DR. SZÉCHY KÁROLY
Kossuth-díjas mérnök,
műegyetemi tanár

ALAPOZÁSI HIBÁK

A leltárnapló 12.487
tétele alatt bevételeztük.
Szakleltári szám: E.166
Máv. Igazgatóság
Szakkönyvtára
DEBRECEN

MŰSZAKI KÖNYVKIADÓ, BUDAPEST
1958

AZ ÉPÍTÉSI BALESETEK ÁLDOZATAINAK EMLÉKÉRE!

Lektorálta:

DR. LAMPL HUGÓ
a műszaki tudományok doktora

A rajzokat készítette:

ZSOLNAI LÁSZLÓ

A borítólapot tervezte:

FÖLDIÁK GYÖRGY

ETO: 624.15.004.64
69.021.15.004.64

© *Dr. Széchy Károly*

Felelős kiadó: Solt Sándor

Felelős szerkesztő: Sperlágh Sándor
Műszaki szerkesztő: Márkus Bálint

Papíralak: 70×100
Ívterjedelem: 10 (A/5)
Ábrák száma: 75
Példányszám: 1600

Azonossági szám: 460
Megrendelve: 1957. XI. 8
Imprimálva: 1958. II. 13.
Megjelent: 1958. III.

Ez a könyv az MSZ 5601—54 és 5602—50 A szabványok szerint készült.

5091 — Egyetemi Nyomda, Budapest — Felelős vezető: Janka Gyula igazgató

ELŐSZÓ

E könyv, amelynek megírására a Műszaki Könyvkiadó az Építéstudományi Egyesület javaslatára felkért, eddig nyilvánosan nem igen tárgyalt problémákkal foglalkozik, tárgyköre egészen szokatlan. Hibákat ír le azért, hogy azokból tanuljunk. Olyan hibákat találunk benne, amelyeket én is, kartársaim is bizonyos okok miatt vagy bizonyos körülmények következtében elkövettünk. De az is bizonyos, hogy a jövőben egyikünk sem fogja a hibákat ismét elkövetni, mert tanultunk belőlük. A könyv célja az, hogy ezeket a tapasztalatokat mindnyájan, akik az alapozásnak akár oktatásával, akár tervezésével vagy kivitelezésével foglalkozunk, hasznosítani tudjuk. A felsorolt tényleges eseteket igyekeztem nem feltűnően megnevezni, de azért a szakma szakértői valószínűleg felismerik azokat. A hibák felsorolása nem teljes, mert igyekeztem azoknak logikus csoportosítást adni és csak az egyes csoportfajtákat kívántam tényleges példákkal illusztrálni. Remélem, hogy a célt felismerve, kartársaim közül senki sem fog rám a hibák közreadásáért nehezteni, annál is inkább, mert a felsorolásban olyan esetek is szerepelnek, amelyekben magamnak is részem volt. A könyvről megírása előtt és aközben hazai és külföldi szakértőkkel is beszélgettem, akik mind azt mondták, hogy igen érdekes és hasznos műnek igérkezik, amilyennek írása már az ő fejükben is megfordult. Ez az előzetes kritika bátorított a felsorolt eseteknek könyvalakban való megjelentetésére.

Munkámhoz igen sokan nyújtottak készséges segítséget és számosan bocsátottak igen értékes anyagot rendelkezésemre, amiért e helyen kell hálás köszönetet mondanom. Mindenekelőtt köszönettel tartozom lektoromnak, Dr. Lampl Hugónak, aki nemcsak hosszú és alapos munkássága alapján segített kritikájával és tanácsaival, hanem a gyakorlatában előfordult esetek adatainak átadásával is támogatott. De igen nagy köszönettel tartozom a Műegyetem Alagútépítés és Földművek Tanszékének és itt is elsősorban Ócsvár Rezső tudományos kutatónak, valamint Kézdi Árpád tanszékvezető docensnek, akik részint saját gyakorlati eseteik anyagának ismertetésével, illetőleg az esetek dokumentálá-

sához szükséges anyag felkutatásával, részint pedig a Tanszék gazdag szakértői anyagának átadásával támogattak munkámban. De felsorolhatnám még a magyar mélyépítő gárda számos elismert tagját, így elsősorban Dr. Csonka Pál, Vági Sándor, Kovácsházy Frigyes, Kováts Alajos, Harkányi János, Biczók Imre, Nagypál Sándor, Varga László stb. kartársakat, akiktől mind értékes adatokat kaptam. Ez a nagy segítőkészség is felbátorít arra a reményre, hogy munkámmal senkit sem bántok majd meg és mindenki örömmel és haszonnal fogja forgatni.

TARTALOMJEGYZÉK

Előszó 5

A) *Bevezetés* 9

a) Az alapozási hibák gazdasági jelentősége 9

b) Az alapozási hibák előfordulásának okai általában 10

1. Az előkészítés és talajfelderítés elmulasztása, vagy hiányai következtében előfordult alapozási hibák 15

11. A talajfelderítés teljes hiánya miatt bekövetkezett alapozási hibák 15

11.1. Budapest tőzeges területén tapasztalt hibák 16

11.11. Balassa utcai elmeklinika 16

11.12. Angyalföldi elmegyógyintézet oszlopos pavilonja 17

11.13. Soroksári úti bérház 18

11.2. Kisebb közúti híd alapozása 20

12. A talajfelderítés részleges hiánya, vagy nem kellő figyelembevétele miatt elkövetett alapozási hibák 21

12.1. Új vasútvonal felüljárója 21

12.2. Kesznyéteni vízierőmű turbinaháza 23

13. Nem mindenre kiterjedő alapozási szakvéleményből származó hibák 28

13.1. Vasmű anyagtárolóhely darupályája 28

14. Talajmechanikus szakértő és egyéb érdekeltek közötti kapcsolat hiányából származó hibák 30

14.1. Széntároló berendezés 30

14.2. Tiszapolgári ártéri híd alapjai 31

2. Tervezésből származó alapozási hibák 33

21. Nem megfelelő szerkezet tervezése 33

21.1. Régi szegedi közúti Tiszahíd 33

21.2. Budapesti Erzsébet-híd 36

22. Helytelen alapozások tervezése 38

22.1. Tápió híd 38

22.2. Műegyetemi kazánház 40

22.3. Dunapentelei kikötő raktári és műhelyépületei 43

22.4. Tvrdonicei templom összeomlása 43

23. Terhelések nem helyes felvétele, terhelésváltozás elhanyagolása és figyelembe nem vétele 44

23.1. Rezgésekből származó többterhelések 44

23.11. Diesel-motor alap 44

23.12. Angyalföldi apácaotthon és Csepeli szövőgyár 46

23.13. Marhavágóhíd vasúti fordítókorong 47

23.2. Feszültséghalmozódásból származó süllyedések 47

23.21 Toldaléképület hatása 47

23.22. Középfőfal túlterhelése (és cölöpözés egyenletes kiosztása) 49

23.23. Hídfőknél előforduló feszültséghalmozódások (Medvei-híd, Árpád-híd) 51

23.3. Utólagosan ráhordott többterhelés ... 53
23.31. Salakgranuláló darupálya oszlopsora ... 53
23.32. Középsorú hengerde keretalapjai ... 54
24. Különböző merevségű alapok tervezése az építmény alatt ... 58
24.1. Pesterzsébeti jódos fürdő ... 58
24.2. Kémény és előhevítő elferdülése ... 59
25. Túlzott alapozási igények támasztása ... 61
25.1. Gépjármű futójavítóműhely ... 61
25.2. Nagyolvasztó egyenletes süllyedése ... 62
3. Helytelen építési kivitelből származó alapozási hibák ... 63
31. Nem megfelelő víztelenítés okozta hibák ... 63
31.1. Karapancsai szivattyútelep nyíltvíztartással (síkalap) ... 63
31.2. Kisebb hidak alapozása nyíltvíztartással (síkalap) ... 66
31.21. Kapos-híd ... 67
31.22. Külföldi öntöző csatorna híd ... 67
31.3. Vidéki lakótelep derítőkútja nyíltvíztartással (kútalap) ... 68
31.4. Tiszapolgári ártéri híd nyíltvíztartással (nyitott szekrényalap) ... 70
32. Nem megfelelő munkagödör körülzárás ... 72
32.1. Szénrakodó partfal építés ... 72
32.2. Folyami munkagödör körülzárások ... 74
32.21. Rábagát munkagödör ... 74
32.22. Nag-Hammadi Nílus gát ... 76
32.23. Stockholmi földalatti vasút munkagödör beomlása ... 77
32.3. Rézsűs munkagödör lecsúszása ... 78
32.4. Berlini földalatti munkagödör beomlása ... 80
33. Alapozási mód nem helyes végrehajtása ... 82
33.1. Angyalföldi munkáspavilon (cölöpözés) ... 82
32.2. T. erőmű alapozás (cölöpözés) ... 84
33.3. Új bérház alatti cölöpözés (helytelen kiosztással) ... 88
33.4. Lakótelep cölöpalapozása (helytelen mélységben) ... 89
33.5. Dunai kikötő partfala (szekrényalapozás) ... 90
33.6. Parti csatlakozó akna süllyesztés ... 92
34. A nem megfelelő munka- és anyagminőség következtében elkövetett hibák ... 93
34.1. Hibaforrások általánosságban ... 94
a) Betonszerkezeteknél ... 94
b) Körülzárásoknál ... 94
c) Víztelenítésnél ... 95
d) Szigetelésnél ... 95
34.2. Tápvíz derítő medencék ... 95
4. Elemi erőhatásokból és terhelésváltozásokból származó hibák ... 98
41. A víz hatása következményeként mutatkozó hibák és károk ... 98
41.1. Fővámház alaplemezének aláüregelése ... 98
41.2. Fővámház előtti partfal aláüregelése ... 100
41.3. Hungária közfürdő alatti aláüregelés ... 101
41.4. Zirci apátság könyvtárának süllyedése ... 103
41.5. Belgrádi geológiai intézet ... 103
41.6. Káma parti tó ... 104
42. Árvízi hatások ... 104
42.1. Vásárosnaményi Tisza-híd pillére ... 105
42.2. Rudolfsgnádi csőzsilip ... 107
42.3. Közúti Sajóhíd ... 108
43. A talaj állapotváltozásából származó teherbírás csökkenések és rendkívüli terhelések ... 110
43.1. Érciszaptároló medence oldalfalának kidőlése ... 110
43.2. Kötött talajú munkagödör helytelen kiemelése ... 112
44. Fagy-, hőmérsékleti és biológiai hatások következtében előálló károsodások ... 113
44.1. Általános jelenségek ... 113
44.2. Üveggyári kemence hőhatásai ... 115
44.3. Az építmény közelében levő fák hatása ... 116

A) BEVEZETÉS

Az építési hibák legnagyobb része az alapozásban elkövetett hibákra vezethető vissza. A hibák sajnos, az alapozás tudományának a legutóbbi évtizedekben bekövetkezett rohamos fejlődésével sem küszöbölődtek ki, sőt abszolút értelemben még növekedtek is. Időszerűségük tehát ma is fennáll, jelentőségük pedig annál komolyabb, mert *az alapozásban elkövetett hibák nemcsak az építmény egyes részeire terjednek ki, hanem annak egészét, teljes állékonyságát veszélyeztetik.* Az alapozási hiba miatt az építmény tehát rendszerint teljes egészében tönkremegy, hiába kifogástalanok esetleg a felépítmény és felszerkezet egyes elemei. Az alapozási hibák másik sajnálatos velejárója, hogy hatásuk rendszerint nem azonnal jelentkezik, hanem csak jóval az építkezés befejezése után, üzemi használat közben.

Az alapozás megtervezése és kivitele nem egyértelműen megoldható feladat. Az elkövetett hibák leírása és az okok, következmények ismertetése, majd a kijavítás vagy helyes eljárás megtárgyalása is rendkívül szemléltető és hasznos lehet a jövőben mind a tervezésben, mind a kivitelben.

Az alapozás, mint tudomány — éppen a talajok sokrétűsége, változékonysága és teljes megismerésének kizárt volta miatt — nem adhat elméletileg az összes lehetőségekre kiterjedő kifogástalan megoldást. Az előforduló feladatok egyéni sajátságai, követelményei csak a tényleges gyakorlat során válnak ismeretesekké. Ezért az alapozások megoldásánál (tervezési és kiviteli vonalon egyaránt) nem nélkülözhetők a tapasztalatok és az empiria az alapozás tudományának mindenkor komoly kiegészítő eleme marad.

Az alaptest maga is, mint szerkezet, nemcsak abban tér el az építmények egyéb részeitől, hogy kölcsönhatásban áll a bizonytalan tulajdonságú altalajjal, hanem a ráható erők nagysága sem számítható pontosan, sőt az igen sokszor a kivitel módjának és körülményeinek is függvénye.

a) Az alapozási hibák gazdasági jelentősége

Az alapozási hibák gazdasági vonatkozásban kétféleképpen jelentkezhetnek. Vagy indokolatlanul költségessé teszik egyes alapok vagy mélyépítmények megvalósítását, mégpedig annyira, hogy adott esetben meg is hiúsíthatják azt, vagy pedig az alapra helyezett építmény rendeltetésében, használatában mutatkozó zavarokból, esetleg tönkremenetelből, sokszor emberéletben is

okozott károkból kell a hibák jelentőségét megítélnünk. Akár az első, akár a második szempontból vizsgáljuk is az előforduló eseteket, meg kell állapítanunk, hogy *az elkövetett hibák kihatása a tervezett egész alapozás értékét sokszorosan felülmúlhatja.* Sokszor a hibák éppen bizonyos könnyelműségből származó látszólagos takarékosságból fakadnak. A vélt megtakarítás értékét azután százszorosan, sőt ezerszeresen is felülmúlhatja a bekövetkező kár. Ugyancsak látszólagos takarékosságból szokott fakadni az első csoportba tartozó hibák jórésze is. Egyszerűbb, olcsóbb alapozási vagy víztelenítési módot terveznek, s a kivitelezés közben felmerülő nehézségekre a különbözetet ráfizetik, s végül is rá kell térni a költségesebb alapozási módra, amelyet eredetileg is alkalmazni kellett volna.

b) Az alapozási hibák előfordulásának okai általában

Az alapozási hibák általában a következő okokra vezethetők vissza:

1. Talajfelderítési hibákra és hiányokra.
2. Tervezési hibákra.
3. Építéskiviteli hibákra.
4. Elemi hatások és terhelésváltozások okozta károsodásokra.

ad 1. Néhány évvel ezelőtt a leggyakrabban az fordult elő, hogy vagy *egyáltalában nem volt talajfelderítés,* vagy ha volt, nem volt megfelelő mértékű és minőségű. Ma már inkább az fordul elő, hogy az elvégzett talajfelderítést és talajmechanikai szakvéleményt *nem mindenütt értékelik ki,* illetőleg az nem jut el minden illetékeshez és sokszor a kivitelező számára elvész. Hazai tapasztalataink azt mutatják, hogy a talajmechanikus szakértő vagy laboratórium néha még a tervezővel sincs megfelelő kapcsolatban. A tervező gyakran nem érdeklődik a talajmechanikai vizsgálatok részletei után és nincs közvetlen kapcsolatban az ottani szakértőkkel sem a vizsgálatok végrehajtása, sem a tervezés során. Ugyanakkor a talajmechanikus sem érdeklődik szakvéleményének elkészítésekor — vagy különösen azután — a tervezés tényleges igényei, sajátos követelményei és a véglegesen megtervezett alapozás után. Ez a hiányos kapcsolat még lazábbá válik az építés kivitelezésekor — amikor az előző két partnerhez harmadikként a kivitelező járul. A kivitelbe a tervező is csak elvétve — a talajmechanikus pedig rendszerint egyáltalán nem — kap és nem is keres betekintést. Sajnos, a gyakorlatban ezen három csoport érdeklődési köre sokszor csak a szigorúan értelmezett felelősségük határáig terjed, ami azután odáig is fajulhat, hogy a kivitelező vakon végrehajtja a tervet, annak nyilvánvaló, vagy építés közben feltárt hibái ellenére is.

Ebben a csoportban tehát a hibák a következő okokból állhatnak elő:

ad 11. A talajfelderítés, vagy hidrológiai felderítés teljes vagy részleges elhagyása, amikor is az alapozás a *„terhelt szerkezet"* ismeretének hiányában kerül kivitelezésre, tehát a véletlenre van bízva, hogy jó lesz-e vagy sem. Ennek a hiánynak egy súlyosabb fajtája, ha talajfelderítést ugyan végeznek, de annak végrehajtása — főként pedig *a mintavétel, nem megbízható* és félrevezető eredményekre, következtetésekre vezet. Ez annál inkább előfordulhat, mert a fúrástechnika mai állásánál bizonyos szemcsés vagy réteges talajfajtákból a mintavétel tökéletlen és megbízhatatlan adatokat szolgáltat.

ad 12. A talajfelderítési eredmények, próbafúrások, magminták nem megfelelő feldolgozása és kiértékelése; ami főként *a minták nem megfelelő kezeléséből, szállításából* és felhasználásából származik. De elkövethet a laboratórium hibákat azzal is, hogy a beküldött mintákat mechanikusan feldolgozza ugyan, de nem megy ki a helyszínre és *nem teszi vizsgálat tárgyává a talajállapot és a leterhelési, stabilitási helyzet változásának lehetőségét* (nedvességtartalom, tömörség), amelyek különböző körülmények: csapadék, kimosás, aláüregelés, a talajvíz szintjének esetleges változása és egyéb külső hatások következtében állhatnak elő. Különösen nagy baj, ha még csak fel sem hívja a tervező figyelmét ezek megvizsgálásának szükségességére.

ad 13. A feltárás eredményeit összegező *talajmechanikai szakvélemény nem teljes* (pl. nem terjed ki alapozási javaslatra, süllyedés- vagy stabilitásvizsgálatra, munkavégrehajtási szempontokra), vagy pedig annak adatait sem a tervezés, sem a kivitel nem használja fel kellőképpen.

ad 14. A tervezés és építés során *a talajmechanikus, a tervező és a kivitelező nem tartanak egymással kapcsolatot* és csak baj esetén tudatják egymással a tényleges és a feltételezettől esetleg eltérő helyzetet. (Ez a változás nemcsak a talajviszonyokra, hanem esetleg a munkavégrehajtás körülményeire, ütemére, sőt a munkagépekre, felszerelésre is vonatkozhatik.) Különösen gyakran fordulnak elő ilyen összehangolási és irányítási hibák ott, ahol a beruházónak nincsenek szakemberei, és ezért műszaki irányítást vagy felelősséget nem is képes vállalni.

Egy nagy építkezés lebonyolítása ugyanis nemcsak adminisztratív művelet, amely az egyes tervezési, gyártási és építési feladatok szerződésszerű kiadását és a fizetések lebonyolítását kívánja meg, hanem fő feladata a műszaki irányítás és vezetés. Nagyszabású építkezéseknél elkerülhetetlen, hogy tervezés vagy kivitelezés közben ne kelljen sokszor lényeges feltételeket a megváltozott helyzet következtében módosítani. Különösen gyakori eset ez alapozási viszonylatban, ahol a leggondosabb talajkutatás sem tud minden részletet előre feltárni és a tervezés sem számolhat minden helyzettel előre. A szükséges változtatások pedig sokszor súlyos terhelési és stabilitási következményeket vonnak maguk után. Gyors és felelősségteljes intézkedések csak úgy várhatók, *ha az építkezés minden szálát kézben tartó intézmény* azonnal el tudja bírálni a változás vagy változtatás súlyát és *haladék nélkül, felelősségteljesen dönt.* A tervező, építő és a szakértő ugyanis külön-külön nem ismerhetnek minden tényezőt, összehívásuk nehezen megy és feltétlenül sok időt igényel; közben pedig a helyzet állandóan tovább romolhat.

ad 2. A tervezési hibák egy része kétségtelenül már az előző pontból fakadó talajfelderítési és kiértékelési, felhasználási hibákból származik. Vagy pl. fontosabb vízi műtárgyaknál az előzetes kismintakísérleteket elmulasztják. Ezeken kívül azonban ettől független, önálló hibái is vannak a tervezésnek.

ad 21. Alapvetően ilyen hiba, ha *a tervező nem gondol a talaj és az alap közötti kölcsönhatásra* és a talaj várható alakváltozásainak *nem megfelelő,* azt károsodás nélkül követni nem tudó *szerkezeteket tervez.* Ez azután főként káros süllyedésekben, a tartószerkezetek elrepedésében, szélső esetben használhatatlanná válásukban, leszakadásban, vagy az alaptestek, mélyépítmények kifordulásában, használhatatlanságot eredményező elmozdulásában nyilvánul meg.

ad 22. Még súlyosabb eset, ha a tervező *nem megfelelő alapozást tervez*, vagy az alapozást nem megfelelően tervezi meg.

ad 23. Igen gyakori hiba, hogy a tervezésnél *nem veszik figyelembe* azokat *a változásokat*, amelyek akár *az altalaj teherbírásában*, akár *a terhelés nagyságában* a külső körülmények miatt bekövetkezhetnek. Ilyen változásokat elsősorban *a víz* idézhet elő, amely a teherviselő talaj átáztatásával, kimosásával vagy aláüregelésével a teherviselő altalaj, illetőleg az alapozás eredeti teherbírását csökkentheti. Ugyanakkor mint külső terhelés is megnövekedhet — nemcsak azáltal, hogy pl. a terhelést adó vízszint megemelkedik, hanem azáltal is, hogy az alapot vagy a mélyépítményt körülvevő talajt átáztatja és belső szilárdságát (φ, c) lecsökkentve, a nyomást megnöveli.

De előidézheti a változásokat a környező térszint utólagos lehordása, szomszédos bevágások, csatornák létesítése, vagy újabb építmények létesítése a szomszédban (feszültségszuperpozíció), sőt utólag fellépő bármely tényleges külső statikus vagy dinamikus terhelés (rázás, forgalom stb.) is. Így pl. a belvízi szivattyútelepeknél a régi, lassú fordulatszámú gőzgépek átcserélése nagyobb fordulatszámú robbanómotoros hajtógépekre, a talaj kritikus önrezgésszámával való ráhangzást és roskadásszerű süllyedést okozhat.

Előfordulhat természetesen nemcsak a teherváltozások elhanyagolása, hanem *a terhelések alapvetően helytelen felvétele is.*

ad 24. Nagyon sokszor fordul elő azután az is, hogy *az építmény különböző terhelésű részeit egyenlő teherbírású alapozással, vagy pedig az egyenlő terhelésű részeket különböző teherbírású*, vagy jellegű (sík-, mély-) *alapozással tervezik* meg. Sőt esetleg nem gondolnak arra sem, hogy a különböző terhelésű és különböző jellegű alapozások között süllyedéskülönbségek jönnek majd létre.

ad 3. Az építéskiviteli hibák sokszor önállóan, sokszor pedig a tervezés és a talajfelderítés hibáival kombinálva jelentkeznek.

További ok szokott lenni a rossz minőségű munka, építőanyag, vagy helytelen technológia. Ide tartozik pl. a likacsos, porózus víz alatti betonok készítése, a víztelenítő rendszer, esetleg légnyomásos üzem, nem eléggé üzembiztos kiépítése, vagy akár az alkalmazott gépek helytelensége és mindenféle kiviteli gondatlanság, amely általában félremagyarázott takarékosságból származik.

ad 31. A hibák leggyakrabban *a nem megfelelő víztelenítési módszerből* keletkeznek, ami különösen folyós homok- vagy iszaptalajok víztelenítésénél szokott előfordulni. A helytelenül megválasztott víztelenítés nemcsak a munka végrehajtását nehezíti meg, hanem az alap teherbírását is tönkreteszi, sőt a környezetben levő építmények állékonyságát is veszélyezteti.

ad 32. A másik fő forrása az építés helytelen kivitelezéséből származó hibáknak *a munkagödör nem megfelelő körülzárása és a zárófalak elégtelen kitámasztása.* Itt is nagy szerepet szokott játszani, hogy a terhelések, igénybevételek időbeli változását nem veszik figyelembe, ami a vízállási, időjárási körülményeknek is lehet függvénye.

ad 33. A kiviteli hibák közé tartozik valamely — egyébként helyesen megválasztott — alapozási módnak *nem helyes technológiával*, nem megfelelő eszközökkel, vagy nem megfelelő elrendezéssel *való végrehajtása.*

ad 34. Igen sajnálatos forrása a kivitel hibáinak *a nem megfelelő munkaminőség.* A szakmai kiviteli szabványokban előírt technológia be nem tartása, az alapozási elemek nem megfelelő szilárdsággal és vízzáróssággal való elkészítése igen gyakran súlyos károkra vezet.

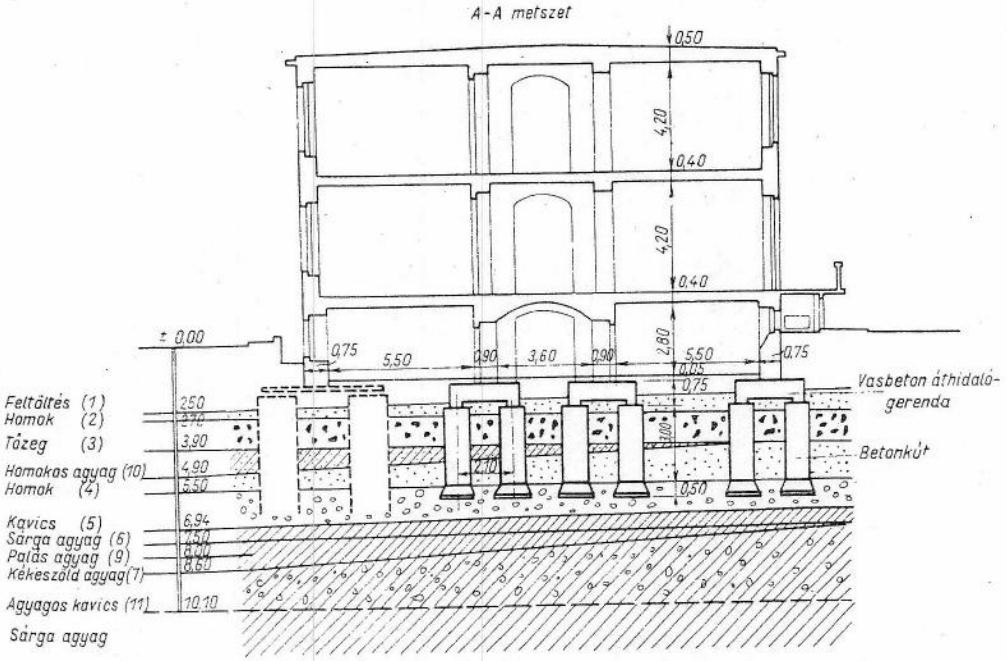
ad 4. Végül igen sok mélyépítési és alapozási károsodásnak valami *nem várt,* vagy esetleg elhanyagolt, *rendkívüli erőhatás* volt az okozója, mely sokszor nem is nevezhető hibának, mégis alkalmas a fenti szempontok és esetek kiegészítésére.

A fenti csoporton belül előfordulható összes hibalehetőségeket tárgyalni képtelenség volna, ezért a továbbiakban főként a hazai gyakorlatból vett tényleges példákat fogok a fenti csoportosítás és alapozási módok szerint ismertetni. Minthogy azonban ezen hibáknak rendszerint nemcsak egy oka volt, hanem a tervezési vagy talajfeltárási hiányok mellett kiviteli hibák is előfordultak, egy-egy esetet esetleg több helyen is meg kellene említenem. Ismétlések elkerülése végett a példákat a könyvben lehetőleg csak egy helyen említem, az összes hibák egyidejű felsorolása mellett.

1. AZ ELŐKÉSZÍTÉS ÉS TALAJFELDERÍTÉS ELMULASZTÁSA VAGY HIÁNYAI KÖVETKEZTÉBEN ELŐFORDULT ALAPOZÁSI HIBÁK

11. A talajfelderítés teljes hiánya miatt bekövetkezett alapozási hibák.

Ilyen hibákkal főként a régebbi időkből származó, 40—50 évvel ezelőtt épült építmények alapozásánál találkozunk, amikor általában megelégedtek a kiemelt alapgödör fenekén talált talaj szemügyre vételével és ha azt — tapasztalatok alapján — megfelelőnek találták, tovább már a talaj után nem érdeklődtek. Ahol pedig nem találtak megbízható felső réteget, ott egyszerűen

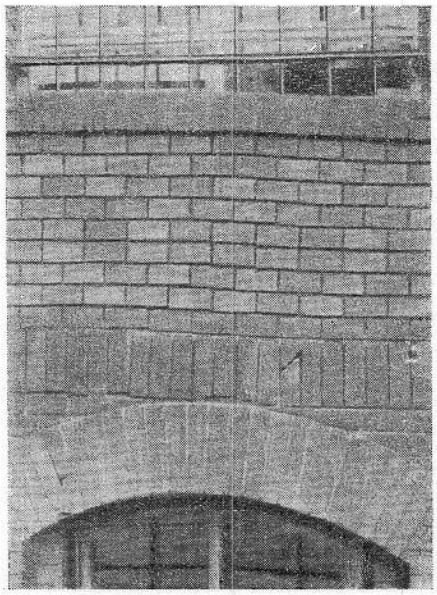


1. ábra. A Balassa utcai elmeklinika metszete és alapozása

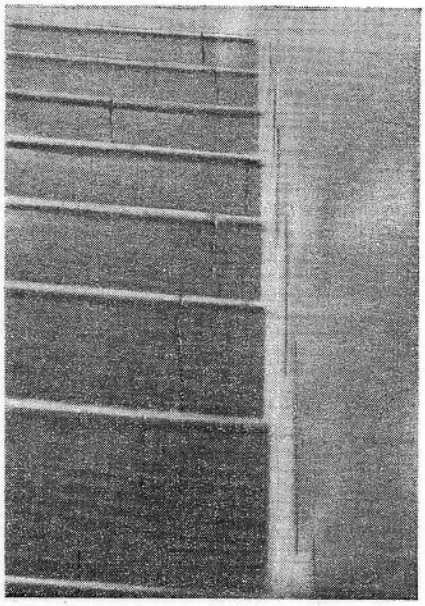
cölöpözéssel vagy légnyomásos alapozással vélték az alapozás kérdését megoldottnak.

11.1. Budapest VIII., IX., X. és XIII. kerületében a Rákospatak mentén, továbbá a régi *Füvészkerti tó* helyén és nagyjából a Nagykörút vonulatát követő régi, feltöltődött, eliszaposodott, elmocsarasodott Dunaág vonulatában a felszínhez közelfekvő homok és kavicsos homokrétegek alatt 1,0—1,5 m vastagságú *tőzegrétegek vannak*. Ezek felkutatásának elmulasztása számos alapozási hibához vezetett.

11.11. A régi Füvészkerti tó helyén épült a *Balassa utcai elmeklinika* épülete, melynek metszetét és talajszelvényét az 1. ábra tünteti fel. Az épületet



2. ábra. Elferdült erkély a klinika épületén



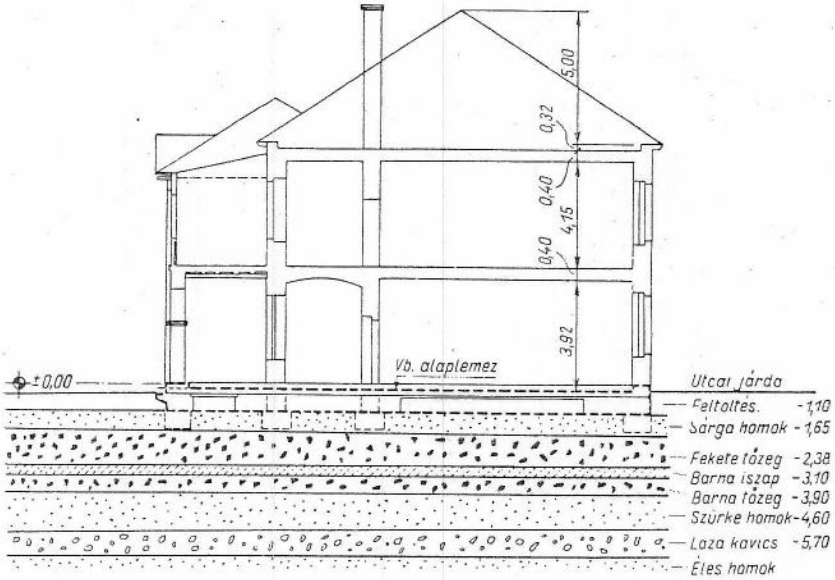
3. ábra. Elpattant lépcsőfokok a lépcsőházban

mintegy 60 évvel ezelőtt a térszín alatt —2,0 és —2,70 m mélységben fekvő érdes homokrétegre alapozták, anélkül, hogy annak vastagságát és az alatta fekvő talajrétegeket felderítették volna. [1] Az épület már elkészülte után néhány évvel süllyedni kezdett, és a süllyedés mértéke és egyenlőtlensége egyre fokozódott. Az 1930-as évek csapadékos éveiben felemelkedett átlagos talajvízállás ezt még jobban növelte, s ennek következtében az épület több helyen elrepedt, egyes részein szemmel látható elferdülések keletkeztek, a lépcsőházban a terméskő lépcsőfokok elpattantak stb. (2—3. ábrák).

Az ezt követőleg elrendelt talajfúrás azután megállapította (vö. 1. ábra), hogy közvetlenül az alapsík alatt 1,20—1,40 m vastag és *erősen összenyomódó tőzegréteg* fekszik, melynek víztartalma és így összenyomhatósága a talajvíz emelkedése következtében még jobban megnőtt. Ezek után elrendelték,

hogy az egyenlőtlenül süllyedő főfalak két oldalán kutakat kell a mintegy 5—6 m mélyen fekvő tömör kavicsrétegig süllyeszteni és az alapfalak alá húzott keresztirányú vasbetongerendákkal ezekre kell az építmény súlyát áthárítani.

A munkákat végre is hajtották, azonban *a kutak süllyesztésénél újabb* — most már kiviteli — *hibát követtek el,* s emiatt az épület süllyedése továbbra sem állt meg. A kutak süllyesztését ugyanis nyíltvízi szivattyúzással kezdték, sőt egy kút központi szivattyúzásával akarták a többit is vízteleníteni. Ez



4. ábra. Angyalföldi elmegyógyintézet oszlopos pavilonja

azután a homoktalaj fellazításához és aláüregelődéséhez, (vö. 31.3. pont) újabb süllyedéshez vezetett. A szivattyúzást be kellett szüntetni, a vizet fel kellett engedni és a süllyesztést víz alatti kotrással folytatni. Az eredeti egyenlőtlen süllyedéshez az az általános jelenség is hozzájárult, hogy a nagyobb mértékben terhelt közép-főfalak alatt is ugyanolyan értékű alapozást használtak, mint a kevésbé terhelt szélső főfalak alatt. Ez azután általában a középső főfalak viszonylagos nagyobb süllyedéséhez szokott vezetni (vö. 23.22. pont).

11.12. A Rákospatakhoz közelfekvő *Angyalföldi Állami Elmegyógyintézet* ún. *oszlopos pavilonja* annak idején ugyancsak talajfelderítés nélkül épült (4. ábra). Az épület az idők során több decimétert süllyedt, mégpedig nem egyenletesen és ezért összerepedezett. [1] Süllyedés ugyan állandóan volt, de különösen tavasszal mindig erőteljesebben jelentkezett. Nyilvánvaló volt, hogy ez a jelenség a közeli Rákospatak tavaszi magasabb vízállásával van kapcsolatban, amikor a magasabban álló talajvíz az összenyomódó puha rétegeket jobban átáztatta. A 20 évvel ezelőtt elrendelt talajfelderítés azután megállapította, hogy a sávalapokkal közvetlenül terhelt homokréteg alatt 1,8—2,4 m vastag tőzeg-, illetve iszaprétegek fekszenek és ezek összenyomódása, illetőleg időszakos átázása okozza a nagymértékű süllyedéseket.

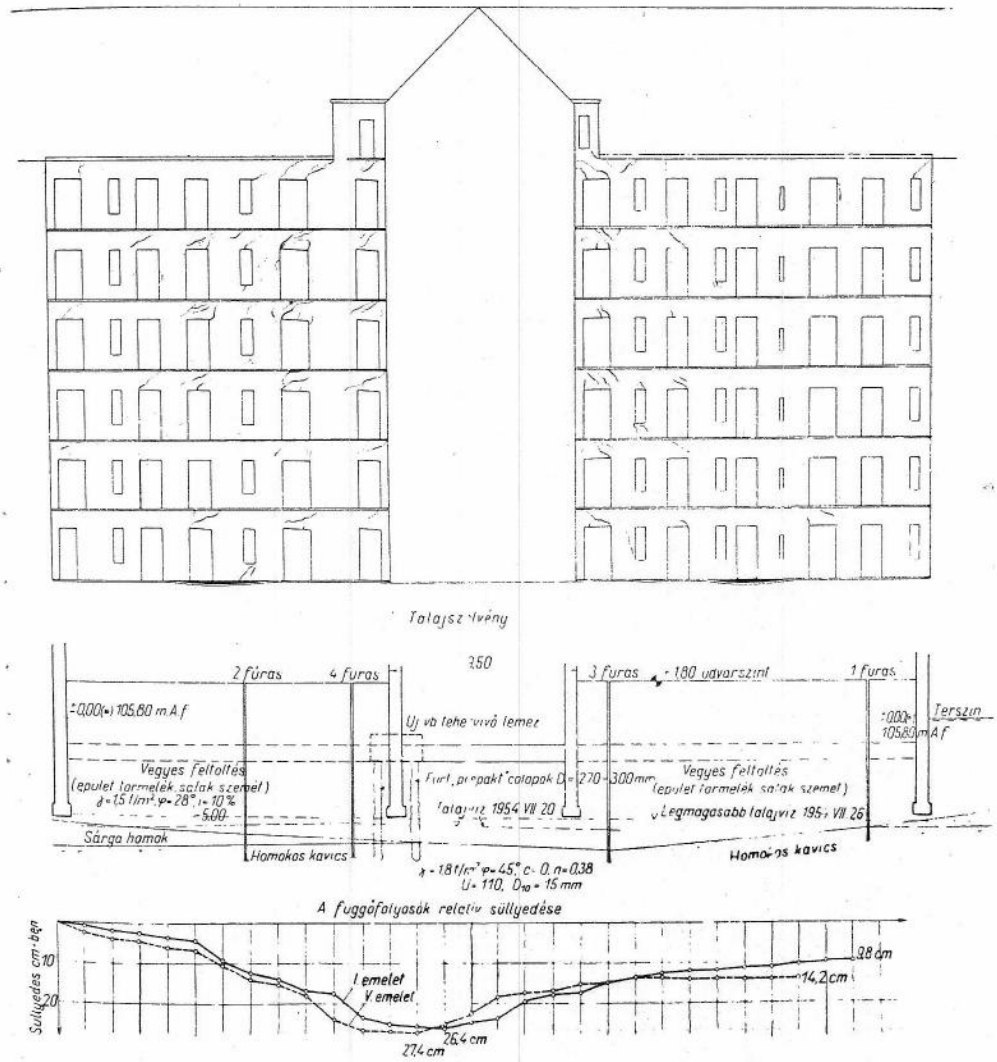
A leltárnapló 12,487
tétele alatt bevételeztük.
Szakleltári szám: E.166
Máv. Igazgatóság

A további süllyedéseket itt egy végigmenő, sőt a szélső határfalakon konzolosan túlnyúló vasbeton alaplemeznek a földszinti padozat alá való behúzásával sikerült meggátolni. A vasbetonlemez aláhúzása úgy történt, hogy a főfalakban a lemez helyén először csak egyes sávokat törtek át, majd elkészítették a lemez teljes vasszerelését, amely a kibontott falsávokon átment. Ezután a kibontott falsávokat bebetonozták és csak ennek megszilárdulása után bontották ki az előzőleg épen hagyott közbenső falzömöket, az átmenő vasbetéteket ezeken a helyeken átkötötték és egyben betonozták be az egész vasbetonlemezt (vö. [1], 14. old.). Igaz ugyan, hogy a lemez aláhúzása a talajfeszültségek tartományát mélységi értelemben még jobban kiterjesztette és az összenyomódó összréteg vastagságát megnövelte, azonban a nagy felületnövelés következtében a sávalapok alatti fajlagos feszültségek 60—80%-kal csökkentek, ami a süllyedés szempontjából kritikus felső tőzeg- és iszaprétegek jelentős tehermentesítését eredményezte. A mélyebben fekvő teherbíró rétegekre levitt nagyobb feszültségek ezzel szemben nem okoztak jelentős összenyomódás- és süllyedéstöbbletet.

11.13. A Soroksári út 38—42. sz. telken 1910-ben hatalmas ötemeletes *bérháztömb* épült. A háztömb kezdettől fogva süllyedt és a középső, magasabbik lépcsőházi traktusban (valamint az annak vonalában levő lakásokban) egyre erősödő repedések jelentkeztek. Ezenkívül az ajtó- és ablakkeretek eltorzultak, az ajtó- és ablakszárnyak nem záródtak stb. Különösen megnövekedtek azután a repedések és a fenti kellemetlenségek az utóbbi években, aminek következtében 1954-ben elrendelték az egész helyzet feltárását és az épülettömb alapozásának kijavítását.

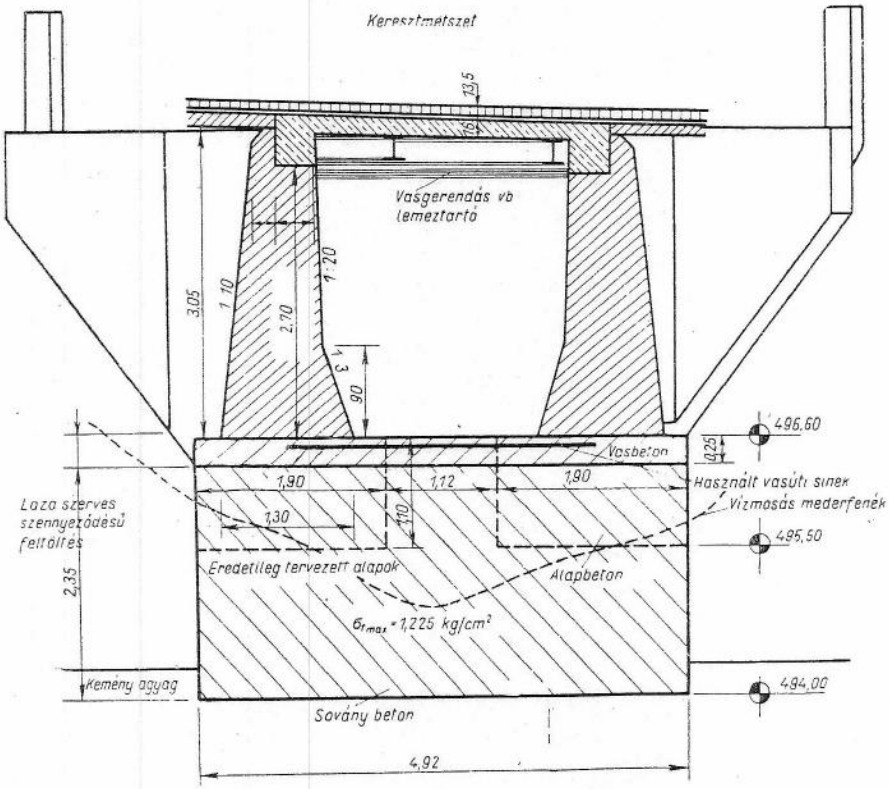
A próbafúrások felderítették, hogy az épület alatt változó mélységben fekszik a teherbíró homok és homokos kavicsréteg, ami fölött épülettörmelékből, salakból és szemétből álló, 5—6 m vastag vegyes feltöltés van. A teherbíró rétegek középen — 8,10 ÷ —18,60 m mélységben vannak, míg az épület nyugati szélén —5,0 m-re, keleti részén pedig —6,50 m-re emelkednek. Az épület főfalainak sávalapjaival a széleken —5,0 m-re, középen pedig a talajvíz szintjéig: —6,50 m-re mentek le, tehát míg a széleken elérték a teherbíró homoktalajt, a középen annál 2,0 m-re magasabban maradtak (5. ábra). Világos tehát, hogy a középső alapoknak az alattuk hagyott vegyes feltöltés összenyomódása következtében nagyobb lett a süllyedése, mint a szélsőknek. Fokozta még a bajokat, hogy a raktárnak használt pincepadló alatt 80 cm vastag vasalt betonlemez padozat-alap volt, amely egy darabig az épület teherátadásában is segített, de később az egyenlőtlen süllyedések miatt elrepedt és így a süllyedések fokozódtak. (Éppen ez lehetett az oka a bevezetésben említett fokozott süllyedések bekövetkezésének.) Egyébként a lemez vasalása nem a főfalak között keresztirányban, hanem azokkal párhuzamosan volt elrendezve, ami igazolja, hogy nem alaplemeznek készült, csupán a raktárban előforduló nagy koncentrált terhelések nagyobb felületre való elosztását akarta előmozdítani. Közben a süllyedések és főként a süllyedéskülönbségek annyira fokozódtak, hogy az udvar felőli függőfolyosók az 5. ábrán látható alakot vették fel. Az épület középső, lépcsőházi traktusát (amely a legnagyobb süllyedési teknőbe esett) a nagy károsodások és a beállott stabilitási veszély miatt végeredményben gazdaságosabb lett lebontani, mint kijavítani. A szélső szárnyak alapozását pedig a főfalak két oldalán a pincepallósík magasságából

lefúrt cölöpökre állítják a faláttöréseken vezetett vasbeton teherátvivő lemez segítségével. A fúrt cölöpöket *prepakt betonból* készítik és az alsó homokos kavicsrétegbe 1—1,5 m mélyen nyúlnak bele. Érdemes megemlíteni, hogy egy-egy ∅ 30 cm cölöp törőterhelése a 65 t-t meghaladta, ami a prepakt eljárás hatékonyságát bizonyítja, mivel a besajtolt bentonitos cementlé a környező talajt is átitatván a teherviselésbe azt is bevonja. (Viszont a cementfelhasználás az elméletinek 3—5-szöröse.) A 60 000 légköbméteres épület alapozás-helyreállítási költségei 1,5 millió forintra rúgtak.



5. ábra. Soroksári úti bérház metszete

11.2. Egy kisebb közúti híd alapozásánál is igen nagy zavart és költségtöbbletet okozott az előzetes talajfelderítés elmulasztása. Példa erre a 6. ábrán feltüntetett 2,5 m szabadnyílású kis híd esete. A kis hidat egy időszakos vízfolyás fölé építették és az alapgödör kiemelése közben állapították meg, hogy a meder építési törmelékből és falombokból származó organikus hulladékkal van feltöltve, amelyre az alapot ráállítani nem lehet. Fúróeszköz hiányában próbacölöpözéssel állapították meg, hogy a tervezett alapsíknál 1,5 m-rel mélyebben lehet csak megfelelő szilárdságú talajra számítani. Így a tervezett



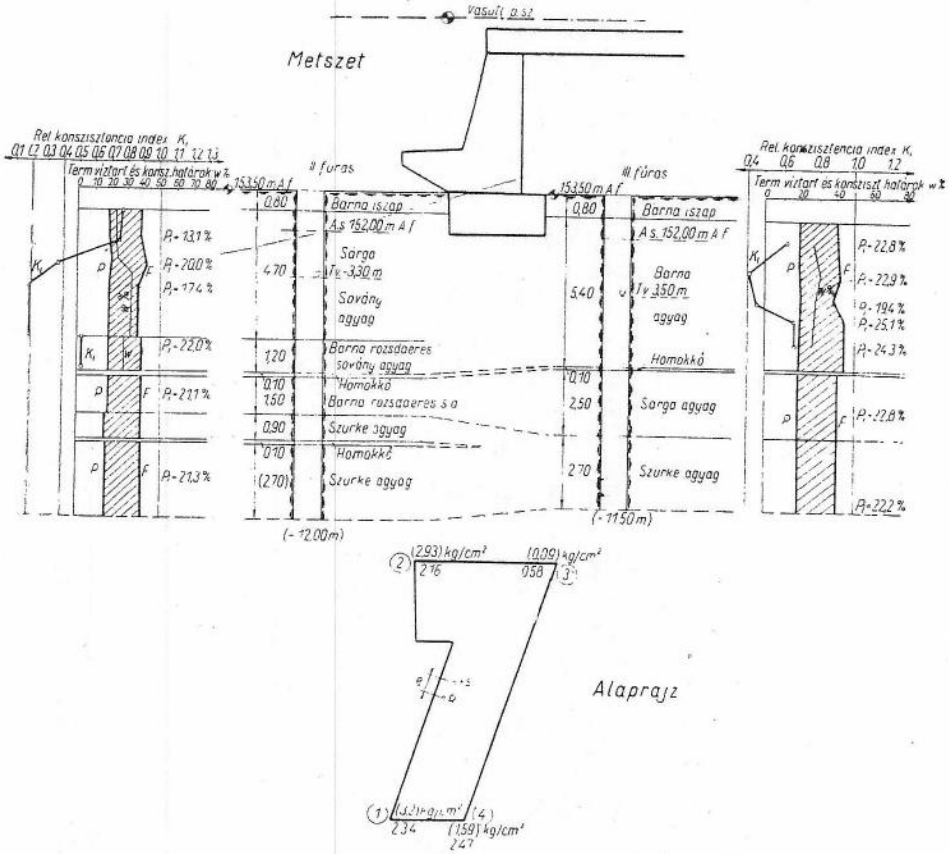
6. ábra. Perkátai híd alapozása

két alaptest között csak 1,12 m földfal maradt volna, amit a szükséges 2,6 m-es lemélyítéssel nem lehetett volna bennhagyni és ezért a teljes 4,92 m-es szélességben ki kellett az alapgödröt emelni és sovány betonnal kitölteni. Felül pedig egy teherelosztó vasbeton lemezt kellett a felmenő falak alatt beépíteni. Az ábra szembeszökően mutatja, hogy milyen hatalmas betonmennyiséget kellett az előzetes felderítés hiánya miatt egy kis hídnál az alaptestekbe beépíteni, ami pl. egy zárt vasbeton kerettel eleve elkerülhető lett volna.

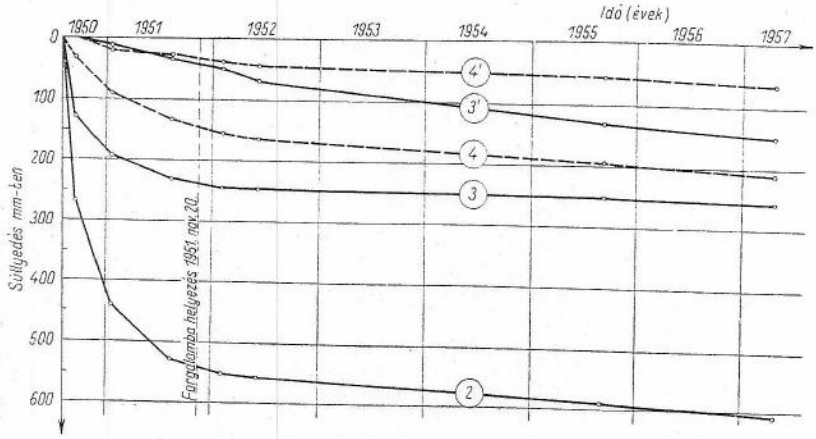
12. A talajfelderítés részleges hiánya vagy nem kellő figyelembevétele miatt elkövetett alapozási hibák

A talajfelderítés részleges hiánya sokszor ugyanolyan kellemetlen meglepetéseket és károkat okozhat, mintha egyáltalán nem is történt volna talajfelderítés. Az alábbi példákban a hiányok világítanak rá arra, hogy mire is kell a valóban használható talajfelderítésnek kiterjednie.

12.1. Egy *új vasútvonal* építése kapcsán 11 m nyílású *közúti felüljáró* épült. Az építkezés rendkívül sürgős volt és a híd alapozását előzetes talajfelderítés nélkül kellett megtervezni. Átlagos irányelvként lerögzítették, hogy a szóban forgó vidéken $\sigma_m = 3$ kg/cm² feszültségre igénybevehető megbízható talajrétegek már csekély mélységben találhatók, s az alapozás síkalapozással megoldható. Az alapokat és a hidat ennek alapján meg is tervezték és az építkezést megindították. Az építést közvetlenül megelőzőleg a talajrétegződés egyszerű, helyszíni megállapítása céljából három talajfúrást végeztek, talajmechanikai laboratóriumi vizsgálat és ennek megfelelő mintavétel azonban nem történt. Helyszíni szemle alapján megállapították, hogy „a megbízható réteg" a felszínhez közel tényleg megvan és megfelelő mélységig homogénnek látszó agyagtalaj van. Mivel pedig az alapgödör kiemelésekor azt is megállapították, hogy az agyag egyenletes, száraz és megfelelő teherbírásúnak látszik, az alapokat, majd a hídfőket és szárnyfalakat is nyugodtan ráépítették. Már építés közben kiderült azonban, hogy az egyik hídfő 10 cm-t meghaladó süllyedést szenvedett és emiatt a súlyos vasbetonfelszerkezet helyett vasfelszerkezetet helyeztek a hídfőkre. A megindított rendszeres süllyedésmérések azt mutatták, hogy a süllyedés folytatódott, sőt fokozódott és egyenlőtlennek mutatkozott. Újabb három talajkutató fúrást végeztek, amelyet most már talajmechanikailag is kiértékeltek. A talajfizikai jellemzők megállapításánál kiderült, hogy a homogénnek látszó barna agyagréteg állapota erősen változó. A relatív konszisztencia index 1,0 m mélységben *1,0* körül van, 1,5 m mélyen már *0,60*, 3,0 m mélységben *0,40*, 6,0 m mélységben *0,65* és csak a 6,5 m mélyen levő homokkő lemezréteg alatt haladja ismét meg az egységet. Ez a különbség a hézagtényezőben is megmutatkozik, mert míg 1,5 m mélységben $e = 0{,}83$, 3,0 m mélységben már *0,94*, majd 4,0 m mélyen *0,80* és 5,5 m mélyen *0,74*. Ugyanakkor a P (plasztikus határ) értéke végig 0,19 és F (folyási határ) értéke is csak gyengén emelkedik a mélységgel 0,4-ről 0,44-re (7. ábra). A süllyedések oka tehát azonnal kiderült és gondosabb ellenőrzés után az is világossá vált, hogy a süllyedések miért egyenlőtlenek. Amint az alaprajzból látható, az alaptest a ferdeség és a szárnyfalak különböző megoldása miatt erősen aszimmetrikus. Az erőhatások excentricitását és az alaptest aszimmetriáját figyelembe véve, az excentrikus nyomás következtében a ferdén L alakú alaptest alatt a beírt talpfeszültségeknek kellene fellépniük. A zárójeles értékek önsúly + földnyomásból származnak, míg a szabadon hagyott értékek a jelenlegi egyvágányos mozgó terhelés alatti talpfeszültségeket jelentik (végtelen merev alaptest és teljesen laza altalaj feltételezésével). Ha most megnézzük a süllyedési időgörbéket (8. ábra), látjuk, hogy az első terhelési szakaszban a legjobban terhelt és legjobban átázott *2* pont mutatta a legnagyobb süllyedést, a *3* és *4* pontok süllyedése mögötte lényegesen elmaradt. (A *3* pont a kimutatott feszültséghez képest



7. ábra. Vácújfalusi vasúti felüljáró alapozási rajza



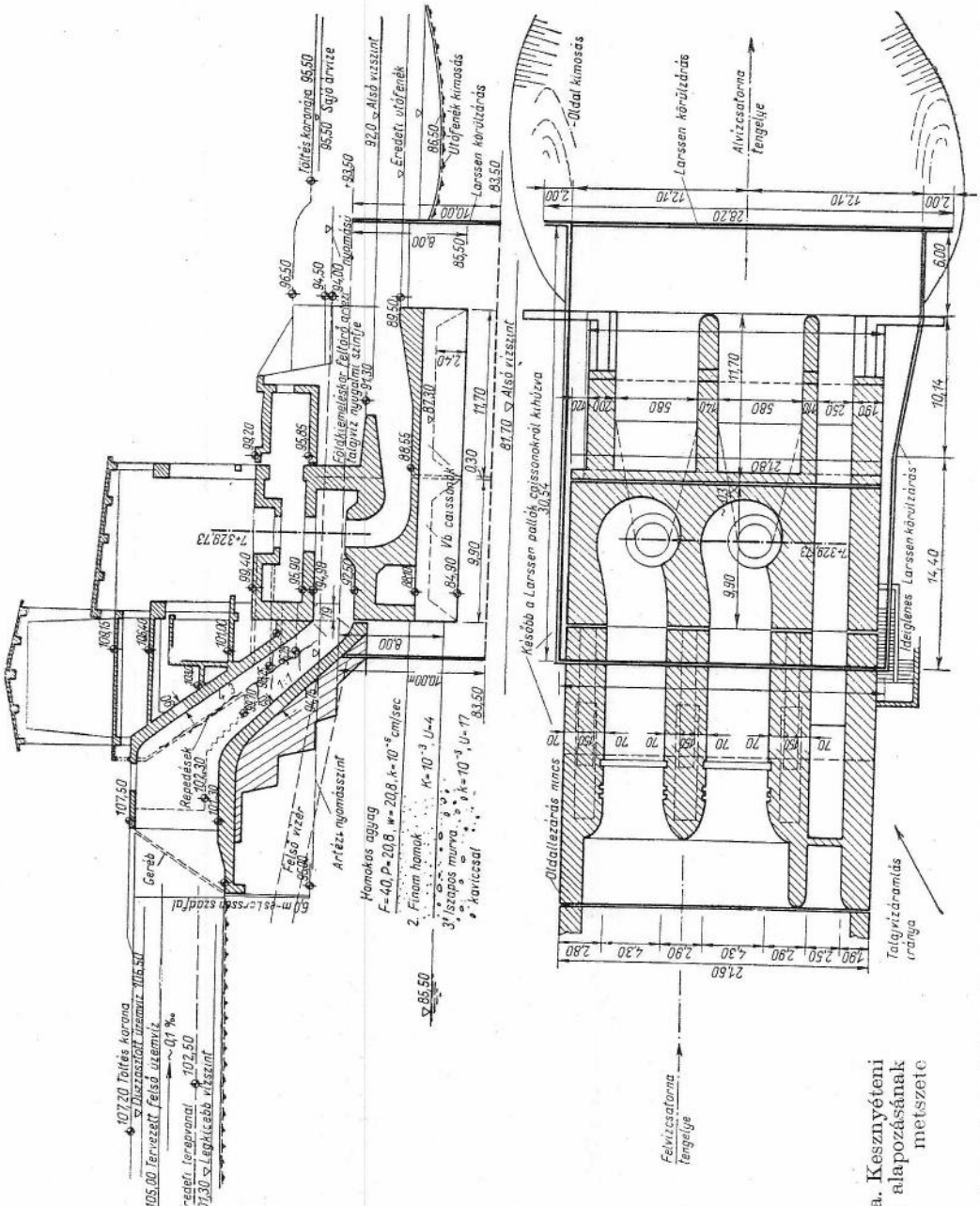
8. ábra. Az alaptest jellegzetes pontjainak süllyedési időgörbéi

nagy süllyedést szenvedett, ami azt bizonyítja, hogy az excentricitás, az aszimmetria és a talaj inhomogenitása miatti ferde hajlítás az alapmetszetet a szilárdságtanilag meghatározottól eltérő ferdeségű semleges tengely körül forgatja.) A szemközti hídfő alatti talaj eredetileg is kevésbé ázott át és ezért az a hídfő jóval kevesebbet süllyedt. Az utóbbi két évben viszont a süllyedés üteme itt megnőtt, ami vagy a terhelés áthelyeződésére, vagy utólagos beázásra mutat. Látható, hogy a 2 pont süllyedése ma már meghaladta a 60 cm-t és a süllyedés sebessége még ma is évente 10 mm. A többi pontok süllyedése 30 cm alatt van, és a süllyedési sebesség is csak évi 6—7 mm. Viszont a szemközti hídfő süllyedési sebessége az utóbbi években ennek kétszeresére nőtt. Tehát még mindig nem érkezett el az ideje annak, hogy a végleges helyreállítás megtörténjék, annál is inkább, mivel a növekvő süllyedéskülönbségek a hídfőnek egyre nagyobb mértékű elferdülését is okozzák.

12.2. Sokkal súlyosabb következményekkel jár a talajfelderítés hiányossága, illetőleg elhanyagolása egy nagyobb műtárgynál — amint azt *a keszneyéteni vízierőmű turbinaháza* építésének példája bizonyítja.

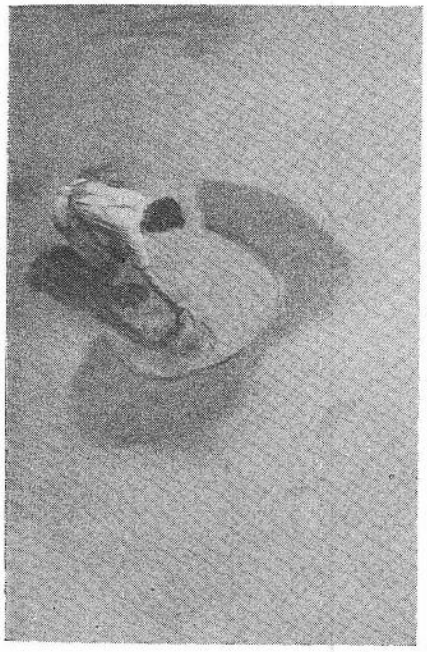
Amint a 9. ábrán látható, a vízierőművet különböző alapozási szinteken és különböző terhelésű részekből kellett felépíteni. A felvízcsatorna bevezető gerebének terhelése egészen csekély, viszont rendeltetésénél fogva is sokkal magasabban fekszik (fenékszintje 101,0 m A. f., alapozási szintje 100,0 m A. f.), mint a műtárgy többi része. Az alvízcsatorna terhelése szintén csekély, szintje azonban az előbbinél jóval mélyebb (89,50 m). Maga a középső turbinaház viszont a legnagyobb terhelésű és amellett rendeltetési szintje 1,0 m-rel az alvízcsatorna alatt van.

Az eredeti terv szerint a műtárgy mindhárom része nyíltvíztartás védelme alatt különböző alapozási síkokra helyezett síkalapozással készült volna el. *A nyíltvíztartást vasszádfalas körülzárás* tette volna lehetővé, melynek felső szintje 93,50 m volt, alsó éle pedig 85,50 m, ill. 83,50 m szintig volt leverve. Ezt a „*foghíjas*" verést az okozta, hogy nem állt rendelkezésre elegendő 10 m hosszú palló és a szádfal szilárdsága szempontjából elegendő volt minden második pallópárt mélyebbre leverni. A talaj rétegződése: a térszinttől 87,5—89,0 m mélységig kemény vályogtalaj, agyagrögökkel és murvaerekkel, alatta 1,5—3,5 m mélységig finom homok és ez alatt iszapos, kavicsos murva. Az 1930-as években végzett talajvizsgálatok sem a talaj vízáteresztő képességére, sem pedig a talajvízvizsgálatokra nem terjedtek ki. Így pl. a legmagasabb talajvízállás, valamint a talajvízmozgás sem volt felderítve. A feltételezés az volt, hogy a munka nyíltvíztartással, közvetlen szivattyúzással végrehajtható. A nagy terhelést jelentő turbinaház alapját az alsó, nagy teherbírású kavicsos murva talajig vitték volna le (kb. 86,00 m), ami alá a szádfalak 0,50, illetve 2,50 m-rel nyúltak mélyebbre. Az utófenék alapozása a 88,50 m körüli magasságban már csak a vékonyabb finom homok-talajra lett volna állítva, mivel kisebb terhelésének hordására ez a gyöngébb talajnem is alkalmasnak látszott. A tervezet elkészítésénél igen fontos szerepet játszott, hogy a megvalósítás minél alacsonyabb költségekkel járjon, mert az építtetőt igen nehéz volt a beruházás megindítására rábírni (közel 10 éves előkészítés után). Statikai számítások szempontjából a terv kifogástalan volt, azonban alapozás-végrehajtási és vízépítési szempontból komoly hiányosságai voltak — amint az az építés végrehajtása, majd a mű üzembehelyezése során kiderült.



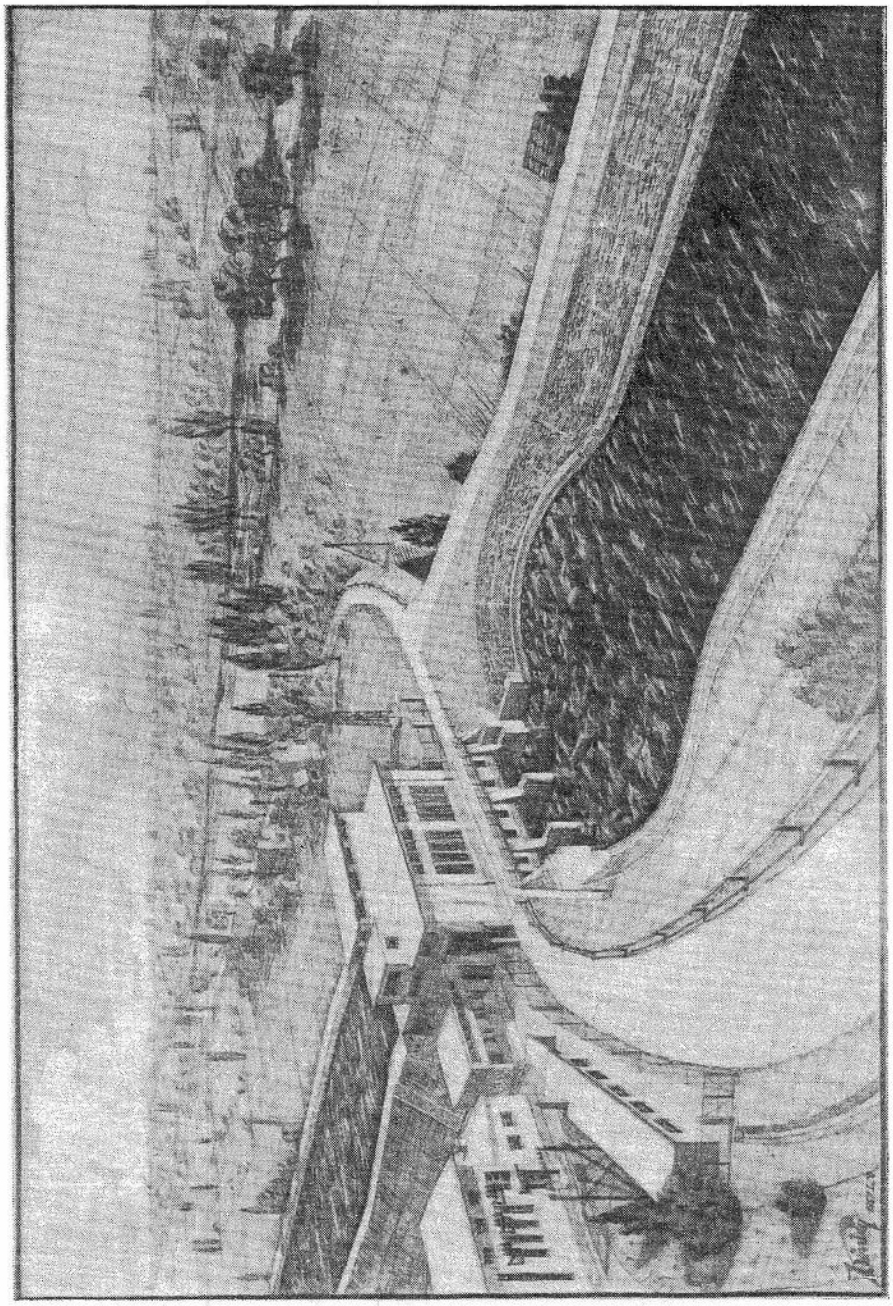
9. ábra. Keszenyéteni erőmű alapozásának metszete

A munka megkezdődött, a tervezett szádfalkörülzárás el is készült, a földkiemelés és a nyiltvíztartás megindult. Amikor azonban a szádfal koronaszintje alatt 1,5 m-re kiemelték a földet, a szállítópálya egy állványcölöpének beverési helyén talajvíz szökött fel olyan erővel, hogy az előirányzott méretű szivattyúberendezéssel a vizet eltávolítani nem lehetett. A tovább erőltetett földkiemelés és nyiltszivattyúzás mellett a felső homokos agyagtalajt egyre sűrűbben törték át a buzgárok (10. ábra). A munkát így nem lehetett folytatni. A sürgősen elvégezett talajvizsgálatok megállapították, hogy a homokos agyagtalaj alatt levő finom homok és iszapos kavicstalajok (vö. 9. ábra) rendkívül vízdúsak és artézi nyomású (a + 93,50 ÷ +94,75 m nyugalmi szintig emelkedő), áramló talajvizet tartalmaznak. Amint vékonyodott a földkiemelés következtében a felső vízzáró homokos agyag- (vályog-) talaj, úgy törte át ezt egyre jobban, és tette folyóssá az alsó, artézi nyomású talajvíz. Kiderült, hogy teljes kiemeléskor a munkagödörbe olyan mennyiségű víz áramlanék be (19 m^3/sec), melyet nyíltvíztartással eltávolítani rendkívül nehéz, költséges és veszélyes volna. A munkahelyet ugyanis egy partoldalban telepítették, a terep természetes lépcsőjének kihasználására és közvetlen szomszédságában, 9 m-rel mélyebben terült el a *Takta* folyó régi, holt medrének lapálya, amely árvíz idején élővizek levezetésére, különben pedig belvíz levezetésre szolgált (12. ábra). A magasabban fekvő Hernád-meder felől,



10. ábra. Fenékbuzgár feltörés az alapgödörben

11. ábra. Földkiemelés a fenékforrásolás következtében folyóssá vált munkagödörben

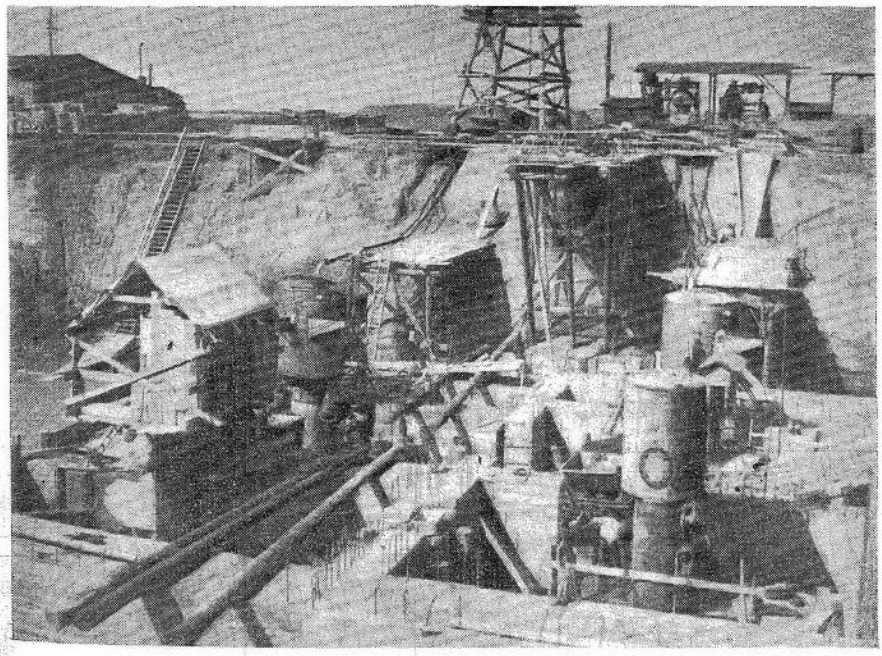


12. ábra. A keszyéteni erőtelep perspektív elrendezése

a vízáteresztő talajrétegeken keresztül, az egész környék talajvize e felé a természetes mélyedés és levezetés felé áramlott. Az áramlás sebessége pedig meglehetősen nagy lehetett, tekintettel a majdnem függőleges 9 m-es teraplépcsőre. (A 12. ábra jobb oldala mutatja ezt az alsó, lapályos területet.)

A szádfal alul nem zárt, mivel az áteresztő kavicsos murva talajban végződött, sőt foghíjas volta miatt még a munkagödör fenekén feltörő víz áramlási sebességét is alig csökkentette. A „talajvízfolyamot" ellenben természetes útjában gátolta a körülzárás és az artézi szinten „felüli" felduzzadásra is kényszerítette, hogy a gát megkerülése miatt szükségessé vált nagyobb úthoz a megfelelő nyomómagasságot biztosítsa. A levert szádfal tehát alulfelül rövidnek bizonyult és esetleges mélyebbre verésével és felső megtoldásával sem lehetett volna vízzárást biztosítani. A nagymennyiségű és nagysebességű talajvíz az iszapos, homokos, murvás altalajt fellazítással, kimosással és aláüregeléssel fenyegette, az egyre lazuló talajkörnyezet folytonosan növekvő nyomása pedig a szádfalak stabilitására is veszélyt jelenthetett.

Ezért kivitelezés közben az alapozási tervet meg kellett változtatni. A munkagödör-körülzáráson belül a turbinaház és az utófenék alapjait 2 db 9×21,6 és 12×21,6 m alapterületű *vasbeton süllyesztőszekrény*nek egymástól 50 cm távolságban levő egyidejű *lesüllyesztésével, pneumatikusan készítették el* (13. ábra). A két szekrény közötti hézagot aztán cementbesajtolással tették vízzáróvá, a körfalakat pedig folytonossá.



13. ábra. Nagyméretű vasbeton caissonok süllyesztése a kesznyéteni turbinaház alapozásához

Az előfenék és az ejtőcsövek bevezetésének alapozása viszont az eredeti tervek szerint készült, szádfal körülzárás nélkül, a jóval magasabb szinten — továbbra is kitéve a talajvíz természetes keresztirányú áramlásának.

Ennek hatása azután már üzem közben mutatkozott. Az ejtőcsövek alapjait a felvíz felől áramló talajvíz aláüregelte (ami annál könnyebb volt, mert a szomszédos süllyesztés környezetében a talaj már előzetesen fellazult). A kevésbé teherbíró felső síkalapozásnak a mozdulatlannak tekinthető pneumatikus alapokhoz képest amúgy is jobban kellett süllyednie. Így azután *az ejtőcsövek falai rövidesen elrepedtek* és a nagy vízveszteségek miatt néhány évi üzem után acéllemez béléssel kellett a csöveket ellátni, a megállapított aláüregeléseket pedig cementbesajtolással kellett kitölteni ($\simeq$ 25 m^3 besajtolt anyag).

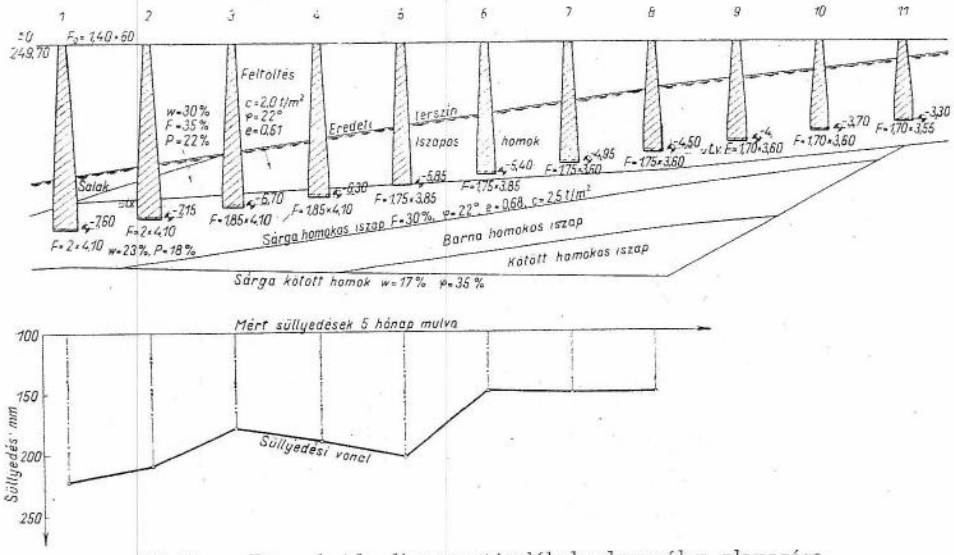
A másik meghibásodás üzembehelyezés után *az utófenék környezetében mutatkozott*, ahol a turbinákról leömlő víz energiájának megsemmisítésére a tervezett rövid utófenék és partbiztosítások elégtelennek bizonyultak. Az utófenék-burkolat vége után csakhamar több méter mély kimélyülések, oldalt pedig hatalmas partszakadások következtek be, amit kőhányással kellett állandóan ellensúlyozni (vö. 9. ábra). Ez a hiba egyébként régebbi vízi műtárgyainknál sorozatosan előfordult.

13. Nem mindenre kiterjedő alapozási szakvéleményből következő hibák

Már a kesznyéteni turbinaház (12.2) esetében láttuk, hogy egyes vizsgálatok, mint pl. a talajvízkutatás elhagyása, milyen bajokat okozhat — bár ott az egész előzetes talajfelderítés is hiányos volt. A következőkben olyan példáról lesz szó, amelyben igen gondos talajfelderítést végeztek, de az alapozási szakvélemény nem terjedt ki az összes lényeges kérdések vizsgálatára.

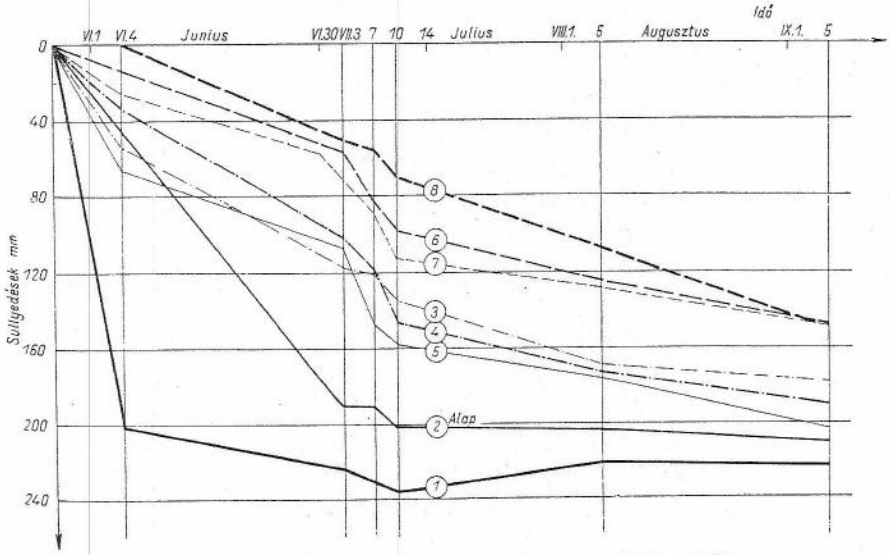
13.1. Egy vasmű anyagtárolóhelyét kiszolgáló darupályát közel 6 m vastagságú töltésre kellett építeni. Az előzetes talajmechanikai vizsgálat feladatául csupán az alapozási mód megállapításával kapcsolatos szakvélemény készítését jelölték meg. A szakvélemény a gondosan elvégzett próbafúrások és talajfizikai vizsgálatok alapján meg is adta az alapozási módot, mélységet és a megengedhető talajigénybevételeket és felhívta a figyelmet a pontosabb süllyedésvizsgálatok elvégzésének szükségességére, továbbá előírta egy víztelenítő rendszer létesítését is.

Amint ugyanis a 14. ábrán látható, a pillérek alapja mindenütt a termett talajba nyúlik, mégpedig az iszapos homok, illetve a sárga, homokos iszaptalajba, melynek kedvező súrlódási szöge ($\varphi = 22° \div 32°$) és hézagtényezője ($e = 0{,}61 \div 0{,}68$) van, viszont aránylag magas a víztartalma. Miután ez a térszínalakulásból következtetve is feltehetőleg a völgy felé irányuló és a térszínnel párhuzamos talajvízáramlásból, illetőleg csapadékvíz lefolyásából ered, ezen vizek felfogásával és egységes szivárgórendszerben való összegyűjtésével nemcsak a töltés- és altalaj-kimosásból eredő károk előzhetők meg, hanem a teherviselő talajrétegek is szárazabban tarthatók, s teherbírásuk emelhető. Az alaptestek a tervnek megfelelően el is készültek és velük párhuzamosan emelték a feltöltést is. *Már építés közben megállapították* azonban, *hogy az alaptestek süllyednek*, ami elkészültük után továbbra is folytatódott. Emiatt a darupálya vasszerkezetének



14. ábra. Borsodnádasdi anyagtárolóhely darupálya alapozása

már előkészített és megkezdett szerelését is abba kellett hagyni. Az egyes pillérek süllyedését a 14. ábra alján tüntettük fel és látható, hogy az a legmagasabb 1. pillér alatt a legnagyobb : 235 mm. A süllyedések az idők folyamán lényegesen csökkentek, de még egy év múlva is folytatódtak. Az egyes pillérek süllyedésének időbeli lefolyását a 15. ábra mutatja. Igen érdekesen mutatkozik az egyes görbék lefutásában a süllyedés szempontjából mérték-



15. ábra. A darupálya alapok süllyedési időgörbéje

adó talaj jellege. Így pl. az 1. pillér alatt a kötöttebb jellegű homokos iszaptalaj vastagsága mindössze 1,5 m és így a döntő szerepet az alatta levő szemcsés jellegű sárga homoktalaj játssza. Ennek megfelelően a konszolidációs görbe meredek lefutású és csakhamar teljesen ellaposodik. Még a 2. pillér konszolidációs görbéje is megközelíti ezt. Ahogy emelkedik a pillérek alapozási síkja és növekszik az alattuk levő homokos iszaprétegek vastagsága, úgy laposodnak el a konszolidációs görbék is, de öt hónap után még ferdén futnak, tehát további várható süllyedésekre mutatnak. A darupálya szerelésével tehát tovább (1 évig) kellett várni, mert a szerkezetileg megengedhető süllyedéskülönbségeket max 20 mm-ben szabták meg. Még szerencse, hogy a szóban forgó iszaptalaj aránylag nem túlságosan kötött és konszolidációja nem nyúlt ki még továbbra.

A nagy süllyedések okát kutatva megállapítható, hogy az *a nagy magasságú utólagos feltöltés következménye*, amely az egész eredeti térszint leterhelte és összenyomta. Ezen felül azonban a darupálya alaptestek mellé döngölt feltöltés saját természetes konszolidációja következtében is tekintélyes *negatív köpenysúrlódással* nehezedett a pillérekre. Így az alaptestekre a töltéssúlyból fokozott többletterhelés járult, amelyet a töltés felszínére, mint tároló helyre helyezendő anyag még növelt.

A hiba oka pedig az, hogy *a talajmechanikai szakvéleményben jelzett pontos süllyedésszámítást nem végezték el* és így nem is vették figyelembe a feltöltés hatását a süllyedésre. Hozzájárult ehhez még az is, hogy az előírt víztelenítő rendszert csak megkésve és nem teljes mértékben építették ki, és emiatt az alaptestek alatti talajfelszín időlegesen átázva nagyobb mértékben összenyomódhatott.

Nem szabad tehát részleges szakvéleménnyel megelégedni és annak utasításait, megjegyzéseit figyelmen kívül hagyva az építkezéshez hozzákezdeni.

14. Talajmechanikus szakértő és egyéb érdekeltek közötti kapcsolat hiányából származó hibák

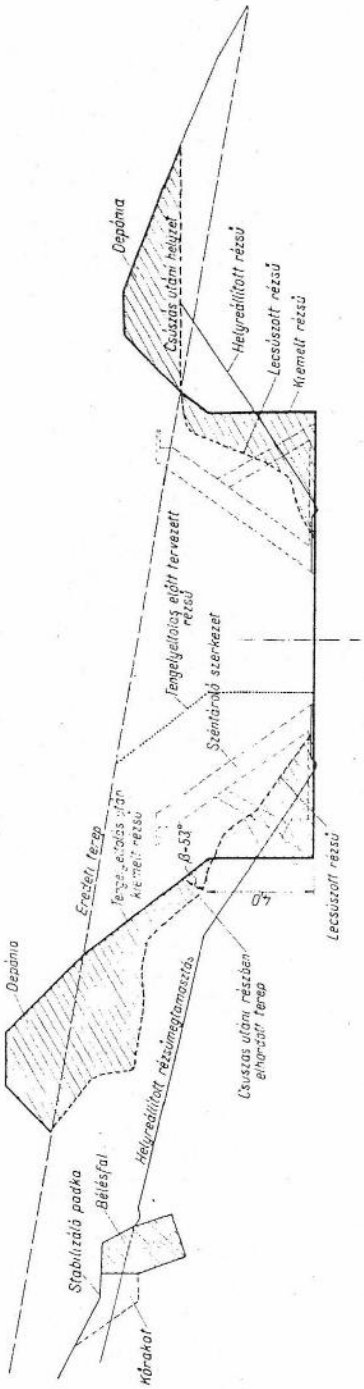
14.1. Egyik nagy vidéki ipartelep kazánházához csatlakozó széntárolót egy 30—40° hajlású domboldal bevágásában kellett megépíteni. Bár az előzetes geológiai szakvélemény felhívta a figyelmet a terület csúszásra veszélyes jellegére, mind a tervezésnél, mind az építésnél elhanyagolták ezt a figyelmeztetést. Amint a 16. ábrából látható, a 8—10 m mélységű és 9 m fenékszélességű bevágásokat a fenékszinttől számított 4 m magasságig $\beta = 60°$-os hajlású, az alatt pedig függőleges rézsűkkel tervezték meg és kezdték is kiemelni. A függőleges oldalfalak között, tehát 4 m magasságig, a széntároló szerkezet megépítéséig a tervben dúcolást írtak elő. A terv a széntárolót eredetileg a terep ívelt csapásvonalához alkalmazkodó megtört tengellyel ($\alpha = 19°50'$) kívánta megépíteni. *Utólag azonban* — nyilván üzemtechnikai okokból — *a tengelyt kiegyenesítették*, aminek következtében a tároló sáv vége a domboldalba még jobban bemélyült és a bevágás legnagyobb mélysége 5—6 m-rel megnőtt (vö. 16. ábra). Mindezeken felül a kiemelt földanyag egy részét közvetlenül a rézsűk felső éle mentén deponálták.

Világos, hogy a talaj ezt a megterhelést csak a rendkívül száraz nyári időben tűrte és az azt követő csapadékos őszi és tavaszi időjárás beálltával az egész rézsű lecsúszott — még mielőtt a tároló vasbeton szerkezet megépült volna (csupán a zsaluzás készült el — ami a csúszás következtében tönkre is ment).

A helyreállítás azután egészen lapos, $^6/_4$-es rézsűkkel, bélésfal beépítésével és stabilizáló padka közbeiktatásával készült. Ezenfelül a bélésfalak mögött hátfalszivárgók, az egész területen pedig összefüggő kőbordás szivárgó hálózat létesült a kialakult csúszólapokon leszivárgó víz és a csapadékvíz felfogására, összegyűjtésére és kivezetésére. Amint az ábra mutatja, az eredetinél jóval nagyobb földmunkát és bonyolultabb víztelenítést kellett a már egyszer megmozdult földtömegek stabilizálása céljából végrehajtani, azért, mert az előzetes geológiai szakvéleményt, valamint az időjárás változásának a rézsűk állékonyságára gyakorolt hatását a tervezésnél, kivitelezésnél nem vették figyelembe. Hozzájárult még a bajokhoz az üzemi szempontból elrendelt tervváltoztatás, amelynek kihatását a beruházó szakértelem hiányában nem tudta felmérni, a kivitelező pedig gépiesen végrehajtotta a talajmechanikus véleményének kikérése nélkül.

A fenti hiba tehát jellegzetes esete a létesítmény megvalósításában érdekeltek együttműködési hiányának.

14.2. Részletesen ugyan a kiviteli hibák között kerül ismertetésre, de itt is megemlítendő a *tiszapolgári ártéri híd alapozási hibája.* A gondos és mindenre kiterjedő előzetes alapozási szakvélemény szerint a 43. ábrán feltüntetett pillérek alapjai alatt közel egyenlő süllyedésnek kellett volna bekövetkezni. A kivitel során azonban az alapokat nem szádfalas körülzárással, víz alatti kotrással és betonozással készítették el — mint azt az alapozási szakvélemény



16. ábra. Bevágásba helyezett széntároló hely munkagödör határolása

feltételezte, hanem szekrénysüllyesztéssel és *nyíltvíztartással*. Emiatt a terhelt folyós homokréteg összenyomhatósága lényegesen megváltozott és erről a szakértő nem szerzett tudomást. A fellazított réteg vastagsága arányában nőttek meg az egyes pillérek alatti süllyedések és végeredményben 8 cm süllyedéskülönbséghez vezettek. Ehhez csak kis részben járult hozzá az, hogy az I. pillér alatti tömör kavicsréteg teherelosztó hatása a számítottnál nagyobb volt és az alatta fekvő agyagtalaj összenyomódása emiatt a számítottnál kisebb lett (vö. 31.4. pont).

2. TERVEZÉSBŐL SZÁRMAZÓ ALAPOZÁSI HIBÁK

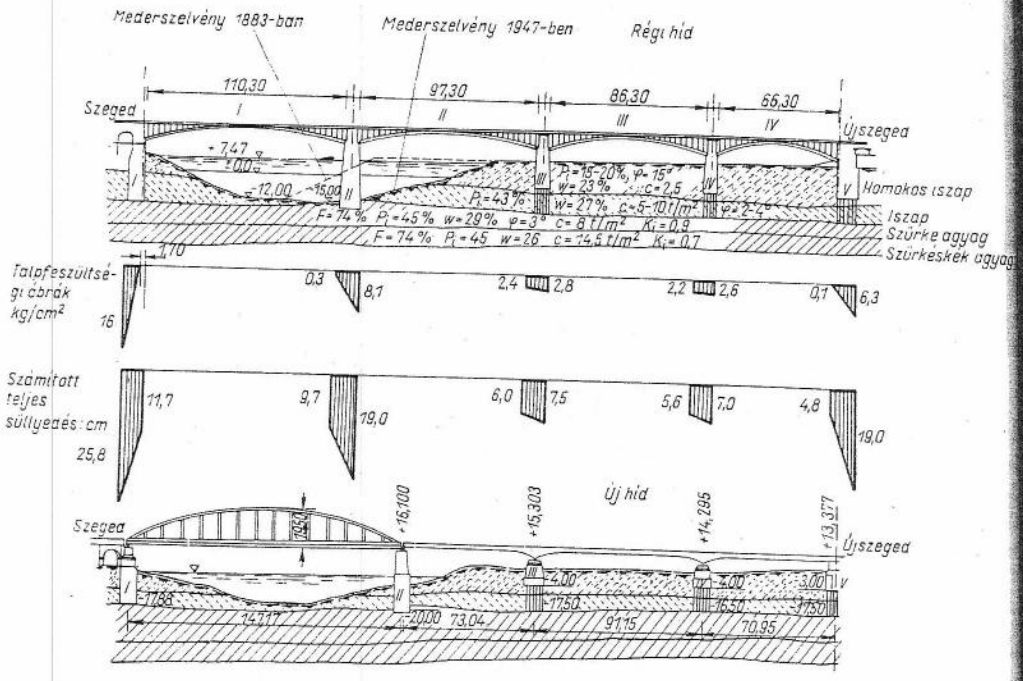
A tervezés hibái a leggyakrabban a talajviszonyok nem megfelelő ismeretéből keletkeznek és ilyen esetekről az előzőkben már volt szó. Sokszor előfordult azonban, hogy a talajviszonyok felületes ismeretében nem megfelelő szerkezeteket, vagy nem megfelelő alapozási módokat írnak elő, amelyekből azután súlyos alapozási és szerkezeti hibák származnak.

21. Nem megfelelő szerkezet tervezése

A következőkben néhány olyan példát fogok ismertetni, amikor kis teherbírású, erősen összenyomódó, nagy és egyenlőtlen süllyedéseket szenvedő talajra süllyedésre érzékeny szerkezeteket terveztek.

21.1. A régi szegedi közúti Tiszahíd 1880—1883 között épült, mint felsőpályás, lapokra támaszkodó ívszerkezet, melynek szabad nyílásai Szeged felől Újszeged felé haladva — 110,0 ; 97,30 ; 86,30 és 66,30 m — egyre csökkenő méretűek voltak (17. ábra). Abban az időben ugyanis a vízfolyás által megkívánt ilyen nagy nyílásokat csak ívszerkezettel vagy függőhíddal lehetett áthidalni, amelyek tekintélyes vízszintes erőket adtak át az alépítménynek. A pillérek és hídfők alaptestein át tehát feltétlenül ferde és excentrikus erőknek kellett a talajra átadódni. A választott szerkezet mindenesetre mind a vízszintes elmozdulásokra, mind a függőleges süllyedésekre rendkívül érzékeny volt. A pillérek és a hídfők alapozását megnehezítette, hogy a felső homokos iszap és iszaprétegek teherbírása és állékonysága nem volt megfelelő és a megkívánt nagyobb igénybevételeket csak a —17,0 m mélységben fekvő keményebb, szürke iszapos agyagra lehetett hárítani. Figyelembe véve a folyó szeszélyes vízjárása következtében várható mederkimosásokat is, az akkori kisvízi medret határoló szegedi I. sz. parti pillért és II. sz. mederpillért pneumatikusan alapozták —17,80 mélységig, míg a többi alaptest cölöpalapozásra került. Az álló cölöpök csúcsa azonban szintén a —16,50 ÷ —17,50 síkig nyúlt le, az alaptömb —5,0 m mélységben elhelyezett alsó síkja alatt.

Az 1942-ben és 1947-ben végzett talajkutató fúrásokkal megállapították, hogy a szürkés iszapos agyagréteg víztartalma és kolloidtartalma a szegedi oldalon nagyobb. Újszeged felé haladva, $K_i = 0{,}55 - 0{,}85$; $P_i = 40\% - 20\%$. Viszont az igénybevételek éppen a szegedi oldalon nagyobbak. Az alaptest



17. ábra. A régi és új szegedi közúti Tiszahíd általános hosszmetszete

alatti élnyomások az I. sz. pillér alatt 9,0 kg/cm²-ig, a II. pillér alatt pedig 13,3 kg/cm²-ig emelkedhettek a legkedvezőtlenebb helyzetben. A teherviselő réteg egyéb talajfizikai jellemzői: $e = 0{,}5$, $c = 8$ t/m², $\varphi = 3°$ és $w = 29\%$.[1] Mivel az ívfőtartók meglehetősen laposak (nyílmagasságviszonyuk: $e/f = 11{,}5$—14), a vállakon nagy vízszintes reakciók adódnak át és mivel a nyílások fesztávolsága is erősen változik, a kiegyensúlyozatlan horizontális reakciók értéke is igen tekintélyes. Az I. pillérnél az állandó terhelésből $\Delta H_a = 1000$ t és az állandó + mozgó terhelésből: $\Delta H_{a+m} = 1750$ t. A II. pillérnél az állandó terhelésből: $\Delta H_a = 450$ t és az állandó + mozgó terhelésből $\Delta H_{a+m} = 1040$ t (17. ábra). Ez okozta azután azt, hogy az aránylag tűrhető átlagfeszültségek ($\sigma_{aI} = 3{,}7$ kg/cm², $\sigma_{aII} = 5{,}2$ kg/cm², $\sigma_{aIII} = 4{,}4$ kg/cm², $\sigma_{aIV} = 4{,}0$ kg/cm², $\sigma_{aV} = 4{,}6$ kg/cm²) mellett a fenti élnyomások adódhattak ki. Természetes, hogy ez nem maradhatott következmények nélkül. Évtizedekig nem tapasztaltak a hídon semmiféle meghibásodást, mert részben az agyag konszolidációja igen lassan haladt előre, részben pedig a talajba mélyen befogott pilléralapok oldalfalain fellépő passzív földnyomás a pillérek elfordulását megakadályozta. Azonban a Tisza szeszélyes vízjárása és az időközben kiépített jobbparti partfal és sarkantyúk következtében a mederszelvény csakhamar megváltozott, a megnövekedett vízsebesség a laza homokos iszapot az I. nyílásból nagy mélységben és a II. pillér felé is erősen kimosta. Az átfolyási

[1]) *Dr. Jáky J. és Kézdi Á.:* A szegedi közúti Tiszahíd alapozási vizsgálata. (Magyar Technika 1948.)

szelvény 1942-ig mintegy 50%-kal megnőtt (vö. 17. ábra). Ennek jelei már az első világháború után jelentkeztek. A hídvizsgálat megállapította az I. nagy nyílás káros deformációit (a tetőpont süllyedését és a fesztávolság növekedését 8—9 cm-rel) és azt a terhelés csökkentésével és a vasszerkezet erősítésével kívánták megszüntetni. Ezért letiltották a hídról a villamosforgalmat és a pályaburkolatot könnyű fakocka burkolatra cserélték át, a vasszerkezetet pedig pótövlemezek ráhelyezésével megerősítették. Ez azonban nem oldotta meg a kérdést, a deformációk nem szűntek meg, hanem a II. pillér melletti kimélyülés arányában egyre fokozódtak, sőt kiterjedtek a II. nyílásra és a III—IV. nyílásokra is. Az 1942-ben megtartott újabb hídvizsgálat a következő deformációkat állapította meg:

	I. nyílás	II. nyílás	III. nyílás	IV. nyílás
fesztávolság növekedés (+) v. csökkenés (—)	+15 cm	—10 cm	+1 cm	+17 cm
tetőpont emelkedés (+) v. süllyedés (—)	—40 cm	+48 cm		

Egyidejűleg azt is megállapították, hogy a II. pillér eredetileg 13 m mély befogása a talajban a kimosások következtében 2 m-re csökkent, tehát az elfordulást megakadályozó passzív földellenállás gyakorlatilag megszűnt, az ívek úgyszólván „egymást támogatták". A bajokat most már az I. nyílás ívszerkezetének vonóvasakkal való összekötésével — tehát a kiegyensúlyozatlan horizontális reakció megszüntetésével —, sőt előjelének megváltoztatásával, valamint a II. pillér cölöpözött oldalsó megtámasztásával kívánták megszüntetni. A munkák meg is indultak, de a híd I. nyílását a háborús események folyamán 1944 októberében felrobbantották. Így azután a II. pillér elvesztette megtámasztását és az 1050 t-s egyoldali horizontális nyomás hatására két napig tartó lassú fokozatos elferdülés következtében kifordult és a megtámasztását elvesztő II. nyílás vasszerkezete is lezuhant. Most már a III. pillér kapott a III. nyílás felől 1050 t-s egyoldalú vízszintes nyomást. Itt azonban a pillérfalnak közel 10 m magas befogása volt a talajban és az oldalfalakon fellépő passzív földnyomás 16 cm-es vízszintes elmozdulás után felvette a vízszintes erőket, a pillérfalazat pedig, mint rugalmasan befogott konzol, kibírta a hajlítást és a III. nyílás vasszerkezete már nem szakadt le.

A tapasztalatokon okulva az új hidat már mint gerendahidat építették meg és az elpusztult II. pillér felhagyásával a kialakult nagyobb mederszelvénynek megfelelő 147 m nyílásközzel egy új pneumatikus pillért építettek. Érdekes, hogy az azóta eszközölt mérések azt bizonyítják, hogy a megmaradt I. sz. pillér — melynek megszűnt az excentrikus igénybevétele, lassan visszafordul eredeti helyzetébe és 10 év alatt már 3 cm-t ment vissza. (Erre azonban Dr. Jáky professzor 1947-ben készített szakvéleményében a figyelmet felhívta és a hídsaru elhelyezése és dilatációja ennek a várható mozgásnak a figyelembe-

vételével készült és így semmiféle baj nem keletkezett.) A régi hídszerkezetnél tapasztalt bajok is elkerülhetők lettek volna, ha a híd tervezésénél Feketeházy János kiváló hídépítő mérnökünk nemcsak a szép és gazdaságos felszerkezetre, hanem az alépítményre is nagyobb figyelmet és gondot fordított volna.

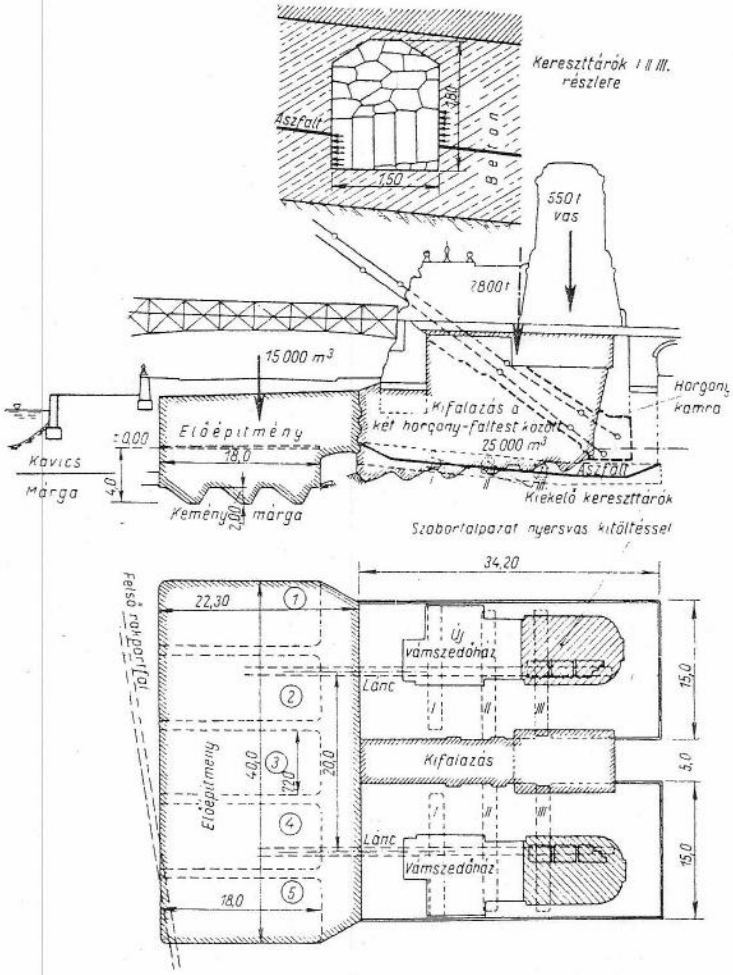
21.2. A budapesti Erzsébet-híd építésénél tulajdonképpen egy apróbbnak látszó tervezési hiba történt, amely igen súlyos költségkihatásokkal járt, mert nagy terjedelmű és erősen túlméretezett alapmegerősítési munkák elvégzését vonta maga után. A hiba abból származott, hogy ebben az esetben *sem a talajviszonyoknak megfelelő szerkezetet készítettek.* A lánchidakat tartó láncokat ugyanis a parton le kell horgonyozni és ezen a helyen végeredményben a talajnak kell a tekintélyes nagyságú húzóerőket átadni. Erre tehát a nagy szakító- és nyírószilárdságú sziklatalajok lesznek kiválóan alkalmasak. Az Erzsébet-híd esetében ezeket a vízszintes erőket a jobbparton az aránylag magasan fekvő kemény budai márgára, a pesti oldalon pedig kemény kék agyagra adták át. Már eleve gazdaságtalanná vált a szerkezet azáltal, hogy a láncok lehorgonyzását nem lehetett közvetlenül a talajba való bekötéssel és a talaj szilárdságának kihasználásával megoldani, hanem hatalmas függőleges terhelést (N) kellett lehorgonyzó faltömbök ($V = 25\,000$ m^3) formájában előállítani, hogy a vízszintes erőket csúszó súrlódás ($S = N \cdot f$) formájában lehessen a talajnak átadni. A talajnak tehát csak a felületi súrlódását tudták erőátvételre felhasználni, s ezt fogazással igyekeztek mesterségesen fokozni (18. ábra).

Az alépítményi munkák és a főtartók vasszerkezetének elkészítése és kiállványozása után, mikor már a pályaszerkezetet kezdték készíteni, a dilatációs szerkezetnél észrevették, hogy a budai hídfő lassú mozgásban van.[2] Az összehívott bizottságban egyesek hegymozgást, rétegcsuszamlást, mások pedig az egész alaptömb elcsúszását tételezték fel a márgaréteg felszínén. Függőleges kutatóaknákat süllyesztettek egészen az alapfenékig, ahol megállapították, hogy a lánckamra szigetelése érdekében az alapsík fölött 1 m-rel elhelyezett aszfalt szigetelőrétegen történik az elcsúszás. Az aszfalt maga tartós terhelés hatására plasztikus állapotba kerül és maradó lassú alakváltozást végez. Hamarabb következik be ez az állapot, ha az aszfalt bizonyos magasabb hőmérsékleti hatásnak van kitéve. A budai oldalon levő hőforrások miatt ez az állapot elő is állt és a budai hídfő kereken egy év alatt (1900—1901) összesen 33 mm-rel mozdult el a meder felé. A csúszás akkor állt meg, amikor a pályaszerkezetről minden terhet és magát a pályát is lehordták és így a terhelést csökkentették.

A híd biztonsága édekében ekkor a hídfők elé egy-egy 40 ×23 m alapterületű és ferdén fogazott lépcsőkkel a márga altalajba —8,0 m mélységig bekötött előépítményt (2 ×1100 m^3) süllyesztettek. Az eredetileg különálló két horgonytömb közét (5—7 m) egészen a kocsipálya szintjéig falazattal töltötték ki és az alapfal szigeteléssel kettévágott két rétege közé három helyen kereszttárók létesítésével valóságos kőékeket létesítettek. Végül pedig a meglevő vámszedőházakat lebontva, nyersvassal kitöltött ún. szobortalapzatos, új, súlyosabb (4 ×2800 t) vámszedőházakat építettek. Végeredményben tehát

[2]) *Ozakó Adolf:* Erzsébet-híd építése. (Természettudományi Közlemények, 1903.)

a súrlódási ellenállás növelése érdekében a függőleges súlyt növelték, ami ilyen drága építőanyagoknak csupán súly szerinti kihasználását — és azt is csak 15%-os hatásfokkal — tette lehetővé. Még a körülvevő földtömegek passzív földnyomására sem lehetett (csak a vasszerkezet szempontjából megenged-



18. ábra. Az Erzsébet-híd lánclehorgonyozásának alapozása

hetetlen nagyságrendű elmozdulás után — vö. szegedi híd III. pillér) számítani — amint azt éppen a hídfő elmozdulás már meg is mutatta és azért süllyesztették elébe a falazott előépítményt.

Az erősen túlméretezett munkák a híd építési idejét másfél évvel meghosszabbították és költségeit 20%-kal megemelték.

Megjegyzendő, hogy 30 évvel később ugyanez az eset fordult elő *a bécsi Reichsbrücke* építésénél. Ennek a 66 + 241 + 66 = 373 m összhosszúságú

lánchídnak az építése eredetileg szintén úgy indult, hogy a láncokat majd a partokon megépítendő hídfőtömbökbe lehorgonyozzák. A hídfőtömbök lesüllyesztése megtörtént és a merevítőtartók szerelése már folyamatban volt, amikor a munkakamrákban végzett talajvizsgálatok kiderítették, hogy a feltárt barna agyagréteg nem megfelelő a hatalmas vízszintes erők felvételére. Itt az alépítmény megerősítése és a lehorgonyzó tömbök tömegének tekintélyes megnövelése helyett azt a megoldást választották, hogy a láncokat a merevítő tartóba horgonyozták be, ami a horgonytömböket a vízszintes reakciótól mentesítette ugyan, a merevítő tartót azonban excentrikusan nyomott rúddá változtatta és hatalmas mértékű megerősítését tette szükségessé. (A merevítő tartókba bevezetett vízszintes erő főtartónként 7115 t volt, és az ennek megfelelő vasszerkezeti súly : 10 500 tonna !)

A talaj teherbírásának nem megfelelő szerkezet tehát itt is hatalmas többletköltségeket és egyéves időveszteséget okozott !

22. Helytelen alapozások tervezése

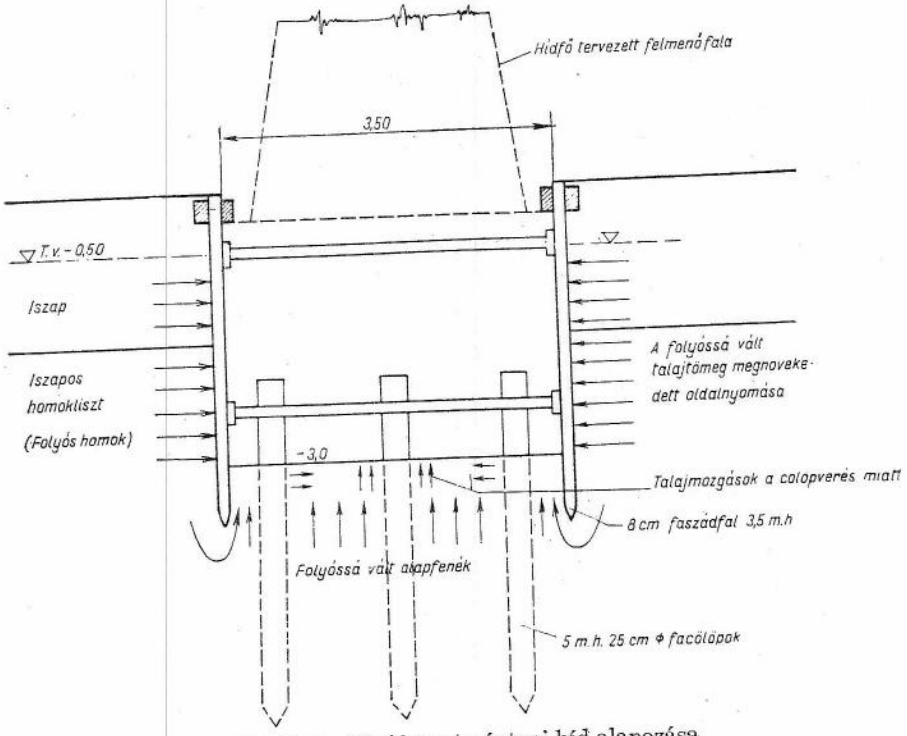
A bajok oka igen sokszor az, hogy nem ismervén kellőleg a talajviszonyokat és az alapozási módok alkalmazhatóságát, vagy a helyszíni viszonyok félreismerésének következtében olyan alapozási módokat terveznek meg, amelyek vagy egyáltalában nem, vagy pedig gazdaságosan, esetleg biztonságosan nem hajthatók végre.

22.1. Sokszor viszont éppen az okozza a bajt, hogy a fölösleges biztonságra való törekvés miatt helytelenül egymásra halmozott alapozási elemek folytán válik az alapozás végrehajtása lehetetlenné. Erre példa a *Tápió folyón épített kisebb vasbeton híd* hídfőalapozásának az alábbi esete.

A folyócskán régebben épített 5 m nyílású vasbeton lemezhíd hídfőit egy belvizes esztendő nagyobb árhulláma alámosta és a híd leszakadt. Részben a hídfők nem voltak kellő mélységre alapozva, részben pedig a szűk nyílás elégtelen emésztőképessége miatt a hídszelvényben olyan vízsebességek keletkeztek, amelyek a meder laza, hordalékos iszaptalaját és az alatta fekvő iszapos homokliszt talajt is nagymértékben kimosták és a sekély hídfőalapokat aláüregelték. A tapasztalatokon okulva az új hidat 12 m szabad nyílással tervezték meg és a szádfalak közé fogott, 3,0 m-rel lemélyített alaptömböt 5 m hosszú cölöpökre állították, hogy a jövőben minden veszélytől biztosítva legyenek.

A munka végrehajtása a szádfal leverésével kezdődött, ami még simán ment, utána azonban a terv szerint a munkagödröt 3,0 m mélyen nyíltvíztartás mellett ki kellett emelni és a kiemelt munkagödör aljáról a meglehetősen sűrűn kiosztott 5 m hosszú facölöpöket leverni (19. ábra). A vízdús és laza folyós homoktalajban már a földkiemelés is igen nehezen ment. A pontatlan és nem eléggé záró szádfalak egyes hornyainál a teljesen híggá vált talaj a mélység előrehaladásával és a szivattyúzás fokozásával növekvő mértékben folyt be. A folyóssá vált talaj belső szilárdságát teljesen elvesztette és hidrosztatikussá nőtt nyomással nehezedett a szádfalakra, azokat deformálta, helyenként benyomta és csatlakozó hornyait szétnyitotta. Valóságos belső zsaluzattal kellett a folyásokat végül is kizárni. Mikor azonban víztartás mellett kezdték a cölöpöket ebbe a latyakba verni, mely minden egyes ütés

rezgését oldalirányban is teljesen rugalmasan, összenyomhatatlan folyadékhoz hasonlóan továbbította, ezek a hézagok ismét kinyíltak és a talaj- és vízbefolyás lényegesen fokozódott. Mikor pedig a következő cölöp beverésére került a sor, a behatolása következtében fellépő oldalnyomás a már levert cölöpbe ütközve függőleges nyomássá változott át és a talajtömeg ezen felpúposodása

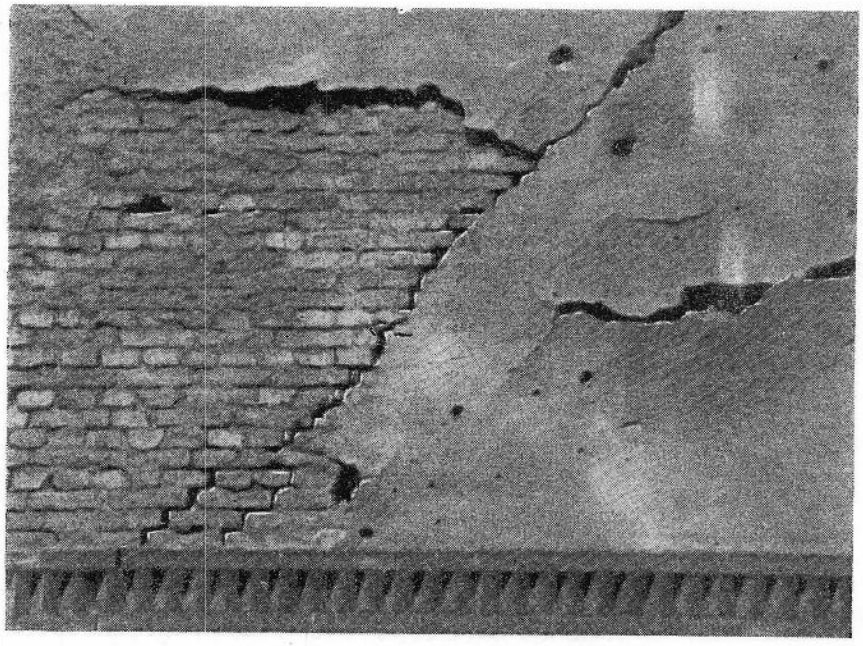


19. ábra. Tápiószentmártoni híd alapozása

köpenysúrlódás útján a már levert cölöpöt is visszahúzta magával. Rengeteg kínlódás, baj és felesleges vesződség után be kellett látni, hogy így a munkát végrehajtani nem lehet, de nem is célszerű, mert a teherviselésre hivatott altalaj egyre nagyobb mélységben pépszerű latyakká változott és a hidraulikus talajtörést jelző buzgárok száma és terjedelme az alapfenéken egyre nőtt, a szádfalak dúcolása a rázások miatt állandóan kilazult és a szádfalak deformációja is kritikusan nőtt. Végül is a szivattyúzást be kellett szüntetni, a talajvizet a munkagödörben fel kellett engedni és hosszabb cölöpöket választva a vizen át kellett a cölöpök leverését elvégezni. Majd a cölöpözés elvégzése után hirtelen leszívták a vizet, és amilyen gyorsan csak lehetett, kibetonozták a munkagödröt. Természetesen ez sem járt talajfellazítás nélkül, mert még a kiálló cölöpöket is le kellett a betonozás megindítása előtt vágni.

A rengeteg baj és nehézség oka itt *a teljesen* helytelenül és *feleslegesen megtervezett cölöpözés volt.* Egészen bizonyos, hogy a szádfalakkal kellő mélységig közrefogott és oldalirányban a terhelés elől kitérni nem tudó folyós homok-

talajra sík alapozással is át lehetett volna a terhelést adni és a szádfalak egyúttal a kimosás elleni biztonságot is eléggé szolgálták volna. Természetesen a szádfalak közül a talajt víz alatti kotrással kellett volna kiemelni, az alaptömböket pedig víz alatti betonozással előállítani. A tervezés tehát túllőtt a célon, helytelen alapozási módot választott és tekintélyes többköltséggel még a talajt is teljesen fellazította

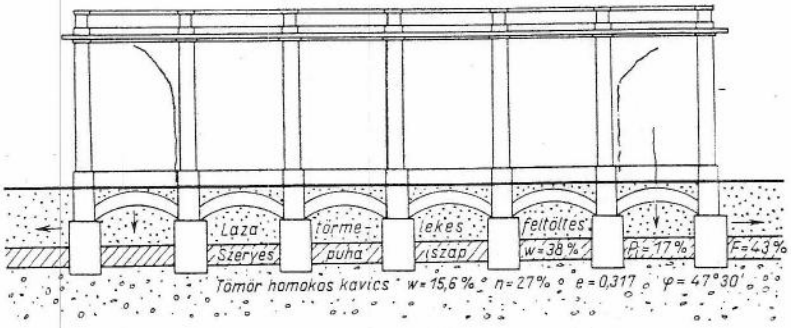


20. ábra. A kazánház határfalán látható repedések

22.2. A műegyetemi kazánház építésekor, 50 évvel ezelőtt a főfalakat kútalapozásra helyezték. A terhelést a kútsorra egy teherátadó boltozatsorral közvetítették. A kutakat a tömör homokos kavicstalajra süllyesztették. A kazánház utóbbi években végzett bővítése során a főfalakat eltakaró kisebb toldalékot lebontották és az ennek folytán láthatóvá vált határfalak sarkain repedések voltak találhatók (20. ábra). Mivel a kútalapozás minden épületnél jól bevált, érdekes annak okára rámutatni, hogy hogyan is keletkezhettek itt a repedések ? A magyarázat a következő :

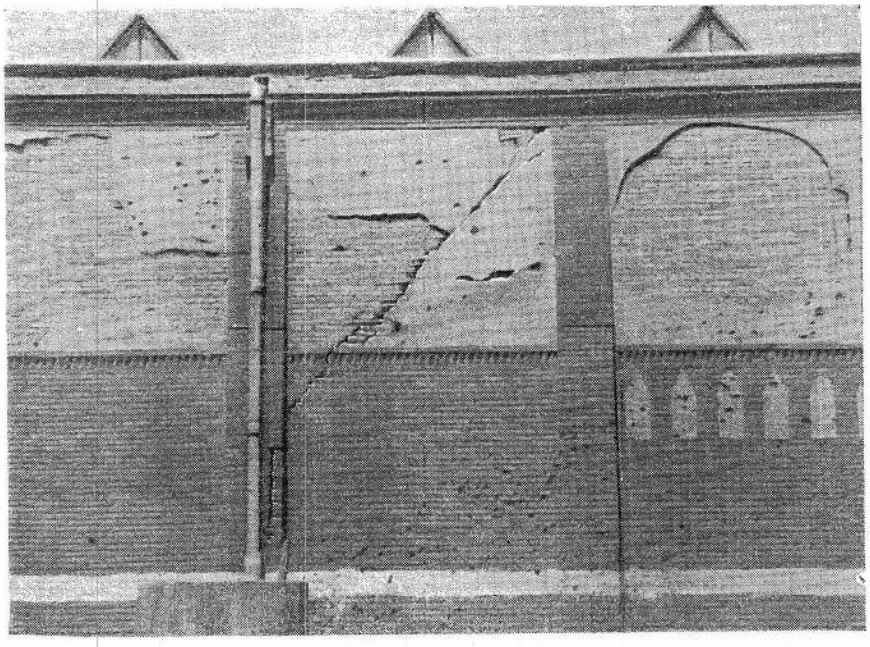
A kutak közeit áthidaló lapos boltozatok nemcsak a függőleges terheket, hanem tekintélyes vízszintes erőket is adtak át a kútalapoknak. A vízszintes terhelésekkel szemben azonban a kútalapok teherbírása rendszerint igen csekély. Nemcsak azért, mert a kút süllyesztéssel átharántolt rétegek éppen azok a laza és kis teherbírású rétegek, amelyeket a teherviselésből a mély alapozáskor ki akarunk kapcsolni, hanem azért is, mert magával a süllyesztés műveletével még mesterségesen fel is lazítjuk, átgyúrjuk a közbenső rétegeket,

tehát teherbírásukra végképp nem számíthatunk. Mindamellett a vízszintes erők a közbenső kútsorok fölött jobbról-balról kiegyensúlyozták egymást és itt baj nem származott, a szélső kútsorok ellenben az egyoldali nyomás hatására jelentősen kimozdultak és emiatt a boltozat is lesüllyedt, alulról berepedt

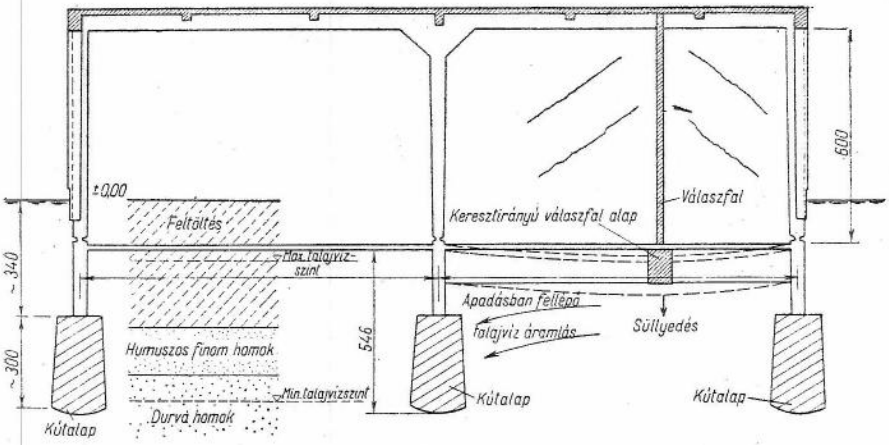


21. ábra. A kútalapozás oldalkitérése következtében fellépő repedések

a fölötte levő falazattal együtt. Jellegzetesen mutatja a keletkezett repedéseket a 21. ábra. Láthatjuk, hogy ezek csak a szélső mezőkben léptek fel és ott is a ferde húzó-repedés pontosan a legnagyobb süllyedéskülönbség helyéig, a lesüllyedt boltozat záradékvonaláig terjedt. Ha a kútalapok közötti áthidalás-

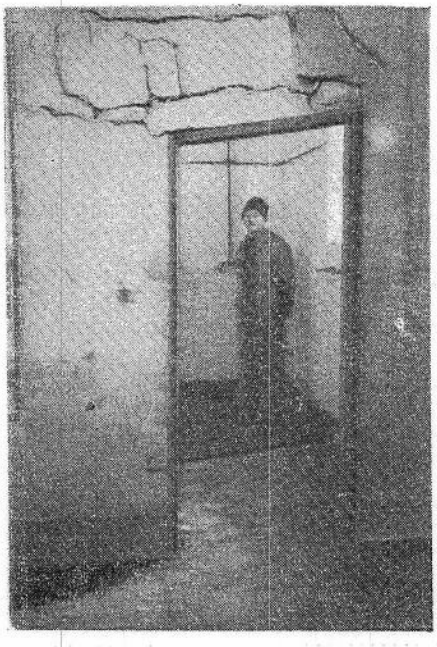


22. ábra. A szomszédos kutak süllyesztése következtében mutatkozó repedés



23/a ábra. A dunapentelei raktárház válaszfalainak süllyedése

hoz nem boltíveket, hanem vasbeton koszorúgerendát használtak volna, akkor ez a meghibásodás nem történt volna meg, amint ezt a kazánház bővítésekor megépített toldalék ténylegesen bizonyítja. Ennél a toldaléknál is kútalapozást készítettek, de a kutak fölött teherátadó vasbetonkoszorút létesítettek, amely csak függőleges reakciókat továbbított és így vízszintes elmozdulások nem léptek fel.



23/b ábra. A válaszfalon mutatkozó repedés

Viszont a toldalék alapozásához készített kutak lesüllyesztése a régi kutak körüli talajrétegeket fellazította és emiatt a régi kútalapok is helyenként megsüllyedtek. A süllyedés eredménye a 22. ábrán látható ferde repedés. A lesüllyedt pillértől jobbra levő falmezőben a repedés valószínűleg azért nem jelentkezett, mert ott következik a szélső pillér, amely az először részletezett vízszintes kimozdulás következtében maga is süllyedt, tehát relatív süllyedéskülönbség ebben a falmezőben nem volt. (Az előtérben látható egy süllyesztésre készen álló vasbeton kút pereme.) Tanulság tehát az, hogy a meglevő épületek mellett különös óvatossággal kell minden alapgödör kiemelési és alapozási munkát végrehajtanunk és főként arra kell ügyelnünk, hogy a régi alapozás környezetében a talajt fel ne lazítsuk és módot ne

adjunk a talajnak arra, hogy a régi alapok mellől és főként azok alól kipereghessen, kifolyhassék.

22.3. A nem megfelelő alapozás tervezésére szolgáltatnak példát a *dunapentelei kikötő különböző raktár- és műhelyépületeinek válaszfalai.* A régi dunai szigeten emelt épületek szerkezeti vázát alátámasztó főfalakat a feltöltött térszín alatt 6,0—6,5 m mélyre süllyesztett és az eredeti tömör, kavicsos, durva homoktalajra állított kutakra alapozták. Az egyes helyiségeket elválasztó válaszfalakat ellenben a friss feltöltésbe csak 60—80 cm mélyen benyúló sávalapokra állították (23/*a* ábra). Természetes, hogy a saját súly alatt is meglehetősen tömörödő, friss feltöltésen álló alapok erősen süllyedtek, mégpedig nem egyenletesen, mert a mélyre levitt főfalakra támaszkodó széleken a válaszfalak feljebb maradtak, középen pedig jobban (dm nagyságrendben) lesüllyedtek. Ennek következtében az összes válaszfalak a nagyobb süllyedés felé 45° alatt emelkedő tipikus repedéseket szenvedtek. Főként a meggyengített keresztmetszet helyén, tehát ajtó- és ablaknyílások fölött keletkeztek olyan repedések, amelyek bár szerkezetileg nem jelentettek veszélyt, de a lehulló vakolatdarabok a benntartózkodók testi épségét veszélyeztették (23/*b* ábra). Növelte a jelen esetben a süllyedéseket a változó magasságú és a Duna apadásakor erősen áramló talajvíz is, amely a változó terhelés következtében (vízfelhajtóerő!) a laza homokos kavicsfeltöltést egyre jobban tömörítette és a finomabb szemcséket a talajszerkezetből ki is sodorta, tehát aláüregelést hozott létre. A példa mutatja, hogy alárendeltebb jelentőségű falakat sem szabad ugyanazon épületen belül másként alapozni, mint a teherhordó falakat, mert ha a szerkezet állékonyságát nem is veszélyezteti, az építmény használhatóságát erősen befolyásolhatja. Ha pedig külön mély alapozás költséges volna, akkor a válaszfalak súlyát legcélszerűbb a főfalak mély alapjaira áthárítani (boltívvel vagy vb. gerendával!).

22.4. Igen gyakran károkat okoz az, *ha az alapokat nem viszik megfelelő mélységig, vagy egymás közelében különböző mélységű alapokat vagy közmű fektetési árkokat létesítenek.*

Különösen nagyobb ipari csarnokoknál, vasművek hengerdéiben vagy más nehézipari üzemekben rendszeresen előfordul, hogy a csarnokszerkezet teljes elkészülte után fognak hozzá a különböző gepalapok építéséhez és csatornák, vezetékek készítéséhez. Egészen gyakori eset, ha a technológiai tervek és az építési tervek nincsenek összehangolva, hogy az építmény alaptesteinek közvetlen közelében az alapozási síknál mélyebb csatornákat ásnak (hacsak ideiglenesen is!) vagy mélyebbre nyúló gépalapokat készítenek. Természetesen az ilyen munkák rendkívül veszélyesek az építményre nézve és már nem egyszer káros süllyedéseket, az építmény megrepedését vonták maguk után [10].

A különböző mélységű alapok készítésénél igen fontos az építés sorrendjének helyes megválasztása is. Először a legmélyebben fekvő alapokat kell elkészíteni és fokozatosan kell haladni felfelé. Természetesen itt nagy szerep jut a földvisszatöltés tömörségének is. Az alapgödör mindig nagyobb lévén, mint az alaptest, a hézagot talajjal kell visszatölteni. Ennek a visszatöltésnek sohasem szabad a talaj eredeti tömörségénél lazábbnak lenni. A mai modern tömörítőgépek ezt teljes mértékben lehetővé teszik, sőt az eredeti tömörségnél nagyobb is elérhető.

Az alapozás mélységének megválasztásánál nemcsak a közvetlenül feltárt talajréteg teherbírása a mértékadó, hanem az alatta fekvő rétegek, esetleges üregek stb. *ismerete, az esetleges vízáramlásoknak, kimélyülési, kiüregelési lehetőségeknek és az oldalterhelések esetleges változásának figyelembevétele is elengedhetetlen szempont.*

Milyen súlyos károk következhetnek be, ha erre nem ügyelünk, arra példát mutat az alábbi eset.

A morvaországi *Tvrdonicében épült* néhány év előtt *egy* nehéz gótikus tetőszerkezetű *templom* [9]. A templom építésének befejezésekor azonnal repedések jelentkeztek a mennyezeten, amelyek összeomlási veszéllyel fenyegettek. Mivel a környéken napirenden voltak a talajcsúszások, a repedéseket — tévesen — itt is annak tulajdonították, hogy a templom csúszásra hajlamos talajra épült — annak ellenére, hogy nagy kiterjedésű és kis lejtésű téren feküdt. A csúszások megfékezésére — a bevett szokásnak megfelelően — itt is víztelenítő szivárgók létesítését javasolták, melyek 6 m mélységre lenyúlóan szorosan a templom alapfalai mellett épültek meg. A szivárgó árkot kővel töltötték ki, és hogy a kövek közötti szivárgást biztosító rések el ne tömődjenek a visszahányt talajjal, a kőszivárgó tetejét szalmával fedték le és az ennek tetejére visszahányt takaró földréteget nem is tömörítették. Amikor mindezzel elkészültek, *a templom összeomlott,* mivel a nagy mélységig kiemelt szivárgóárok oldalfalait a templom alapfala alatti függőleges nyomásból származó oldalnyomás benyomta a kőrakat hézagai közé és ez az oldalirányú elmozdulás olyan mértékű függőleges süllyedést vont maga után, ami elegendő volt ahhoz, hogy a már amúgyis erősen elmozdult épület összeomoljék.

Amint a későbbi vizsgálat kiderítette, a kezdeti repedések oka az volt, hogy a templom egy régi, elfelejtett temető helyén, sírok fölé épült. Az adott esetben tehát elegendő lett volna, ha az alapozási síkot a sírok szintje alatti mélységig vitték volna le.

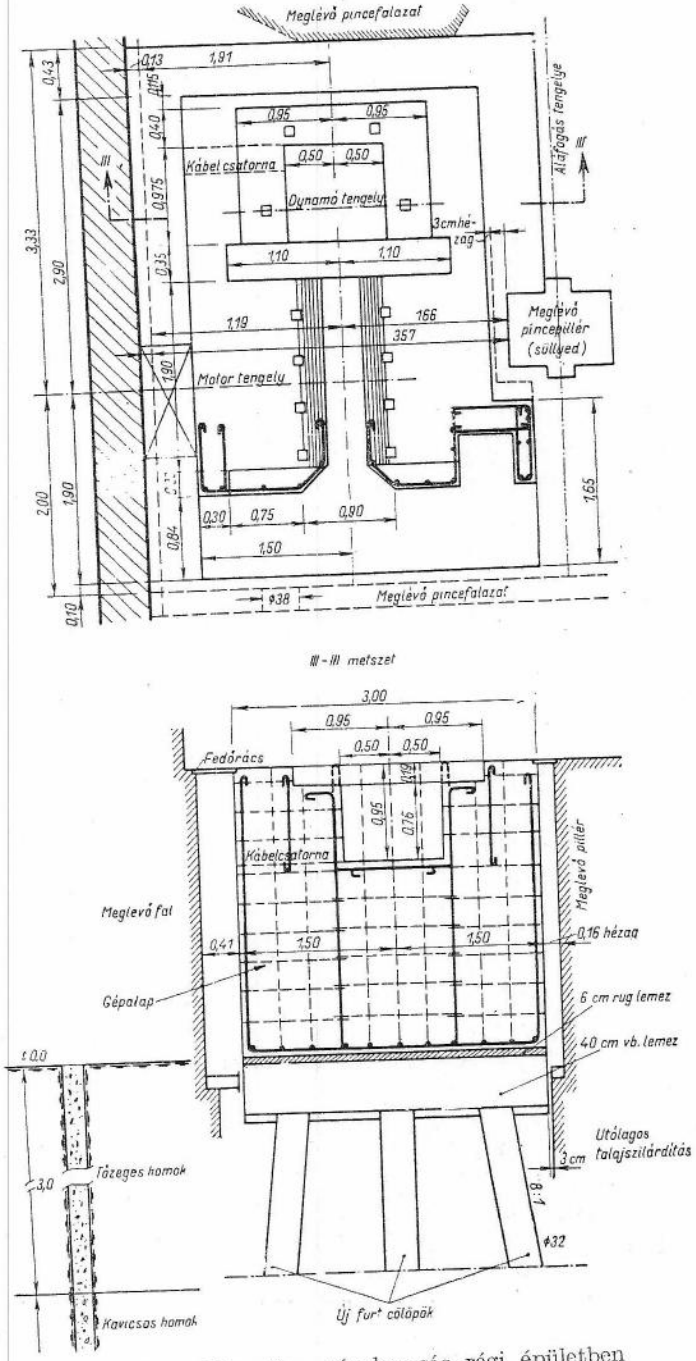
Az épületek alapjai *mellett készített újabb alapozások, csatornák általában sokszor lehetnek káros süllyedések, repedések és hibák forrásai,* mert még a munkagödrök kidúcolása vagy a legóvatosabb kútsüllyesztés, a cölöpfúrás esetén is óhatatlan a talaj fellazulásával járó bizonyos mértékű vízszintes elmozdulás, amely addig tart, míg a talaj az elmozdulás erőhatása következtében ismét az erő arányában össze nem nyomódik (vö. *Széchy:* Alapozás I. 352. old.).

23. Terhelések nem helyes felvétele, terhelésváltozások elhanyagolása és figyelembe nem vétele

Főként a terhelések dinamikus hatásaival kapcsolatban, valamint későbbi építmények feszültség szuperpozíciója, vagy a földterhelésnek a talajállapottal való változása következtében állanak elő.

23.1. Rezgésekből származó többterhelések.

23.11. Egy Diesel-motor alapozásával kapcsolatos alapozási hibát Press ismertet (Bautenschutz 1934. 134. o.). A 24. ábrán látható régi épület pincéjében kellett egy nagyobb Diesel-motort beépíteni. Az ábrán látható vasbeton alaptestet már eleve úgy tervezték, hogy független legyen az épület meglevő főfalainak és pilléreinek alapozásától. Miután a pincesík alatt 3 m vastag

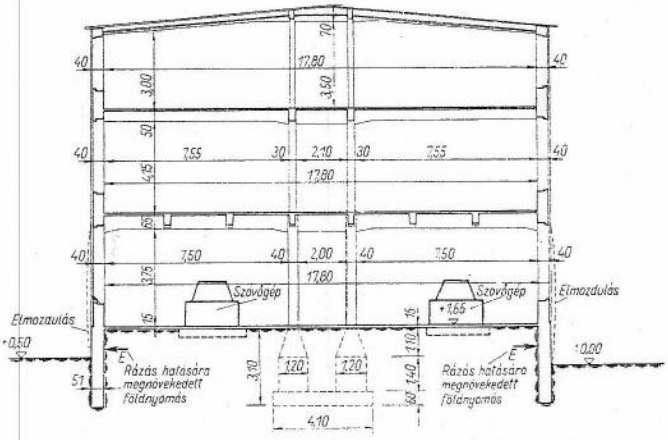


24. ábra. Független gépalapozás régi épületben

tőzeges homokréteg volt és alatta megfelelő vastagságú, élesszemű kavicsos homokréteg feküdt, a gépalapot cölöpökre állították. A helyszűke és a verés okozta rázóhatások elkerülése végett 32 cm átm. vasbeton fúrt cölöpöket használtak, és ezt a felső tőzeges szakaszon bitumenes szigetelő hüvellyel védték az agresszív talajvízhatással szemben. A kohósalak-cementből készített kiegyenlítő betonon 40 cm vastag vasbeton talplemez épült, majd erre szögvaskeretbe helyezett 6 cm vastag rezgéskiegyenlítő parafalemezt helyeztek és erre került a vasbeton tömbalap.

Eleinte semmiféle baj nem mutatkozott, később azonban a síkalapozású régi pincepilléren (az ábrán vonalkázva) repedések jelentkeztek, amelyek folytonosan növekedtek, annyira, hogy végül is szükségessé vált a pillérről a terhelést fa-aládúcolással átvenni. Nyilvánvalóvá vált, hogy a repedések azért keletkeztek, mert a gépalap rezgését a talaj a pilléralaphoz továbbította. Míg kezdetben a lengési számok a talaj önrezgésszámával nem rezonáltak, a későbbiekben a cölöpök kis horizontális merevsége és fokozatos vízszintes elmozdulása, valamint a talaj fokozatos tömörödése következtében rezonancia lépett fel. Az alap helyreállítása és a további veszély elhárítása céljából a veszélyeztetett pillért is új fúrt cölöpalapra helyezték, a cölöpök és az újjáépített pilléralap között pedig talajkövesítést végeztek.

23.12. A tőzegtalajok rezgés hatására különösen érzékenyek, még ha nagyobb terhelés nem is jut rájuk. Így pl. az *angyalföldi* elmegyógyintézet aránylag kis terhelést jelentő *apácaotthon* épületének mélyebbre levitt határfalai és főfalai alig süllyedtek. Azonban a tőzegréteg fölé helyezett földszinti padlóburkolat a közeli nehéz közúti forgalom folytán minden komolyabb statikus terhelés nélkül is annyira megsüllyedt, hogy a helyükön maradt válaszfalak alatt 8—10 cm-es rések keletkeztek. A nagy alakváltozások miatt ezt az épületet le is kellett bontani [1].

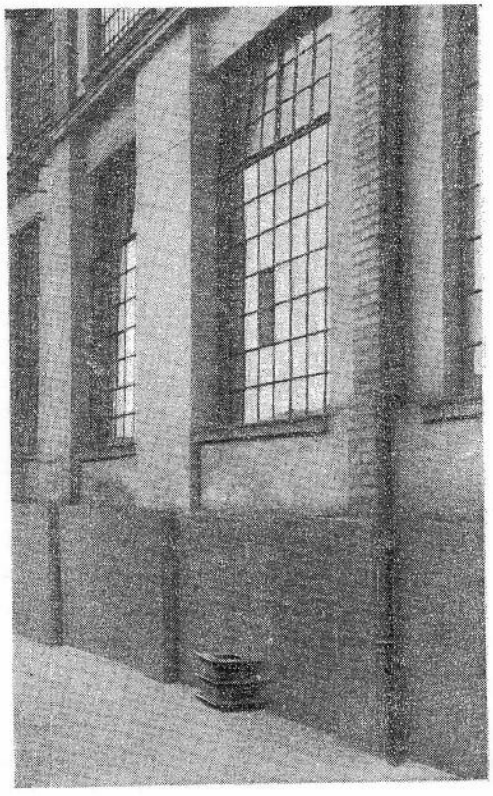


25/a ábra. Magyar Szövőgyár gépcsarnokának elrendezése

Hasonló eset fordult elő a *Magyar Gyapjúfonó és Szövőgyár* csepeli főépületének géptermében. A 25/*a* ábrán látható elrendezésű csarnokban a könnyű textilgépek nem is voltak külön lealapozva, ezért rázóhatásukkal a belső padlószint és a külső térszint közötti különbségnek megfelelő 1,65 m magas feltöltést annyira tömörítették, hogy annak nyomása a határfalakra lényegesen megnövekedett és azokat a külső térszín felé kinyomta (25/*b* ábra).

Már elvileg is helytelen ilyen nagy magasságkülönbségű földnyomásnak egyszerű határfalakat kitenni, de fokozott hiba az ilyen feltöltésre mozgó és rázó hatású gépeket helyezni.

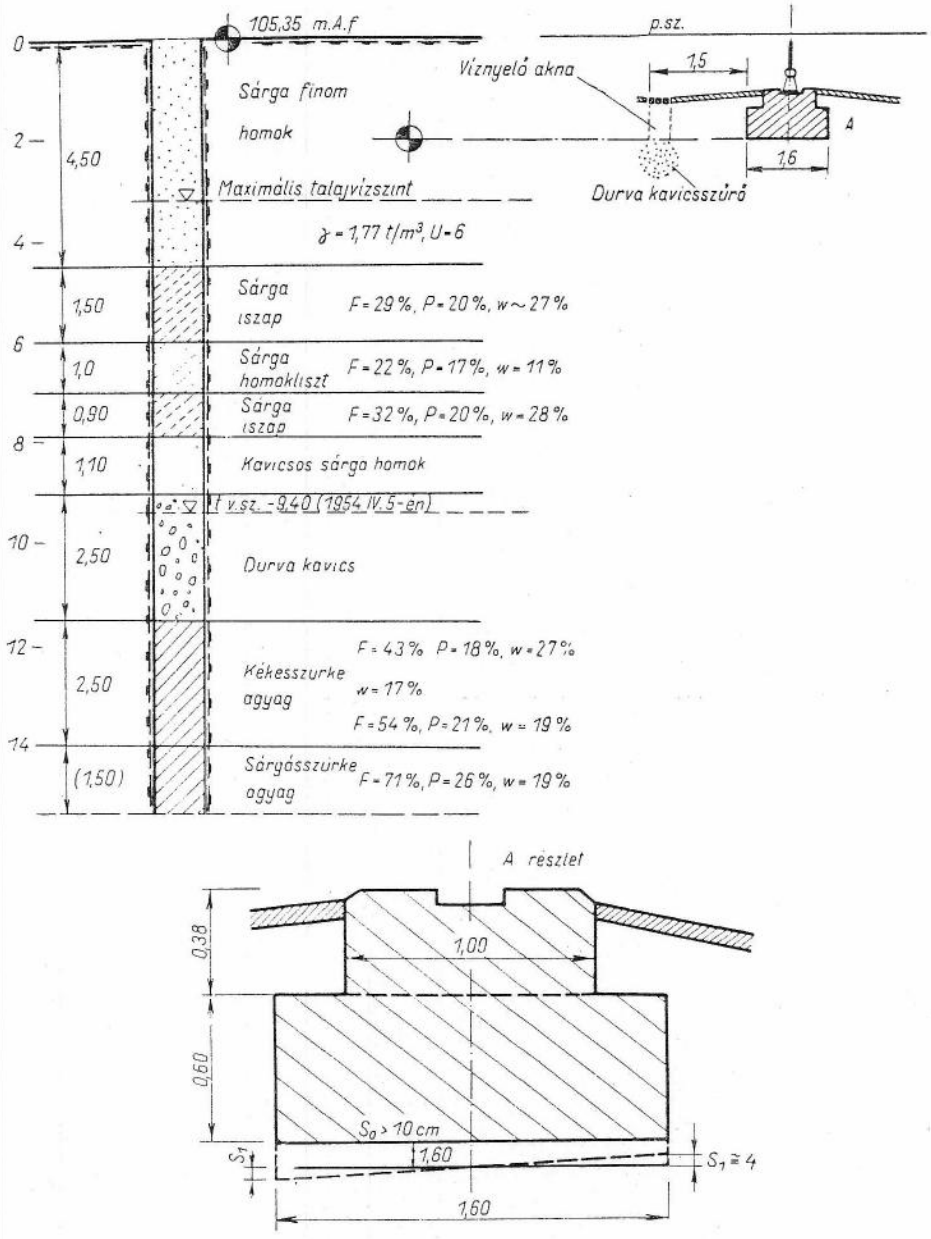
23.13. A budapesti marhavágóhíd vasúti fordítókorongjánál azt tapasztalták, hogy a korong és a körfal közötti hézag északi irányban teljesen megszűnt, ellenkező irányban pedig 2—3 cm-t kitágult. A jelenség nyilvánvalóan mutatta, hogy a királykő elfordult. Az utólagosan elrendelt talajmechanikai vizsgálat megállapította, hogy a királykőtől 1,5 m-re a felszíni csapadékvizeket nem csatornázták, hanem egyszerű durva kavicsszűrő közbeiktatásával a talajba visszavezették (26. ábra). Ez azután a homoktalaj kimosását és aláüregelését vonta maga után és egyoldali elferdülést okozott. A további hibák kiküszöbölése érdekében a csapadékvizek csatornázását és a királykőnek mély alapra való helyezését javasolták. A csapadékvizek csatornázását végre is hajtották, a mélyalapozásra vonatkozólag azonban várakozó álláspontra helyezkedtek, mert az ellenőrző szakvélemény laboratóriumi vizsgálatok alapján kimutatta, hogy a rendkívül laza és egyenlő szemcséjű homoktalaj ($e = 0{,}83$, a szemeloszlási index $U = 2{,}45$, $\gamma = 1{,}45$ t/m^3) a megengedett határon belül maradó ismételt terhelések hatására jóval tömörebb állapotba hozható és ezáltal összenyomhatósága csökken, teherbírása pedig lényegesen emelkedik. A 27. ábra mutatja, hogy a királykő alatti igénybevételnek megfelelő, 2 kg/cm^2 talpnyomás 800-szor egymásutáni ráterhelése után — miközben a maradó besüllyedés 57%-kal megnőtt, az összenyomódási modulus $M = 38$ kg/cm^2-ről $M = 860$ kg/cm^2-re nőtt és a hézagtényező $e = 0{,}83$-ról 0,63-ra csökkent. Miután pedig a fordítókorong igen sűrűn ismétlődő terhelésnek van kitéve, várható, hogy a vízszivárgás megszüntetése után a talaj rövidesen olyan tömör állapotba hozható, hogy számottevő elfordulással mélyalapozás nélkül sem kell számolni. Addig pedig az elferdülést alátétekkel volt célszerű kiegyenlíteni.



25/b ábra. A gépcsarnok külső határfalának kihajlása

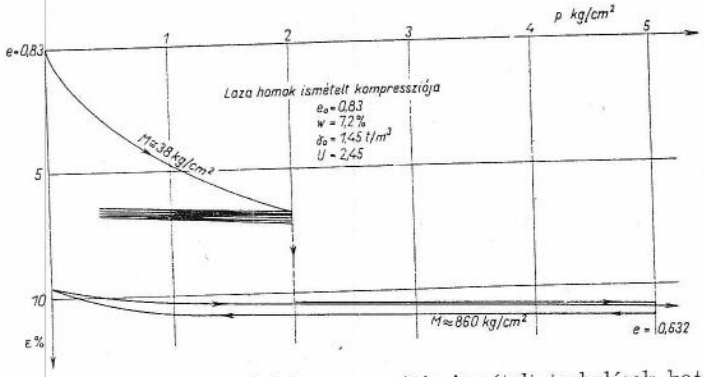
23.2. Feszültséghalmozódásból származó süllyedések.

23.21. A feszültséghalmozódásnak igen gyakori esete, hogy valamely *műhelyépület határfalához kapcsolódva utóbb toldaléképületet emelünk.* Ennek



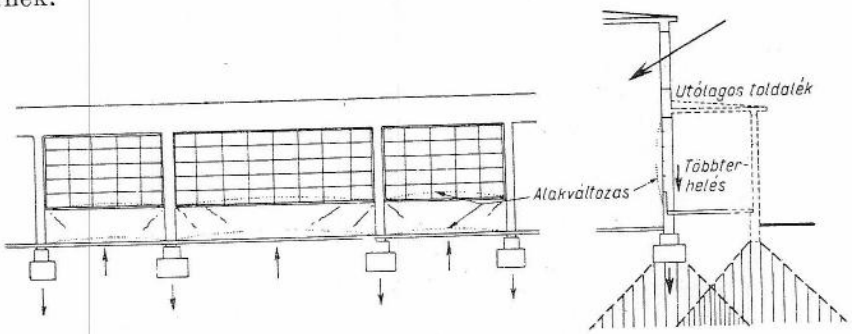
26. ábra. Vágóhídi fordítókorong királykő elferdülése

következtében pl. a vázas határfal terhelt pillérei lesüllyednek és nemcsak a műhelycsarnok szerkezetének többi elemében okozhatnak túligénybevételt és károsodást (ha pl. statikailag határozatlan merev csarnokszerkezetről van szó), hanem a keretállások közötti kitöltő fal, vagy nyílászáró szerkezetek



27. ábra. A laza homoktalaj kompressziója ismételt terhelések hatására

(ablak, ajtó stb.) is megrepedhetnek, eltorzulhatnak (28. ábra). A túlterhelt keretoszlopok ugyanis lesüllyednek, míg a kitöltő falak helyükön maradnak és a keletkező hajlítás miatt a kitöltő falakon a bejelölt ferde repedések lépnek fel, az ablakok pedig az ábrán bejelölt módon eltorzulnak, esetleg el is törnek.

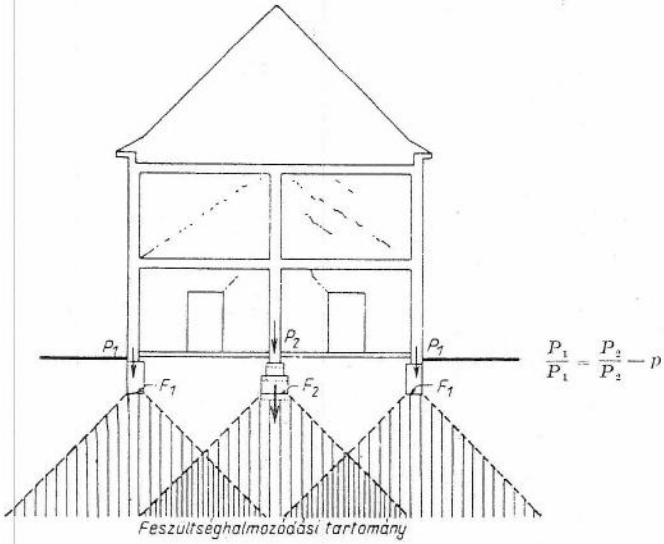


28. ábra. Utólagos toldaléképítés hatása

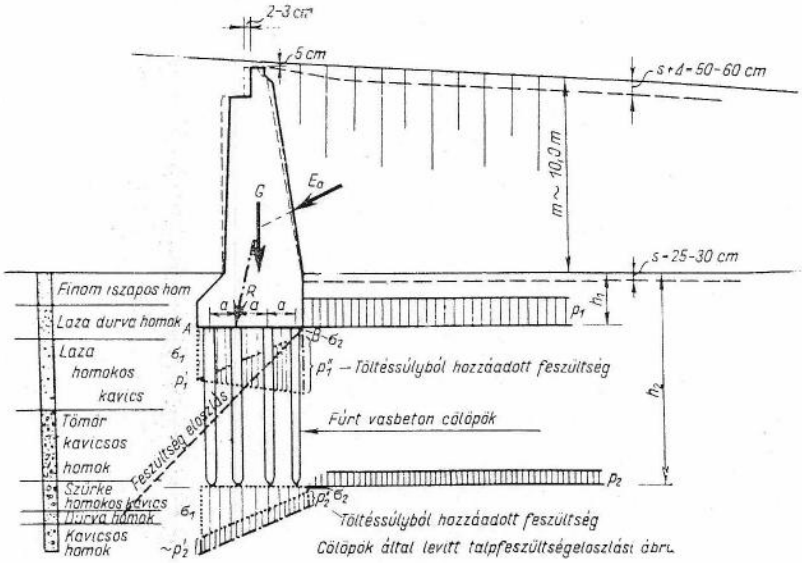
23.22. Hasonlóan tipikus feszültséghalmozódás szokott a *középfőfal alapjai* alatt is előállni. A 29. ábra mutatja, hogy az azonos intenzitású talajfeszültségek a középfőfal alatt egymásra halmozódnak és emiatt ott nagyobb süllyedéseknek kell bekövetkezniök. Fokozódik az egyenlőtlen süllyedés, ha aránylag jó altalajról van szó és az alapfalak szélességét szerkezeti szempontból tervezik meg — esetleg fölös biztonsággal, úgy, hogy a szélső és a középső főfalak talpszélessége azonos lesz. A középfőfalra ugyanis mindenképpen nagyobb terhelés jut és így a viszonylagos süllyedése még nagyobb lesz. Természetesen az egymásrahalmozódásban a főfalak egymástól távol-

ságának is szerepe van, és minél kisebb az épület traktusmélysége, annál nagyobb lesz a várható süllyedéskülönbség.

Ezenkívül bajt szoktak okozni a legalsó (pince) traktusban létesített *közfalak* (választófalak) is. Az alagsori helyiségeknél az ilyen közfalak ugyanis legtöbbször egyáltalán nem hordanak terhelést és így nem is süllyednek. Ugyanakkor a széleiken levő főfalak nagy terhelést adnak át az altalajnak és az egész épülettel együtt süllyednek. Így egy villaépületnél [9] az alagsori közfal fölött erőteljes födém készült, amely az épülettel együtt süllyedvén kezdte el az alatta levő közfalat lefelé szorítani. A közfal viszont a födémet alulról felfelé nyomta, s miután erre a negatív nyomatékra a födém nem volt méretezve, elrepedt (vö. 74/*a* ábra)



29. ábra. Középfőfal alatti feszültséghalmozódás



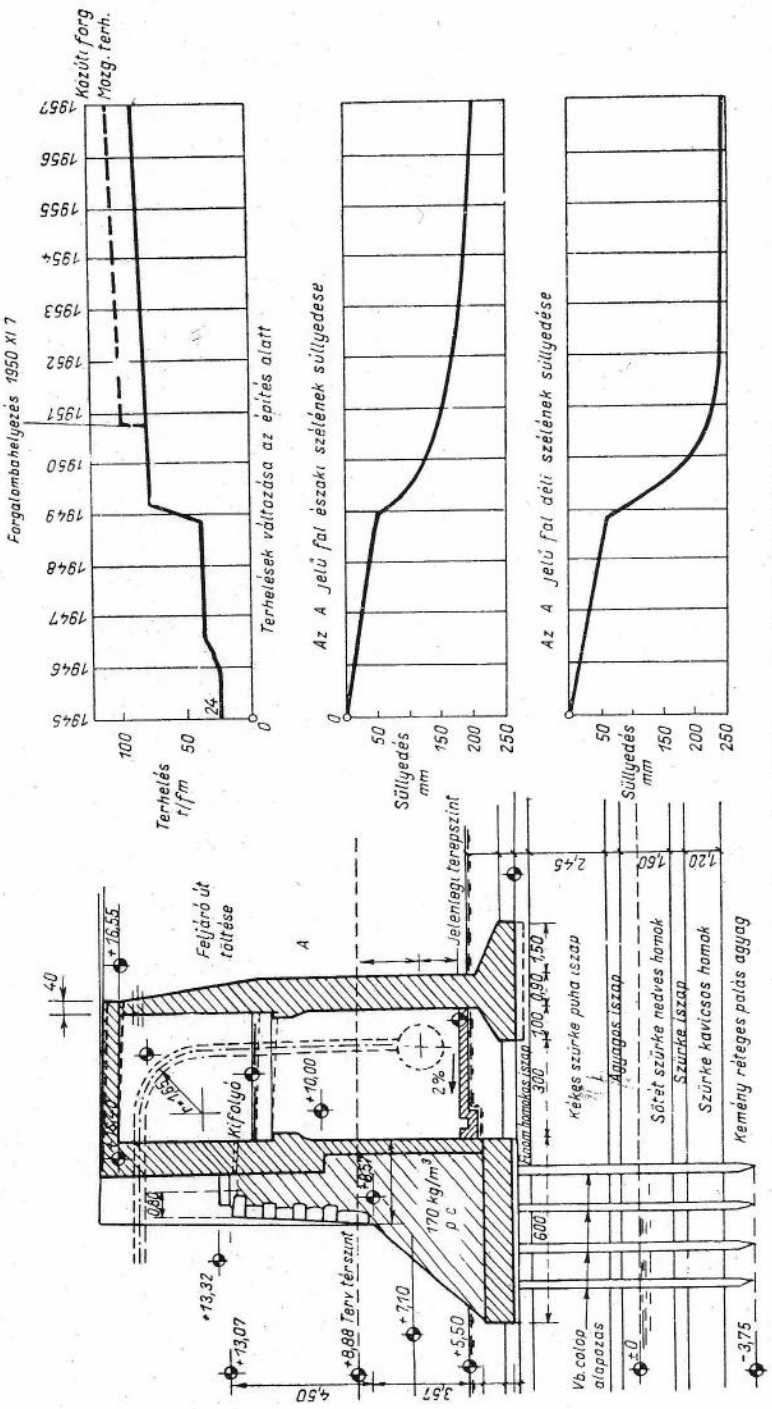
30/a ábra. Medvei hídfő elmozdulása

A főfalak süllyedésével különösen az újonnan emelt épületeknél kell számolni és ezért célszerű őket a lehető legkésőbbi időpontban az épület teljes elkészülte után beépíteni, amikor a főfalak süllyedése — legalább nagy részben — már lejátszódott.

23.23. Ugyancsak rendszeresen fordul elő *feszültséghalmozódás a hídfőknél* is. Erre példa lehet a *medvei híd* jobbparti felüljárójában levő ártéri hidak egyik hídfőjének esete (30/*a* ábra). A 8 m hosszú fúrt vasbeton cölöpökre alapozott hídfő mögé utólag átlagosan 10 m magasságú friss töltés került. A töltés súlya alatt a talajfelszín 25—35 cm közötti mértékben lesüllyedt, amint ezt a hídfőkhöz csatlakozó kőkúp részbeni megrogyása alkalmával ténylegesen mérni is lehetett. Ez a süllyedés a felső 6—7 m vastag iszapos homok, laza homok és laza homokos kavics rétegeknek a kb. 1,8 kg/cm² fajlagos terhelés hatására bekövetkező összenyomódásának következménye volt. Ezenkívül a töltés saját súlya alatti tömörödés mintegy 25 cm-t tett ki és így a töltésszintben *50—60* cm teljes süllyedés mutatkozott. A nagy magasságú töltéstestből a hídfőre háramló földnyomás, a töltéstest súlyából az altalajra átadott feszültségek természetszerűleg a hídfő alapteste felé is szétterjednek és ott a hídfő által átadott talajfeszültségekre ($\sigma_{1,2}$) szuperponálódnak. Az alaptest alsó síkjában a lineáris feszültségszétterjedés alapján számított p_1 egyenletesen megoszló feszültségek rendszerint még olyan nagyok, hogy a töltéstest felé eső kisebbik élfeszültséghez hozzáadva, a $\sigma_2 + p''_1 > \sigma_1 + p'_1$ lesz, tehát a hídfő a feltöltés következtében hátrafelé fog dőlni (v. ö. 30/*b* ábra). A cölöpözés folytán azonban a hídfőterhelésből adódó feszültségeket a cölöpcsúcs síkjának közelébe vezettük le, ahol a szuperponálódó p_2 feszültségek nagysága már sokkal kisebb, de főként kisebb lesz az *A* és *B* sarokpontok függőlegeseiben a szuperponálódó p'_2 és p''_2 feszültségek között a különbség. Ennek következtében $\sigma_2 + p''_2 < \sigma_1 + p'_2$ lesz, vagyis a nyílás felőli él alatt marad nagyobb a feszültség, s következésképpen a hídfő előre fog dőlni (30/*a* ábra).

A medvei ártéri hidak hídfői 2—3 cm-t dőltek előre, ami az alaptest éleire visszavetítve 1—1,5 cm süllyedéskülönbségnek felel meg. Ha a cölöpöket nem egyenlő távolságra, hanem az egyenlőtlen terhelést figyelembe véve, egyenlő teherbírásra osztották volna ki, akkor az *A* és *B* élek alatti süllyedéskülönbséget és így a hídfő előredőlését ki lehetett volna küszöbölni.

Ha viszont a hídfőnek síkalapozása van, akkor a töltéssúlyból átadódó feszültségek az alapozás síkjában egyenlőtlenül szuperponálódnak és a töltéstest felőli feszültségek lehetnek nagyobbak. Különösen akkor, ha az előrebillenést felső megtámasztással mesterségesen megakadályozzuk, mint az a 30/*b* ábrán az *Árpád-híd* pesti hídfőjének esetében látható. A diagramok mutatják, hogy a két részre osztott hídfő hátfalának függőleges mozgása főként a feltöltés megkezdésekor indult meg és a kékesszürke puha iszapréteg lassúbb konszolidációjának megfelelően igen sokáig elhúzódott. Az elferdülés mértéke 6½ év múlva a pályadilatációnál $\delta_h = 6$ cm-t tett ki, ami az alaptest élei alatt $^1/_5$, vagyis $\Delta s = 1{,}2$ cm süllyedéskülönbségnek felel meg. Ennél a hídfőnél sikerült a feszültséghalmozódás okozta süllyedéskülönbségekből származó károkat megfelelő szerkezeti kiképzéssel kiküszöbölni. Ugyanis a lezáró és megtámasztó födémszerkezetek a hátfalon és a mélyen alapozott hídfőn szabadon támaszkodtak és nem voltak mereven a falakhoz kapcsolva.

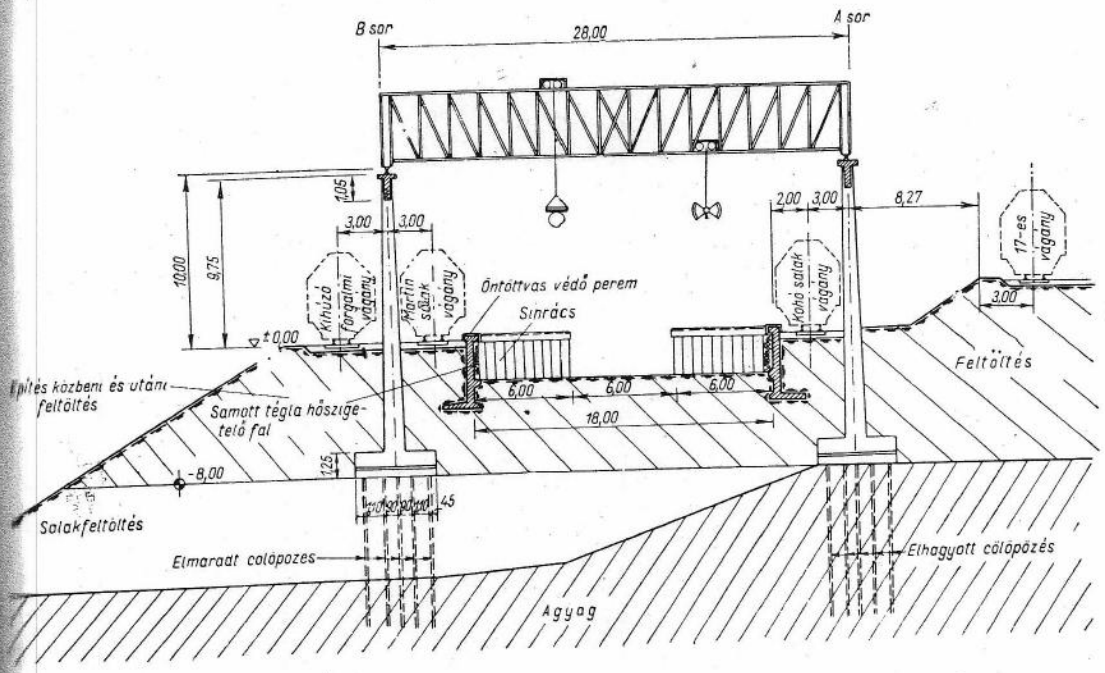


30/b ábra. Árpád-híd pesti hídfő elmozdulása

Ennélfogva az elmozdulások szabadon végbemehettek és nem okoztak szerkezeti repedést vagy törést.

23.3. Sokszor *a tervezés az utólag ráhordott terheléseket nem veszi* kellően *figyelembe* és emiatt következnek be az alapozásban hibák, az építményben pedig károsodások.

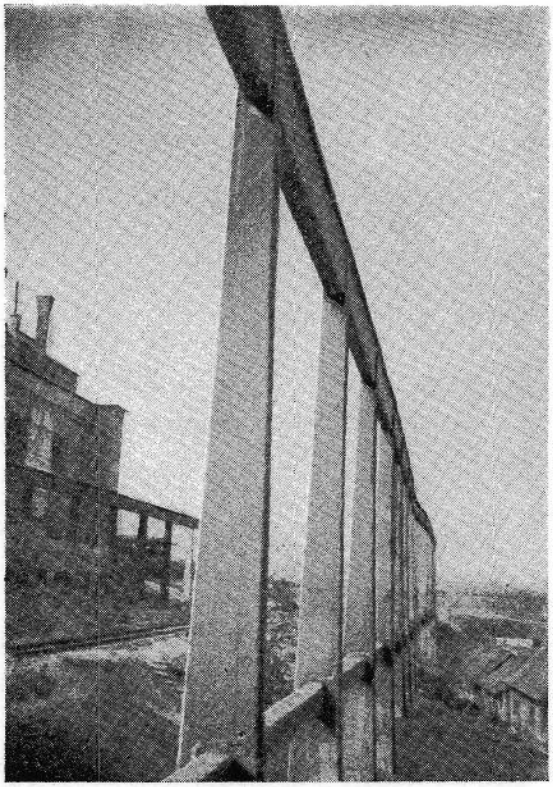
23.31. Tipikus példát nyújt erre egy *salakgranuláló darupálya alapozása* [3]. A 28 m fesztávolságú vasbetonszerkezetű darupálya alatt a termett agyagtalajba nyúló cölöpözést terveztek (l. 31. ábra). A munkát azonban annyira sürgették, hogy időnyerés és „költségcsökkentés" érdekében a terve-



31. ábra. Salakgranuláló darupálya alapozása

zőt rábírták, hogy síkalapozást tervezzen. A síkalapozás síkját azonban csak egyik oszlopsornál vitték le a termett talajig, a másik oszlopsort kisebb mélységben, a tervezés időpontjában még meg sem épített salakfeltöltésre állították. A megengedett igénybevétel számításánál pedig tévesen azt tételezték fel, hogy a feltöltés már megvan, sőt a számszerű értékek megállapításánál annak kedvező oldalterhelő hatásával mint geológiai előterheléssel számoltak. Végeredményben tehát az *B* oszlopsor alaptestei 4—5 m vastag friss feltöltésre kerültek. A feltöltés homlokdöntéssel, szakszerűtlenül, tömörítés nélkül készült és abba égő salakdarabok is belekerültek úgy, hogy az alapgödröket *locsolással* hűtötték. Az így készült alapok fölé pedig hordták tovább a friss feltöltést egészen a tervezett szintig, kb. 8 m magasságban temetve be az alaptesteket (31. és 33/*a* ábrák). Az eredeti terepvonal és a feltöltés helyzete,

valamint a *4.*, *5.*, *6.* jelű fúrások helye a 33/*a* ábrán, a fúrásszelvények pedig a 33/*c* ábrán láthatók. Míg a *B* sor alapteste 10 m vastagságú feltöltésen, addig az *A* sor alapteste csak 2—3 m vastag friss feltöltésen nyugszik. A feltöltés azonban az alaptestek és darupályaoszlopok elkészülte után is folytatódott.



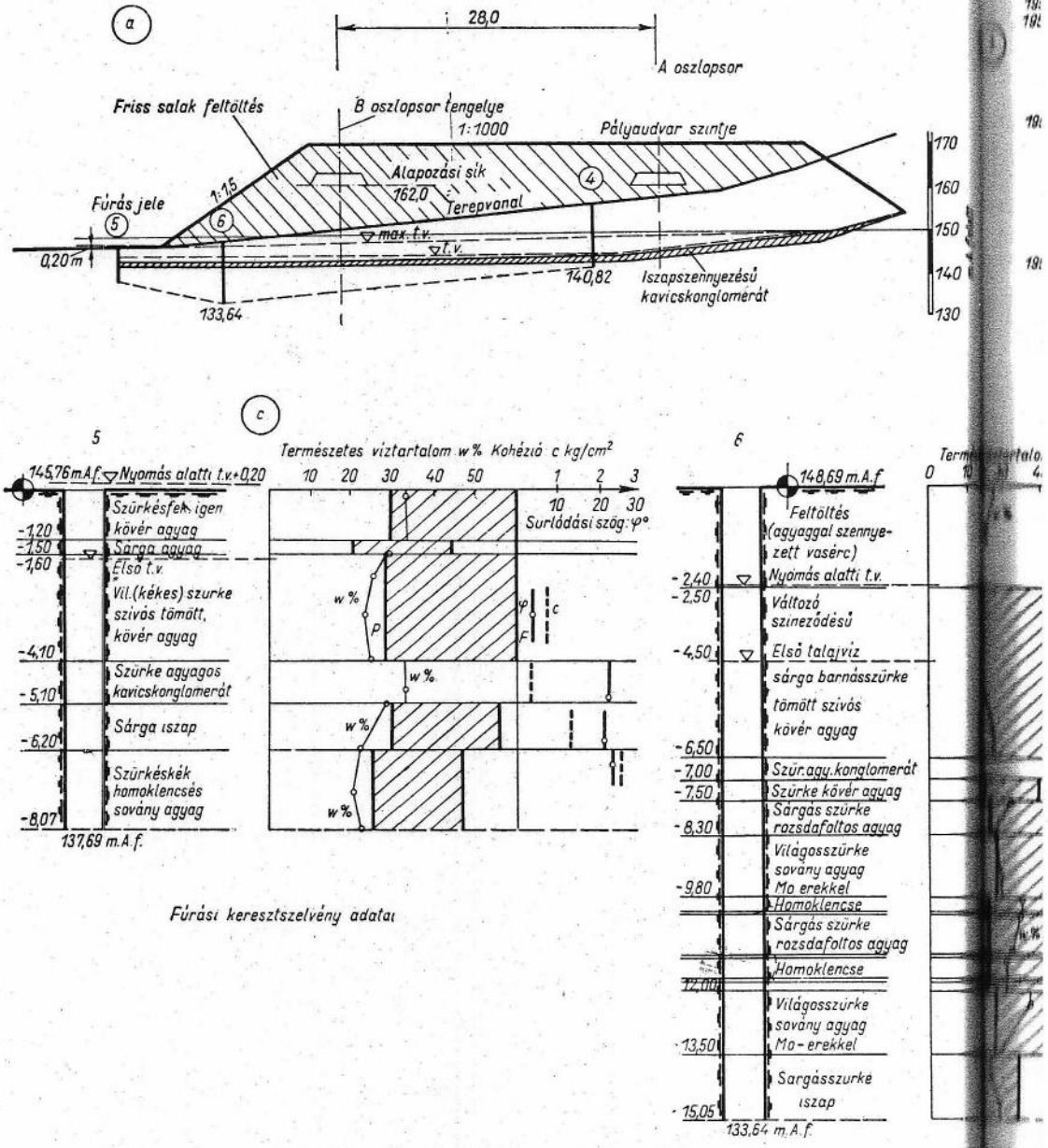
32. ábra. Az elmozdult darupálya egy részének képe

Az építkezés helytelenül erőltetett ütemére jellemző, hogy a kész és felszerelt darupálya műszaki átvétele után 3½ hónappal fejeződött csak be a terület feltöltése.

A fentiek után természetes, hogy nem is egy év múlva egyre erősödő mozgásokat észleltek a darupályán (32. ábra) — különösen a *B* sor oszlopain, ahol nemcsak több *dm*-t kitevő függőleges süllyedések, hanem elfordulások is tapasztalhatók voltak (33/*b* ábra). Végül nem egészen két év múlva az életveszélyesen elmozdult oszlopokat el kellett bontani. A süllyedések nagyság rendjét a 33/*b* ábra mutatja. Látható, hogy míg a *B* sor 9. oszlopának süllyedése 115 mm, addig az *A* sor 4. oszlopáé csak 4 mm. Ugyanakkor a *B* sor 9. oszlopának tetőponti vízszintes elmozdulása 720 mm. A legnagyobb süllyedést mutató *7—11* jelű oszlopok közé esett az a szakasz, ahol a salakfeltöltést még a darupálya üzembehelyezése után is folytatták.

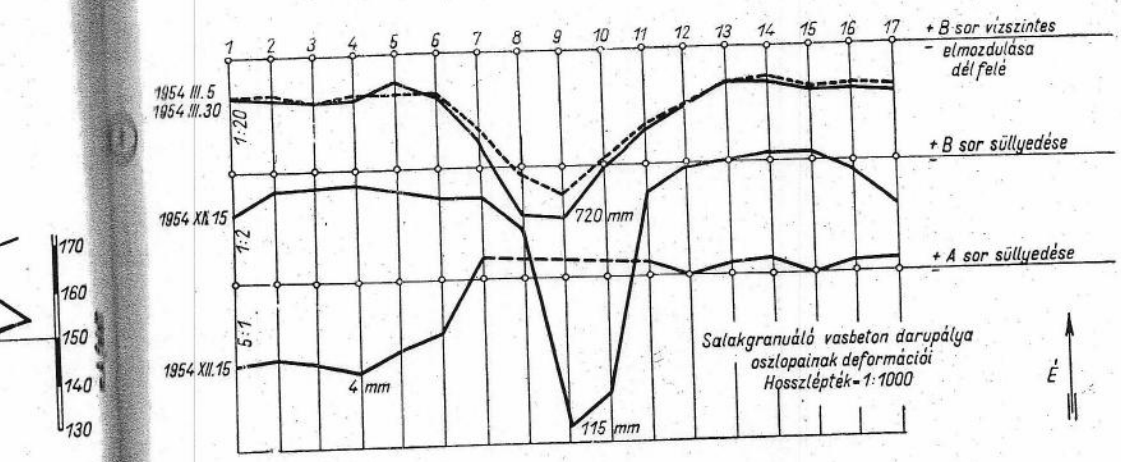
Az eset arra is jó példa, hogy *a hajszolt és erőltetett munkamenet, nem szakértő kezében levő összefogó irányítás és ellenőrzés következtében* (szakértő beruházó hiánya !) *milyen elemi hibák halmozódhatnak egymásra!*

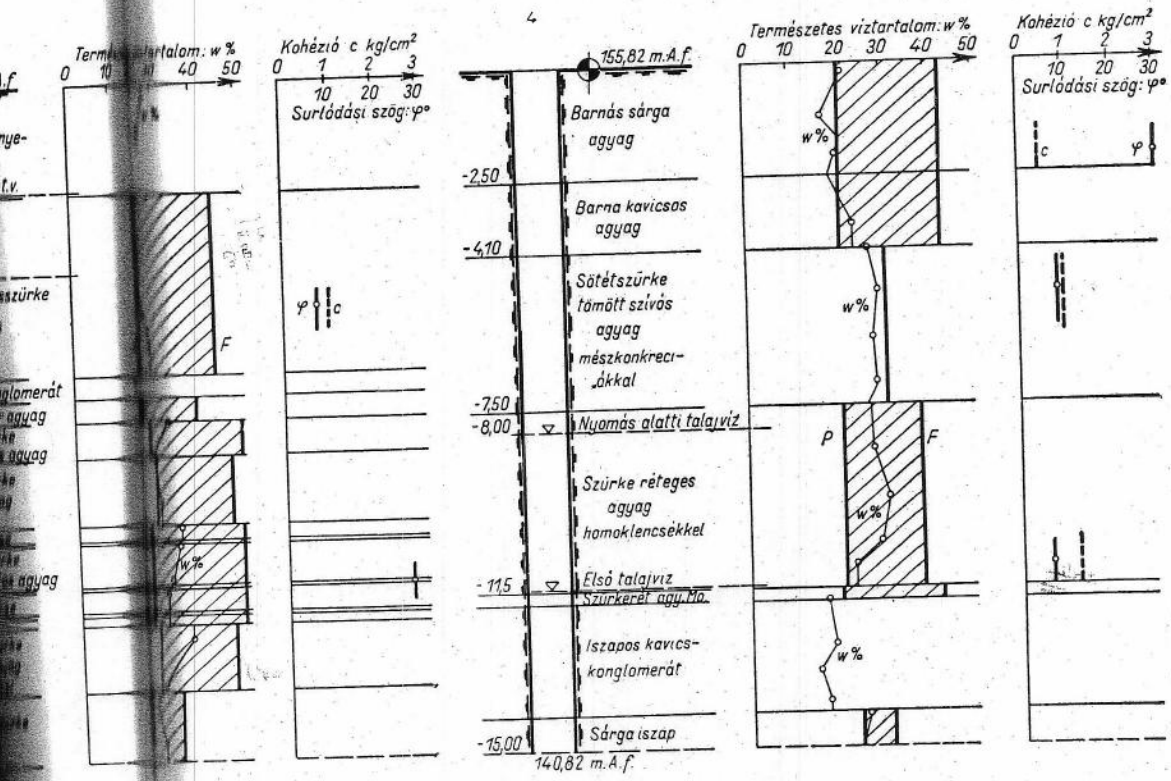
23.32. Nemcsak a feszültségek egymásrahalmozódása, hanem a *feszültségek eloszlásának nem mindenre kiterjedő figyelembevétele is okozhat* alapozási hibát, mint az egy *hengerdecsarnok alapozásánál* megtörtént. A 15,2 m fesztávolságú és kereken 340 m hosszú csarnokszerkezet vonóvasas vasbeton ívekkel volt áthidalva, amelyek 9 m-es keretállásokban követték egymást. Az egész hengercsarnok változó vastagságú (4—8 m) salakfeltöltésen épült és a teherhordó keretek alapozását a feltöltés alatt fekvő, nem túl kemény konszisztenciájú termett agyagtalajra kellett levinni. A teherközvetítést először üreges vasbetonszekrényekkel tervezték végrehajtani, 3 kg/cm² meg-



Fúrási keresztszelvény adatai

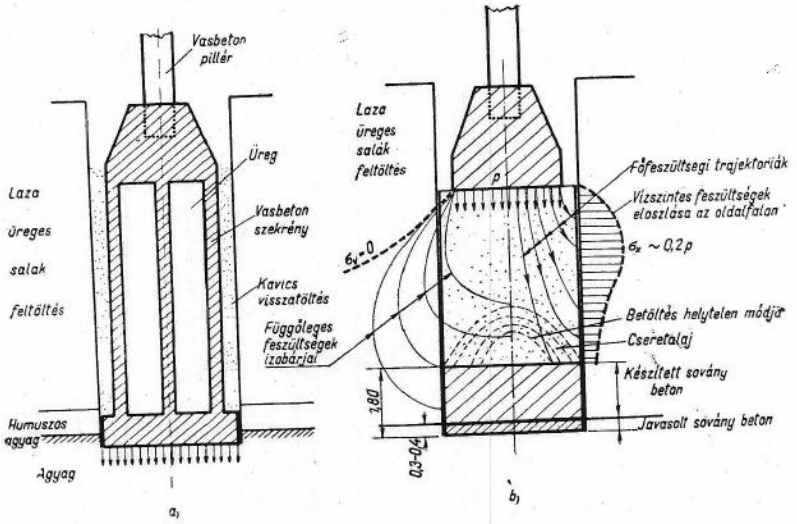
33. ábra. Salakgranuláló d





...granuláló daru alap talajszelvénye és süllyedési görbéi

engedett talajigénybevétellel. A szekrényeket dúcolt, nyitott alapgödörben, a helyszínen kellett volna felépíteni.[3] Az anyag- és időmegtakarítás céljából, valamint az agyagrétegre háruló és nagynak látszó igénybevétel miatt egy szakértőbizottságban azt javasoltuk, hogy a vasbetonszekrények helyett jól tömörített kavicsos homoktalajból álló talajcserével hárítsuk át a pillérterheket az agyagtalajra. Így remélhető, hogy a helyenként egészen tömör, de általánosságban egyenlőtlen és megbízhatatlan kohósalak feltöltés is részt fog venni a függőleges feszültségek elosztásában és az agyagrétegre jóval kisebb fajlagos feszültség fog átadódni (34. ábra). A kivitel ezen az alapon

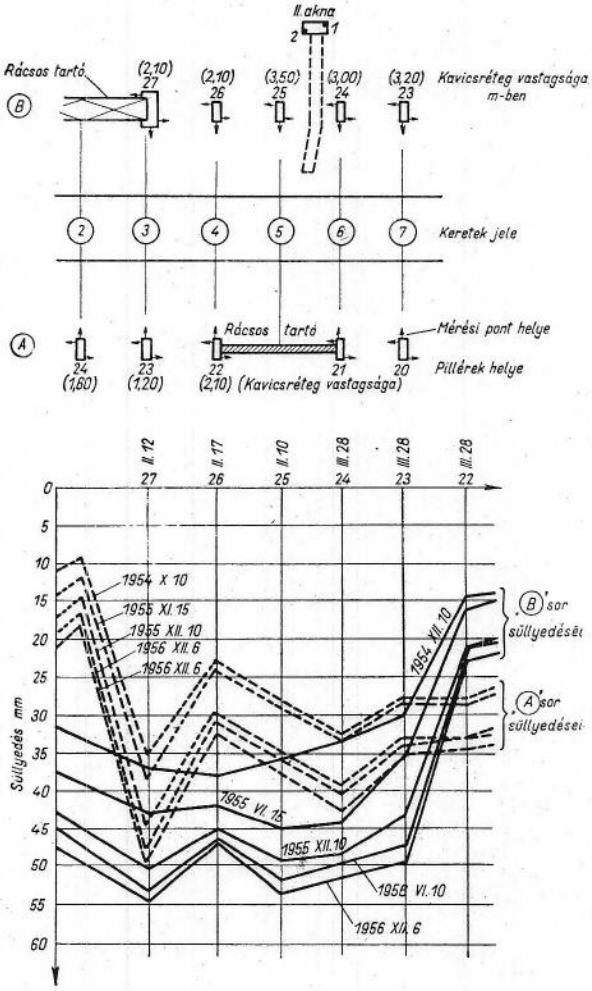


34. ábra. Hengercsarnok alapozási alternatívái

indult is meg, azonban a cseretalaj tömörítése nem megfelelő gondossággal történt, a cseretalajt az alapgödör közepén felpúposodó kupacokban hányták be a gödörbe, az alsó soványbeton réteget nemcsak az eltávolított puha agyagfelszín pótlására, hanem 1,80 m vastagságban alaptömbszerűen készítették. Ennek ismeretében az egyes feltöltött alapgödrökben készült alaptesteken elrendelt ellenőrző próbaterhelések azt bizonyították, hogy egyes talajcserés alapokon meg nem engedett mértékű süllyedések lennének várhatók. A módszer nem bizonyult megbízhatónak, mert egyik alap kedvezően, a másik pedig kedvezőtlenül viselkedett. Ezért azután elrendelték, hogy egyes sekélyebb alapok kivételével az alapgödrök nagy részéből a cseretalajt távolítsák el és az eredeti teherátadó szekrények közvetítésével adják át a pillérterhelést az agyagtalajnak. Az elhatározáshoz az is hozzájárult, hogy a közben szerzett tapasztalatok szerint a kohósalak feltöltésének helyenként igen nagy volt a vízszintes irányú összenyomhatósága és az alapgödör falain még tekintélyes oldalirányú, vízszintes feszültségek léptek fel a függőleges terhelésből kifolyó-

[3]) *Nagy József:* Középsori hengercsarnok. (Magy. Építőipar IV. évf. 1955. 9. szám.)

lag.[4] A 34/*b* ábrán a valószínű feszültségi izobárok pontozottan vannak feltüntetve és innen jól látható, hogy a feszültségi tartomány jóval kimegy a cseretalaj határain túl, a megbízhatatlan, helyenként üreges, laza feltöltésbe. Ennek következtében a cseretalaj a salak összenyomódása folytán a terhelés alatt oldalirányban kitérhet és további süllyedéseket okozhat. A jelen esetben tehát a talajcserét a gondos tömörítésen kívül csak olyan nagy szélességű alapgödörben lett volna helyes végrehajtani, ahol a feszültségi tartomány az alapgödör határfalain túl számottevő vízszintes vagy függőleges feszültséget már nem tartalmaz. A jó tömörítés érdekében pedig a talajcserés alapgödörnek fölfelé szélesedő alakúnak kell lennie, a függőleges lehatárolás nagyobb mélységekben éppen a széleken nem teszi lehetővé az alapos tömörítést.



35/a. ábra. Hengercsarnok oszlopalapok süllyedése és a süllyedések időbeli lefolyása

A vegyesnek nevezhető alapozási módra való tekintettel az épületen rendszeres és gondos süllyedésméréseket végeztek, amelynek eredményeit a 35/*a*—*b*—*c* ábrák tüntetik fel. Az *a* ábrán láthatjuk a 3,0 m vastag cseretalajon hagyott alaptestek, míg a *b* ábrán a teherátvivő szekrényekre állított alaptestek maximális relatív süllyedéseinek két éven át kapott mérési eredményeit. Látható, hogy a kétféle módon alapozott pillérek süllyedéskülönbségeiben nagyobb eltérés nincs, abszolút értékben azonban a szekrényre állított pillér süllyedései nagyobbak. A süllyedéskülönbségek a szerkezetben károsodást nem okoztak, mivel tengelyirányban a csarnok a vonóvasas ívek közeit áthidaló,

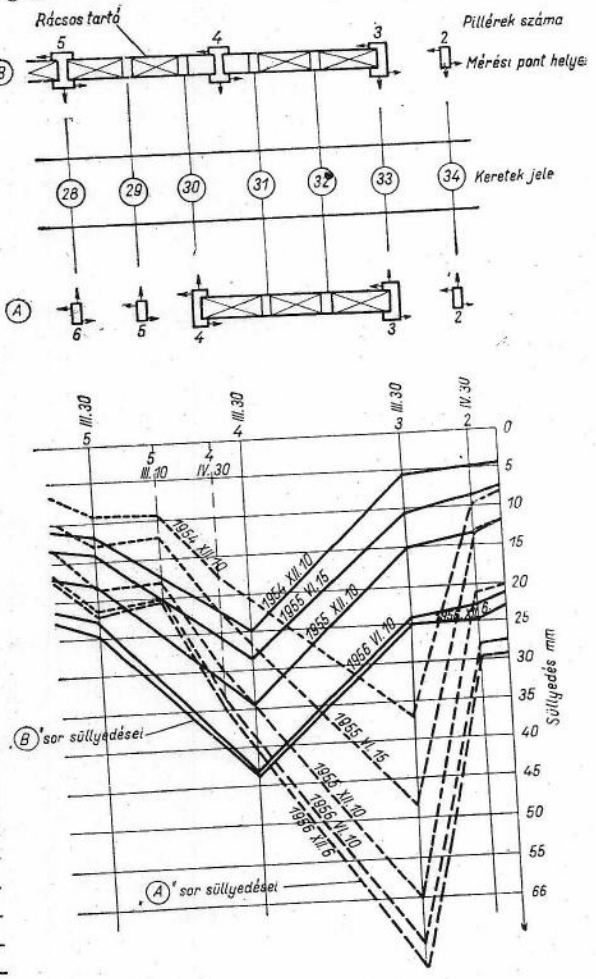
[4]) *Ócsvár Rezső:* Cementbesajtolási kísérletek a diósgyőri salakban. (Magy. Építőipar IV. évf. 1955. 9. szám.)

kéttámaszú, előregyártott csolatát tulajdonképpen a déskülönbségekre nem volt érzékeny.

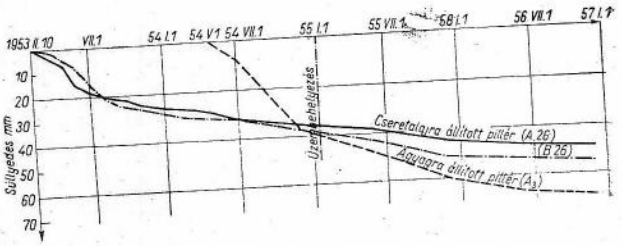
A *c* ábra az A_{26} (cseretalaj) és A_3 (teherátadószekrény) jelű, különbözőképpen alapozott pillérek süllyedésének időbeli lefolyását mutatja. A konszolidációs görbék jellege között határozott különbség van. A cseretalajra állított pillérek süllyedése lassú, elnyújtott konszolidációt mutat — ma már lényegtelenné vált süllyedésnövekedéssel. Az agyagtalajra állított pillérek süllyedése a kezdeti rohamos szakasz után szintén a konszolidáció felé tart, de még egyelőre a süllyedések növekedése az előzőnek több mint kétszerese. Jobban kifejezésre jut tehát az agyagtalaj természetéből folyó nagyobb konszolidációs idő.

A fenti munkákból leszűrhető tanulság tehát az, hogy ha a talajcserét helyesen és megbízhatóan hajtották volna végre és az alapgödröket kiszélesítve, felfelé szélesedő keresztmetszettel állították volna elő, a talajcsere kedvezőbb süllyedési értékeket adott volna, mint a munkák gyors végrehajtása érdekében elrendelt és látszólag biztonságosabb közvetítő szekrényes alapozás. Ehhez elsősorban több tervezési és építési

födémpanelekkel készült és egyetlen merev kapcsolatban végigmenő darupályatartó képezte, tehát süllye-



35/b ábra



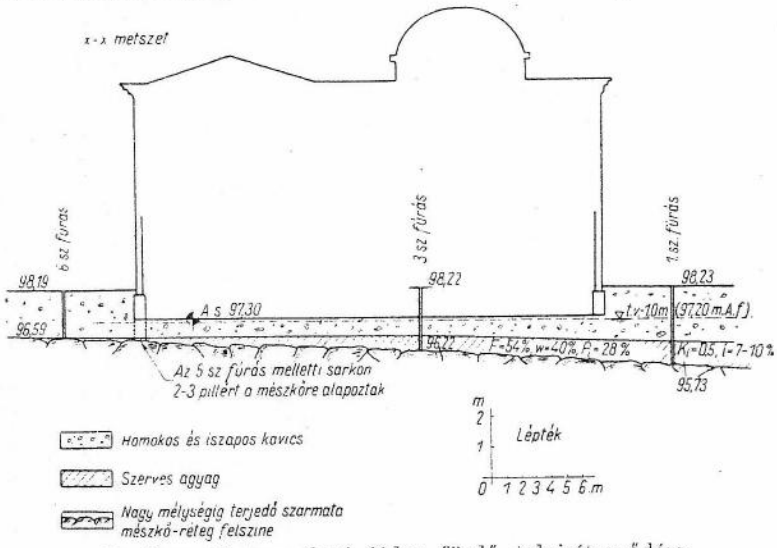
35/c ábra

időre, alaposabb és gondosabb előkészítésre lett volna szükség. Mindenesetre fel kell hívni a példának a figyelmet arra, hogy *a talajcserét nem terhelésközvetítésre, hanem terheléselosztásra szabad csak felhasználni*, s emiatt szélesebb keresztmetszettel kell készíteni, figyelemmel a vízszintes feszültségek szétterjedésére és nagyságára.

24. Különböző merevségű alapok tervezése ugyanazon építmény alatt

Gyakran előforduló hiba, hogy egy építmény alapjai nem egyforma merevségűek. Ez a különbség ritkábban az alkalmazott alapozási módok különbségéből, gyakrabban pedig az alapok alatti talajrétegek egyenlőtlen vastagságának, ferde rétegződésének elhanyagolásából szokott előállni.

24.1. Az utóbbi hibára jellemző eset fordult elő a *pesterzsébeti jódos fürdő* alapozásánál. A *T* alaprajzú épület sávalapozással készült és az alapfalak átlagosan a fagyhatárig nyúltak le a felszíntől kezdve megtalálható, jó minő-



36. ábra. Pesterzsébeti jódos fürdő talajrétegződése

ségű, iszapos, homokos kavicstalajba. Azonban — mint az ellenőrző fúrások kiderítették — ez a felső, teherbíró réteg csak 1,20—1,80 m vastag és alatta egy aránylag vékony, de rendkívül tág határok között (10—90 cm) változó vastagságú szerves agyag, ill. szerves iszapréteg van. Ez alatt a réteg alatt viszont legalább 7 m vastagságú mészkőréteg található (36. ábra). Tehát a merevnek tekinthető mészkőréteg és a felszín alatt változó mélységben (az *5.* és *6.* jelű fúrásokban 1,50 m mélyen, az *1.*, *2.*, *10.* jelű fúrásokban 2,50 m mélyen) helyezkedik el. A süllyedés szempontjából mértékadó, szürke, szerves agyagréteg erősen összenyomható, a folyási határt megközelítő, nagy víztartalma és magas hézagtényezője ($e > 1{,}0$) miatt. Egyébként nem túlságosan plasztikus: $P_i = F - P = 49\% - 28\% = 21\%$, átlagosan 20—30% között van. Az aránylag kisebb képlékenységet (P_i) a viszonylag nem túl nagy szervesanyagtartalom (izzítási veszteség $I = 1-10\%$) is magyarázza, ez azonban

erősen változó. A talajvíz aránylag igen magasan, már a —1,50 m mélységben végig megtalálható.

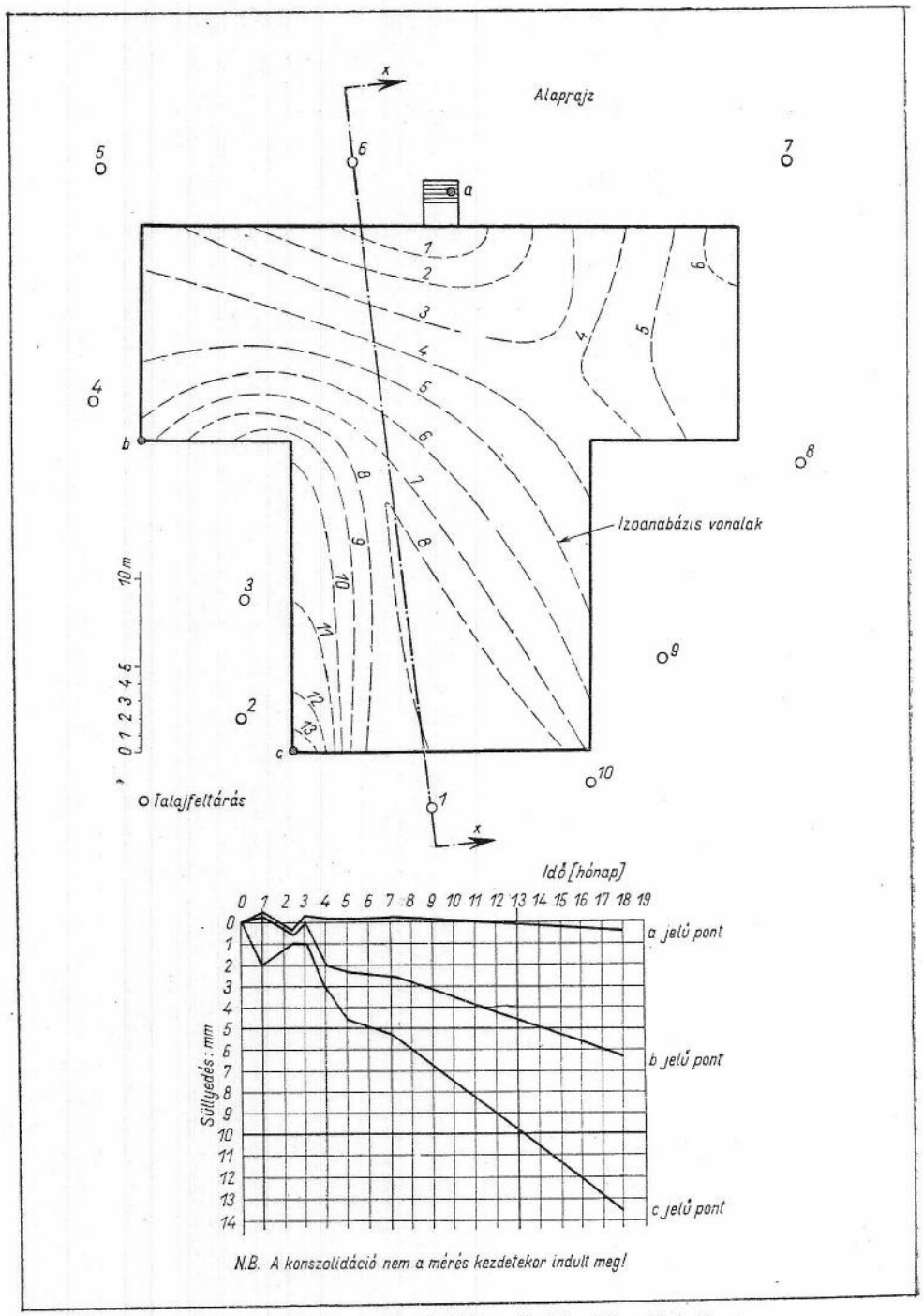
A tervezés először helyesen előírta, hogy az alapozással le kell menni a mészkőrétegig. Sajnos, azonban utólag, a kivitelező kérésének engedve, a víztelenítési nehézségekre való tekintettel, megelégedett azzal, hogy a legfelső, jó minőségű rétegre $\sigma_m = 2$ kg/cm² megengedett talajfeszültség alapulvételével, a fagyhatár figyelembevételével tervezze meg a sávalapokat. A következmény azután az lett, hogy az épületen már két-három év múlva egyre erősödő repedések keletkeztek. Elsősorban a nyugati és déli (1., 2., 10. fúrások környékén) külső főfalakon mutatkoztak cm nagyságrendű repedések, de megtalálhatók voltak a padlástérben levő betonmedencéken is (ami az egyenlőtlen süllyedésből származó hajlító igénybevételekre mutat). Ugyancsak a hajlítás következtében a válaszfalak is elváltak a főfalaktól (nyíróigénybevétel).

Nyilvánvaló, hogy hiába van a legfelső rétegnek megfelelő teherbírása, ha annak amúgyis csekély vastagságát az alapozással néhány deciméterre csökkentették. Ilyenformán ennek a rétegnek tehereloszto hatása minimális és az alatta fekvő puha rétegre nagy feszültségek jutnak.

Ellenőrző számítást végezve kiderült, hogy a szerves agyag rétegre még 1,5 kg/cm² feszültség jut, ami annak határteherbírását sokszorosan meghaladja és jelentős összenyomódáshoz vezet, sőt az sincs kizárva, hogy oldalirányú kitérést is okoz, mert a törőszilárdságot is meghaladja és a nagy hézagtényező érték ($e > 1$) miatt az oldaltfekvő részek könnyen összenyomhatók.

A terheket végeredményben a szilárd mészkőréteg veszi át, ez azonban különböző mélységben van, tehát változó lesz a fölötte összenyomódó rétegek vastagsága és így változó nagyságú süllyedések is fognak fellépni (36—37. ábra $x-x$ metszet). Kétségtelen, hogy az épületet egységesen az alsó mészkőrétegre kellett volna alapozni — amint az 5—6. fúrások felé eső sarkán meg is történt. A repedéseket éppen ez az egyenlőtlen alátámasztás okozta, mert így az épület ezen a sarkán felfekszik (*a* pont) és a keskenyebb szára irányában egyenlőtlenül süllyed (*c* pont). A 37. ábra idő-süllyedési grafikonja mutatja, hogy mintegy két-három év után az épület még korántsem jött nyugalomba. A *b* és *c* jelű pontok az összenyomódó réteg vastagságának megfelelő, különböző sebességgel, de még ma is jelentékenyen süllyednek, a mészkövön álló *a* pont pedig mozdulatlannak tekinthető (37. ábra). Az épület *T* alakú alaprajzán feltüntetett egyenlő süllyedési (izoanabázis) vonalak világosan mutatják a nem egészen 20 hónap alatt keletkezett deformációkat. Sajnos, ezek nem adják meg a teljes süllyedést, mert annak zöme az első két évben zajlott le, és akkor süllyedésméréseket még nem végeztek. Feltehető azonban, hogy a most évente 1 cm-t kitevő süllyedés a legelső években ennek az értéknek többszöröse volt. Az épületet ugyan a repedések állandó javítása mellett ma is használják, de ha a várható teljes süllyedést $s = \frac{p \cdot t}{M} = \frac{1{,}5 \text{ kg/cm}^2 \cdot 90 \text{ cm}}{15 \text{ kg/cm}^2} =$ $= 9$ *cm*-re tesszük, akkor még az összes süllyedésnek valószínűleg csak $^2/_3$-a zajlott le, tehát még legalább 3 cm süllyedés várható, s ennek lefolyása négy-hat évet még igénybe vehet.

24.2. Természetesen nemcsak a különböző merevségű alap vagy alaptalaj okozhat az egyenletes terhelésű építmény alatt káros süllyedéseket,



37. ábra. Pesterzsébeti jódos fürdő süllyedési ábrái

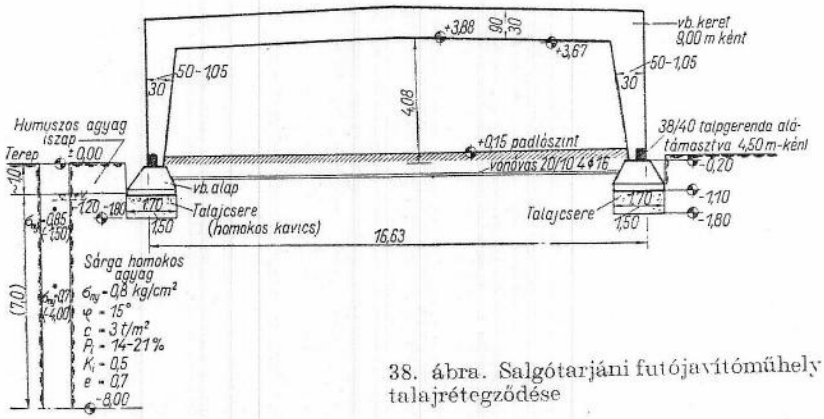
repedéseket, hanem ennek fordítottja is, amikor közös és *egyenletes merevségű alaptestre különböző terhelésű építményrészeket állítanak.*

Egy vasműben pl. egy magas kémény és a kohógázokat felfogó előhevítők (cowperek) közös alaptestre épültek és ennek következtében az az oldal, amelyre a kémény került, erős túlterhelést kapott és az alaptest elferdült. Előmozdította az elferdülést még az is, hogy a gépészeti munkák szerelésénél elhasznált hűtővizet az alaptest szélétől 5 m-re ásott víznyelő gödörbe a lösz talajba vezették. A kémény ennek következtében két hónap múlva megdőlt és vízszintes elmozdulása 42 cm-t tett ki. Az elferdülést ellenterheléssel (a súly 60%-át kitevő vasbugáknak az alaptest ellenkező oldalára való ráhelyezésével) sikerült kiküszöbölni [10].

25. Túlzott alapozási igények támasztása

Aránylag ritka eset, de mégis előfordul, hogy a szerkezet tervezők az alapoktól túlzott mozdulatlanságot kívánnak meg és ezáltal többköltséget és időveszteséget okoznak. Nem gondolják meg, hogy helyesen választott építési technológiával (építési csuklók, hézagok beiktatása), vagy akár a szerkezetnek bizonyos támaszpontsüllyedésre való méretezésével gazdaságosabban és gyorsabban lehet megoldani a kérdést, mint ha a gyenge altalajon levő alaptól teljes mozdulatlanságot követelünk.

25.1. Egy vidéki *autóforgalmi telep futójavító műhelyének* csarnokszerkezetét vonóvasas monolit vasbetonszerkezettel és ezekre helyezett, előregyártott födémgerendákkal tervezték meg. A keretek fesztávolsága 16 m, belső magassága 4,08 m volt. A vonórudak a padlószint alatti csatornában voltak végig vezetve (38. ábra). Ezt a szerkezetet mint *„süllyedésre különösen érzékeny"* szerkezetet adták meg a talajmechanikusoknak. A talajfúrási eredmények és talajfizikai vizsgálatok az 1—2 m vastag barna, iszapos humuszréteg alatt egészen 8 m mélységig sárga homokos agyagréteget tártak fel, melynek egyirányú nyomószilárdsága: $\sigma_{ny} = 0{,}8$ kg/cm², belső súrlódási szöge: $\varphi = 15°$ és így a kohéziója: $c = 3$ t/m². A relatív konzisztencia index $K_i = 0{,}5$, az átlagos hézagtényező $e = 0{,}7$-re vehető az 1,80 m átlagos mélységre tervezett alapozás síkjában. Az 1,5 × 1,5 m méretű pilléralaptestek alatt a $\sigma_m = 2{,}0$



38. ábra. Salgótarjáni futójavítóműhely talajrétegződése

kg/cm² talajfeszültséget a talajmechanikusok erre a talajra nem tartották megengedhetőnek, mert az, számításaik szerint $s = 6$ cm nagyságrendű süllyedéseket idézett volna elő, amit a süllyedésre érzékenynek minősített szerkezet alatt aggályosnak véltek. Befolyásolta őket ezenkívül a szóban forgó völgyfenék geológiai jellege és fiatalkorú lerakódásainak a környékbeli építményeknél tapasztalt összenyomhatósága is. Ezért végeredményben 1,80 m mélységű talajcserét írtak elő, homokos kavicsból. A talajcsere végrehajtása igen vontatottan haladt, több hónapra elhúzódott. Közben a kiemelt munkagödör és a benne levő cseretalaj is beázott, sőt a részben behordott cseretalaj alsó 40 cm-es rétege is talajvíz alá került. A szakszerűtlen tömörítés és a cseretalaj állítólagos (szondázással megállapított) egyenlőtlen tömörsége miatt az alapozást óvatosságból le is állították. Csak ismételt szakértői vizsgálatok és tárgyalások után lehetett az alapozást a most már elfogadott cseretalajon befejezni, s eközben kiderült, hogy a süllyedésre érzékenynek jelzett szerkezet méretezésénél mégcsak figyelembe se vették a támaszpont elmozdulásának egy bizonyos értékét, hanem arra való tekintet nélkül méreteztek. Valójában ez nem is okozhatott bajt, mert az aránylag magas, vonórudas keretszerkezet a függőleges süllyedéskülönbségekre teljesen érzéketlen, ha a földbe helyezett vonógerenda esetleges süppedéséből származó feltámaszkodás lehetőségét már eleve kiküszöböljük. A vízszintes elmozdulások hatása pedig a vonógerenda utólagos megfeszítésével, vagy betonozásával könnyen kikapcsolható. Tehát a szerkezet tervezőinek könnyen odavetett megjegyzése és a fölösleges biztonság előírása — amelyet maguk sem vettek komolyan — lényeges többletmunka és időveszteség forrásává vált.

A szerkezet tervezőinek nem szabad ilyen esetekben elfelejteniök, hogy a szerkezetben rendszerint csak a *támaszpontok süllyedéskülönbsége* okoz feszültséget, *ami a maximális süllyedésnek — Skempton megfigyelései szerint — csak mintegy 50%-a. Ezenfelül ennek bekövetkezése is bizonyos időt vesz igénybe.* Jó része tehát már az önsúlyterhelés alatt, illetőleg a végleges merev összekapcsolás előtt lezajlik, tehát *a tényleges* igénybevételt okozó *süllyedéskülönbség a számításokban rendszerint kimutatott maximális süllyedésnek csak tört része lesz.*

25.2. Hogy mennyire helytelen és gazdaságtalan lehet az egyenletes süllyedéseknek egy minimális értékben (néhány cm) való megszabása, azt egy külföldi *nagyolvasztó süllyedése* mutatja [10]. A technológia a megengedhető süllyedést néhány cm-ben szabta meg. Ugyanakkor azonban a nagyolvasztót az általában szokásos 6—7 m alapozási mélység helyett a kedvező talajviszonyok miatt csak 2 m mélyre alapozták. Miután felépült, a vízvezetéki és egyéb főcsatornák gyűrűjét kezdték azonban kiásni az alaptest körül, mégpedig annak talpsíkjánál 4 m-rel nagyobb mélységben. Természetes, hogy a terhelt talaj a munkaárok irányában oldalt kitért és ez az oldalkitérés az árkok betöltése után a visszatöltött anyag lazasága következtében tovább folyhatott. Az eredmény az lett, hogy az oldalkitérés és ennek következtében a függőleges süllyedés hosszú évekig folytatódott, elérte a 73 cm-t, de az építménynek a süllyedések egyenletessége miatt az elkövetett súlyos hibák ellenére sem származott ebből kára. Természetesen abszolút helytelen volt a vezetékeknek az alapsíknál mélyebbre való helyezése, valamint az építés sorrendi végrehajtása is (sajnos, az utóbbi rendszerint így szokott történni !)

3. HELYTELEN ÉPÍTÉSI KIVITELBŐL SZÁRMAZÓ ALAPOZÁSI HIBÁK

A jó alapozási szerkezethez nem elegendő a helyes tervezés és a megfelelő szilárdságú anyagok és a megfelelő munkamódszer előírása. A munka végrehajtási módja itt nemcsak a létesített alap szilárdságára, hanem elkészítésének lehetőségére is döntően kihat. A legtöbb hiba ezen a vonalon könnyelműségből vagy lelkiismeretlenségből, pontatlanságból származik és itt sem szokott teljesen önállóan előfordulni, hanem összefonódik a tervezés, vagy az előzetes talajfeltárás hibáival. Az elkövethető és elkövetett hibák annyira egyéniek, hogy nehezen csoportosíthatók. Mindamellett az alábbi főbb csoportokban igyekszem megvilágítani őket.

31. Nem megfelelő víztelenítések okozta hibák.

32. Nem megfelelő munkagödör-körülzárás okozta hibák.

33. Az alapozási módszer nem megfelelő végrehajtása, valamint a tervtől való önkényes eltérés miatt elkövetett hibák.

34. Nem megfelelő munkaminőség következtében előállott hiányok.

31. Nem megfelelő víztelenítés okozta hibák

Egyike a leggyakrabban előforduló hibáknak, amelyet főként a hazánkban gyakori *folyós homoktalaj nem megfelelő víztelenítésével* szoktak elkövetni. Nemcsak síkalapozások készítésénél, hanem kút- vagy szekrényalapozásoknál is igen gyakran előfordul.

31.1. Helyzetüknél és szerepüknél fogva rendkívül sok ilyen alapozási hiba található *régebbi belvízi szivattyútelepeink és az azokhoz csatlakozó csőzsilipek* építményeinél. A belvízlevezető csatornák gravitációs úton vezetik az összegyűjtött belvizeket a mentesített terület legmélyebb pontjára, amely rendszerint mocsaras jellegű, egészen fiatal lerakódásokból épült fel és a környezetről a recipiens felé áramló talajvizek összefogási helye. Tehát természeténél fogva a legkedvezőtlenebb talajviszonyok és víztelenítési körülmények között kell megépíteni. Rendeltetésénél fogva egy nagyobb mélységű szívóaknát kell közvetlenül egy nagyteljesítményű, súlyos gépház közelében létesíteni, amelynek tehát nemcsak az alapozása nehéz és kényes — figyelembe véve a különböző rendeltetési szintű és terhelésű alapsíkokat —, hanem üzem közben is állandó dinamikus rázó hatásoknak lesz kitéve (különösen a mélyebben fekvő szivattyúakna alapozása). Ezenfelül a recipiens nagy vízingadozása

miatt a belvízcsatorna és a külvíz között állandóan, de különösen árvízkor nagy magasságkülönbségek lesznek, tehát a rendszerint átereszt ő talajban nagyobb sebességű és mennyiségű vízszivárgás fog állandóan lezajlani. Az áramlás iránya azonban nem lesz állandó, mert kisvíz idején a szivattyúakna felől a recipiens felé, árvíz idején pedig a recipiens felől a szivattyúakna felé fog irányulni. Miután Alföldünkön a belvízzsilipek és szivattyútelepek majdnem mindenütt finom iszapos homokliszt talajon épültek, a kialakuló áramlási sebességek úgyszólván mindenütt elegendő nagyságrendűek ahhoz, hogy a finomabb szemcséket magukkal ragadva a szivattyútelepek és a csőzsilipek alatt komoly kiüregelődéseket okozzanak.

Látható tehát, hogy a belvízi szivattyútelepek adottságai olyanok, amelyek az építmény stabilitásának biztosítását már eleve igen nehézzé teszik. Hozzájárul ezekhez még az a tény, hogy a múlt század utolsó évtizedeiben épített telepek még az akkori alapozási módszereknek megfelelően, legjobb esetben faszádfalas körülzárással és nyíltvíztartással, vagy pedig rézsűs vagy dúcolt munkagödörben végrehajtott nyíltvíztartással készültek. A nehezen víztelenít hető, laza, folyóssá vált talajon valószínűleg mindenütt bekövetkezett a hidraulikus talajtörés és a felpuhult, folyóssá vált talajra helyezték el a gyönge minőségű románcement-betont, vagy téglafalazatot, s így nem lehet csodálkozni azon, hogy főként a kevésbé szilárd és a gépházzal helytelenül összeépített szivattyúaknák és csőzsilipek a süllyedés következtében egymásután elrepedtek.

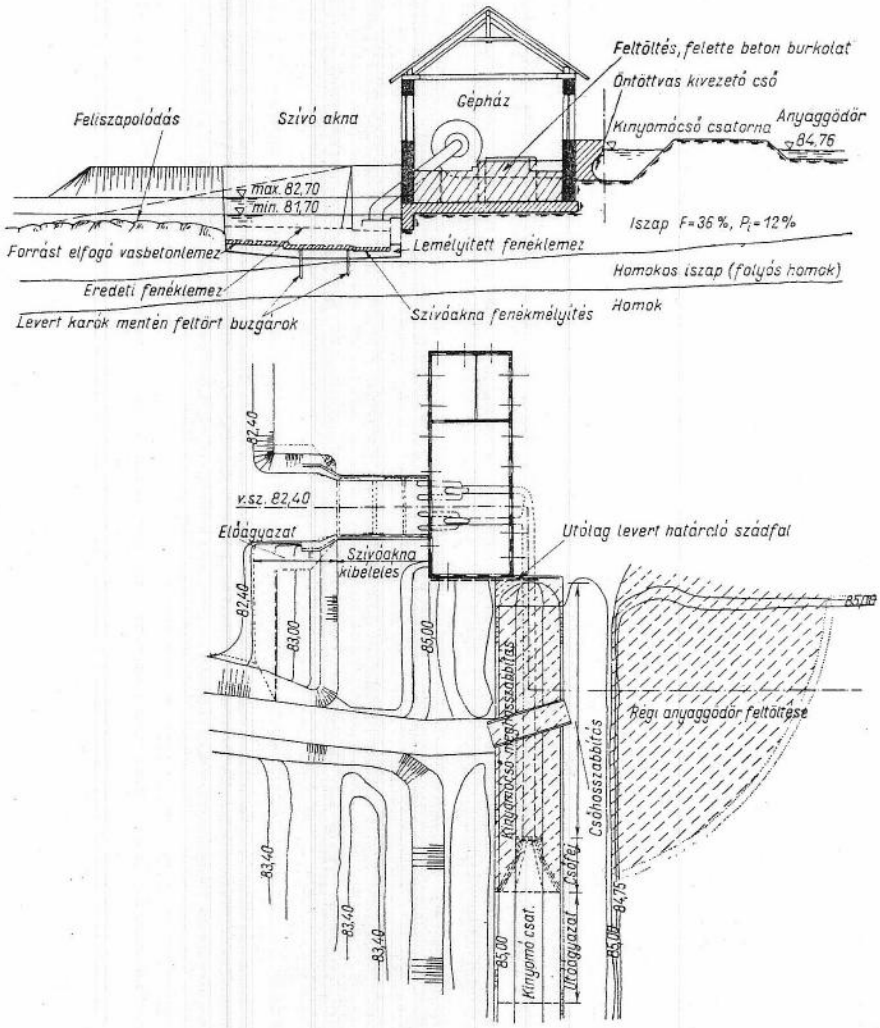
Az 1920-as, 1930-as évek során egymásután kellett a dunai és a tiszai szivattyútelepek egész sorát helyreállítani, és a mutatkozó aláüregeléseket, főként cementbesajtolás segítségével megszüntetni. Miután a kérdés a munkagödrök helytelen víztelenítésével is kapcsolatos, egy jellegzetes példát az alábbiakban ismertetek :

A mohácsi szigeten fekvő *karapancsai szivattyútelep*[5] 1904-ben a belvízlevezető hálózat kiépítésével egyidőben épült. A gépház hosszanti oldalfalához közvetlenül kapcsolódik a szívóakna és a felső sarkához nyílt, trapézszelvényű kinyomócsatorna (39. ábra). A gépház a térszín alá helyezett 60 cm vastag beton alaplemezen áll, amelyre egyúttal a gépalapokat (szívógázmotorok és centrifugálszivattyúk) is ráállították. A gépház padlószintje 1,10 m-rel van a külvíz szintje alatt és közte és az alaplemez között 1,70 m-es feltöltés van. A szívóakna 7 m széles és 11 m hosszú betonmedence, amelynek feneke és oldalfala a gépház betonból készült oldalfalával egybe volt építve. A szívóakna feneke azonban mélyebben feküdt a gépház alaplemezénél. Talajfeltárást az építéskor nem végeztek, és miután a felső iszaprétegben szárazon sikerült kiemelni a gépház és a szivattyúakna alaplemezének helyét, még szádfallal sem zárták körül.

Az elrendezés első hibái a kinyomócsatorna nem megfelelő elhelyezéséből keletkeztek. A 85,0 m A. f. külvíz és 82,70 m A. f. átlagos belvízmagasság a gépház két határfala között 2,30 m szintkülönbséget jelentett, aminek hatására erős szivárgás lépett fel. A víz a gépház téglaoldalfalait is átáztatta és rövidesen a gépházon belül is jelentkezett. A szivárgás megszüntetésére

[5]) *Ihrig Dénes:* A karapancsai szivattyútelep biztosítása. (Vízügyi Közl. 1934. 145. old.)

a téglafalon kívül rövid faszádfalat vertek le, ami azonban nem segített, a szivárgást nem szüntette meg, sőt kiegyengette a talajban szivárgó víz útját és megkönnyítette annak az alaplemez alá való jutását.



39. ábra. A karapancsai szivattyútelep elhelyezési és átépítési vázlata

1925—1927-ben a társulat kibővítette belvízcsatorna hálózatát és emiatt a szivattyútelep előtti belvízszintet 82,70 m-ről 82,20-ra kellett leszállítani, ami maga után vonta a szívóakna-fenékszint és a szívócsövek leszállításának szükségességét is. A munkák végrehajtása során 7×11 m alapmérettel és közel függőleges falakkal, 84 cm-rel mélyebben fekvő új szívóaknát kellett építeni. A lesüllyesztés következtében azonban a fenéklemez alja a vízzáró

iszaprétegnek teljesen az alsó szintjére és a nyomás alatti, vizet tartalmazó, folyós jellegű homokos iszapréteg közelébe került. A régi aknafenék elbontása után a vékony iszap záróréteget munka közben rögzítő karókkal gondatlanságból átütötték, mire igen erős homokforrások, *buzgárok* törtek a felszínre. Közben az építés időszakának helytelen megválasztása következtében (február) felgyűlemlett belvíz elborította az egész szivattyúaknát és a belvizeket átmenetileg a burkolatlan és építés alatti állapotban levő munkagödörből kellett szivattyúzni. A belvizek levonulása után a szivattyúakna oldalfalai több helyen lecsúsztak az alapgödörbe, a buzgárok pedig ismért feltörtek. Az oldalfal lecsúszását szádfalakkal sikerült megállítani, a buzgárokat azonban a fenntartott nyíltszivattyúzással nem lehetett elfojtani és az új betonalaplemezt a fellazított, felázott és elbuzgárosodott alapgödörben helyezték el.

A 3 évvel később megtartott alapos vizsgálat azután kiderítette, hogy az az új szívóakna fenéklemeze teljesen hibás volt. Felületének $^2/_3$ részén beton helyett szétmálló konglomerátumot találtak, amely a felszínen úgyszólván tiszta homokból, alul pedig a leülepedett kavicsból állt, mivel a cementet a víz kimosta. A bennhagyott karók mentén pedig több helyen és 4—6 m² nagyságú területen buzgárokban jött fel az alsó folyós homok. De komoly repedések voltak a gépházhoz csatlakozó oldalfalon is, amelyek szintén a kékesszürke folyós homokkal voltak tele.

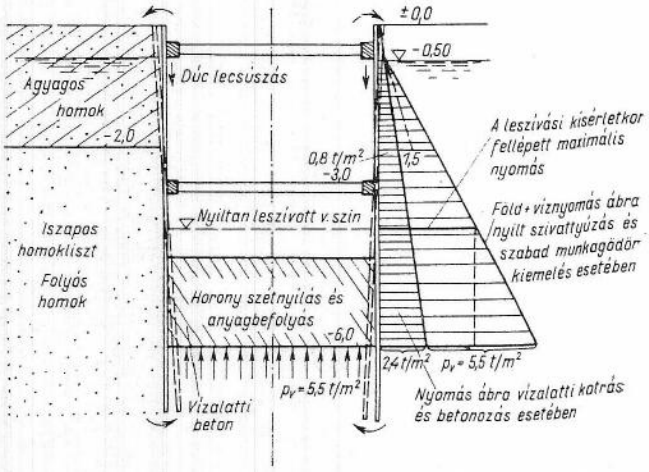
A fenéklemezben a buzgárokat 10—15 cm mély szivárgó csatornákkal kötötték össze és a szivárgóhálózatot két helyen összefogva, csöveken vezették a feltörő iszapos vizet az alapfenéken kívülre. Ezután 18 cm vastag összefüggő vasbetonlemezzel fedték le a szitaszerű fenéklemezt, ennek megszilárdulása után az összegyűjtő vascsöveket lezárták és a csővégeket bebetonozták. A szívóakna oldalfalait bordás vasbetonszerkezettel erősítették meg és a fenék- és oldalfelületeket vízzáró torkrétvakolattal látták el. Az új szívóaknát teljesen függetlenítették a gépház alaplemezétől és oldalfalaitól. Majd a gépház és a szívóakna alaplemezei alatt kimosott és a vizsgálat szerint tekintélyes üregeket cementhabarcs besajtolással töltötték ki. Végül a burkolatlan és rövid kinyomócsatornát építették át. Mégpedig a nyílt csatorna helyett már előzőleg beépített 30 m hosszú öntött vascsövet a kétszeresére hosszabbították, 180 cm széles betonalapra helyezték, 8 m hosszú vasbeton kiömlőfejjel látták el, és utána a kivezető trapézszelvényt még az utóágyazat hosszában betonnal burkolták.

Alapozási szempontból a fenti munkák közül elsősorban a szivattyúakna helytelen víztelenítése és a gépház és szivattyúakna alapjainak kapcsolata azok a hibák, amelyek az egyéb, vízügyi szempontból kedvezőtlen körülmények mellett az építmény részleges tönkremenetelére vezettek. Meg kell jegyezni, hogy az 1955. és 1956. évi rendkívüli árvízek levonulása után megvizsgálták ezt a szivattyútelepet és megállapították, hogy a 30 év előtt végzett javítási és injektálási munkák helyesek és jók voltak és csupán a gépház alatt látszott szükségesnek egy minimális pótinjektálás.

31.2. Igen gyakoriak a helytelen víztelenítéssel elkövetett alapozási hibák kisebb hidak alapozásánál. Hazánkban is általános gyakorlat volt régebben, hogy a hídfők vagy pillérek alapgödreit faszádfalakkal körülzárták és ebből a zárt munkagödörből a vizet közvetlen szivattyúzással eltávolították. Miután Alföldünkön igen gyakori, hogy a kimosási biztonság által megkövetelt mély-

ségben iszapos homokliszt (folyóshomok) talajrétegek vannak, a közvetlen nyílt szivattyúzással elkövetett hibák igen gyakoriak. Tudjuk, hogy azok a talajféleségek veszélyesek, amelyek mértékadó szemcseátmérője : 0,1 mm > D_m > 0,005 mm határok közé esik és ezen belül is a veszély annál nagyobb, minél nagyobb a külső talajvízszint és a munkagödör fenékszintje közötti magasságkülönbség (nyomómagasság) és minél tovább tart a szivattyúzás. Ezt a fokozati különbséget és a kellő időben történt intézkedések fontosságát jól mutatja az alábbi két összehasonlító példa.

31.21. Egy Kapos-híd 3 ×7 m alapterületű parti pilléreit egyenletes és elegendő vastagságú folyós homoktalajra alapozták a 6 m mélyre levert faszádfalakkal körülzárt munkagödörben. A felső és középső dúckereteket egészen —3,0 m mélységig a nyíltvíz leszívása mellett lehetett elhelyezni. Mivel azonban a nyomómagasság további növelése már a talajvízsebességet veszélyes mértékben látszott növelni, a következőkben víz alatti kotrás és betonozás segítségével kellett volna az alapozást elvégezni. A helyszíni építésvezető azonban sietni akart és szerszám hiányában folytatta az eddig bevált módszert és a még hátralevő 60—70 m³-nyi alapkiemelést is nyíltszivattyúzás mellett szárazban akarta kiemelni. Alig haladtak azonban 1 m-t lefelé, a szádfalak alját a folyós homok kívülről kezdte benyomni (40. ábra), a felső dúcok a szádpallók elferdülése következtében meglazultak és lecsúsztak és a pallók elferdülése következtében megnyílt hézagokon át kívülről a folyós talaj egyre nagyobb mértékben kezdett befolyni.



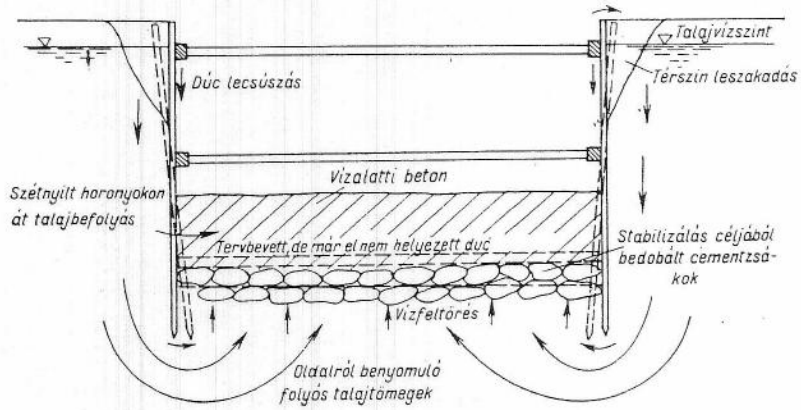
40. ábra. Kurdi Kaposhíd parti pillér alapozása

Hogy a víz leszívása következtében a szádfalakra ható és az elmozdulást okozó külső nyomás milyen nagymértékben nőtt meg, azt jól mutatja az ábra jobb oldalán feltüntetett nyomási diagram.

Szerencsére a jelenségeket látva a szivattyúzást azonnal beszüntették, a vizet a munkagödörben felengedték és így sikerült a munkagödör beomlását megakadályozni, majd a fenékbeton réteget víz alatt elhelyezve az alaptestet is el lehetett készíteni.

31.22. Súlyosabb következményekkel járt *egy külföldi, 20 m fesztávolságú vasúti híd hídfőalapjainak elkészítése.* A 15 ×8 m alapterületű és 5 m mély alapgödröt itt is faszádfalakkal vették körül és a földkiemelést szintén nyíltvízszivattyúzás mellett akarták végrehajtani. A munkával azonban nagyon

nehezen haladtak előre. Hiába igyekeztek a földkiemelés előrehaladásával a szádfalak csatlakozó hornyait tömíteni és elmozdulásait fokozott dúcolással megakadályozni, hogy a homokos iszap befolyását csökkentsék, ez a víznyomás növekedésével egyre fokozódott, sőt az oldalt fekvő talajtömegek a szádfalak alatt az alsó hidraulikus talajtörés következtében egyre nagyobb mértékben nyomódtak be a munkagödörbe. A felszín a szádfalak mellett beszakadozott, a felső dúcok lecsúsztak. A szádpallók alul, a nagy fajsúlyú, folyadékszerű pép hidrosztatikus nyomása következtében benyomódtak, amit megkönnyített, hogy mivel felül a külső földtömegek leszakadoztak, a felső él kifordulásának semmiféle földtámasz nem állt az útjában (41. ábra). Az alapgödör feneke



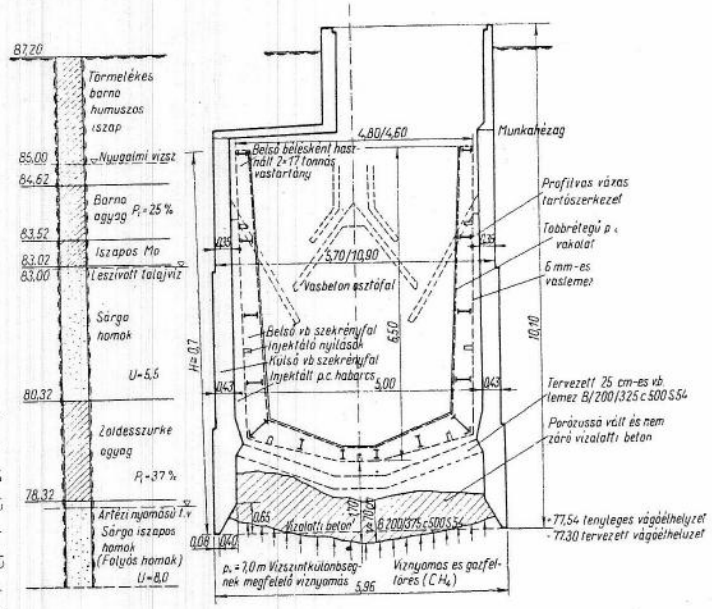
41. ábra. Egyiptomi öntözőcsatorna híd alapozása

teljesen folyóssá változott és ezen a módon lehetetlen volt az alapozást a kívánt mélységig levinni. Végül is a folyós talajtömeg megszilárdítására nagy mennyiségű cementzsákokat dobtak az alapgödörbe — ami a szádfalak további befelé fordulását megakadályozta, — majd víz alatti fenékbetont helyeztek el és erre építették fel a tervezettnél könnyebb hídfőket. A híd felszerkezetét is az eredetileg tervezett vasbeton helyett vasszerkezetből készítették, mivel a megengedett talajigénybevétel értékét a nagy süllyedések megelőzése végett a felére kellett leszállítani.

31.3. A helytelen víztelenítésből származó hibák nemcsak síkalapozásnál, szádfalakkal vagy rézsűkkel körülhatárolt munkagödörben, hanem kút- és szekrényalapozásoknál is előfordulhatnak.

A 42. ábrán *egy vidéki lakótelep szennyvíztisztító aknájának* metszete látható. Egy 10,90 × 5,70 m alapfelületű, kétkamrás vasbeton szekrényt kellett kereken 10 m-rel a terepszint és 7,70 m-rel a talajvízszint alá süllyeszteni. Az akna helyén 100 évvel ezelőtt még nádas mocsár volt, amit a Körös szabályozásával kapcsolatban töltöttek fel. Ezért a legfelső rétegek erősen szerves szennyezésűek. Talajvíz, mint rétegvíz a legfelső, terep alatti rétegekben és mint artézi víz az alsó, iszapos homokrétegekben (folyós homok) található. A lépcsős köpenyfallal kialakított vasbetonszekrény süllyesztése zagyszívatással, tehát hidromechanizációval történt. A belső vízszintet a külső talaj-

vízszintnél magasabban tartották, azonban a vágóéllel áttörték az alsó, zöldesszürke agyagréteget és az alatta fekvő folyós homok az artézi nyomás hatása alatt betört a szekrénybe. A továbbsüllyesztés hidromechanizációval nem volt lehetséges és nyílt szivattyúzás mellett akarták a süllyesztést befejezni. A bő vízhozam és homokbeáramlás miatt azonban a szekrény környezetében a süllyesztési tölcsér erősen növekedett és a 20 m-re fekvő lakóházakat kezdte veszélyeztetni. Ezután megkísérelték a víztelenítést kétlépcsős, vákuumkutas talajvízszintsüllyesztéssel elvégezni. Azonban ez nem sikerült, mert mint kiderült, a szerves szennyezés miatt a feltörő artézi víz erősen gáztartalmú volt (65—70% CH_4, 3—5% CO_2, 2,5—3,5% CO és 29,5—21,5% egyéb gáz), ami a vákuum tartását meghiúsította.



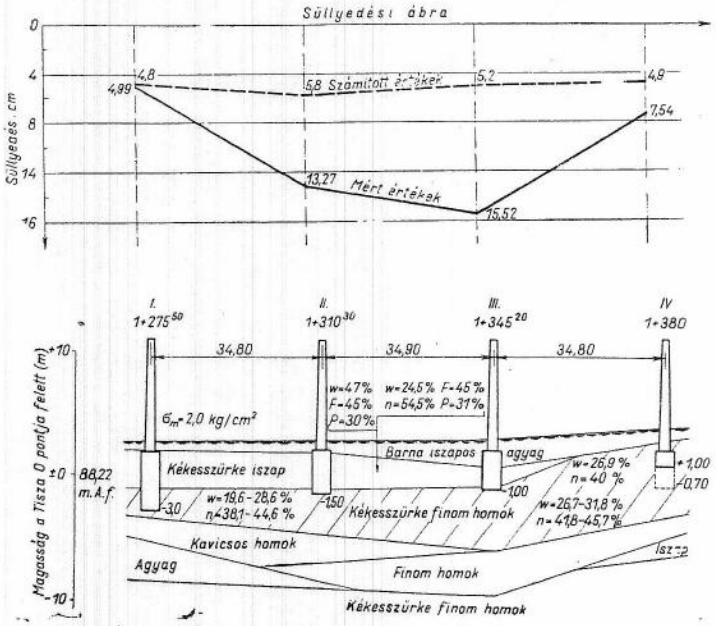
42. ábra. Szennyvízderítőmedence szekrényalapozása

Ezután túlterhelést alkalmaztak és mindezek együttes hatására a vágóéllel sikerült az előírt mélységet 25 cm-re megközelíteni. Ekkor elrendelték a süllyesztés beszüntetését és a szekrény aljának víz alatti fenékbetonnal való lezárását. Sajnos, azonban a 7,5 m-es vízoszloppal szemben csak 70 cm vastag víz alatti betont írtak elő. És bár egyszerre két függőleges állótölcsér segítségével betonoztak, a feltörő gázok a nagy nyomással szemben amúgy is elégtelen szilárdságú betonréteget még porózussá is tették. Nyílt szivattyúzás mellett a további vasbeton fenéklemez beépítési kísérlet sem sikerült annyira, hogy már pneumatikus alapozással való befejezésre és egy légzáró födém behúzásával a munkatér légnyomásos víztelenítésére került volna sor. Felszerelés hiányában ezt a megoldást is el kellett ejteni. Végül is vasbordákkal merevített vaslemez bélést kellett, mint egy zárt „poharat" a szekrény kamráiba leereszteni és utólag a vaslemez- és vasbetonfalak közötti hézagot betonnal és habarcs injektálással kitölteni. A kamránként 17 t súlyú vaslemez bélést felülről a szekrény oldaltalaihoz kötött vasbetonkoszorúval rögzítették a vízfelhajtó erő ellenében. A kamrák belső vasbeton terelő- és osztófalait a vaslemez béléshez kötötték.

A kényszermegoldás következtében a szennyvíztisztító akna kapacitása és főként mélysége jelentékenyen lecsökkent és a költségek, valamint a vasanyagfelhasználás lényegesen megnövekedtek. Ha a süllyesztést hidromechani-

záció helyett víz alatti kotrással hajtják végre és a fenéklemezt a vízfelhajtó erőnek megfelelő vastagságban készítik, akkor mindez elkerülhető lett volna. A talajfeltárási és hidrológiai adatok elhanyagolása tehát igen komolyan megbosszúlta magát.

31.4. A tiszapolgári közúti híd ártéri áthidalása 3 × 34,8 m fesztávolságú folytatólagos, felsőpályás kétfőtartós vasbeton gerendahíd 2,8 m tartómagassággal. Tekintettel a nagy merevségű és süllyedésekre érzékeny szerkezetre, tervezését és építését gondos talajvizsgálatok és talajmechanikai tanulmányok előzték meg. A talajvizsgálatok eredményét és a pilléralapok helyzetét a 43.

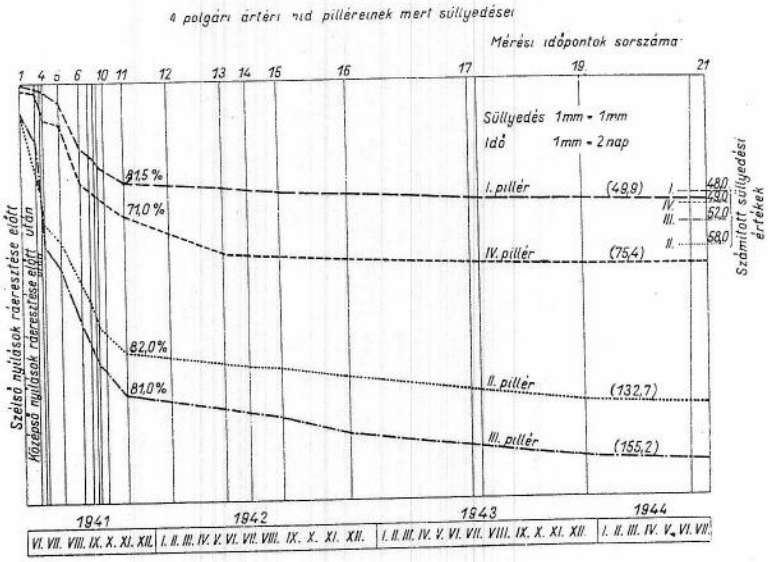


43. ábra. Tiszapolgári balparti ártéri híd talajszelvénye és a pillérek süllyedése

ábra mutatja. Amint látható, a legfelső termő réteg alatt, igen magas (helyenként a folyási határt meghaladó) víztartalmú és rendkívül laza (n = 54,5% !), kékesszürke iszapréteg húzódik, amelyet a teherviselésből feltétlenül ki kell kapcsolni. Ez alatt a réteg alatt változó vastagságú kékesszürke finom homokréteg van, mely kis mértékadó szemcseátmérőjénél (D_m < 0,1 mm) fogva már tulajdonképpen homokliszt talajnak minősül és magas víztartalma, helyenként a 47%-ot megközelítő hézagtérfogata és 6—15% iszaptartalma miatt *típusa a folyós homoktalajnak*. A talajmechanikai szakvélemény erre nyomatékosan fel is hívta a figyelmet, valamint arra is, hogy a nagy határok között változó hézagtérfogat, továbbá a pillértengely irányában is változó rétegvastagság miatt egyenlőtlen süllyedések is várhatók — amire a folytatólagos hídszerkezet különösen érzékeny. Ismételt laboratóriumi vizsgálatok után az aránylag csekély rétegvastagságra való tekintettel, az alaptestek mélységben és részben hossztengelyben való lépcsőzése, továbbá szádfalas körülzárás előírása

mellett biztosítottnak látták a pillérek kb. 5 cm-es egyenletes süllyedését (l. süllyedési ábra számított értékek). Óvatosságból azonban a főtartókat úgy tervezték és méretezték, hogy a pillérek fölötti kereszttartók aláfogásával a szerkezet megemelhető legyen és így az esetleg mégis bekövetkező süllyedéskülönbségek kiküszöbölhetők legyenek.

Az alapozást azonban nem szádfalas körülzárás védelme alatt, hanem nyitott vasbeton szekrények lesüllyesztésével kivitelezték (vö. 14,2 pont). A szekrény süllyesztést először víz alatti kotrással kezdték, de mivel a felső agyagos iszaptalajban a vedres kotrás nehezen ment (beleragadt az agyag a



44. ábra. Az ártéri híd pillérsüllyedéseinek időbeli lefolyása

vedrekbe), rátértek a nyílt szivattyúzás melletti közvetlen földkiemelésre. A folyós homoktalajt ez a művelet természetesen fellazította, de az alapozás elkészült. Tekintettel a felszerkezet érzékenységére, a pillérek süllyedését a hídépítés teljes időtartama alatt (három éven át) rendszeresen mérték és azokat a 44. ábrán feltüntetett süllyedési időgörbék ábrázolják. Látható, hogy a ténylegesen mért süllyedések a számított értékeket jóval meghaladták. Emiatt a szerkezetet több ízben kiemelték és a saruk alá alátétlemezeket helyeztek, hogy a nagy süllyedéskülönbségek káros hatását kiküszöböljék. Ezzel a helyes óvatossággal sikerült is a bajokat elkerülni. A görbék lefutása egyébként tipikusan jellemző a finom szemcséjű homokliszttalajra, mert a mért süllyedések 80%-a a terhelés felhordása utáni négy hónapon belül már lejátszódott. A mért és számított értékek között a legkisebb eltérést az I. pillér mutatja (4%), míg a legnagyobbat a II. és III. pillérek (150%, ill. 200%); aránylag nem túl nagy az eltérés (50%) a IV. pillérnél sem. Ha ezeket az eltéréseket, illetőleg az észlelt süllyedéseket a talajszelvénnyel összevetjük, rögtön megállapíthatjuk, hogy a süllyedések a kritikus folyóshomok talajrétegek vastag-

ságával arányosak. Az I. és IV. pilléreknél — ahol ez a rétegvastagság csekély, a süllyedések a legkisebbek, míg a II. és III. pillérek alatti nagyobb rétegvastagságnak megfelelően a süllyedések is lényegesen nagyobbak. A rétegvastagság változására az I. pillér esetében a talajmechanikai szakvélemény is rámutatott, azonban a folyós homok kisebb összenyomódásához itt hozávette a kavicsréteg alatti puhább agyagréteg várható összenyomódását is. Úgy látszik azonban a kavicsréteg merevsége és terhelosztása nagyobb volt a számítottnál és emiatt az agyagréteg összenyomódása jóval kisebbé vált. Különben is a fellazított folyós homoktalajban nagyságrendileg lényegesen megnőtt összenyomódásokhoz képest jelentősége is sokkal kisebb lett. A IV. pillér kisebb süllyedése viszont az alapsíknak a szakvéleményben megadott +1,0 síkról —0,70 síkra való lemélyítésével és így az összenyomódó réteg vastagságának utólagos csökkentésével magyarázható. Megállapítható tehát, hogy a kritikus folyós homok alapréteg teherbírása a szekrénysüllyesztés és nyílt szivattyúzás következtében lényegesen leromlott és a süllyedések abszolút értéke emiatt lényegesen megnőtt. Az eredetileg egyenlőnek számított süllyedések nem következtek be, mert a két szélső pillérnél részben az alsó agyagréteg összenyomódása a számítottnál kisebb mértékű és a bekövetkezett nagyobb süllyedésekhez képest relatíve elhanyagolhatóvá vált, másrészt a IV. pillér alapsíkjának mélyebbre helyezésével az összenyomódó réteg vastagsága lecsökkent, s a többiekhez képest a süllyedés is visszamaradt.

Az előrelátó szerkezeti tervezés és a gondos megfigyelések miatt károk nem következtek be.

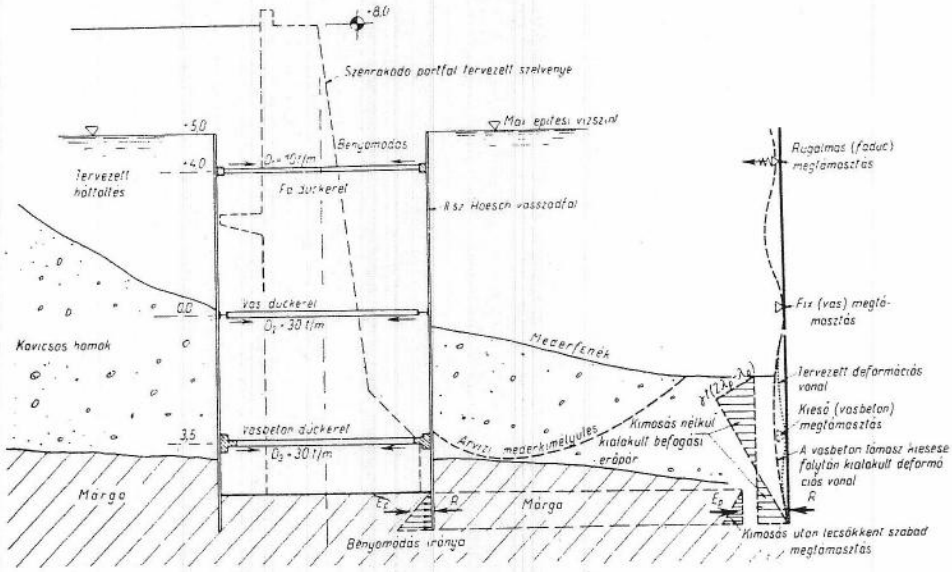
32. Nem megfelelő munkagödör-körülzárás

A munkagödör-körülzárás hibái lehetnek: az elégtelen megtámasztás vagy kihorgonyzás, az elégtelen vízzárás, végül a kimosási veszély és a terhelésváltozások nem elég gondos figyelembevétele. Élő vízfolyásokban előállított alapgödrökben főként az utolsó körülmény miatt szoktak a hibák bekövetkezni.

32.1. A körülzárás elégtelen merevsége folytán dőlt be egy *folyami szénrakodó partfalának vasszádfalakkal körülzárt munkagödre*. A 45. ábrán látható elrendezésű és mintegy 45 m hosszú folyami partfalat 11 m hosszú Hoeschrendszerű vasszádpallókkal zárták körül és nyíltvíztartás védelme alatt készítették el a 13 m magas, stabilizáló konzollal ellátott tömör beton partfalszelvényt. A munkát három szakaszban hajtották végre és a kiadódó dúcerőknek megfelelően a szádfalat legfelül a $D_1 = 10$ t/fm hevedernyomásnak megfelelően fahevedersorral és fadúcokkal, középen a $D_2 = 30$ t/fm hevedernyomást felvevő vasgerenda hevederrel és vasdúcokkal, alul pedig $D_3 = 30$ t/fm erőre helyszínen betonozott vasbeton hevedergerendával és előregyártott vasbetondúcokkal támasztották meg. Az alsó vasbetonkoszorút és dúcokat a partfal betonozásakor már nem is váltották ki, hanem bennhagyták.

A középső munkaszakasz készítésének idején egy kisebb árvíz vonult le a folyómederben, éppen akkor, amikor a legalsó dúckoszorút betonozták és a munkagödör teljes mélységben ki volt emelve. A víz folyása a sima fal mellett meggyorsult és az árvízi nagyobb víztömeg energiája a laza kavicsos

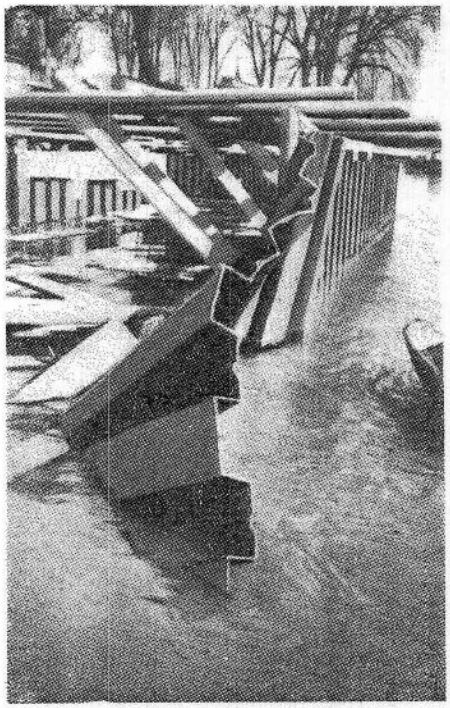
homok mederfeneket mintegy 3 m-rel kimélyítette közvetlenül a víz felőli szádfal mellett. Ezáltal lecsökkent a szádfal külső befogási mélysége, és mivel a legfelső dúckeret fából készült, a fa a nyomás hatására nagyobb elmozdulást szenvedett, mint az alatta levő vasdúckeret. A vasdúckeret tehát fix megtámasztásnak, a fadúckeret ellenben csak rugalmas megtámasztásnak volt tekinthető. Mivel pedig a legalsó hevederkoszorú betonja még friss volt és így nem volt teherbíró, az alsó megtámasztást teljesen a talajba való befogás-



45. ábra. Óbudai szénrakodó partfal építés vázrajza

nak kellett biztosítani. A kimosás miatt a befogás hossza lényegesen lecsökkent és gyakorlatilag kívül is csupán a márgába való benyúlási hosszra korlátozódott. A befogási erőpár helyett csak a munkagödör fenékszintje alatti 1 m-es márgaréteg egyszerű szabad megtámasztásának (E_p) kellett a vasbetondúc kiesése folytán megnövekedett fesztávolságú alsó nyílás lényegesen megnövekedett alsó R reakcióját felvennie. Mint utóbb kiderült, ezen a szakaszon a márga felszíne is repedezett volt. A fadúc rugalmas összenyomódása miatt a szádfal felül befelé nyomódott, a deformáció miatt a hornyok szétnyíltak és a vízbeszivárgás megnőtt. A vasdúckeret szilárdan helytállt és a felső támasz elmozdulása, valamint az alsó vasbeton támasz teljes kiesése miatt lényegesen megnőtt hevederreakciót is felvette. A lecsökkent befogási hosszon rendelkezésre álló passzív földellenállás azonban már nem volt elegendő a befogáshoz szükséges erőpár kialakulásához, a szádfal alul szabad megtámasztásúvá vált, a nagy reakcióerők felvételében az alsó dúckoszorú nem segített és a szádfal benyomódott. A jelenség először a szádfalak hornyainak szétnyílásával és fokozott vízbeszivárgással kezdődött ; a fadúcok összenyomódása a dúcokat meglazította. Az egyre fokozódó mozgások az alsó meg-

támasztást egyedül biztosító, repedezett márgát egyre jobban összetörték, átáztatták, míg végül a szádfal alja benyomódott és kb. 10 m hosszú szakaszon a víz felőli szádfal teljesen bedőlt (46. ábra). A külső és belső vízszín azonnali kiegyenlítődése után a szádfalakra ható nagy nyomás megszűnt és a part felőli falnak a dúcok beomlása ellenére sem történt semmi baja. Valószínű, hogy ha a vizet már az alakváltozások észlelésének kezdetén azonnal felengedték volna a munkagödörbe, a körülzárás beszakadása elkerülhető lett volna. Ugyanígy veszélyesnek bizonyult az alsó vasbeton hevederkoszorú helyszíni betonozása, amely az alsó támasz átmeneti kiesését jelentette. Ez mindaddig nem okozott bajt, amíg az árvíz okozta maximális terhelés be nem következett és az alsó befogás hossza nem csökkent, amint azonban a kimosás miatt az alsó támasztás hossza lerövidült és a nagyobb fesztávolságú hajlítás okozta alakváltozás felléphetett, a beszakadásnak be kellett következnie.

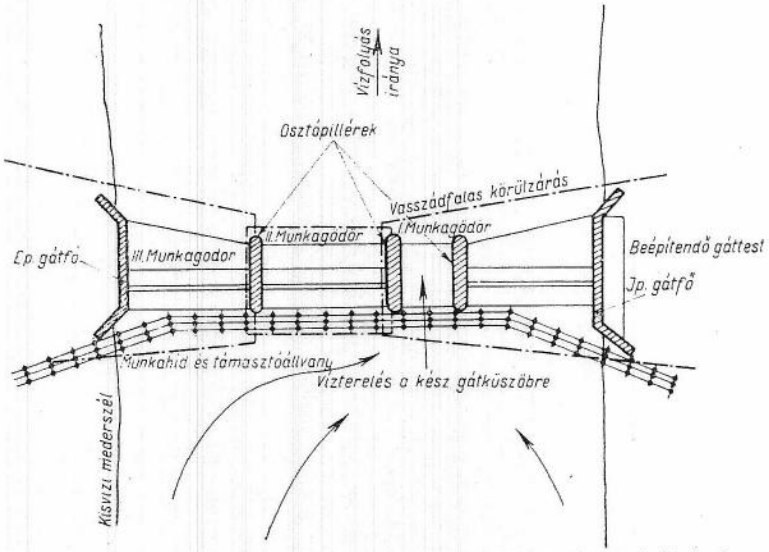


46. ábra. Az alámosott és bedőlt szádfal képe

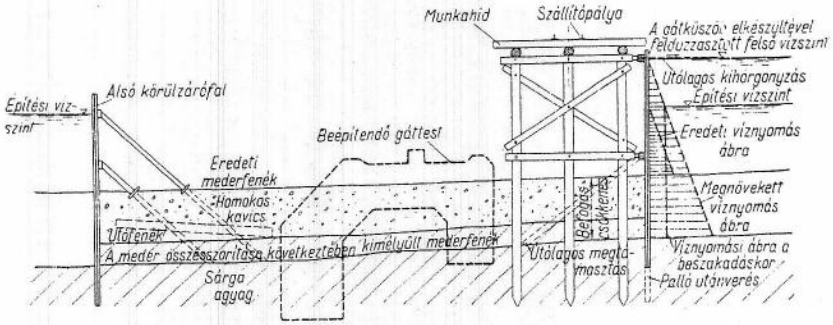
32.2. Az előbbihez hasonló szádfalbeomlások *nagyobb folyami munkagödrök* körülzárásánál is bekövetkeztek. Az alábbi két példa folyami duzzasztógátak építésénél különböző okok miatt munkagödör körülzárások beszakadását mutatja be, ahol az elsőt komolyabb következmények nélkül sikerült megfogni, a második azonban súlyos károkkal járt.

32.21. A Rába folyón kb. 100 m széles *duzzasztógátat* kellett az élő folyómederben megépíteni és a talajviszonyok lehetővé tették, hogy a műtárgy *vasszádfalas körülzárás és nyíltvíztartás mellett* készüljön el. A 2—3 m vastag homokos kavics mederfenék alatt ugyanis kövér és kemény sárga agyagréteg volt, igen nagy vastagságban. A szádfalas körülzárást tehát alul természetes zárással lehetett teljessé tenni. A homokos kavicsban és ebben a kemény agyagban pedig a nyíltvíztartás és közvetlen szivattyúzás sem járt talajtörési veszéllyel. A vízfolyás megfelelő terelése érdekében a duzzasztógátat három részben építették meg és egymást követően három szakaszban zárták körül a munkagödröt. A körülzárások beosztása és nagysága a 47. ábrán látható. Az első körülzárás volt a legnagyobb, mert a mederszélességnek kb. 45%-át foglalta el, a II. a legkisebb kb. 25%-ra, a III. pedig kb. 30%-ra terjedt ki. A vízfolyással szemben levő felső szádfalat az építkezés kiszolgálására készített munkahídhoz támasztották ki, míg az alsó szádfalat a mederfenékhez ékelt ferde dúcok tartották (48. ábra).

A körülzárási és megtámasztási rendszer az első két munkagödörnél megfelelőnek bizonyult és a munka zavartalanul folyt. Mikor azonban a III. munkagödör körülzárására került sor, a folyóviznek már nem a természetes mederben, hanem a kész gátküszöbön kellett keresztül folynia, ami a felső vízszint 1,5 m-es megemelésével járt. A körülzárást ennek megfelelő magassággal is készítették, a magassággal tehát nem volt baj. Nem számoltak azonban azzal, hogy amikor az előző két munkagödör-körülzárás alkalmával a folyóvizet tartósan a III. munkagödör helyére terelték, az összeszűkített helyre terelt folyó a mederfeneket olyan nagymértékben kimosta, hogy mind a munkahíd cölöpjeinek, mind a szádfalnak a talajba való befogása elégtelenné vált. Mivel a vízállás megnövekedésével a víznyomás is lényegesen megnőtt (48. ábra), a cölöpök megtámasztási befogása és a szádfal alsó befo-



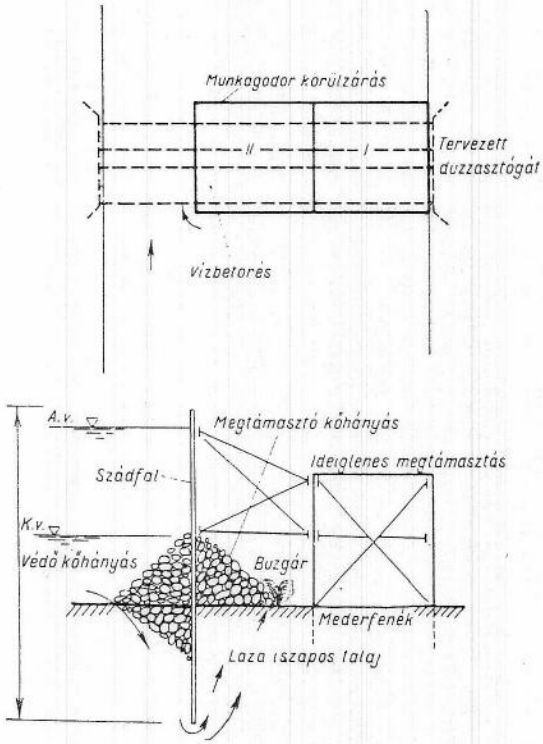
47. ábra. A duzzasztógát munkagödreinek körülzárási fázisai



48. ábra. A munkagödröt körülzáró felső és alsó szádfal megtámasztási sémája

gása csökkent, a körülzárás a legjobban kimélyült mederszakaszon mintegy 3—4 m hosszon beszakadt. A hibát egy második hosszabb párhuzamos fal leverésével azonnal sikerült kijavítani. Ezt a falat felül a parthoz kihorgonyozták, alul pedig a kimélyült mederfenékhez támasztott pótdúccal fogták meg. A nagyobb beverési mélységgel együtt ezek az elemek a szádfal stabilitását biztosították és a kimosott munkahíd cölöpjeit tehermentesítették. Szerencsére a belső munkatérben a vízleszívás még nem történt meg és így sem a munkahelyi berendezésben, sem az emberek épségében semmiféle kár nem történt.

32.22. Sokkal súlyosabb és nagyobb arányú szerencsétlenség következett be — egyébként azonos jellegű munkánál — a *Nag-Hammadi Nílus gát* építésénél. Ezt a 900 m hosszú és 100 db 6 m-es zsilipes nyílást magában foglaló duzzasztógátat szintén a Nílus élő medrében három szakaszban építették meg. Egy-egy szakasz kiépítése azonban jóval hosszabb ideig tartott és a körülzárásnak egy árvízi periódust is ki kellett bírnia. Az első szakasz már elkészült és a második szakasz munkagödre volt körülzárás és építés alatt, amikor a Nílus eredeti medrének egy harmadában kellett hogy lefolyást találjon. A lefolyási szelvény erős csökkenése következtében a víz sebessége erősen megnövekedett és a Nílus laza felépítésű, könnyű iszapos medrében erős kimélyülések keletkeztek. A kimélyülések a II. körülzárás vízfolyással szembeni sarkánál voltak a legerősebbek a kontrakciós tölcsér következtében. A kimélyüléseket állandóan figyelték is és a mederfeneket kőhányással igyekeztek a további kimélyülésektől megvédeni s ezzel egyúttal a szádfalak befogását is biztosítani. Amikor azonban a Nílus megáradt és a különbség a külső és a belső vízszint között egyre nőtt, kezdtek a munkagödör fenekén, a kimosott sarok közelében az iszapot hozó buzgárok is megjelenni. Ennek azonban nem tulajdonítottak nagyobb jelentőséget; még erősebb külső és belső kőhányást alkalmaztak és a veszélyeztetett szádfalszakaszt még jobban megtámasztották. Mindez azonban nem segített, mert amikor a külső és belső vízszint közötti különbség 7 m-re nőtt, a Nílus vize a sarok mentén kimélyített



49/a ábra. A Nag-Hammadi gát munkagödör körülzárásának beszakadása

mederfenék laza iszaptalaján áttört és a szádfalakat alulról megkerülve először iszapvulkánok formájában jelentkezett, majd az iszapos víztömeg a kimosott eróziós csatornákon át alulról betört a munkagödörbe (49/a ábra). A bezúduló árvíz négy hónapon át borította el a munkagödröt, 1 m-es iszapot hagyott hátra maga után, 12 halálesetet és hatalmas anyagi károkat okozott.

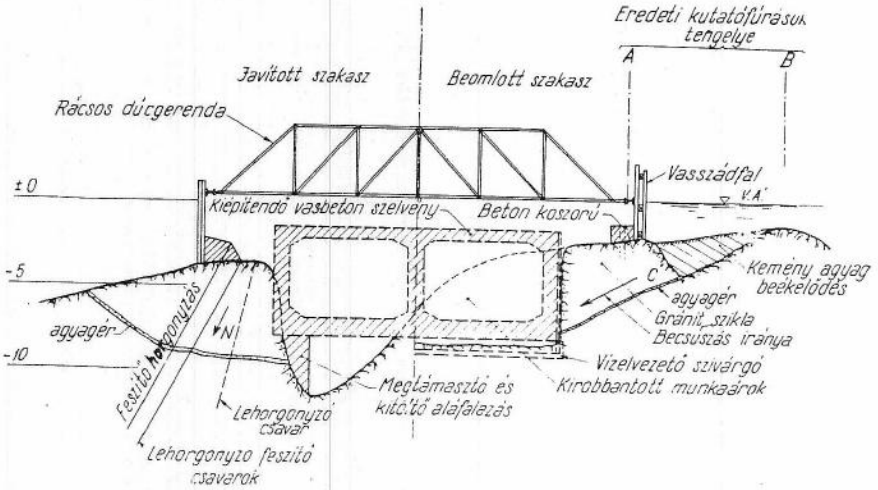
A körülzárás helyreállítása az árvíz levonulása után a betörés helyén emelt háromszoros szádfalazással történt és ezzel azután a kellő óvatosság mellett sikerült a munkát befejezni.

Az elkövetett hiba itt kettős volt. Elsősorban ugyanis gondoskodni kellett volna a veszélyeztetett munkagödör-sarok védelméről és a folyam sodrát megfelelően terelő művekről. Ugyancsak lehetővé kellett volna tenni a gátnak már elkészült szakaszán az árvízi hozam egy részének átfolyását. A második hibát pedig akkor követték el, amikor látták, hogy a munkagödör fenekén buzgárok kezdenek egyre szaporodó számban feltörni. Ekkor helyesebb lett volna a munkát abbahagyni, a munkagödröt kiüríteni és a belső vízszintet a magasabb víz időtartamára felengedni. Így csak időveszteség állott volna elő.

32.23. A szádfalak alsó zárása nemcsak a víz kimosó hatása, hanem egyéb okok miatt is tönkremehet. Így pl. a *stockholmi földalatti vasút* építésénél a Mälar tó közvetlen közelében fekvő, egyik 140 m hosszú, 25 m széles és 12 m mély munkagödröt szintén vasszádfalakkal zárták körül. A szádfalak alul a állott sziklatalaj (gránit) felszínéig, illetőleg az ebbe beékelődött agyaglerakódásba zártak. A munkagödrön belül viszont a sziklatalajt helyenként robbantással kellett eltávolítani. A robbantások a szádfaltól megfelelő távolságban voltak, mégis kétségtelen, hogy a szádfal bekötését és zárását lazították. Általában tapasztalható volt, hogy a vízerek megnyíltak. 1952 decemberében, egy nagyobb robbantás után észlelték, hogy a megnövekedett vízér már nem tiszta, hanem piszkos színe arra mutat, hogy talajt is hoz a víz magával. Néhány perccel a piszkos víz megjelenése után a szádfal mintegy 12 m hosszon beomlott és a külső élő víz a még bennhagyott talajtömeget is átszakítva néhány perc alatt elborította az egész munkateret. Szerencsére az átszakadás munkaszüneti időben történt és így a szerencsétlenségnek emberáldozata nem volt.

A beomlás okát azután a vizsgálat abban állapította meg, hogy a robbantás következtében a sziklában egy repedés keletkezett (l. 49/*b* ábra), amely azonban annyira szorosan zárt, hogy semmiféle szivárgás nem mutatkozott rajta és semmiben sem különbözött a munka során rendszeresen előállott robbantási felületektől. Ebben az esetben azonban valószínűleg nem robbantási repedésről, hanem eredeti repedésről volt szó, melybe vékony agyagréteg is települt. A robbantás ezt megnövelte, az agyaghoz víz jutott és az átnedvesedett ferde felületen (C) az egész ék a körülzárással együtt lecsúszott, még mielőtt az alagút vasbeton szelvénye elkészült volna. A szerencsétlenségen okulva az egész szakaszt átvizsgálták és megállapították, hogy számos helyen volt hasonló veszélyes helyzet és csak a véletlenen múlt, hogy több szerencsétlenség nem történt. A következőkben azután előírták, hogy a kirobbantott szelvény oldalpartjait a 49/*b* ábra bal oldalán feltüntetett furatokba behelyezett kábelekkel robbantás után feszítsék össze és így az esetleges csúszó rétegre ható normál erőt (N) tekintélyesen megnövelve a veszélyez-

tetett sarkok lecsúszását megakadályozzák. Ez az eljárás sikerre is vezetett. Az esettel kapcsolatban érdekes még, hogy az előzetes geológiai felderítés során mind az *A*, mind a *B* helyen végzett kutatófúrások tömör gránit sziklát tüntettek fel és a repedésbe települt rendkívül kemény agyagréteget nem észlelték! Ebből is látható, hogy még *sziklatalajban is milyen gondos és mindenre kiterjedő előzetes talajfeltárásra van szükség.*



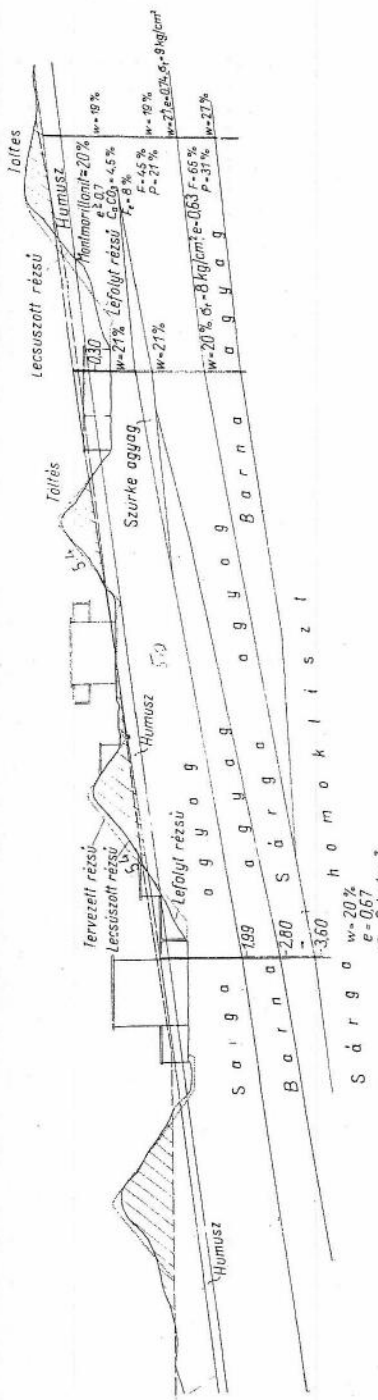
49/b ábra. Stockholmi földalatti vasút beomlott munkagödör szakasza

32.3. Hogy nemcsak a szádfalakkal határolt munkagödrök körülhatárolása lehet hibás, arra az 50. ábrán feltüntetett építkezés szolgáltat példát. Felsőbb rendelkezésre *egy völgy két oldalán, erdős hegyoldalban kellett egy ipartelepet elhelyezni.* Az előzetes geológiai szakvélemény megállapította, hogy a természetes lejtők fedőrétegét alkotó agyagrétegek 8—10%-os montmorillonit tartalmuknál fogva erősen duzzadóképesek és a meredekebb lejtőkön, dombperemeken eredeti helyzetükben is kisebb mértékben megcsúsztak, tehát nagyobb épületek vagy műtárgyak hordására nem látszanak alkalmasaknak. A növényzettel borított, eredeti terep is azt mutatta, hogy a talaj egyensúlyi állapota azt a hajlást követeli meg, amely az idők folyamán a terepen kialakult.

Miután a telepítésre vonatkozó döntést megváltoztatni nem lehetett, egy tervezési szakértő bizottság leszögezte a legfontosabb építési és tervezési irányelveket. Ezek között a legnagyobb súllyal a bentonitos agyagrétegek átázásának megakadályozása szerepelt. Külön kihangsúlyozták a csapadékvíznek munkagödörből való ideiglenes elvezetését, a vízelvezető árkok burkolását és a rézsűoldalak átázásának gyepesítéssel való megakadályozását.

A munka sürgős volta és az ipartelep kényszerelhelyezése miatt a határoló rézsűket szabályzati előírások alapján tervezték meg és nem végeztek a kedvezőtlen körülményeket figyelembe vevő rézsűállékonysági vizsgálatot. Ezt pedig különösen indokolttá tette volna az a körülmény, hogy a bevágási rézsűk folytatásában 4—6 m magas határoló töltésekkel kellett a rézsűéleket terhelni (50. ábra).

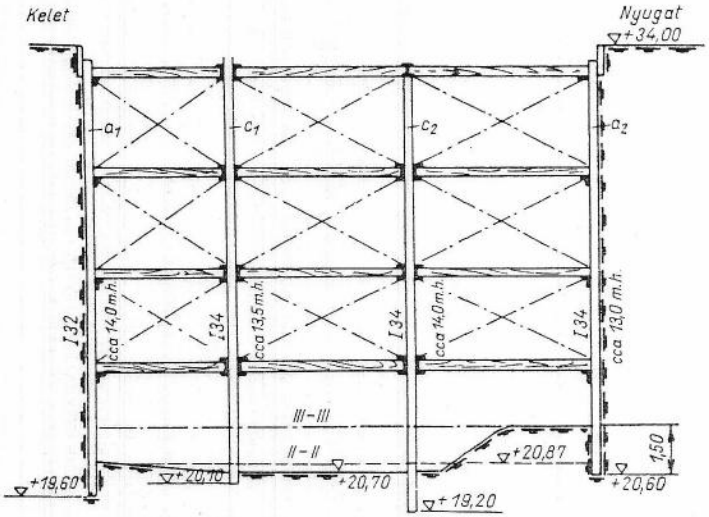
A munkához a nagy süregetés miatt igen gyorsan hozzákezdtek, az erdőséget és növényzetet az egész területről kiirtották és minden munkagödörben hozzákezdtek a földkiemeléshez. Három hónapi munka után azonban a földmunkát félbenhagyták [3]. A félig kiemelt munkagödröket az őszi és téli csapadékvíz megtöltötte, mert azok elvezetéséről nem gondoskodtak. A következő évben ismét hozzáfogtak a munkához és a földmunkán kívül az épületek emelését is megkezdték. A munka azonban ebben az évben sem fejeződött be és a vizek elvezetéséről ekkor sem gondoskodtak, noha a bevágási rézsűkön helyenként már felszíni hámlások mutatkoztak. A munkálatok csak a harmadik évben fejeződtek be, amire már a rézsűk annyira megcsúsztak, hogy a szakértő kőbordás szivárgókat és a rézsűknek kőburkolattal való védelmét írta elő. Ezeket a védelmi munkákat azután nem megfelelő kőanyagból készítették el és a burkolat hézagzárását nem biztosították. Közben az egyes épületcsoportokat elválasztó töltések is rákerültek a rézsűkre és ezen külső terheléssel együtt a következő csapadékos ősz és tél már olyan mértékű rézsűcsúszásokat okoztak, amelyek az épületet is veszélyeztették. *A sorozatos hanyagság* végül is odavezetett, hogy nagytömegű támfalakkal kellett megtámasztani a rézsűket. Hogy az építkezés sorozatos megszakításának és a vízelvezetés elhanyagolásának milyen nagy szerepe volt a bekövetkezett károsodásban, azt világosan mutatja, hogy ugyanezen völgy szemközti oldalában telepített ipartelepésznél — melyet folyamatosan és a végleges vízelvezetés azonnali kiépítése mellett létesítettek — semmiféle rézsűcsúszás nem állt elő és utólagos biztosítási vagy megtámasztási munkákra sem volt szükség. Kétségtelen azonban, hogy a két hegyoldal talajának kolloidtartalma ugyan azonos, de hézagtényezőjében és ásványi anyag tartalmában némi különbség mutatkozik. Míg a lecsú-



50. ábra. Ipartelep rézsűs munkagödrének hibás kialakítása

szott rézsű talajának hézagtényezője: $e_1 = 0,7 - 0,8$; mészkarbonát-tartalma 4,5%, vastartalma pedig 8%, addig az épen maradt rézsű talajának hézagtényezője: $e_2 = 0,6 - 0,7$, $CaCO_3$ tartalma 8%, vastartalma pedig 20%!

A fentiekből tehát az a tanulság, hogy a csúszásra veszélyes hegyoldalak megbolygatásánál a *vízelvezetésre fokozott gondot kell fordítani*, a munkálatokat a lehető leggyorsabban végre kell hajtani és a határoló rézsűk hajlásszögének megállapításánál nemcsak rézsűstabilitási vizsgálatot kell végezni, hanem a terep eredeti hajlását is figyelembe kell venni. Semmi esetre sem elég általános szabályzatokra támaszkodva megállapítani a rézsűhajlásokat, hanem a csúszási vizsgálatot a pontos talajfizikai jellemzők és a cementáló hatást kifejtő kémiai összetétel figyelembevételével kell elvégezni. A karbonátok és oxidok ugyanis adott esetben fontos és kedvező hatást fejthetnek ki! *A legkárosabb mindenesetre a rézsűnek hosszú ideig burkolati és vízelvezetési védelem nélkül való hagyása.*



51. ábra. A berlini földalatti munkagödör dúcolásának keresztmetszete

32.4. Előfordulhat hiba és építési szerencsétlenség akkor is, ha a munkagödör körülzárás nem szádfalazással és nem is rézsűs körülhatárolással, hanem dúcolással történt. Itt *a dúcok helyes sorrendben és időben, valamint pontosan és fixen való elhelyezésére kell leginkább ügyelni.*

A széles munkagödröknél a szemben álló, függőleges falak egymáshoz való kitámasztásának veszélyeire és egyben az ilyen munkák végrehajtásánál szükséges pontosság és lelkiismeretesség fontosságára mutat rá az alábbi súlyos építési szerencsétlenség.

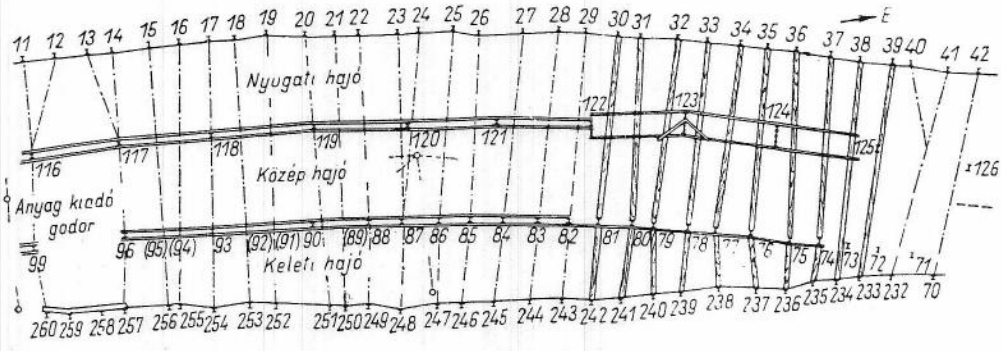
A *berlini földalatti vasút* kövezet alatti, magas fekvésű alagútját felülről nyitott munkagödörben egy évtizedek alatt kialakult módszer szerint építették.

A függőleges oldalfalakkal 10 m-ig lemélyített munkagödör oldalfalait egymástól 2 m-enként elhelyezett, és a fenékszint alá 3 m-rel bevert I geren-

dák közé beékelt pallódúcolással (tehát ún. Siemens-rendszerű dúcolással) támasztották meg (51. ábra). Az altalaj egynemű, finom homok, melyben szűrőkutas talajvízszintsüllyesztéssel víztelenítettek.[6]

Az oldalfalak egymáshoz fadúcokkal voltak kitámasztva. Tekintettel a munkagödör nagy szélességére, a tekintélyes nyomást közvetítő dúcgerendákat — a nagy kihajlási hossz csökkentése érdekében — középen megfogták. A megfogás úgy történt, hogy minden harmadik vasgerenda síkjában, tehát 6 m-enként egy-egy vasgerendát vertek le a munkagödör közepén, melyeket a támasztó dúcsorok síkjában kettős U gerendákból álló fogósorokkal kötöttek össze. A támasztó dúcokat ezeken a fogósorokon illesztették. A középső oszlopsor beverési mélysége 1,5 m volt. Hogy az így kialakított térbeli szerkezet ne legyen labilis, minden 4—5. oszlopállás után andráskeresztszerű merevítésekkel két szomszédos középoszlopállást összemerevítettek. Mivel azonban a fenéklemez betonozásánál a legalsó szinten levő andráskeresztet mindig el kellett távolítani, gyakorlattá vált, hogy azt el sem helyezték, hanem a legalsó szint földkiemelését csak kis távolságú eltolódással hajtották előre.

Az eljárással kilométereket építettek Berlinben minden baj nélkül. Ezen a kritikus szakaszon azonban változásokat kellett végrehajtani az eredeti tervhez képest. A fenékszintet 1 m-rel le kellett mélyíteni és a munkagödör



52. ábra. A berlini földalatti beomlott munkagödör szakaszának alaprajza

szélességét még egy hajóval meg kellett növelni. Így az *eredetileg 3 m beverési mélységre előírt oldalfalak befogása 2 m-re,* a keleti szélső falból *középfallá* változott falé pedig *0,5 m-re csökkent* (51. ábra). Miután a keleti szélső falból középfal lett, a dúcokat a másik oldalán is folytatni kellett. Az új szélső fal oszlopait azonban nem verték pontosan a dúcsorok tengelyében és a nyomott rúdláncban erős iránytörések állottak elő (52. ábra; 76., 77., 79. sz. csomópontok). Fokozta még a rúdlánc labilitását az is, hogy a vállalat használt faanyaggal dúcolt és a rövidebb darabokat úgy hasznosította, hogy a fogógerenda U vasakat nem az oszlopok szélső síkjában, hanem ahhoz pallókkal kitámasztva, távolabbi síkban vezette és ezzel a kibicsaklási lehetőségeket lényegesen fokozta (vö. 52. ábra, 30—38. dúcállások).

[6]) *Dr. F. Dischinger:* Der Einsturz der Baugrube der U-bahn, Strecke Hermann-Göring Strasse. (Bauingenieur 1935.)

Mivel a határidő nem engedte, és egyébként is igyekeztek takarékoskodni, a szabadra került oszlopokat nem verték le mélyebbre, mivel ez az egész dúcolás átépítését tette volna szükségessé. A beomlás itt következett be, a keleti oldalfal hosszirányban 5 m-rel eldőlt és a dúcok kiesvén, ez maga után vonta az egész munkagödör beomlását 60 m hosszúságban. 29 ember halt meg és sokan megsebesültek. Kétségtelen, hogy nem egyetlen ok idézte elő a szerencsétlenséget, hanem többnek az egymásrahalmozódása. *Prof. Dischinger* szerint a legfőbb okok :

1. A keleti középfal túl csekély beverési mélysége.

2. A keleti középfal alsó térbeli merevítésének hiánya, illetve a meglevő felsőbb merevítéseknek az altalajjal hiányzó kapcsolata.

3. A fal síkjában levő földkiemelő akna miatt egyik oldal felőli dúcsor hosszirányban szabadon állt.

Az építési szerencsétlenség kell hogy nyomatékosan felhívja a figyelmünket *a munkagödör-dúcolások térbeli stabilitásának* szükségességére, mert hiába biztosítjuk a földnyomás irányában a megfelelő merevséget, ha rá merőleges irányban a támasztó elemek kicsúszhatnak.

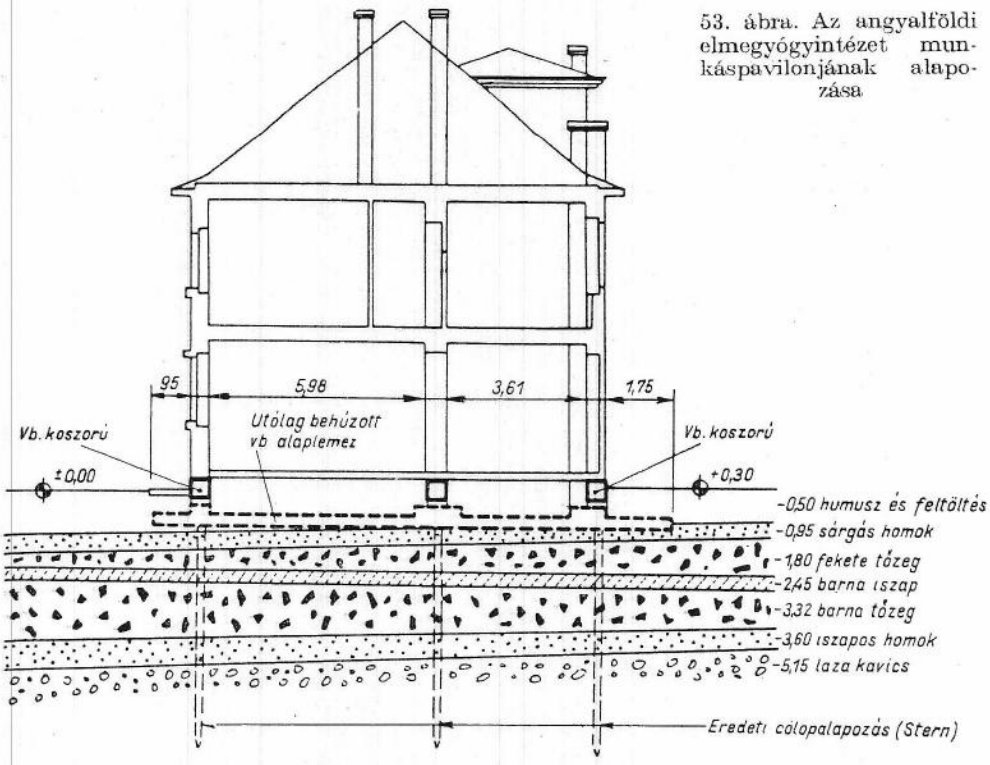
Hacsak lehet, célszerűbb tehát a széles munkagödröket megtámasztó függőleges falakat nem egymáshoz támasztani, hanem külön-külön hátrahorgonyozni. Ha pedig az ehhez szükséges terület nem áll rendelkezésre és kénytelenek vagyunk a szemben álló falakat egymáshoz támasztani, a fenti szabályok szemmeltartása mellett *szükséges pontosan elhelyezhető és illeszkedő, térbelileg is merev vasszerkezetű dúcolást alkalmazni.*

33. Alapozási mód nem helyes végrehajtása

Igen sokszor fordul elő, hogy a helyesen megtervezett és helyesen elgondolt alapozási módot nem helyesen megválasztott elemekkel és nem helyes technológiával hajtják végre és emiatt vagy károsodások, vagy többletköltségek állanak elő. Különösen gyakori eset ez a cölöpözéseknél, ahol főként a vert és fúrt cölöpök helytelen alkalmazása miatt van baj, de sokszor az alsó puhább rétegeknek a cölöpök csúcsával való megközelítése — vagyis a túl hosszú cölöpök is okai lehetnek a hibának.

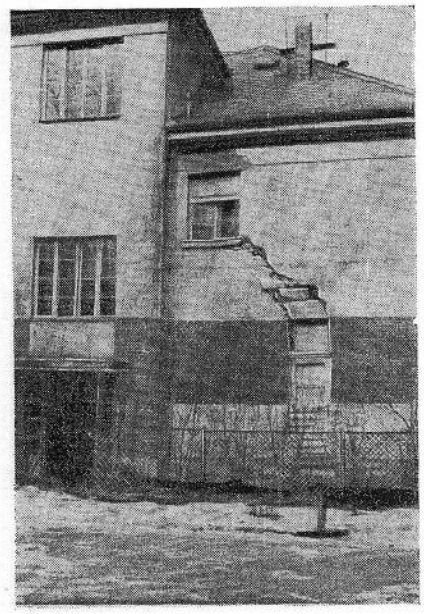
33.1. A már említett *Angyalföldi Elmegyógyintézet munkáspavillonját* éppen a 11.12. pontban ismertetett jelenségek elkerülése és a tőzegrétegnek a terhelésből való kikapcsolása végett cölöpökre alapozták [1]. Az alkalmazott cölöpök lefelé keskenyedő, kúpos, helyben készült *Stern-cölöpök* voltak, bennhagyott vas köpenylemezzel, mely részben az agresszív vizek elleni védelmül is szolgált (53. ábra).

A cölöpök minden tavasszal néhány millimétert lesüllyedtek, mert a tavaszi magas talajvíz a cölöpök és a talaj közötti súrlódási tényező értékét csökkentette és azonkívül a tőzeg- és iszaptalajt is átáztatva, annak belső súrlódását és tömörségét is csökkentette, összenyomhatóságát növelte. A cölöp tehát a támasztóerők csökkentése folytán lejjebb süllyedt, de kúpossága miatt csakhamar ismét nyugalomba jött (53. ábra). Időközben azonban az egyik földszinti terem határfalában éppen az egyik alátámasztó cölöp



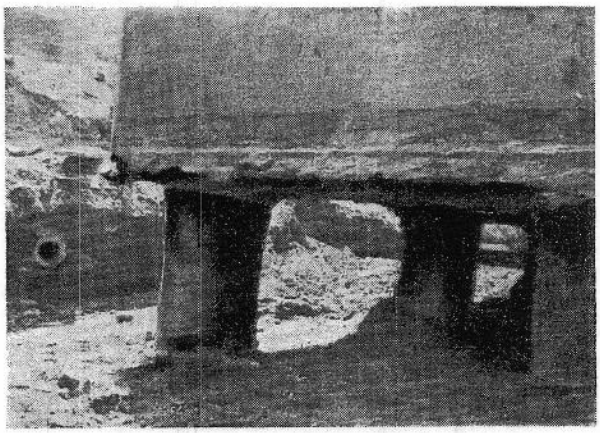
53. ábra. Az angyalföldi elmegyógyintézet munkáspavilonjának alapozása

fölött ajtót törtek. Az ajtónyílás alatti cölöp a teherviselésből kikapcsolódott, a szomszédos cölöpök pedig többterhelést kaptak. A túlterhelt cölöpök lesüllyedtek, a tehermentesített cölöp pedig helyén maradt és fölötte hatalmas negatív nyomaték keletkezett, mely a süllyedések évről évre való fokozódásával a határfalat az utólag nyitott ajtónyílás fölött, a leggyengébb keresztmetszet mentén több centiméter szélességben megrepesztette. (Az 54. ábrán jól látható, hogy a repedés fölfelé tágul, a negatív nyomatéknak megfelelően.) Természetesen a tehermentesített cölöp fölött a koszorú is tönkrement. Ezt követően elhatározták, hogy ez alatt az épület alatt is végig-

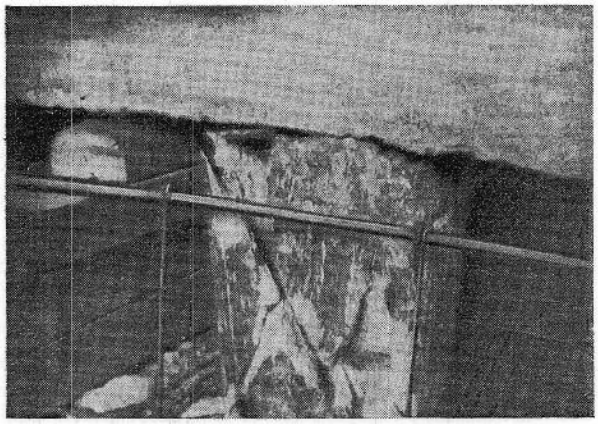


54. ábra. Fölfelé táguló repedés a támasztó cölöp fölött kitört ajtónyílás fölött

menő vasbeton alaplemezt fognak létesíteni (53. ábra). Mivel az épületet teljesen a cölöpök tartották, az alaplemez alsó síkjáig a talajt egyszerre kiemelték az egész épület alatt, úgy, hogy a cölöpfejek felső, 70—80 cm-es darabja teljesen szabadon állott (55. ábra). Szerencsétlenségre egy szombat délután hatalmas vihar támadt és az alapgödörbe ilyen állapotban borzalmas nagyságú felhőszakadás víztömege zúdult. Ez a víztömeg azután a tőzeg- és iszaptalajt teljesen átáztatta és a cölöpök ismét süllyedni kezdtek, mégpedig nem is teljesen egyenletesen, úgy, hogy az egész épület több centiméternyi süllyedés után teljesen össze-vissza repedezett és a jobban terhelt cölöpfejek sorra eltörtek (56. ábra). Néhány óra múlva az épület süllyedése ismét megszűnt, akkor az alapfalakat gyorsan alámáglyázták (56. ábra) és az alaplemezt amilyen gyorsan csak lehetett elkészítették és az épületet kijavították. Az aránylag vékony tőzegréteg mellett az egyenletes süllyedést biztosító lemezalapozás a már meglevő és bennhagyott cölöpökkel a következőkben már bevált, de kétségtelenül igen költséges megoldás volt. Később ezen a területen talajcserével kombinált síkalapozást (sávalapok) is sikerrel alkalmaztak (Béke úti lakótelep).



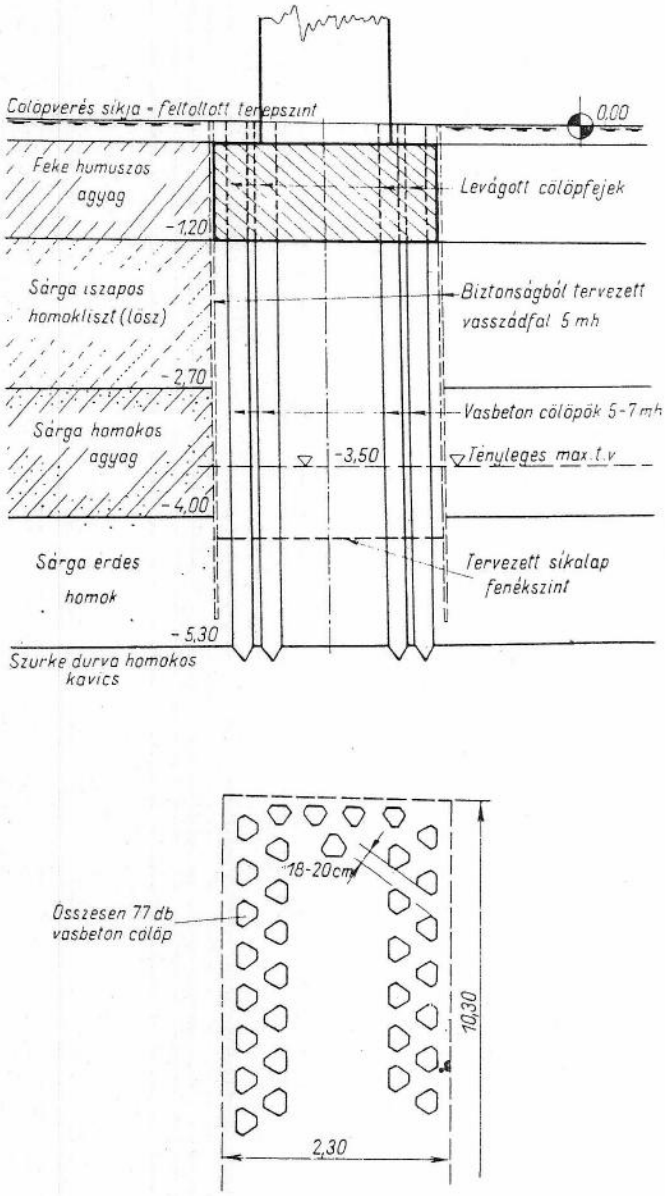
55. ábra. A vasbetonlemez céljára kiszabadított rés az alapkoszorú alatt a támasztó cölöpökkel



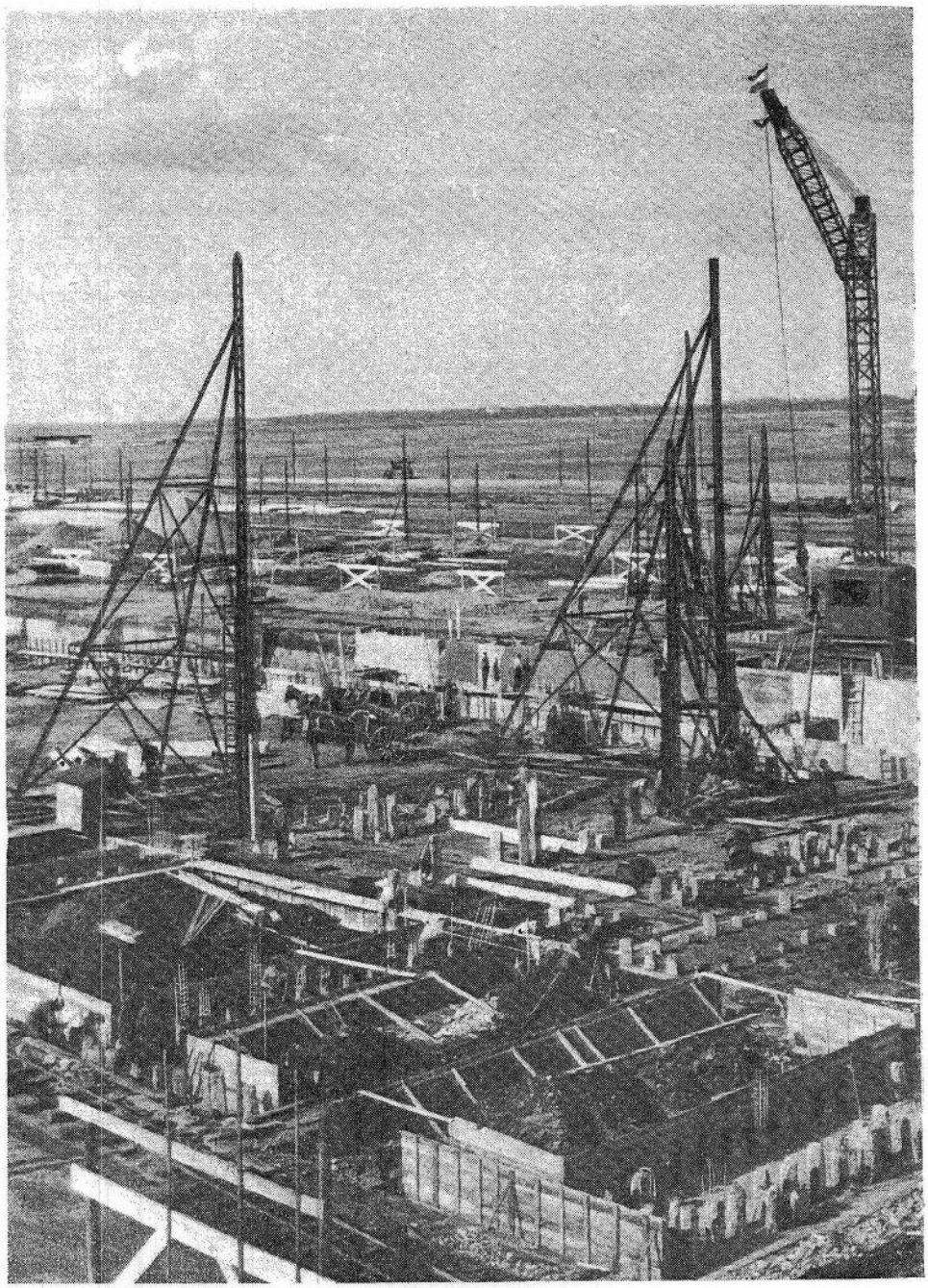
56. ábra. Záporhatásra bekövetkezett roskadás és túlterhelés miatt eltört cölöpfej, mellette az alátámasztó máglyával

33.2. Az alábbi esetekben a cölöpöknek már az alkalmazása is kifogásolható, de bizonyos sürgetési kényszer hatásával mégis magyarázható, ellenben *a cölöpök kiosztása már határozottan hibásnak* minősíthető.

Egy nagyobb erőműtelep 194×80 m alapterületű üzemi csarnoképületének alapozását alapos talajfeltárás és előzetes talajmechanikai szakvélemény alapján síkalapozással tervezték. Az elvégzett helyszíni vizsgálatok alapján megállapították, hogy az átlagosan 2,30 × 10,30 m alapterületű munkagödrök víztelenítése nyíltvíztartással, közvetlen szivatytyúzással megoldható, mivel az építés ideje alatt a talajvíz szintje legfeljebb 1 m-rel haladhatja meg az alapozási szintet, de még ennek a valószínűsége és tartóssága is kicsiny. (A valóságban a talajvízszint mindössze három-négy héten át és maximum 50—60 cm-rel haladta meg a tervezett alapszintet.) Az 57. ábra szerint a pilléralapokat a mintegy 4,0—4,5 m mélységben a terepszint alatt egyenletesen megtalálható sárga, érdes homokrétegre —4,20 m alapsíkkal lehetett volna alapozni. A homokréteg megengedett talajfeszültsége ebben a mélységben 2,5—3,0 kg/cm²-re lett volna felvehető. (Először felmerült a magasabban fekvő, sárga homokos agyagon való alapozás gondolata is, mivel ennek relatív konszisztencia indexe 1,0 körül volt, de a nagy csarnokszerkezet süllyedési érzékenységére való tekintettel ezt elvetették.)



57. ábra. Ipartelep pilléralapozásának terve



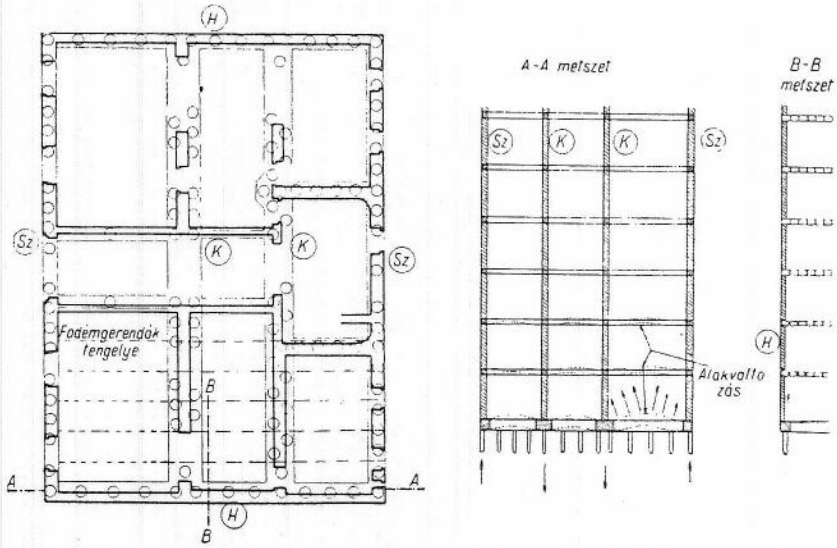
58. ábra. Cölöpözés a pilléralapok helyén. (Az előtérben jobboldalt a két sorban levert „szádfalszerű" cölöpök)

Az ilyen értelemben tett előkészületek után az építkezés hirtelen nagyon sürgőssé vált, téli munkával kezdtek hozzá annak végrehajtásához. Hogy a tavaszi magasabb talajvizek esetén is teljes biztonsággal végre lehessen hajtani a nyíltvíztartást és a síkalapozást; a tervező szükség szerint elkészítendő *vasszádfalas munkagödör-körülzárást* írt elő. Biztonság kedvéért erre a költségvetésben elő is irányzott meglehetős mennyiséget, úgy, hogy ez a tétel értékben jelentős összegre rúgott. A kivitel megkezdése előtt a kivitelező vállalat *ezt az alapozási módot megújította* és a vasszádfalas körülzárás és nyíltvíztartásos síkalapozás helyett, magasabb szinten maradó és az alsó sárga érdes homokra —5,0 ÷ —7,0 m mélységre levitt *vasbeton cölöpalapozást* javasolt. A megtakarítás kimutatása — a vasszádfalas körülzárás magas költségei miatt — nem volt nehéz és a határozatra hivatott bizottság végül is a cölöpalapozás mellett döntött. A cölöpöket azonban az egyes alapok alatt egészen sajátságosan osztották ki. A felület alatti egyenletes kiosztás helyett *a cölöpökkel az alaptesteket valósággal körülzárták*, úgy, hogy a két sorban elhelyezett cölöpök külső falai között helyenként csak 18—20 cm köz maradt (57—58. ábra). A szádfalszerű körülzárás indokolása az volt, hogy ilyen módon a cölöpsorok által közrefogott talajtömeg a teherviselésben részt vett volna és a süllyedéseket is csökkentette volna [3]. Ez az indokolás azonban nem helytálló, mert a közbezárt talajtömeg a legjobb esetben együtt mozdulhat csak el a cölöpökkel és ebben az esetben a helyzet a síkalaphoz képest nem kedvezőbb, rosszabb esetben pedig a közrefogott talaj a terhelés alatt jobban összenyomódik, mint a cölöpök, tehát a terhelés elől kitérvén, a közvetlenül kapott terhelési részt nagy negatív köpenysúrlódása útján ismét visszaadja a cölöpnek. A cölöppárok nagy közelségének eredménye azután az lett, hogy néhány cölöp verés közben eltört és sokat egyáltalán nem lehetett az előírt mélységre leverni (58. ábra). Az ábrán feltüntetett 2,30 ×10,30 m méretű alaptest alatt 77 db cölöpöt kellett elhelyezni, amely nagy szám a cölöpök teherbírásának túl óvatos felvételéből is származott. Ugyanis a süllyedések minimumra csökkentése érdekében a próbaterhelésnél az arányossági határnál kisebb értékből indultak ki. Az egymáshoz közel elhelyezett cölöpök olyan nagy feszültségeket továbbítottak a teherviselő altalajra, hogy annak összenyomódása nem lehetett kisebb az eredetileg tervezett síkalapozás alatti süllyedésnél. Hogy a cölöpök egymáshoz túl közel voltak leverve, az a próbaterhelésekből is megállapítható volt. Ugyanis nemcsak egyes cölöpöket, hanem 10 darabból álló cölöpcsoportokat is terheltek. Megállapították, hogy az egyes cölöp teherbírása nagyobb volt, mint a cölöpcsoport teherbírásának egy cölöpre eső része, ami szintén a cölöpök túlzott közelségére és a cölöpök alaprajzi kiosztásának hiányosságára mutat.

Az adott körülmények mellett az alapozást vasszádfalas körülzárás nélkül, egyszerű nyíltvíztartásos síkalapozással végre lehetett volna hajtani és ha nem következik be a fent említett határidő sürgetés és a munka zavartalan folyamatának minden körülmények között, időjárástól, vízállástól független kierőszakolása, akkor a cölöpözést teljesen meg lehetett volna takarítani és az eredetileg tervezett síkalapozást olcsóbban és gazdaságosabban lehetett volna végrehajtani. Az alkalmazott *szádfalszerű* cölöpözést pedig itt elvileg indokolatlannak és helytelennek kell minősíteni, mivel nem a munkagödör

oldalfalának megtámasztása, hanem a terhelésnek a víztelenítés elkerülése érdekében egy alsó, teherbíróbb rétegre való átadása volt a feladat.

33.3. Ugyancsak elvi építéskiviteli *cölöpkiosztási hiba* mutatkozott *egyik budapesti bérház ötemeletes épületénél* is. A pesti dunapart közelében épített modern vasbetonvázas lakóépület, mintegy 5 m vastag friss feltöltésre épült, amelyre közvetlenül ráállítani nem lehetett és ezért az alapkoszorúkat a feltöltés alatt levő homokos kavicsrétegig levert *Stern-féle* kónikus cölöpökre állították. Az épület födémszerkezetének gerendái az 59. ábrán eredményvonallal jelölt irányban vannak elhelyezve és így a *K* jelű középső főfalakon, valamint az *Sz* jelű szélső főfalakon támaszkodnak. A cölöpkiosztásnál ezt

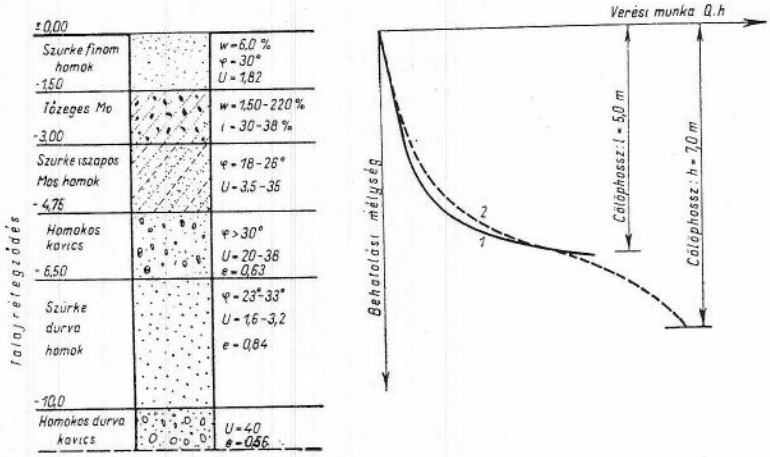


59. ábra. Lakóház alatti cölöpkiosztás és annak helytelenségéből származó repedések

nem vették tekintetbe és a *H* jelű egyszerű határfalak alatt ugyanolyan cölöpkiosztást eszközöltek, mint az *Sz* jelű szélső főfalak alatt. A hasznos terhelések ráhordása után természetesen süllyedéskülönbségek jelentkeztek, s mivel a kisebb terhelésű *H* falnak is ugyanolyan teherbírású alapozása volt, mint a nagyobb terhelésű *Sz* szélső főfalnak, az előbbi kevésbé süllyedt, mint az utóbbi. A süllyedéskülönbségek legnagyobb mértékben a földszinten, tehát az alapozási sík közelében éreztették hatásukat, míg a magasabb emeletszinteken az építmény merevsége a süllyedéskülönbségek hatásait már jobban elosztotta. A hatás elsősorban a csatlakozó födémgerendák elferdülésében, valamint a határfal síkjában levő kitöltő falak felpúposodásában és ennek megfelelő elrepedésében mutatkozott (59. ábra).

Az esetből látható, hogy abból is baj származhatik, ha valamit *meggondolás nélkül, túlságosan jól akarnak lealapozni és az alapok méretezésénél a terheléseket nem veszik pontosan figyelembe.* Nem elegendő az önsúlyból, állandó súlyból származó értékekkel számolni, hanem a hasznos terhelésből származó igénybevételeket is figyelembe kell venni.

33.4. Egyik új lakótelep nyolcemeletes épületét cölöpalapozásra állították. Talajfúrást külön nem végeztek, mert az előzőleg megépített szomszédos épületek alatti rétegződéssel azonos talajrétegződést tételeztek fel. A cölöpöket is addig verték az előzőleg szerzett tapasztalatok alapján, amíg az utolsó ütéssorozat alatti behatolás mértéke 3 cm alá nem esett (60. ábra, 1. vonal). A felhasznált előregyártott vasbetoncölöpök azonban nem egyenlő hosszúságúak voltak ; 5—7 m között változtak. Verés közben azután azt tapasztalták, hogy a hosszabb cölöpök között voltak olyanok, amelyek a verési diagram fokozatos ellaposodása után — amikor a cölöp verésével az előírt behatolási határértéket már megközelítették és be akarták azt szüntetni — ismét növekvő behatolást mutattak és a további verés hatására megszaladtak. A verést be



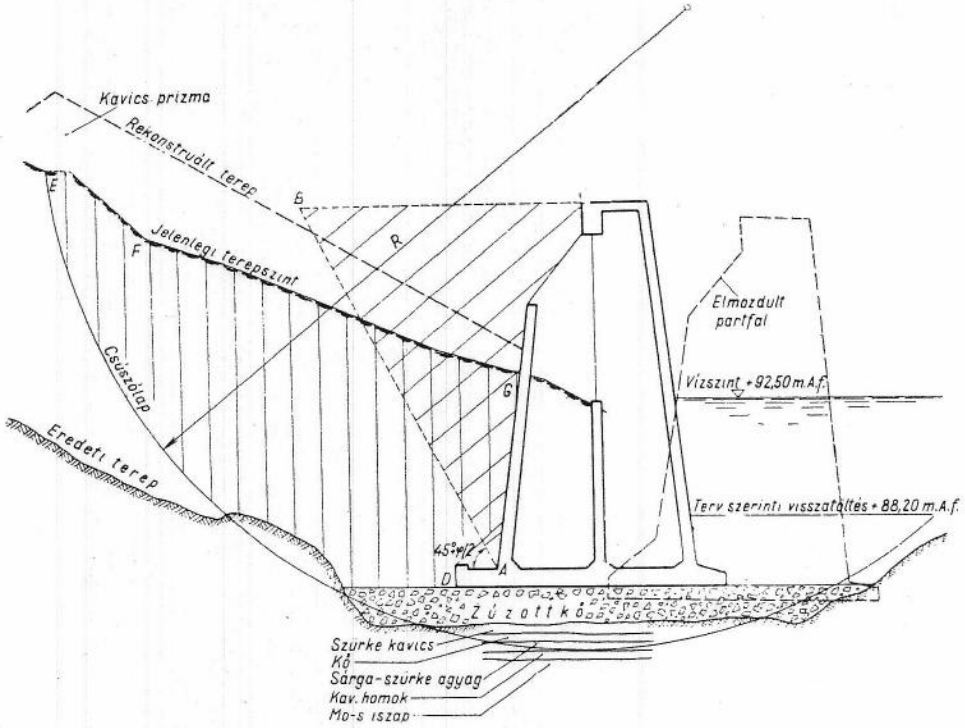
60. ábra. Lakótelep központi épület alatti cölöpök verési diagramja és a talajrétegződés

sem tudták fejezni, mert a rendelkezésre álló űzővel csak 9 m mélységig lehetett verni, azután a talajvízszint alá kerültek és ott a veréssel megálltak. A behatolás ekkor is jóval magasabb volt a megszabott határértéknél (60. ábra, 2. vonal).

Az utólag elrendelt talajfúrás megállapította, hogy az alapfenék szintje alatti 6 m körüli mélységben egyenlő szemcsékből felépített, laza, folyásra hajlamos és vízzel telített durva homoktalaj van ($U = 2{,}5$, $\varphi = 33°$ és $n = 40-45\%$ közötti értékekkel), amely a terhelés elől oldalirányban is könnyen kitér. Az ugyancsak végrehajtott próbaterhelések pedig megmutatták, hogy míg az 5 m hosszú cölöpök, amelyek csak a laza réteg fölött fekvő, 1—1,5 m vastag tömör, kavicsos homokrétegbe ($\varphi = 35°$, $U = 20-35$, $n = 38-39\%$) értek be, 80—85 t teherbírást mutattak, addig a hosszabb és „megszaladt", 6—7 m-es cölöpök teherbírása csak *40—60 t* volt.

Tehát, mint a példa bizonyítja, az alsó laza vagy puha rétegek megközelítése a cölöpcsúccsal a terhelés ide való levitelét és a puha rétegek túlterhelését jelenti. *Szükséges tehát, hogy a cölöpözésnél is talajfeltárást végezzünk és a cölöpcsúccsal megfelelő biztonsággal a laza rétegek fölött maradjunk.*

33.5. Az alapozási mód nem megfelelő végrehajtása nemcsak a cölöpalapozásnál, hanem bármilyen más alapozási módnál is bajt okozhat. Példa erre *egy dunai kikötő partfalának szekrényes alapozása* [3]. A partfalakat a 61/*a.* ábrán látható keresztmetszetű, 12 m széles és 10 m hosszú, alul zárt, úszó vasbeton szekrényekből készítették. A szekrényeket a hátfalat alkotó borda magasságáig a parton, illetőleg egy hajózsilip kamrájában előgyártották, majd vízrebocsátva, illetőleg felúsztatva a helyszínre vontatták és a belső üregeket vízzel megtöltve, az előre kikotort 1—1,5 m mély vezérárokba sülyesztették. Mivel az ilyenfajta szekrényes partfalak legérzékenyebb pontja az elcsúszással szembeni biztonság, a tervezők külön előírták, hogy a vezérárok aljára 1 m vastagságban dúrva zúzottkőterítést szórjanak még a szekrények lesüllyesztése előtt, hogy a szekrény alja és a talaj közötti fajlagos súrlódás értékét emeljék. A part felől ható földnyomás és hasznos terhelés vízszintes komponenseivel szemben ugyanis kizárólag a súrlódás működik, mert a passzív földellenállást a vezérárok csekély mélysége, a visszatöltött anyag lazasága és a passzív földnyomás kiváltásához szükséges tekintélyes elmozdulás hiánya miatt nem szabad számításba venni.



61/a ábra. Dunai kikötő szekrényes partfalának elcsúszása

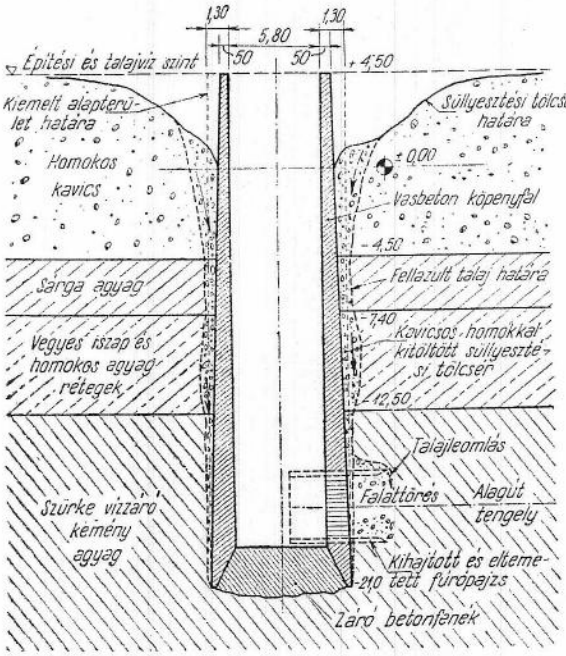
A szekrényeket lesüllyesztették, az 520 m hosszú partfal felét üzembe is helyezték, amikor a még nem kész szakasz mintegy 200 m hosszon, a háttöltés készítése közben max 5,5 m-t előrecsúszott. A lefolytatott szakértői

vizsgálat és a partfalszakasz helyreállítása közben tett észlelések azután arra a megállapításra vezettek, hogy ezen a helyen a kikotort vezérárok feneke alatt rendkívül képlékeny és csúszásra hajlamos agyagrétegek voltak (61/a ábra), amelyekre alulról még felfelé irányuló artézi víznyomás is hatott. Ezen réteg felszínén a súrlódási ellenállás sokkal kisebb volt, mint a mesterséges zúzottkőágyazat felszínén — annak ellenére, hogy a normális erő az agyag fölötti rétegek geológiai nyomásával megnövekedett. A partfal mögötti, enyhe lejtésű terepet pedig a munkák folyamata alatt, de előtte is, a folyó rendkívül iszapos hordaléka borította be, melynek belső súrlódási szöge rendkívül csekély volt és egy természetes csúszólejtőt alkotott. Ilyen körülmények között végezték a partfal mögötti háttöltést úgy, hogy megfelelő vízállásnál a partfaltól beljebb és az aktív földnyomás csúszólapjának kimetsződésénél feltétlenül távolabb, 6—8 m magas kavicsprizmákat tároltak ki és ebből a depóniából készítették azután kisebb kotrók segítségével a háttöltést. Így az alsó, csúszós terepszint fölé nagy sebességgel ráterhelt laza kavicsanyagban folyadéknyomáshoz hasonló nagy nyugalmi földnyomás alakulhatott ki, amely a méretezésnél felvett aktív földnyomást lényegesen meghaladta. A nagyobb belső nyírószilárdság kialakulásához szükséges konszolidációs idő nem volt meg. A csúszós partoldalon, valamint a közelfekvő agyagréteg felszínén összefüggő csúszóalap alakulhatott ki, amelynek mentén most már az egész tömeg elcsúszott, hiába ment át az expanzió következtében magában a falra nehezedő háttöltésben a nyugalmi nyomás aktív földnyomássá. Az elmozdult földtömegek nagysága közötti különbséget jól mutatja a számításnál alapul vett aktív földnyomásnak megfelelő és ferdén vonalkázott $\overline{ABC}$ terület és az elmozdulásban tényleg résztvevő $\overline{DEFGA}$ függőlegesen vonalkázott terület közötti különbség. Megállapítást nyert az is, hogy az elcsúszás helyén a vezérárok is túl szélesre volt kotorva, s így a szekrények alá nagyobb szélességben visszatöltött laza anyag került, amelynek passzív földellenállása tényleg nem volt. A teljes elcsúszást egyébként az is igazolja, hogy amikor a partfal helyreállításakor az elcsúszott részt felemelték és a szekrényeket visszaúsztatták, alattuk megtalálható volt a zúzottkőágyazat, a meder felé becsúszva.

A helyreállítás úgy történt, hogy az alsó, kavicsos pufferréteg helyett nagy, darabos kőhányásra szórt és kizárólagosan zúzottkőből készített pufferréteg került. A partfal háta mögé nagy súrlódási szögű, 45° hajlású, nyomáscsökkentő kőhányási ék került, amely a földnyomást 32%-kal csökkentette és végül a háttöltés készítése 1 m-es rétegekben 48 órás időközökben, elárasztással készült. Igen lényeges volt, hogy a nyomáscsökkentő ék hézagaiba kavics és homok ne iszapolódjék be, mert ez a kitöltő anyag annak belső súrlódási szögét és így a tehermentesítés mértékét csökkentette volna. Ezért az éket a töltés felé csökkenő szemnagyságú szűrőréteggel védték meg a beiszapolódás ellen. Ugyancsak előírták azt is, hogy az alsó zúzottkőterítés elhelyezése és a szekrények leültetése között eltelt idő a három napot nem haladhatja meg. A helyreállítási munka még nem fejeződött be.

A legutóbbi időben a partfal üzembehelyezett szakaszán is elmozdulások mutatkoztak elsősorban a rakterület tömegáruval való túlterhelése következtében. Ennek ugyanaz a hatása volt, mint a szerencsétlenséget előidéző kavicsprizmáknak.

33.6. A helytelen kivitelezési eljárás hátránya mutatkozott egyik *vízalatti közműalagút parti aknáinak lesüllyesztésénél* és elkészítésénél is, ami tulajdonképpen példa nagyméretű kút-, vagy nyitott szekrény alapozás elkészítésének hibalehetőségére is. Az aknákat a talajvíz szintjétől (+4,50) víz alatti kotrás melletti süllyesztéssel szándékoztak levinni a —21,0 körüli mélységig úgy, hogy a 3,85 m külső átmérőjű alagút tetőpontja legalább 3,5—4,0 m takarással legyen majd a vízzáró kemény agyagréteggel lefedve. Amint a 61/*b* ábrán látható, az alsó vízzáró agyagréteg fölött mintegy 7—8 m vastagságban váltakozó homok-, iszap- és agyagrétegek helyezkedtek el, afölött azonban 9—10 m vastag, rendkívül vízdús homokos kavicsréteg volt. Az aknák belmérete 4,0 × 5,8 m volt és falvastagságuk a 25,0 m hosszon kifelé 0,50 m-ről 1,30 m-re nőtt. Az oldalhajlásra a süllyesztés megkönnyítése érdekében feltétlenül szükség volt. A sülylyesztés víz alatti kotrással azonban csak a kötöttebb rétegek eléréséig sikerült, ezekben már nyiltvíztartáshoz és — a köpenysúrlódás egyre nagyobb növekedése következtében — a vágóélek mindjobban növekvő alávágásához kellett folyamodni. Még nehezebbé vált a sülylyesztés azáltal, hogy az akna aljára beépített vágóél gyöngének bizonyult, elgörbült és összegyűrődött, úgyhogy a legnagyobb nehézségek mellett kellett autogénnel kivágni. Ennek következtében a vágóél-ellenállás is megnőtt. A szivattyúzás következtében a felső rétegekből a köpenyfalakon kívül lehúzódó talajvíz egyre több kavicsot, homokot és iszapot sodort magával az akna aljába és emiatt a külső térszín az aknák körül több méter mélyen lesüllyedt és a roskadási tölcsér átmérője 20—30 m körül mozgott. Az egyik aknát az erőltetett szivattyúzás és fokozott alávágás, valamint az akna tetejére helyezett több száz tonnás külső terhelősúly ráhelyezése mellett sikerült nagy nehezen az előírt szintre lesüllyeszteni, majd az alsó vízzáró fenéklemezt is behúzni. A másik aknát azonban még ilyen módon sem sikerült az előirányzott mélységre lesüllyeszteni és annak utolsó 4,5 m-es szakaszát kénytelenek voltak aláfalazással elkészíteni.



61/b ábra. Közműalagút parti aknájának süllyesztése

A nehéz süllyesztéssel kapcsolatban azonban tekintélyes süllyesztési tölcsér alakult ki, amely az átharántolt vízzáró rétegeken is átment és az

oda lemosott kavicsos homokkal töltődött ki. A felső vizek lehúzódását (a következő munkafázisokra való tekintettel) a köpenyfalakon keresztül végzett injektálással kellett volna megakadályozni. Ez azonban az erre szolgáló csövek előzetes befalazásának elmulasztása miatt nem sikerült, mert a lesüllyesztés utáni állapotban a falazat csövekkel való sűrű áttörése már nem volt lehetséges. Így azután, amikor az alagút építésére szolgáló pajzsszerkezetet az akna fenekén összeszerelték, ahol vízszintes irányban az oldalfalat kitörték, a víztelenítés érdekében újra megkezdett nyilt szivattyúzás hatására a süllyesztési tölcséren lehúzódó homokos kavics leomlott, a pajzsot csakhamar eltemette és a munka folytatását lehetetlenné tette.

A fentiek tanulságul szolgálnak arra nézve, hogy az aknák, vagy kutak süllyesztésére legkedvezőbb alaprajzi alak a kör, a szögletes alaprajz fokozott süllyesztési nehézségeket és fokozott süllyesztési tölcsért eredményez. Azután a vágóélszerkezetet és annak bekötését igen erőteljesen kell a mélyebb és keményebb rétegeken keresztül történő süllyesztéseknél megépíteni. Végül pedig a süllyesztési tölcsérrel számolni kell és a nyiltvíztartással történő süllyesztés annak növekvő kiterjedését és az eredetileg vízzáró rétegekbe való lenyúlását eredményezi. A fenti tapasztalatok alapján ugyanezen a munkahelyen másik két hasonló aknát süllyesztettek le, most már kör alakú alaprajzzal és kisebb oldalfal hajlással, erőteljes vágóéllel minden különösebb munkavégrehajtási nehézség és túlterhelés nélkül.

34. A nem megfelelő munka és anyagminőség következtében elkövetett hibák

A korszerű tervezés az anyagmegtakarítási elv szem előtt tartásával, az építőanyagok jobb kihasználása érdekében, a megengedhető igénybevételek lényegesen felemelt értékeivel számol. Ennek a helyes elvnek alapján kiadott ésszerű rendelkezéseket a tervezők és tervező intézetek kissé aggódva ugyan, de megtartják. Az ezirányú rendeleteknek a tervezők részéről történő megtartása könnyen ellenőrizhető.

A tervezési munkák szabványosításával összehangolva megállapították, a kiviteli munkáknak ugyancsak szigorúan szabványosított feltételeit. Ezeknek a szabványoknak a betartása azonban már nehezebben ellenőrizhető.

Régebben, amikor az építmények szerkezeti részeit túlzott biztonságból túlméretezték és amikor az építőanyagok (fa, vas, kő stb.) igénybevételének határait igen alacsonyra szabták meg, ezenfelül a beton készítésénél a cement adagolását ugyancsak túlzott biztonságból igen magasra állapították meg, — annak ellenére, hogy a cementgyárak állandóan egyforma és kitűnő cementet szállítottak —, akkor a műtárgyak a mainál sokszorosan magasabb biztonsággal épültek. Ezért, ha az előmunkálatok során a tervezésnél, vagy később a kivitelnél az építéstudomány alacsonyabb színvonala, vagy az alapozási eljárások gyarlósága miatt, avagy hanyagságból hibákat követtek el, azoknak káros hatása a sokszoros biztonságban kiegyenlítést talált.

Nem így áll a dolog ma! Jelenleg a tudomány megteremtette a korszerű tervezés feltételeit, az újabb alapozási eljárásokat, az új építési segédeszközöket, a gépesítés pedig a régebben kivihetetlennek tartott munkák elvégzését is lehetővé teszi. Ezzel szemben azonban szigorú szabályokkal és előírások-

kal csökkentették a biztonságot. Ezért a legcsekélyebb eltérés az előírástól, vagy előre nem látható körülmény beállta már súlyos következményekkel járhat az építményre. A tervezők és a kivitelezők a multtal szemben lényegesen előnyösebb helyzetben vannak. Hajdan nagyon hosszú évek gyakorlatával lehetett és kellett is a szükséges tudást és tapasztalatokat megszerezni. Jelenleg a szabványfeltételek és az utolsó évtizedben kiadott számos kitűnő kézikönyv készen adja a tervezőnek, de különösen a kivitelezőnek a szükséges tudnivalókat, vagyis azt, hogy hogyan kell valamit jól megépíteni. Természetesen kizárólag könyvek alapján nem lehet még valamit jól megcsinálni. A kiviteli gyakorlat nélkülözhetetlen még ma is. De tagadhatatlan, hogy *a kivitelnél a legtöbb hibát könnyelműségből, tudatlanságból és a nagy teljesítményre való káros törekvésből követik el.* Ez utóbbi befolyásolja legkárosabban a munka minőségét. Nálunk a munkásokat és a munkavezetőket még rá kell szoktatni a kiviteli szabványok előírásainak pontos és lelkiismeretes betartására és akkor nem lesz annyi hiba és baj az építkezések körül.

34.1. Hibaforrások általánosságban

A kivitelnél elkövetett leggyakoribb minőségi hibák a következők :

a) Betonszerkezeteknél

A betonban hanyag tömörítő munka miatt *kavicsfészkek* képződnek. Márpedig ez pl. egy belvízi szivattyútelep korszerűen, vaseső nélkül, vasbetonból tervezett nyomócsővezetékén nagy hiba, amit csak igen költséges módon lehet kijavítani.

A betont nem tartják kellő ideig nedvesen. Ez főként a vékony vasbeton szerkezeteknél okoz veszélyes hibákat.

Építmények alaplemezét víz alatt, nyíltvíztartás mellett betonozzák. Ennek következtében egyrészt kimosódik a cement, szétosztályozódik az adalék és alul helyezkedik el a kavics, másrészt fellazítják az altalajt. Eredmény silány beton és későbbi aláüregelődések okának előidézése (vö. 31.1. pont).

Víz alatti betonozáskor a tölcsérből a beton gyakran kifogy, illetve kiszökik. A tölcsér újabb és újabb megtöltése hibaforrást jelent. Különösen káros lehet ez fúrt cölöpök betonozásánál, ahol a talaj mind a betonoszlop folyamatosságának megszakadásánál, mind a bélcső időelőtti felhuzásánál befolyik a beton közé és keresztmetszetgyöngítést okoz. A nem megfelelő konszisztenciájú beton pedig alacsony szilárdságot, likacsos betont jelent. (Pl. Vámház körúti fúrt cölöpök).

b) Körülzárásoknál

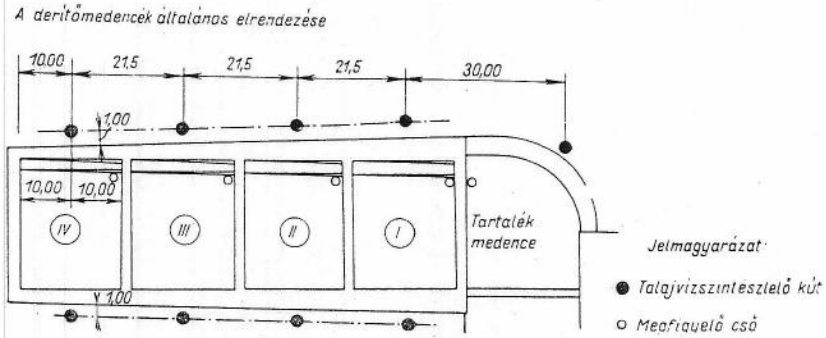
Vasszádfalak verésénél nem használnak megfelelő súlyú kost vagy megfelelő szilárdságú vezetést. Eredmény : a pallók szétroncsolódása, elferdülése, a csatlakozó hornyokból való kiugrása, nagyobb tömegű víznek és sokszor veleragadott iszapnak, finom talajszemcséknek a munkagödörbe való beáramlása, a környezet fellazulása, beroskadása. Különösen gyakran szokott ez *faszádfalaknál* előfordulni, ahol a hornyok zárása amúgy is tökéletlenebb és a pallóknak a helyi akadályokon való iránykitérése, „kiugrása" könnyebben következik be.

c) Víztelenítésnél

A víztelenítésnél nem használnak megfelelő minőségű vagy teljesítőképességű szivattyút, illetőleg nem gondoskodnak tartalékról és üzemzavar esetén a vizet a munkagödörbe vissza kell engedni. Az ilyen ismételt vízleszívás és felengedés nemcsak a munkagödörben előkészített állványzat, zsaluzat és falazat szilárdságát és minőségét fogja lerontani, de az altalaj felpuhításával, teherbírásának csökkentésével, a finomabb szemcsék kimosásával és a vízerek megnyitásával is jár.

d) Szigetelésnél

Végül igen gyakori a szigetelési munkák nem megfelelő minőségű elkészítése, ami akár a nem jó minőségű anyagok (agyag, bitumen és fedéllemez stb.), akár pedig a szigetelendő terület nem megfelelő előkészítésének (kellősítésének) következménye lehet. Eredmény azután az agresszív vizek mállasztó



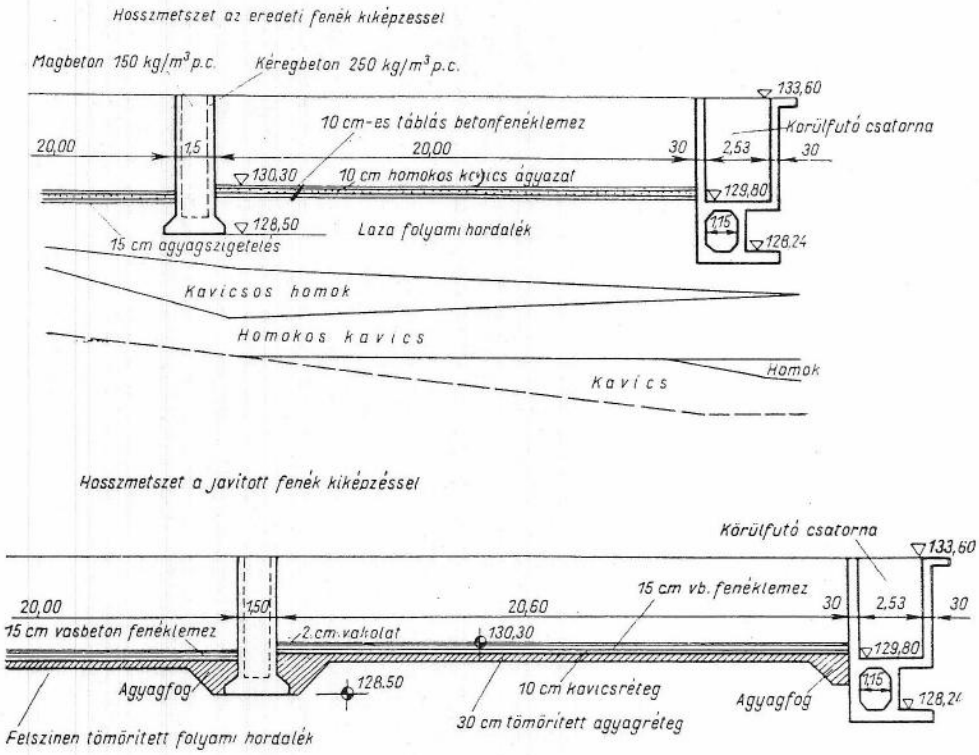
62. ábra. Tápvízderítő medencesor általános elrendezése

hatásának érvényesülése, vagy a víznek az alépítmény (mélyépítmény) belsejébe való beszivárgása, a betonfalak kilúgozása (szabad mész kioldása) stb.).

34.2. Egyik vidéki ipartelep tápvízellátását közvetlenül a közeli folyóból kellett biztosítani. Az iszapos víz tisztítására a 62. ábrán látható, 4 db 20 ×30 m alapfelületű egységből álló *derítőmedencesort* építettek. A derítőmedencesort vasanyagmegtakarítás miatt nem monolit vasbeton szerkezetként, hanem különálló és önállóan lealapozott körülfutó csatornával és oldalfalakkal, ugyancsak önállóan lealapozott választófalakkal, valamint különálló, vízzárónak gondolt medencefenékkel tervezték meg.

A medencesort a folyó partján, közvetlenül annak hordalékán építették meg. Először az I. és II. sz. medencék készültek el a 63/*a* ábrán látható szerkezettel. A medencefenék az útpályák betonburkolatához hasonló, de csak 10 cm vastag és 4 ×4 m-es táblákban készített, bitumennel kifugázott betonlemezből, ez alatt 10 cm vastag homokos kavics szűrőrétegből és ez alatt 15 cm vastag agyag szigetelő rétegből állt. A kavics szűrőréteg a körülfutó csatorna felé megfelelően víztelenítve volt. A szigetelő agyagréteg minősége nem volt elég részletesen előírva és annak elkészítésénél a tervező művezetői ellenőrzést nem

gyakorolt. Az első két medencét elkészültük után kísérletképpen megtöltötték, és bizony kiderült, hogy azokból *a víz elszökik*. Az elrendelt ellenőrző vizsgálat kiderítette, hogy a szigeteléshez használt agyagréteg nem volt megfelelő vízzáróképességű, nem megfelelő konzisztenciával építették be és nem



63. ábra. *a)* A medence metszete eredeti kivitelben
b) A medence metszete javított kivitelben

megfelelően tömörítették. Helyenként folytonossági hiányok is mutatkoztak. Az első két medence feneklemezét ilyen körülmények között ki kellett bontani és megfelelőbb, biztonságosabb, de ugyanilyen szerkezetű és anyagú feneklemezzel kellett pótolni. A még hátralevő két medencét már ezzel az új szerkezettel kellett megépíteni.

A 63/*b* ábrán látható megoldás szerint a talajnak a szomszédos épületrész munkagödrébe eső, visszatöltött részét döngölőbékákkal tömörítették. Az elkészített talajfelszínre gondosan kiválasztott, megfelelő vízzáróságú, 30 cm vastag, lapdöngölővel besulykolt téglagyári agyagréteget helyeztek, amelyet a vízzáróság érdekében a legkedvezőbb tömörítési víztartalom mellett döngölőbékával tömörítettek és az osztófalakhoz, valamint a körülfutó csatornához való csatlakozási hézagnál 1 m vastag foggal erősítettek meg.

Az agyagréteg fölé ismét 10 cm-es vízelvezető homokos kavicsréteg került, míg a fenékburkolatot most már 15 cm vastag, vashálóval erősített betonlemezből készítették, kevesebb fugával és a fugák alaposabb tömítésével. Ez abból állt, hogy a hézagokat teljes mélységig kiöntötték bitumennel, legfelül pedig gombafej alakú ráhajló bitumenkittel zárták le. Végül pedig a vasalt beton fenéklemezt 2 cm vastag vízzáró vakolattal látták el. A vízveszteségek állandó ellenőrzésére a szűrőkavicsrétegbe benyúló ∅ 80 mm megfigyelő csöveket helyeztek el minden medencében és ugyancsak gondoskodtak a külső talajvízszint állandó megfigyelésére szolgáló kémlelő kutakról is (62. ábra). A munkák kivitelét most már a tervező vállalat kiküldött mérnöke állandóan ellenőrizte. A munkálatok fenti értelmű kijavítása és végrehajtása sikerült és a medencék már két éve komolyabb vízveszteség nélkül üzemben tarthatók.

A fentiekből látható tehát, hogy a vízzárásra nem alkalmas és nem megfelelően tömörített és bedolgozott agyag-szigetelőréteg miatt nemcsak újra kellett két medence fenéklemezét elkészíteni, hanem a nagyobb biztonság érdekében át is kellett az egészet tervezni. Viszont az is kétségtelen, hogy ha anyagmegtakarításból valamilyen újszerű szerkezetet tervezünk, akkor nem szabad a méreteket túl merészen megválasztani, a kiviteli technológiát a legszigorúbban elő kell írni és főként azt be is kell tartani. A kivitelezés minőségét pedig ellenőrizni kell.

4. ELEMI ERŐHATÁSOKBÓL ÉS TERHELÉSVÁLTOZÁSOKBÓL SZÁRMAZÓ HIBÁK

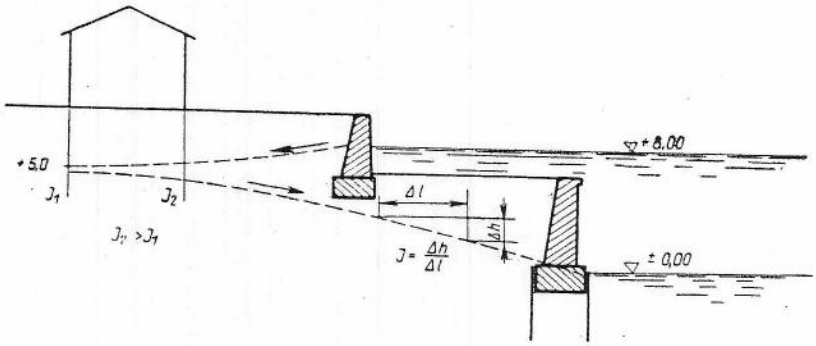
Az elemi hatások között alapozásoknál elsősorban a *víz*, a terhelések változásánál pedig a *földsúly*, illetőleg *földnyomás és víznyomás* játssza a főszerepet. Az alaptestek és főként egyes mélyépítmények biztonsága megkívánja, hogy *nemcsak az építéskor mutatkozó hatásokkal számoljunk*, hanem azok legkedvezőtlenebb kombinációit, illetve összes lehetőségeit is figyelembe vegyük.

41. A víz hatása következményeként mutatkozó hibák és károk

Ezen hatások közül a legváltozatosabb formában a víz mutatkozik meg. Jelentkezhetik akár mint aláüregelést okozó szivárgás, akár bizonyos biztonsági szintet meghaladó, vagy alámosási hatásában romboló árvíz. A látszólag jelentéktelen, lassan szivárgó, kis mennyiségű talajvíz ugyanúgy okozhat károkat, mint a hatalmas tömegű, nagy sebességű árvíz. Mindössze a károsodás bekövetkezéséhez szükséges időtartamban van különbség. Az alábbiak mindkét szélső esetre mutatnak példát.

41.1. A budapesti Fővámház (ma Közgazdasági Egyetem) annak idején, 1890-ben 1,26 m vastag románcement alaplemezre épült, amely viszont egy 3,5 m vastag, szürke homokos iszaprétegből álló, természetes folyami lerakódásra került. Az 1920-as évek folyamán az épület északnyugati részén, a főfalakban, egyre erősbödő repedések, a helyiségek burkolataiban pedig dm rendű süppedések mutatkoztak. A helyzet már az épület használhatóságát, sőt biztonságát veszélyeztette, mert messze túlment azon az állapoton, amikor az ajtókat vagy ablakokat nem lehet zárni, vagy az üvegtáblák eltörnek. Az okokat kutatva megállapították [1], hogy az összerepedezett beton alaplemez alatt hatalmas üregek vannak (v.ö. 65. ábra). A betonlemez pedig éppen a terhelő és süllyedő falak és pillérek súlya alatt tört össze, bár ezek helyén még meg is volt erősítve. *Az üregek* nyilvánvalóan csak *a talaj kimosódása következtében állhattak elő*, ezt viszont csak *a talajvíz áramlása okozhatta*. A talajvíz áramlása minden egyes folyó medre felé rendszeresen tapasztalható, mégpedig kisvíz idején a part felől a meder felé, árvíz idején pedig a meder felől a part felé. Az áramlás sebessége természetesen függ a depressziós görbe hajlásától ($v = h \cdot J$) ez pedig annál nagyobb, minél közelebb megyünk a folyómederhez. Ennélfogva *a folyóparthoz közelfekvő építmények lesznek kimosás szempontjából*

a legveszélyesebb helyzetben. A 64. ábrán feltüntetett elvi vázlat azt is mutatja, hogy nagyobb épületeknél az építmény víz felőli széle alatt nagyobb lesz az esés (J_2) és az áramlási sebesség, mint a víztől távolabbi széle alatt (J_1) (vö. 64. ábra). A vízfolyás közelében tehát könnyen kialakulhattak a meredek esés mellett olyan sebességek, amelyek az alaplemez alatt fekvő szürke iszapos homokrétegből, illetőleg a ± 0 és $-2{,}60$ közötti, jobban áteresztő szürke futóhomok és apró kavicsos homokrétegből a finomabb szemcséket kimosták és a laza rétegekben magukkal sodorták. Ezzel magyarázható, hogy a Fővámpalota északnyugati — tehát a Duna felé közelebb eső — sarka jobban süllyedt a keleti szélénél. Az adott esetben fokozta még a kiüregelést, hogy a Sóház utcában vezetett szennyvíz-főcsatorna elrepedt és annak repedésein keresztül kiszüremlő víz kisvíz idején szintén rendszeresen a Duna felé áramlott.

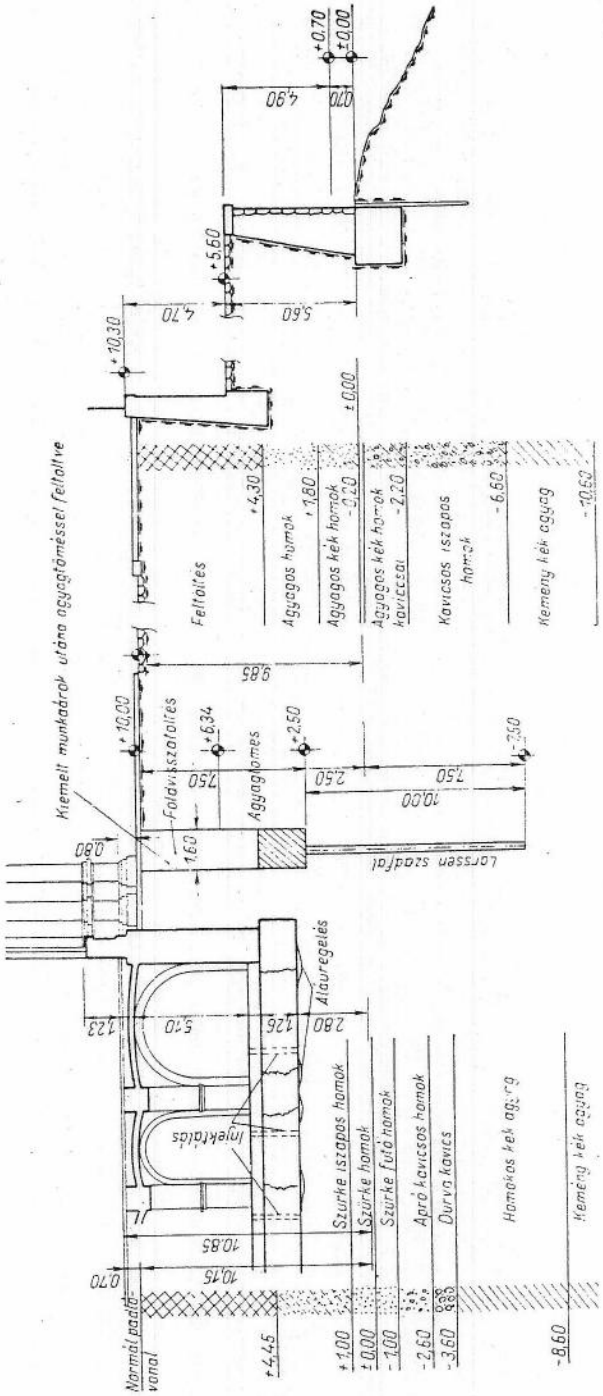


64. ábra. Folyóparti épületek alatti talajvízmozgás változása

Egyébként a terhelt laza szemcsés talajok *Dr. Jáky* kísérletei szerint[7] vízállásingadozás következtében is tekintélyes összenyomódást szenvednek. Emiatt tehát a süllyedésnek már áramlás nélkül is be kellett következnie. A fajlagos összenyomódás (ε) függ a terheléstől. Egy bizonyos kritikus értéknél lesz maximális és annál kisebb vagy nagyobb terheléseknél csökken ($p = \infty$ -nél $\varepsilon = 0$). A folyamatos vízszínemelkedésnél a süllyedés a konszolidációs görbéhez hasonló lefutású lesz és laza ($T_{re} = 0{,}57$) állapotban 2—3-szor akkora süllyedést tapasztaltak, mint tömör ($T_{re} = 0{,}88$) állapotban. A kísérletek azt is kimutatták, hogy laza állapotú anyagban döntő az első elárasztáskor fellépő süllyedés, amely az egész süllyedésnek 90—99%-át is kiteszi. A kísérletek szerint a vegyes szemnagyságú laza dunakavics fajlagos összenyomódása a vízemelkedés hatására: $\varepsilon_k = 4-5\%$, míg a gyöngykavicsé: $\varepsilon_{gy} = 3\%$, a durva homoké pedig: $\varepsilon_h = 2\%$ volt.

A 65. ábrán látható a Fővámpalota alapozási vázlata a talajrétegződéssel és az épület 1930-ban végrehajtott biztosításának módja. Amint látható, az épület előtt egy 7 m mély munkaárok aljáról 10 m hosszú vasszádfalakat vertek le, amelyek L alakban körülfogták a veszélyeztetett sarkot.

[7]) Proc. Int. Conf. Soil.Mech. 1948. Vol. II. 148. old.

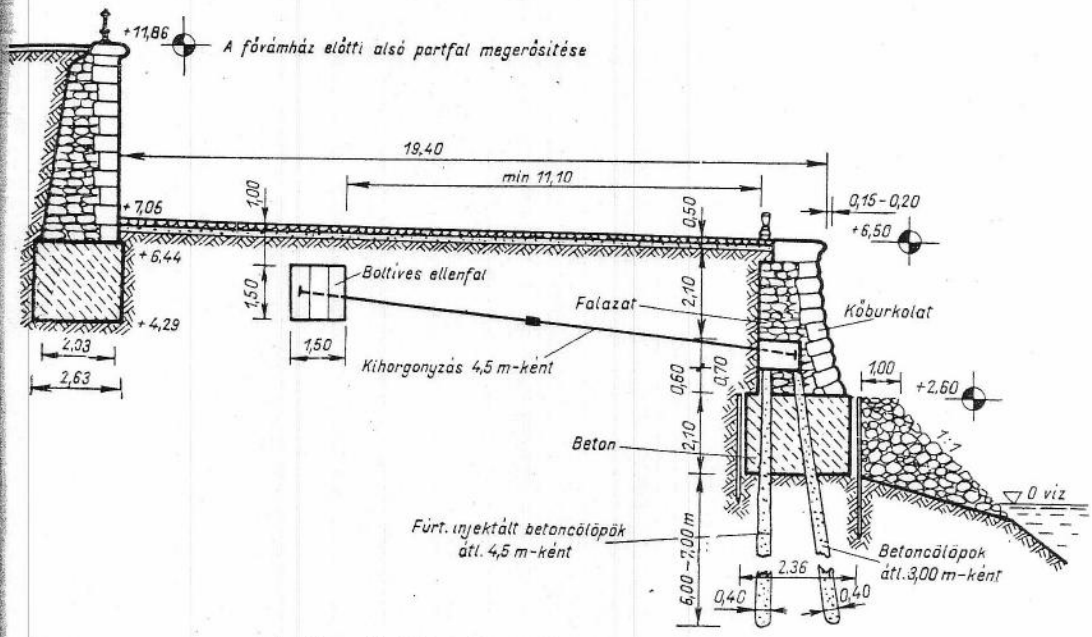


65. ábra. A budapesti Fővámpalota alaüregelődése

A szádfalak leverése után a munkaárkot alul vízzáró agyagmaggal, fölötte pedig a kikerült feltöltési anyaggal tömték vissza. Az alaplemez alatti üregeket cementbesajtolással töltötték ki. A pincepadlón keresztül a betonlemezt mintegy 200 helyen átfúrták és max 3—4 at nyomással, mintegy 250 tonna cementet sajtoltak 1:3 keverési arányú habarcs alakjában a fenékszint alá. A biztosítási munkák végrehajtása óta az épület további süllyedést nem mutat.

41.2. A fenti hatások nemcsak a Fővámház épületénél, hanem az *alsó rakpartot megtámasztó dunai partfal*nál is mutatkoztak. Az épület előtti Vámház rakparton ez az *1880-ban* épült alsó partfal mintegy 160 fm hosszban a Duna felé dőlt és a dőlés mértéke a felső fedkőnél 15—20 cm-t tett ki. Amint a 66. ábrából látható, a partfal ezen szakasza meglehetősen magasan van alapozva. Alapsíkja a 0 víz fölé esik és az aránylag rövid szádfalak nem voltak alkalmasak arra, hogy a talajvízáramlást és a finom szemcséknek a

Duna medrébe való kimosását megakadályozzák. A partfal előredőlését fokozta, hogy a megtámasztó és mederkimélyülés ellen szolgáló lábazati kőhányást is elmosta a Duna az idők folyamán, az alsó rakpart nehéz terherforgalma pedig a mögöttes háttöltést nagymértékben tömörítette és a földnyomást fokozta. A vízszintingadozás önmagában véve is bizonyos roskadást idézett elő a szerves anyagokat is tartalmazó háttöltésben, és végeredményben ez is a földnyomás



66. ábra. A Fővámház alatti partfal megerősítése

növeléséhez vezethetett. A további romlások megakadályozására és a partfal állagának biztosítására 1939-ben a partfalnak ezt a szakaszát 6—7 m-rel az alapsík alá fúrt cölöpalapozásra állították és a cölöpfejeket összefogó vasbeton koszorúgerendát 4,5 m-enként hátrahorgonyozták.[8] Érdekessége ennek az utólagos alapmegerősítésnek, hogy a fúrt cölöpök 40 cm átmérővel és prepakt eljárással készültek. A megerősítési munkák után a partfal dőlése megszűnt.

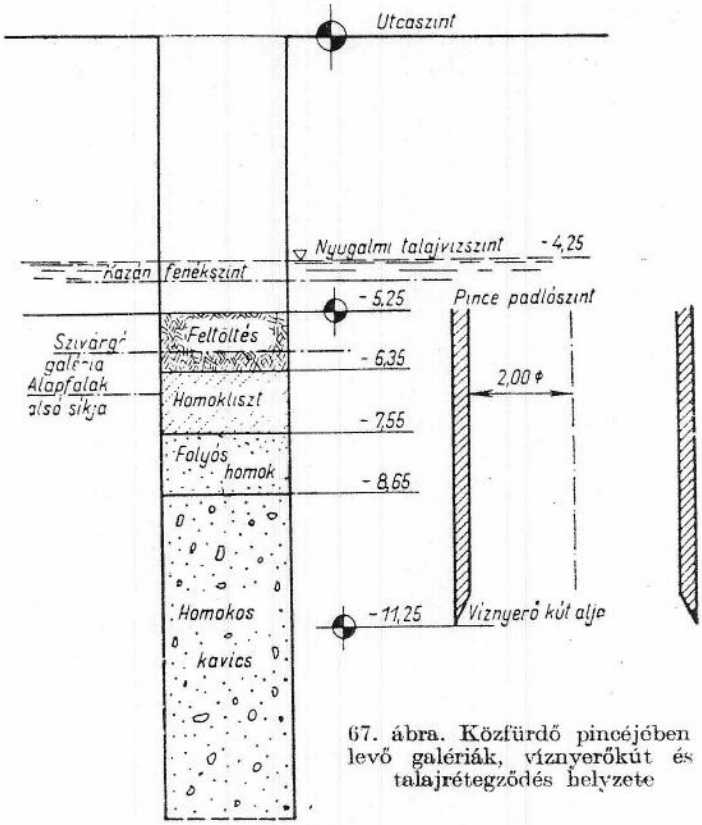
41.3. A fenti példák a talajvízáramlás aláüregelő tevékenységét olyan esetekben mutatták, amikor az természetes okokból (vízállásingadozás) állott elő. Az alábbiakban egy olyan érdekes esetről számolok be, amikor mesterségesen tartottak fenn káros vízáramlást egy épülettömb alatt.

A Hungária közfürdő vízellátását az épület pincéjében elhelyezett, 4 m átmérőjű és a pincepadló szintje alatt 6,3 m mélyen lenyúló kútból fedezték. Amint a 67. ábrán feltüntetett talajrétegződésből látható, a kút vize a pincepadló alatt 3,5 m mélységen túl kezdődő, nagy vastagságú homokos kavicsrétegből ered, amelynek talajvízbősége a főváros ezen részén közismert. A kút

[8]) *Kovácsházy Frigyes:* Budapesti rakpartok és partfalak. (Mélyép. Tud. Szemle 1956 7—8. sz.)

teljes vízhozamát nem használják ki, mert a napi vízfogyasztás átlag 200 m³ és a heti egyszeri feltöltéseknél ezen felül 250 m³. Régebben még egy uszodát is elláttak a kútból nyert vízzel.

A közfürdő melletti épülettömbben egy fehérnemű tisztító üzem van, amelynek gőzellátását, a fürdőével és a környezetben levő szálloda és lakások szükségletével együtt a pincében elhelyezett 3 db falazott kazán biztosította. A pincepadlószintet azonban a nyugalmi talajvízszint mintegy 1 m-rel elborítaná és emiatt a feltörni akaró talajvizet a felső homokliszt rétegbe épített, kb. 14 m³-es gyűjtő galéria segítségével folyamatosan víztelenítení kellett. Ezért a galéria központi gyűjtőaknájából éjjel-nappali üzem mellett mintegy 600—800 liter/perc vizet szivattyúztak el.



67. ábra. Közfürdő pincéjében levő galériák, víznyerőkút és talajrétegződés helyzete

Az épületen már régebben is mutatkoztak egyenlőtlen süllyedésre mutató repedések és 1929-ben a megsüllyedt főfalak alatt cementinjektálást végeztek, ami a további károknak egyelőre véget vetett. 1953-ban azonban egyes főfalakon és a felső fürdőmedencében is komolyabb repedések mutatkoztak, amelyek okait most már pontosabban kivizsgálva megállapították, hogy a galériákban évi 2,5—3 m³ iszap rakódik le, amit a környező homokliszt és folyós homok rétegekből sodor magával az elszivattyúzott talajvíz. Egyes megsüllyedt főfalak alapjait feltárva, nagyobb kiterjedésű, 0,2—0,5 m³-es barlangok, üregek kerültek közvetlenül az alapok alatt napfényre, melyek a süllyedések és repedések okát teljesen megmagyarázták. E megállapítások következtében a kazánokat a pincéből kitelepítették, a galériákat kiinjektálták és a pincepadlószintet a nyugalmi talajvízszint fölé emelve a szivattyúzást beszüntették.

41.4. A talajvíz nemcsak áramlásával okozhat a talajban olyan változásokat, amelyek a fölöttük levő építményen nem várt károsodáshoz vezetnek, hanem nyugalmi állapotban, a talajállapot megváltoztatása után is hibásodá-

sokat hozhat létre. Úgyszólván minden talajnem állapotát és összenyomhatóságát befolyásolja a víztartalma. Köztudomású az agyagtalajok összenyomhatóságának a víztartalom szerinti érzékeny változása. A 41.1. pont alatt számoltam be a Jáky-féle kísérletekről, amelyek a laza, szemcsés talajoknak a talajvízállás emelkedése következtében fellépő roskadás jellegű összenyomódását igazolták. Az alábbiakban *dr. Lampl Hugó* mutat be egy egészen rendkívüli példát arra, hogy a lösztalajhoz váratlanul hozzájutó felszíni csapadékvíz milyen süllyedéseket és károsodásokat okozhat.

A zirci apátság templomát a XII. században sziklára alapozták, amely felett 7,00 m vastag löszréteg települt. A könyvtár épületével — amelyet az 1840-es években építettek — nem mentek le a sziklára, hanem 80 cm-rel magasabban megálltak a kemény löszben, amely száraz állapotban csak csákánnyal volt bontható. Az építés idején ilyen állapotban találhatták az altalajt. Az 1920-as évekig, tehát mintegy 80 évig nem mutatkozott semmi baj. 1930. év őszén azonban — amint utóbb kiderült — az apátság előtti lankás lejtőn az épülettől 150—200 m távolságban egy ősi legelőt felszántottak, hogy abba tavasszal tengerit vessenek. Tavasszal a hóolvadás megindulásakor a víz nem folyt le a gyepszőnyeggel kötött legelőn felszíni víz módjára, hanem teljes egészében beszivárgott a lösz altalajba, ahol a 7 m körüli mélységben települt sziklaréteg felszínén — amely a tereppel párhuzamosan helyezkedik el — folytatja útját az apátsági épületek irányában, a völgyfenéken folyó patak felé. Ily módon a lösz, amely 80 évig száraz volt és kemény; felázott, a ráépített könyvtári épület pedig süllyedni kezdett. Az épület a templom falától elvált, a lépcsőház vörösmárvány lépcsőfokai sok helyen elnyíródtak.

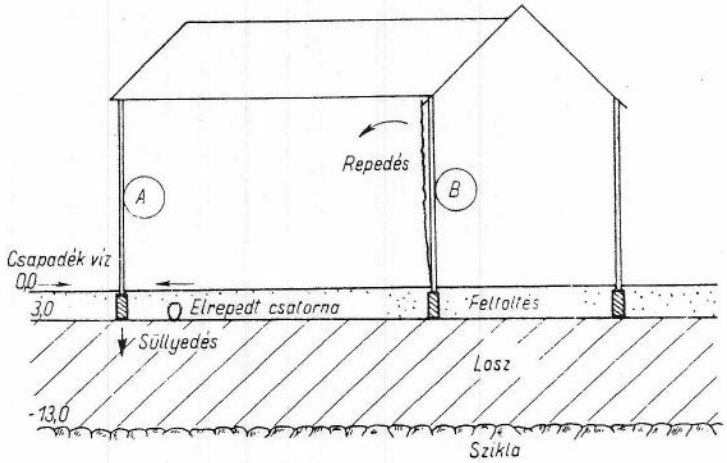
Ez az eset tipikus példája annak, hogy a víz milyen nem várt bajokat okozhat *a környező térszín megművelési módjainak, vagy beépítési módjának megváltoztatása következtében.* (Egyébként a 32,3. pont alatt leírt munkagödör rézsűbecsúszások egyik oka szintén az volt, hogy *a környező terepről kiirtották az erdőséget,* miáltal nemcsak a gyökérzet és növényzet összetartó, szilárdító hatása szűnt meg, hanem a víz szabadon behatolhatott a kolloidális talaj repedéseibe és azt átáztatva, nyírószilárdságát teljesen lecsökkentette.)

A bajon úgy segítettek, hogy az épület előtt a szikláig leérő drenázst készítettek, amellyel a szivárgó vizeket összegyűjtve és az apátsági épülettömböt megkerülve, szabad kifolyással a patakba vezették. Az épületet magát, amely pilléreken nyugszik, a pilléreket körülfogó vasbetonteknővel támasztották alá és ezzel az 5 kg/cm² talajfeszültséget 1 kg/cm² alá csökkentették, így a terhelést tulajdonképpen az alsó sziklarétegre hárították. Azóta a süllyedés megszűnt. A talajvíz sem a pincében, sem a templom alatti helyiségekben nem jelentkezett, de még a pincében készített, szikláig érő, mély észlelő aknákban sem jelent meg.

41.5. Ugyancsak a lösztalaj átázásából származott egy igen *súlyos épületkárosodás a belgrádi egyetem geológiai intézeténél.* A 68. ábrán feltüntetett vázlat mutatja, hogy ez a háromemeletes, *T* alaprajzú épület 10 m vastag lösztalajra épült. Az épülettel hosszú ideig nem volt semmi baj, amíg egyszerre azt tapasztalták, hogy a *T* szárny külső széle (*A*) erősen süllyed (több dm-t) és a keresztszárnyhoz csatlakozó falon (*B*) fölfelé tágulóan, hatalmas repedések keletkeztek. A baj okait kutatva kiderült, hogy a környező úttestről és udvarról a csapadékvíz az *A* jelű fal felé folyt le és a föld alatti gyűjtőcsatorna eltört. A kitóduló víz

a lösztalajt átáztatta, mire a terhelés alatt roskadni kezdett. A hiba kijavítása a süllyedő alaptest alá sajtolt *Mega*-rendszerű cölöpözéssel történt.

41.6. Érdekes változás következett be egy külföldi papíripari kombinát létesítésénél [10]. Az ipartelep helyén a talaj kevés agyagtartalmú, jó minőségű nyirkos homok volt, amelyben az eredeti talajvízszint jóval a tervezett alapsík alatt feküdt úgy, hogy az előzetes talajkutatás alapján általában 2,5 kg/cm² megengedett talajigénybevétellel számoltak. Mikor azonban tavasszal az alapgödrök kiemeléséhez hozzáfogtak, a vízszint váratlanul és a hidrológiai kutatással ellentétben 3 m-rel magasabb volt a várt szintnél és magasabb az alapozás



68. ábra.
A belgrádi geológiai intézet süllyedése

síkjánál. A költséges víztelenítés mellett a megengedett talajigénybevételt is le kellett emiatt szállítani. Később aztán sikerült a váratlan jelenségokát kideríteni.

Az előzetes tereprendezési munkák során ugyanis a munkahely fölött betömték a völgyfeneket és ennek következtében a felszíni vizekből ott egy tó képződött. A mesterséges tónak még örültek is, mert éppen azon terület közelében keletkezett, ahol egy fenyveserdő közelében lakótelep létesítését tervezték. Nem gondoltak azonban arra, hogy a vízáteresztő talajban a tó vize az alsó talajvíztáblát is táplálhatja és annak szintjét megemeli. Még nagyobb veszélyt jelentett azonban, hogy a lefolyástól elzárt felszíni víz a szomszédos folyóvölgy felé más irányokban is utat keresett magának és emiatt a környéken csúszási veszély alakult ki.

42. Árvízi hatások

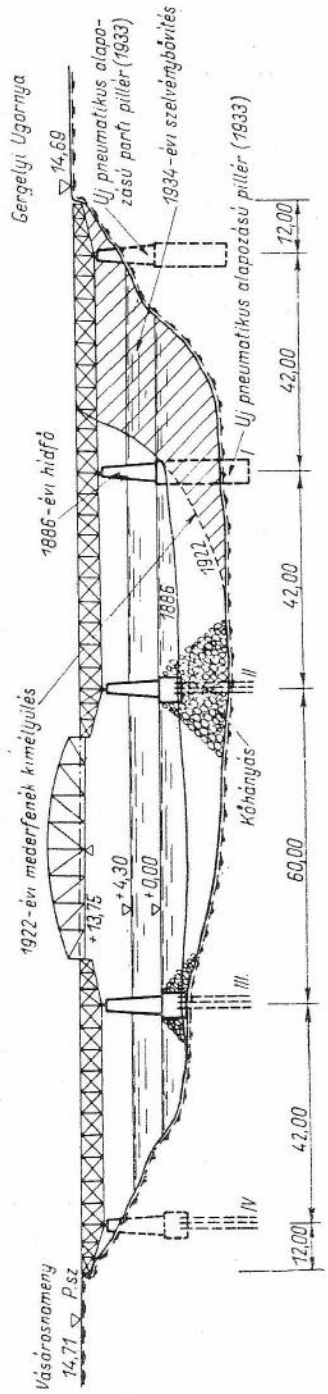
Természetesen még nagyobb károkat okozhat a víz, ha nem fizikai állapotváltoztató hatásával, vagy a talajban rendkívül lassan szivárgó csekély víztömegekkel és kis energiával támadja meg a talajban levő alapokat (ahol jelentősége a hosszú idők folyamán meglevő állandósága folytán van meg), hanem hatalmas víztömegek *nagy sebességgel párosult energiájával támadhatják meg az élővízben alapozott építményeket.* De károkat okozhat az árvíz tisztán magas szintje következtében is, még ha dinamikus hatásait nem is tekintjük.

42.1. Példaként említem meg először a *vásárosnaményi Tiszahíd* régi

cölöpözött pillérének esetét, amely nem egyedülálló jelenség, mert alámosás következtében már számos kisebb-nagyobb híd pillére vagy hídfője dőlt be.

A vásárosnaményi közúti Tiszahíd az 1885—86. években épült. Eredetileg három nyílású, konzolos Gerber-híd volt — középen közbefüggesztett alsópályás, a szélső nyílásokban pedig konzolos felsőpályás rácsos szerkezettel. A pilléreket 15—16 m hosszú cölöpökre alapozták (69. ábra), amelyek a —14,0 ÷ —16,0 m körüli mélységben található, keményebb agyagrétegbe értek. A cölöpöket beton alaptömbbel fogták össze, amelynek a —4,0 m víz alatti szintig, vagyis az akkori mederfenékig való elkészítése érdekében a 4,40 m belső szélességű alapgödröt az élő víz folyásban szádfalazott jászolgáttal állították elő. A kereken 2,5 m széles jászolgátak a mederfenéknél 5 m-rel mélyebbre nyúló, kettős fa szádfalból és közéjük vert agyag kitöltésből állottak és kívülről kőhányással voltak a kimosással szemben megvédve (70. ábra). Az alapozás végrehajtását ez az elrendezés biztosította is, azonban a jászolgátak közötti alaptömb készítése nem ment egészen simán. A szivatytyúzás következtében a finom, folyós homokréteget a külső víznyomás feltörte, fellazította, s ennek mértékét a cölöpverés még csak fokozta (vö. 22.1. pont). Ennek következményeként a szóban forgó II. pillér építés közben is megsüllyedt.

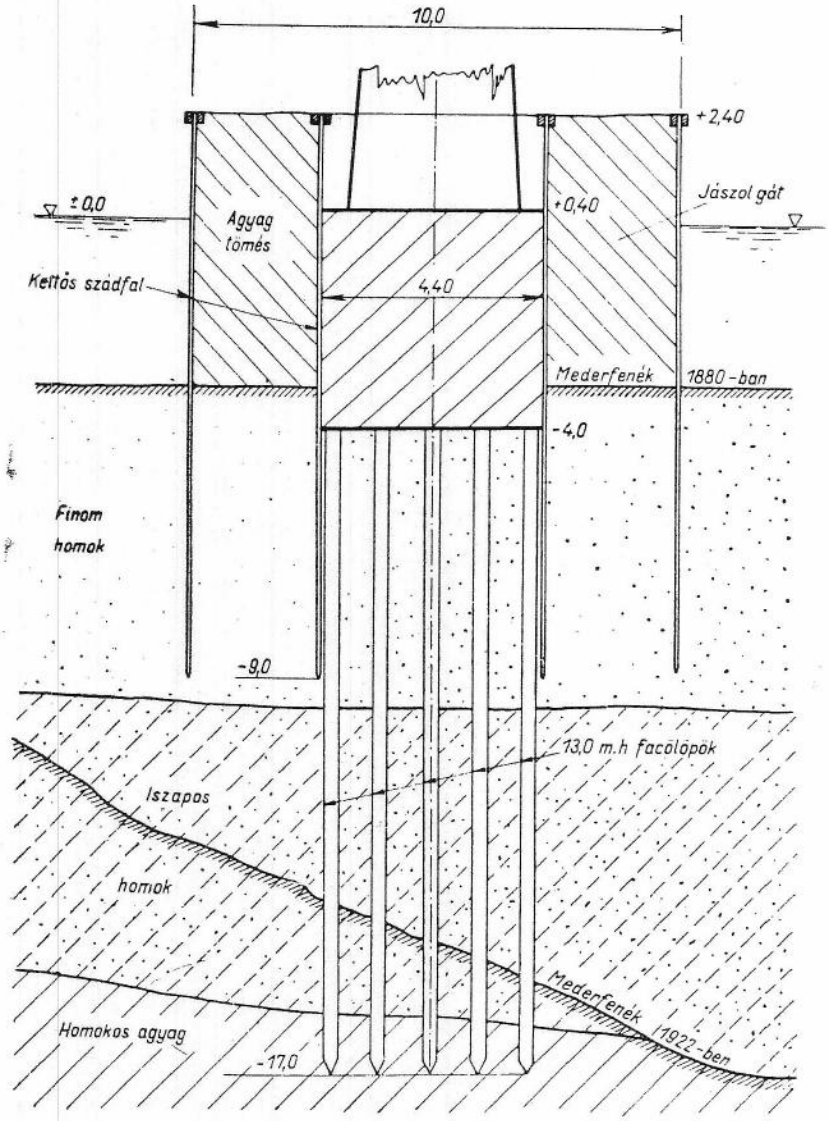
A híd beépítésével leszűkített keresztszelvényben azután egyre növekvő kimélyülések jelentkeztek. 1886-tól 1922-ig a meder a II. pillér környezetében 10 m-t mélyült és így a —17,0 m-es síkig lenyúló cölöpözési siktól nem messze —18,0 m-es medermélység is előfordult. A kimélyülések káros következményeivel szemben állandó kőszórással védekeztek. Ez azonban nem jelentett végleges segítséget. Az egyre növekvő kőhányások az átfolyási szelvényt még jobban elszűkítették és helyi örvényléseket is okozva, a sebességeket, a kimosásokat még jobban növelték. Miután a pillér állékonysága komoly veszélybe került, 1934-ben a hidat a



69. ábra. A régi vásárosnaményi híd vázlatos elrendezése

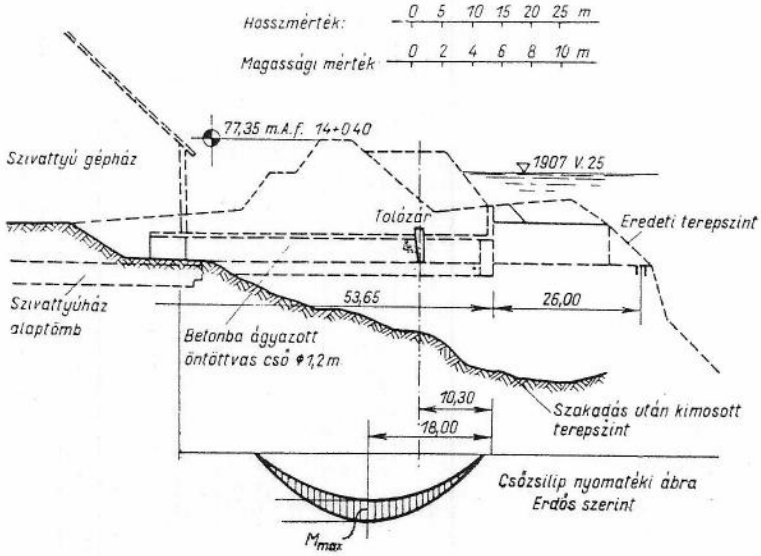
vízátfolyási szelvény növelése és a további kimélyülések megakadályozása céljából még egy 42,0 m-es oldalnyílással kibővítették és ebből az alkalomból a régi (I. sz.), jobbparti pillért szintén légnyomásosan alapozták (69. ábra). Úgy látszik, hogy a további kimélyülés erre tényleg megállt.

A második világháborúban a hidat felrobbantották és a híd újjáépítésénél — okulva a fentebb előadottakon — már eleve olyan szerkezetet választottunk, amely ezt a megbízhatatlannak látszó pillért a teherviselésből kikap-



70. ábra. A pilléralapozás készítésének metszete

csolja és a régi 60 m-es középnyílást a régi 42 m-es jobboldali nyílással egybekapcsolva, 102 m-es középnyílást hidal át. A régi, cölöpözött II. sz. pillért az új vasszerkezet szerelésénél csupán segédpillérnek használtuk fel, és amint az új híd elkészült, hozzáfogtunk a meder közepén álló és a lefolyásnak nagy akadályát képező pillér elbontásához. Alig távolítottuk el azonban a régi zárógátnak a helyenként még fellelhető és a kimélyülés felé eső cölöpfalát, a pillér alapteste mentén ferdén elnyíródott és az egész építmény a Tisza medrébe süllyedt. Nyilvánvaló tehát, hogy nemcsak a cölöpök váltak a medermélyülés következtében megbízhatatlanná, hanem az erőltetett nyíltvíztartás mellett a fellazított talajra ráépített románcement-betonalaptest betonja is teljesen rossz minőségű volt, amelyet a kőhányással megtámasztott zárógátak tartottak csak ideig-óráig együtt.



71. ábra. Rudolfsgnádi csőzsilip

42.2. A rendkívüli erőhatások között *az árvizek* valójában *rendszeresen visszatérő hatások* lévén, nem is nevezhetők rendkívülieknek, hanem *az alapok és mélyépítmények tervezésénél figyelembe veendő maximális terhelésnek.*

Már a 31.1. pontban szó volt a belvízi szivattyútelepek kedvezőtlen adottságairól és ott konkrétan egy szivattyútelep alapozása körül elkövetett hibákat ismertettem. Az alábbiakban egy csőzsilip beszakadását ismertetem. A *rudolfsgnádi csőzsilip*[9] a Dunának a tiszatorkolat alatti szakaszán a balparti védőtöltésben 1898-ban épült, ott, ahol az előpart a töltés lábához legközelebb (25 m-re) feküdt. A csőzsilip 2,1 m vastag, románcement betonba ágyazott ∅ 1,2 m és 52,5 m hosszú öntöttvascső, amelynek fenékszintje 10 m-rel a kisvízszint fölött fekszik. A csőhöz egy 26 m hosszú és 3 m széles betonfenékkel ellátott és kővel burkolt, $^6/_4$-es rézsűjű, nyitott utócsatorna csatlakozott a Duna felé, míg a cső maga a szivattyúházba belenyúlt egy átboltozott elő-

[9]) *Erdős József:* Csőzsilipek méretezése. (M. M. E. E. Közlönye 1911.)

akna közvetítésével, amely a szivattyúházba beépített szívóaknába vezetett. A szívóakna alapszintje a csőzsilip fenékszintjénél 1,8 m-rel mélyebben feküdt. Amint a 71. ábrából látható, a töltés nagymértékben egyenlőtlenül terhelte a nyomócsövet és a terhelés nagyságát fokozta, hogy a tolózáraknát a vízfelőli oldalon helyezték el és az ahhoz való hozzájutás céljából földtöltésből egy 16 m széles kezelőplatót készítettek. A cső tehát a szivattyúház felől fixen meg volt támasztva, a Duna felőli oldalon ellenben csak laza talajon nyugodott és felülről nagy és egyenlőtlen terheléseket kapott, amelyek feltétlenül hajlító igénybevételeket ébresztettek benne. A Duna vízjátéka és az árvizek alkalmával a szívóakna felé, kisvizek idején pedig a Duna felé lejátszódó vízszivárgás a cső alatti finom, iszapos homoktalajt fellazította, aminek következtében a cső valószínűleg több helyen elrepedt. A legnagyobb repedéseknek az *Erdős-féle csőzsilipméretezés* szerint a tolózárak környezetében kellett fellépniök. A legnagyobb repedések valószínűleg itt is voltak. A további aláüregelődést most már megkönnyítette, hogy a cső repedésein keresztül az árvíz az iszapos homokot időnként bemoshatta — amit a belvíz kiengedése idején a csőben kifelé folyó víz magával sodort a Dunába. Így tehát folyamatos aláüregelődés következhetett be, ami annál könnyebb volt, mert a Duna medre közel lévén, a talajban meredek és nagy sebességű áramlási, szivárgási vonalak alakulhattak ki. (v.ö. 64. ábra) Ez végül is odavezetett, hogy az 1907. május 25-i + 7,0 m szintű árvíz az aláüregelt és összerepedezett cső mentén a töltést átszakította és az egész csőzsilip beomlott, s több mint 10 000 holdnyi mezőgazdasági terület víz alá került. A veszélyt valószínűleg még fokozta, hogy az árvíz alatt a belvizet szivattyúzták és ezáltal a már megrepedt alapon keresztül a talajt is kiszívták, a szivárgást okozó vízszintkülönbséget pedig megnövelték. Érdekes megfigyelni, hogy a beszakadás vonala a mélyebben alapozott szivattyúháznál megállt és a cső betorkolló része is épen maradt a szivattyúházzal együtt, a szakadás ettől oldalt haladt tovább.

A fentiekből az a tanulság vonható le, hogy

1. az alapozási szempontból amúgyis kényes csőzsilipeket nem szabad különböző merevségű alapokra helyeznünk;

2. a kitorkolás és a vízfolyás között lehetőleg nagyobb távolságokat kell a szivárgási sebesség csökkentése céljából biztosítanunk;

3. a tolózárkamrákat kiszolgáló és nagy terhelést jelentő kezelőplatókat ne alkalmazzuk.

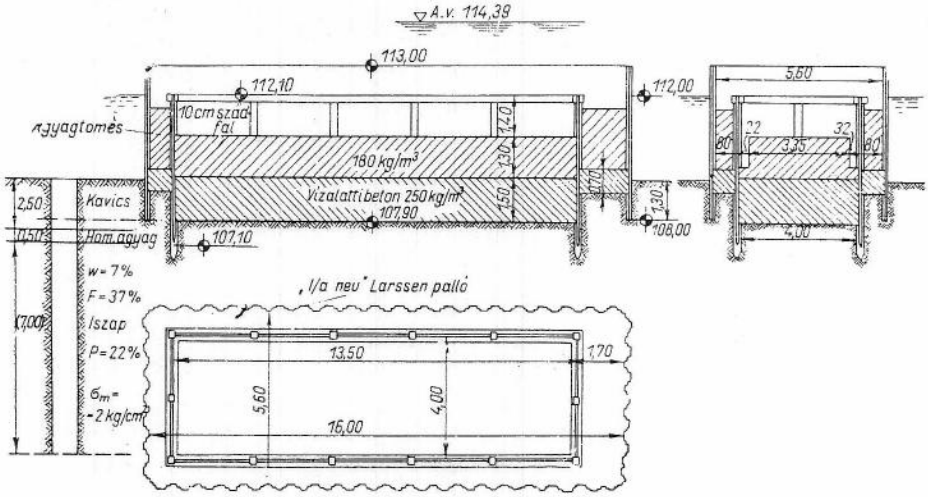
Egyébként a csőzsilipeket, vagy igen hajlékony és a változó terhelés miatt okvetlenül fellépő alakváltozásokat követni tudó szerkezettel, vagy igen merev szerkezettel kell kiképeznünk, de mindenesetre úgy, hogy a cső repedésmentessége és vízzárósága biztosítva legyen, mert különben az aláüregelődés igen gyorsan be fog következni.

42.3. Az árvizek a fent részletezett kimosó-romboló hatásokon kívül csupán *vízszintjük magasságával is nagy károkat okozhatnak* — ha a védekezésre nem készülünk fel kellő előrelátással.

Egy közúti Sajóhíd mederpillérének alapozását a 72. ábrán látható módon kívánták elvégezni.[10] Amint látható, az élővízben foglalt munkagödröt

[10]) *Harkányi János:* Miskolci Vay úti híd építése. (Magyar Technika XXV. évf. 1944. 4. szám.)

10 cm vastag és 5 m hosszú fa szádfallal vették körül, amely azonban alsó vízzárást nem biztosított, mivel csupán az iszapréteg felszínéig ért. A vízzárást víz alatti betonréteggel kívánták biztosítani, a talajt pedig a körülzárt munkagödörből víz alatti kotrással emelték ki. Mivel az építkezés elhúzódott, valamint a jobb vízzárás végett. a munkagödröt utóbb egy 5 m hosszú ideiglenes vas szádfallal is körülvették. A két szádfal közötti teret 70 cm vastag víz alatti betonfenékkel, illetőleg efölött agyagtömítéssel zárták el (jászolgát), amely a pillér körüli későbbi mederkimosások elleni védelmet is hivatva lett volna biztosítani. Azonban a vas szádfal magasságát nem választották meg



72. ábra. Vay-úti Sajóhíd pillér munkagödör körülzárása

elegendő biztonsággal. Egy koratavaszi magas árvíz, amely az addig észlelt legnagyobb szintet 9 cm-rel még meg is haladta, a vas szádfal körülzárást 1,39 m-rel meghágta és nemcsak elöntötte a munkateret, hanem a munkaállványokat, sőt a vas szádfalat is bedöntötte, miután a környezetében 2 m-es mederfenék kimélyüléseket okozott úgy, hogy a meder mélysége helyenként 1 m-rel is lejjebb került az alapfenék szintjénél. Figyelembe véve a vas szádfal amúgy is csekély befogási hosszát és alacsonyan fekvő felső élmagasságát, ez nem is volt túlságosan meglepő és csupán azzal magyarázható, hogy az építők arra számítottak, hogy az építkezést még a tavaszi árvizek bekövetkezése előtt befejezik. Ezt viszont az olvadást megelőző rendkívül hosszú és kemény tél hiúsította meg. A helyreállításra természetesen csak az árvíz levonulása után kerülhetett sor. Az elgörbült, beszakadt vasszádfal szakaszt ki kellett húzni, újjal pótolni és a fenékzárást vastagabb víz alatti betonréteggel kellett megerősíteni. Természetesen ezenkívül az árvízi iszap letakarítása és az elsodort állványok pótlása is külön költségtöbbletet és időveszteséget okozott.

Fentiekből az a tanulság, hogy egy vízfolyás élővízi medrének alapgödrét nem szabad toldozás jellegűen körülzárni és az előírt munkaidőt vagy be kell tartani, vagy pedig, ha annak betartása kétséges, akkor az árvízi biztonságot feltétlenül biztosítani kell.

43. A talaj állapotváltozásából származó teherbírás csökkenések és rendkívüli terhelések

A víz hatására a talajnak nemcsak mint teherviselő építőanyagnak változnak meg a fizikai tulajdonságai, hanem fizikai állapotjellemzőinek megváltozása a talajból származó terheléseket (földnyomás stb.) is megváltoztatja. De nemcsak a víz válthat ki ilyen hatást, hanem a talajállapotot befolyásoló más tényező is, pl. rázás, lazítás, vagy a fajlagos súrlódást és nyírószilárdságot befolyásoló egyéb tényezők. A legnagyobb mértékű ilyen rendkívüli terhelésváltozás földtömegek lecsúszásában nyilvánul meg, amire számos példa van, ezek azonban nem tartoznak az Alapozások tárgykörébe, hanem inkább a Földművek statikája tárgyalja azokat.

Számos esetről tudunk azonban, amikor a külső hatások következtében a megnőtt földnyomás okoz bajokat. A legtöbb ilyen eset támfalaknál vagy hidak ellenfalainál fordul elő. Itt a többletnyomást a kötött talajokban záporhatásból származó pórusvíznyomás, szemcsés talajokban pedig a forgalom rázó és tömörítő hatásából származó tömörödési nyomás okozza. A Reichsautobahn hídjainak ellenfalainál eszközölt mérések alapján a tényleges nyomások a Coulomb-féle aktív földnyomásnak kétszereséig is felmentek. Részben ezért mutat a legtöbb támfal vagy hídfő előredőlési tendenciát.

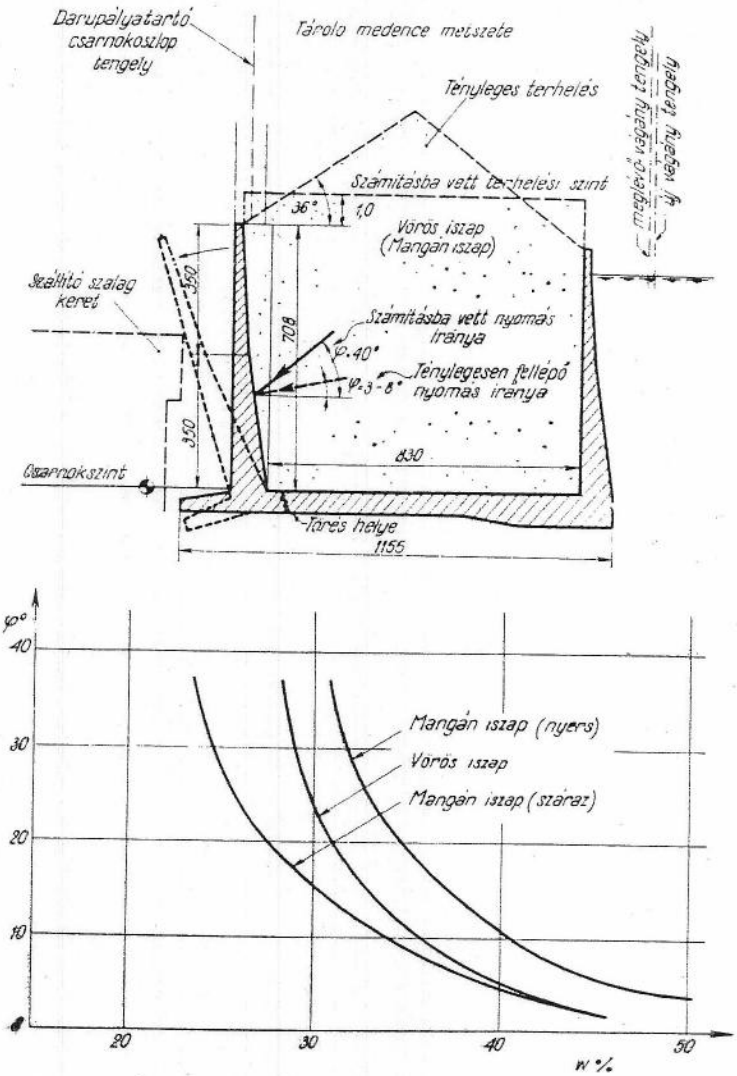
43.1. A terhelő anyag állapotváltozásából, ill. állapotának helytelen megítéléséből származó építési károsodás mutatkozott meg egy *érciszaptároló medencénél*, amelynek metszetét a 73. ábra tünteti fel.

A medence jobboldali fala a mintegy 7 m magasságú földoszlopot támasztja meg, melynek tetején az anyagszállító vasúti vágányok is elhelyezkednek, míg a baloldali fal szabadon áll és gyakorlatilag az alsó csarnokszinten levő fenéklemezbe van csak befogva. A négyrekeszes medencét vörösiszap tárolására tervezték, amelynek belső szintjét az oldalfalak szintje fölötti 1 m-es magasságban, talajfizikai adatait pedig $\gamma = 2{,}0$ t/m^3, $\varphi = 40°$ értékekkel vették fel, amelyek a későbbi vizsgálatok szerint 15—20% körüli víztartalmú konszolidált anyag jellemzőinek tekinthetők. A tervezésnél tehát a konszolidált száraz állapotot vették tekintetbe.

A medence éveken át teljesítette feladatát, amikor egészen váratlanul középső két rekeszének oldalfala a jelzett helyen elrepedt és az ábrán pontozott helyzetet elfoglalva teljesen kidőlt.

Az elrendelt vizsgálat megállapította, hogy a kérdéses időpontot közvetlenül megelőzően a medence szomszédságában (40—50 m távolságban) levő egyik nagyolvasztóban egész napon át befagyott vasolvadékot (medvéket) robbantottak és a kidőlés időpontjában a felső daruszerkezeten a dőlés irányában — tehát a keresztmetszetre merőlegesen — egy nagyobb súlyt mozgattak. Ezek a jelenségek azonban csak a végső lökést adhatták meg a kidőlés bekövetkezéséhez, amely a határegyensúlyi állapot felborulásához vezetett. A kritikus helyzet valódi okát a tárolt érciszappal utólag végrehajtott talajfizikai vizsgálatok adták meg. Ezek során kiderült, hogy a tárolt érciszap belső súrlódási szöge rendkívüli mértékben függ a víztartalomtól. Az ábrán feltüntetett grafikon mutatja, hogy ha a víztartalom a tervezésnél alapul vett 22%-os érték helyett $w \simeq 30\%$-ra emelkedik, akkor φ értéke 10° alá csökken és ez nemcsak

a földnyomási tényező $\lambda = \mathrm{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)$ értékét növeli többszörösére, hanem a falakra kifejtett belső nyomás irányát is egészen közel hozza a vízszinteshez s így végeredményben a befogási nyomatékot sokszorozza meg.



73. ábra. Érciszap tárolómedence oldalfal bedőlésének vázlata

Megállapítást nyert, hogy a vasúti kocsikban odaszállított nyers iszap víztartalma a markolókkal történő betárolásnál rendszeresen 25% fölött volt, tehát a nagymértékű nyomásnövekedés feltétlenül előállott. Sőt, az anyag lassú konszolidációja miatt ez a terhelés tartósan hatott. Fokozta a bajt,

hogy az eredetileg tervezett vörösiszap helyett a medencében mangániszapot is tároltak, melynek belső súrlódási szöge még konszolidált állapotban sem haladta meg a $\varphi = 16°$-ot, amely a betárolási állapotban $\varphi \cong 8°$ körüli értékre szállott le. A betárolt nyers mangániszap helyszínen mért talajfizikai jellemzői : $w = 29{,}2-41\%$, $P = 51{,}2\%$ és $F = 81{,}5\%$, amely adatok azt mutatják, hogy erősen kolloidális jellegű anyagról van szó, amelynek konszolidációja rendkívül hosszú ideig tart. (Az eredetileg tervezett vörösiszap $P = 25{,}4\%$ és $F = 42\%$ értékek mellett sovány agyagtalajnak tekinthető.) Megállapítást nyert az is, hogy a $p = 1$ kg/cm²-nél nagyobb függőleges terhelések mellett a konszolidáció folyamata teljesen lelassul és a kiszoruló pórusvíz hatására az anyag teljesen folyóssá válik ; belső súrlódási szöge $\varphi = 2-4°$ körüli értékre zuhan le. Különösen káros hatása volt tehát annak, hogy az anyagot a tervezett szintnél magasabban tárolták (73. ábra), amely a tényleges terhelő magasság megnövelésén kívül az anyagot helyenként teljesen folyós állapotba hozhatta. Az ilyen folyós állapotban levő tömeg a robbantás okozta rezgéseket teljesen átvette és e dinamikus lökések következtében dőlhetett ki a medence oldalfala.

Kétségtelenül káros volt az is, hogy a betárolt érciszap víztartalmának mesterséges csökkentéséről, főként pedig a kiszoruló pórusvíz rendszeres elvezetéséről nem gondoskodtak, mert ez a konszolidációs időt lényegesen lerövidítette volna. Hogy a megfelelően konszolidálódott érciszap talajfizikai jellemzői jobban megközelítették az eredetileg felvett értékeket, azt a medence különböző mélységeiből kivett minták mutatták, amennyiben a hosszabb idő óta tárolt alsó rétegekben $\varphi = 36°$ és $\gamma = 2{,}2$ t/m³ körüli értékeket találtak, ugyanakkor, amikor a felsőbb rétegekben $\varphi = 3-8°$ és $\gamma = 1{,}8$ t/m³ körül mozgott.

43.2. A talaj állapotváltozásából igen gyakran származnak káros süllyedések és alapozási hibák már a munkagödör kiemelése során is. Ha a munkagödör fenékszintje nincsen tökéletesen víztelenítve, illetőleg nincs a víz az alapsíkról tökéletesen levezetve, hanem pl. egyes mélyedésekben, tócsákban gyűlik össze, akkor akár kotrókkal, akár kézi erővel történik a földkiemelés és a falazás (betonozás), a talaj állapota megváltozik. A kotrógépek lánctalpai ugyanis a kotróedény földbemarásakor a talajba süllyednek, a víz odafolyik és ürítéskor a talpak tehermentesülvén, részben visszanyomódnak, a víz alájuk folyik, a legközelebbi földbemaráskor már vízzel gyúrják át a talajt, amely fokozatosan elpépesedik. Az átgyúrás hatása egyre nagyobb környezetre és egyre nagyobb mélységre terjed ki, és nemcsak kötött talajokban, hanem finom homoktalajokban is észlelhető. Sőt nemcsak gépi földkiemelés, hanem kézi földkiemelés esetén is bekövetkezhet, ha a munka víz alatt, vagy nem teljesen víztelenített felületen folyik. A felpuhult, átgyúrt talaj az eredeti állapotánál sokkal nagyobb mértékben nyomódik össze és így nem várt nagyságrendű és sokszor egyenlőtlen és káros süllyedésekre vezet.

Az átgyúrási mélység gépi földkiemelésnél a víz mennyiségétől, a terhelés nagyságától és az ismétlések számától függően 0,5—1,0 m mélységig terjed. Gondoskodni kell tehát arról, hogy az utolsó réteg eltávolítása már ne nehéz gépekkel, hanem könnyebb gépekkel, esetleg kézi erővel történjék.

Mindamellett *a legfontosabb az alapfelületről a víz tökéletes elvezetése,* mert különben akárhányszor is ismételjük meg a legfelső réteg eltávolítását, a vízzel

újra és újra át fogjuk ismét gyúrni azt, amint az egy duzzasztógát alapgödrében velem is megtörtént.

Ugyanígy gondolni kell a felső réteg átázására akkor is, ha az alapgödör kiemelése után nem azonnal következik a falazás és közben a csapadékvíz átáztathatja és felpuhíthatja a felszínt. Ilyenkor tehát célszerű a földkiemeléskor egy 20 cm vastag védőréteget az alapgödörben bennhagyni és ezt csak közvetlenül a betonozás megkezdése előtt eltávolítani.

Ezenkívül nagyon előnyös lehet a kötött talajfelszín tetejére min. 10 cm vastag homokos kavicsréteget teríteni, mely nemcsak védi a talajfelszínt az időjárás viszontagságaitól, hanem el is vezeti a vizet a legfelső talajrétegből, ha az valamilyen okból mégis átnedvesedett. Ezenkívül meggyorsítja a konszolidációs folyamatot is.

Különösen veszélyes lehet, ha a felpuhult talajfelszínre kerülő alaptestet nem teljesen sík felülettel indítjuk, hanem pl. a falazáshoz nagyobb köveket, betontömböket használunk. Ha az épület nem egységes felfekvő felülettel támaszkodik a talajra, hanem csupán egyes kövek kiálló felületével, azok nagyon be fognak mélyedni a talajba, mely közöttük a hézagokban felnyomódik és végeredményben az építmény rendkívüli mértékű süllyedését idézi elő. Példa erre, hogy ha a makadámutak alapkőrakatát nem a kötött talajra helyezzük közvetlenül, mely a tavaszi olvadáskor felpuhulhat, hanem homok-, majd kavicságyazatot iktatunk közbe, az alapkő nem fog kifordulni és kiborulni, mert a homokrétegen keresztül csak a víz nyomódik fel, a talaj maga az egyenlőtlen terhelés következtében nem tud a hézagok közé felnyomódni.

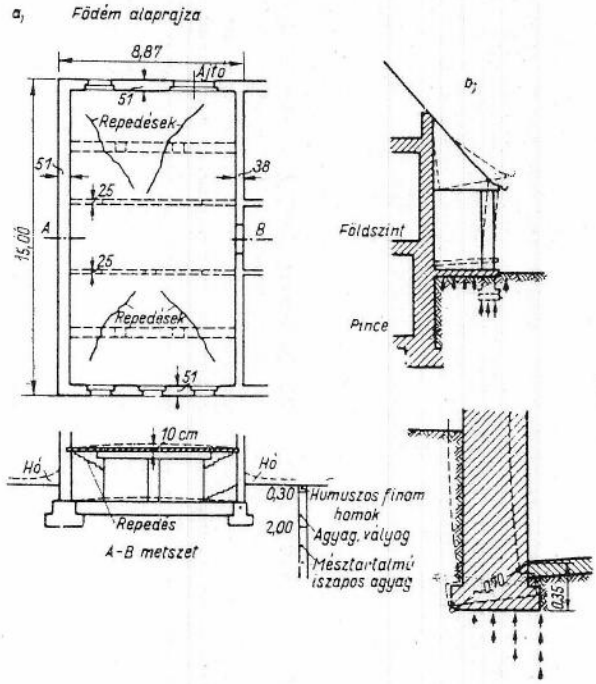
44. Fagy-, hőmérsékleti és biológiai hatások következtében előálló károsodások

A talajmechanikából ismeretesek a telfagyások okai és a jéglencseképződés folyamata, feltételei. Ha egyenletes szemnagyságú talajban több mint 3% a 0,02-mm-nél kisebb szemnagyságú frakciók mennyisége, vegyes szemnagyságú talajban pedig 10%-nál több 0,02 mm alatti szemcse van, továbbá, ha a talajvíz fagyhatáron belül van, akkor a talaj építmények szempontjából *fagyveszélyes*.

44.1. A 74/*a* ábrán látható *négyemeletes épület* építése nem fejeződött be tél előtt és *pincéje télre ablak és ajtó nélkül maradt*. Noha a pinceablakokat bedeszkázták, az erős fagy a pincetérben az 1 m vastag pincepadozat alá hatolt és ennek közepét 10 cm-rel megemelte. A külső falak a talaj- és hótakaró következtében az alapozási sík alatt védve voltak. Természetesen ez a külső védelem csak addig lesz a belsőnél nagyobb, amíg az építkezés nincs befejezve. Sőt ilyenkor elferdülés is állhat elő (74/*c* ábra) abból kifolyólag, hogy a földtakarás vastagsága és így a fagy elleni védelem nem egyforma a külső fal alapja alatt. Az ilyen hatásból a keresztfalakra az elferdülésnek megfelelő befogási nyomaték is átadódik. A pincepadozat emelkedése a bennhagyott támaszok miatt tovább adódott a pincefödémre, amely szintén 10 cm-t emelkedett és a deformáció folytán az alaprajzban mutatkozó helyeken elrepedt. A fúrások 2 m mélységben a térszín alatt tömör fekvésű, agyagos, iszapos, mésztartalmú finom homoktalajt tártak fel (hordalék márga). A természetes víztartalom: $w = 18\%$ és a talajvízszint 1,80 m-rel volt a térszint alatt.

A fagyemelkedés a részletezett körülmények mellett mégis végbement és olvadáskor, tavasszal, nagyrészt ismét visszaszállott.

A pincehelyiségek átfagyása különösen a szigetelt pincetérség alsó szigetelésének megsérülése esetén okozhat bajokat. Ezeket a helyiségeket ugyanis a talajvíz ellen vízzáró szigeteléssel kell védeni, ha a talajvízszint a pincepadlószint fölé emelkedhetik. Ezt a vízzáró szigetelést rendszerint a falazással egyidejűleg készítik a pincepadló lefektetése előtt. Ennek azután az az eredménye, hogy amikor később a teherviselő falak a terhelés következtében a pincepadló egy részével megsüllyednek, a terheletlen pincepadló helyben marad, a süllyedéskülönbség következtében a padlózat elreped a szigeteléssel együtt és a helyiségbe betódul a talajvíz. Ez azután nemcsak állandó fagykárokat, hanem teljes átnedvesedést is okoz és a pinceteret használhatatlanná teszi. A védekezés helyes módja, hogy a pincepadozatot a szigeteléssel együtt csak az építkezés befejezése és a főfalak süllyedésének lejátszódása után kell elkészíteni és a falakon átmenő elválasztó szigetelő rétegben csatlakozó szegélyeket kell ráhagyni. Ez a módszer egyébként a 74/*a* ábrán feltüntetett eset ellen is véd, mert ha a padozat és a közfalak a hideg beállta előtt a félig kész épületben nem készülnek el, akkor a talaj fagyemelkedése nem okozhat a közfalakban és a födémben sem károkat.

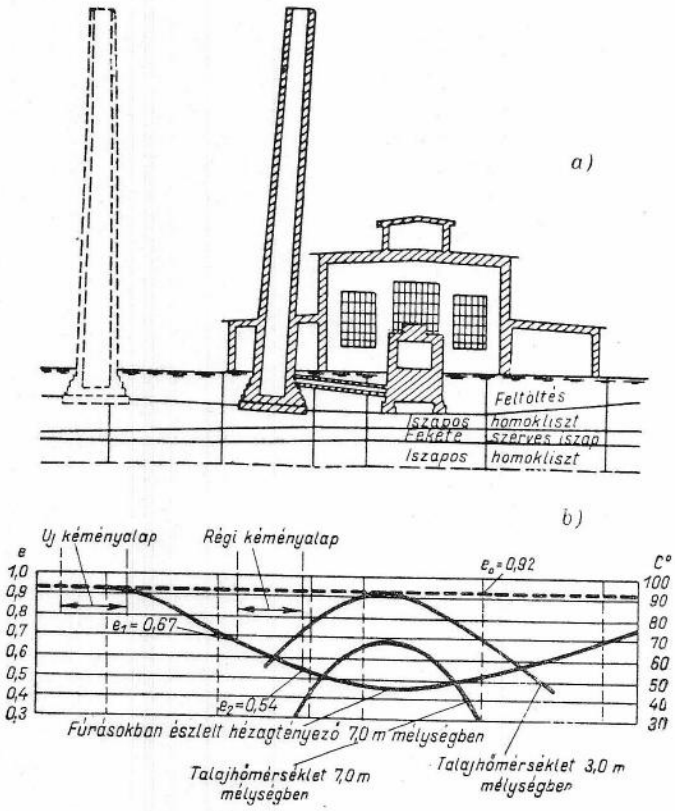


74. ábra. Felfagyási példák

Másik példa szintén típust ábrázol, amikor *a nem eléggé mélyen alapozott külső bejárati előtető támasztó pillér* aránylag sekély fekvésű alapozása alá hatolhat a fagy. A fagyemelkedések ekkor a 74/*b* ábrán látható deformációkat és károsodásokat okozták. Viszont a kellő mélységre levitt alapoknál a legkeményebb télben sem fordult elő semmiféle baj. Tanulság tehát, hogy kis terhelésű építmények alapjait is fagyhatás ellen biztonságos mélységre kell levinni. (Sorozatosan fordulnak elő ilyenfajta károsodások falazott kerítések alapjainál is.)

Fagyhatásból származó épületkárok állhatnak elő hűtőházak alapjainál is. Viszont kazánok alapjainál is keletkezhetnek a hőhatás miatt károk, mert *az agyagtalajok a kiszáradás következtében erősen zsugorodnak.*

44.2. Jellemző példa erre az *FTI* kiállításán bemutatott *üveggyári kémény elferdülése.* Az üveghuta, a hőlégvezető csatorna és a kémény elrendezését a talajrétegeződéssel együtt a 75/*a* ábra tünteti fel. Amint látható, ezek az építmények iszapos homokliszt rétegen állnak, amely alatt azonban 1 m vastag fekete szerves iszapréteg fekszik. Ez a szerves, fekete iszapréteg a hőmérséklet hatására zsugorodik és a hézagtényezőjét eléggé nagy mértékben változtatja. A 75/*b* ábrán látható a talajhőmérséklet változása 7,0 m és 3,0 m mélységben a kemence és a kémény környezetében. Ugyanott fel vannak tüntetve a végzett kutatófúrásokból vett mintákból megállapított hézagtényezők is. Látható, hogy míg a kémény alapjának egyik szélén az eredeti hézagtényező 0,92-ről 0,67-re száll le a hő okozta zsugorodás következtében, addig a kemencéhez közelebb levő széle alatt 0,92-ről 0,54-re. Az ezen különbségnek megfelelő fajlagos összenyomódás különbség:



75. ábra. Üveggyári kémény elferdülése

$$\varepsilon = \frac{\Delta e}{1 + e} = \frac{0{,}67 - 0{,}54}{1 + 0{,}67} = 0{,}078$$

és az ennek megfelelő süllyedéskülönbség:

$$\Delta s = \Delta\varepsilon \cdot h = 0{,}078 \cdot 100 \text{ cm} = 7{,}8 \text{ cm}.$$

Ezt az 5 m széles alapra vonatkozó elferdülést a kémény hosszára vetítve 60 cm vízszintes elmozdulást kapunk. Azonban a szerves iszapréteg alatti homokliszt rétegben is felléptek még zsugorodáskülönbségek, amelyek az elferdülést végeredményben annyire megnövelték, hogy a kéményt le kellett bontani. A vizsgálatok alapján az *FTI* azt javasolta, hogy a kéményt a hőmérsékletváltozás által befolyásolt zónán túl a pontozással jelölt helyen építsék fel.

43.3. Hasonló következményekkel jár a *növényzet* is, amelyet *zsugorodó agyagtalajban* az építmények közelébe telepítettünk. Az angliai építéstudományi intézet (Building Research Station) watfordi megfigyelései szerint a magas kolloidtartalmú és zsugorodásra hajlamos agyagtalajokra állított építmények sík alapjai egyenlőtlenül fognak süllyedni annak következtében, hogy a fák gyökerei elszívják az agyagtalaj víztartalmát és az annak következtében zsugorodik, hézagtérfogata csökken és a fölötte levő építmény lesüllyed. Számos építmény határfala repedt meg ezen hatás következtében, mely számszerűleg az előző példával analóg módon magyarázható.

Ismeretes, hogy a fák gyökérzete igen nagy távolságra terjed szét és ezért azt a gyakorlati szabályt írták elő, hogy a fák legkisebb távolsága valamely építménytől legalább annyi legyen, mint a magasságuk. *Fákat ültetni,* vagy megtartani valamely építmény közelében ilyen kötött talajokban tehát csak a várható, vagy meglevő magasságuknak megfelelő távolságban szabad.

Ezen nedvességelszívásból származó hatáson kívül a fák gyökérzete a falazat fugáiba behatolva, vagy az alapsík alá kerülve közvetlen mechanikai feszítő, emelő hatásával is okozhat repedéseket.

Az ilyen talajok zsugorodása egyébként *a nyári meleg és a napsütés hatására* is bekövetkezhet és emiatt rendszeresen tapasztalható, hogy száraz nyári időszakban az ilyen talajokra emelt épületeken repedések jelentkeznek. A víz párolgása és a pórusokból való eltávozása ott a legerősebb, ahova a nap legtovább és legzavartalanabbul süt, tehát rendszerint az épület déli és nyugati oldalán. A talaj zsugorodása ezért az épület déli sarkán lesz a legnagyobb, amely ennek következtében ferdén lereped. Miután a napmeleg hatására fellépő zsugurodás csak 1,5—2,0 m mélységig terjed, az általa keletkezett süllyedések és repedések azoknál az épületeknél szoktak előfordulni, amelyek nincsenek alápincézve.

IRODALOM

[1] *Dr. Széchy K.:* Érdekes feladatok a gyakorlati alapozás köréből. (Mérn. Tov. K. 40. füzet. 1943.)

[2] *Rolt Hammond:* Engineering Structural Failures (Odhams Press Ltd. London. 1956.)

[3] *Dr. Széchy K.:* Alapozási és talajmechanikai tapasztalatok építkezéseinknél. (M. T. A. Oszt. közl. XIX. köt. 1—3. szám. 1956.)

[4] *Die Bautenschutz.* c. folyóirat 1935—1942. évfolyamai.

[5] *Dr. Széchy K.:* Alapozás I. 2. kiadás (Műszaki Kiadó. 1957.)

[6] *Kézdi Árpád:* Talajmechanika I. (Tankönyvkiadó. 1952.)

[7] *Gabos György — Varga Márton:* Budapesti épületek fokozott avulásának okai. (Magy. Építőipar. 1957. 1—2. szám.)

[8] *Rétháti László:* Egy téglagyári műszárító épület süllyedésvizsgálata. (Mélyép. Tud. Szemle. 1955. 7. sz.)

[9] *Dr. Alois Myslivec:* Poruchy na stavbach zpusobene základovym podlozim. (Alapozási hibákból eredő épületkárok. Inzenyrské Stavby. 1956. 9. szám.)

[10] *V. K. Dmohovszkij:* Az altalaj és az alapok megrongálódása. Аварии в области оснований и фундаментов в современном капитальном строителстве СССР и соответствующие выводы.

[11] *J. H. Feld:* Foundation Failures (Eng. News. Rec. 1953.)