін. Біз Mohr-Coulomb моделіне тән параметрлерді нақтылау мақсатында зертханалық тәжірибелер жүргіздік. Бұл тәжірибелердің мақсаты – алынған эксперименттік деректерді нақты сипаттап, модель параметрлерін, атап айтқанда, серпімділік модулі (E) мен Пуассон коэффициентін анықтау болды. Зерттеу нәтижесінде, Mohr-Coulomb моделінің топырақтың нақты жұмысын толық сипаттай алмайтыны анықталды. Атап айтқанда, жүктеу мен түсіру кезінде серпімді модульдердің айырмашылығы модельде ескерілмегендіктен, сызықтық емес деформация сипаттамалары графикте нақты бейнеленбейді.



Сурет 2.16. Hardening Soil топырақ үлгілерінің параметрлерін калибрлеу[121]

($E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} = 3\,100$ кПа, $E_{ur}^{ref} = 7E_{50}^{ref}$) и Mohr–Coulomb ($E' = 2\,500$ кПа, $\nu = 0,35$)

E_{50}^{ref} тек Hardening Soil моделі үшін анықталған E' параметрлерін пайдалану кезінде эксперимент көрсеткенге қарағанда деформация шамаларының артуы жүреді. (30-50% эксперименттік графикті құруға мына параметрлер жарамды.

$E' = 1,25 E_k \approx 2500$ кПа, айрымасы 20-50% (2,16 сурет) жүргізілген зерттеулер негізінде Hardening Soil топырақ моделінің параметрлерін анықтау үшін мынадай тұжырымдар жасауға болады.

1. OSR шамадан тыс нығаяу коэффициентін анықтау, және E_{ur}^{ref} түсіру кезіндегі серпімділік модулін анықтау мақсатында компрессолық сынақтар жүргізу қажет. Ол үшін топырақтың компрессорлық сынақтары қалыпты қысымды $\sigma_{\tau 0}$, есепке алуы тиіс, сынақтың тах жоғары қысымы 800 кПа кем емес жоғары болуы тиіс.

2. ГОСТ [79] сәйкес анықталған және бірінші жүктеу желісі бойынша және [9] нұсқаулық бойынша анықталған деформация моделі E_{oed}^{ref} параметрлері ретінде жарамсыз.

3. ГОСТ [79] түсіру желісі бойынша анықталған деформация моделі E_{ur}^{ref} параметрі ретінде жарамды.

4. Топыраққа үш осьтік сынақтар жүргізілмеген жағдайда параметр шамасын E_{oed}^{ref} тең деп алу қажет.

5. $E_{oed}^{ref}, E_{50}^{ref}, E_{ur}^{ref}$ параметрлерін топырақты зертханалық сынақтар жүргізу арқылы калибровкалау қажет, бірақ оны C_{ref} және φ беріктік параметрлерін анықтап алғаннан жүргізілген жөн.

6. Monr-Coulomd моделінде қолданылатын E параметрлерінің, Hardening Soil моделінде E_{50}^{ref} параметрімен салыстырғанда ерекшелігі бар

Сонымен, Hardening Soil моделінің барлық негізгі параметрлерін зертханалық әдістер арқылы анықтауға болады, тек m көрсеткіші бұл тізімге кірмейді. Алайда алынған параметрлердің топырақтың нақты жұмысын дұрыс сипаттайтынына көз жеткізу үшін, зертханалық сынақтарды сандық модельдеу арқылы тексеру қажет. Топырақтың деформациясын сипаттау нәтижелері модель параметрлерінің дұрыстығын растауға негіз болады. Егер модель мен тәжірибе нәтижелері арасында айырмашылықтар анықталса, параметрлерді кезең-кезеңмен түзету (калибровкалау) қажет.

Топырақ моделінің параметрлерін анықтау және оларды дәлдеу — күрделі әрі уақытты көп қажет ететін міндет. Геотехникалық есептерде мұндай жұмыстар жүргізілмеген жағдайда алынған нәтижелердің нақтылығы мен сенімділігі төмендейді. Сондықтан есептеу PLAXIS бағдарламасында орындалды деп көрсету жеткіліксіз; бұған қоса, таңдалған топырақ моделінің негіздемесін, параметрлердің алыну жолдарын және олардың дұрыстығын дәлелдеу міндетті болып табылады.

Қорытындылай келе, геотехникалық есептеулерде қолданылатын топырақ модельдері сарапталып, олардың құрылымдық жағдайларына қарай қолданылу аясы негізделді. Топырақтың реологиялық қасиеттерін ескере отырып, іргетас шөгуін есептеудің қолданыстағы әдістері жетілдіруді қажет ететіні анықталды. Зерттеу нәтижесінде Hardening Soil моделі топырақтың шөгуін, ішкі деформацияларын және кернеу күйін дәл сипаттауға қабілетті екендігі көрсетілді. Бұл модель, әсіресе, тығыз сазды топырақтар үшін тиімді болып танылып, тау жыныстарының деформациясын бағалау үшін де қолдануға болатыны дәлелденді. Сонымен қатар, PLAXIS бағдарламасы негізінде компрессиялық сынақ нәтижелерінен топырақ параметрлерін анықтау мүмкіндігі де зерттелді.

Қорытынды

1. Геотехникалық топырақты ортаның қарапайым модельдері талдалып, олардың математикалық модельдерінің топырақтың құрылымдық күйіне байланысты қолдану бағытына негіздеме жасалды.

2. Топырақ модельдерінің салыстармалы сипаттарын қарастыра отырып, геотехникалық массивтегі топырақтың шөгуін, ішкі ығысу деформациясын, кернеулі күйін анықтауға, топырақтың Hardening Soil- қаттыланатын топырақ моделінің артықшылығы негізделді.

3. Hardening Soil моделінің геотехникалық есептерді шешу кезінде тығыз саздар үшін ең қолайлы болып саналатыны, топырақ модельдерін салыстыру кезінде дәлелденді.

4. Сонымен қатар, Hardening Soil моделін тау жыныстарының пластикалық аймақтағы сызықтық емес деформациямен бір мезгілде ығысуға төзімділігі орташа тиімді кернеудің төмендеуімен байланысты мәселелерді шешуде қолдануға болады.

5. Hardening Soil топырақ моделі PLAXIS бағдарламалық кешеннің құрамына кіретін параметрлерін және топырақты сынаудың кеңінен танымал түрі, компрессиялық сынақтар нәтижелері бойынша анықтау мүмкіндігін береді.

3. АРМАТУРАЛЫҚ ЭЛЕМЕНТТЕРМЕН НЫҒАЙТЫЛҒАН ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ОРТАНЫҢ ДЕФОРМАЦИЯЛАНУ ЗАҢДЫЛЫҚТАРЫН ТЕОРИЯЛЫҚ НЕГІЗДЕУ.

3.1 Серпімді-пластикалық ортада илекті ұңғыда орнатылған тік арматуралық элементтерді құру ерекшеліктері.

Қазіргі заманда компьютерлік технологиялардың жедел дамуы «ғимарат–іргетас–топырақ негізі» жүйесінің кернеу мен деформация күйін талдауда сандық модельдеуді басты әдіс ретінде пайдалануға жол ашты. Мұндай модельдеулердің дәлдігі мен сенімділігіне қол жеткізу үшін жүйеге кіретін барлық элементтердің өзара әрекеттесу ерекшеліктерін, сондай-ақ геотехникалық массивтің құрылымдық сипаттарын терең зерттеу қажет. Математикалық модельді таңдау кезінде теориялық есептеулердің нәтижелері тәжірибелік бақылаулармен салыстырылады.

Табиғи немесе жасанды жолмен алынған композиттік материалдар – геоматериалдарды модельдеу барысында олардың блоктық құрылымын, блоктардың өлшемдері мен кеңістіктегі орналасуын, сондай-ақ жеке блоктар мен олар арасындағы кеңістіктердің деформациялық қасиеттерін ескеру маңызды.

Геотехникалық массивтерді модельдеуде төмендегі негізгі теориялық қағидалар қарастырылады:

Серпімді-пластикалық ортада орналасқан тік цилиндр пішінді қатты арматуралық элементтің пайда болу механизмі мен жұмыс істеу ерекшеліктері;

Бұл элементтер мен топырақ арасындағы әрекеттестікті модельдеу арқылы түрлі жобалық шешімдерге сәйкес геотехникалық жүйелерді қалыптастыру;

Құрылымдық геотехникалық массивтердің нақты инженерлік-геологиялық жағдайларына ықпал ететін заңдылықтарды анықтау.

Тік бағыттағы арматуралық элементтер арқылы геотехникалық массивті күшейту келесі міндеттерді шешуге бағытталады: топырақ негізінің деформациялық сипаттарын жақсарту, жаңа немесе бар ғимараттардың шөгуін шектеу, сейсмикалық әсерді азайту және жер асты құрылымдарының жанындағы нысандарға болатын жағымсыз әсерлерді төмендету.

Бұл аталған қағидалар компьютерлік модельдеуді, сондай-ақ құрылымдық геотехникалық массивтің тиімділігін бағалауға арналған сынақ зерттеулерін жүргізу кезінде кешенді есептік модель құруда кеңінен қолданылады.

Құрылымдық геотехникалық массивтерді жобалаудың алғашқы сатысында топырақтың модификацияланған аймағы анықталып, оның қажетті деформациялық сипаттамалары белгіленеді. Жобалаудың нұсқалық кезеңінде келесі параметрлер айқындалады: ғимараттың жер асты бөлігінің бастапқы

инженерлік-геологиялық жағдайы, іргетастың конструктивтік схемасы, топырақ негізін нығайтатын қысым, сондай-ақ іргетастың абсолюттік шөгуі.

Түрлендірілген топырақ аймағының қуаты мен геометриялық шекаралары, көбінесе, жеңіл суға қаныққан қабаттардың іргетастың белсенді әсер ету аймағына ену тереңдігімен айқындалады. Алғашқыда жоғары қуатты аймақ есепке алынады, кейін жобалау барысында бұл мән біртіндеп төмендетіліп, нақты шарттарға бейімделеді. Екінші кезеңдегі жобалау параметрі, топырақтың түрлендірілген аймағынан $E_{эф}$ деформацияның тиімді модулін таңдай отырып, «негіз-ғимарат-іргетас» жүйесін сандық модельдеу арқылы анықталатын, тиісті жерлердегі негіздің шөгуінің салыстырмалы айырмасы болып табылады. Деформацияның тиімді модулінің өзгеру диапазоны анықталғаннан кейін, модификацияланған аймақты тік арматуралық элементтермен нығайту жұмыстары жүргізіледі. Есептеулерді жеделдету мақсатында дайын номографиялық кесте (3.1 сурет) пайдаланылады. Конструкциялық шешімдер қабылдау тәртібі келесі кезеңдерден тұрады: 3.1 сурет

1.Бастапқы топырақ жағдайы үшінтік қатты элементтің D диаметрі, сығылу беріктігі R_{stb} және тік қатты элементтің E_{stb} деформацияның модулін анықтап алады.

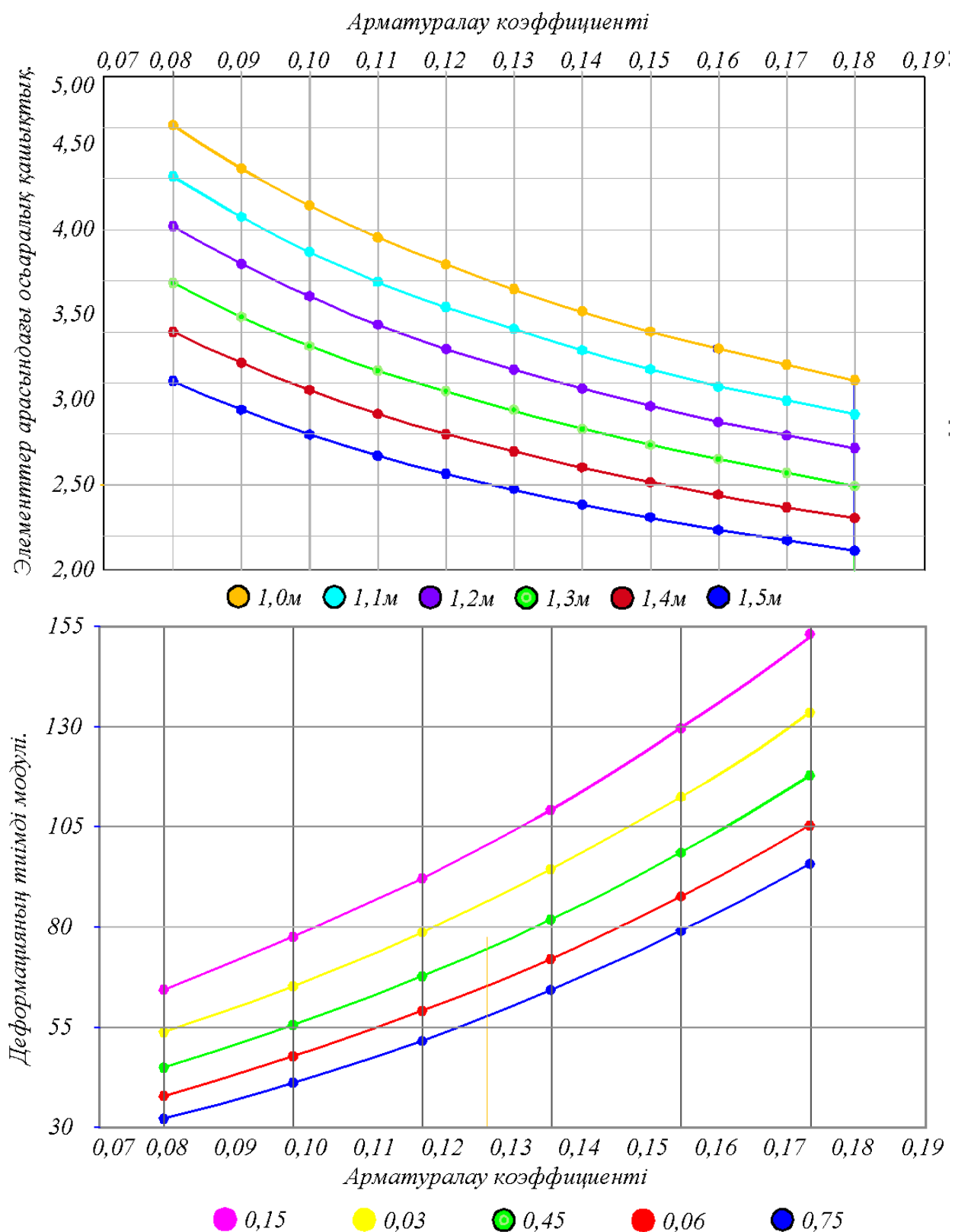
2.Бастапқы топырақтың және тік қатты элементтің деформацияның модулінің арақатынасы анықталады.

$$\mu = \frac{E_{rp}^i}{E_{stb}} \quad (3.1)$$

3. $E_{эф}$ деформацияның тиімді модулінің шамасына және μ параметрлеріне байланысты арматуралаудың қажетті пайызы – тр.

4.Екі осьтік жобалық арақашықтық $L_{np} \leq L_{TP}$ белгілейді және кері қарай номограмма бойынша деформацияның жобалық тиімді модельді анықтайды.

Тексеру есебінің мақсаты – шөгу көлемін сандық модельдеу арқылы анықтау, бұл ретте деформацияның тиімді жобалық моделі мен модификацияланған аймақтың белгіленген көлемі пайдаланылады. Алынған нәтижелер жобаланатын нысанның шекті параметрлерімен салыстырылады. Егер нәтиже талаптарға сәйкес келсе, құрылымдық геотехникалық массивтің түпкілікті инженерлік шешімі қалыптасады. Бұл шешім құрамына келесі аспектілер кіреді: жобадағы орны, модификациялық аймақтың тереңдігі, топырақ-бетон негіздегі арматуралық элементтердің орналасу схемасы, таратқыш қабаттың қалыңдығы (қысымы), сондай-ақ оның физикалық-механикалық көрсеткіштері.



3.1 сурет. "Құрылымдық геомассивтің" құрылымдық параметрлерін анықтау номограммасы[107]

Құрылымдық геотехникалық массивтің құрылысын жүргізу бойынша жобала мыналар ескеріледі:

Топырақ жағдайында тік арматуралық қатты элементтерді жасау үшін қажетті технологиялық параметрлер мен қолданылатын жабдықтардың түрлері;

Бұл элементтерді дайындау және орнату кезектілігі, өйткені жұмыс тәртібінің бұзылуы олардың бұзылуына әкелуі мүмкін;

Тік қатты элементтердің геометриялық параметрлерінің және физикалық-механикалық қасиеттерінің шекті ауытқулары, сонымен қатар өндіріс қалдықтарын – топырақ-цемент үгіндісін – қайта өңдеу шаралары;

Инженерлік және гидрогеологиялық зерттеу нәтижелеріне сәйкестігі, бұл бақылау такталық ұнғымаларды бұрғылау кезінде тексеріледі;

Орындау барысында нақты тереңдік пен жобалық тереңдік арасындағы шекті рұқсат етілген айырмашылықтар;

Шөгу өлшемдерінің нәтижелері мен іргелес нысандардың ығысу көрсеткіштері негізінде құрылыс жұмыстарының әсерінің бар-жоғын анықтау;

Құрылыс аумағындағы шудың немесе дірілдің рұқсат етілген деңгейінен аспауы;

Тік қатты элементтердің беріктік көрсеткіштері – іргетас құрамындағы немесе топырақ сынақтары негізінде алынған мәліметтермен бағаланады.

Жобалық шешімдердің дұрыстығы мен орындалу сапасын бақылау **геодезиялық мониторинг** арқылы жүзеге асады. Бұл мониторинг салынып жатқан ғимарат пен оның жанындағы құрылыстардың көлденең қозғалыс жылдамдығы мен шекті мәндерге сәйкестігін бақылауға бағытталады.

Геотехникалық массивті тік бағыттағы арматуралық элементтермен бекіту әдісіне және іргетас негіздерін жобалауға қойылатын талаптар келесі кезеңдерді қамтиды:

Құрылыс жүргізілетін аумақтың инженерлік-геологиялық ерекшеліктеріне талдау жасап, ғимараттың ықтимал құрылымдық шешімдерін таңдау;

Іргетас орналасатын деңгейдегі немесе одан төменгі қабаттардағы топырақтың қысылу және ісіну қасиеттерін, сондай-ақ біртекті немесе анизотропты ортада деформацияға ұшырайтын қабаттың шекараларын анықтау;

Арматуралық элементтердің болуын ескере отырып, топырақтың физико-механикалық қасиеттеріне баға беру;

Тік арматуралық элементтердің орнын, олардың өзара орналасу қашықтығын және негізге енгізу тереңдігін айқындай отырып, бастапқы орналасу сызбасын жасау;

Топыраққа түсетін есептік қысымды есептеу, іргетастың жоспардағы өлшемін анықтау және оның отыру шамасын болжау кезінде топырақ массивінің беріктік және деформациялық қасиеттерінің анизотропиясын ескеру;

Топырақты бекіту үшін қолданылатын тартылатын немесе кесілетін элементтердің қажетті құрылымдық түрлерін және материалдарын таңдап,

олардың геометриялық өлшемдерін (ұзындығы, көлденең қимасы, еңістігі) нақтылау;

Зертханалық немесе нақты жағдайдағы сынақ нәтижелері негізінде тік арматуралық элементтердің қабылданған параметрлерін түзету.

Ұңғымалардың диаметрі — қолданылатын бұрғылау жабдығының түрі, оның жұмыс органы, бетондау кезінде қажет болатын қорғаныш қабатының қалыңдығы және көлденең қималар ерекшеліктері ескеріле отырып белгіленеді.

Агрессивті ортада немесе суға қаныққан негіздерде орналасқан үймереттерге арналып күшейтілген топырақты қолдану тиімділігі жобалау ұйымдары тарапынан бағаланады. Бұл жағдайда арматуралық элементтерді коррозиядан қорғауға арналған шараларды міндетті түрде қарастыру қажет.

Қолданылатын арматуралық материалдарда қажетті механикалық қасиеттер — жоғары беріктік, төмен сусымалық, ұзақ мерзімді қызмет ету, үйкеліс пен қысымға төзімділік — болуы тиіс.

Үйкеліс коэффициенті немесе арматуралық элементтер мен топырақ арасындағы байланыс (E_{tr}) геотехникалық құралдағы сынақтар арқылы, ал тәжірибелік нәтижелер болмаған жағдайда оның ең төменгі мәнін 3.1 кесте бойынша қабылдаған жөн.

3.1 кесте. Арматуралық элементтер мен үйінді арасындағы f_{mp} үйкеліс коэффициентінің ең төменгі мәні.

Топырақты толтыру	f_{tr}	f_{mp} , град
Майда, шамалы ылғалды құм	0,62	32
Майда, ылғалды құм	0,58	30
Ірі, шамалы ылғалды құм	0,53	28
Ірі, ылғалды құм	0,51	27
Қыйыршық тас	0,42	23
Аралас құм	0,40	22
беті біртегіс емес элементтерде (f_{tr})10% көп болады.		

Геотехникалық массивте тік бағытта орналасқан арматуралық элементтерді қолдану арқылы нығайтуды жобалауда қазіргі қолданыстағы нормативтік құжаттарға, соның ішінде СН РК EN 1997-1:2004/2011 ережелеріне сүйену ұсынылады. Бұл стандарт жобалау кезінде шекті жағдайларды бағалауға қатысты талаптарды анықтайды.

Аталған ережелерге сәйкес, шекті жағдайларды есептеу барысында келесі негізгі факторларды ескерген жөн:

Алаңның инженерлік-геологиялық жағдайы, соның ішінде іргетастың жалпы орнықтылығы мен жылжу мүмкіндігіне әсер ететін элементтер;

Ғимараттың түрі, көлемі және оның жекелеген элементтері, сондай-ақ объектінің жобалық пайдалану мерзімі сияқты ерекше талаптар;

Қоршаған ортаның әсері: жақын орналасқан ғимараттар, көлік инфрақұрылымы, инженерлік желілер, өсімдіктер мен экологиялық факторлар, химиялық қауіпті заттардың болуы;

Топырақтың физикалық және механикалық сипаттамалары;

Жер асты суларының деңгейі мен динамикасы;

Аудандағы сейсмикалық белсенділік деңгейі;

Қосымша экологиялық әсерлер: гидрологиялық жағдайлар, жер бетіндегі сулардың ықпалы, топырақтың отыруы, температура мен ылғалдылықтың маусымдық өзгерістері.

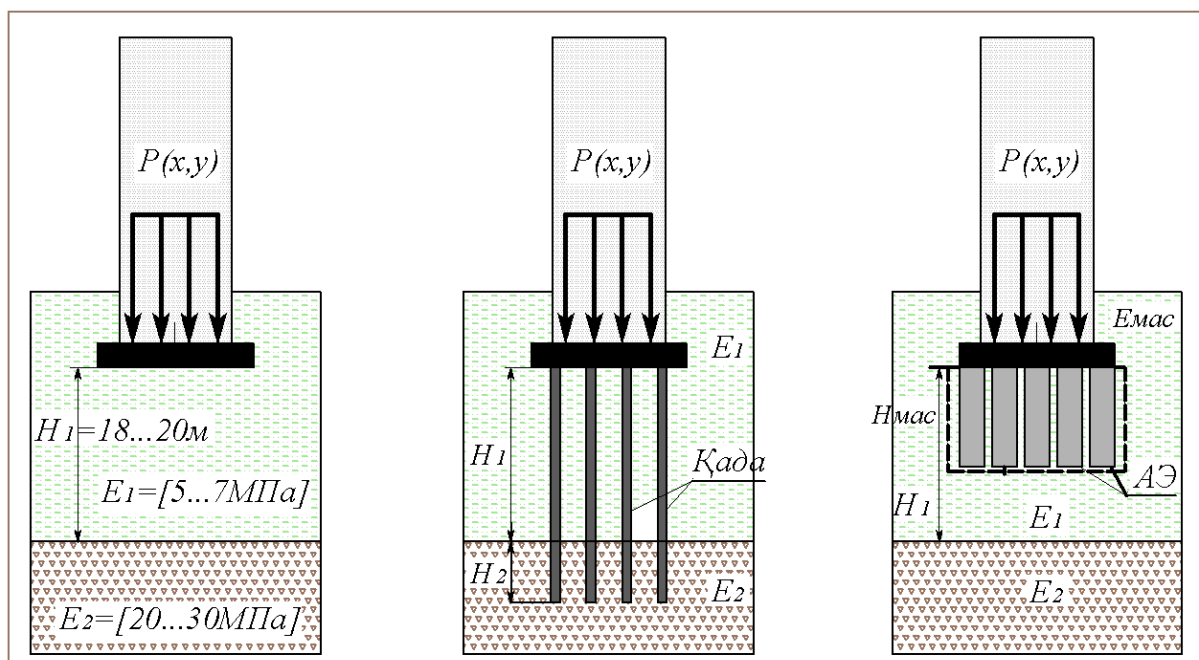
Шекті жағдайлар топырақ негізінде, ғимарат құрылымында немесе олардың өзара әрекеттесу аймағында туындауы мүмкін. Кей жағдайда бұл бұзылулар тек іргетас немесе тек құрылым шегінде емес, екі жүйенің бір уақытта істен шығуына алып келуі ықтимал.

3.2 Тік арматуралық элементтермен нығайтылған алаңның құрылымдық геомассив моделі

“Ғимарат–іргетас–негіз” жүйесінің моделі және геомассивті арматуралық элементтермен нығайтудың ерекшеліктері негіздің есептік моделі бастапқы жобалық параметрлерге және “ғимарат–іргетас–топырақ негізі” жүйесінің есептік нәтижелеріне сәйкес құрылуы тиіс. Топырақ негіздерінің типтерінің алуан түрлілігі және үйінді массивтерді орналастыру талаптарының әркелкілігі салдарынан, әмбебап модельді қолдану мүмкін емес — әрбір модель тек нақты геологиялық жағдайлар мен топырақ түрлеріне бейімделіп қолданылады.

Жүргізілген тәжірибелік зерттеулер көрсеткендей, көлденең бағыттағы құрылымданған геотехникалық массивтің механикалық қасиеттеріне ең үлкен әсер ететін факторлардың бірі — арматуралық элементтер арасындағы осьаралық арақашықтық (L) пен олардың диаметрі (D) арақатынасы. Атап айтқанда, $L = 0,8-0,9D$ болған жағдайда геомассив құрылымы топырақ-бетоннан құралған тұтас пластина ретінде қарастырылады. Мұндай жағдайда топырақ-бетон үлгілерінің зертханалық сынақтарынан алынған механикалық сипаттамалар жиынтығы пайдаланылады. Сонымен қатар, топырақ-бетон материалының жалпы деформациялық модулі мен оның сығылу беріктігі арасында корреляциялық байланыс орнатылған.

Осы зерттеу шеңберінде қарастырылған тік арматуралық элементтер ұңғымаларының диаметрі $D = 500-600$ мм, ал осьаралық арақашықтықтары $L = 2,5-3,0$ м шамасында. Бұл көрсеткіштер жүйелік арматураланған негіздің құрылымына сәйкес келеді және әрбір элемент өз алдына жеке ілініп тұрған қада ретінде есепке алынады (қараңыз: 3.2-сурет). Мұндай негіздердің механикалық сипаттамаларын анықтауға арналған әдістемелер ғылыми әдебиеттерде кеңінен сипатталған [115].



3.2 сурет. Жүктеменің негізге берілу нұсқалары: тақталық іргетас, тақталық-қадалы іргетас; жасанды негіздегі тақталы іргетас[107].

Құрылымдық геомассивтің қасиеттері және оның механикалық моделін құру тәсілдері

Қатты топырақ-бетон элементтерінің диаметрі $D = 1000\text{--}1200$ мм, ал олардың осьаралық арақашықтығы $L = 2,5\text{--}3,0$ м (яғни $2,5\text{--}3D$) болған жағдайда, мұндай жүйе тиімді механикалық қасиеттерге ие құрылымданған біртұтас массив ретінде қарастырылады.

Қатар орнатылған арматуралық элементтері бар мұндай негіз топырақтың бүйірлік ығысуына және формасының өзгеруіне жол берілмейді деген болжаммен есептеледі. Бұл жағдайда тік арматуралық элементтер топырақтың жылжу бетінің қалыптасуына немесе беткі ығысуына тосқауыл болады. Элементтердің өзара орналасуы мен аралықтағы топырақтың қысылуы есебінен, бұл жүйе “құрсауланған” біртұтас құрылым ретінде қарастырылады. Яғни, арматураланған элементтер мен олардың арасындағы топырақ массиві бүйірлік қысымға төзімді, деформацияға ұшырамайтын біртұтас геомассив ретінде сипатталады.

Мұндай құрылымның механикалық моделін құруда, ішкі құрылымы бар қатты дененің механикалық әрекетін сипаттайтын топырақ механикасының әдістері қолдануға жарамды [165]. Геомассивтің жалпы деформациясы сыртқы күштер әсерінен туындайды және, егер ішкі кернеулер шекті мәннен аспаса, бұл процесті сызықтық тұтас орта ретінде қарастыруға болады.

Жүйе ішінде көлемге таралған әрекеттілік (түйісу күштері, байланыстар және т.б.) тік арматуралық элементтер мен оларды қоршаған топырақ арасында таралады. Бұл элементтердің өзара арақашықтығы олардың геометриялық өлшемдерінен айтарлықтай үлкен болғандықтан, әрекеттілік

нәтижесінде жүйеде кернеулердің локализациясы және уақыт өте келе релаксация процесі жүреді. Энергия диссипациясының негізгі механизмі ретінде бір ғана жол – ішкі үйкеліс және пластикалық деформациялар – қарастырылады.

Әрекеттілік аймағы геомассивтің тек аздаған бөлігін қамтитындықтан, оның деформациясын кеңістіктік тұрғыда жуықталған шамалар арқылы сипаттау орынды. Ұсынылып отырған модельде кернеудің біртекті таралмауы ескерілген. Жалпы кернеулер екі негізгі компоненттен тұрады:

Көлемдік деформациялар нәтижесінде пайда болатын ішкі кернеулер;

Гетерогендік құрылым мен пішіннің бұрмалануынан туындайтын локализацияланған кернеулер.

Тұтас денедегі әрекеттіліктің таралу заңын пайдалана отырып: (3.2) өрнек

$$A = \text{const} = \frac{l^3 dn}{dlnl} \quad (3.2)$$

Мұндағы l - әртектіліктің сызықтық көлемі, n - көлем бірлігіндегі әртектілік саны, әртектіліктегі кернеуге арналған теңдеуді былай көрсетеміз. (3.3) өрнек бойынша

$$\frac{d\Delta\sigma_l}{dt\rho} = \rho c^2 \dot{\varepsilon} - v \frac{\Delta\sigma_l}{l}$$

Мұндағы: $\Delta\sigma_l$ - l - көлеміндегі әртектілікке қарсы кернеу; c - көлденең серпімді толқындардың жылдамдығы, ρ - геомассив тығыздығы, $\dot{\varepsilon}$ - топырақтағы жылжу деформациясының жылдамдығы, v - кернеу релаксациясының жылдамдығын көрсететін константа.

Бұл теңдеу негізінде, әртектіліктегі кернеудің релаксациясының жылдамдығы кернеу шамасына тікелей пропорционал және әртектілік көлеміне кері пропорционалды.

Деформацияның тұрақты жылдамдығында теңдеуді (3.4) біріктіре отырып, (3.5) формуланы аламыз.

$$\Delta\sigma_l = \rho c^2 \dot{\varepsilon} \frac{l}{v} = [1 - e^{-vt/l}] \quad (3.4)$$

Әртектіліктегі кернеулер бастапқы кезеңінде сызықтық заң бойынша артатын болады:

$$\Delta\sigma_l = \rho c^2 \dot{\varepsilon} \frac{l}{v} = [1 - 1e^{-vt/l}] = \rho c^2 \dot{\varepsilon} t \quad (3.5)$$

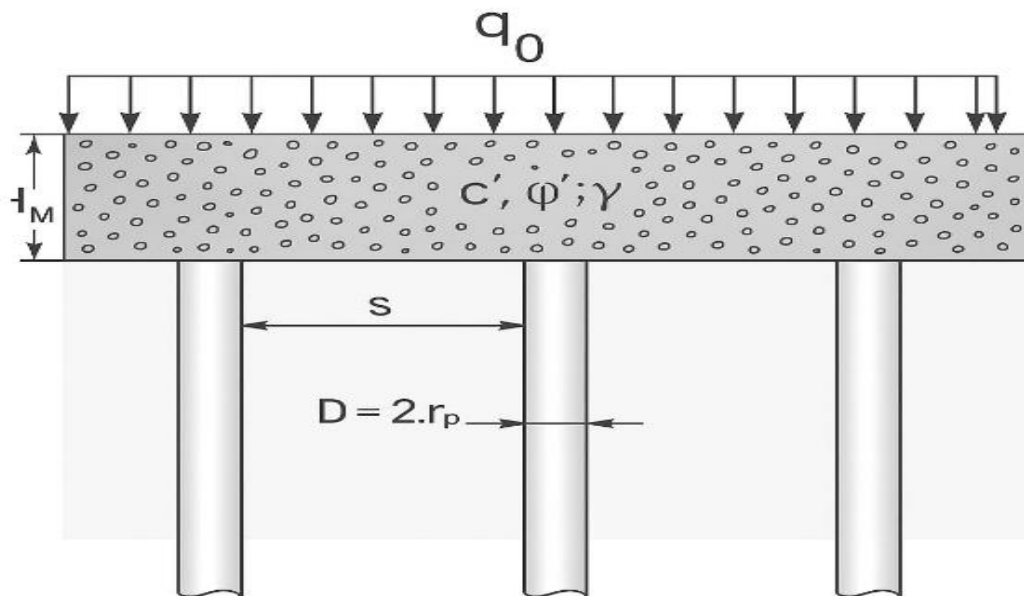
$$\Delta\sigma_l = \rho c^2 \dot{\varepsilon} \frac{l}{v} \quad (3.6)$$

Құрылымдық геомассивтің кернеу-деформациялық қасиеттері және бөлу қабатының әсерін модельдеу әртектіліктен туындайтын ішкі кернеулердің деформациялану жылдамдығы артқан сайын, құрылымдық геомассивтің жалпы қаттылығы да жоғарылайды. Бұл құбылыс, әсіресе, динамикалық жүктемелер жағдайында жүйенің тиімді беріктігінің артуына ықпал етеді. Ұсынылып отырған “құрылымдық геомассив” моделі сыртқы әсерлер нәтижесінде пайда болатын кернеулер мен деформацияларды есептеуге бағытталған есептік тапсырмаларды шешуге мүмкіндік береді.

Аталған жағдайда құрылымдық геомассивтің жұмысын сипаттау үшін сызықтық серпімділік теориясы, сондай-ақ жылжымалылық (вязкоупругость) модельдері пайдаланылуы мүмкін. Сонымен қатар, модель серпімді сейсмикалық толқындардың бәсеңдеу механизмін ескеруге де мүмкіндік береді. Бұл тәсіл құрылымдық геомассивтің сейсмикалық тұрақтылығын бағалауда маңызды рөл атқарады.

Бөлу қабатының әсерін есепке алу геомассив құрамындағы бөлу қабатының әсерін теориялық тұрғыдан сипаттайтын модельді қарастырайық. Бұл модель 3.3-суретте көрсетілген сызбаға сәйкес жасалған және белгілі бір s қадамымен орналасқан D диаметрлі қатты топырақ-бетон элементтерінің ретті торынан тұрады.

Осы модель шеңберінде әрбір топырақ-бетон элементі тек жеке құрылымдық бірлік ретінде ғана емес, сонымен қатар олардың арасындағы өзара байланыс пен әрекеттесу есебінен тұтас геомассивтің жұмыс істеу қабілетіне әсер ететін маңызды фактор ретінде қарастырылады. Бөлу қабатының механикалық сипаттамаларын ескере отырып, құрылымдық геомассивтің беріктігі мен деформацияға төзімділігі нақты бағаланады.



3.3 сурет Бөлу қабатының есепті жобалық схемасы[107]

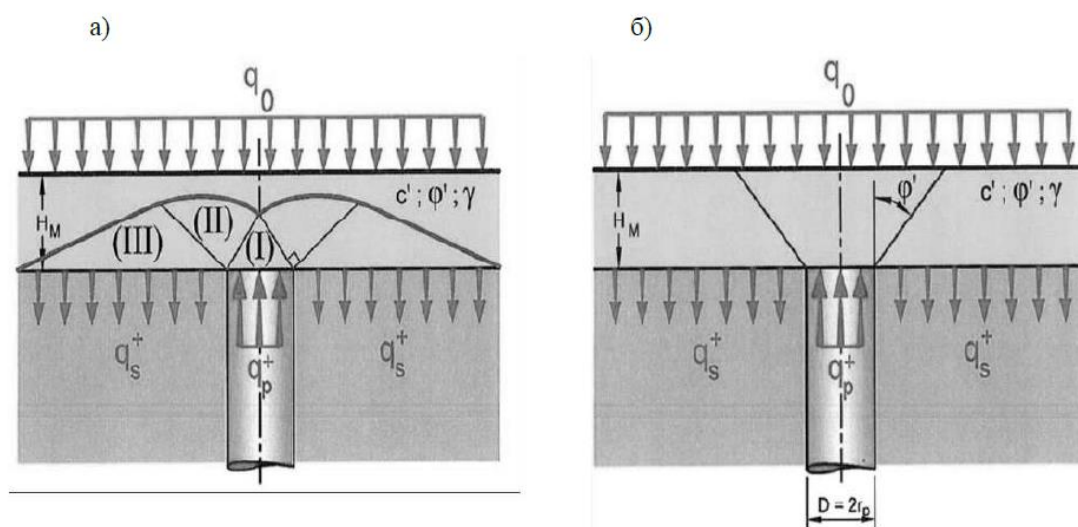
Бөлу(распределительный) қабаты H_M қалың болады және келесі физикалық-механикалық сипаттамалармен сипатталады: (γ - материалдың үлесті салмағы; φ - ішкі үйкеліс бұрышы; s - үлесті ілініс). Бөлу қабатының бетіне q_0 қарқындылығындағы қысым түсіріледі. Қысымның бөліну механизмін талдау нұсқасы бойынша қысымның геомассив арқылы таралуын екі түрлі нұсқада қарастыруға болады. Бұл бөлімде нұсқа ұсынылады, онда бөлу қабатының қуаты келесі шартқа сәйкес болады: $H_M < 0,7 (s - D)$.

Бұл жағдайда геомассивтің жоғарғы жазықтығына жүктеме түсіретін конструкция орналастырылады. Ол құрылымдық геомассивтің жоғарғы

шекарасы ретінде қарастырылады және оның құрамында қалыңдығы 450...600 мм болатын технологиялық төсеніш қабаты болады. Аталған қабаттың құрылымы мен төсеу әдісі алдын ала берілген технологиялық талаптарға сәйкес орындалады.

Қысымның қайта бөліну процесін сипаттау үшін, бөлу қабаты шектеулі қалыңдыққа ие болған жағдайда Прандтльдің пластикалық ағыс теориясы қолданылады (қараңыз: 3.4-сурет, а). Бұл модель жүктеме әсерінен топырақта пайда болатын тік таптау конустарының схемасына негізделеді (3.4-сурет, б).

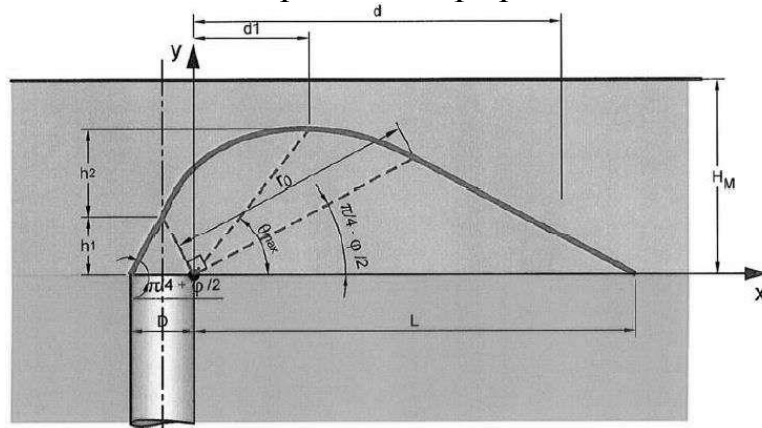
Аталған модель арқылы жүктеме әсерінің тік бағытта таралу сипаты және ол арқылы құрылымдық геомассивтің ішкі аймақтарына әсер етуі бағаланады. Таптау конустарының геометриясы, топырақтың физикалық қасиеттері мен қабаттың қалыңдығы арасындағы өзара байланыс жүктеме таралу аймағын анықтауға мүмкіндік береді.



3.4 сурет. а) Прандтля механизмі; б) тік конустар механизмі [107]

Прандтля механизмі [291].

Кеңістіктегі ассиметриялық міндеттерді шешу жағдайында шекті тепе-теңдік беті қалыптасады (3,5 сурет); 1 аймақ - $(\pi/4 + \varphi/2)$ негізінде бұрылып бар конус түріндегі шекті ығысудың қатты ядросы, радиальды жылжу аймағы (II) өтпелі логарифмдік ирек бойынша, горизонтқа $(\pi/4 - \varphi/2)$ наклон (еңкею) бұрышы бар тіке сызықпен қатар жатқан бүйірлік пассивтік қысым аймағы.



3.5 сурет. Прандтля қисық сызығының формасы (пішіні) [107].

Арматуралық элементтің басындағы тік қысым бар аралық қабатқа жүктеу кезінде шекті тепе-теңдік жағдайын қарастырамыз.

$$q_p^+ = (q_s^+ + c \cot \varphi) \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} = e^{\pi \tan \varphi} - c \cot \varphi \quad (3.7)$$

Мұндағы: q_p^+ - арматуралық элементтердің басындағы шекті қысым; q_s^+ - топыраққа түсірілетін қысым; φ, c - бөлу қабатының материалының беріктік сипаттамасы. Бөлу қабатына әдетте сынық материал қолданылатындықтан, теңдеуді былай өзгертуге болады: (3.8)

$$q_p^+ = q_s^+ \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} = e^{\pi \tan \varphi} = q_s^+ N_q \quad (3.8)$$

$$N_q = \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} = e^{\pi \tan \varphi} \quad (3.9)$$

Шекті тепе-теңдікті сықтау шарты бойынша: (3.10)

$$\alpha q_p^+ + (1 - \alpha) q_s^+ = q_0 \quad (3.10)$$

Мұндағы: $\alpha = \frac{A_{гб}}{A_{гб} + A_{гр}}$ - құрылымдық геомассив арматуралық коэффициенті;

$A_{гб}$ -топырақ-бетон арматураның элемент қима ауданы;

$A_{гр}$ - арматуралық элементтер арасындағы топырақ ауданы.

Осылайша қысымның бөлінуін анықтайтын өрнекті былай көрсетуге болады:

-арматуралық элементтің басындағы қысым; (3.11)

$$q_p^+ = \frac{N_q}{1+\alpha(N_q-1)} q_0 \quad (3.11)$$

-элементтер арасындағы топырақ бетінің қысым (3.32)313

$$q_s^+ = \frac{1}{1+\alpha(N_q-1)} q_0 \quad (3.12)$$

Арматуралық элементтердің жанындағы Прандтл (L) бетінің көлденең көлемі: (3.13)

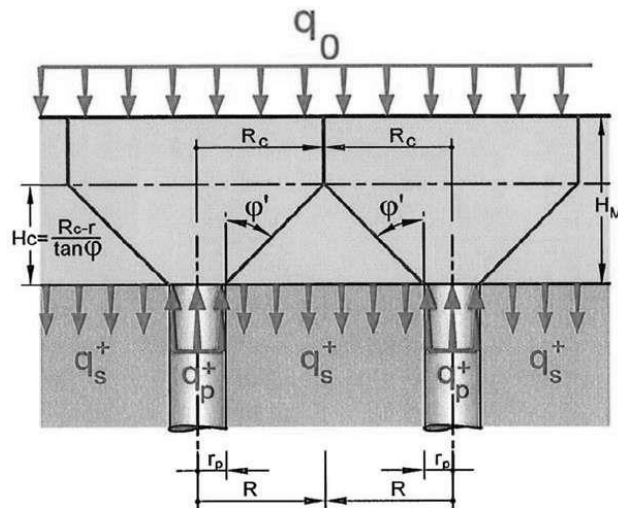
$$L = \frac{\cos (\pi/4-\varphi/2)}{\cos (\pi/4+\varphi/2)} D e^{-tg \varphi \cdot \frac{\pi}{2}} \quad (3.13)$$

2 нұсқа. Бөлу қабатының қуаты.- $H_M \geq 0,7 (s-D)$.

Құрылымдық геомассив жеңіл топырақ қабатында жасалады. Іргетас тақтасы мен құрылымдық геомассив жоғарғыбөлігіндегі жазықтық арасында бұзылмаған құрылысы бар табиғи топырақ қабаты орналасады.

Тік батыру конустарының механизмі[304].

H_c биіктігінде топырақтың бөлу қабатында қалыңдығында R диаметрдегі цилиндрлерге өтетін батыру конустары артады. H_c өтпелу аймақтың биіктігі былай көрсетіледі: $H_c = \frac{R-r_p}{\tan \varphi}$.



3.6 сурет. Бөлу қабатындағы батыру конустарының артуы[107].

Арматуралық элементтердің басындағы қысым конус пен цилиндр деңгейінде топырақтың салмағынан қалыптасады және конустың жоғарғы жазықтығындағы қысым: (3.14)

$$q_p^+ = \left[\frac{H_M}{3} \left(\frac{R^2}{r_p^2} + 1 + \frac{R}{r_p} \right) + (H_M - H_c) \frac{R^2}{r_p^2} \right] + \frac{R^2}{r_p^2} q_0 + \left[\frac{1}{\tan \varphi} \left(\frac{R^2}{r_p^2} - 1 \right) \right] c' \quad (3.14)$$

Бұл жағдайда арматуралық элементтер арасындағы кеңістігінде топыраққа түсірілген қысым былай анықталады: (3.15)

$$q_s^+ = \frac{s \cdot q_0}{s^2 - D^2} \left[s^2 - D^2 \frac{q_p^+}{q_0} \right] \quad (3.15)$$

Мұндағы: q_0 - бөлу қабатының бетінің қысымы; s - арматуралық элементтер арасындағы осьтердегі арақашықтық; D - арматуралық элемент диаметрі; φ, c - бөлу қабатының материалдарының беріктігінің сипаттамалары икемді роствергтің қарастырылған моделі, материалдың физикалық-механикалық және геометриялық сипаттамаларын ауыстыра отырып құрылымдық геомассивтің бөлу қабатын құрастыруға мүмкіндік береді, қажет жағдайда қаттылығын арттыру үшін қабатқа кеңістік геоселеуіш қосылады.

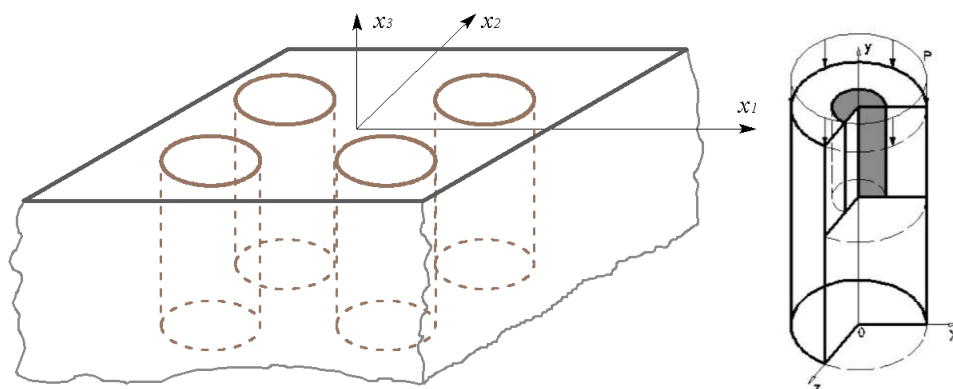
Құрылымдық геомассивтің тиімді сипаттамасын анықтау тік элементтермен арматураландырылған негіздің сипаттамасы: Осьтердегі арақашықтығы 3 метрден аспайтын тік арматуралық элементтері бар негіз, жұмыс істейтін және иілмелі материалдардан тұратын жүйе болып табылады. Бұл жүйе топырақ пен қатты арматуралық элементтерден тұратын композиттік құрылымды білдіреді, онда сыртқы жүктемелердің негізгі бөлігін топырақ матрицасы қабылдайды.

Құрылымдық геомассивтің әрекетін сипаттау: Бұл жағдайды сипаттау үшін континуум гипотезасы (contingent continuum hypothesis) ұсынылады, ол жуықтау процедурасын қолдануды қамтиды. Бұл процедураның негізгі міндеті — фазалардың геометриялық сипаттамалары мен физикалық қасиеттері арқылы біртекті орта ретінде мінсізденген геомассивтің тиімді қасиеттерін болжау болып табылады.

Құрылымдық геомассивтің модельдеу әдісі: Құрылымдық геомассивті екі деңгейлі орта ретінде қарастыруға болады, мұнда талшықтары бір бағытта орналасқан, біртекті матрицаға енгізілген параллель цилиндрлік талшықтар

жүйесі қолданылады (қараңыз: 3.7-сурет). Бұл жүйе композитті материал ретінде сипатталады.

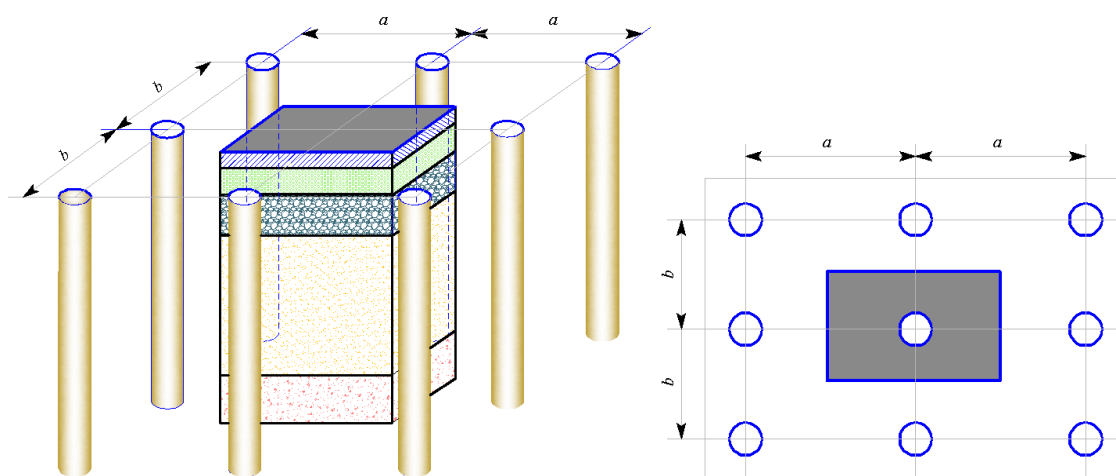
Талшықтық құрылымның сипаттамасы: Гексагональды орналасқан бір бағытты композиттің құрылымын ескере отырып және континуум гипотезасына сәйкес, материалды талшықтардың бағытымен симметриялы серпімді орта ретінде қарастыруға болады. Бұл жағдайда материал трансверсальды-изотропты (transversely isotropic) деп аталады, яғни оның серпімділік қасиеттері тек бір бағытта ғана өзгереді, ал басқа бағыттарда тұрақты болады.



3.7 сурет. Екі деңгейлі реттік орта-талшықтары бір бағытты композит[107].

Осылайша, композиттің серпімді әрекеті бес тәуелсіз константамен сипатталады: E_1 және E_2 талшықтың бойлай және көлденең бағыттарына сәйкес серпімділік модельдері, ν_{12} және ν_{23} Пуассон коэффициенті, G_{12} жылжу операторлық модулі.

Онда реттік ұяшығын белгілейміз. Қасиеттерін жуықтауға болатын, әрекеттіліктің тиісті көлеміндегі көрсеткіштік көлем. Көрсетілетін көлем ауқымы, әрекеттілік көлемінен көп, дененің тиісті көлемінен аз болуы тиіс. (3.8 сурет).



3.8. құрылымдық геотехникалық массив құрамындағы реттік ұяшығын белгілеу[107].

Бұл жағдайда гетерогенді материал белгілі бір көлемдегі жуықталған қасиеттері бар геогенді материалға эквивалентті ретінде қарастырылады, және оны мінсіздендіру мүмкіндігі қаралады. Реттік ұяшықтың шегінде сыртқы әсерлер өзгеріп отырады, бұл материалдың қасиеттері мен әрекетіне әсер етеді.

Құрылымдық геомассивтің тиімді сипаттамасын таңдау. Құрылымдық геомассивтің тиімді сипаттамасын дұрыс таңдау үшін маңызды шарт — оны жекелеген элементтермен және бірегей массивпен модельдеу кезіндегі әрекеттілік ұяшығының орташа тік деформацияның тепе-теңдігі. Бұл шарт құрылымның функционалдығын және жүктемелердің дұрыс бөлінуін қамтамасыз етеді.

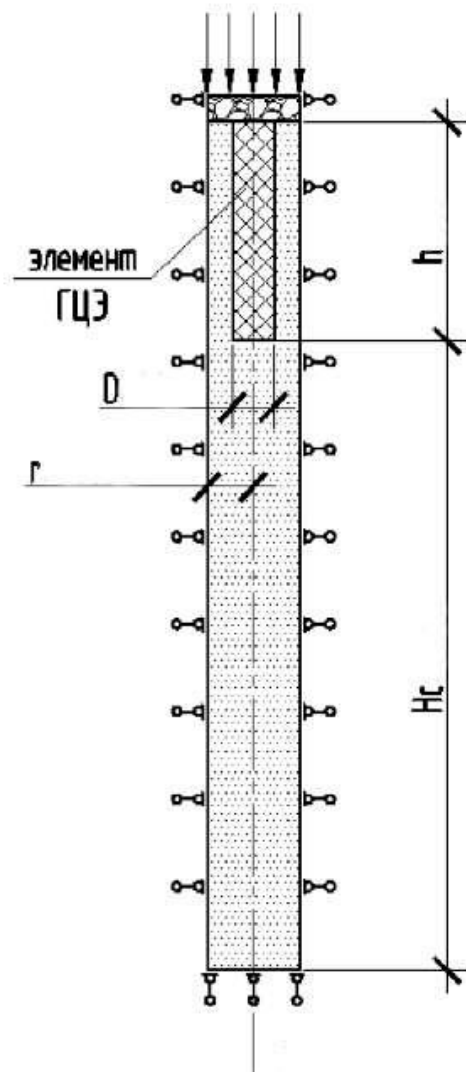
Құрылымдық геомассивтің тиімді сипаттамасын сандық есептеу «Құрылымдық геомассив» тиімді сипаттамасын сандық есептеу үшін PLAXIS бағдарламасының кешенінде итерациялық есептер жүргізілді. Бұл есептеулерде топырақ-бетонды арматуралық элементтер қолданылды, олар дөңгелек цилиндр пішінді және бір бағытта бағытталған болып қарастырылады.

Әртектілік ұяшығының симметриясы әртектілік ұяшығының асимметриялық негізгі-элементтік моделі қарастырылады (қараңыз: 3.12, а сурет). Болжамды аймақтың көлденең көлемі арматуралық элементтің әсер ету радиусына тең деп алынған және сыртқы жүктеме әсерінен бұл көлем өзгеруі мүмкін. Аймақтың тік шектерінде төменгі көлденең шектеу белгіленген, мұнда тік және көлденең жылжуларға тыйым салынады.

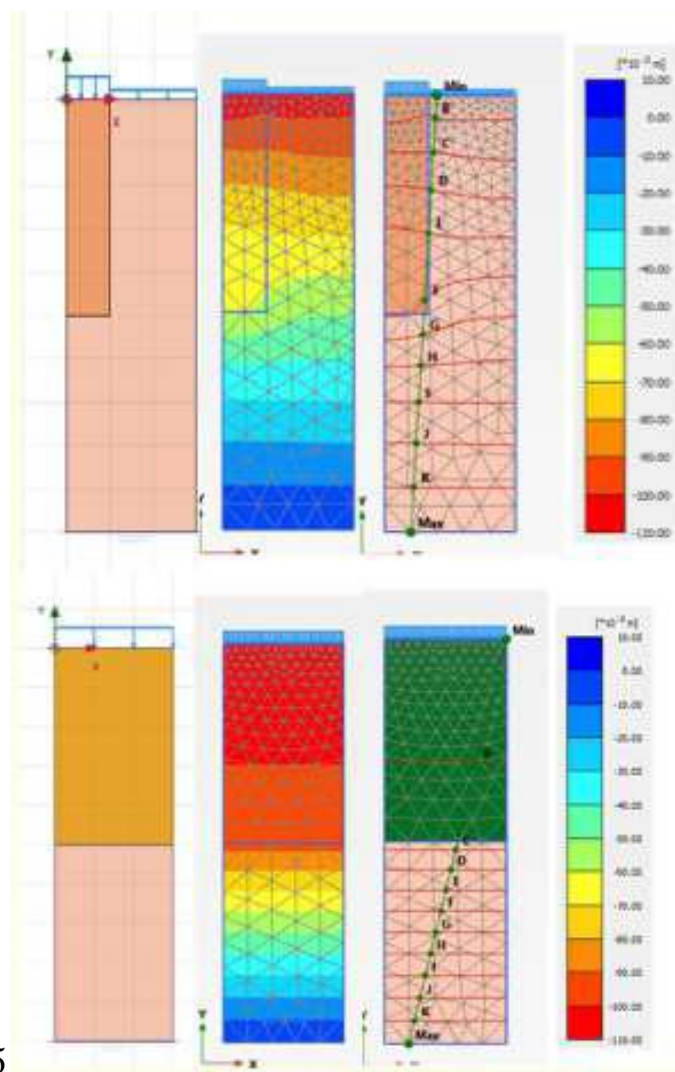
Құрылымдық геомассивтің тепе-теңдігін есептеу келтірілген сипаттамаларды анықтау барысында топырақ көлемінің қатты арматуралық элементпен тік жылжу тепе-теңдігі жағдайы есепке алынды (қараңыз: 3.12, б сурет). Сонымен қатар, гомогенді ортаның тең көлемі есептеліп, оны модельдеуге енгізілді (қараңыз: 3.12, в сурет).

ТБЭ сипаттамалары «lineal elastic» сызықтық-серпімді модельмен көрсетіледі және материалдың ұзындығы бойынша серпімділік модулі ($E_{ref} = 900 \text{ мПа}$), Пуассон коэффициентімен ($\nu = 0,25$) деп алынады.

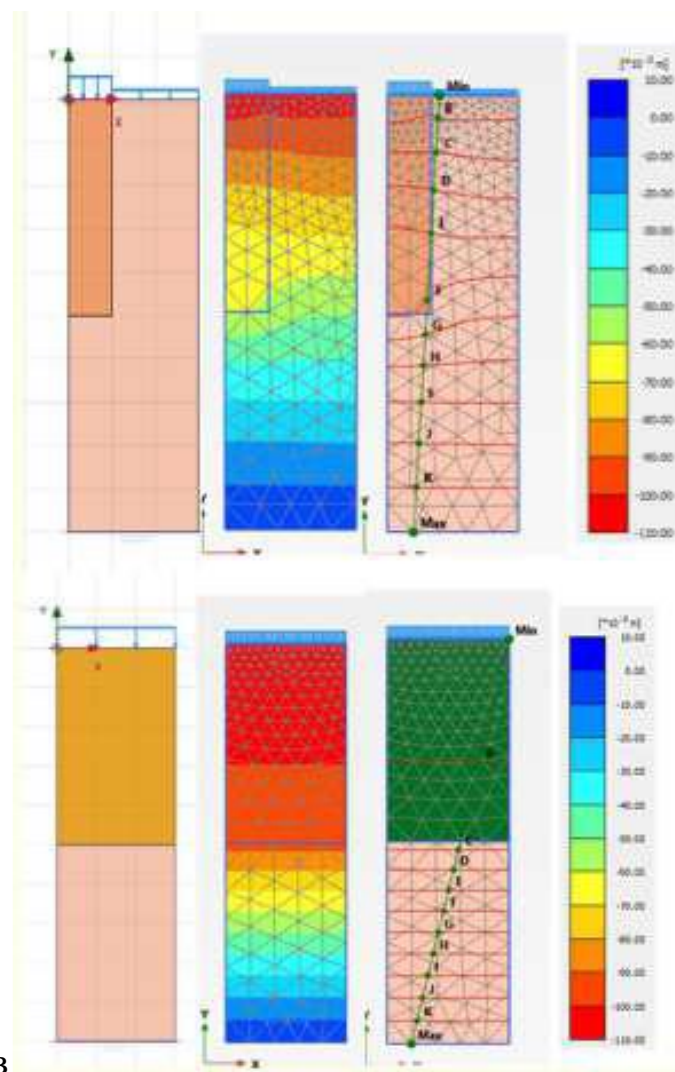
Топырақ үшін Hardening Soil серпімді, икемді моделі қоладнылады. «Құрылымдық геомассив» үш бкл модельдің деформациялануының параметрлерін анықтау далалық штамптың сынақ нәтижелерін изотропты нығыздау алынған серпімді икемді моделді пайдала отырып, негіздің сынақтарының болжамды имитацияларын салыстыруға негізделген. Сандық модельдеудің бастапқы көрсеткіштерін сипаттау үшін екі үлесті параметрлерді енгіземіз; арматураның коэффициенті $\alpha = A_{гб} / (A_{гб} + A_{гр})$ және $\eta = E_{гр} = E_{гб}$ деформация модельдерінің арақатынасы. Арматуралау коэффициенті ТБЭ D диаметрінен және элементінің осьтерінің арасындағы арақашықтық ($2...3 \cdot D$) функциясы болып табылады. Деформация модельдерінің арақатынасы бекітілген топырақ деформацияның модулінің бастапқы диапазоны үшін анықталған ($5,0...20,0 \text{ мПа}$).



б



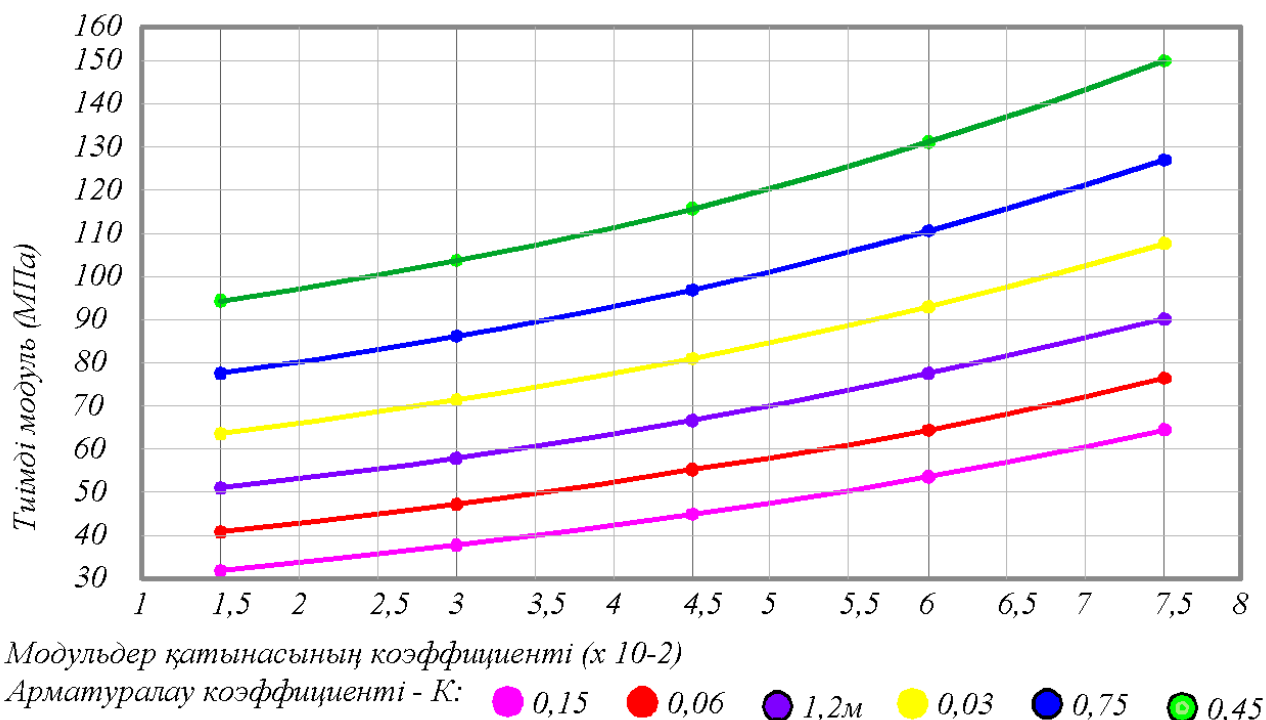
в



3.9 сурет. а) «Құрылымдық геомассивтің» тиімді сипаттамаларын анықтауға арналған есептеу экспериментінің есептеу схемасы[107].

- Есептеу ұяшығының тік орын ауыстыруларының изоөрістерінің схемасы
 б) жеке элементтермен нығайтылған негіз;
 в) берілген сипаттамалары бар негіз.

Өртеккі ұяшығында жүргізілген сандық модельдеудің нәтижелері ретінде қолданылған модель шеңберінде топырақтың тиімді одометриялық деформация модулінің және құрылымдық геомассивтің меншікті жобалау параметрлерінің тәуелділігі алынған. Бұл нәтижелер 3.13 суретте көрсетілген.



3.10 сурет. Құрылымдық геомассив. Тиімді модулінің η деформация модулі мен 0,08...0,18 диапазонындағы арматуралық коэффициентінің арақатынасына тәуелділік графигі[107].

Композиттің гомогендену тұжырымдамасы аясында тиімді деформация модулінің таралуы композиттің гомогендену тұжырымдамасы шеңберінде тиімді деформация модулі оның бүкіл көлеміне таратылады және оны қабат бойынша қосу әдісі арқылы есептеулерде қолдануға болады. Бұл тәсіл «ғимарат-жасанды негіз» жүйесінің құрылымдық геомассивін компьютерлік модельдеуге арналған.

Құрылымдық геомассивтің есептеу моделі әзірленген құрылымдық геомассив моделі жобалау кезеңінде геотехникалық кедергілер жүйесінің механикалық әрекеттерін анықтауға бағытталған. Ұсынылған модель жекелеген тік бетондалған элементтер бар модельдерден ерекшеленеді. Бұл модельде элементарлық топырақ массиві бар және элементтер өрісін ауыстырып, тиімді сипаттамалары бар орта қолданылады. Бұл әдіс іргетас конструкциясының көп бөлігінің механикалық әрекетін есептеуге қажетті уақытты азайтады.

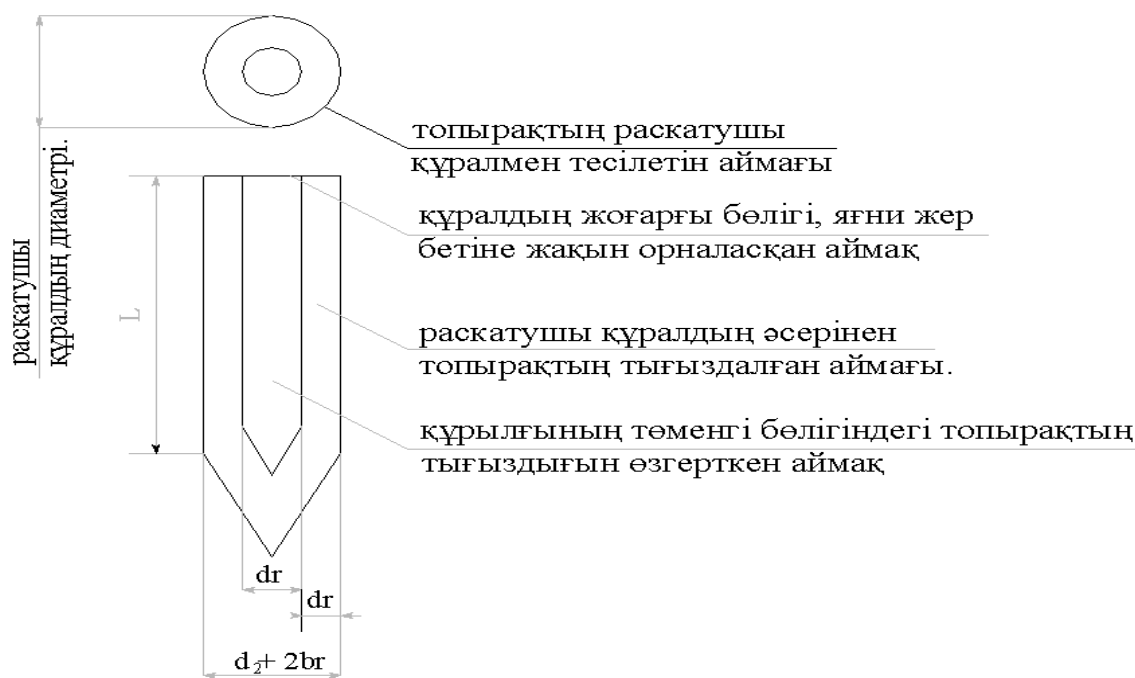
3.3 Илекті ұңғыда орнатылған тік арматуралық элементтің топырақты ортамен өзара әрекеттесуін модельдеу.

Илекті ұңғыда орнатылған тік арматуралық элементтермен нығайтылған негіздерді есептеудің ерекшеліктері ұңғымаларды жаю (таптау) процесі кезінде нығыздалған аймақ қалыптасады. Бұл аймақта толық осьтік күштің шартты тепе-теңдігі, илекті элементтің айналдыру моментінен және топырақтың илектегіш батырылуынан туындайтын қабат пайда болады. Сонымен қатар, топырақ ісініп, радиалды сызаттардың пайда болуы мүмкін (9.3 сурет).

Топырақ ісінуі мен радиалды сызаттардың пайда болуы Топырақ ісініп, радиалды сызаттар пайда болған кезде, құрылымның уақытынан бұрын істен шығуы мүмкін. Бұл жағдай тапталатын топырақтың физикалық-механикалық сипаттамаларына және қосымша жобада ескерілмеген беріктігі жоғары топырақ қабаттарының болуына байланысты болады. Сонымен қатар, илекті элементтің диаметрі тапталатын топырақтың тығыздығына сәйкес болмауы немесе топырақтың кеуектілік коэффициентіне (e) сәйкес келмеуі, сондай-ақ таптау процесінің дұрыс технологиялық режимде орындалмауы да себеп болуы мүмкін.

Ұңғыманы таптау тереңдігінің дұрыс белгіленбеуі жобалық ауытқудың болмауы ұңғыманы таптау тереңдігінің дұрыс белгіленбеуін білдіреді. Бұл кемшілікті ұңғыманы таптау тереңдігін арттыру немесе ұңғыманың түбіне топырақтың тиісті көлемін (шағылтас) салу арқылы жоюға болады.

Нығыздалған аймақты шектеу нығыздалған аймақтың шегін қалыптастыру тапталатын топырақтың бастапқы құрылымына, құрғақ топырақтың тығыздығына, ылғалдылығына, илекті элемент диаметріне және таптау процесі кезінде ұңғымадан тыс жерге шығарып тастаған топырақ көлеміне байланысты болады.



3.11 сурет Илектелген ұңғыманың негізгі параметрлері[118].

Илектелгеннен кейінгі, нығыздалған аймақтың диаметрін алдын ала есептеу мына формула бойынша анықталады. (3.17)

$$d_s = \gamma_c d \sqrt{\rho_{ds}/(\rho_{ds} - \rho_d)} \quad (3.17)$$

мұнда d – илектелген ұңғыдиаметрі, м.

ρ_{ds} - құрғақ нығыздалған топырақтың тығыздығы, т/м³;

ρ_d – табиғи құрамдағы құрғақ топырақтың тығыздығы, т/м³;

γ_c - деп алынатын >1 , топырақ жұмысының жағдайының коэффициенті, >1 -қабылданған.

Топырақ жұмысының жағдайы γ_c коэффициенті нақты топырақ жағдайы үшін, эксперименттік жолмен нақтыланады.

Жетекті механизмнің шекті қуатында бастапқыда аз диаметрдегі ұңғымалар одан кейін осы ұңғыма ірі диаметрдегі сипраль тәрізді снарядпен кеңейтіледі.

Тереңдікте нығыздалған топырақтың нығыздалған бағанының диаметрі мына өрнек бойынша анықталады.

$$D_c = \sqrt{\frac{N(1-e_y)(1-e)}{(e-e_y)(1+e_s)}} \quad (3.18)$$

мұнда D_c -ұңғыманы диаметрі;

N – бастапқы ұңғыма бойынша снарядтың жүрген жолы;

e, e_y, e_s нығыздалған топырақтың табиғи жағдайдағы және ұңғымаға төгілген топырақтың кеуектілік коэффициенті.

Нығыздалған бағанның диаметрі белгілі болған жағдайда снарядтың қажетті жүру жолының санын алдын ала анықтауға болады.

$$N = \sqrt{\frac{D_c(\rho_{ds} - \rho)}{d^2 \rho_s}} \quad (3.19)$$

Мұндағы: ρ, ρ_{ds}, ρ_s – табиғи және нығыздалған жағдайдағы және ұңғымаға төгілген топырақтың тығыздықтары.

Снарядтың жүру жолы артқан кезде, нығыздалған аймақтың диаметрі де артады және оның шамасына ұңғыманың диаметрі мен топырақтың тығыздығы әсер етеді. Нығыздауға қажетті топырақ көлемі мына өрнек бойынша анықталады. 320

$$V_s = \sqrt{\frac{F h_{ck}(e-e_y)(1-e_s)}{(1+e_y)(1+e)}} \quad (3.20)$$

Мұндағы: F – нығыздалуы тиіс негіздің ауданы; h_{ck} – ұңғыманың тереңдігі.

Ұңғымалар арасындағы арақашықтық массивтегі топырақтың бірлескен жұмысын қамтамасыз ету талабын және нығыздалатын негіздің көтергіштік қабілетін есепке ала отырып, анықтайды.

Ұңғыманың ортасының арасындағы арақашықтық мына формула бойынша анықталады:

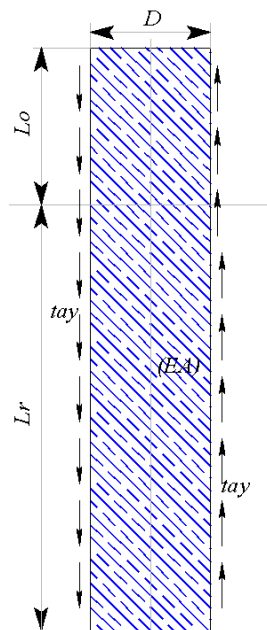
$$i_{ck} = 0.95 d \sqrt{\frac{\rho_{ds}}{(\rho_{ds} - \rho_d)}} \quad (3.21)$$

Мұндағы: ρ_d – табиғи құрғақ топырақтың тығыздығы, т/м³; ρ_{ds} – нығыздалған үйіндідегі құрғақ топырақтың орташа тығыздығы, т/м³.

Тереңдікте нығыздау процесі тік және еңкіш ұңғымаларда орындалады, бұл қайта салынатын ғимараттың алаңының ерекшеліктеріне байланысты жүзеге асырылады. Ұңғымалардың аралас орналастырылуы да қарастырылады, бұл өз кезегінде қатты топырақ-бетон элементінің топырақпен өзара әрекеттесуін бағалау үшін қажет. Осы мақсатта, топырақтың көтергіштік қабілетін және осьтік жылжуын анықтау әдістемесін әзірлеу талап етіледі.

Осьтік батыру арқылы жүргізілген сынақтардың нәтижелері тәуелділіктерді анықтап, элементтің жұмысының негізгі заңдылықтарын анықтауға мүмкіндік береді. Топырақ-бетон элементінің көтергіштік қабілетін теориялық бағалау үшін [48] жұмысында математикалық аппарат қолданылған. Бір цилиндрлі бетон элементі жұмыс бөлігінің бүйіріндегі бетінде жанама кернеулерді шоғырландыра отырып, топырақ үйіндісіне қарай жылжиды.

(3.12 сурет). Цилиндрдің і-көлденең қимасында бойындағы күштің бір бөлігін τ жанама кернеулер қабылдайды, соның нәтижесінде u әрбір келесі қиманы бойлық жылжуы алдыңғысынан азая түседі. Осылайша, Бетон элементінің ұзындығы бойынша τ жанама кернеулердің дифференциялық бөлінуі, $\tau - u$ тәуелділігіне сәйкес анықталады.



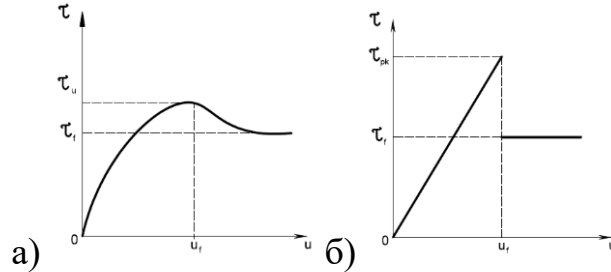
3.12 сурет. Топырақ бетон элементінің есептік схемасы[107]

Бетон элементінің ұзындығы бойынша жанама кернеулердің әрқелкі таралуы «бітеу толқыны» деп аталады, бұл жағдайда жанама кернеу шегі, бойлық жүктеме көлемімен анықталады.

Бұрынғы есептеу әдістерінде, жанама кернеудің бөлінуі бүкіл ұзындығына тегіс алынған. Ол қысқа стерженьдерге жарамды, «ұзын» стерженьдерге аралған. «бітеу толқыны» әсеріпн 100 % бойлық жүктеме

берілетін, U_B қиманың жылжу функциясын дефорлық есептеу кезінде анықтауға болады.

Бетон элементінің ұзындығы бойынша $\tau - u$ нақты тәуелділігіне сызықтық емес сипат тән (3.13, а сурет) және сондықтан инженерлік есептеулерге қарапайым нығыздалмаған серкімді икемді функцияға өзгертілуі мүмкін. 3.13 сурет.



3.13 сурет. Бетон элементінің ұзындығы бойынша[107]: $\tau - u$ -тәуелділігі: нақты (а); болжамды (б) (3.22)

$$\tau = \begin{cases} \frac{\tau_{pk}u}{u_f} & 0 \leq u \leq u_f \\ \tau_f & u > u_f \end{cases} \quad (3.22)$$

Мұндағы: u_f -шекті кедергінің қозғалысы жүретін жылжу (элементтің үзілуі); τ_f - аймақтың топырақтың жылжуына қалдық кедергісі; τ_{pk} - 0 ден u_f дейін және жылжулардағы жұмыстың тең болуы жағдайы есепке алына отырып анықталған жылжыған n топырақтың шекті шартты кедергісі: (3.23)

$$\tau_{pk} = [\tau_i u_i + \sum_{i=1}^{n-1} (\tau_i + \tau_{i+1}) (u_{i+1} - u_i)] / u_n \quad (3.23)$$

τ_i, u_i параметрлері кезеңдік статикалық жүктемесі бар БЭ табиғи сынықтар көрсеткіштері бойынша анықталады.

D параметрі және l ұзындықтағы $0 \leq u \leq u_f$ интервалындағы БЭ жұмысын қарастырған битон элемент ұзындығының dL кез келген шағын аймағында, бойлық күш F мына көлемге өзгереді: (3.38) бұл барлық күштің бойлық оське проекциясының тепе-теңдігін білдіреді.324

$$dF = \pi D u / u_f \tau_{pk} dl \quad (3.24)$$

өрнегінен ала отырып, тұрақты коэффициенті бар екінші қатардағы біртекті сызықтық дифференциалды теңдеуді аламыз:

$$\frac{d^2 u}{dl^2} - \frac{\pi D \tau_{pk}}{u_f (EA)_R} u = 0 \quad (3.25)$$

$du/dl = 0$ $l = 0$ және $u = u_B, l = l_R$ (3.26) болғандағы шекті талаптарды есепке ала отырып, теңдеу былай шешіледі:

$$u = u_B \operatorname{ch}(\xi_l) / \operatorname{ch}(\xi_R) \quad (3.26)$$

Мұндағы: $\xi_R = L_R \sqrt{\frac{\pi D \tau_{pk}}{u_f(EA)_R}}$ - БЭ жұмыс бөлігінің ұзындығы көлемсіз коэффициенті $\xi_l = l \sqrt{\frac{\pi D \tau_{pk}}{u_f(EA)_R}}$ - ұзындығы L , ТБЭ жұмыс бөлігінің ұзындығының көлемсіз коэффициенті

(3.26) теңдеуінің екі бөлігін τ_{pk}/u_f көбейте отырып, 0-ден L_R дейін біріктіре отырып, ТБЭ бүйірлік беті бойынша τ бөлі тәуелділігін аламыз, ТБЭ жұмысбөлігінің бүйірлік беті бойынша F_s жылжуға қарсы кедергіні табамыз.

$$F_s = \frac{u_B}{u_f} \sqrt{\pi D \tau_{pk} (EA)_R u_f th(\xi_R)} \quad (3.27)$$

$u > u_f$ жағдайда, (3.27) теңдеудің шекті шарты $l = l_R - l_f$ болғанда, мұнда l_f – жылжу жүрген БЭ діңгегінің аймағының ұзындығы және бұл жерде мына тәуелділікті аламыз.

$$u = u_f ch(\xi_l) / ch(\xi_R - \xi_f) \quad (3.28)$$

мұнда $\xi_f = l_f \sqrt{\frac{\pi D \tau_{pk}}{u_f(EA)_R}}$ – оның беті бойынша жанама кернеуді τ_f шоғырландыра отырып, БЭ жұмыс бөлігінің көлемсіз коэффициенті u_f шамасына топырақтың жылжуы кезінде БЭ бойлық күшті табамыз: (3.29)

$$F_f = \sqrt{\pi D \tau_{pk} (EA)_R u_f th(\xi_R - \xi_f)} \quad (3.29)$$

БЭ бүйірлік беті бойынша жылжуға кедергіні былай табамыз:

$$F_s = \pi D \tau_{pk} \left[th(\xi_R - \xi_f) + \xi_f \frac{\tau_f}{\tau_{pk}} \right] / \xi_R \quad (3.30).$$

(3.30) өрнегін БЭ $\pi D \tau_{pk}$ шекі көтергіштік қабілетінің өрнегіне бөле отырып және діңгектің абсолютті қаттылығының шартын қабылдай отырып, τ эпюраның толықтығын сипаттайтын көоэффициентті табамыз:)

$$\eta = \left[th(\xi_R - \xi_f) + \xi_f \frac{\tau_f}{\tau_{pk}} \right] / \xi_R \quad (3.31)$$

Бұл коэффициент БЭ тиімді ұзындығы анықталады, яғни шекті көтергіштік қабілеттеріне ие қатты діңгек ұзындығы. ТБЭ көтергіштік қабілеті артатын ξ_f шамасын, $\frac{d\eta}{d\xi_f} = 0$ мына шарттармен табамыз:

$$\xi_{f,u} = \xi_R - Arch \geq 0 \quad (3.32)$$

(3.46) өрнегін (3.45) өрнегіне қоя отырып (біту толқыны) коэффициентінің шекті шамасын табамыз:

$$\eta_u = \left[th(Arch \sqrt{\tau_{pk}/\tau_f} + \tau_f/\tau_{pk} (\xi_R - Arch \sqrt{\tau_{pk}/\tau_f}) \right] \xi_R \quad (3.33)$$

Осылайша БЭ бүйірлік бетіндегі жұмыс бөлігі бойынша көтергіштік қабілеті мына өрнекпен анықталады:

$$F_{su} = \eta_u \pi D l_R \tau_{pk} \quad (3.34)$$

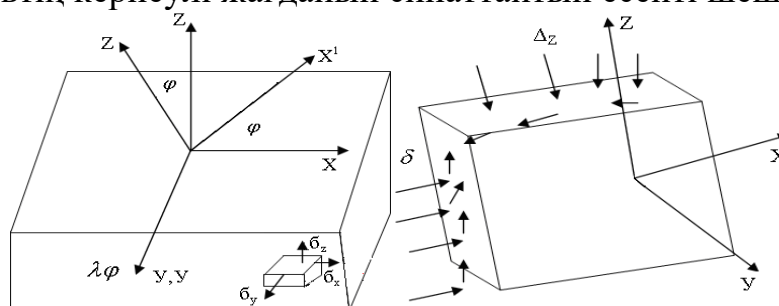
Көтергіштік қабілетінің бұл шамасы үздіксіз жылжу жағдайы есепке алынған жағдайдағы, u_B топырақ бойынша БЭ бойлай жылжу кезінде жүзеге асырылады.

$$u_{B,u} = u_f \left\{ 1 + \xi_{f,u} \left[th(\xi_R - \xi_{f,u}) + 0.5 \xi_{f,u} \frac{\tau_f}{\tau_{pk}} \right] \right\} \quad (3.35)$$

3.4 Илекті ұңғыда орнатылған тік арматуралық элементтермен нығайтылған деформацияланатын ортаның кернеулі-деформациялық күйін модельдеу.

3.4.1. Жартылай серпімді кеңістікте орналасқан трансверсальды изотропты геомассивтің теориялық негізделуі.

Геомассивті тұтас негізде жастақан пластинка ретінде қарастырған жағдайда, негіздің жоғарғы шегі көлденең жазықтықты білдіреді деп қабылдаймыз. Осы жазықтыққа тік бірлі-жарым күш әсер ететін болса, онда геотехникалық негіздің жоғарғы шегінің деформациялануы серпімді негіздің модулінің ядросына байланысты болады. Күштің түсу нүктесінен басталатын координаттар жүйесінде жазылған осы беттің теңдеуі күштің түсуі өзгерген кезде де бірдей болып қалады. Бұл жағдайда негіз біртекті деп аталады. Негіздің ядросын табу үшін шығарылған күштің әсеріндегі трансверсальды массивтің кернеулі жағдайын сипаттайтын есепті шешу қажет.



3.2 сурет. Еңкіш транстропты негіздің моделі.

z_{oci}^1 – изотроп жазықтығына перпендикуляр $(x^1; y^1; z^1)$ Декарттық координатор жүйесінде транстропы массивке арналған Гук заңының теңдеуін жазамыз және дененің кернеулі жағдайы жазық деформациямен сипатталады делік, яғни $\gamma^1 = \gamma^1_0$ деп алып және u^1 және $w^1; x^1$ және z^1 функцияларын ауыстырдық, деп саналық, осылайша $\gamma_{xy}^1 = \gamma_{xz}^1 = E_y^1 = 0$ шығады, Гук заңының теңдеуінің негізінде $\tau^1_{xy} = \tau^1_{yz} = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_1^1 = a_{11}^1 \bar{\sigma}_x^1 + a_{12}^1 \bar{\sigma}_y^1 + a_{13}^1 \bar{\sigma}_z^1 \\ \varepsilon_y^1 = a_{13}^1 \bar{\sigma}_x^1 + a_{13}^1 \bar{\sigma}_y^1 + a_{33}^1 \bar{\sigma}_z^1 \\ \sigma_{xz}^1 = a_{44}^1 \tau_{xz}^1 \end{array} \right. \quad \begin{array}{cccc} a_{11} & a_{12} & a_{13} & 000 \\ a_{12} & a_{11} & a_{13} & 000 \\ a_{13} & a_{13} & a_{33} & \\ 0 & 0 & 0 & a_{44} \\ 0 & 0 & 0 & 2(a_n - a_{12}) \end{array} \quad (3.36)$$

y^1 осінің маңындағы ϕ бұрышына (x^1, y^1, z^1) жүйесін бұру арқылы (x, y, z) координаторларын (3.36) теңдеуін ол кезде былай көрсетеміз:

$$a_{44} = \frac{1}{G^1}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_x = a_{11} g_x + a_{12} g_y + a_{13} g_z + a_{15} \tau_{xz} \\ \varepsilon_z = a_{13} g_x + a_{23} g_y + a_{33} g_z + a_{35} \tau_{xz} \\ \gamma_{xz} = a_{15} g_x + a_{55} g_y + a_{35} g_z + a_{55} \tau_{xz} \end{array} \right. \quad (3.37)$$

$$a_{11}^1 = \frac{1}{E_1}$$

$$a_{12}^1 = -\frac{\nu}{E_1}$$

$$a_{13}^1 = -\frac{\nu^1}{E_2^T}$$

$$a_{33}^1 = \frac{1}{E_2^x}$$

$$2(a_{11} - a_{12}) = \frac{1}{G}$$

$$G = \frac{E_1}{2(1+\nu)}$$

және де:

$$\delta_y = -\frac{1}{a_{23}} (a_{13} \delta_x + a_{33} \delta_z + a_{35} \tau_{xz}), \quad (3.38)$$

(3.37) теңдеуінің a_y коэффициенті (3.36) теңдеуінің a_y^1 коэффициенті және технологиялық константтар есепке алына отырып, ϕ бұрылыс коэффициенті арқылы көрсетіледі.

$$\begin{aligned}
a_{11} &= E_1^{-1} \cos^4 \varphi + 0,25(G_2^{-1} - 2\vartheta_2 \cdot E_1^{-1}) \sin^2 2\varphi + E_2^{-1} \sin^4 \varphi \\
a_{22} &= E_2^{-1} \\
a_{33} &= E_1^{-1} \sin^4 \varphi + 0,25(G_2^{-1} - 2\vartheta_2 + E_2^{-1} \cos^4 \varphi \\
a_{44} &= 2(1 + \vartheta_1)E_1^{-1} \sin^2 \varphi + G_2^{-1} \cos^2 \varphi \\
a_{55} &= G_2^{-1} + [(1 + 2\vartheta_2)E_1^{-1} + E_2^{-1} - G_2^{-1}] \sin^2 2\varphi \\
a_{66} &= 2(1 + \vartheta_1)E_1^{-1} \cos^2 \varphi + G_2^{-1} \sin^2 \varphi \\
a_{12} &= -\vartheta_1 E_1^{-1} \cos^2 \varphi - \vartheta_2 E_2^{-1} \sin^2 \varphi \\
a_{13} &= -\vartheta_2 E_1^{-1} + [(1 + 2\vartheta_2)E_1^{-1} + E_2^{-1} - G_2^{-1}] \sin^2 2\varphi \cdot 0,25 \\
a_{15} &= [(1 + \vartheta_2)E_1^{-1} \cos^2 \varphi - (E_2^{-1} + \vartheta_2 E_1^{-1}) \sin^2 \varphi - 0,5G_2^{-1} \cos 2\varphi] \sin 2\varphi \\
a_{23} &= -\vartheta_1 E_1^{-1} \sin^2 \varphi - \vartheta_2 E_2^{-1} \cos^2 \varphi \\
a_{25} &= -(\vartheta_1 - \vartheta_2)E_1^{-1} \sin 2\varphi \\
a_{35} &= [(1 + \vartheta_2)E_1^{-1} \sin^2 \varphi - (E_2^{-1} + \vartheta_2 E_1^{-1}) \cos^2 \varphi + 0,5G_2^{-1} \cos 2\varphi] \sin 2\varphi \\
a_{46} &= -0,5[G_2^{-1} - 2(1 + \nu_1)E_2^{-1}] \sin 2\varphi
\end{aligned} \tag{3.39}$$

Қарастырылып отырған жағдайда көлемді күштің болмауын есепке ала отырып, серпімді дененің теңдеуі былай көрсетіледі. (3.40).

$$\begin{cases} \frac{\partial \delta_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \delta_z}{\partial z} = 0 \end{cases} \tag{3.40}$$

Егер денеде деформация аз жүретін босла, онда салыстырмалы деформацияның шамалары дененің жылжу нүктелерінің проекцияларымен мына арақатынастар арқылы байланысады.

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \\ \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \\ \gamma_{xz} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \end{cases} \tag{3.41}$$

(3.41) теңдеуіндегі жылжуды былай көрсете отырып, анықтаймыз:

$$\begin{cases} u = U(x, z) - \vartheta_1 z \\ w = W(x, z) + \vartheta_1 x \end{cases} \tag{3.42}$$

мұндағы σ_1 - тұрақты, содан кейін:

$$\begin{cases} \frac{\partial \nu}{\partial x} = a_{11}\sigma_x + a_{12}\sigma_y + a_{13}\sigma_z + a_{15}\tau_{xz} \\ \frac{\partial w}{\partial z} = a_{13}\sigma_x + a_{23}\sigma_z + a_{33}\sigma_z + a_{35}\tau_{xz} \\ \frac{\partial \nu}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} = a_{15}\sigma_x + a_{25}\sigma_y + a_{35}\sigma_z + a_{55}\tau_{xz} \end{cases} \tag{3.43}$$

Мұнда, σ_1 – тұрақты, ол кезде (3.46) су өрнегін (3.51) теңдеуіне қоя отырып, мынаны табамыз:

$$\begin{cases} \frac{\partial v}{\partial X} = \beta_{11}\sigma_x + \beta_{13}\sigma_y + \beta_{15}\tau_{xz} \\ \frac{\partial W}{\partial Z} = \beta_{13}\sigma_x + \beta_{33}\sigma_y + \beta_{35}\tau_{xz} \\ \frac{\partial v}{\partial Z} + \frac{\partial W}{\partial X} = \beta_{15}\sigma_x + \beta_{35}\sigma_y + \beta_{55}\tau_{xz} \end{cases} \quad (3.44)$$

$$\text{мұнда } \beta_{ij} = a_{ij} - \frac{a_{J2}}{a_{22}}: \quad (i, j = 1, 3, 5) \quad (3.45)$$

(3.44) тепе-теңдік теңдеулерімен кернеумен байланысты $F(x, z)$ кернеу функциясын енгізе отырып анықтаймыз.

$$\begin{cases} \sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial Z^2}, \\ \sigma_z = \frac{\partial^2 F}{\partial X^2}, \\ \tau_{xz} = -\frac{\partial^2 F}{\partial X \partial Z} \end{cases} \quad (3.46)$$

(3.44) теңдеуінен U және W дифференциалдау арқылы жол отырып, кернеу функциясы сәйкес келетін деформацияларды теңдеуді табамыз:

$$\beta_{33} \frac{\partial^4 F}{\partial X^4} - 2\beta_{35} \frac{\partial^4 F}{\partial X^3 \partial Z} + (2\beta_{13} + \beta_{55}) \frac{\partial^4 F}{\partial X^2 \partial Z^2} - 2\beta_{15} \frac{\partial^4 F}{\partial X \partial Z^3} + \beta_{11} \frac{\partial^4 F}{\partial Z^4} = 0; \quad (3.47)$$

(3.47) теңдеуінен $F(x, z)$ функцияларының түрлерін табамыз, оны шешу үшін x координатор $(-\infty < x < \infty)$ фурьенің функциясын пайдаланмыз. $F(x, z)$ функциясы дұрыс трансформантын белгілей отырып,

$$\Phi(z, \lambda) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} F(x, z) e^{i\lambda x} dx, \quad (3.48)$$

және былай көрсете отырып:

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} F^{(n)}(x) e^{i\lambda x} dx = (-i\lambda)^n \Phi(\lambda), \quad (3.49)$$

мынаны табамыз

$$\beta_{11} \Phi^{iv} + 2i\lambda \beta_{15} \Phi^{111} - \lambda^2 (2\beta_{13} + \beta_{55}) \Phi^{11} - 2i\lambda^3 \beta_{35} \Phi^1 + \lambda^4 \beta_{33} \Phi = 0, \quad (3.50)$$

(3.58) теңдеуіне төртінші дәрежедегі сипаттамалық теңдеу сәйкес:

$$\beta_{11} S^4 + 2i\lambda \beta_{15} S^3 - (2\beta_{13} + \beta_{55}) S^2 - 2i\lambda \beta_{35} S + \beta_{33} = 0, \quad (3.51)$$

Шешімі болып жұппен қосылған кешенді төрт түбір қосылған кешенді төрт түбір табылады.

$$\begin{aligned} S_1 &= (\alpha_1 + i\gamma_1)\lambda, & S_2 &= (\alpha_2 + i\gamma_2)\lambda \\ S_1 &= (\alpha_1 - i\gamma_1)\lambda, & S_2 &= (\alpha_2 - i\gamma_2)\lambda \end{aligned} \quad (3.52)$$

Сипаттамалық теңдеу түбірлерін есепке ала отырып, (3.50) теңдеуі былай көрсетіледі:

$$\Phi(z) = c_1 e^{-\alpha \lambda z} \cos \gamma_1 \lambda z + c_2 e^{-\alpha \lambda z} \sin \gamma_1 \lambda z + c_3 e^{-\alpha_2 \lambda z} \cos \gamma_2 \lambda z + c_4 e^{-\alpha_2 \lambda z} \sin \gamma_2 \lambda z : \quad (3.53)$$

$C_1; C_2; C_3; C_4$ тұрақтыларын шекті шарттардан анықтаймыз, яғни $z = 0$ болғанда

$$\begin{cases} \sigma_z = -p(x) \\ \tau_{xz} = 0 \end{cases} \quad (3.54)$$

сонымен қатар (3.55) теңдеуі арқылы (3.52) шарттарынан

$$\begin{cases} c_1(\lambda) + c_3(\lambda) = \frac{P(\lambda)}{\lambda^2} \\ \alpha_1 c_1(\lambda) - \gamma_1 c_2(\lambda) + \alpha_2 c_3(\lambda) - \gamma_2 c_4(\lambda) = 0 \end{cases} \quad (3.55)$$

$\Phi(z\lambda)$ функцияларын қоя отырып және болжамды және нақты бөліктерге бөле отырып, екі жетпей тұрған арақатынастарды табамыз:

$$\begin{aligned} & \{\beta_{11} \{\alpha_1^2 - \gamma_1^2 \} [\alpha_1^2 - \gamma_1^2] c_1 - 4\alpha_1 \gamma_1 c_2 - 4\alpha_1^2 \gamma_1^2 c_1 \} - (2\beta_{13} + \beta_{55}) \{\alpha_1^2 - \gamma_1^2 \} c_1 - 2\alpha_1 \gamma_1 c_2 \} + \beta_{33} c_1 + \\ & + \beta_{11} \{\alpha_2^2 - \gamma_2^2 \} [\alpha_2^2 - \gamma_2^2] c_3 - 4\alpha_2 \gamma_2 c_4 - 4\alpha_2^2 \gamma_2^2 c_3 \} - (2\beta_{13} + \beta_{55}) \{\alpha_2^2 - \gamma_2^2 \} c_3 - 2\alpha_2 \gamma_2 c_4 \} + \beta_{33} c_3 = 0 \\ & \beta_{15} \{\alpha_1^2 - \gamma_1^2 \} (C_2 \gamma_1 - C_1 \alpha_1) + 2\gamma_1^2 \alpha_1 C_1 + 2\alpha_1^2 \gamma_1 c_2 \} - \beta_{35} (\gamma_1 C_2 - \alpha_1 C_1) + \\ & + \beta_{15} \{\alpha_2^2 - \gamma_2^2 \} (C_4 \gamma_2 - C_3 \alpha_2) + 2\alpha_2 \gamma_2^2 C_3 + 2\alpha_2^2 \gamma_2 c_4 \} - \beta_{35} (\gamma_2 C_4 - \alpha_2 C_3) = 0 \end{aligned} \quad (3.56)$$

$P(x)$ функциясының дұрыс трансформациясы үшін:

$$P(\lambda) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} P(X) e^{i\lambda x} dx, \quad (3.56)$$

аламыз.

(3.54) және (3.55) теңдеулер жүйесін шеше отырып

$$\begin{aligned} C_1(\lambda) = & \frac{P(\lambda)}{\lambda^2} \left\{ \frac{\beta_{11} \alpha_2^6 + \alpha_1 \alpha_2 (\alpha_2^2 + \gamma_2^2) (8\beta_{11} \alpha_1^2 - 8\beta_{13} - 4\beta_{55} - 8\beta_{11} \gamma_1^2) - (\gamma_1^2 - \gamma_2^2) (\beta_{33} +)}{\left[(\alpha_1 - \alpha_2)^2 + 2[(\alpha_1 - \alpha_2)^2 - \gamma_1^2] \gamma_2^2 + \gamma_2^4 \right] \cdot \{2\beta_{13} + \beta_{55} + \beta_{11} (\alpha_1^2 + 4\alpha_1 \alpha_2 + \alpha_2^2)\}} \right. \\ & + \frac{(2\beta_{13} + \beta_{55}) \gamma_2^2 + \beta_{11} \gamma_2^4 + \alpha_2^2 \{-3\beta_{33} - (2\beta_{13} + \beta_{55}) \gamma_1^2 + 2(\beta_{13} + \beta_{55} + \beta_{11} \gamma_2^2 + 3\beta_{11} \gamma_2^4)\} +}{+ \gamma_1^2 + \gamma_2^2 \} \\ & \frac{\alpha_2^4 \{2\beta_{13} + \beta_{55} + 3\beta_{11} (\gamma_1^2 + \gamma_2^2)\}}{\Pi \text{-----} \Pi \text{-----} \Pi} \\ & \left. + \frac{3\alpha_1^2 \{\beta_{33} - (\alpha_2^2 + \gamma_2^2) (3\alpha_2^2 \beta_{11} - 2\beta_{13} - \beta_{55} - \beta_{11} \gamma_2^2)\}}{\Pi \text{-----} \Pi \text{-----} \Pi} \right\} \end{aligned}$$

$$C_2(\lambda) = \frac{P(\lambda)}{\lambda^2} \cdot \left\{ \frac{\alpha_1 \alpha_2 (\alpha_2^2 + \gamma_2^2) \cdot (2\alpha_1^3 \beta_{11} - 4\alpha_1 \beta_{13} - 2\alpha_1 \beta_{55} - 12\alpha_1 \beta_{11} \gamma_2^2) + 2\alpha_2 (\alpha_2^2 + \gamma_2^2) x}{\gamma_1 \left[(\alpha_1 - \alpha_2)^2 + \gamma_1^2 \right]^2 + 2 \left[(\alpha_1 - \alpha_2)^2 - \gamma_1^2 \right] \gamma_2^2 + \gamma_2^4} \cdot \left\{ 2\beta_{13} + \beta_{55} + \beta_{11} (\alpha_1^2 + 4\alpha_1 \alpha_2 + \alpha_2^2 + \gamma_1^2 + \gamma_2^2) \right\}} \right\} \\
+ \frac{x (\beta_{33} + \gamma_1^2 (2\beta_{13} + \beta_{55} + \beta_{11} \gamma_1^2)) + \alpha_1^3 \{ \beta_{33} - (\alpha_2^3 + \gamma_2^2) (3\alpha_2^2 \beta_{11} - 2\beta_{13} - \beta_{55} - \beta_{11} \gamma_2^2) \} +}{-----//-----} \\
+ \alpha_1 \left\{ \frac{\alpha_2^6 \beta_{11} - (3\gamma_1^2 - \gamma_2^2) (\beta_{33} + (2\beta_{13} + \beta_{55}) \gamma_2^2 + \beta_{11} \gamma_2^4) + \alpha_2^2 \left[\begin{array}{l} -\beta_{33} - (2\beta_{13} + \beta_{55}) \gamma_1^2 + \\ 2(2\beta_{13} + \beta_{55} + 3\beta_{11} \gamma_1^2) \gamma_2^2 + \\ + 3\beta_{11} \gamma_2^4 + \alpha_2^4 \left(\frac{2\beta_{13} + \beta_{55}}{+ 3\beta_{11} \gamma_1^2 + \gamma_2^2} \right) \end{array} \right]}{-----//-----} \right\} \\
-----//-----$$

;

$$C_3(\lambda) = \frac{P(\lambda)}{\lambda^2} \cdot \left\{ \frac{\alpha_1^6 \beta_{11} + (\beta_{33} + \gamma_1^2 (2\beta_{13} + \beta_{55} + \beta_{11} \gamma_1^2)) (3\alpha_2^2 + \gamma_1^2 - \gamma_2^2) + 4\alpha_1^3 \alpha_2 \left(\frac{2\alpha_2^2 \beta_{11} - 2\beta_{13} -}{\beta_{55} - 2\beta_{11} \gamma_2^2} \right) +}{\left[(\alpha_1 - \alpha_2)^2 + \gamma_1^2 \right]^2 + 2 \left[(\alpha_1 - \alpha_2)^2 - \gamma_1^2 \right] \gamma_2^2 + \gamma_2^4} \cdot \left\{ 2\beta_{13} + \beta_{55} + \beta_{11} \left(\frac{\alpha_1^2 + 4\alpha_1 \alpha_2 + \alpha_2^2 +}{\gamma_1^2 + \gamma_2^2} \right) \right\}} \right\} \\
+ \frac{4\alpha_1 \alpha_2 \gamma_1^2 (2\alpha_2^2 \beta_{11} - 2\beta_{13} - \beta_{55} - 2\beta_{11} \gamma_2^2) + \alpha_1^2 (-3\beta_{33} + 3\alpha_2^2 (2\beta_{13} + \beta_{55} - 2\beta_{11} \gamma_1^2) + \gamma_1^2 \left(\frac{4\beta_{13} + 2\beta_{55} +}{3\beta_{11} \gamma_1^2} \right) -}{-----//-----} \\
- (2\beta_{13} + \beta_{55} - 2\beta_{11} \gamma_1^2) \gamma_2^2 + \alpha_1^4 (2\beta_{13} + \beta_{55} + 3\beta_{11} (-3\alpha_2^2 + \gamma_1^2 + \gamma_2^2))}{-----//-----} \\
C_4(\lambda) = \frac{P(\lambda)}{\lambda^2} \cdot \left\{ \frac{\left[(\alpha_1 - \alpha_2)^2 + \gamma_1^2 \right] \{ \alpha_1^4 \alpha_2 \beta_{11} + 2\alpha_1^3 \alpha_2 \beta_{13} + 2\alpha_1 \beta_{33} + \alpha_2 \beta_{33} + \alpha_1^2 \alpha_2 \beta_{55} + \}}{\gamma_1 \left[(\alpha_1 - \alpha_2)^2 + \gamma_1^2 \right]^2 + 2 \left[(\alpha_1 - \alpha_2)^2 - \gamma_1^2 \right] \gamma_2^2 + \gamma_2^4} \cdot \left\{ 2\beta_{13} + \beta_{55} + \beta_{11} (\alpha_1^2 + 4\alpha_1 \alpha_2 + \alpha_2^2 + \gamma_1^2 + \gamma_2^2) \right\}} \right\} \\
+ \frac{\alpha_2 (2[\alpha (\alpha_1 + \alpha_2) \beta_{11} + \beta_{33}] + \beta_{55}) \gamma_1^2 + \alpha_2 \beta_{11} \gamma_1^4 + \{ 9\alpha_1^4 \alpha_2 \beta_{11} + 2\alpha_1^3 (-6\alpha_2^2 \beta_{11} + 2\beta_{13} + \beta_{55}) - 2\alpha_1 \gamma_1^2 x}{-----//-----} \\
x (6\alpha_2^2 \beta_{11} - 2\beta_{13} - \beta_{55}) - 3\alpha_1^2 \alpha_2 (2\beta_{13} + \beta_{55} - 2\beta_{11} \gamma_1^2) - 3\alpha_2 [\beta_{33} + \gamma_1^2 (2\beta_{13} + \beta_{55} + \beta_{11} \gamma_1^2)] \}}{-----//-----} \\
\gamma_2^2 + 2\alpha_1 \beta_{11} (\alpha_1^2 + \gamma_1^2) \gamma_2^4}{-----//-----}$$

;(3.57)табамыз.

(3.57) тепе-теңдігінен, C_1 ; C_2 ; C_3 ; C_4 тұрақтылары былай көрсетіледі:

$$C_i = \frac{P(\lambda)}{\lambda^2} \cdot R_i, \quad (i = 1, 2, 3, 4) \quad (3.58)$$

мұнда R – сипаттамалық теңдеу түбіріне және V_{ij} коэффициентіне тәуелді санап, кернеу функциясы трансформатты үшін енгізілген таңбаларды есепке ала отырып,

$$\Phi(z\lambda) = \frac{P(\lambda)}{\lambda^2} \{R_1 e^{-\alpha_1 \lambda z} \cos \gamma_1 \lambda z + R_2 e^{-\alpha_1 \lambda z} \sin \gamma_1 \lambda z + R_3 e^{-\alpha_2 \lambda z} \cos \gamma_2 \lambda z + R_4 e^{-\alpha_2 \lambda z} \sin \gamma_2 \lambda z\}, \quad (3.59)$$

аламыз.

Фуре өзгерісін (II) арақатынастарына пайдалана отырып, кернеу трансформанттарын табамыз

$$\bar{\delta}(z\lambda) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\partial^2 F(x, z)}{\partial z^2} e^{i\lambda x} dx = \frac{\alpha^2 \Phi(z\lambda)}{\alpha \lambda^2}, \quad (3.60)$$

$$\bar{\delta}_z(z\lambda) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\partial^2 F(x, z)}{\partial z^2} e^{i\lambda x} dx = -\lambda^2 \Phi(z\lambda) \quad (3.61)$$

$$\bar{\tau}_{xz}(z\lambda) = -\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\partial^2 F(x, z)}{\partial x \partial z} e^{i\lambda x} dx = -i\lambda \frac{\alpha \Phi(z\lambda)}{\alpha \lambda} \quad (3.62)$$

Бастапқы кернеуді (3.63), (3.64), (3.65) өрнектері арқылы табамыз: (25); өрнегін

$$\delta_x(x, z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\alpha^2 \Phi(z\lambda)}{\alpha \lambda^2} e^{-i\lambda x} \alpha \lambda, \quad (3.63)$$

$$\delta_z(x, z) = -\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} \lambda^2 \Phi(z\lambda) e^{-i\lambda x} \alpha \lambda, \quad (3.64)$$

$$\tau_{xz}(x, z) = \frac{i}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\alpha \Phi(z\lambda)}{\alpha \lambda} e^{-i\lambda x} \alpha \lambda \quad (3.65)$$

арақатынастарына қоя отырып, тиісті кернеулерді табамыз

$$\delta_x(x, z) = -\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} P(\lambda) \{R_1 e^{-\alpha_1 \lambda z} \cos \gamma_1 \lambda z + R_2 e^{-\alpha_1 \lambda z} \sin \gamma_1 \lambda z + R_3 e^{-\alpha_2 \lambda z} \cos \gamma_2 \lambda z + R_4 e^{-\alpha_2 \lambda z} \sin \gamma_2 \lambda z\} e^{-i\lambda x}, \quad (3.66)$$

егер жүктеменің координаторының басында түсірілген, шығарылған күш ретінде қабылдайтын болсақ (3.66) интегралдардың әрқайсысын жеке анықтаймыз. Яғни $P(z) = P\delta(y)$, ол кезде (3.57) өрнегінен $P(\lambda)$: арналған өрнекті табамыз:

$$P(\lambda) = \frac{P}{2\pi\sqrt{2\pi}} \quad (3.67)$$

$$J_1 = \int_{-\infty}^{\infty} e^{-\alpha_1 \lambda z} \cos \gamma_1 \lambda z e^{-i\lambda x} \alpha \lambda = 2 \int_0^{\infty} e^{-\alpha_1 \lambda z} \cos \gamma_1 \lambda z (\cos \lambda x - i \sin \lambda x) \alpha \lambda, \quad (3.68)$$

$$\int_0^{\infty} e^{-\alpha_1 \lambda z} \cos \gamma_1 \lambda z \cos \lambda x \alpha \lambda = \frac{\alpha_1 z}{2} \left\{ \frac{1}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z - x)^2} + \frac{1}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z + x)^2} \right\}, \quad (3.69)$$

$$i \int_0^{\infty} e^{-\alpha_1 \lambda z} \cos \gamma_1 \lambda z \sin \lambda x \alpha \lambda = \frac{i}{2} \left\{ \frac{\gamma_1 z + x}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z + x)^2} - \frac{\gamma_1 z - x}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z - x)^2} \right\}, \quad (3.70)$$

Екінші компонент үшін бізде:

$$J_2 = \int_{-\infty}^{\infty} e^{-\alpha_1 \lambda z} \sin \gamma_1 \lambda z e^{-i \lambda x} \alpha \lambda = 2 \int_0^{\infty} e^{-\alpha_1 \lambda z} \sin \gamma_1 \lambda z (\cos \lambda x - i \sin \lambda x) \alpha \lambda, \quad (3.71)$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} e^{-\alpha_1 \lambda z} \sin \gamma_1 \lambda z \cos \lambda x \alpha \lambda = \frac{1}{2} \left\{ \frac{\gamma_1 z + x}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z + x)^2} + \frac{\gamma_1 z - x}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z - x)^2} \right\}, \quad (372)$$

$$i \int_0^{\infty} e^{-\alpha_1 \lambda z} \sin \gamma_1 \lambda z \sin \lambda x \alpha \lambda = \frac{i \alpha_1 z}{2} \left\{ \frac{1}{\alpha_1^2 z^2 + (x - \gamma_1 z)^2} - \frac{1}{\alpha_1^2 z^2 + (x + \gamma_1 z)^2} \right\}, \quad (3.73)$$

Екінші құрамдас бөлік үшін: (3.65) интегралдардың 3 және 4 компоненттері (3.67) және (3.70) ұқсас есептелді.

(3.76) өрнегінен $P(\lambda)$ арналған шаманы орынна қоя отырып және $F_0 1^n$ және $F_0 1_r$ болжамды және нақты интегралдарды есепке ала отырып, мына өрнекті аламыз:

$$\delta_s(x, z) = -\frac{P}{4\pi^2} \left\{ R_1 \alpha_1 z \left(\frac{1}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z - x)^2} + \frac{1}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z + x)^2} \right) + R_2 \left(\frac{\gamma_1 z + x}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z + x)^2} + \frac{\gamma_1 z - x}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z - x)^2} \right) + \right. \\ \left. + R_1 \alpha_1 z \left(\frac{1}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z - x)^2} + \frac{1}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z + x)^2} \right) + R_4 \left(\frac{\gamma_2 z + x}{\alpha_2^2 z^2 + (\gamma_{21} z + x)^2} + \frac{\gamma_2 z - x}{\alpha_2^2 z^2 + (\gamma_2 z - x)^2} \right) \right\} \quad (3.74)$$

(3.72) арақатынасынан табылған интегралдарды есепке ала отырып, ϕ ($z\lambda$) арналған өрнекті екі рет дифференциал дей (саралау) отырып, $b(x, z)$ өрнегін аламыз

$$\delta_x(x, z) = -\frac{P}{4\pi^2} \left\{ \begin{aligned} & \alpha_1 z [R_2 \gamma_1 - R_1 \alpha_1] + \gamma_1 [R_1 \gamma_1 - R_2 \alpha_1] \cdot \left(\frac{1}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z - x)^2} + \frac{\cos \operatorname{Re}_1 F_0 1r}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z + x)^2} \right) + \\ & + [\gamma_1 (R_2 \gamma_1 - R_1 \alpha_1) - \gamma_1 (R_1 \gamma_1 - R_2 \alpha_1)] \cdot \left(\frac{\gamma_1 z + x}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z + x)^2} + \frac{\gamma_1 z - x}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z - x)^2} \right)^{\sin \operatorname{Re}_1 - F_0 2r} + \\ & + \alpha_2 z [\alpha_1 (R_2 \gamma_1 - R_1 \alpha_1) + \gamma_1 (R_1 \gamma_1 + R_2 \alpha_1)] \cdot \left(\frac{1}{\alpha_2^2 z^2 + (\gamma_2 z - x)^2} + \frac{1}{\alpha_2^2 z^2 + (\gamma_1 z + x)^2} \right)^{\cos \operatorname{Re}_2 - F_0 3r} + \\ & + [\gamma_2 (R_4 \gamma_2 - R_3 \alpha_1) - \gamma_2 (R_1 \gamma_1 + R_2 \alpha_1)] \cdot \left(\frac{\gamma_1 z + x}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z + x)^2} + \frac{\gamma_1 z - x}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z - x)^2} \right)^{\sin \operatorname{Re}_2 - F_0 4r} \end{aligned} \right\} \quad (3.75)$$

(3.75) арақатынасынан, табылған интегралды еепке ала отырып, $\phi(z\lambda)$ дифференциал дей отырып анықтаймыз. $\tau_{xz}(x, z)$.

$$\tau_{xz}(x, z) = -\frac{P}{4\pi^2} \left\{ \begin{aligned} & [R_2 \gamma_1 - R_1 \alpha_1] \left(\frac{\gamma_1 z + x}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z + x)^2} - \frac{\gamma_1 z - x}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z - x)^2} \right) + [R_1 \gamma_1 + R_2 \alpha_1] \alpha_1 z \\ & \left(\frac{1}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z + x)^2} - \frac{1}{\alpha_1^2 z^2 + (\gamma_1 z - x)^2} \right) + \\ & + [R_4 \gamma_2 - R_3 \alpha_1] \left(\frac{\gamma_1 z + x}{\alpha_2^2 z^2 + (\gamma_2 z + x)^2} - \frac{\gamma_1 z - x}{\alpha_2^2 z^2 + (\gamma_2 z - x)^2} \right) + [R_3 \gamma_2 + R_4 \alpha_2] \alpha_2 z \\ & \left(\frac{1}{\alpha_2^2 z^2 + (\gamma_2 z + x)^2} - \frac{1}{\alpha_2^2 z^2 + (\gamma_2 z - x)^2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3.76):$$

U және W ауыстыру функциялары:

(9) жүйесінің 1 және 2 арақатынастарын біріктіре отырып:

$$U = \int (\beta_{11} \delta_x + \beta_{13} \delta_z + \beta_{15} \tau_{xz}) \alpha x - \mathcal{G}_1 z + u_0, \quad (3.77)$$

$$W = \int (\beta_{13} \delta_x + \beta_{33} \delta_z + \beta_{35} \tau_{xz}) \alpha x + \mathcal{G}_1 x + w_0, \quad (3.78)$$

Енді $z = 0$, яғни бірлі жарым тігінен түсетін күштің әсерінен негіздің иілуін көрсететін өрнек ретінде, серпімді негіздің моделінің ядросы деп атауға болатын, деформацияланған беттің аналитикалық ретіндегі негізгі әсер ету функциясын табамыз:

$w(x, z)$ өрнегі былай көрсетіледі,

$$\begin{aligned} W(x, z) = & \frac{P}{4\pi^2} \left\{ I_1(x, z) + I_2(x_1 z) + I_3(x_1 z) - \frac{2 \arctg\left(\frac{\gamma_1}{\alpha_1}\right)}{\alpha_1^2 + \gamma_1^2} \left\{ \beta_{33} \left(\alpha_1 \beta_2 - \frac{\gamma_1}{\alpha_1} \beta_1 \right) + \beta_{13} \left(\alpha_1 A_2 - \frac{\gamma_1}{\alpha_1} \right) \right\} - \right. \\ & \left. - \frac{2 \arctg\left(\frac{\gamma_2}{\alpha_2}\right)}{\alpha_2^2 + \gamma_2^2} \left\{ \beta_{33} \left(\alpha_2 \beta_4 - \frac{\gamma_2}{\alpha_2} \beta_3 \right) + \beta_{13} \left(\alpha_2 A_4 - \frac{\gamma_2}{\alpha_2} A_3 \right) \right\} \right\}, \quad (3.79) \end{aligned}$$

Яғни, $w(x, 0)$ үшін бізде бар:

$$W(x, 0) = \frac{P}{2\pi^2} \cdot \left\{ \beta_{13} \left(\frac{A_1 + \gamma_1 A_2}{\alpha_1^2 + \gamma_1^2} + \frac{A_3 + \gamma_2 A_4}{\alpha_2^2 + \gamma_2^2} \right) + \beta_{33} \left(\frac{\beta_1 + \gamma_1 B_2}{\alpha_1^2 + \gamma_1^2} + \frac{B_3 + \gamma_2 B_4}{\alpha_2^2 + \gamma_2^2} \right) \right\} \ln x, \quad (3.80)$$

яғни $w(x, \sigma)$. Біздің жағдайымызда ядроны $r = \sqrt{(x-\xi)^2 + (y-h)^2}$:енгізе отырып, айналу беті түрінде көрсетуге болады.

$$r = \sqrt{(x-\xi)^2 + (y-h)^2} :$$

$$K(x-\xi, y-h) = \frac{P \cdot k}{2\pi^2} \ln r, \quad (3.81)$$

$$\text{мұнда } K = \beta_{13} \left(\frac{A_1 + \gamma_1 A_2}{\alpha_1^2 + \gamma_1^2} + \frac{A_3 + \gamma_2 A_4}{\alpha_2^2 + \gamma_2^2} \right) + \beta_{33} \left(\frac{B_1 + \gamma_1 B_2}{\alpha_1^2 + \gamma_1^2} + \frac{B_3 + \gamma_2 B_4}{\alpha_2^2 + \gamma_2^2} \right), \quad (3.82)$$

$\xi=0, \zeta=0$ қоя отырып, күштің түсу нүктесін координаторлар басына ауыстыра отырып, негізге әсер ету функциясы үшін табамыз.

$$C(\gamma) = \frac{P \cdot k}{\pi} \int_0^\infty r \ln r J_0(\gamma r) dr, \quad (3.83)$$

Трансверсальды-изотропты еңіс массивтің бойында төселген іргетас тақтасының иілуі мәні, негізге әсер ету функциясы ретінде былай көрсетіледі:

$$C(\lambda) = \frac{K}{\pi} \int_0^\infty r \ln r J_0(\lambda r) dr, \quad (3.84)$$

$$\text{әде } K = \beta_{13} \left(\frac{A_1 + \gamma_1 A_2}{\alpha_1^2 + \gamma_1^2} + \frac{A_3 + \gamma_2 A_4}{\alpha_2^2 + \gamma_2^2} \right) + \beta_{33} \left(\frac{B_1 + \gamma_1 B_2}{\alpha_1^2 + \gamma_1^2} + \frac{B_3 + \gamma_2 B_4}{\alpha_2^2 + \gamma_2^2} \right), \quad (3.85)$$

кестедегі өзгертулерді есепке ала отырып,

$$C(\lambda) = \frac{2k \ln\left(\frac{\lambda}{2}\right)}{x^2}, \quad (3.86)$$

ол кезде блгі формула бойынша іргетас тақтасының иілуі үшін:

$$W(r) = \frac{P}{2\pi} \int_0^\infty \frac{cx J_0(\lambda r) d\lambda}{1 + cD\lambda^4} : \quad (3.87)$$

:

$$W(r) = \frac{Pk}{\pi} \int_0^\infty \frac{\ln \frac{\lambda}{2} \cdot J_0(\lambda r) d\lambda}{\lambda \left(1 + A \ln \frac{\lambda}{2} \cdot \lambda^2 \right)}; \quad (3.88)$$

мұнда $A = 2k \cdot D$,

Трансверсальды-изотроптықабаттың тігінен жылжуын анықтауға арналған аналитикалық шешім жасанды жақсартылған негіз, «құрылымды геотехникалық» массивтегі ғимараттар мен үймереттердің шөгуін анықтау үшін қолданылады.

Қорытынды

1. Тік арматуралық элементтермен нығайтылған геотехникалық массивтің деформациялану сипатының теориялық заңдылықтарытопырақтың,

арматуралық элементтердің физикалық-механикалық қасиеттеріне, элементтер саны мен көлеміне, арасындағы бүйірлік қысымға тікелей байланыстылығы негізделді.

2.Зертеулер нәтижесінде тік орналасқан арматуралық элемент пен тақталы іргетас арасындағы төсеніш қабаттың арматурамен нығыздалған массив кеңістіктегі ассиметриялық міндеттерді, ғимараттан түскен салмақты арматуралық элементтерге тиімді тарату қызметі, серпімді сейсмикалық толқындарды бәсеңдету процесі негізделді.

3.Екінші кезеңдегі жобалау параметрі, топырақтың түрлендірілген аймағынан $E_{эф}$ деформацияның тиімді модулін таңдай отырып, «негіз-ғимарат-іргетас» жүйесін сандық модельдеу арқылы анықталатын, тиісті жерлердегі негіздің шөгуінің салыстырмалы айырмасы болып табылады.

4. Hardening Soil қаттыланатын топырақ моделінің қолдана отырып, топырақты арматуралау көлемімен (%), нығайтылған массивтің қаттылық коэффициенті арасындағы тәуелділік анықталды.

5.Тік арматуралық элементтер мен топырақ арасындағы өзара әрекетін есептік модельдеу кезінде арматуралық элементті илекті ұңғыда орнатудың артықшылығы ділелденді.

6.Ұңғыны илектену процессі кезінде ұңғы қабырғасындағы топырақтың қосымша тығыздалуы арқасында, арматуралық элемент пен топырақ арасындағы үйкелісті кедергі күші анағұрлым артып, нығайтылған массивтің салмақ көтергіштігі артады..

7.Илекті ұңғыда орнатылған тік арматуралық элементтермен нығайтылған геотехникалық массивтің кернеулі-деформациялық күйін трансверсальды изотропты қабат моделі ретінде қараудың теориялық негіздемесі жасалды.

4. АРМАТУРАЛЫҚ ЭЛЕМЕНТТЕРМЕН НЫҒАЙТЫЛҒАН ТОПЫРАҚ НЕГІЗІНДЕГІ ІРГЕТАС ТАҚТАСЫНЫҢ КЕРНЕУЛІ-ДЕФОРМАЦИЯЛАНҒАН КҮЙІН МОДЕЛЬДЕУ ЖӘНЕ БАҒАЛАУ.

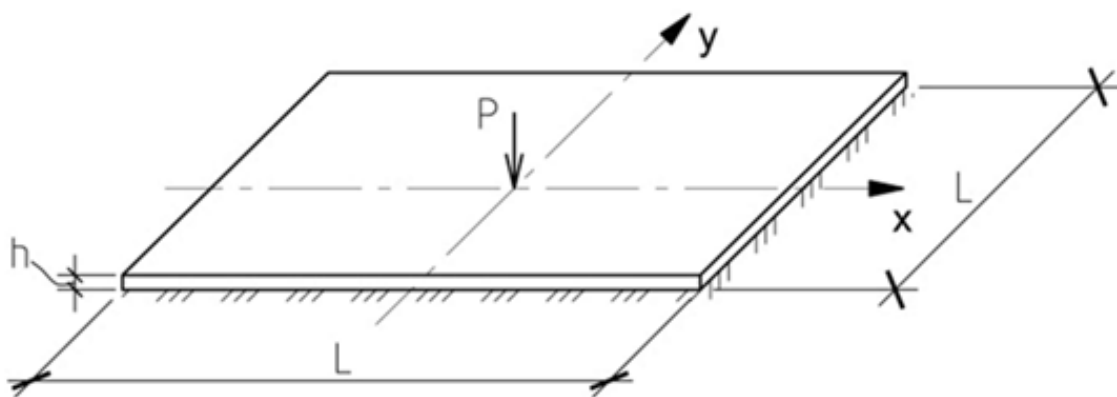
4.1 Арматуралық элементтермен нығайтылған топырақ негізіндегі тақталы іргетас күйін есептеуде шекті элементтер әдісін қолдану.

Бұрын жүргізілген зерттеулер көрсеткендей, шекті элементтер әдісімен конструкцияларды есептеу нәтижелерінің дәлдігі болжамды схемалардың дұрыс жасалуына байланысты болады. Шекті элементтер әдісі геотехникалық массив элементтерінің типін дұрыс таңдауға негізделген. Қазіргі заманғы бағдарламалық кешендер, мысалы, PLAXIS, Mides және басқа да ұқсас бағдарламалар, тақталы іргетас конструкцияларын есептеу үшін шекті элементтердің әртүрлі типтерін ұсынады.

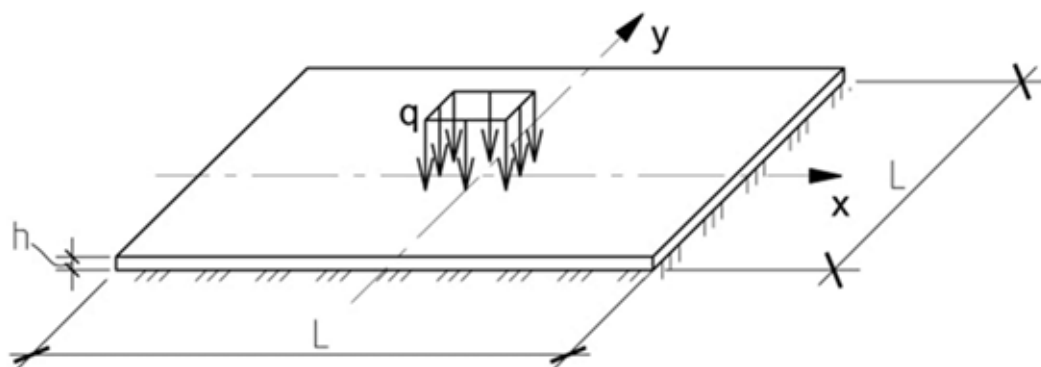
Бұл кең таңдау тораптардың әртүрлі формасы, саны, есептердегі белгісіздердің түрі мен саны, сондай-ақ интерполяциялық функциялардың әртүрлі түрлеріне байланысты жасалған. Бұл жұмыста шекті көлемдегі тік бұрышты тақталардың кернеулі-деформациялық күйін талдау үшін шекті элементтер әдісі қолданылды. Тақталардың иілу теориясына байланысты, шекті элементтер әдісі негізінен конструкциялық геометриялық арақатынастарға сәйкес қолданылатын негізгі элементтердің әртүрлі типтері арқылы жүзеге асырылады. Әртүрлі қалыңдықтағы іргетас тақталарын есептеуге арналған әмбебап шекті элементтер де енгізілген [81, 82, 90].

Шекті элементтер торының қоюлығы жалпы жағдайда, тордың қоюлануы міндетті нақтылануды талап етеді, бірақ бұл процедура есептеу уақытын арттырады. Кейбір жағдайларда, әсіресе шоғырланған күштің әсерін есептеу кезінде, сәкестік бұзылуы мүмкін [84, 85]. Шоғырланған күш әсерін есептеу кезінде кейбір "ерекшеліктер" туындауы мүмкін, бұл ішкі күштердің мәндері мен жүктемеге қарсы кернеулердің шамаларының үлкен болуын көрсетеді. Бұл, өз кезегінде, серпімділік теориясының белгілі бір мәселелеріне байланысты. Мұндай жағдайларда шешімнің ең тиімді тәсілі ретінде шоғырланған күшті, мүмкіндігінше кішкентай аудан бойынша, бөлінген күшпен ауыстыру әдісі қарастырылған [84, 85, 94, 91].

Тақтаның конструкциялық схемасы мен кернеулі-деформациялық күйі әрбір беткі жүктеменің таралу ауданы бар екені белгілі. Осыған байланысты тақтаның конструкциялық болжамды схемасына қатысты бірқатар нұсқаулықтар ұсынылады. Күштің түсу ауданы мен шекті элементтер әдісінің есептеулер нәтижесінде алынған іргетас тақталарын кернеулі-деформациялық күйіне әсерін зерттеу маңызды. Күш түсірілген тақта схемасы 4.1-суретте көрсетілген[123].



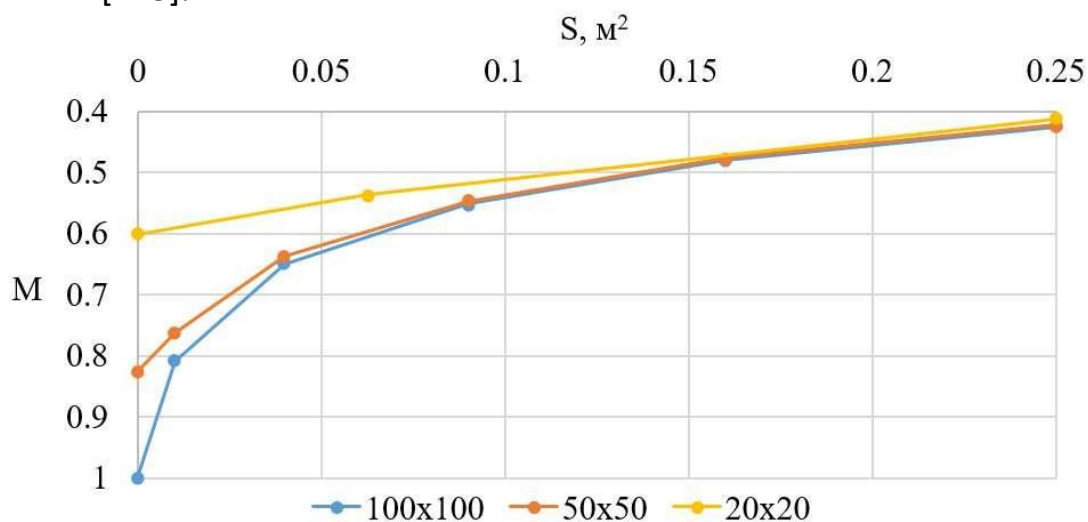
А) жүктеме-шоғырланған күш.



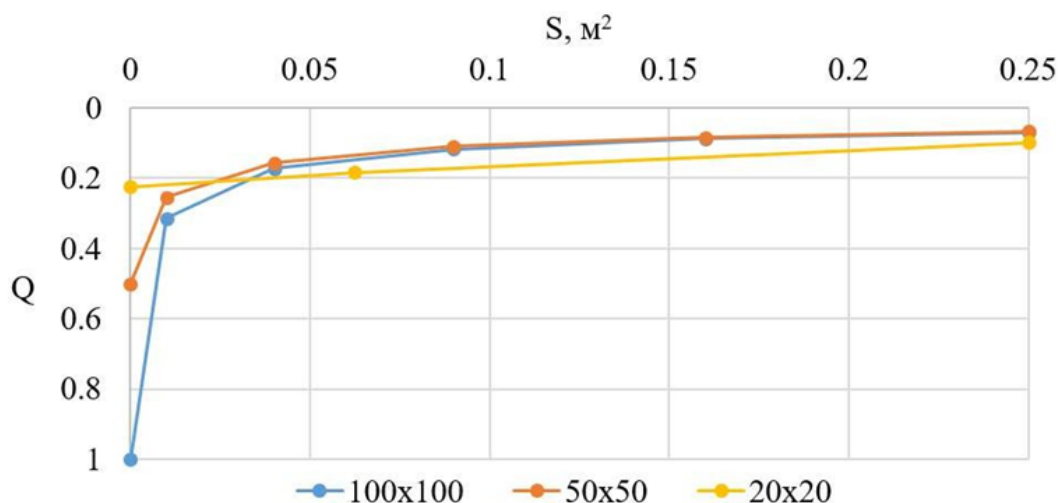
Б) бөлінген күш.

4.1-сурет. Тақтаның схемасы.

Шоғырланған және бөлінген жүктеме түсірілген серпімді негіздегі тақталарды есептеу кезінде алынған нәтижелер 4.2 және 4.3 суретте көрсетілген[123].



4.2-сурет. Жүктеменің бөліну ауданына байланысты көлемсіз иілгіш момент

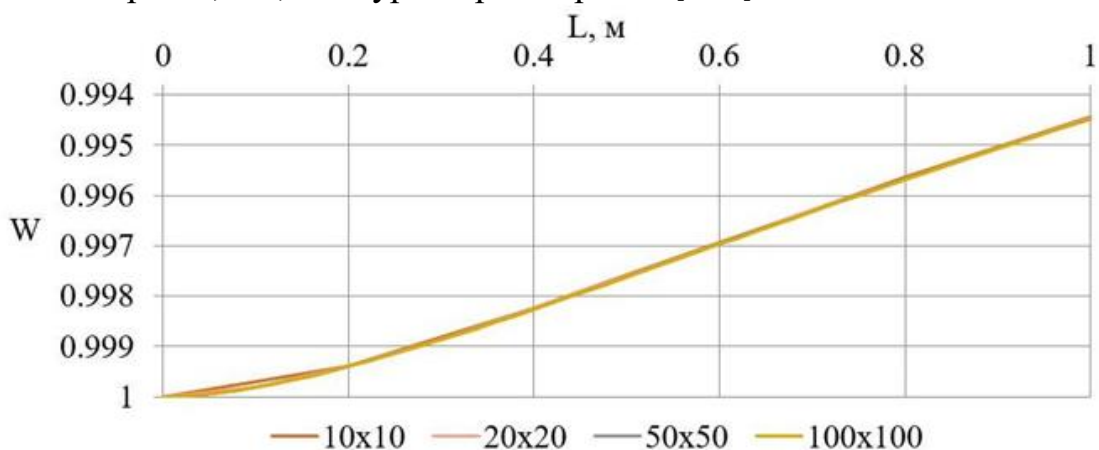


4.3-сурет жүктеменің бөліну ауданына байланысты көлденең көлемсіз күш.

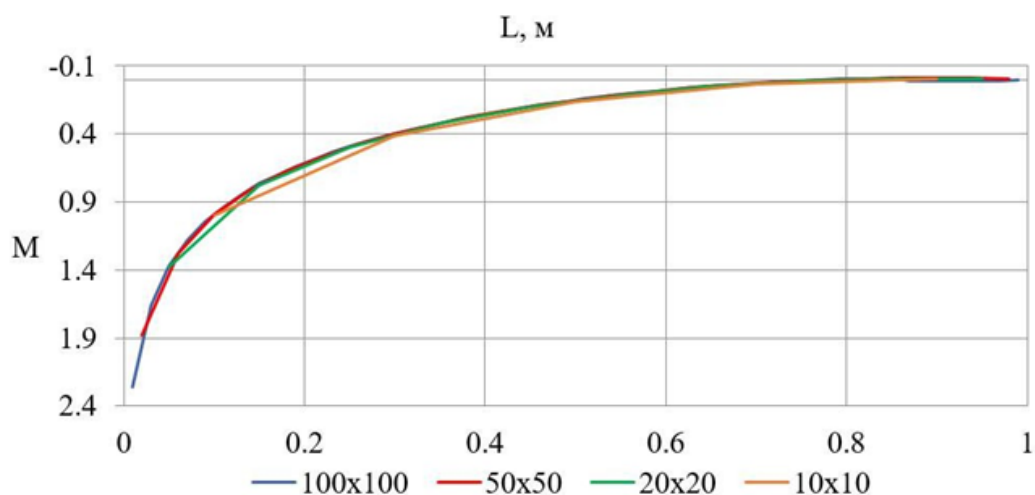
4.2-сурет: Негізгі элементтердің өлшемдері 100x100 мм, 50x50 мм, 20x20 мм болатын үш түрлі торға арналған, бөліну ауданына байланысты жүктеме түсірілген тақтаның өлшеусіз иілгіш моментінің өзгеру графигі көрсетілген. 4.3-сурет: Жүктеме түсірілген тақтадағы өлшемсіз көлденең күштің өзгеру графигі көрсетілген.

Қаттылық коэффициенті $K=25000 \text{ кН/м}^3$ серпімді негіздегі, қалыңдығы $p=0,25 \text{ м}$ квадратты есептелді. 4.3 және 4.3 суреттерде берілген графиктер бойынша, тордың бөліну $< 0,1 \text{ м}^2$ шағын аудандарда жүргізілген есептеу нәтижелеріне әсер етеді деп айтуға болады. осылайша, бөлу коюлығы, шоғырланған жүктемеге ұқсас жүктеме түсірілген жағдайда нәтижелерге өзгеріс енгізуі мүмкін[86,95].

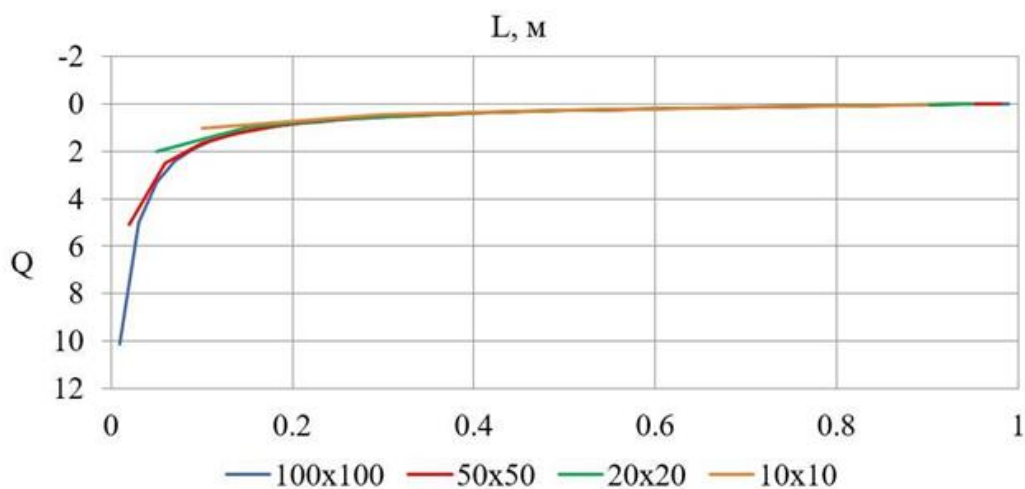
Шоғырланған жүктеме түсірілген негізгі көлемдегі тақталарды егжей-тегжейлі қарастырайық. Есеп шарты: бекітудің негізгі шарттары мен тәсілдері тәжірибеде кездесетін нақты жағдайларға сәйкес. Тақта топырақта еркін жатыр және тігінен бекітілген. Жүктеме ортадағы шоғырланған күш. Есептеу белігілі сертификатталған бағдарламалық кешенде орындады[85]. Тақтаның қалыңдығы $h=0,2 \text{ м}$. Шекті элемент типі – жұқа тақтаның тікбұрышты элементі. Шекті элементтер торлары: 10x10, 20x20, 50x50; 100x100. Есептеу нәтижелері 4.4, 4.5, 4.6-суреттерде берілген[123].



4.4-сурет. Тақтаның арасындағы өлшемсіз прогиб (иілуі).



4.5-сурет. Тақтаның ортасындағы өлшемсіз иілгіш моменті.



4.6-сурет. Тақтаның ортасындағы өлшеміміз көлденең күш.

Жүргізілген зерттеулер нәтижесінде шекті элементтердің көлемі прегибке айтарлықтай әсер етпейтіні анықталды (айырма 1%-дан аспайды). Алынған есеп нәтижелері 4.4-суретте көрсетілген. Бұл жерде шекті элементтің көлемі азайған кезде тақтаның ортасындағы иілгіш момент пен көлденең күштің 2,25 және 10 есе артуы байқалады (4.5 және 4.6-суреттер).

4.1 кесте. Сандық есепті, аналитикалық есеппен[86,95] салыстыру арқылы алынған ауытқулардың мәндері келтірілген[123].

Соңғы элементтер саны	Тақтаның әртүрлі аймақтарындағы қателік мәні, %								
	Пластинаның орталық аймағы			Тақтаның төрттен бір бөлігі			Тақтаның шеті		
	W	M	Q _{max}	W	M	Q _{max}	W	M	Q _{max}
10x10	<1	<1	69	<1	9,9	3,06	<1	-3,1	2,8
20x20	<1	37,6	240	<1	9,4	3,06	<1	-3,0	2,5
50x50	<1	87,8	754	<1	2,1	3,08	<1	-3,3	4,4
100x100	<1	125,8	1608	<1	<1	<1	<1	-3,5	5,

4.1 кесте. Есептеу нәтижелерінің аналитикалық есептермен салыстырылуы. 4.1 кестеде келтірілген нәтижелер орталық аймақтың маңыздылығын көрсетеді. Сирек торларда кейбір ауытқулар байқалғанымен, көлденең күштерде айырмалар бар. Тақтаның перифериялық бөлігі мен қимасында, аналитикалық есеппен салыстырғанда ішкі күштер мен шөгу шекті инженерлік ауытқулардан аспайтыны анықталды. 10x10 және 20x20 торларында жүктеме түсетін аймақтағы ауытқулардың ең төменгі мәні 10 мен 20 арасындағы негізгі элементтер арасында ауытқиды. Келесі есептеулер осы торлар негізінде жүргізілді.

4.2 PLAXIS бағдарламалық кешенін пайдаланып, тақталы іргетастың кернеулі-деформацияланған күйін сандық есептеу.

PLAXIS 2D бағдарламалық кешені — соңғы элементтер әдісіне негізделген, геотехникалық есептерді, инженерлік геология және құрылыс негіздерін жобалау мәселелерін шешуге арналған мамандандырылған есептеу жүйесі.

Бұл бағдарламалық кешен төмендегі есептеулерді жүзеге асыруға мүмкіндік береді:

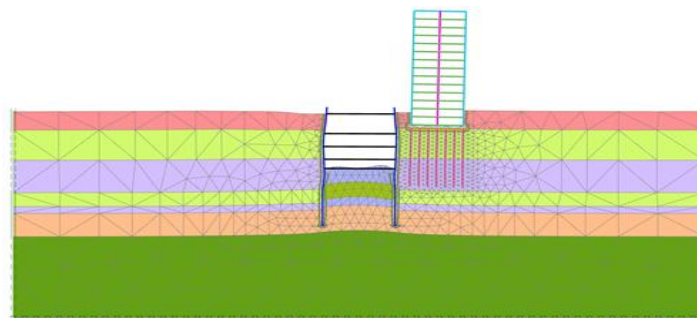
- Кернеу-деформация күйін соңғы элементтер әдісімен есептеу;
- Іргетас астындағы топырақ негіздерін есептеу;
- Іргетастардың көтергіштік қабілетін талдау.

PLAXIS 2D бағдарламасы Еуропа елдерінде, Ресей Федерациясында және Қазақстан Республикасында кеңінен қолданылады. Ол топырақ негіздері мен іргетастардың жұмысын модельдеу және талдау үшін жиі пайдаланылады.

Бағдарламалық кешеннің бірнеше маңызды артықшылықтары бар:

1. Соңғы элементтер моделін жылдам құру. Бағдарламаның интерфейсінде бірнеше жұмыс режимі қарастырылған, олардың көмегімен қысқа уақыт ішінде заманауи құрылыс технологияларын ескере отырып, геотехникалық модельді жасауға болады. Бағдарламада Soil (Топырақ) режимі бар, бұл күрделі геологиялық қималарды жасауға мүмкіндік береді.
2. Құрылымдық элементтердің моделін енгізу. Structures (Құрылымдар) режимінде анкерлерді, свайларды, тақталарды, геотекстиль мен тіреуіштерді және олардың жүктеме комбинацияларын енгізуге болады.
3. CAD-файлдарынан деректерді импорттау мүмкіндігі. Бұл функция инженерлік есептерді жеңілдетуге көмектеседі, сонымен қатар әртүрлі техникалық мәселелерді шешуге мүмкіндік береді.
4. Mesh (Торлар) режимі. Бұл арнайы режим соңғы элементтер торын автоматты түрде құруға, әрі оны қолмен өзгерту мен тексеруге мүмкіндік береді.

PLAXIS 2D бағдарламалық кешені инженерлік жобаларда күрделі геотехникалық есептерді тиімді және дәл шешуге мүмкіндік беретін қуатты құрал болып табылады.

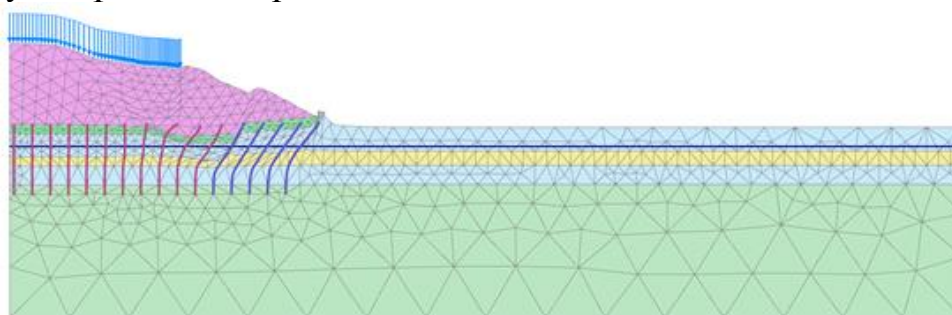


4.7-сурет. Негізгі элементтер әдісінің моделі.

2. Кернеулер мен орын ауыстырулардың шынайы болжамы
 PLAXIS бағдарламалық кешенінде Staged Construction (Кезеңдік құрылыс) режимі қолданылады, ол құрылыс процесін әртүрлі кезеңдерде топырақ кластерлері мен құрылымдық элементтердің белсендірілуі және белсенділігін өшіру арқылы нақты модельдеуге мүмкіндік береді. Бұл функционал құрылыс жұмыстарының кезеңдерінде кернеу мен орын ауыстыруды нақты болжауды қамтамасыз етеді.

Аталған кешен геотехникалық есептердің кең спектрін орындауға мүмкіндік береді, соның ішінде консолидация, фильтрация, пластикалық (құрылымдық) есептер, динамикалық есептер және тұрақтылықты есептеу. Сонымен қатар, бағдарламада топырақтың мінез-құлқын әртүрлі математикалық модельдер арқылы сипаттауға болады. Бұл модельдер қарапайым сызықтық серпімді модельдерден бастап, күрделі сызықтық емес модельдерге дейін кең ауқымды қамтиды.

Бағдарламалық кешеннің 64-биттік есептеу ядросы PLAXIS-ке ең ірі әрі күрделі модельдермен жұмыс істей отырып, жоғары дәлдікте есептеулер жүргізуге мүмкіндік береді.



4.8-сурет. PLAXIS бағдарламасында орындалған есептеу

3. Нәтижелерді әмбебап өңдеу. PLAXIS бағдарламалық кешенінде Output (Нәтижелер) режимі іске қосылған, ол пайдаланушыға орын ауыстырулар, күштер, ағындар және кернеулердің әртүрлі визуализация түрлерін ұсынады — бұл деректер векторлар, кестелер немесе контурлар арқылы көрсетіледі. Қосымша түрде, зерттелетін аймақтарды тереңірек талдауға мүмкіндік беретін кима (профиль) құру функциясы бар. Барлық есеп деректері мен нәтижелері кесте түрінде өңделіп, оларды басқа бағдарламаларға экспорттау мүмкіндігі де қарастырылған. Сонымен қатар,

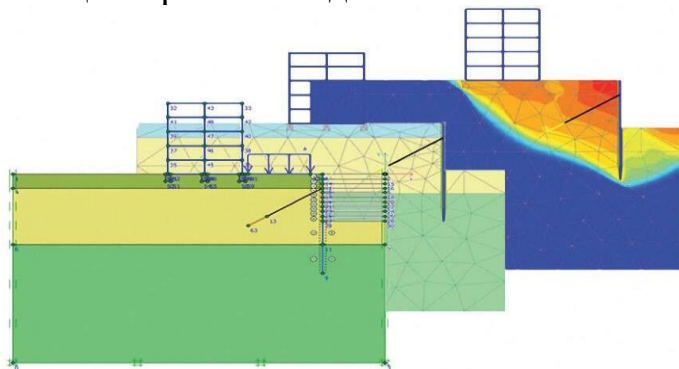
Curve Manager (Графиктер менеджері) арқылы есептің кез келген кезеңінде алынған нәтижелер бойынша әртүрлі графиктер құруға болады [17].

PLAXIS: Құрылыс саласындағы геотехникалық есептеулер PLAXIS бағдарламалық кешенін кәсіби маман қолдана отырып, жобаланатын ғимараттардың бірнеше нұсқаларын жан-жақты талдап, қажетті барлық факторларды ескере отырып, ең тиімді инженерлік шешімдер қабылдай алады. Мұндай факторлар мыналарды қамтиды: әртекті топырақ массивінің геологиялық сипаттамалары, шектеулі жағдайлардағы, сондай-ақ жақын орналасқан инженерлік коммуникациялар жағдайындағы құрылыс нысандарын салу, топырақтың өзгермелі қасиеттері, топырақты жасанды жақсарту әдістері, динамикалық жүктемелер, статикалық жүктемелер, құрылыс технологиясы.

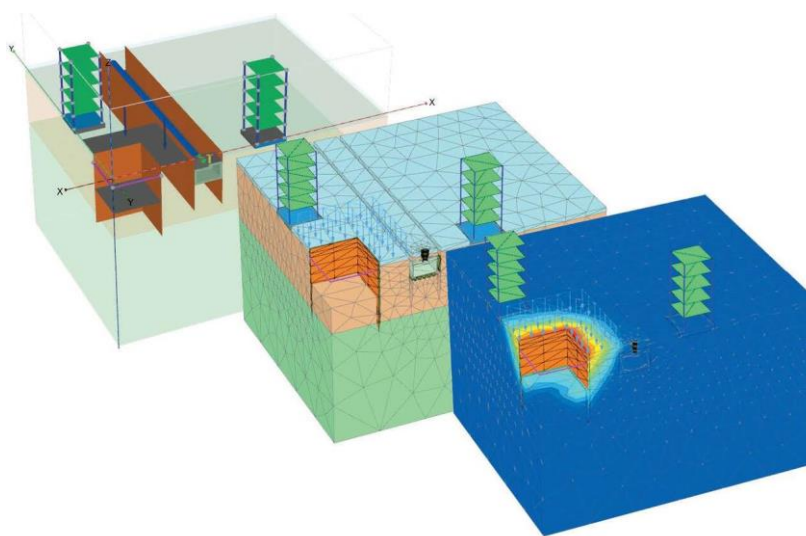
PLAXIS бағдарламалық кешенінің көмегімен шешілетін күрделі міндеттер: іргетас пен негіздердің сейсмикалық тұрғыдан нығайуын талдау, котловандарды қоршайтын құрылымдардың және жақын орналасқан ғимараттардың тұрақтылығын қамтамасыз ету, жаңа құрылыс объектісінің қолданыстағы ғимаратқа әсерін бағалау, жер асты құрылымымен және ғимарат жүйесімен өзара әрекеттесуді бағалау, сүзгілеу (фильтрациялық) процестерінің әсерін зерттеу, әлсіз топырақтарда орналасқан ғимараттардың шөгуін ұзақ мерзімге болжау, құрылыс объектілерінің пайдалану режиміндегі өзгерістерді зерттеу.

PLAXIS бағдарламалық жүйесін күрделі геотехникалық есептерді шешуге арналған математикалық конструктор ретінде қарастыру орынды. Бұл жүйе CAD-сызбаларын пайдалану немесе AutoCAD бағдарламасынан импорттау арқылы күрделі модельдер құруға мүмкіндік береді, бұл маңызды инженерлік нысандарды, нақты жүктемелерді, құрылыс технологиясы мен реттілігін ескере отырып жүзеге асырылады.

Бағдарламалық кешеннің дамуы мен техникалық қолдау көрсетудің жоғары сапасы бағдарламаның әзірлеушілерінің кәсіби қызметімен тығыз байланысты. Олар геотехника, геология және есептеулердің сандық әдістері салаларындағы жетекші ғылыми-зерттеу институттарымен тұрақты ынтымақтастықта жұмыс істейді.



4.9-сурет. Қалалық құрылыс жағдайында жер асты автотұрағына арналған котлован (PLAXIS 2D бағдарламасында)



4.10-сурет. Қалалық құрылыс жағдайында жер асты автотұрағына арналған котлован (PLAXIS 3D бағдарламасында)

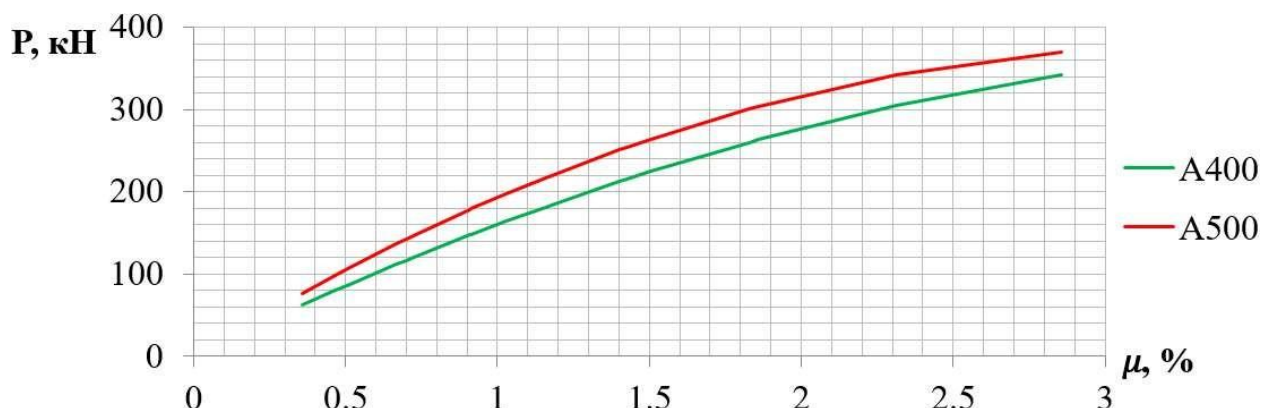
PLAXIS бағдарламалық қамтамасыздандыруы Қазақстан Республикасында соңғы он жыл бойы кеңінен қолданылып келеді. Бұл уақыт ішінде жүз елуге жуық жетекші жобалық ұйымдар, инженерлік және конструкциялық компаниялар, ғылыми-зерттеу институттары, консалтингтік қызметтер мен құрылыс компаниялары, сондай-ақ жоғары оқу орындары осы бағдарламалық кешенді қолданушылар қатарына қосылды.

PLAXIS бағдарламасының кең таралуы мен қолданылуы түрлі ғылыми мақалалар мен геотехникалық мәселелерді шешуге арналған баяндамаларда айқын көрсетілген, олар құрылыс саласындағы журналдарда жарияланып, ғылыми конференцияларда талқыланған [18].

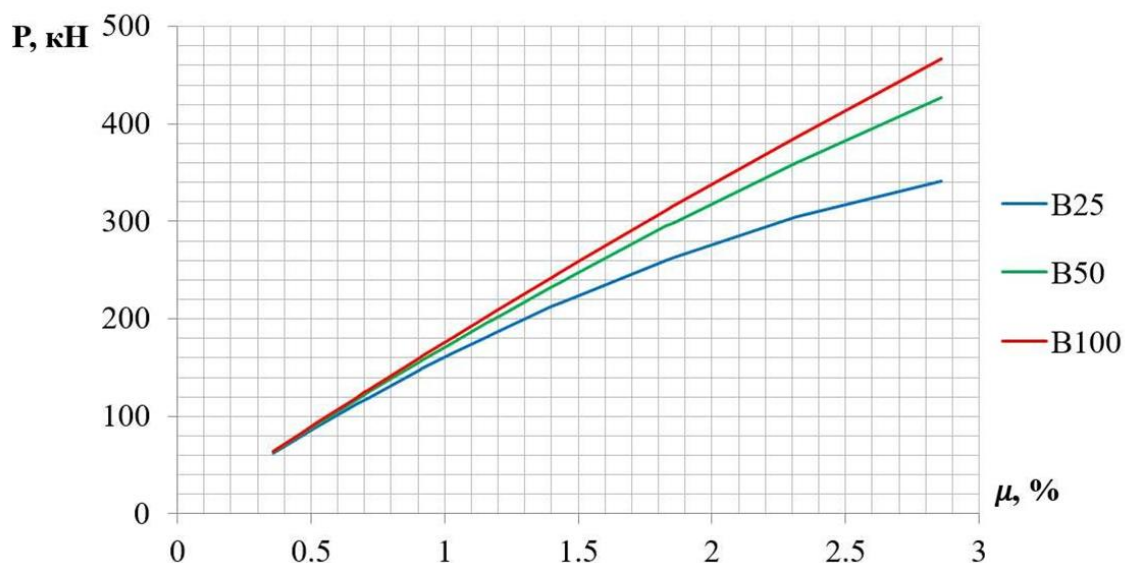
Іргетас тақталарының көтергіштік қабілетін бағалау жобалауда маңызды кезең болып табылады. Бұл бағалау жабдықтың болжамды салмағын анықтауға мүмкіндік береді. Аталған мәселеге көптеген авторлар өз еңбектерін арнаған [57, 12, 96, 95]. Осы бөлімде қазіргі уақытта қабылданған нормативтік құжаттарға сәйкес көтергіштік қабілетін есептеудің нәтижелері келтірілген [80, 78].

Есептеулер үшін келесі параметрлер қабылданды: бетон класы (C20/25-B100), арматура класы (A400, A500), арматуралау коэффициенті μ (нормативтік талаптарға сәйкес [80, 78]), қалыңдық ($h = 150, 200, 250$ мм), жүктеме түрі (нүктелік, алаң бойынша таралған $0,1 \times 0,1$ м; $0,2 \times 0,2$ м; $0,3 \times 0,3$ м; $0,4 \times 0,4$ м; $0,5 \times 0,5$ м).

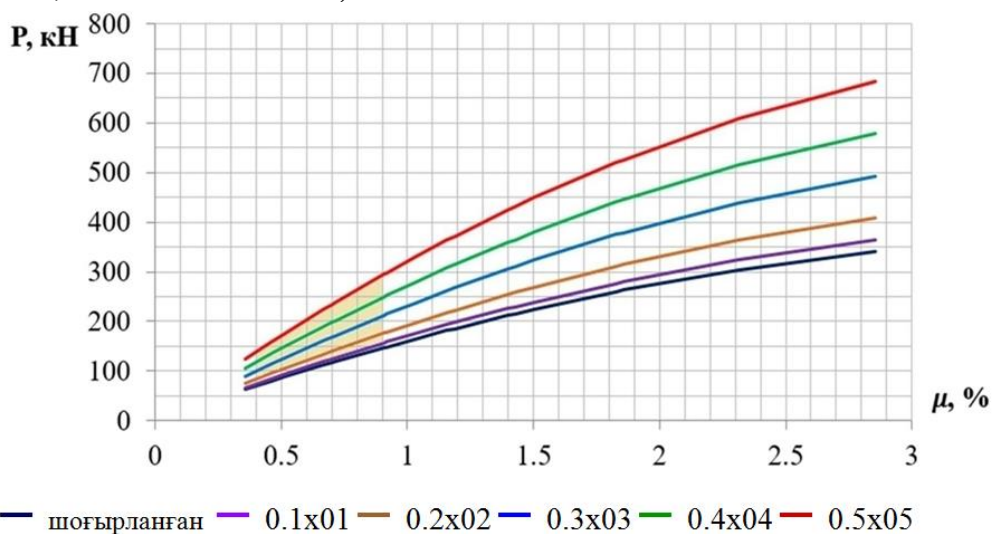
Есептеулер 2.1 және 2.2 тармақтарында берілген ұсынымдарға сәйкес жүргізілді, нәтижелер 4.11-4.15 суреттерінде көрсетілген[123]..



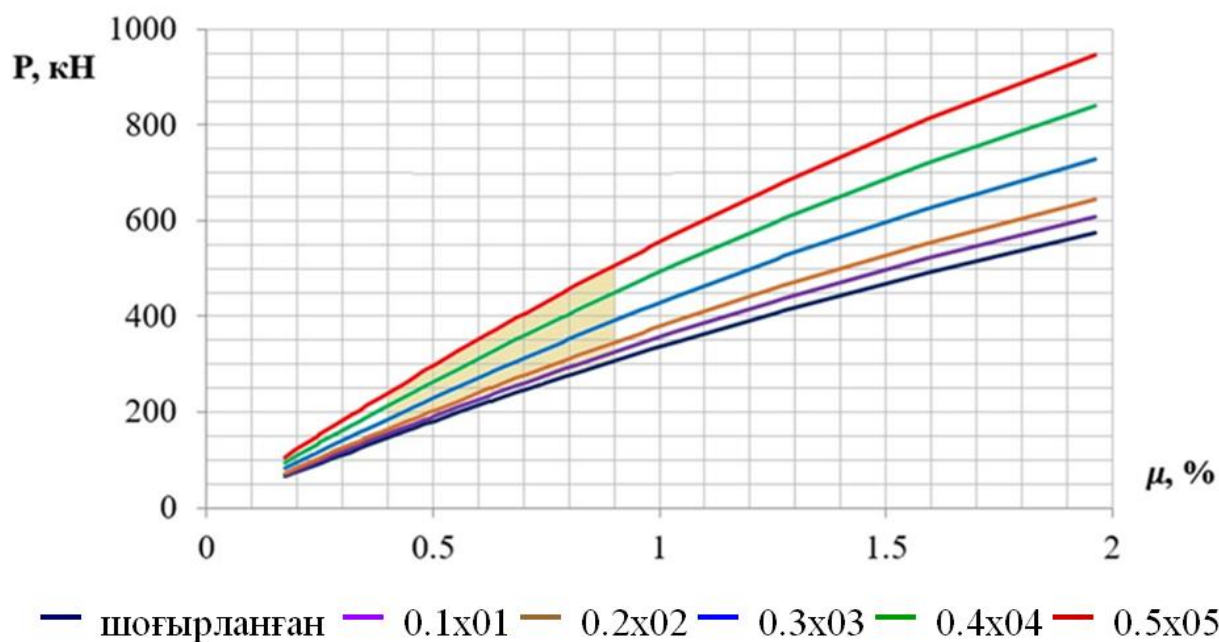
4.11-сурет. Арматуралау коэффициенті μ -ге байланысты тақтаның ортасындағы шоғырланған жүктеме, А400 және А500 арматура кластары үшін ($h = 150$ мм, бетон класы С20/25)



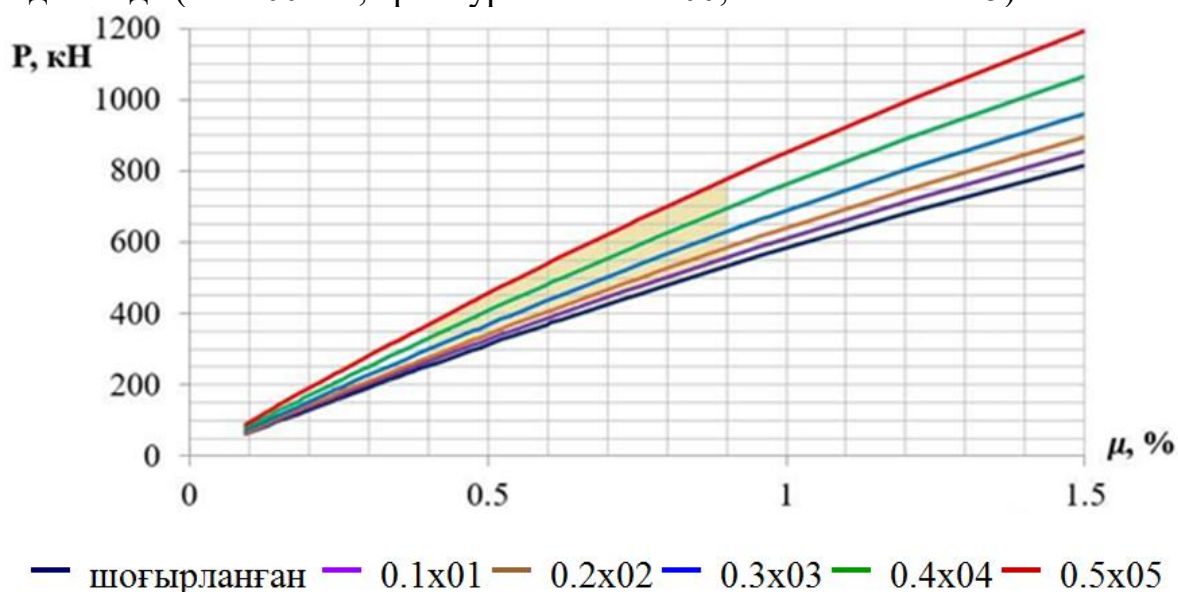
4.12-сурет. Арматуралау коэффициенті μ -ге байланысты тақтаның ортасындағы шоғырланған жүктеме, А400 және А500 арматура кластары үшін ($h = 150$ мм, бетон класы В25)



4.13-сурет. Арматуралау коэффициенті μ -ге байланысты тақтаның ортасындағы шоғырланған жүктеме, жүктеменің әртүрлі таралу алаңы жағдайында ($h = 150$ мм, арматура класы А400, бетон класы В25)



4.14-сурет Арматуралау коэффициенті μ -ге байланысты тақтаның ортасындағы шоғырланған жүктеме, жүктеменің әртүрлі таралу алаңы жағдайында ($h = 200$ мм, арматура класы A400, бетон класы B25)



4.15-сурет. Арматуралау коэффициенті μ -ге байланысты тақтаның ортасындағы шоғырланған жүктеме, жүктеменің әртүрлі таралу алаңы жағдайында ($h = 250$ мм, арматура класы A400, бетон класы B25)

Берілген деректерге [63] сәйкес, қарастырылып отырған конструкциялар үшін ең оңтайлы болып табылады, егер сжатылған аймақтың салыстырмалы биіктігі ξ 0,1..0,2 аралығында болса, немесе қайта есептелген армалау коэффициенті μ болса, көрсетілген аумақ 2.15-2.17 суреттерінде боялған аймақпен көрсетілген.

2.15–2.17-суреттерде әртүрлі жүктеме таралу аудандары жағдайында үш түрлі қалыңдықтағы (150 мм, 200 мм және 250 мм) фундаменттік тақталардың

көтергіштік қабілетін есептеу нәтижелері көрсетілген. Зерттеу нәтижелері бойынша, егер жүктеме $0,5 \times 0,5$ м ауданға біркелкі түсірілсе, тақталардың көтергіштік қабілеті 70 тоннаға дейін жететіні анықталды.

Фундаменттік тақталардың статикалық және динамикалық жүктемелер әсеріндегі беріктігін зерттеу мәселесіне арналған бірқатар тәжірибелік жұмыстар [57, 96, 95, 12] ерекше атап өтуге тұрарлық. Бұл жұмыстарда алынған эксперименттік мәліметтер, серпімді негізге орнатылған тақталардың статикалық әсерге қарсы тұру қабілетінің жоғары екенін дәлелдейді.

Зерттеу нәтижелеріне жасалған талдау көрсеткендей, мұндай тақталар статикалық жүктеме жағдайында сенімділігімен ерекшеленеді. Алынған нәтижелер жобалау кезеңінде фундаменттік конструкциялардың статикалық жүктемелерге төзімділігін бағалау үшін, сондай-ақ орнатылатын техникалық жабдықтың жүк көтергіштік сипаттамаларын есептеуде пайдалануға ұсынылады.

4.3 Илекті ұңғыда орнатылған тік арматуралық элементтермен нығайтылған геотехникалық массивті модельдеу.

1. PLAXIS бағдарламасы туралы жалпы мәліметтер. PLAXIS — екі өлшемді геотехникалық есептерді шешуге арналған, соңғы элементтер әдісіне негізделген мамандандырылған бағдарламалық қамтамасыз ету құралы. Бұл жүйе құрылыс, геология және гидрогеотехника салаларында әртүрлі күрделілік деңгейіндегі инженерлік есептеулер жүргізуге арналған.

Бағдарламада топырақ қабаттарының құрылымы, инженерлік құрылыстар, жүктемелер және шекаралық шарттардың геометриялық сипаттары CAD негізіндегі графикалық интерфейс арқылы енгізіледі. Мұндай тәсіл модельдеу үдерісін нақты әрі көрнекі жүргізуге мүмкіндік береді.

PLAXIS жүйесінде геометриялық модель құрастыру үшін келесі элементтер пайдаланылады:

- Балкалық құрылымдар,
- Жанасу беттері (контакт беттер),
- Анкерлер,
- Геотекстиль және геоторлар,
- Шекаралық шарттар мен жүктемелер.

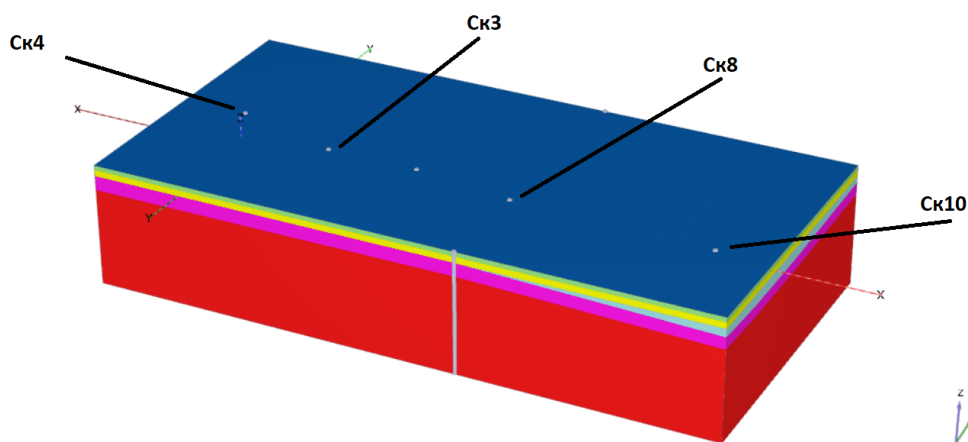
Құрылған геометриялық модельдің негізінде бағдарлама автоматты түрде құрылымданбаған соңғы элементтер торын жасайды. Бұл тордың тығыздығын жергілікті немесе жалпы масштабта өзгертуге болады. Жоғары ретті элементтердің қолданылуы топырақтағы кернеулердің таралуының дәлдігі мен жүктеме әсерінің шекті мәндерін болжау сапасын арттырады.

Тексеру есебі ретінде тікбұрышты конфигурациядағы құрылыс алаңы қарастырылды, оның жоспары бойынша өлшемдері — $12,0 \text{ м} \times 37,5 \text{ м}$. Бұл модель нақты инженерлік жағдайды сипаттайды, ал бастапқы геотехникалық мәліметтер нақты құрылыс учаскесінде жүргізілген инженерлік зерттеулер нәтижесінде алынған.

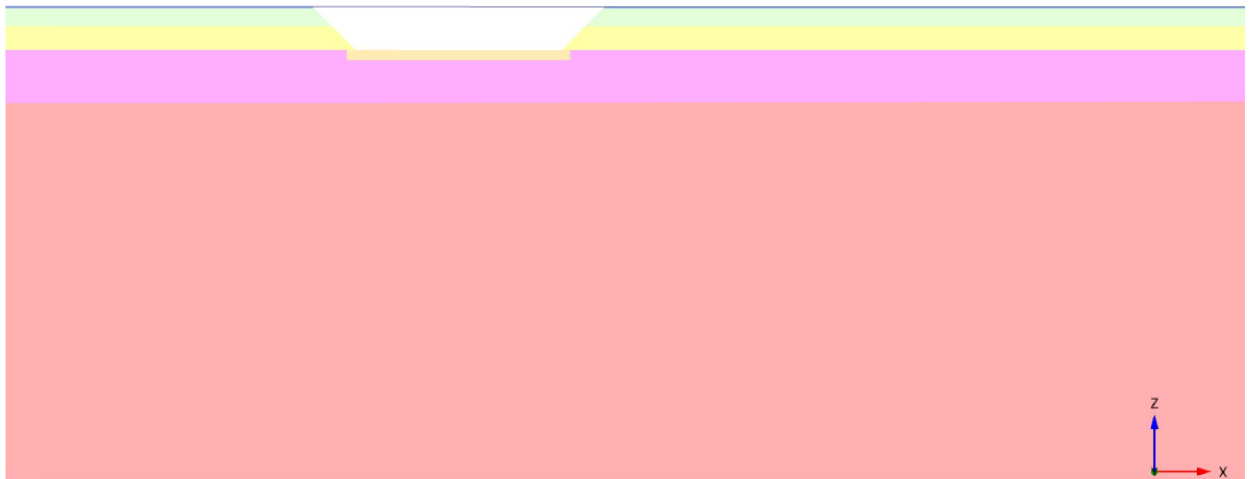
2. Бастапқы мәліметтер. Инженерлік-геологиялық зерттеулерге сәйкес, іргетастың негізі ретінде табиғи топырақ жастығы мен оның айналасындағы топырақ массиві қабылданған. Модельде пайдаланылған топырақтың инженерлік-геологиялық элементтері (ИГЭ) нақты геотехникалық зерттеулер нәтижесінде алынған және олардың сипаттамалары 4.16–4.18-суреттерде көрсетілген.

Property	Unit	Value	Value	Value	Value	Value	Value	Value
Material set								
Identification number		1	2	3	4	5	6	7
Identification		ИГЭ-3	ИГЭ-2	ИГЭ-1	ИГЭ-4	ИГЭ-5	ИГЭ-6	Подушка
Material model		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Drainage type		Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)
Colour		RGB 161, 226, 232	RGB 155, 234, 134	RGB 7, 97, 182	RGB 251, 255, 0	RGB 254, 22, 234	RGB 249, 26, 26	RGB 250, 181, 30
Stiffness								
E	kN/m ²	19,70E3	13,10E3	1000	2500	3200	8200	20,00E3
ν (ν_u)		0,3500	0,3500	0,3500	0,3500	0,3500	0,3500	0,3500
General properties								
γ_{unsat}	kN/m ³	19,60	16,90	18,00	18,10	19,30	19,80	19,60
γ_{sat}	kN/m ³	19,70	17,10	18,00	18,30	19,40	19,90	19,60
Strength								
c_{ref}	kN/m ²	12,00	9,000	15,00	39,00	34,00	23,00	25,00
ϕ (ϕ_i)	°	26,00	21,00	16,20	12,00	14,00	19,00	19,00
ψ (ψ_i)	°	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Velocities								
V_s	m/s	60,43	53,07	14,21	22,40	24,54	38,79	60,89
V_p	m/s	125,8	110,5	29,58	46,63	51,09	80,75	126,8

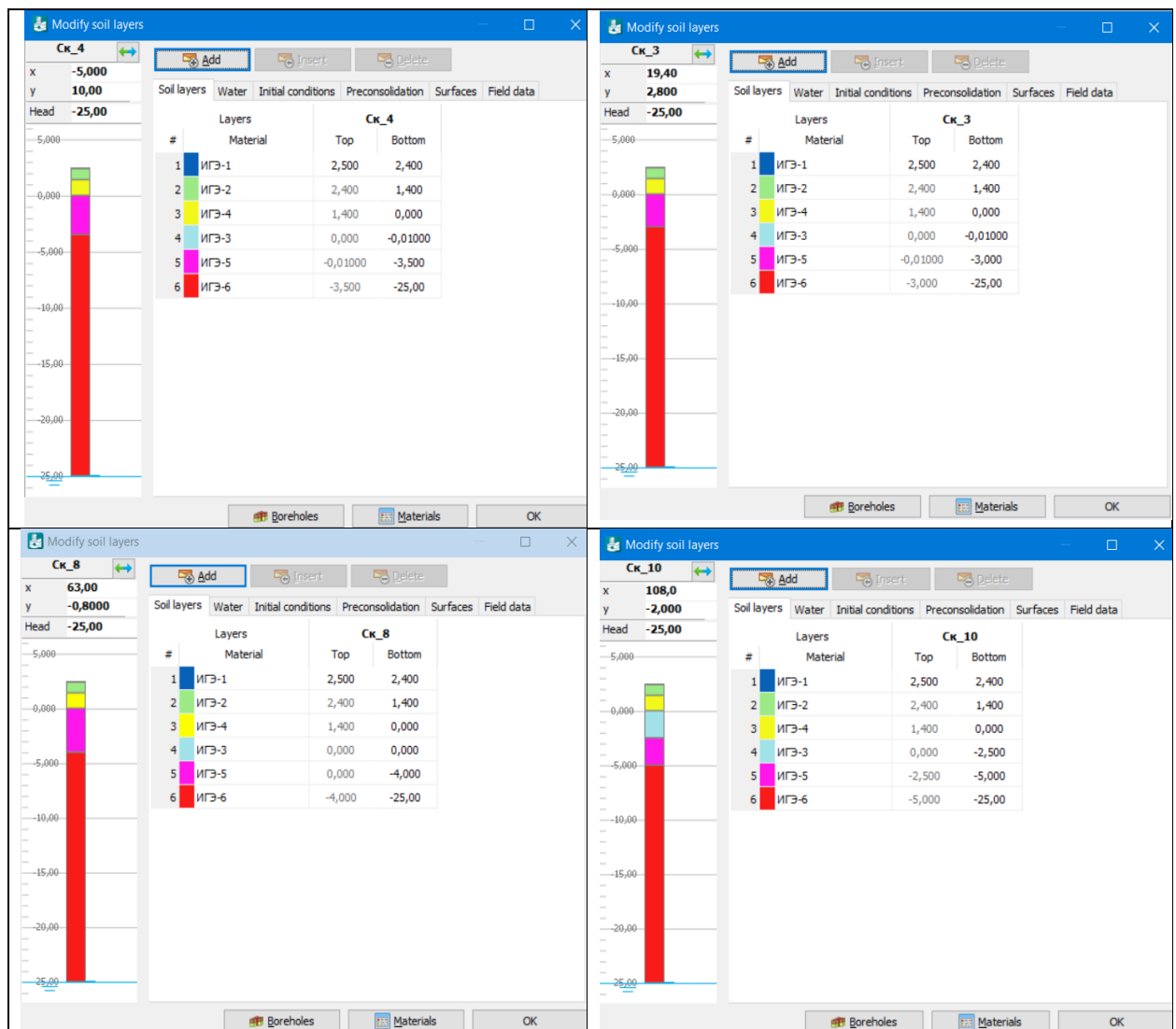
4.16.1-сурет. PLAXIS бағдарламалық жүйесінде топырақтың сипаттамалары



4.16.2-сурет. PLAXIS бағдарламалық жүйесінде топырақ сынықтар алу



4.17-сурет. PLAXIS бағдарламасындағы IV–IV қимасы (ғимарат іргетасының астына түсетін қабаттар: төсем, ИГЭ-5, ИГЭ-6)



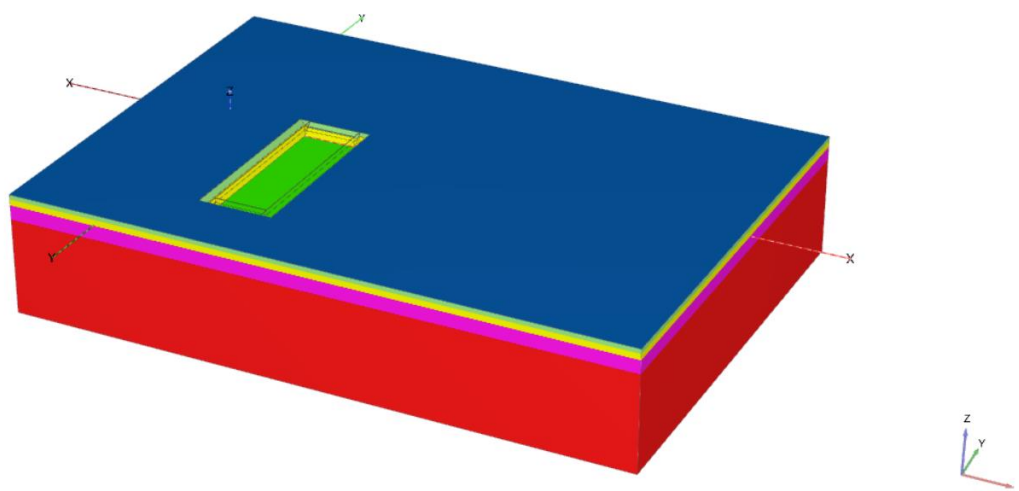
4.18-сурет PLAXIS жүйесіндегі геологиялық модель.

Property	Unit	Value
Material set		
Identification		фундаментная плита C20/25
Comments		
Colour		 RGB 251, 255, 0
Material type		Elastic
Properties		
d	m	0,4000
γ	kN/m ³	25,00
Isotropic		☒
E ₁	kN/m ²	30,60E6
E ₂	kN/m ²	30,60E6
ν_{12}		0,1500
G ₁₂	kN/m ²	13,30E6
G ₁₃	kN/m ²	13,30E6
G ₂₃	kN/m ²	13,30E6
Rayleigh α		0,000
Rayleigh β		0,000
Prevent punching		☐

4.19-сурет Есептеу үшін қалыңдығы 0,4 м болатын C20/25 маркалы бетоннан жасалған фундаменттік тақтаны қабылдаймыз.

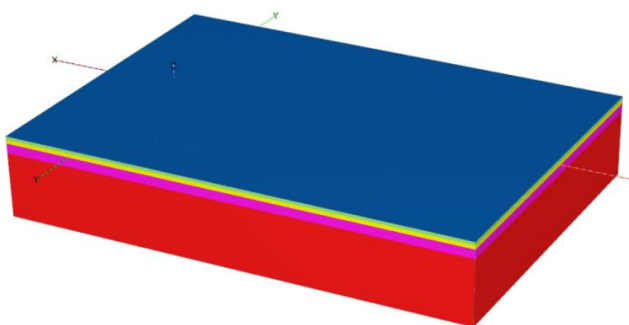
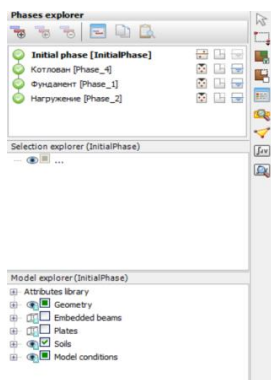
Қалыңдығы 0,4 м фундаменттік тақта. (Бетон C20/25).

Фундаменттің өз салмағынан және үстіңгі құрылымдардың салмағынан туындайтын орташа қысым, 600 мм қалыңдықтағы подушка ескерілгенде, 9,2 т/м² құрайды.

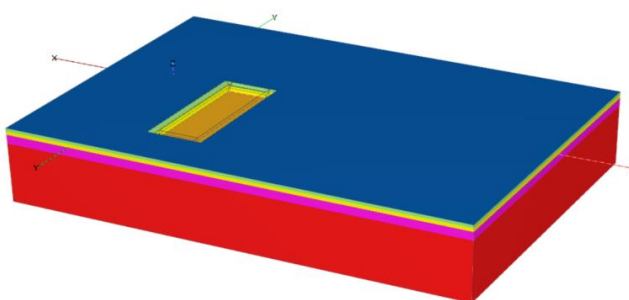
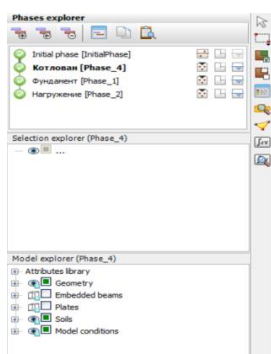


4.20-сурет. Іргестің өз салмағынан және үстіңгі құрылымдардың салмағынан түсетін жүктеме – 9,2 т/м².

3. Жүктемелер мен кезеңдер

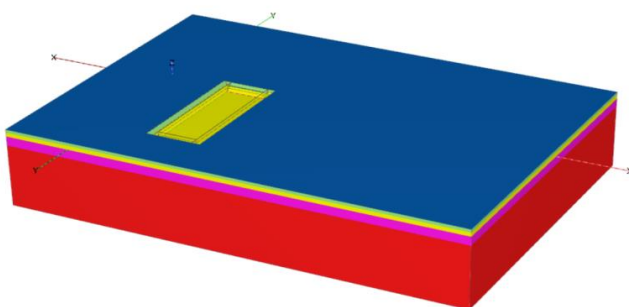
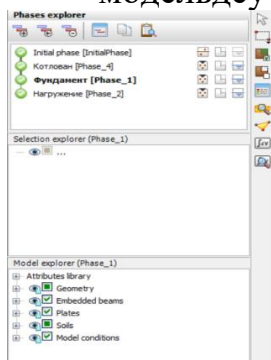


4.21-сурет. Топырақтың өзіндік салмағы

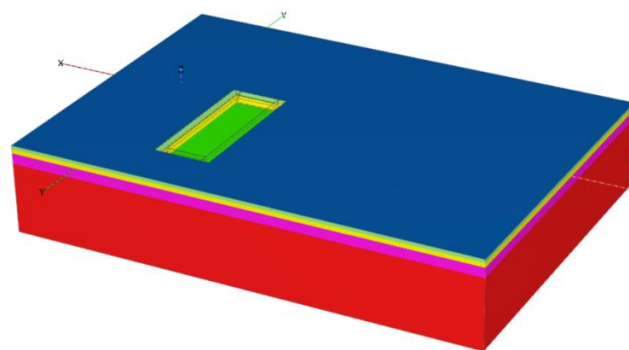
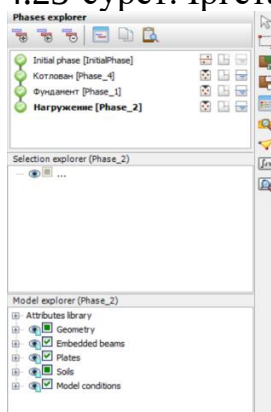


4.22-сурет. Котлован Іргетас шұңқыры

модельдеу

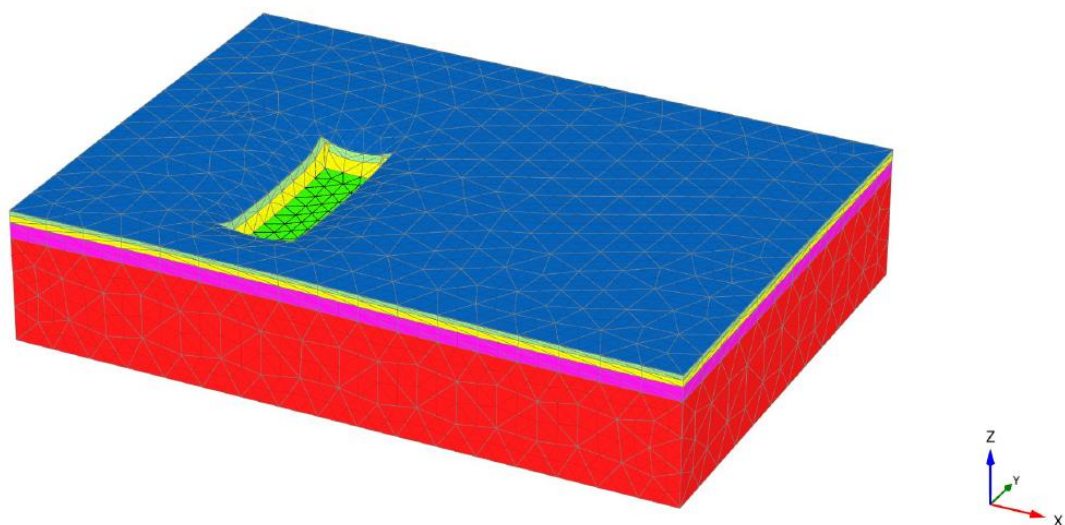


4.23-сурет. Іргетас тақтасын және тік арматуралық элементтерді

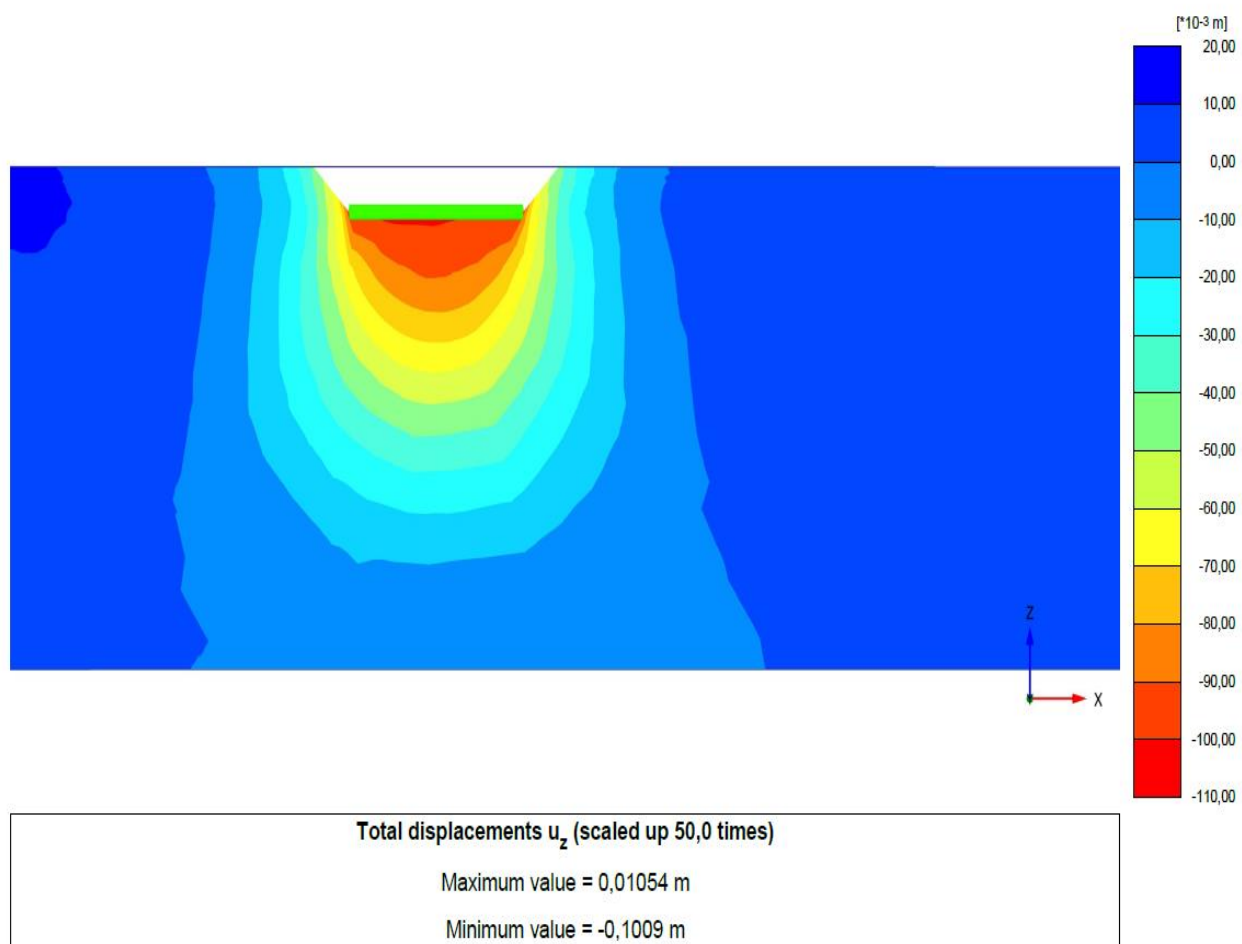


4.24-сурет. Қалыңдығы 3,68 м іргетастың өзіндік салмағынан түсетін жүктеме

4. Шөгу есебінің нәтижелері



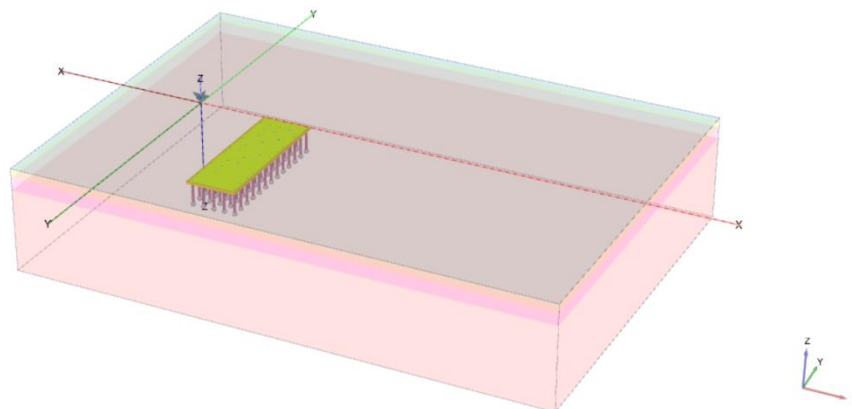
4.25-сурет. Деформацияланған күінің схемасы



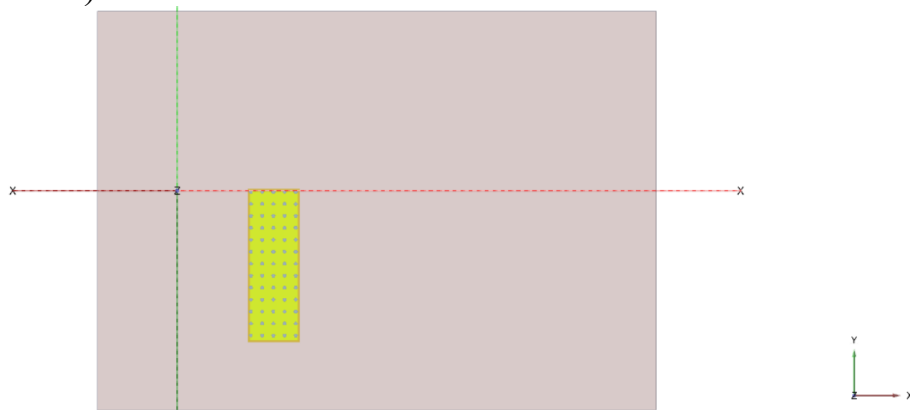
4.26-сурет. Негізді нығайтуды есепке алмай жүргізілген шөгу (максималды мәні – 100,9 мм)

Property	Unit	Value
Material set		
Identification number		1
Identification		Раскатка
Comments		
Colour		RGB 199, 82, 143
Material type		Elastic
Properties		
E	kN/m ²	21,50E6
γ	kN/m ³	15,00
Beam type		Predefined
Predefined beam type		Massive circular beam
Diameter	m	0,3000
A	m ²	0,07069
I ₂	m ⁴	0,3976E-3
I ₃	m ⁴	0,3976E-3
Rayleigh α		0,000
Rayleigh β		0,000

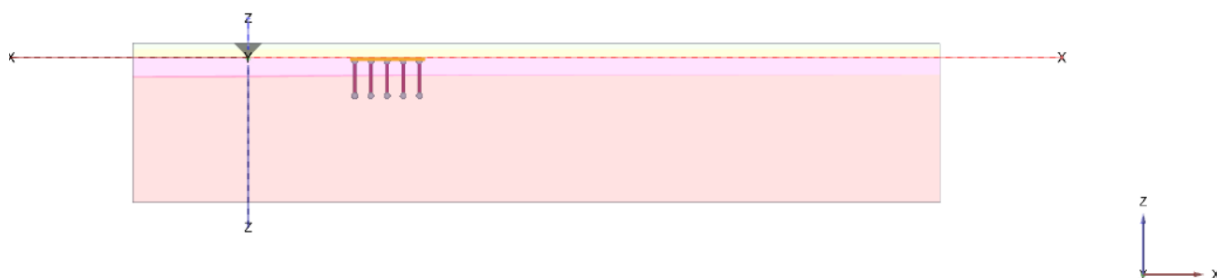
4.27-сурет. Ұзындығы 6 м, диаметрі 0,3 м тік арматуралық элемент (Бетон С10/12).



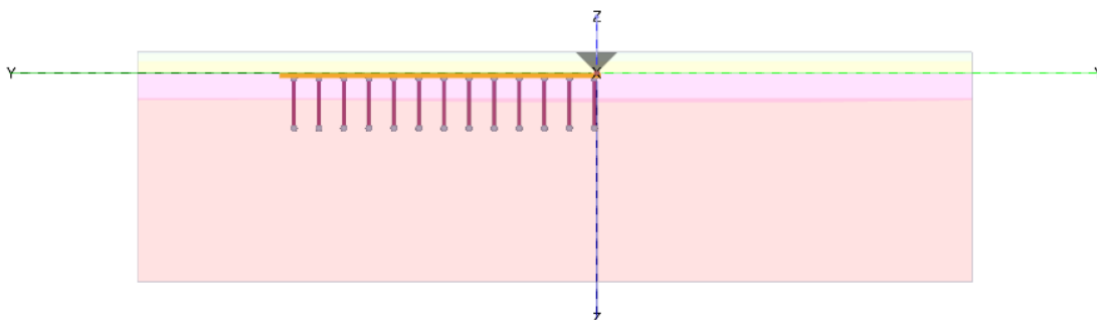
4.28-сурет. Кеңістік моделінде тік арматуралық элементтер (элемент ұзындығы – 6 м).



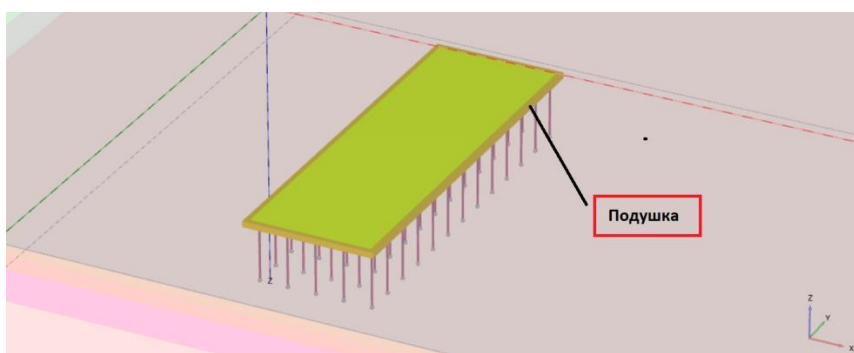
4.29-сурет. Илектеудің орналасу жоспары



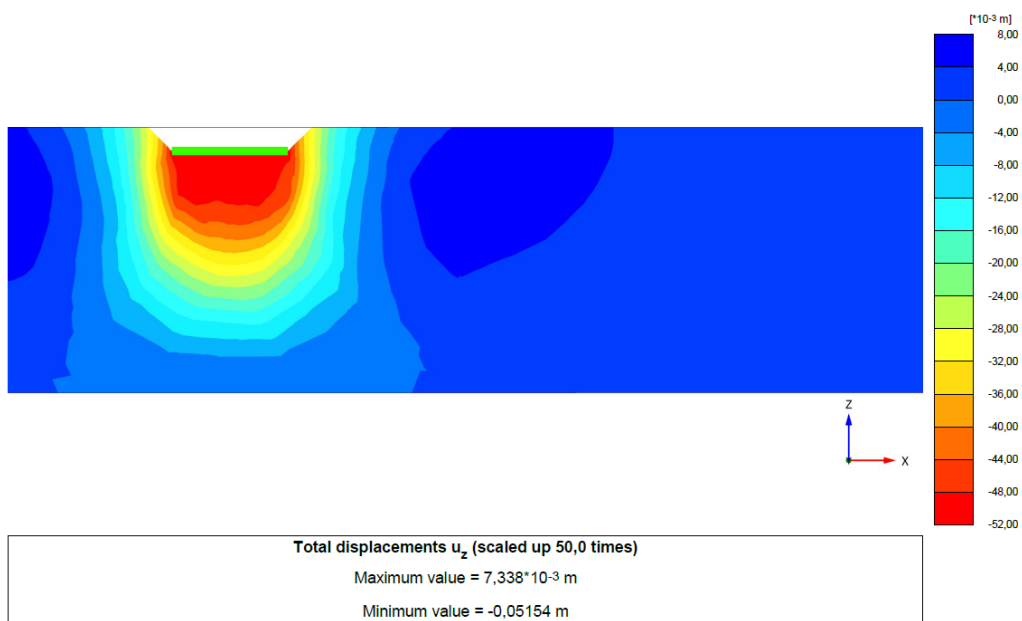
4.30-сурет. Бойлық қима.



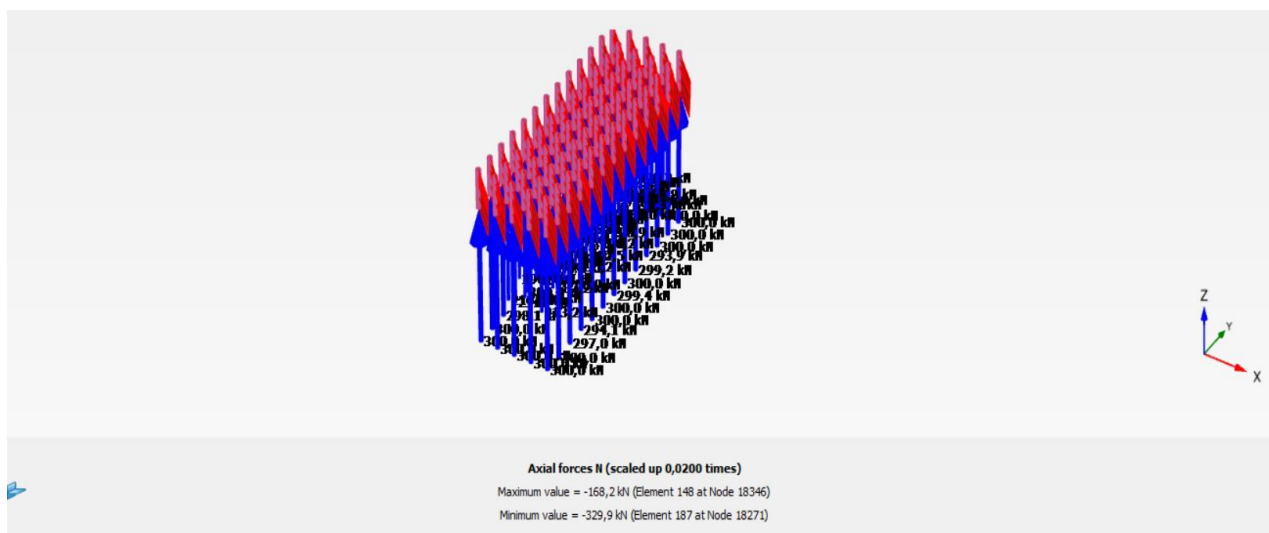
4.31-сурет. Көлденең қима.



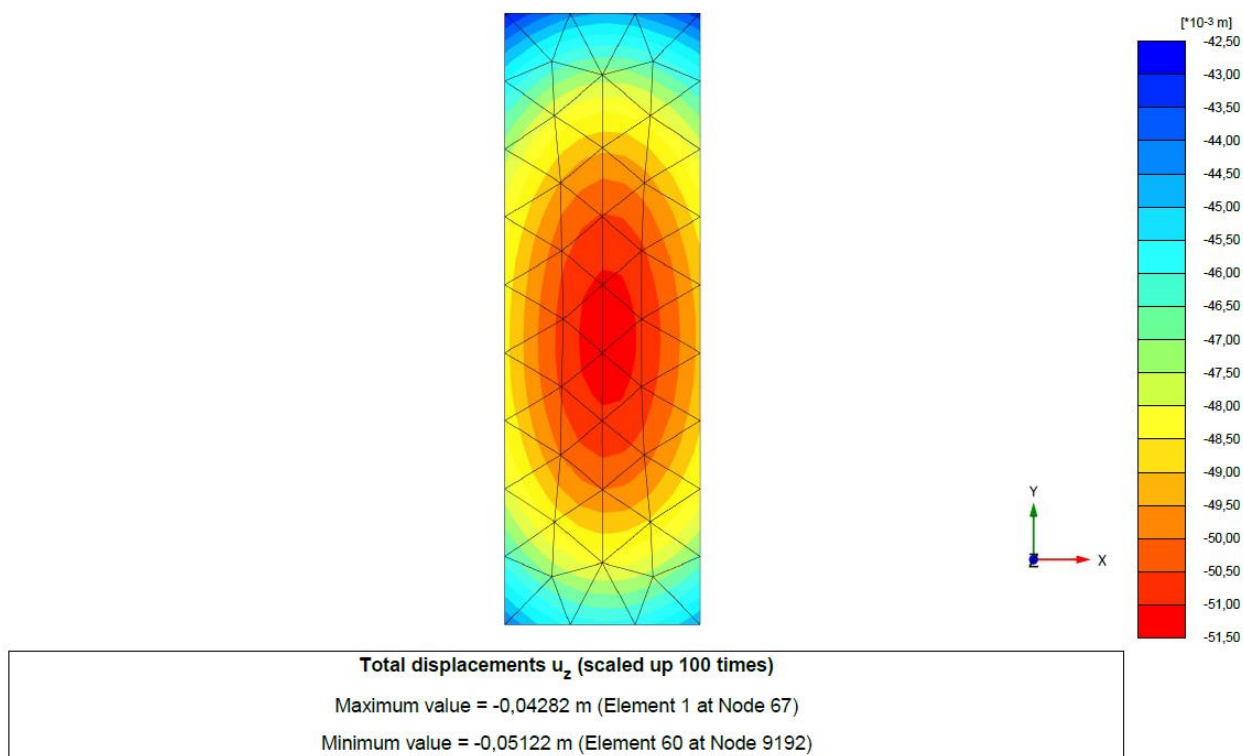
4.32-сурет. Есептеу схемасы



4.33-сурет. Негізді нығайтқандағы шөгу (макс 51,5 мм).



4.34-сурет. Арматуралық элементтердегі осьтік күштер (максималды мәні – 329,9 кН)



4.35-сурет. Іргетастың тік жылжулары (максималды мәні – 51,2 мм)

Қорытындылар

1. Негізді нығайтуды ескере отырып, іргетастың шекті максималды абсолютті тік жылжуы [СП РК 5.01-102-2013 «Ғимараттар мен құрылыстардың негіздері» бойынша]: $z_{\max} = 51,2 \text{ мм}$ ($z_{\text{пр}} = 225 \text{ мм}$).
2. Іргетастың шөгуінің салыстырмалы айырмашылығы нормативтік құжатқа сәйкес рұқсат етілген шекті мәннен аспайды, яғни СП РК 5.01-102-2013 «Ғимараттар мен құрылыстардың негіздері» бойынша.

4.4 Тақталы іргетас табанындағы геомассивті тік арматуралық элементтермен күшейтудің тиімділігі және оның арматуралау пайызына тәуелділін сандық есеппен анықтау

Тақталы іргетастың астындағы **топырақ массивін тік бағытталған арматуралық элементтермен күшейту**, жердің көтергіштік қасиеттерін арттырудың және шөгуін азайтудың тиімді әдістерінің бірі ретінде кеңінен қолданылады. Бұл бөлімде күшейткіш элементтердің тиімділігі мен олардың **арматуралау пайызына тәуелділігі сандық модельдеу әдісі арқылы** зерттеледі.

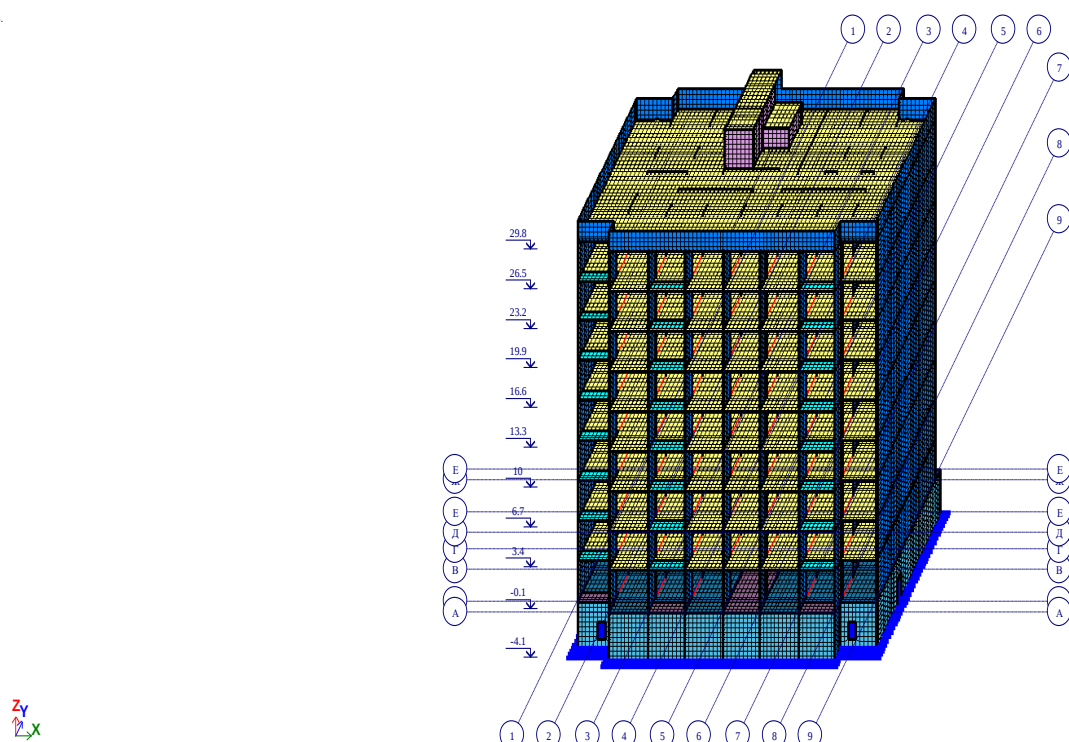
Модельдеу үшін **PLAXIS бағдарламалық кешені** пайдаланылып, есептеу жұмыстары шекті элементтер әдісіне негізделген. Геомассивтің құрамына **дөңгелек қималы, тік бағытталған бетонды арматуралық элементтер** енгізілді. Бұл элементтер топырақпен бірге композиттік жүйе ретінде қарастырылып, оның тиімді сипаттамалары анықталды.

Құрылымдық геомассивтің тиімді механикалық сипаттамаларын анықтау мақсатында PLAXIS бағдарламалық кешенінің мүмкіндіктері пайдаланыла отырып, итерациялық әдіске негізделген сандық есептеулер жүргізілді. Модельденетін геомассивтің құрамына топырақ және дөңгелек қималы, цилиндрлік пішіндегі тік бағытталған бетонды арматуралық элементтер енгізілген.

Өртектілік құрылымын сипаттау үшін оссиметриялық шекті элементтік модель таңдалды (3.12 а сурет). Бұл модельде болжамды аймақтың көлденең өлшемі арматуралық элементтің әсер ету радиусына тең деп қабылданды және сыртқы жүктеменің ықпалымен бұл параметр өзгеруі мүмкін. Аймақтың төменгі шекарасы іргетас тақтасының астындағы деформацияланатын қабаттың орташа қалыңдығы негізінде анықталды. Көлденең және тік бағыттағы жылжуларды болдырмау үшін болжамды аймақтың шеткі қабырғаларына шекаралық шарттар енгізілді.

Геомассивтің тиімді сипаттамаларын есептеу үшін екі түрлі модельдің салыстырмалы нәтижелері пайдаланылды: бірі – арматураланған (қатты элемент енгізілген) топырақ массасы (3.12 б сурет), екіншісі – сол көлемге балама гомогенді орта моделі (3.12 в сурет). Бұл тәсіл топырақ пен бетон арматура арасындағы өзара әрекет нәтижесінде пайда болатын тік орын ауыстыруларды теңестіру принципіне негізделген.

Геомассивті тік арматуралық элементтермен күшейтудің тиімділігі мен бұл тиімділіктің арматуралау коэффициентіне тәуелділігі арнайы сандық модельдеу арқылы анықталды. Бұл үшін Атырау қаласындағы нақты құрылыс объектісі — тоғыз қабатты тұрғын үйдің мәліметтері негіз етіп алынды. Зерттелетін ғимарат тікбұрышты пішінде, жоспар бойынша өлшемдері 29,6 м × 16,4 м. Құрылымдық схемасы — қиыспалы қабырғалы ғимарат. Іргетас ретінде биіктігі 1,00 м монолитті темірбетон тақта қарастырылған (3.3.1 сурет).

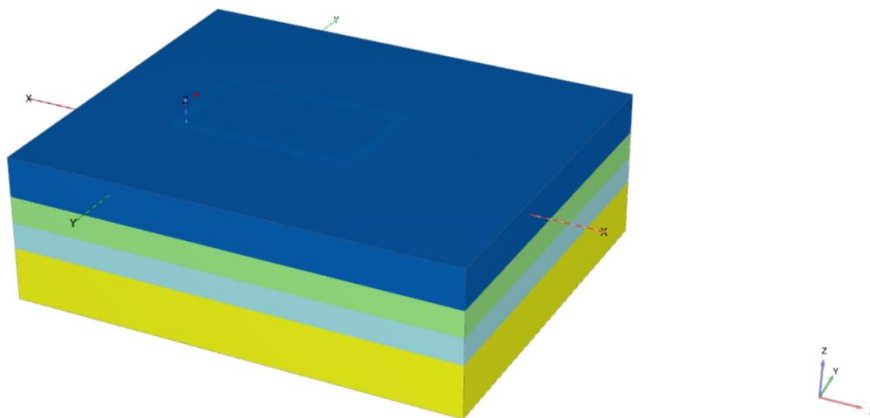


4.36-сурет.3.3.1 Ғимараттың есептік схемасы.

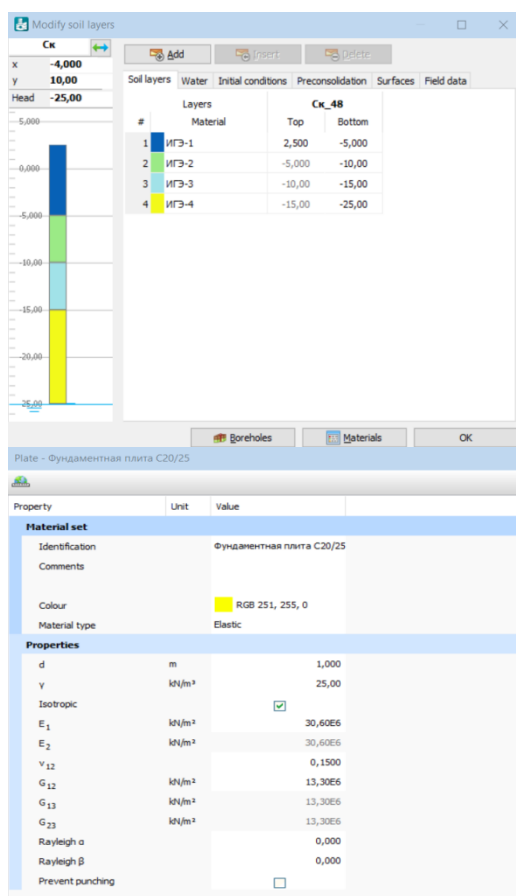
4.2 кесте Құрылыс алаңы келесі инженерлік геологиялық элементтермен сипатталады:

Топырақтың атауы	Топырақтың негізгі сипаттамалары	HSS моделі үшін қосымша параметрлер
кұмды-саздақ супеси шаңды сұр түсті өсімдік қалдықтары бар құм қабаттарымен, ағымдылығы жоғары әдеттегідей	$\gamma=18.8$ кН/м ³ , $\nu=0.35$, $c=7$ кПа, $\phi=21$, $E=5400$ кПа.	$E_{50}^{ref}=5400$ кПа, $E_{oed}^{ref}=5400$ кПа, $E_{ur}^{ref}=16200$ кПа, $Ko=0.642$,
ИГЭ-2 саздақтар суглинки шаңды сұр түсті анық емес түсініксіз қабаттыөсімдік қалдықтары бар шаңды сұр ағымдылығы жоғары әдеттегідей	$\gamma=18.9$ кН/м ³ , $\nu=0.35$, $c=4$ кПа, $\phi=17$, $E=5000$ кПа.	$E_{50}^{ref}=5000$ кПа, $E_{oed}^{ref}=5000$ кПа, $E_{ur}^{ref}=15000$ кПа, $Ko=0.708$,
ИГЭ-3 супеси құмды саздықиыршық тастармен, қиыршық тастармен шаңды сұр, саз қабаттарыменпластикалық	$\gamma=21.4$ кН/м ³ , $\nu=0.35$, $c=20$ кПа, $\phi=21$, $E=12000$ кПа.	$E_{50}^{ref}=12000$ кПа, $E_{oed}^{ref}=12000$ кПа, $E_{ur}^{ref}=36000$ кПа, $Ko=0.642$,
ИГЭ-4 құмды саздауыт қиыршық тасты сұр, саздақ қабаттары бар тастар қатты	$\gamma=21.8$ кН/м ³ , $\nu=0.35$, $c=21$ кПа, $\phi=30$, $E=16000$ кПа.	$E_{50}^{ref}=16000$ кПа, $E_{oed}^{ref}=16000$ кПа, $E_{ur}^{ref}=48000$ кПа, $Ko=0.5$,

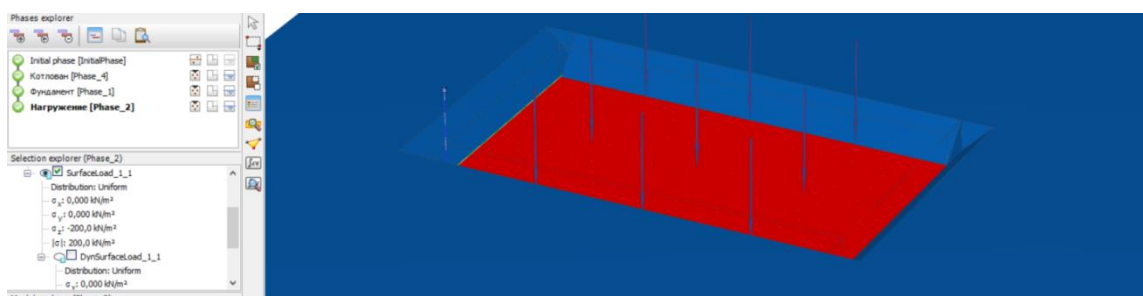
PLAXIS жүйесіндегі топырақтың сипаттамалары



4.37-сурет.1 PLAXIS жүйесіндегі геологиялық модель

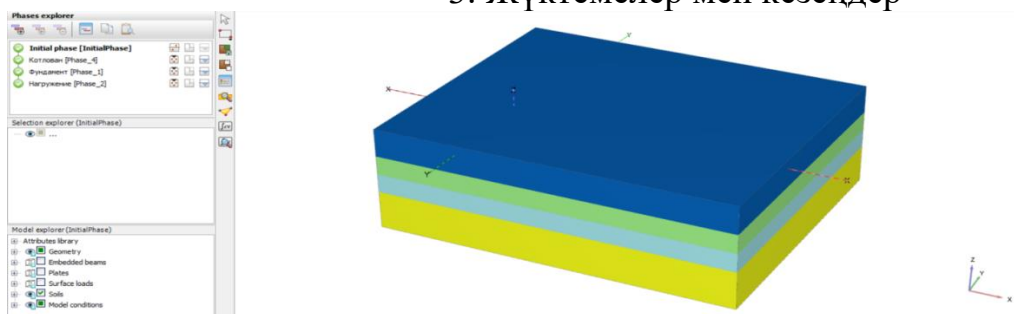


4.38-сурет.2 Қалыңдығы 1,0 м іргетастық тақта (Бетон C20/25)

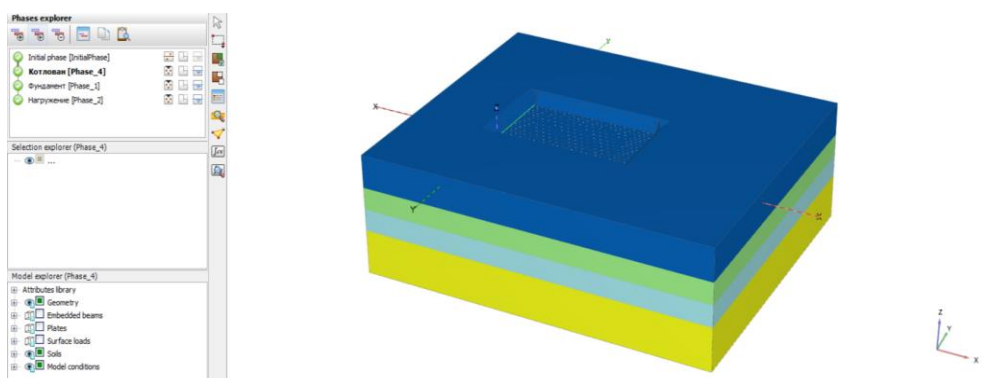


4.39-сурет.5 Іргетас тақтасына түсетін орташа қысым – 20,0 т/м².

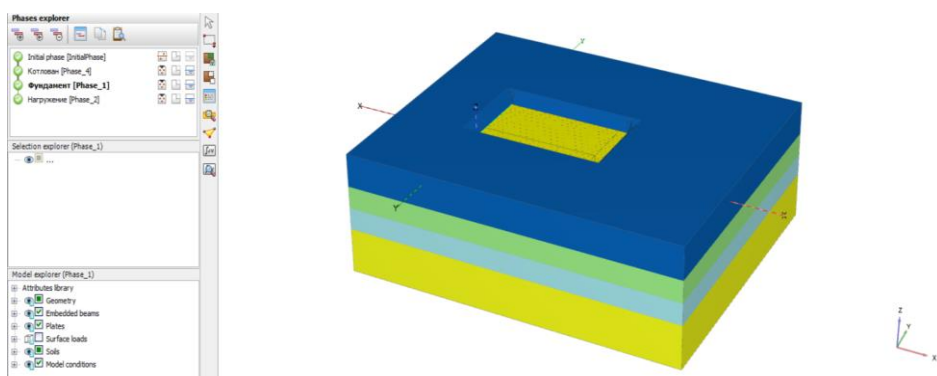
3. Жүктемелер мен кезеңдер



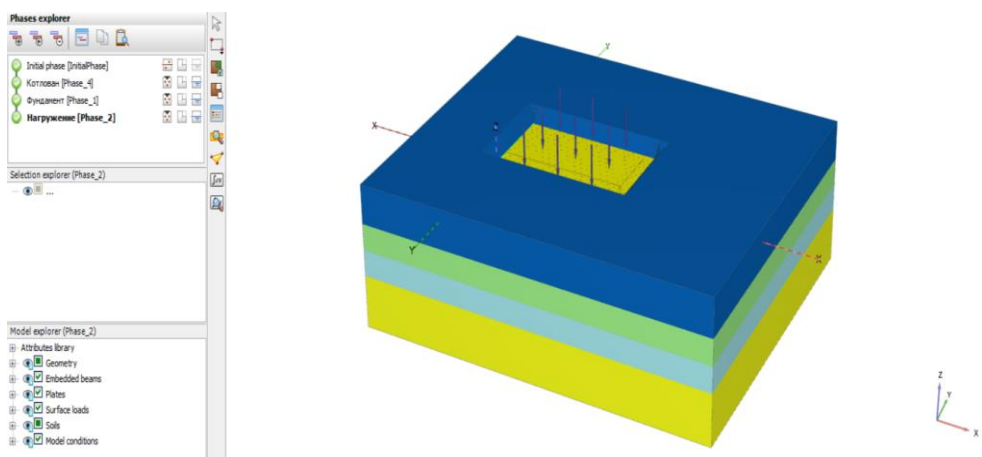
4.40-сурет.1) Топырақтың өзіндік салмағы



4.41-сурет.2) Котлован (Қазаншұңқыр)

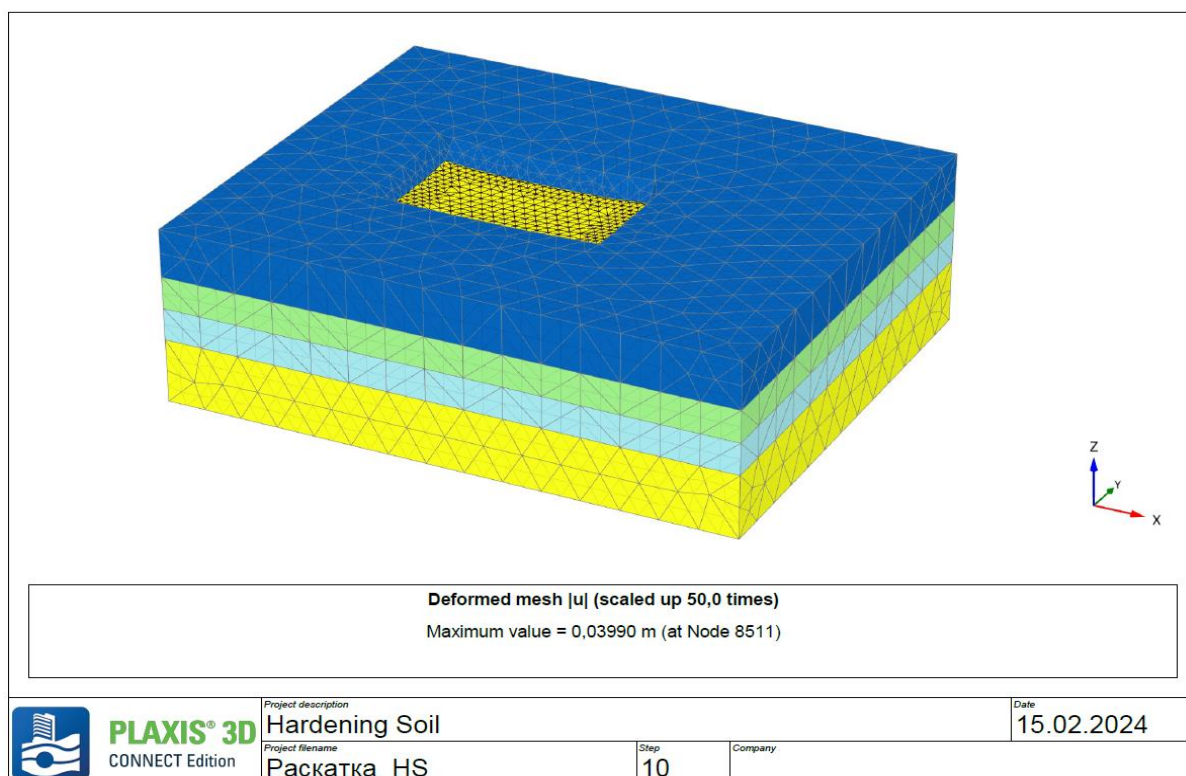


4.42-сурет.3) Іргетастық тақтаны және тік арматуралық элементтерді модельдеу

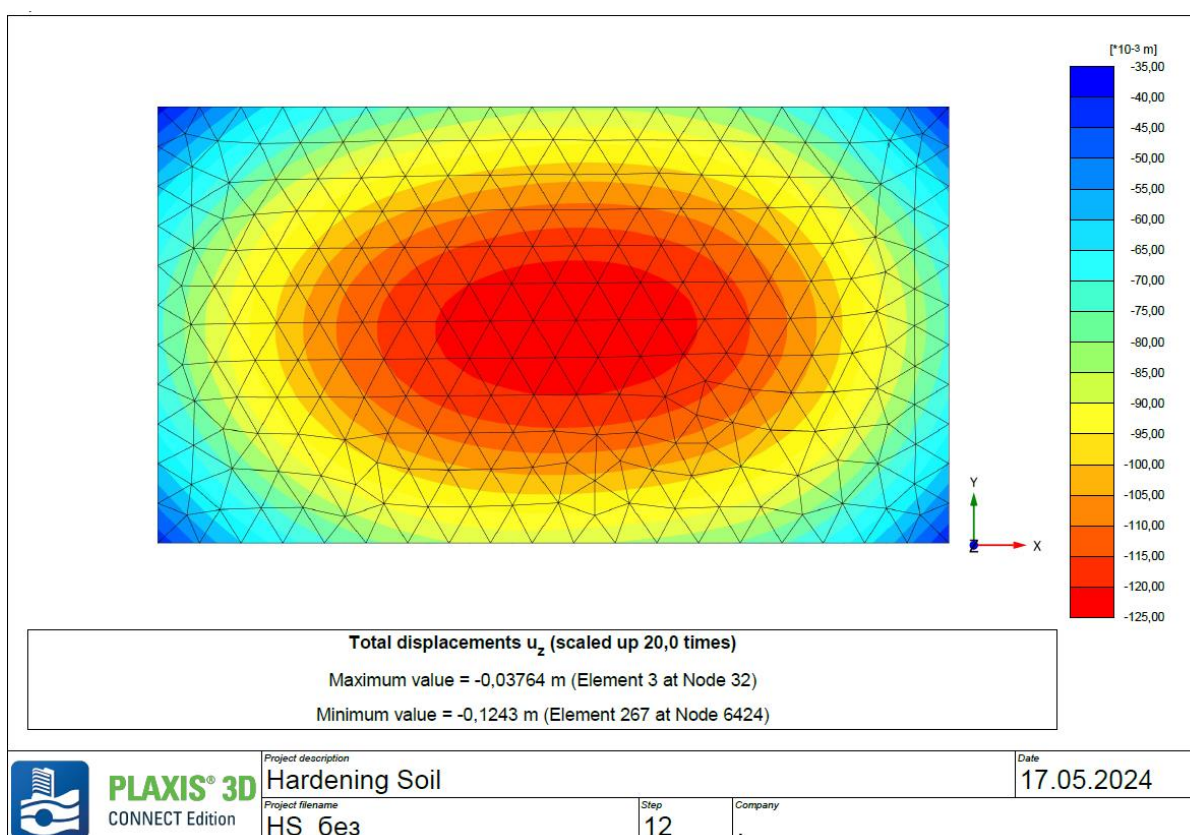


4.43-сурет.4) іргетастың өзіндік салмағынан түсетін жүктеме немесе іргетастың салмағымен орнықтыру

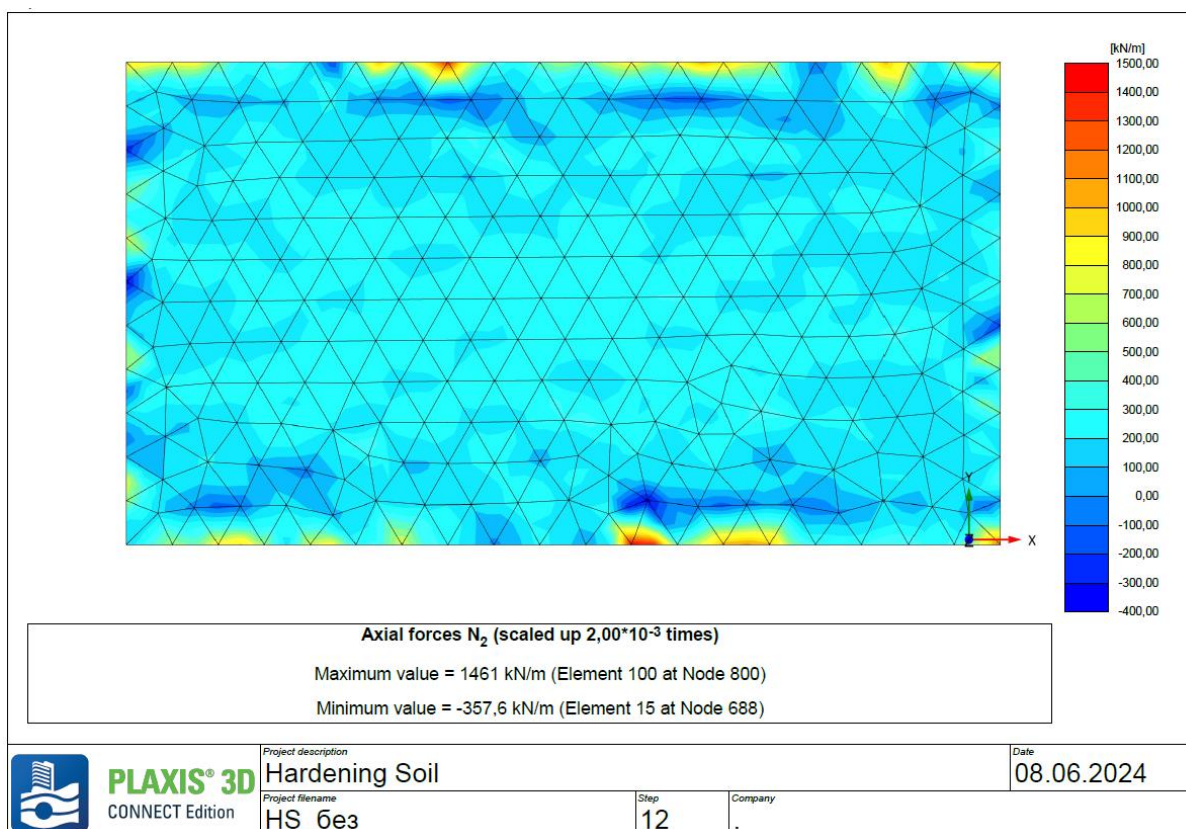
4. Шөгу есебінің нәтижелері



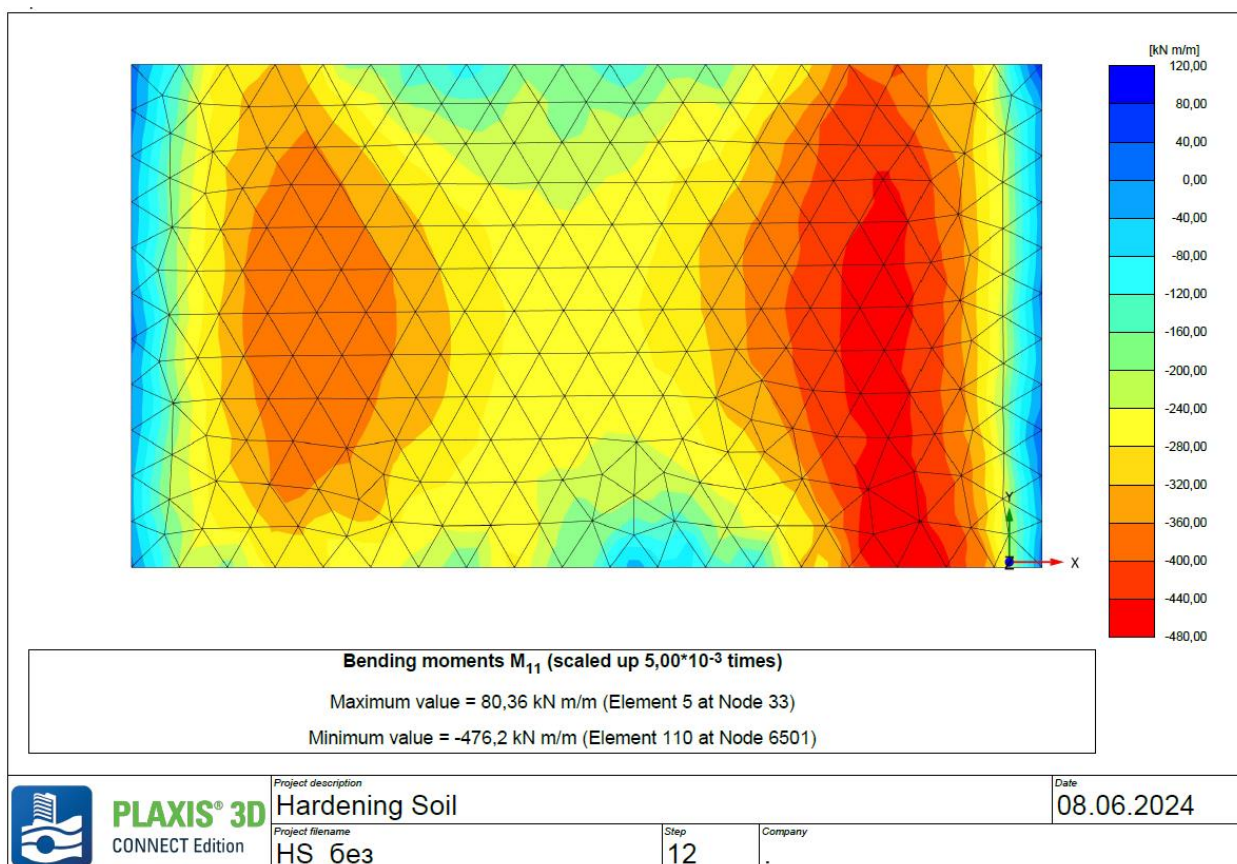
4.44-сурет.7 Деформацияланған схема (Hardening Soil моделі бойынша).



4.45-сурет.24 Іргетастық тақтаның деформациясы нығайтуды ескермей, Hardening Soil моделі бойынша (максималды мәні – 124,3 мм)

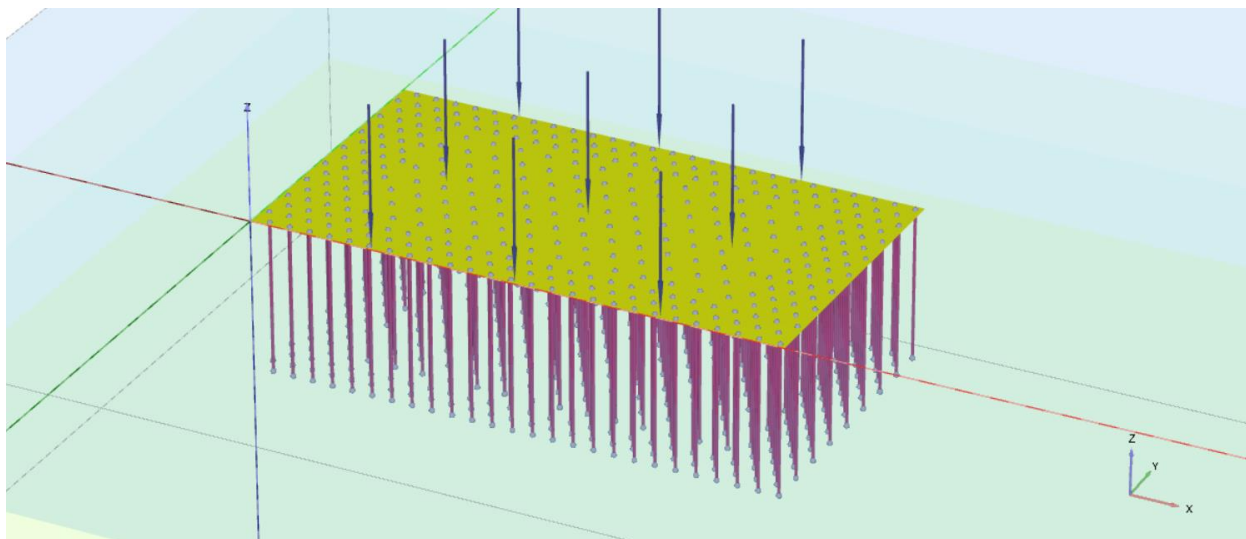


4.46-сурет.26 Іргетас. N күші, Hardening Soil моделі бойынша (нығайтусыз) (максималды мәні – 1461,2 кН/м)

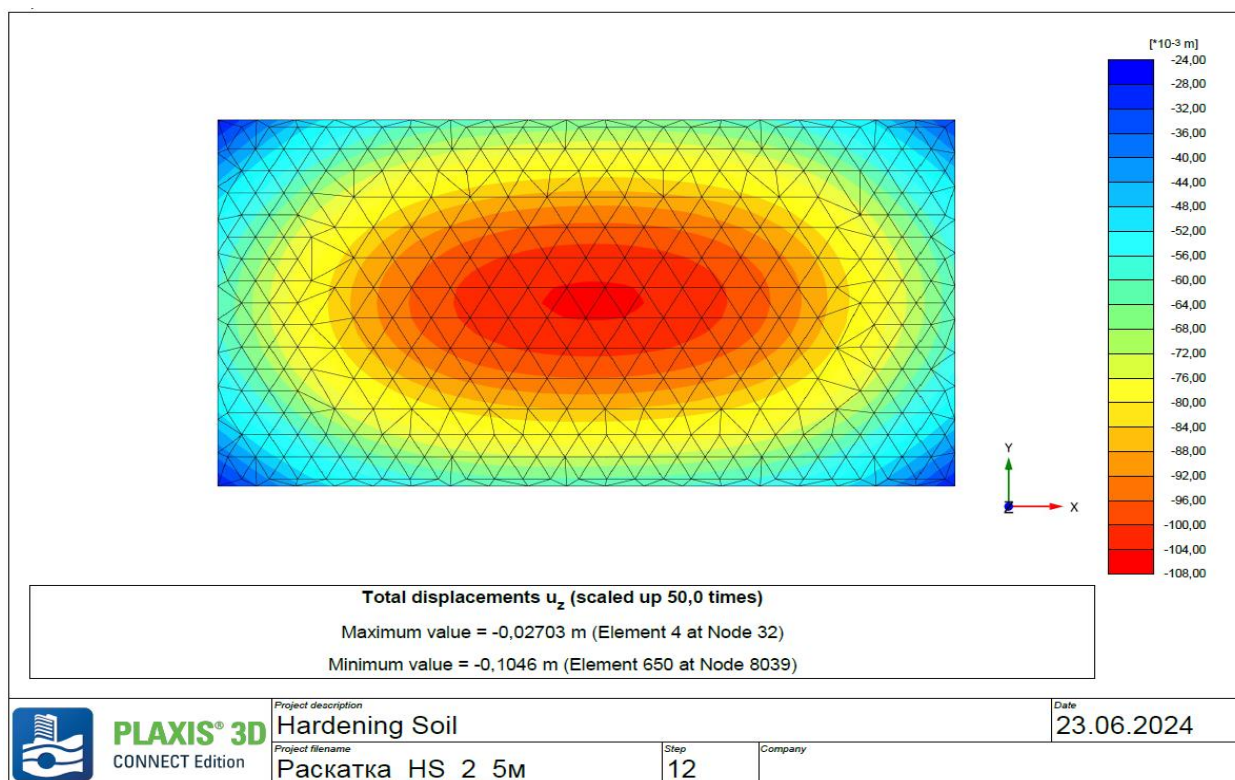


4.47-сурет.28 Іргетас. M моменті, Hardening Soil моделі бойынша (нығайтусыз) (максималды мәні – 476,2 кН/м²)

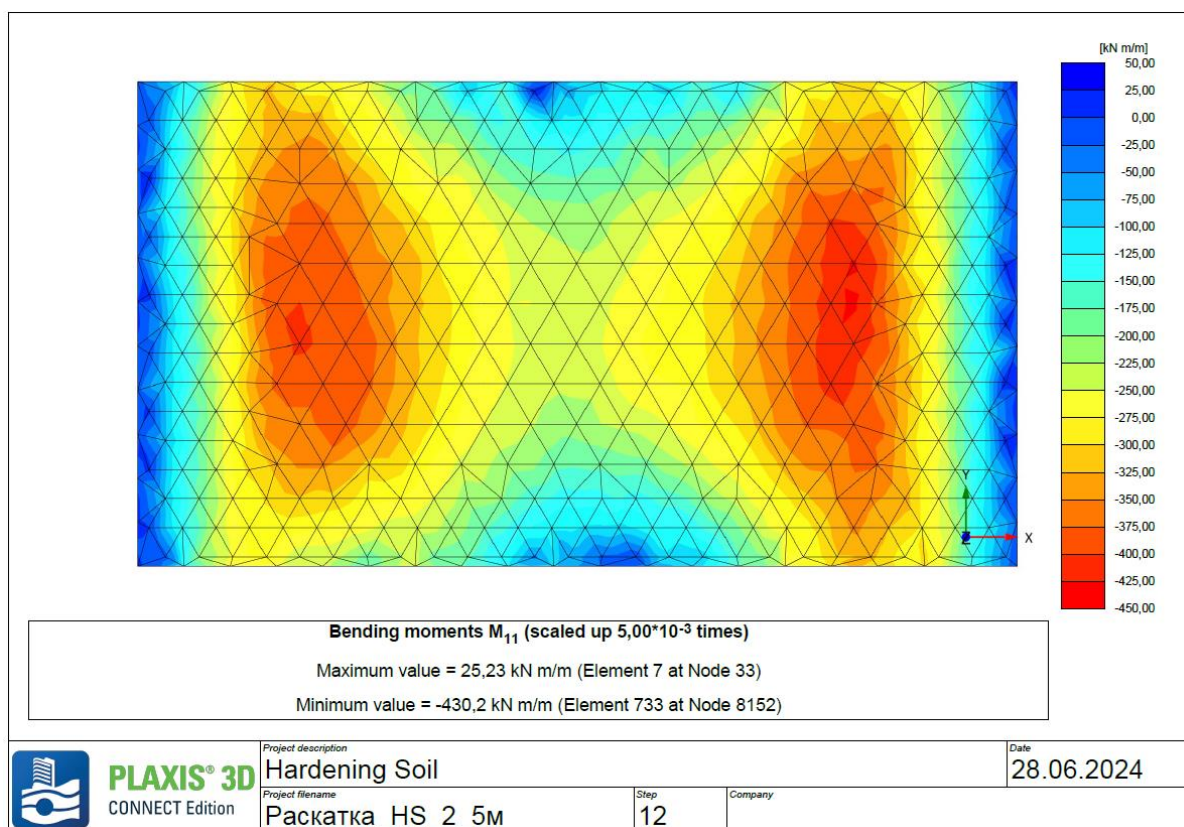
Геомассивті арматуралаудың тиімділігін анықтау үшін илектеу элементтерінің 2,5; 5,5 және 9,5 м ұзындығындағы іргетас тақтасының кернулі-деформацияланған күйін модельдеу есептерін шығарамыз.



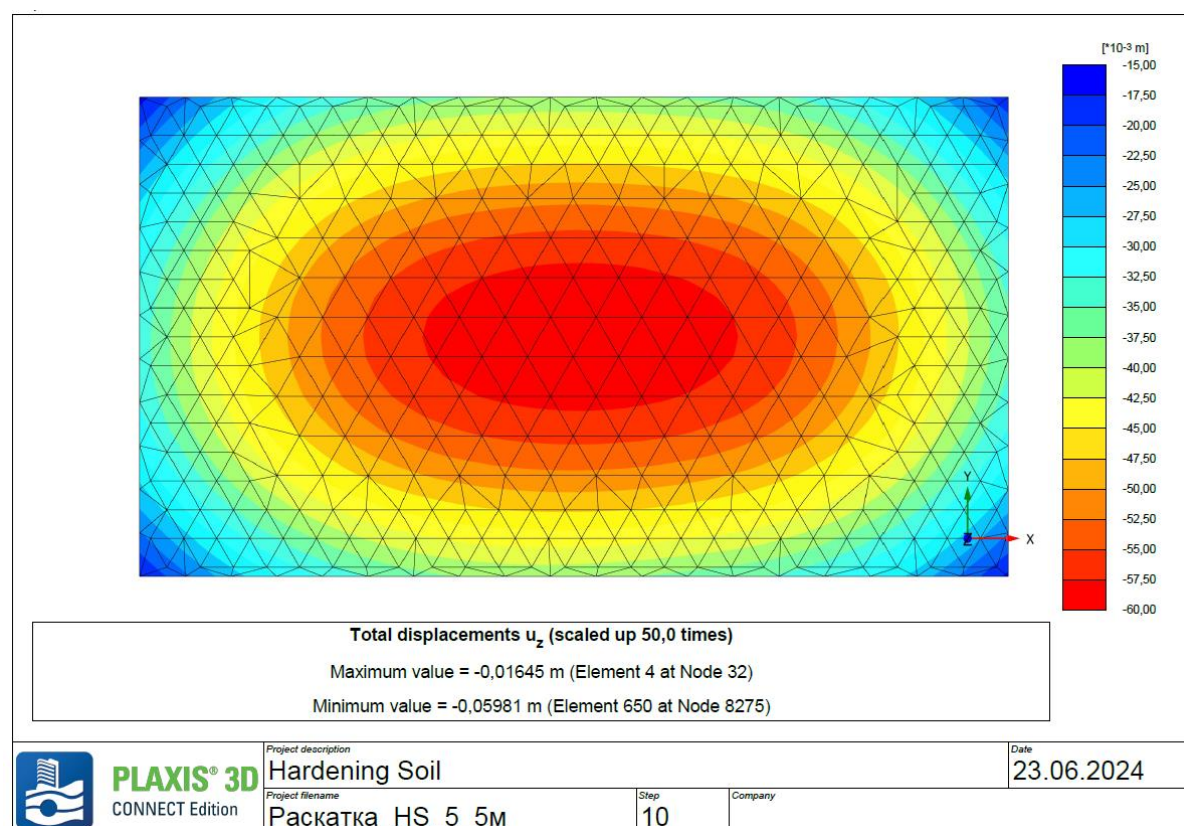
4.48-сурет.4 Илектеуіш элементтерімен нығайтудың кеңістік моделі.



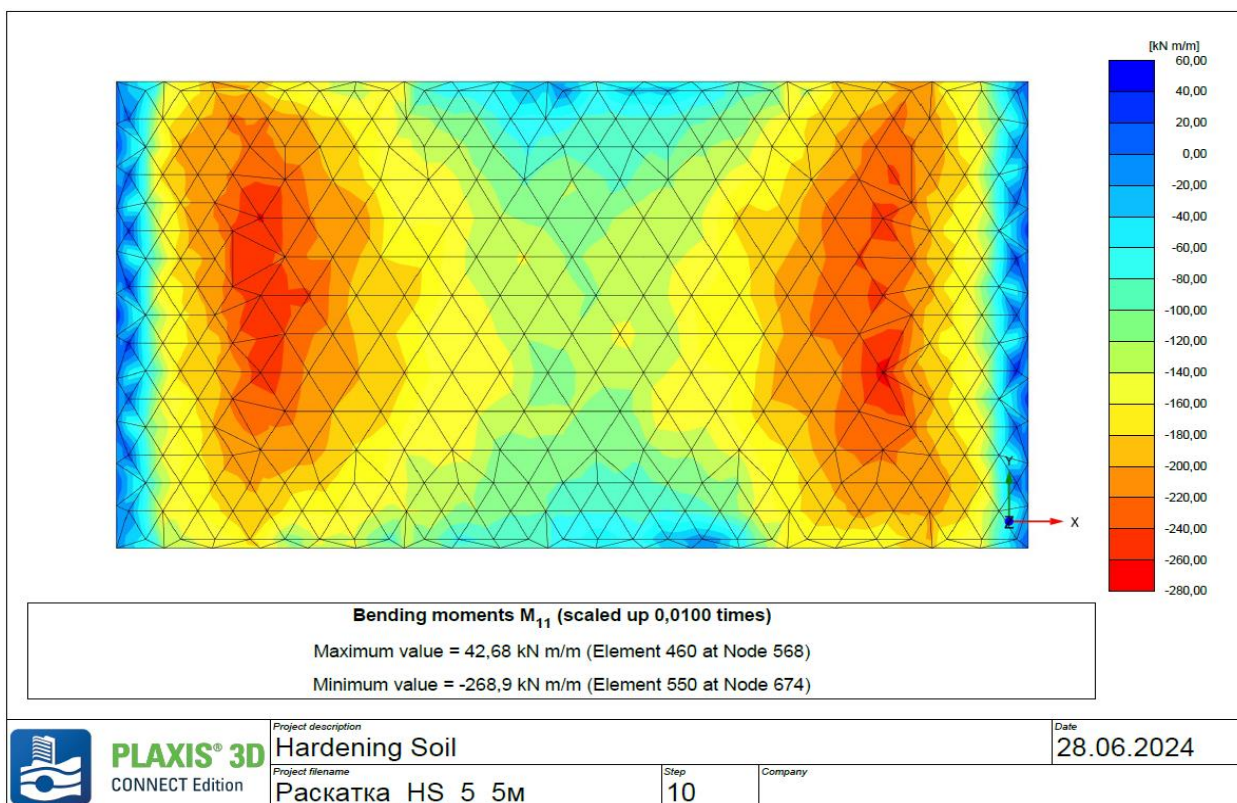
4.49-сурет.29 Іргетас тақтасының деформациясы, ұңғыманың ұзындығы 2,5 м (максималды мәні – 104,6 мм)



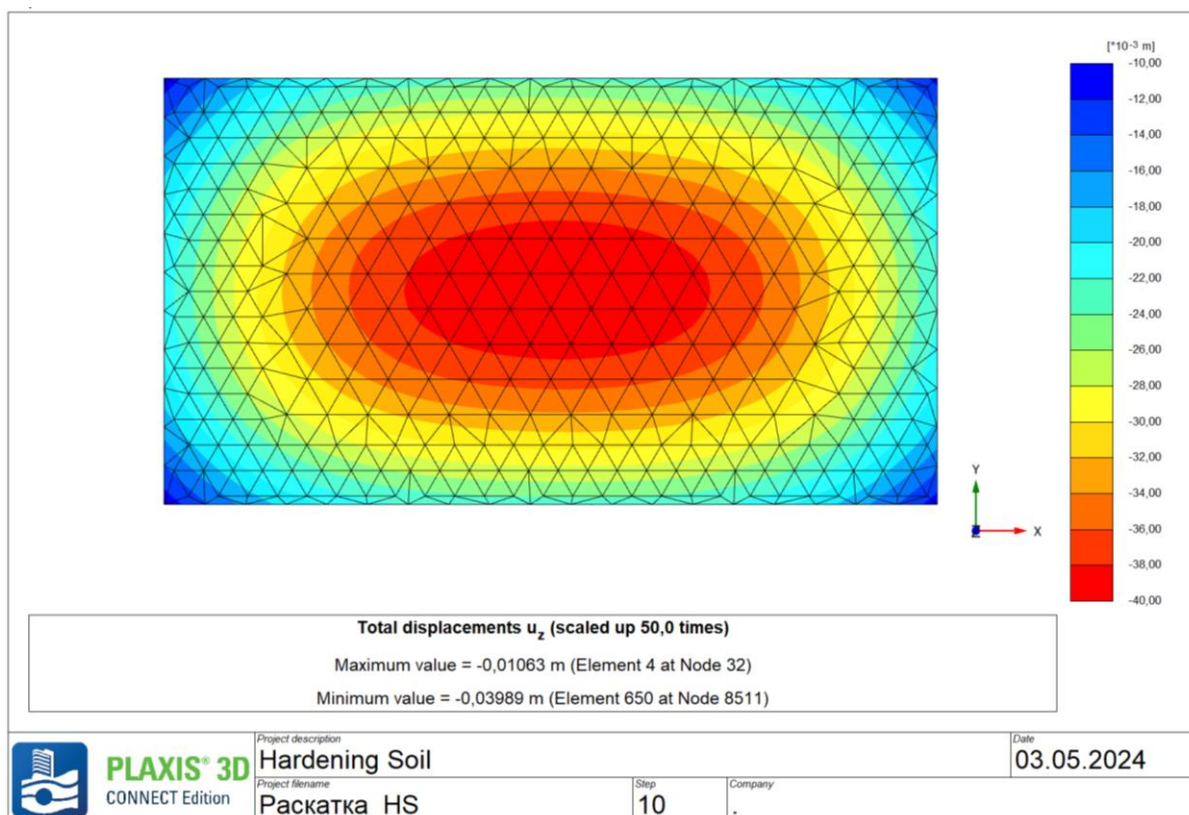
4.50-сурет.30 Іргетастық тақтаның моменті, ұңғыманың ұзындығы 2,5 м, Hardening Soil моделі бойынша (максималды мәні – 430,2 кН/м/м).



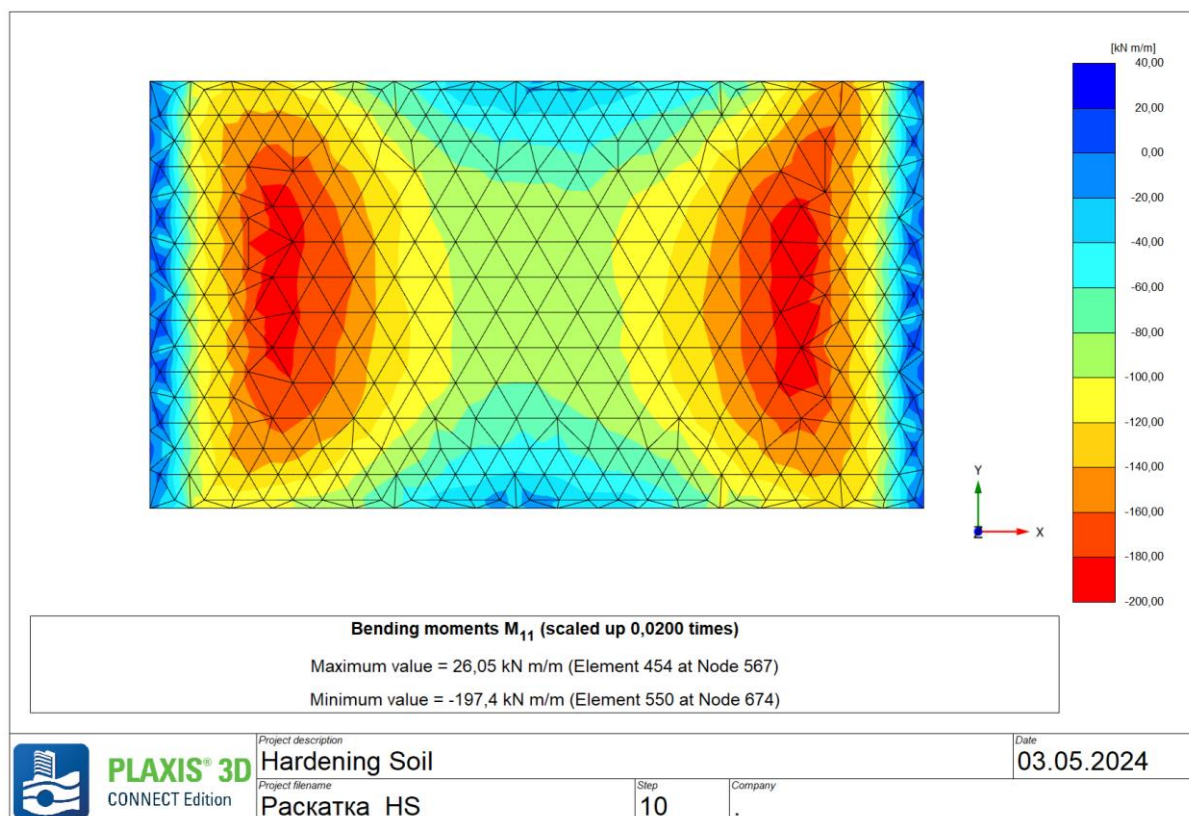
4.51-сурет.31 Іргетастық тақтаның деформациясы, ұңғыманың ұзындығы 5,5 м, Hardening Soil моделі бойынша (максималды мәні – 59,81 мм)



4.52-сурет.32 Іргетастық тақтаның моменті, ұңғыманың ұзындығы 5,5 м, Hardening Soil моделі бойынша (максималды мәні – 268,9 кН/м/м)



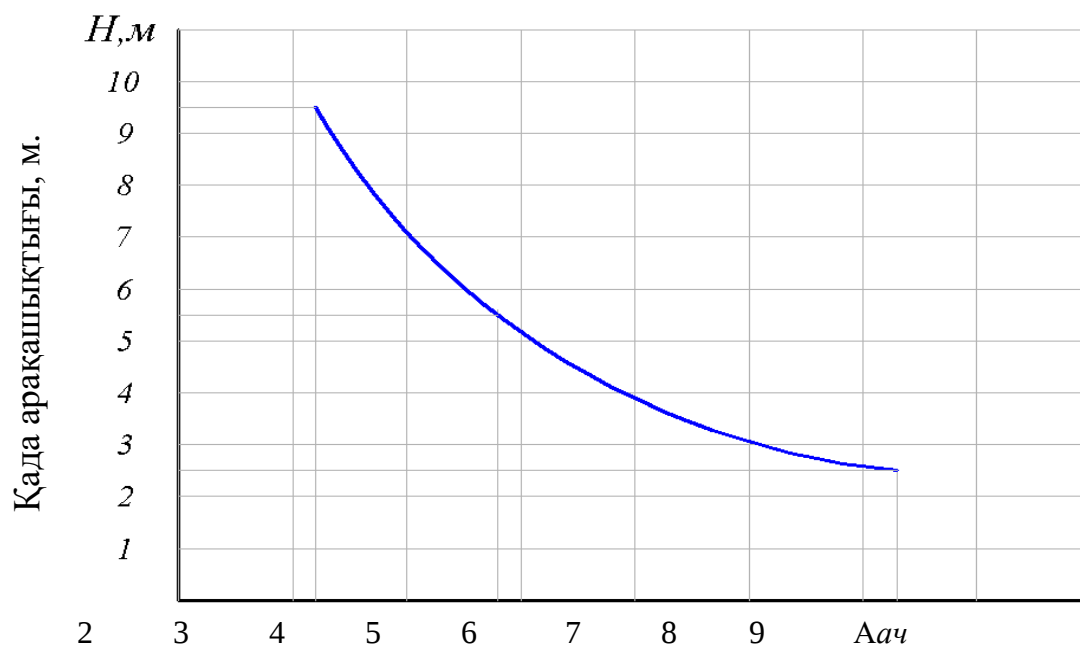
4.53-сурет.21 Іргетастық тақтаның деформациясы, ұңғыма ұзындығы 9,5 м, Hardening Soil моделі бойынша (максималды мәні – 39,9 мм)



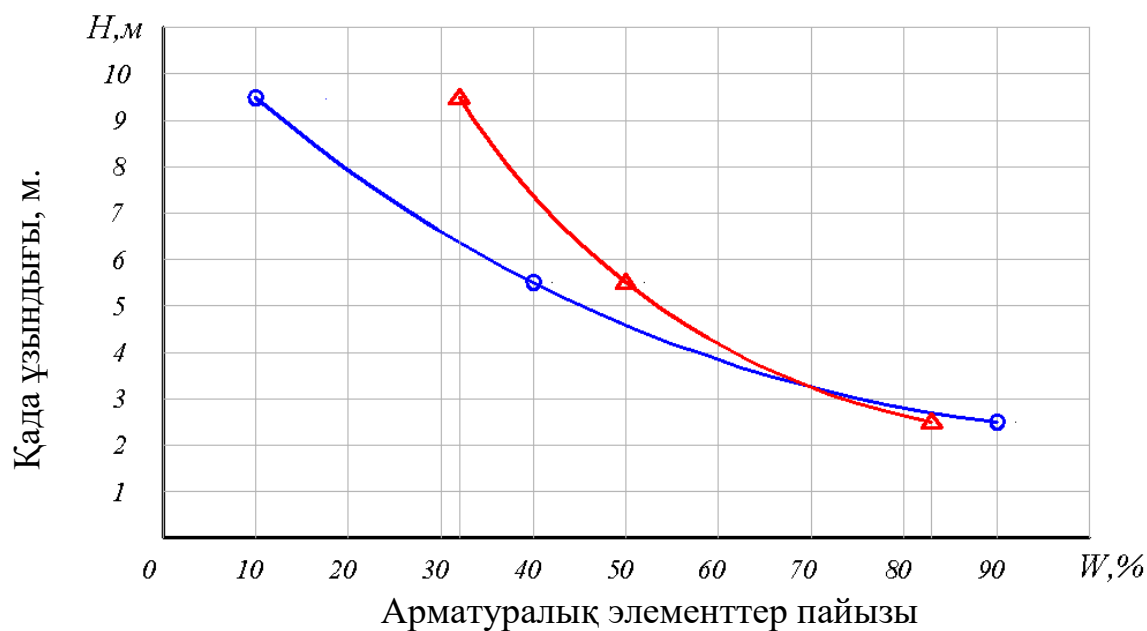
4.54-сурет. 21 Іргетас. М моменті, қада ұңғыма ұзындығы 9,5 м, Hardening Soil моделі бойынша (максималды мәні – 197,4 кН/м/м)

4.3-кесте. Арматуралық элементтің биіктігіне байланысты іргетастық тақтадағы ию моменттері мен деформация мәндері

Арматуралық элементтің биіктігі, м	Ию моменті, кН/м ²	Іргетас тақтасының деформациясы, мм
Арматуралық элементсіз	476,2	124,3
2,5	430,2	104,6
5,5	268,9	59,81
9,5	197,4	39,9



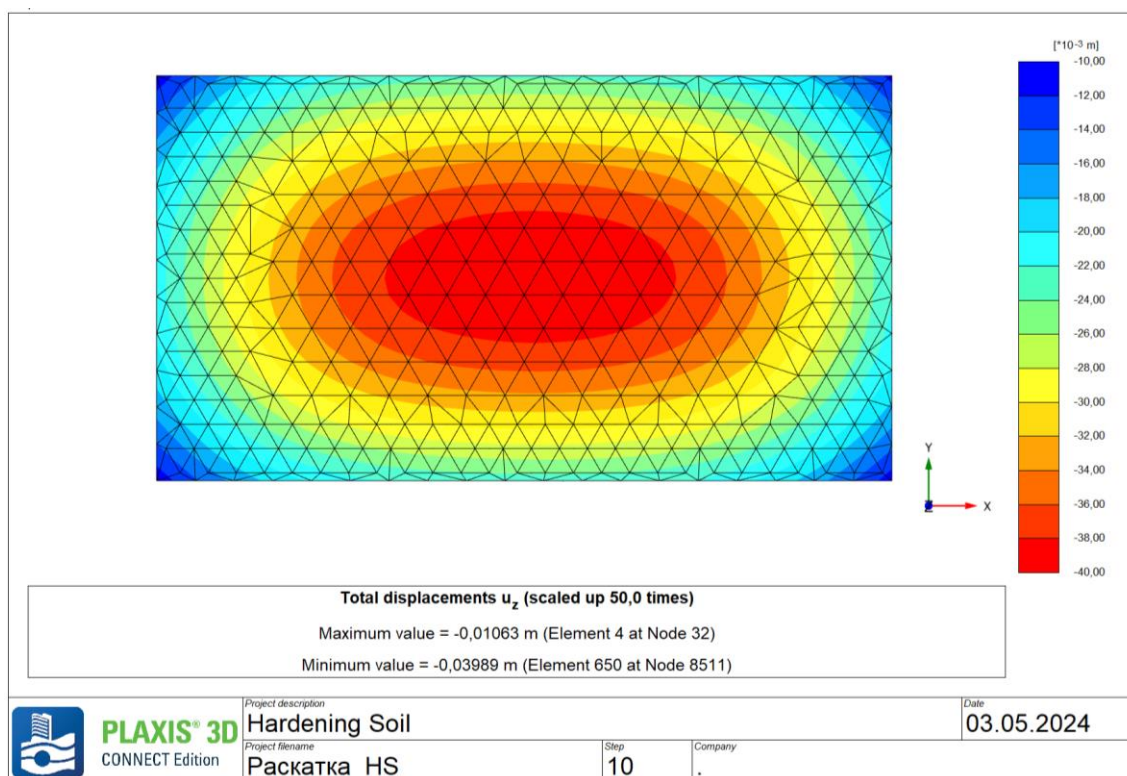
4.55-сурет. Тақта деформациясының арматуралық элемент биіктігіне тәуелділік графигі



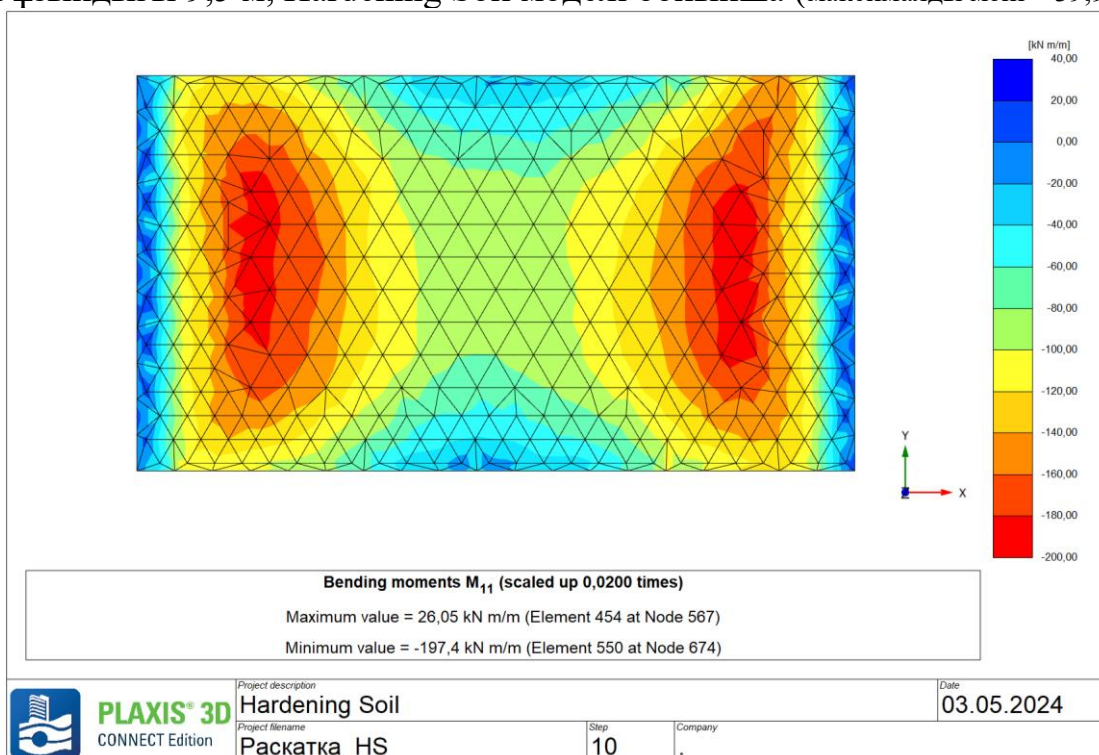
4.56-сурет. Арматуралық элемент биіктігіне байланысты тақтаның деформациясының төмендеу графигі

--ию моменті
--төмендету.

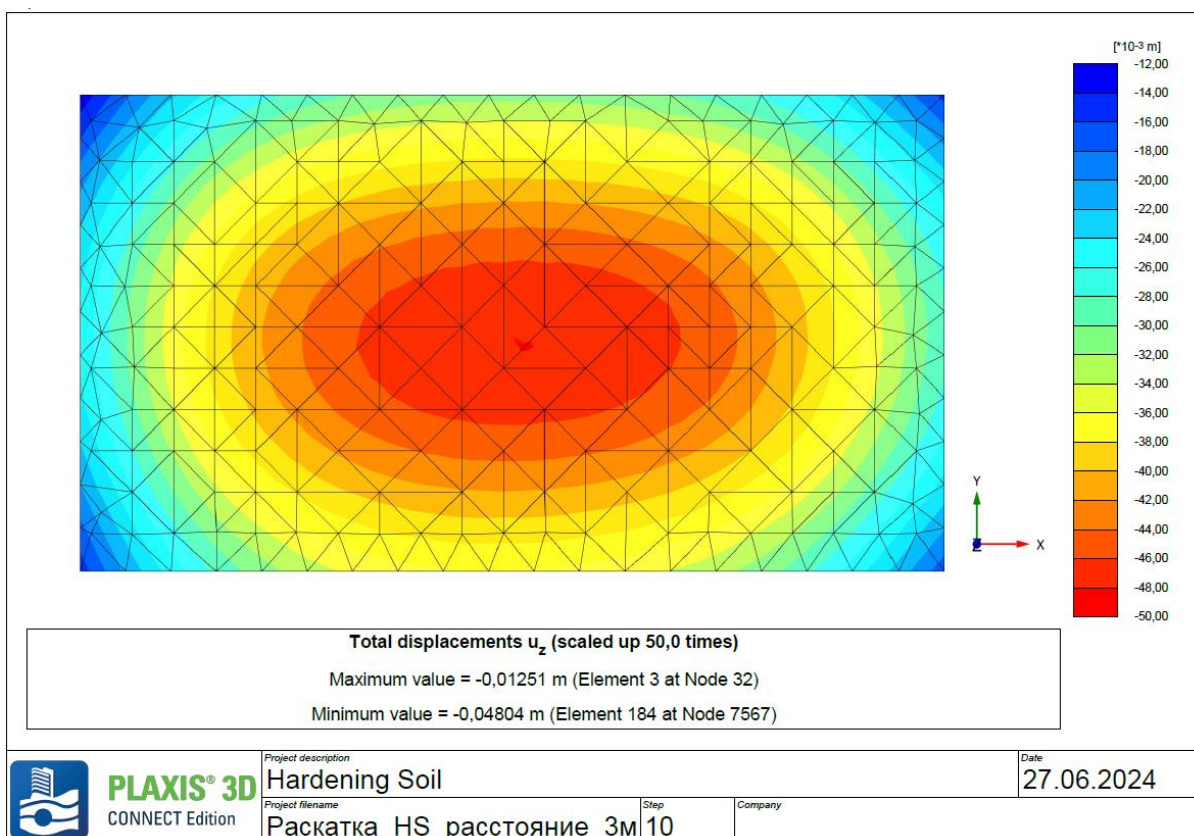
Тапсырмалар: Іргетас тақтасының кернулі-деформацияланған күйін арматуралық элементтер осьтерінің арасындағы қашықтықтың әртүрлі болуы 2x2, 3x3, 5x5 м жағдайында модельдеу:



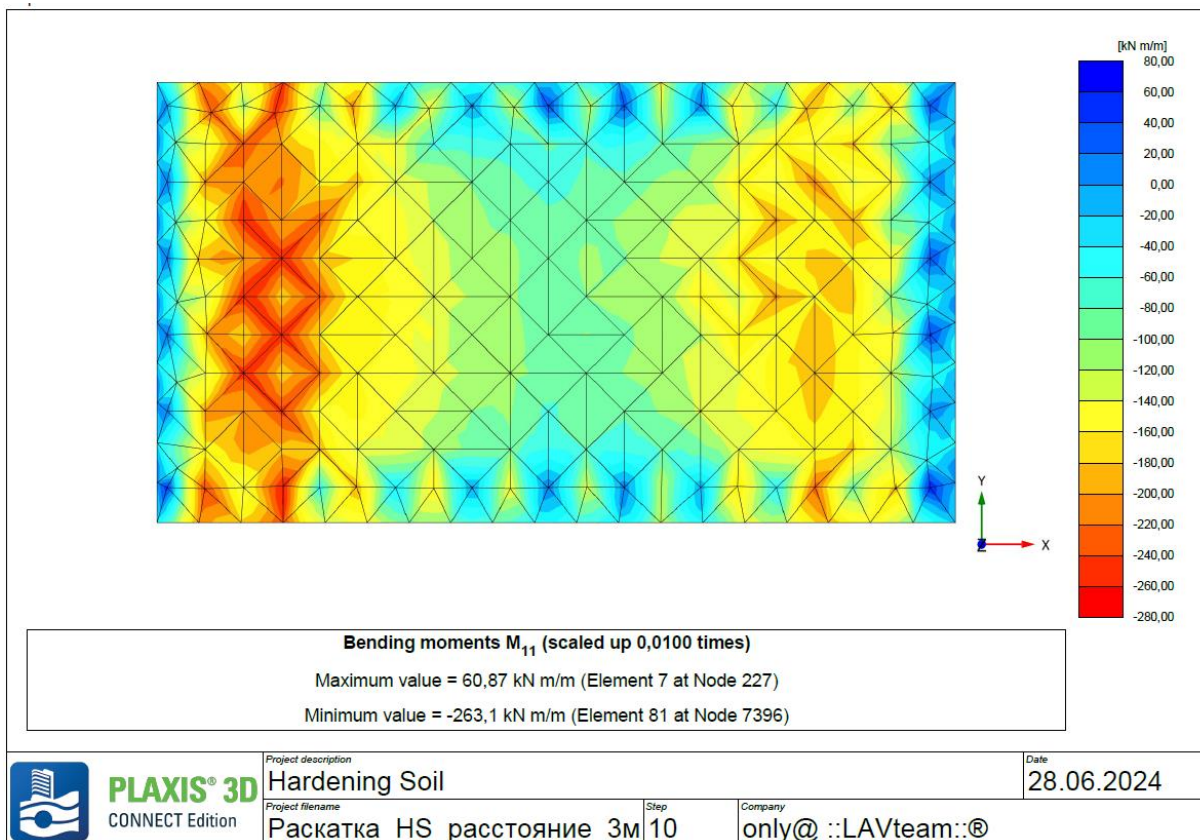
4.57-сурет.21 Іргетастық тақтаның деформациясы, қада адымы 2x2 м, қада ұзындығы 9,5 м, Hardening Soil моделі бойынша (максималды мәні – 39,9 мм)



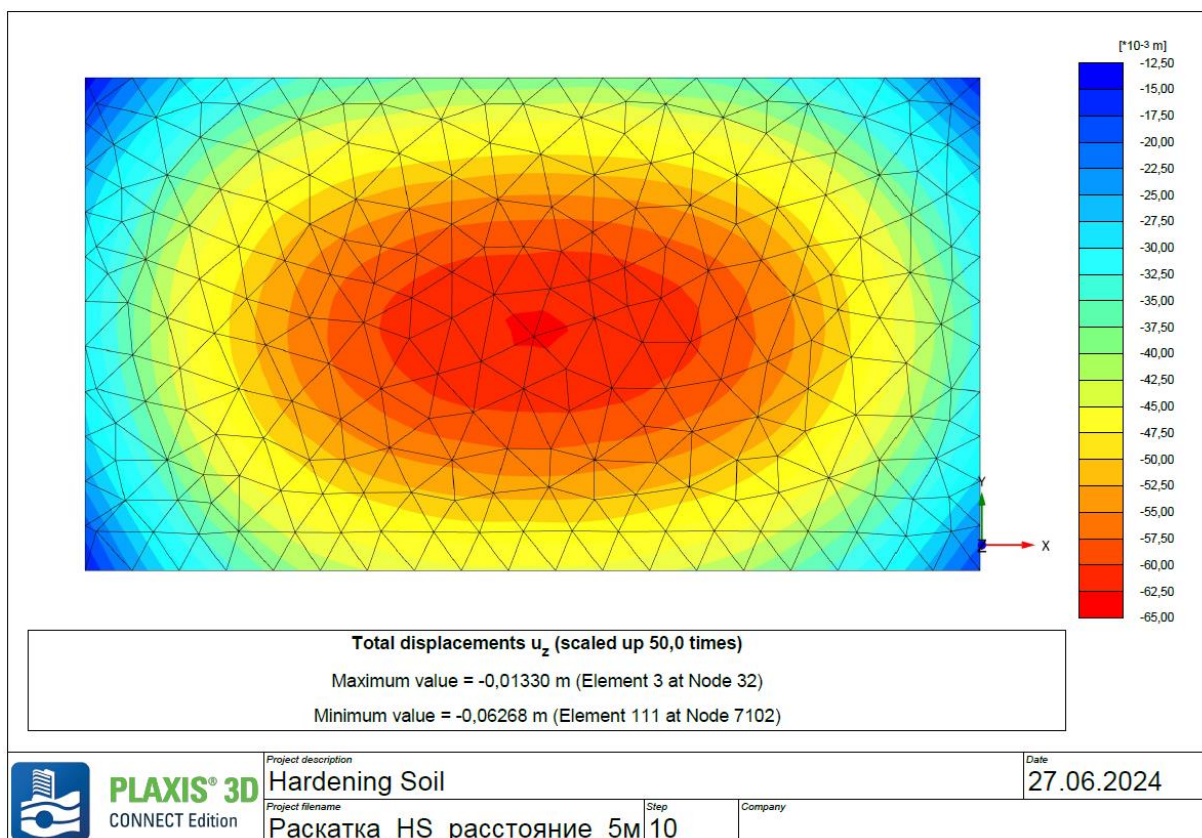
4.58-сурет.19 Іргетастық тақтаның моменті, қада адымы 2x2 м, қада ұзындығы 9,5 м, Hardening Soil моделі бойынша (максималды мәні – 197,4 кН/м/м)



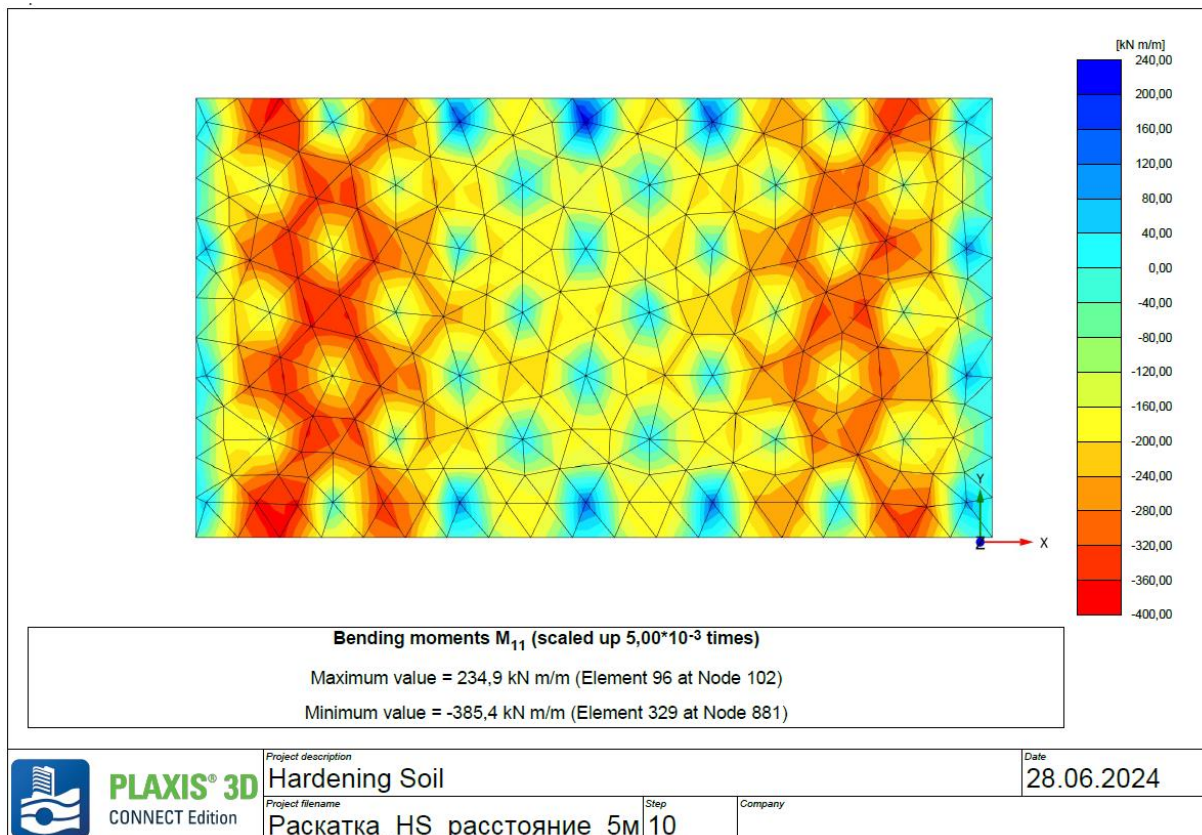
4.59-сурет.33 Іргетастық тақтаның деформациясы, қада адымы 3х3 м, қада ұзындығы 9,5 м, Hardening Soil моделі бойынша (максималды мәні – 48,04 мм)



4.60-сурет.34 Іргетастық тақтаның моменті, қада адымы 3х3м, қада ұзындығы 9,5м, Hardening Soil моделі бойынша (максималды мәні – 263,1 кН/м/м)



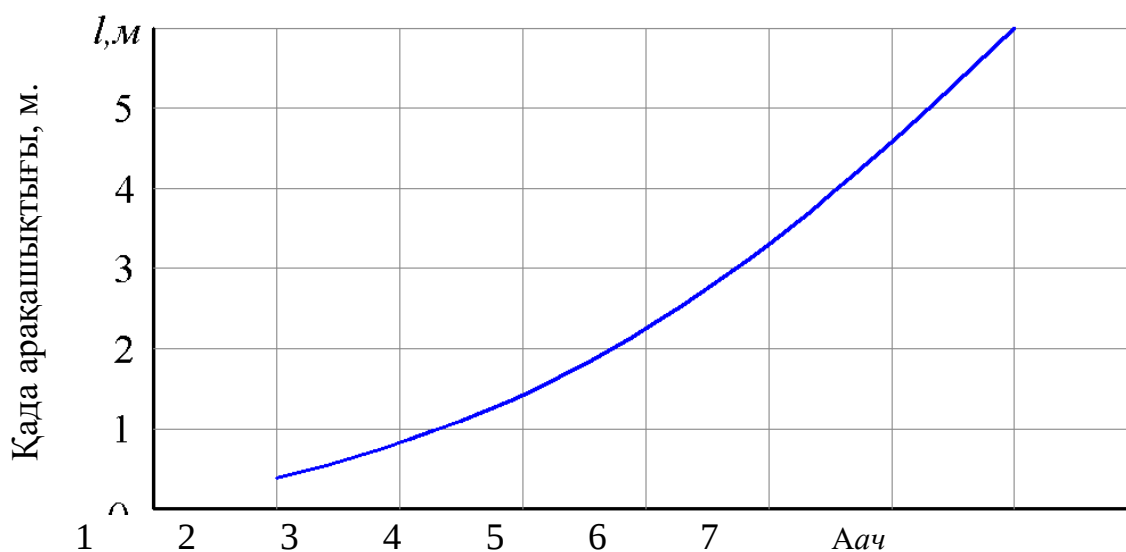
4.61-сурет.35 Іргетастық тақтаның деформациясы, қада адымы 5х5 м, қада ұзындығы 9,5 м, Hardening Soil моделі бойынша (максималды мәні – 62,6 мм)



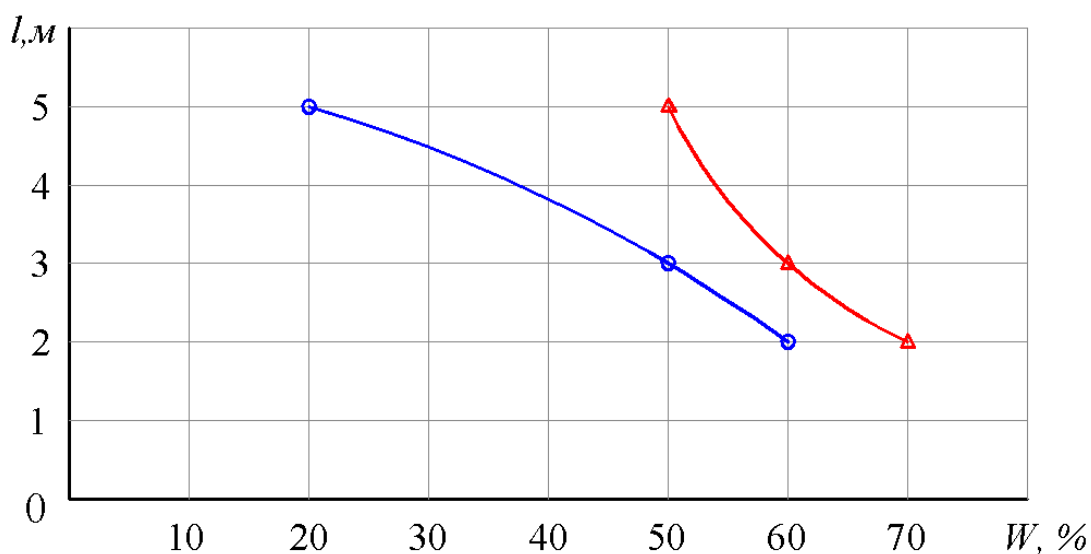
4.62-сурет.36 Іргетастық тақтаның моменті, қада адымы 5х5 м, қада ұзындығы 9,5 м, Hardening Soil моделі бойынша (максималды мәні – 385,4 кН/м/м)

4.4-кесте. Арматуралық элементтер арасындағы арақашықтыққа байланысты іргетастық тақтадағы ию моменттері мен деформация мәндері

Арматуралық элементтер арасындағы тор қадамы, м	Ию моменті, кН/м^2	Іргетастастық деформациясы, мм
Арматуралық элементсіз	476,2	124,3
2x2	197,4	39,9
3x3	263,1	48,04
5x5	385,4	62,6



4.63-сурет. Тақтаның деформациясының арматуралық элемент биіктігіне тәуелділік графигі



4.64-сурет. Арматуралық элементтер арасындағы арақашықтыққа байланысты тақтаның деформациясы мен ию моментінің төмендеу графигі

Сандық модельдеуден алынған деректерді саралап, арматуралаудың тиімділігін көрсету үшін, үлесті коэффициент енгіземіз: арматуралау коэффициенті:

$$A_{rb} / (A_{rb} + A_{rp}) \quad (4.1)$$

Арматуралау коэффициенті топырақ-бетон элементтердің D диаметрі (1,0 ... 1,2 м) және элементтерінің осьтерінің арасындағы арақашықтық (a) (2.. 3Д). Деформация модульдерінің арақатынасы, бекітілген топырақ модулінің кеңінен қолданылатын бастапқы деформацияның модулі үшін анықталған (5.0 ... 20,0 МПа).

Массивке түсетін қысым $P=20$ т/м

Арматураланған массивтің қаттылық коэффициенті 161,3 т/м²

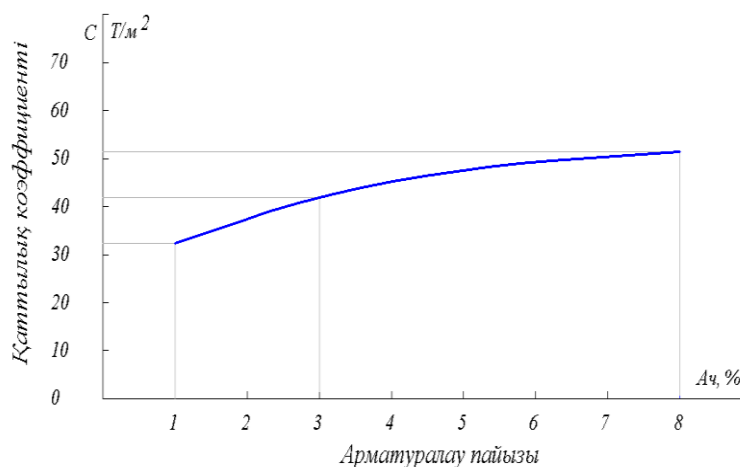
Арматуралау ауданы $A_{rp} = 480$ м²

қада диаметрі $d=0.3$ м

4.5 Кесте. Геомассивті тік элементтермен арматуралауды модельдеу есептерінің сипаттамасы

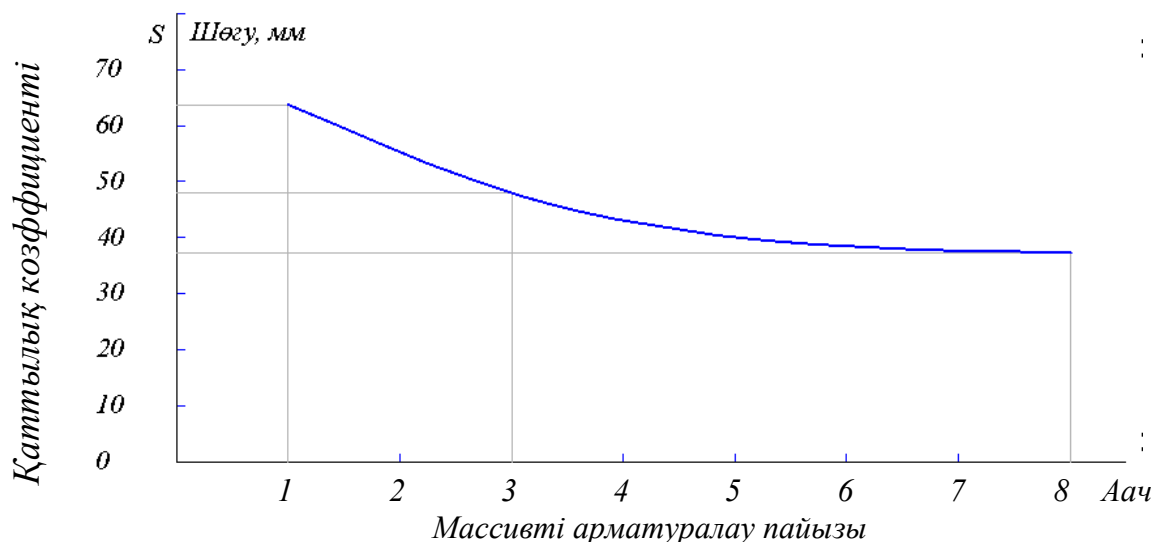
	Мәліметтер		Қада арасындағы қашықтық, м		
			2x2	3x3	5x5
1	Қада саны	дана	144	66	28
2	Қадалар ауданы	м ²	43,2	19,8	8,4
3	Арматуралау пайызы	%	0,08	0,03	0,01
4	Арматураланған массивтің қаттылық коэффициенті	т/м ²	5 010	4 130	3 190
5	Тақталы іргетас шөгуі	мм	0,039	00,48	00,62

Кестеде көрініп отырғандағдай, қада арасындағы қашықтық азайған сайын, арматураланған массивтің қаттылық коэффициенті артып, тақталы іргетас шөгуі төмендейді. Керісінше, қада арасындағы қашықтық ұлғайған сайын, арматураланған массивтің қаттылық коэффициенті төмендейді, сәйкесінше, шөгу процесі ұлғайады.



4.65-сурет. Геомассивтегі топырақты негіздің қаттылық коэффициентінің арматуралау пайызына тәуелділігі

Бұл суреттегі түзу емес тәуелділік сызығы бойынша, арматуралаудың белгілі бір шегіне жеткенде қаттылық коэффициентінің мәні өзгермейді. Негіздің қаттылық коэффициенті мен арматуралау пайызы арасындағы қатынас арқылы геомассив көтере алатын жүктеменің мөлшерін анықтауға болады.



4.66-сурет. Тақталы іргетас табанының шөгуінің геомассивті арматуралау пайызына тәуелділігі

Геомассивтің арматуралау пайызына тәуелділігінің сипаттамасында көрсетілгендей, тақталы іргетас табанының шөгу арматуралау пайызының белгілі бір мөлшерінде тұрақтанады. Осы тәуелділікке сүйене отырап, тақталы іргетас табанының шөгуін модельдеуге болады.

4.5 Илекті ұңғыда орнатылатын тік арматуралық элементтер әдісінің тиімділігі

Илекті ұңғыда орнатылатын арматуралық элементтер, арматуралық элементтер бұрғылап-толтырушы және бұрғылашы толтыру тік арматуралық элементтердің қамтитын, тік арматуралық элементтердің бір түрі болып табылады, оларға қарағанда энергияны және материалды аз қажетсінеді, жақын маңда орналасқан ғимараттар мен үймереттерге дірілдібермейді, әртүрлі инженерлік-геологиялық және құрылыс салу жағдайында конструкторлық шешімдердің әр үрлілігімен сипатталады.

Бұл нормалар топырақтың төмендегі түрлеріндегі ұзындығы ≤ 6 м, диаметрі 150-300 мм бетон, темірбетонмен топырақ және аралас жобалауға және салуда қолданылады.

- табиғи жағдайда $\rho_d \leq 1.6$ т/м³ құрғақ фунттың L тығыздығында, шөгуі бойынша I типтегі шөгетін, сары топырақтар;

- $0 < I_L \leq 1$ с $\rho_q \leq 1.65$ т/м³ консистенциядағы көрсеткіштері бар сазды топырақ;

- орташа іріліктегі, майда және шаң тәрізді $c\rho_d \leq 1,6$ т/м³ құмтасты топырақ;

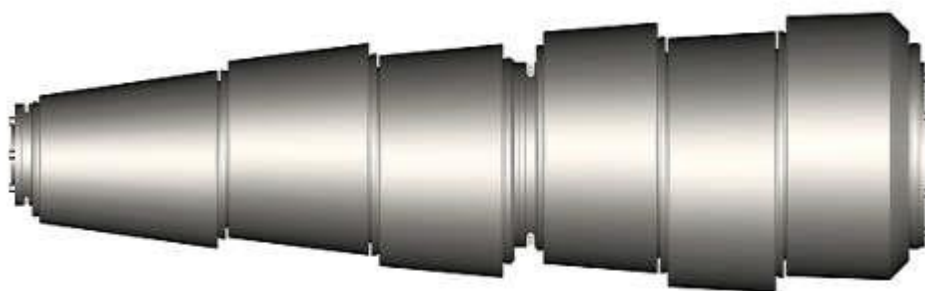
- салмағы 5% аспайтын жайылған ұңғыманың 1/3 диаметрін дейінгі диаметрдегі ірі қадалар болуы жағдайында $c\rho_d \leq 1,6$ т/м³ үймелі топырақ.

Ұңғымаларды илектеу - ұңғымалардың арнайы аспалы спираль тәрізді снаряд-таптағыш арқылы жүзеге асырылатын, тығыздаудың және

Ұңғымаларды илектеу кезінде бөлшектердің жиегі қыры 500⁰ дейін қызатындықтан 64+65 таптағыштың материалдары қызуға және үйкелуге төзімді болу тиіс. 4.67 – 4.69 сурет илектеуіш әртүрлі конструкциялық схемалары көрсетілген[118].



4.67-сурет. Ø 80 «ПДТ80» Пилоттық илектеуіш



4.68-сурет. Ø 370 «РР370» Кеңейткіш илектеуіш



4.69-сурет. Ø 200 «РР200» Кеңейткіш илектеуіш

4.67 - 4.69 сурет Ұңғымаларды илектеуінің типтік конструкциялық схемасы.

4.6-кесте. Илектеу таптағыштарының техникалық мәліметтері мен сипаттамалары.

№п/п	Илектеу атауы	РП80	РР200	РР370
1	Кеңейтілген ұңғыманың диаметрі, мм	80	200	370
2	Илектеу ұзындығы, мм	1093	1234	2074
3	Жұмыс бөлігінің ұзындығы, мм	998	1137	2053
4	Жұмыс бөлігінің ұзындығы, мм	998	1137	2053
5	Есептік қадам мм/айн	3	7	10
6	Біліктегі мах айналу момент	50	450	450
7	Біліктегі қалыпты (тұрақты) айналу момент	6	45	250
8	Білікке мах осьтік жүктеме	2	8	8
9	Білікке қалыпты(тұрақты) осьтік жүктеме	0,5	1	4
10	Біліктің мах айналу жиілігі, айн/мин	190	100	60

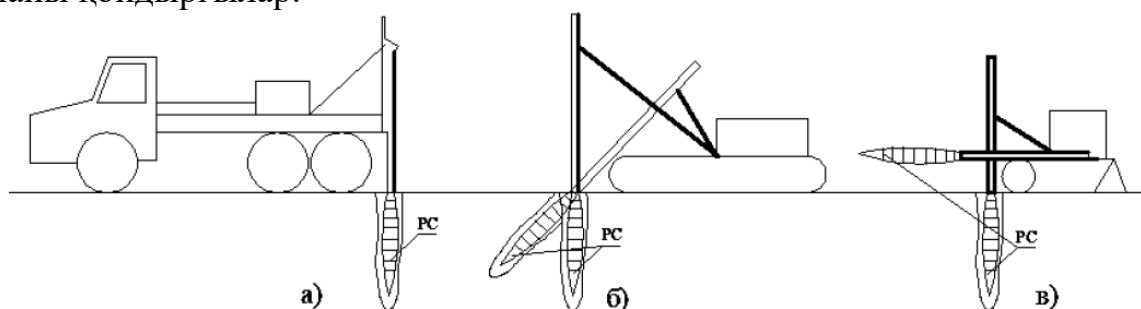
11	Біліктің қалыптасуына жетудің мерзімі, айн/мин	120	60	40
----	--	-----	----	----

Таптағыштардың топыраққа үйкелуін және қырының қызуын төмендету үшін ұңғыманы жою кезінде су қолданылады. Судың шығыны жайылатын топырақтың түрі мен жағдайына байланысты. Құрылыс алаңында тікелей тәжірибелік жолмен анықталады және жойылған ұңғыманың п.м 1.3-2 л құрайды.

Илектеу таптағыштарының орнатуға қолданатын негізгі машиналар 4.17 суретте көрсетілген:

- сериялы шығарылатын бұрғылау қондырғылары (Бу, еБу типіндегі);
- ұңғымаларды илектеуге жабдықталған шұңқыр бұрғылауыштары;

Жертөле сияқты тар орналасқан жерлерде ұңғыманы илектеуге арналған арнайы қондырғылар.



4.70-сурет. Илектеуішті орнатуға арналған қондырғылар схемасы [118].

Арнайы қондырғылар электр жетекпен құрастырылады. Электр қозғалтқыштың қуаты илектеу таптағыштарының конструкциясы мен диаметріне байланысты анықталады, және топырақ жағдайына да байланысты және $PC < 200$ мм үшін 3 кВт, $200 \text{ мм} < PC < 300$ мм 5 кВт кем болмауы тиіс.

Илекті ұңғыда орнатылған тік арматуралық элементтермен күшейтілген негіздердің құрылысының технологиясы.

Топарақты нығыздау, диаметрі 150-250 мм арнайы илектеу таптағыштармен көлденең бағытта жүргізілді. Ұңғымаларды илектеу – ұңғымалардың арнайы аспалы спираль тәрізді снаряд-таптағышпен жүзеге асырылатын топырақтағы цилиндрлі-конустың тесіктің үздіксіз пайда болу процесі.

Ұңғымалардың осьтері мен қатарлары арасындағы арақашықтық есеп бойынша анықталады.

Илекті ұңғыда орнату кезектілігі, илектегіші бар механизмнің қозғалу схемасын, ұңғыманы бетондау, жойғаннан кейін 1-3 тәуліктен кейін жүргізілетіндей етіп жасалуы тиіс. Және жайылатын және бетондалатын ұңғымалар арасындағы арақашықтық, бетонның қалыпты қатуға жағдай жасалатындай болуы тиіс.

Ұңғымаларды илектеу, илектегіш жоба бойынша бұрғыланатын ұңғыманың осьтерінің ортасына илектегіштің қырын (жүзін) орнатудан басталады. Ұңғыманың жобадағы шамадан $0,2 \cdot d$ – ұңғыма диаметрін ауытқуға жол беріледі. Ұзындығы бойынша ауытқу ± 10 см аспауы тиіс. Бұрғылау бұрышының ауытқуы $\pm 2^\circ$ аспауы тиіс.

Механизмінің әрбір стоянкасында ұңғыманың жайылуы, бүкіл тереңдігі бойынша жүргізіледі. Топырақтың жеңіл суға қаныққан қабатының жоғарғы қабатта болуы жағдайында жаюды екі кезең бойынша орындаған жөн: алдымен жұқа қабатының тереңдігін жайылды, жаятын снарядты кері шығарып, ұңғымаға ірі құмды салып, жайылған топырақты қайтадан таптап жұқа суға қаныққан топыраққа батыру қажет. Жоғарғы бөлікте құрғақ топырақ болған жағдайда, топырақты сулай отырып жайған дұрыс. Судың шығыны тікелей құрылыс алаңында тәжірибелік жолмен анықталады және 1п.м. жайылған ұңғымаға 1,5 -2,0 л құрайды.

Илектелген ұңғымыны қақпақпен жабылуы тиіс, қысқы кезде қалың затпен қапталады. Қысқы кезде ұңғымаларды жаю (таптау) негіздегі топырақтың іреген жағдайын қамтамасыз ететін көлемдегі жекелеген қармауышпен орындалады. Сондықтан шұңқырды ашып, түбін жоспарлағаннан кейін, шұңқырдың бетін арнайы жапқыштармен бікіту қажет. Ұңғымаларды раскаткалармен жайғаннан кейін, шұңқырда қар мен мұз болмауы тиіс. Қар жауған кезде шұңқырдың беті брезентпен жабылып, маңы қардан тазартылуы тиіс. Қысқы кезде ұңғыманы жаю, топырақтың еріген күйінде жүргізілуі тиіс. Топырақ 20 см дейін қатқан кезде қатқан қабатына бұрғылау жүргізіледі, ал 20 см аса тереңдікте қатқан жағдайда, қатқан қабат еріту жобаға немесе жұмыс өндірісінің технологиялық карталарына сәйкес жүргізіледі. Ауа райының суық кезінде ұңғыманы жаю, қосымша ылғалдандыру жүргізіледі.

Қысқа кезде ұңғыманың қабырғаларына қатты материалды енгізу, топырақтың еріген күйінде жүргізіледі. Ұңғыманы жаю және қатты материалдарды қосу арасындағы айырма 4-5 сағаттан аспауы тиіс. Ұңғыманы жобадағы белгіге дейін жайып, қатты материалды ұңғыма сағасына салғаннан кейін, ұңғымалар жылытқыш заттармен бітелуі тиіс. Ұңғымалардың түбі мен қабырғаларды топырақтың еріген күйі, оларды бетондауға дейін сақталуы тиіс.

Қарапайым тік арматуралық элементтерге қарағанда, жобада еңбек өнімділігін арттыру және ұңғыманы толтырғыш материал арқылы сары саздақтың ылғалдануының алдын алу үшін В 7,5 класының бетонымен жайылған ұңғыманы толтыру ұсынылады. Бетон М400 маркасының топырақ цементінен жасалады.

Ұңғыманы бетондаудың алдында ұңғыманың қабырғалары мен сағалары, түбінде мұз қатқан немесе еріген топырақтың бар-жоғы тексеріледі. Ұңғыманы бетондау конусының шөгугі 18-20 см (П 4 Марка) В7,5 класының бетонмен жасалады. Бетонның температурасы +5⁰ кем болмауы тиіс. Қысқы кезде аязға қарсы төзімді қосыпаралы бар бетон қоспараларын пайдалану ұсынылады. Ұңғыманы бетондаудан кейін жылжытқыш заттармен бітелуі тиіс. Ұңғыма маңайындағы топырақ бетон құрылымы кристалданғанға дейін еріген күйінде болуы тиіс. -20⁰ дейінгі салқын температурада электр жылытуды пайдалану қажет. Бетонды қатқанға дейінгі кезеңде бетонды қыздыру режимі және оны қыздыру кезіндегі оны бақылау шаралары, жұмыс

өндірісінің жобасында анықталады. Топырақтың жоғарғы буферлік қабаты, топырақтың оңтайлы ылғалдығын сақтай отырып, қолмен таптау арқылы нығыздалады.

Қорытындылар. Топырақ ортасындағы қатты топырақ-бетон элементі, ішкі қалыпты қысым әсерімен цилиндрлі саңылаудың пайда болуы арқылы модельдерді модельдеу нәтижелері, деформациясы (K) көлемдік модулінің шамасы артқан кезде, кеңейілетін саңылау көлемі азаятынын көрсетті. Бұндай әрекетті, топырақтың кеуекті шамасы әртүрлі болатыны, кеуектілігі жоғары топырақта, саңылаудың кеңеюі, икемді аймақтағы саңылаулары бітеу арқылы жүреді, ол радиус артқан кезде түсіп тұрған қысым тез азаюына және икемді деформацияның аз аймағының пайда болуына әкеп соқтыратынымен түсіндіруге болады. Бір топырақ типі үшін топырақ-бетон цилиндрінің радиусы параметрлерінің (τ_5) шамасына байланысты болады.

Топырақ-бетонды цилиндрлі элемент радиусын анықтауға қажетті алынған нәтижелер, тәжірибелік және өндірісітк алаңдарда орындалған топырақ-бетон. Элементінің қималарының нақты көлемдеріне сәйкес келеді.

2. Топырақ-бетон қатты элементтің диаметрі $D = 1000. 1200$ м, ось аалық арқашықтығы $L = 2,5 \dots 3,0$ м болса, жүйе келтірілген тиімді сипаттамалары бар бірегей құрылымдық массив ретінде қарастырылады. Ұяшықты құрамдар мен күшейтілген негіздердің есебі, топырақтың бүйірлік деформациясының және пішінін өзгертетін деформацияның болуын есепке ала отырып жүргізіледі.

Топырақ-бетон. Элементтер олардың арасында аралық әсердің пайда болуын қамтамасыз ететін құрсау ретінде қарастырылады. «Құрылымдық геомассив» екі деңгейлі реттік орта – талшықты бір бағытты композит ретінде қарастырылады – ол біртекті матрицаға енгізген параллельді цилиндрлі–талшықтардың реттік жүйесін білдіреді. Талшықтары гексагональды салылған бір бағытты композиттің құрылымын есепке ала отырып және континуум гипотехасына сәйкес, материалды талшықтарының бағытына сәйкес, серпімді симметриялы осі бар, біртекті орта деп санауға болады, яғни трансверальды – изотропты материал болып табылады. Осылайша композиттік серпімді әрекеті бес тәуелсіз константтармен сипатталады. E_1 және E_2 талшықтардың бойымен және көлденең бағыттарына сәйкес серпімділік модульдарымен V_{12} және V_{23} Пуассон коэффициентімен, G_{12} операторлық жылжу модулімен сипатталады.

3. Құрылымдық геомассивтің реологиялық моделі, негіздің шөгуінің басылуын және кернеулі-деформациялық жағдайының артуын болжауға мүмкіндік береді. Құрылымдық геомассив бұл жағдайда тұтқыр-серпімді стержаньмен күшейтілген, топырақ серпімді матрицасынан икемді тұратын композиттік материал ретінде қарастырылады. Негізгі топырақ аққыштық (сусымалық) жағдайына жеткен кезде, құрылымдық геомассив тұтқыр икемді материалға айналады. Топырақты бетонның тұтқыр сусымалығын сипаттау үшін Зиннер моделі қолданылады. Топырақтың сусымалығының өзгеруіне эксперименттік деректер негізінде алынды. Негіздің реологиялық сипаттамаларын анықтау бойынша есептеулердің нәтижелерін талдау,

құрылымдық геомассивінің олардың беріктікті жинау кезеңінде топырақ-бетонды күшейткіш элементтің жақсы сәйкестігін көрсетеді, ол топырақтың бетон бетінде сусымалығын анықтау бойынша зертханалық көрсеткіштерді, композиттік материал моделі бойынша құрылымдық геомассив сусымалығын бағалау үшін пайдалануға болады дегенді білдіреді.

4. Іргетас тақтасының астына құрылым геомассив салу, жеңіл суға қаныққан топырағы бар алаңдардағы сейсмикалық аймақта ғимаратты жобалау кезінде қолданылатын техникалық шешімдердің бірі болып табылады. Қатты топырақбетонды элементтерді, топырақ негізінің жоғарғы он метрлік аймағындағы әлсіз суға қаныққан қабатына енгізу, топырақтың дірілді сұйылуына және дірілді сусымалық процесінің дамуын тежейді. Олардағы көлденең толқынның жүру жылдамдығы, қоршаған топыраққа қарағанда біршама аз болады, ол өз кезегінде топырақсейсмикалық процестің энергиясының аз бөлігінің жұмсалыуына әкеп соқтырады. Сандық модельдеу негізінде көлденең сейсмикалық толқынның тиімді таралу жылдамдығын және геомассивтің конструкциялық сипаттамаларына байланысты, бастапқы жағдайына қатысты алаңның ортасындағы сейсмикалық ауытқулардың шамаларының төмендеуін анықтайтын байланыстар алынды.

6. Ғимараттың жер үсті бөлігін салу және пайдалану кезеңінде геотехникалық тұтас тігінен үйілген массивтің жұмысын модельдеу тиісті кималардағы иілгіш моменттер мен көлденең жылжулардың өзгеру градиенттерін абсолютті шамаларын да есепке алудың маңызды екенін көрсетті. Деформацияның сипаттамалары мен оның топырағының арасындағы арақатынас маңызды фактор болып табылды. Бұл ерекшеліктердің әсерін уақыт аралығында геотехникалық жағдайдың өзгеруін есепке ала отырып, тік геотехникалық массивтер жүйесін компьютерлік модельдеуде ескерген жөн.

7. Сыртқы ортаның және пайдалану жүктемесінің әсерінде болатын топырақ негіздері локальды әртектілікке ие болуы мүмкін, сызықтық емес деформация заңымен, реологиялық қасиеттермен және құрылымдық байланыстарды бұзуға бейімділігімен сипатталуы мүмкін. Топырақ ортасында үздіксіз жүретін табиғи геидрологиялық, климаттық және антропогендік факторларға байланысты туындаған күрделі процестер, топырақтың құрылымына және физикалық-механикалық қасиеттеріне әсер етеді. Жобалаудың негізгі параметрлері болып, шөгудің абсолютті шамасы, ғимарат іргетасының шөгудің салыстырмалы айырмашылық табылады. Шекті шөгу критерийлері бойынша топырақ негізінің сенімділік деңгейін анықтау, ғимараттың белгілі геометриялық көлемдерінде (салу тереңдігі d , табанының диаметрі b) деформациялығының азаюы, осы көрсеткіштің (σE) өзгергіштігін бір мезгілде өзгерту кезінде жалпы деформация $L mE$ модулі артқан кезінде жүзеге асады деп тұжырым жасауға мүмкіндік береді. Бұл негізді әртүрлі әдістермен жасанды жақсартуға ықпал етеді

Қорытынды

1. PLAXIS бағдарламалық кешенін пайдаланып, тақталы іргетастыңжүк көтергіштік қабілетін құрылыс нысанының нақты геологиялық, құрылымдық параметрлерімен сандық есептеу жүргізілді.

2. Статикалық және динамикалық жүктемелердің әсер етуі кезіндегі тақталардың көтергіштік қабілетін зерттеуге арналған эксперимент зерттеулергеталдаужүргізіліп, PLAXIS бағдарламасының құрылымдық конструкцияларды статикалық жүктемелерге жобалау және деформациясын анықтауға, қолдануға тиімділігіне тұжырым жасалды.

3. Илекті ұңғыда орнатуға арналған қондырғы-илектегіш, техникалық мүмкіндігін пайдалана отырып, геотехникалық массивті нығайтуға техника-экономикалық тиімділігіне, технологиялық ұтымдылығына тұжырымдама жасалды.

4. Көпқабатты тұрғын үйдің негізінің шөгуі мен тақталы іргетас табанындағы кернеулі-деформация көлемін азайуы, илекті ұңғыдаорнатылған тік арматуралық элементтердің тиімді әрекеттесуін дәлелдейді.

5. Модельдік есептеу барысындағы қолданылған топырақтың Кулон-Мор мен Hardening Soilқаттыланатын топырақ моделінің арасындағы салыстырмалы есептер, қай модельдің тақталы іргетас пен арматуралы элементтердің кернеулі-деформациясын анықтауғаұтымдылығына тұжырымдама жасау үшін жүргізілді.

6. Модельдік есептеу эксперименті барысында тақталы іргетас табанындағы кернеулі-деформация массивтегі арматуралы элементтің ұзындығына, орналасу арақашықтығына, саны мен көлеміне тәуелділігі анықталды.

7. Тік арматуралық элементтермен нығайтылған геотехникалық массивтіңстатикалықкүйіне сейсмикалық әсермен жүктегенде, массивтегі кернеулі-деформация екі есе жоғарылап, шектеулі шөгу деформациясын азайту үшін, арматуралық элементтер санын 1,75% көбейтілді.

Әдебиеттер тізімі

1. Алексеев С. И., Камаев В.С. Учет жесткостных параметров зданий при расчетах оснований и фундаментов. Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета, 2007. № 3. С. 165-172/
2. Андреев В.И., Барменкова Е.В., Матвеева А.В. Моделирование совместной работы конструкции и фундамента с учетом наращивания конструкции. Строительная механика инженерных конструкций и сооружений, 2011. №1. С. 27- 30.
3. Андреев В.И., Барменкова Е.В. Матвеева А.В. О нелинейном эффекте при расчете конструкции и фундамента с учетом их совместной работы. Известия высших учебных заведений. Строительство, 2010. № 9. С. 95-99.
4. Андреев В.И., Барменкова Е.В., Матвеева А.В. Обратная задача для неоднородной балки при сложном сопротивлении. Вестник МГСУ, 2014. №1. С. 25-32.
5. Барвашов В.А. К расчету осадок грунтовых оснований, представленных различными моделями. Основания, фундаменты и механика грунтов, 1977. №4. С. 25-27.
6. Барвашов В.А., Болтянский Е.З., Чинилин Ю.Ю. Исследование поведения системы основание — фундамент — верхнее строение методами математического моделирования на ЭВМ. Основания, фундаменты и механика грунтов, 1990. №6. С. 21-22. 96
7. Барменкова Е.В., Матвеева А.В. Моделирование системы зданиефундамент-основание двухслойной балкой на упругом основании с переменным коэффициентом постели Вестник МГСУ, 2013. №10. С. 30-35.
8. Варвак П.М., Варвак Л.П. Метод сеток в задачах расчета строительных конструкций. М.: Стройиздат, 1977. 160 с.
9. Варданян Г.С., Андреев В.И., Атаров Н.М., Горшков А.А. Сопротивление материалов с основами теории упругости и пластичности. М.: АСВ, 1995. 568 с.
10. Власов В.З., Леонтьев Н.Н. Балки, плиты и оболочки на упругом основании. М.: Физматгиз, 1960. 491 с.
11. Герсевич Н.М. Основы динамики грунтовой массы. М.: Гостройиздат, 1937. 242 с.
12. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании. М.: Стройиздат, 1984. 679 с.
13. Давыдов С.С. Расчет и проектирование подземных сооружений. М.: Стройиздат, 1950. 376 с. 97
14. Егоров К. Е Попова О.В. Осадки фундаментов сооружений башенного типа. Труды III Всесоюзного совещания по основаниям, фундаментам и механике грунтов. Киев, 1971.

- 15.Егоров К.Е. К вопросу деформаций оснований конечной толщины. Сборник трудов НИИ оснований. М.: Гостройиздат, 1958. 34 с.
- 16.Егоров К.Е. К изучению послойной деформации оснований дымовой трубы. Основания, фундамент и механика грунтов, 1959. № 4.
- 17.Жемочкин Б.Н. Расчет круглых плит на упругом основании на симметричную нагрузку. М.: ВИА, 1938.
- 18.Жемочкин Б.Н., Синицын А.П. Практические методы расчёта фундаментных балок и плит на упругом основании. М.: Госстройиздат, 1962. 240 с.
- 19.Ишкова А.Г. Коренев Б.Г. Изгиб пластинок на упругом и упругопластическом основании. Труды II Всесоюзного съезда по теоретической механике. М.: "Механика твердого тела" АН СССР, "Наука", 1966.
- 20.Клейн Г.К. Учет неоднородности, разрывности деформаций и других механических свойств грунта при расчете сооружений на сплошном основании. 98 Сборник трудов Московского инженерно-строительного института №14. М.: Госстройиздат, 1956. С. 168-180.
- 21.Клейн Г.К. Учет неоднородности, разрывности деформаций и других механических свойств грунта при расчете сооружений на сплошном основании. Сборник трудов МИСИ им. В.В. Куйбышева. М., 1956.
- 22.Клепиков С.Н. К проблеме учёта совместной работы оснований и сооружений. Основания, фундаменты и механика грунтов, 1967. № 1. С. 5-7
- 23.Клепиков С.Н. Расчет конструкций на упругом основании. Киев: «Будівельник», 1967. 184 с.
- 24.Коробко В.И., Коробко А.В. Строительная механика пластинок: Техническая теория. М.: Издательский дом "Спектр", 2010. 410 с.
- 25.Маликова Т.А. Осадки плитных и коробчатых фундаментов многоэтажных зданий. Основания, фундаменты и механика грунтов, 1972. № 1
- 26.Масленников А.М., Шилкина З.И. Расчет плит мешанным методом при интерполяции бикубическим полиномом. Научные Труды Сибирского Автодорожного Института. Омск, 1975. С.136-147.
- 27.Медников И.А. Коэффициенты постели линейно-деформируемого многослойного основания. Основания, фундаменты и механика грунтов, 1967. № 4. С.10-12.
- 28.Новотны Б., Ганушка А. Прямоугольная тарта на упругом полупространстве. Staveb. Cas, 1987. 99
29. Пастернак П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. М.: Гостройиздат, 1964. 56 с.
- 30.Присяжнюк В.К., Марчук А.В. МКЭ в задачах контактного взаимодействия многослойных прямоугольных плит с упругим

- полупространством. Строительная механика и расчет сооружений, 1987. №4.
- 31.Симвулиди И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. М.: Высш. шк., 1978. 480 с.
 - 32.Стренг Г., Фикс Дж. Теория метода конечных элементов. М.: Наука, 1977. 349 с
 - 33.Тер-Мартirosян З. Г. Механика грунтов. М.: АСВ, 2005. 488 с.
 - 34.Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости. М.: Наука, 1979. 560 с
 - 35.Ухов С. Б., Семенов В. В., Знаменский В. В., Тер-Мартirosян З. Г., Чернышев С. Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: Высш. шк, 2007. 566 с. 100
 - 36.Фам Дык Кыонг. Коэффициент постели и его использование при расчете взаимодействия фундаментных плит и грунтовых оснований. Диссертация на соискание ученой степени кандидат технических наук. М.,2009. 163с.
 - 37.Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов: учебное пособие З.Г. ТерМартirosян. - М.: АСВ, 2009. - 552 с.
 - 38.Тер-Мартirosян А.З. Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с водонасыщенным основанием при учете нелинейных и реологических свойств грунтов: дисс. ... док. техн. Наук: 05.23.02 ТерМартirosян Армен Завенович. - М., 2016. - 324 с.
 - 39.Флорин В.А. Основы механики грунтов. Том 1 В.А. Флорин. – Ленинград: Стройиздат, 1959. - 356 с.
 - 40.Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы ползучести Н.Х. Арутюнян. - М.: Гостехиздат, 1952. - 324 с.
 - 41.Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов С.С. Вялов. - М.: Высшая школа, 1978. - 447 с.
 - 42.Месчан С.Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов С.Р. Месчан - М.: Недра, 1985. - 342 с.
 - 43.Качанов Л.М. Основы теории пластичности Л.М. Качанов. - М.: Наука, 1969. - 420 с.
 - 44.Тер-Мартirosян З.Г. Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений З.Г. Тер-Мартirosян. - М.: Стройиздат, 1990. - 199 с.
 - 45.25. Работнов Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций Ю.Н. Работнов. – М.: Наука, 1966. - 752 с. 141
 - 46.Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов М.Н. Гольдштейн. - М.: Стройиздат, 1977. - 256 с.
 - 47.Yin J.-H. Non-linear creep of soils in oedometer tests J.H. Yin Géotechnique. - 1999. - pp. 699-707.
 - 48.Keedwell M.J. Rheology and Soil Mechanics M.J. Keedwell CRC Press. - 1984. - 340 p.
 - 49.Telichenko V.I., Ter-Martirosyan A.Z., Sidorov V.V. The Rate of the Pile Settlement in Clay Soil with Regard to its Visco-elastic and Elastic-plastic

- Properties V.I. Telichenko, A.Z. Ter-Martirosyan, V.V. Sidorov / Procedia Engineering. - 2016. - vol. 16. - p. 1359-1366. 149
50. Booker J.. Analysis of creep settlement of Pile foundation / J. Booker, H. Poulos Journal of the Geotechnical Engineering division. Proc. of the ASCE. - 1976. - vol. 1.
 51. No GT. - p. 1-14. 102. Mindlin R. Force at Point in the interior of Semi Infinite Solid / R. Mindlin Physics. -1936. - vol. 7.
 52. Ter-Martirosyan Z.G. Rheological parameters of soils and design of foundations Z.G. Ter-Martirosyan Oxford and JBK Publishing co. PVT. LTD. New Delhi. - 1992. - p. 188.
 53. Feda J. Creep of Soils: and Related Phenomena (Developments in Geotechnical Engineering) J. Feda Elsevier Science. - 1992. - p. 422.
 54. Feda J. Creep of Soils and Related Phenomena J. Feda Elsevier Science; 2nd edition. - 1992.
 55. Bird R. B. The rheology and flow of visco-plastic materials R. B. Bird, G.C. Dai, B.J. Yarusso In Reviews in Chemical Engineering. – 1983. - vol. 1. - pp.1- 70.
 56. Huang W. Study on the rheological properties and constitutive model of Shenzhen mucky soft soil W. Huang, D.Y. Liu, B.Y. Zhao, Y.B. Feng, Y.C. Xia In Journal of Engineering Science and Technology Review. – 2014. - vol. 7. - No. 3. - pp. 55-61.
 57. Ghezzehei T. A. Rheological properties of wet soils and clays under steady and oscillatory stresses / T.A. Ghezzehei, D. Or Journal of the Soil Science Society of America. - 2001. -No. 65. - pp. 624–637.
 58. Markgraf W. Rheometry in soil mechanics: microstructural changes in a Calcaric Gleysol and a Dystric Planosol W. Markgraf, R. Horn Soil Management for Sustainability. Advances in Geoecology. - 2006. - Vol. 38. - pp. 47-58.
 59. Kravtchenko J., Sirieys P.M. Rheology and Soil Mechanics J. Kravtchenko, P.M. Sirieys Rhéologie et Mécanique des Sols. Symposium Grenoble. -1964.
 60. Keedwell M. Rheology and Soil Mechanics / M. Keedwell Elsevier Applied Science: London, UK. -1984. pp. 67–69. 150
 61. Barden L. Consolidation of clay with non-linear viscosity L. Barden Geotechnique. – 1965. -Vol. 15. - pp. 345–362.
 62. Tjong-Kie T. Determination of the rheological parameters and the hardening coefficients of Clays T. Tjong-Kie In Rheology and Soil Mechanics/Rhéologie et Mécanique des Sols. Springer: Berlin/Heidelberg, Germany. - 1966. - pp. 256-272.
 63. Adachi T. Mathematical structure of an overstress elasto-viscoplastic model for clay T. Adachi, F. Oka, M. Mimura Soils Found. - 1987. - Vol. 27. - pp. 31-42.
 64. Klyueva V.V. Rheological properties of natural and disturbed structure samples of soddy-podzolic and agro soddy-podzolic soil V.V. Klyueva, D.D.

- Khaydapova // Byulleten Pochvennogo instituta im. V.V. Dokuchaeva. – 2017. - Vol. 89. - pp. 21-35.
65. Markgraf W. Rheological Investigations in Soil Micro Mechanics: Measuring Stiffness Degradation and Structural Stability on a Particle Scale, Progress in Management Engineering W. Markgraf, R. Horn, L. Gragg, J. Cassell // Nova Science Publishers, Hauppauge. - 2009. - pp. 237-279.
66. Markgraf W. An approach to rheometry in soil mechanics – Structural changes in bentonite, clayey and silty soils W. Markgraf, R. Horn, S. Peth Soil & Tillage Research. - 2006. - Vol. 91. - pp. 1-14.
67. Hencky H. Zur Theorie plastischer Deformationen und der hierdurch im Material hervorgerufenen Nachspannungen H. Hencky Zammzeitschrift Fur Angew. Math. Und Mech. - 1924. - Vol. 4. - pp. 323-334.
68. Chen Y.J., Chu T.C., Marcos M.C. Evaluation of side resistance of barrette piles / Y.J. Chen, T.C. Chu, M.C. Marcos International Symposium on Advances in Foundation Engineering. - 2013. doi:10.3850/978-981-07-4623-0 110.
69. Строкова Л. А. Определение параметров для численного моделирования поведения грунтов Известия Томского политехнического университета. 2008. Т. 313. № 1. С. 69–74.
70. Строкова Л. А. Корректировка параметров упругости упругопластической модели путем моделирования лабораторных испытаний Известия Томского политехнического университета. 2009. Т. 315. № 1. С. 87–92.
71. Строкова Л. А. Обратная задача определения параметров грунтов методом конечных элементов Известия высших учебных заведений. Геология и разведка. 2010. № 2. С. 44–50.
72. Строкова Л. А. Определение параметров начального напряженного состояния грунта K_0 и OCR для нелинейных упругопластических моделей // Геотехника. 2011. № 2. С. 60–70.
73. Тер-Мартirosян А. З., Мирный А. Ю., Сидоров В. В., Соболев В. С. Определение параметров модели Hardening Soil по результатам лабораторных испытаний Геотехника. Теория и практика. Общерос. конф. молодых ученых, науч. работников и специалистов: межвуз. темат. сб. трудов. СПб., 2013. С. 141–146.
74. Тер-Мартirosян А. З., Лузин И. Н. Обзор методов определения OCR и его влияние на деформируемость основания Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение: материалы междунар. науч.-техн. конф. Ч. 1. СПб., 2014. С. 505–509.
75. Проектирование и устройство подземных сооружений в открытых котлованах: учеб. пособие / Р. А. Мангушев, Н. С. Никифорова, В. В. Конюшков и др. М.; СПб., 2013.
76. Сливец К. В. Определение внутренних параметров модели Hardening Soil Model Геотехника. 2010. № 6. С. 55–59.

- 77.Чикишев В. М., Пронозин Я. А., Мальцев Л. Е. и др. Расчетно-экспериментальное обоснование использования свайно-оболочечных фундаментов в высотном строительстве Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер. Политематическая. 2012. Вып. 1 (20).
- 78.Plaxis 2D. Руководство пользователя. 2010.
- 79.ГОСТ 12248–2010. «Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости».
- 80.СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Ч. I. О
- 81.Вольмир А.С. Гибкие пластинки и оболочки. М.: ГИТЛ, 1956. 419 с.
- 82.Вольмир А.С. Нелинейная динамика пластинок и оболочек. М.: Наука. 1972. 432 с.
- 83.Глушков Г.И., Бабков В.Ф., Тригони В.Е. и др. Жесткие покрытия аэродромов и автомобильных дорог. – М.: Транспорт, 1994, - 349 с.
- 84.Городецкий А.С., Барабаш М.С., Сидоров В.Н. Компьютерное моделирование в задачах строительной механики. М.: АСВ, 2016.338 с.
- 85.Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А., Фиалко С.Ю. SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++. М.: «СКАД СОФТ», 2015. 848 с.
- 86.Коренев Б.Г., Черниговская Е.И. Расчет плит на упругом основании. Пособие для проектировщиков. М.: Госстройиздат, 1962. 355 с.
- 87.Палатников В.А., Тепляков А.А. Экспериментальные исследования плит на урунговом основании Труды Гипростройавиатранса. – 1971. – Вып. 7. – С. 76- 102.
- 88.СП 29.13330.2011 Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13-58. – Москва, 2011. – 63 с.
- 89.СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003 (с изменением №1). - Москва: Стандартинформ, 2019. — 119 с.
- 90.Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки пер. с англ. М.: Наука, 1966. 635 с.
- 91.Чернов Ю.Т. Прикладные методы динамики сооружений (Метод "нормальных форм" и его приложения). М.: АСВ, 2001. 80 с.
- 92.Чернов Ю.Т. Статика и динамика фундаментных плит под оборудование: дисс. на соискание докт. техн. наук: 01.02.03. - Москва, 1987. - 289 с. 122
- 93.Чернов Ю.Т., Власов А.А., Ткачев А.Н. Экспериментальные исследования колебаний тонкой фундаментной плиты с присоединенными массами Тез.докл. VI Всесоюз. конф. «Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений». – Нарва; Л.: 1985. – С.475-477
- 94.Чернов Ю.Т., Парамонов Е.Е. Тонкие плиты на грунте как фундаментные плиты при статических и вибрационных воздействиях от оборудования. М.: БСТ, 2020. № 3 (1027). С. 38-40.

95. Happel H. Uber das Gleichgewicht von elastischen Platten unter einer Einzellast., Math. Z., h. 6, 1920, 203–218 p.
96. Абелев, М.Ю. Геотехнические исследования площадок строительства, сложенных слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами М.Ю. Абелев, К.М. Абелев Геотехника. – 2010. – №6. – С. 30-33.
97. Бартоломей, А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.
98. Гарагаш, Б.А. Аварии и повреждения системы «здание-основание» и регулирование надежности ее элементов/ Б.А. Гарагаш. – Волгоград: Изд. ВолГУ, 2000. – 384 с.
99. Дегиль, Г.О. Деформационный расчет инъекционных анкеров с учетом формирования их корней в нескальных грунтах / Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.23.02/ Дегиль Григорий Орантьевич; Пермский государственный технический университет – Пермь, 1989. – 251 с. 337
100. Ильичев, В.А. Прогноз деформаций зданий вблизи котлованов в условиях плотной городской застройки Москвы/ В.А. Ильичев, П.А. Коновалов, Н.С. Никифорова //Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2004. – №4.– С.17-21.
101. Коновалов, П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П.А. Коновалов. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: 2000. – 317 с.
102. Уздин, А.М. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений / А.М. Уздин, Т.А. Сандович, Аль-Насер-Мохомад Самих Амин. – С. Петербург: Изд-во ВНИИГ им. Веденеева, 1993. – 176 с.
103. Улицкий, В.М. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг) / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин. – М.: Издательство АСВ, 1999. – 327 с.
104. Хеммонд, Р. Аварии зданий и сооружений /Р. Хеммонд. – М.: Госстройиздат, 1961. – 188с. 352
105. Шашкин, А.Г. Проектирование зданий и подземных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга / А.Г. Шашкин. – М.: Геомаркетинг, 2014. – 352 с.
106. Швец, В.Б. Надежность оснований и фундаментов / В.Б. Швец, Б.Л. Тарасов, Н.С. Швец. – М.: Стройиздат, 1980. – 158 с.
107. Маковецкий О.А. Расчет и конструирование искусственного основания «структурный геотехнический массив» Москва 2021
108. Bartolomey A. Geotechnical trends in urban terrains evolution/ A. Bartolomey, O. Makovetsky, A. Ponomaryov, V. Ofrikhter / Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds, Prague, Czech Republic, 25-28th August 2003, pp.573-578.

109. Duncan J.M., Chang C.-Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils // ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1970, no. 96 (SM5), pp.1629-1653.
110. IREX Recommendations pour la conception, le dimensionnement, l'exécution et le contrôle de l'amélioration des sols de fondation par inclusions rigides. - ASIRI 384, Presses des Ponts, 2012.
111. Karech T. Analysis by homogenization method of structures in reinforced soil and behaviour interfaces of soil reinforcement. Journal of Civil Engineering and Construction Technology, 2012, Vol. 3(1), pp. 17-24.
112. Katzenbach R., Bachmann G., Gutberlet C. The importance of measurements for evaluating numerical analyses of foundations of high-rise buildings. Proc. 11th International Conference of the international Association of Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG). Torino (Italy), 2005, pp.695-707.
113. Makovetsky O.A., Zuev S.S., Ponomarev A.A. Engineering preparation of territory for exploration and development of oil fields. Oil Industry, 2012, no.7, pp. 108-110. 356
114. Makovetsky, O.A. Geotechnical problems in urban terrains //Engineering geology for tomorrow's cities. The 10th IAEG Congress. Nottingham, United Kingdom, 2006.
115. Prandtl L. Über Die Härte Plastischer Körper, Nachrichten von Der Königlichen Gesellschaft Der Wissenschaften, Gottingen, Math. Phys. Klasse, 1920, pp.74-85.
116. Travush V.I., Fedorov V.S., Makovetskiy O. A. Theoretical substantiation of the mechanism patterns of the manmade base "structural geotechnical solid" International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, Vol.16(4), 2020, pp.101-108.
117. Varaksin S., Hamidi B., Racinais J. The thin line between deep foundations and soil improvement abstract Bulletin of the PSTU. Construction and architecture, 2014, no.3, pp.9- 32.
118. Қазақстан Республкасы аймағандағы қолданыстағы НТҚ РК 07-01,3-2011
119. Родионов, В.Н. Основы геомеханики / В.Н. Родионов, И.А. Сизов, В.М. Цветков. – М.: Недра, 1986. – 301 с
120. Мустакимов В.Р. Исследование стесненной просадки армированных вертикальными элементами просадочных грунтовых оснований. Монография / В.Р. Мустакимов. – Казань, 2018
121. МЕЛЬНИКОВ Р. В. Компрессионные испытания грунта как способ определения параметров модели Hardening Soil АКАДЕМИЧЕСКИЙ ВЕСТНИК УРАЛНИИПРОЕКТ РААСН 4 | 2014
122. https://yandex.kz/images/search/?cbir_id=1356362%2F01Sd800QcX5QwpoacVu8LA2097&redircnt=1752462097.1&rpt=imageview
123. Парамонов Е.Е. Расчет тонких фундаментных плит под виброактивное оборудование. Москва 2022

ҚОСЫМША А

Материалдардың физико-механикалық қасиеттері

Материал түрі	Тығыздық (ρ), кг/м³	Серпімділік модулі (E), ГПа	Пуассон коэффициенті (ν)	Беріктік шегі (σ), МПа
Бетон (B25)	2400	30	0.2	25
Арматура (A500C)	7850	200	0.3	500

ҚОСЫМША В

Есептеу схемасы мен граничтік шарттар

- Элементтің геометриясы (ұзындығы, қимасы)
- Арматуралық тордың орналасуы
- Қолданылған күштер және бекіту шарттары

ҚОСЫМША С

Сандық модельдеу нәтижелері (мысалы, ANSYS немесе Abaqus арқылы)

Түйін №	X-деформация, мм	Y-деформация, мм	Кернеу (σ), МПа
101	0.002	-0.005	12
102	0.003	-0.007	15

Диаграммалар:

- Деформация өрісі
- Кернеу изосызықтары

ҚОСЫМША D

Эксперименттік зерттеу нәтижелері

Үлгі №	Сыну жүктемесі (кН)	Максимал кернеу (МПа)	Жарықтың пайда болу уақыты (сек)
1	120	22	48
2	125	23.5	51

ҚОСЫМША E

Қолданылған формулалар мен есептеу әдістемесі

- Құрама элемент үшін ішкі күштер:
$$N = \sum A_i \cdot \sigma_i$$
- Бетон мен арматураның бірлескен жұмысы үшін есептік формула:
$$\epsilon_b = \epsilon_s \Rightarrow \sigma_b / E_b = \sigma_s / E_s$$