

M Ű E G Y E T E M 1 7 8 2

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem

Építőmérnöki Kar

Tudományos Diákköri Konferencia

Acélhidak fáradási élettartamának becslése szerkezeti monitoring alapján

Készítette: Dudás Klára

építőmérnök hallgató

Konzulens: Dr. Dunai László, egyetemi tanár

Hidak és Szerkezetek Tanszék

Acélhidak fáradási élettartamának becslése szerkezeti monitoring alapján

Összefoglalás

Az építőmérnöki gyakorlatban hidak állapotának vizsgálatára egyre gyakrabban építenek ki szerkezeti monitoring (Structural Health Monitoring – SHM) rendszereket. Ezek segítségével lehetőség nyílik a közlekedési hálózat szempontjából fontos létesítmények sértetlenségének, tartósságának és megbízhatóságának meghatározására. A monitoring rendszerek alkalmazásával kimutathatjuk a szerkezet rendellenességeit, a híd károsodásait, valamint következtethetünk a szükséges javítások mértékére is. A világban már számos helyen sikerrel alkalmazzák ezen mérési rendszereket.

Mérnöki szerkezetek vizsgálata során alapvető feladat az ismétlődő hatásoknak kitett szerkezeti elemek fáradási analízise. Hidak esetén ezen fáradásvizsgálatokat elvégezhetjük az SHM rendszerek alkalmazásával is. A fáradási károsodás meghatározására számos elméletet, illetve vizsgálati módszert dolgoztak ki, melyek közül a legfontosabbak a lineáris károsodási hipotézisen, törésmechanikai elveken, illetve az ún. károsodási mechanikai (CDM) modellen alapulnak. A szerkezeti monitoring alapú analízis segítségével következtethetünk arra, hogy meglévő híd esetén a tervezetthez képest hogyan változik a híd élettartama fáradás hatására.

Jelen TDK dolgozatban a Szabadság híd fáradási élettartamának vizsgálatát időszakos monitoring rendszer szolgáltatása alapján hajtottam végre. A Szabadság hídon 1997-ben és 2006-ban végeztek helyszíni vizsgálatokat, melyek magukban foglalták két főtartóelem feszültségmérését. A mérési eredmények alapján meghatároztam a tipikus forgalmi jelenségeket, majd becsléseket hajtottam végre a jövőben várható forgalmi viszonyokra. A mért feszültségtörténetek alapján előállítottam a tipikus forgalmi helyzetekre vonatkozó feszültségspektrumokat, majd a lineáris károsodási hipotézis alkalmazásával kiszámítottam a fáradási károsodás mértékét. A híd előzetes és aktuális forgalmi viszonyainak feltételezésével becslést adtam a híd fáradási élettartamára.

Kulcsszavak: acélhíd, monitoring rendszer, fáradási élettartam, Szabadság hí

Fatigue life prediction of steel bridges using structural health monitoring system

Abstract

Over the last two decades in order to ensure bridge safety, Structural Health Monitoring (SHM) System has been devised to monitor the structural health and performance of steel bridges. It is important to understand the safety and serviceability performance of these critical infrastructure components. SHM is a new and improved way to determine the integrity, durability and reliability of these structures. By using these systems, it is possible to detect deterioration, to determine anomalies and to assess the safety level which will allow optimum maintenance strategies. On-structure long-term monitoring systems have been already successfully implemented on bridges all around the world.

Fatigue is an essential failure mode of steel bridges under traffic loadings, because this live load may lead to failure of material even when the load level is much lower than for the ultimate limit states. This suggests that the fatigue analysis is significant for the safety of these bridges. The fatigue damage assessment and life prediction of steel bridges can be carried out by using online structural health monitoring data. There have been several researches on fatigue damage analysis and life prediction theories. The basic methods are the Palmgren-Miner linear damage hypothesis; the fracture mechanics crack growth model and the nonlinear fatigue damage model, based on continuum damage mechanics (CDM).

The aim of this study is to evaluate the fatigue damage and service life of the Liberty Bridge based on strain history data. In 1997 and 2006, two experimental investigations were done by the Department of Structural Engineering, and particular emphasis was paid to the fatigue behaviour of two main truss components of the bridge. Based on the measured data of strain-time history, I defined the typical traffic effects and determined the stress spectrum. By using the linear damage hypothesis I determined the fatigue damage and predicted the service life of the bridge.

Keywords: steel bridge, structural health monitoring system, fatigue life, Liberty Bridge

Tartalomjegyzék

1. Bevezetés
2. Szerkezeti monitoring rendszerek
 - 2.1. SHM általános ismertetése
 - 2.2. SHM kialakulása, fejlődése
 - 2.3. Adatszerzés módja
 - 2.4. Hidak vizsgálata SHM rendszerek segítségével
 - 2.5. Megvalósult példák
3. Szerkezeti monitoring alapú fáradásvizsgálat
 - 3.1. Általános elvek
 - 3.2. Fáradás jelensége
 - 3.2.1. Fáradás folyamata
 - 3.2.2. Fáradást befolyásoló tényezők
 - 3.3. Fáradásvizsgálat monitoring rendszerek alkalmazásával
 - 3.3.1. Fáradásvizsgálati módszerek
 - 3.3.1.1. Lineáris károsodási hipotézis
 - 3.3.1.2. Törésmechanikai módszeren alapuló fáradásvizsgálatok
 - 3.3.1.3. Károsodási mechanika alapú fáradási modell
 - 3.4. Összefoglaló megállapítások
4. A Szabadság híd korábbi fáradásvizsgálatai
 - 4.1. Szabadság híd
 - 4.1.1. Szerkezeti jellemzés
 - 4.1.2. Történeti áttekintés
 - 4.1.3. Korábbi vizsgálatok
 - 4.1.3.1. Az 1997-ben végzett vizsgálatok
 - 4.1.3.2. A 2006-ban végzett vizsgálatok
5. Szabadság híd fáradásvizsgálata időszakos monitoring rendszer alkalmazásával
 - 5.1. Időszakos monitoring rendszer alkalmazása
 - 5.1.1. Forgalom kialakulása a Szabadság hídon
 - 5.1.1.1. A hídon közlekedő járművek
 - 5.1.1.2. A híd élettartamának felosztása
 - 5.1.2. Tipikus forgalmi jelenségek
 - 5.1.3. Lineáris károsodási hipotézis alkalmazása
 - 5.1.3.1. Feszültséglengések meghatározása
 - 5.1.3.2. Fáradási károsodás számítása
 - 5.1.3.3. Fáradási élettartam becslése
 - 5.1.3.4. Az eredmények értékelése
 - 5.1.4. A Szabadság híd fáradásvizsgálata CDM alapú módszerrel
6. Értékelés
7. Köszönetnyilvánítás
8. Felhasznált irodalom

1. Bevezetés

Jelen TDK dolgozat célja a szerkezeti monitoring alapú fáradásvizsgálati módszerek bemutatása, illetve konkrét szerkezeten való alkalmazása. Az építőmérnöki gyakorlatban egyre gyakrabban kiépített szerkezeti monitoring (SHM) rendszerek segítségével acélhidak fáradási károsodása, illetve várható élettartama meghatározható.

A dolgozat első részében összefoglalom az SHM rendszerek jellemzőit, ismertetem a rendszerek felépítését, általános működésüket. A monitoring során alkalmazott adatszerző és feldolgozóegységek bemutatása után a hidak szerkezeti monitoring alapú vizsgálatára határozok meg néhány alapelvet. A fejezet végén számos külföldi és hazai példát említek, melyeken már sikeren alkalmazzák ezen rendszereket.

Acélhidak élettartamuk során erősen változó terhelésnek vannak kitéve, ennek következtében fáradásra rendkívül érzékenyek. Biztonságuk szempontjából ezért nagyon fontos a megfelelő fáradásvizsgálatok elvégzése. Dolgozatom második részében tehát a fáradás jelenségének, valamint a folyamatot befolyásoló tényezők ismertetése után a mérnöki gyakorlatban leginkább használt fáradásvizsgálati eljárásokat mutatom be. A leggyakrabban alkalmazott eljárások többek között a lineáris károsodási hipotézisen, valamint a törésmechanikai elveken alapulnak. A legújabb fáradásvizsgálati módszerek a szerkezeti monitoring rendszer szolgáltatotta adatok felhasználására épülnek. A fejezetben tehát részletesen bemutatásra kerül egy ún. károsodási mechanikai (CDM) modellen alapuló eljárás is.

Dolgozatom utolsó részében a Szabadság híd fáradási vizsgálatát hajtom végre. A számítások elvégzéséhez időszakos monitoring rendszer szolgáltatotta adatok állnak rendelkezésemre. A Szabadság híd történetének, illetve szerkezeti rendszerének áttekintése után ismertetem a korábban elvégzett vizsgálatok (1997, 2006) menetét. A forgalmi jelenségek és a feszültségadatok elemzése után a lineáris károsodási hipotézist alkalmazva meghatározom a híd fáradási károsodását, valamint az előzetes és aktuális forgalmi viszonyok feltételezésével becslést adok a híd fáradási élettartamára. Végül elvi szinten ismertetem a károsodási mechanika alapú fáradásvizsgálatot is.

2. Szerkezeti monitoring rendszerek

Az építőmérnöki gyakorlatban fontos feladat a szerkezetek használati állapotban való vizsgálata, mivel működés közben viselkedésük jelentősen eltérhet a mérnökök által tervezettől. Szerkezetek állapotának ellenőrzésére már korábban is végeztek rövidebb idejű vizsgálatokat, napjainkban azonban kiemelt jelentőségű építmények esetében követelmény lehet a valós idejű, folyamatos megfigyelés.^[1]

A hidak világszerte fontos szerepet töltenek be a közlekedési hálózatokban. Érdeemes azonban megjegyezni, hogy a megépült acélhidak egy része már elérte esetleg meghaladta eredeti tervezési élettartamát. A közlekedési igények növekedése miatt ilyen szerkezetek esetén jelentős problémák merülhetnek fel, mivel napról-napra egyre nagyobb forgalmi terheket, illetve ebből adódó károsodásokat (pl. fáradást) kell elviselniük. Ennek következtében hidak állapotának vizsgálatára egyre gyakrabban építenek ki szerkezeti monitoring (Structural Health Monitoring - SHM) rendszereket, melyek alkalmazásával kimutathatjuk a szerkezet rendellenességeit, a híd károsodásait, valamint következtethetünk a szükséges javítások mértékére is.

2.1. SHM általános ismertetése

A szerkezeti monitoring rendszerek (SHM) fő célja, hogy minden pillanatban megfelelő információt kapjunk az alapanyagok, a különböző szerkezeti részletek, valamint a teljes szerkezet állapotáról.^[2]

A rendszerek kiépítése alapján két alapvetően elkülönülő típust különböztetünk meg. A híd teljes élettartama során végzett vizsgálatokhoz *folyamatos monitoring rendszereket* alkalmazunk, melyek a híd állapotáról minden pillanatban szolgáltatnak adatokat. Az *időszakos monitoring rendszer* esetén ezzel szemben rövidebb ideig (néhány naptól néhány hónapig) végzünk méréseket. A két rendszer közötti alapvető különbség azonban nem csak a vizsgálat időtartamában nyilvánul meg. Nagy eltérés van az alkalmazott szenzorok típusában, kiépítési módjában, a mért adatokban, azok tárolásában valamint feldolgozásában is.

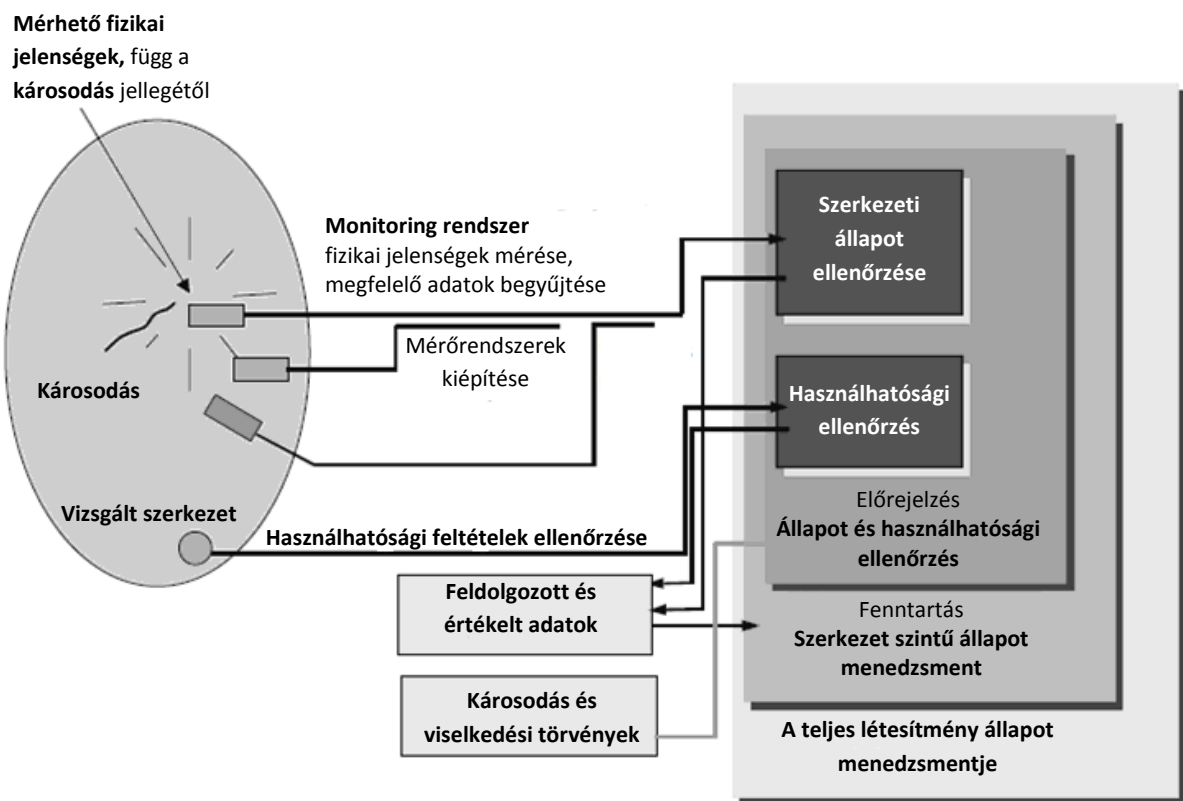
Folyamatos monitoring esetén nagyon nagy mennyiségű adat áll rendelkezésünkre, melyek kezelése komoly feladatot jelent a mérnökök számára. Ehhez egy megfelelően kiépített, jól működő adatgyűjtő, tároló és online feldolgozó rendszer szükséges, melyek segítségével azonnali következtetéseket tudunk levonni a híd aktuális állapotáról. Időszakos

vizsgálatok esetén a hídszerkezet mérés kori állapota ítéhető meg és ebből extrapolálással becsléseket végezhetünk a híd megbízhatóságára, jövőbeli viselkedésére.

A monitoring folyamata öt fő szakaszra osztható:

1. érzékelés,
2. adatszerzés,
3. adattovábbítás,
4. adattárolás, feldolgozás,
5. állapot-meghatározás, becslések, következtetések levonása.

Az 1. ábra az SHM rendszerek általános felépítését mutatja.^[2]



1. ábra SHM rendszerek felépítése^[2]

A szerkezeti monitoring során a károsodások következtében fellépő fizikai jelenségek a szerkezetre kiépített különböző szenzorok segítségével mérhetők. Az általuk kibocsátott jeleket (általában elektromos jelek) a megfelelő berendezések segítségével összegyűjtik, majd továbbítják egy adattároló rendszernek. A mérések során olyan típusú érzékelőket is alkalmaznak, melyek nemcsak a fizikai, hanem a környezeti paraméterekről is adnak információkat. A különböző szenzorok által szolgáltatott adatok összevonása után a

viselkedési törvények (behavior laws) és a károsodási mechanizmusok ismeretében, egy megfelelő algoritmus alkalmazásával megállapítható a szerkezet állapota.^[2]

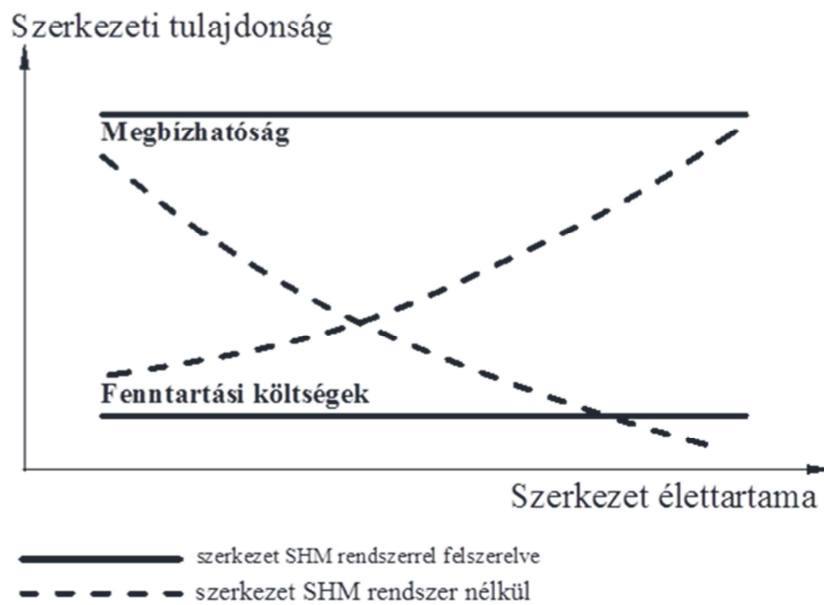
Szerkezeti monitoring rendszereket széles körben alkalmaznak tengeri létesítmények, hajók, repülőgépek, stb. vizsgálata során. Az építőmérnöki gyakorlatban legfőképpen hidak esetében építenek ki ilyen SHM rendszereket.

A folyamatos monitoring mind a gyártók, mind a tulajdonosok számára előnyt jelent, mivel lehetővé teszi a szerkezet gazdaságos fenntartását, elkerülhetőek a katasztrofális hibák, sérülések, valamint jelentősen egyszerűsítheti a fenntartási munkák megszervezését is.^[2] A monitoring által szerzett tapasztalatok alapján pontosíthatók a szerkezeti modellek és méretezési eljárások, amely gazdaságosabb és egyben biztonságos tervezést eredményezhet.

Alkalmazásuk további előnye, hogy a megfelelő adatok kiértékelésével lehetőségünk nyílik a szerkezetek biztonságának, megbízhatóságának és használhatóságának meghatározására. Mivel napjainkban egyre fontosabbá válik építményeink gazdaságos karbantartása, ezért nagy figyelmet fordítanak ezen jellemzők meghatározására. Segítségükkel következtethetünk a maradó élettartamra, a szükséges fenntartási és felújítási munkálatokra. Ennek ellenére a legtöbb korábban épült szerkezet esetén szinte lehetetlen meghatározni a szerkezeti elemek, vagy a teljes szerkezet megbízhatóságát. Valószínűségi vizsgálatok és közelítések segítségével azonban biztonsági szintjük sok esetben megadható.^[3]

Hosszú távú monitoring esetén a rendszeres vizsgálatok helyett feltétel-alapú (condition-based) fenntartási vizsgálatok elvégzésére van lehetőség, rövid távú vizsgálatok esetén pedig a rejtett hibákat nem tartalmazó részek kiszereelésének elkerülésével csökkenthetőek a karbantartási munkák. A monitoring rendszerek használatával minimalizálhatjuk az emberi beavatkozásokat, így az emberi hibák lehetőségét is, ezáltal növelve a biztonságot és a megbízhatóságot.^[2]

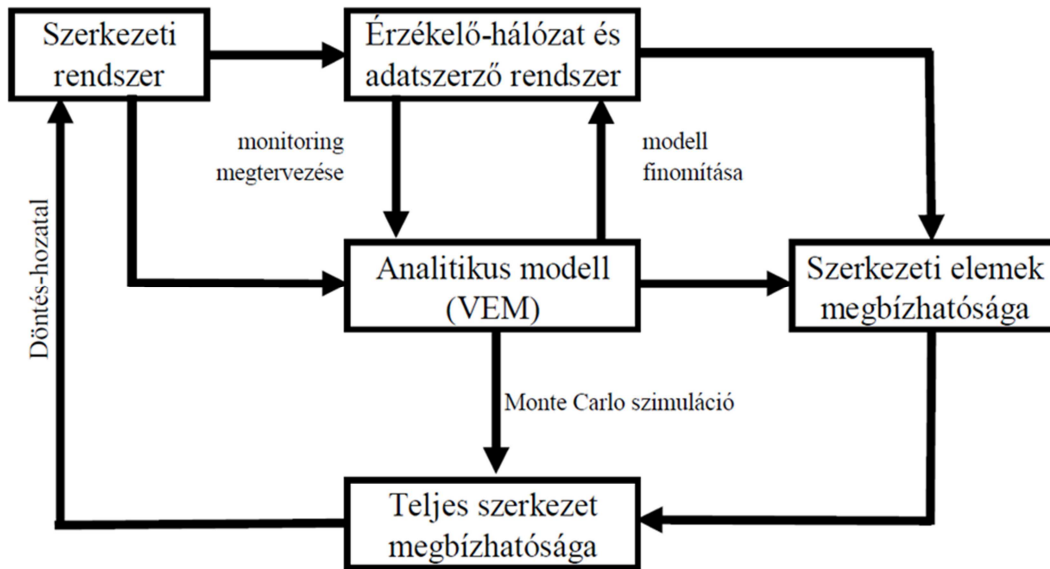
Az SHM rendszerek gazdasági előnyeit mutatja a 2. ábra.^[2] Amíg a monitoring rendszerrel felszerelt szerkezetek esetén a szerkezeti élettartam alatt a fenntartási költség, illetve a megbízhatóság is állandó, addig az SHM nélküli esetekben a karbantartási költségek növekedésének ellenére a megbízhatóság csökken. A rendszer kiépítésének költségei általában nem haladják meg a fenntartási költségek eredményezte megtakarításokat.



2. ábra Költségek és megbízhatóság alakulása a szerkezeti élettartam alatt ^[2]

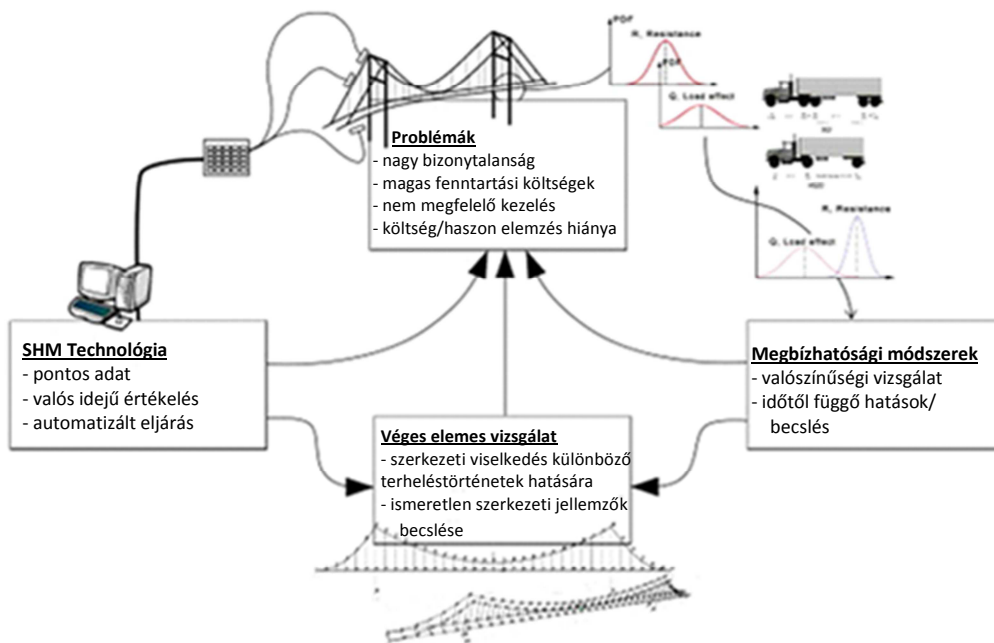
A szerkezetek megbízhatóságának meghatározása során felmerülhetnek bizonytalanságok, melyek oka azon ismeretek hiánya, hogy hogyan működnek ezek a szerkezeti rendszerek, valamint a számítás során alkalmazott közelítő modell, ami nem tükrözi tökéletesen a létesítmény valós viselkedését. További bizonytalanságok merülhetnek fel a terhelő erők és hatások véletlen jellege miatt is. Lényeges feladat tehát ezen bizonytalanságok meghatározása és minimalizálása, mely lehetővé válik a hosszútávú monitoring során megszerzett valós idejű adatok felhasználásával, valamint még fejlettebb modellek létrehozásával. A megbízhatóság vizsgálat tehát elvégezhető az alkalmazott SHM rendszerek által szolgáltatott nagy mennyiségű adat és részletes numerikus (tipikusan végeselemes) modellek alkalmazásával.^[3]

A 3. ábra ^[3] egy szerkezeti monitoring rendszer alkalmazásával elvégzett megbízhatóság vizsgálatot mutat be. A megfelelően telepített érzékelő hálózat és adatszerző rendszer kiépítése mellett általában egy előzetes végeselemes modellt is elkészítenek a kritikus helyek meghatározásának céljából. Később ezen modellt az SHM adatok alapján finomítják, kalibrálják. Az eljárás során meghatározzuk a kritikus szerkezeti elemek, majd a teljes szerkezet megbízhatóságát. Ez a jól definiálható jellemző (megbízhatósági index) függ a szerkezet várható élettartamától, a tönkremenetel valószínűségétől. A teljes szerkezet megbízhatóságának meghatározása történhet a végeselemes modell alkalmazásával is, Monte Carlo szimulációt alkalmazva.



3. ábra Megbízhatóság vizsgálat folyamata SHM alkalmazásával [3]

A szerkezeti monitoring rendszerek, a végeelemes analízis és a megbízhatósági módszerek együttes alkalmazását mutatja be a 4. ábra [3], melyen megfigyelhetőek az egyes eljárások jellemzői. A módszerek előnyeit kihasználva lehetőség nyílik a felmerülő bizonytalanságok kezelésére, a híd fáradásának szempontjából így még pontosabb adatok határozhatóak meg. Csökkenthetők a fenntartási költségekkel, illetve a nem megfelelő kezeléssel kapcsolatos problémák is.



4. ábra Az SHM, a végeelemes módszer és a megbízhatóság vizsgálat együttes alkalmazása [3]

2.2. SHM kialakulása, fejlődése

Szerkezetek vizsgálatára már sokkal korábban is alkalmaztak rövid idejű mérési módszereket. A XIX. század elején például a vasúti járművek kerekének megütéséből keletkező hangok alapján következtettek az esetleges károkra. Forgó szerkezetek állapotának meghatározására évtizedekig vibrációs vizsgálatokat alkalmaztak.^[2] Az elmúlt két évtizedben függesztett hidak megbízhatóságának vizsgálatára a mérnökök olyan közelítő eljárásokat dolgoztak ki, amelyek során a különböző elemek (pl: függesztő kábelek, merevítő gerendák) megbízhatóságát számolták.^[3]

A mérnöki ágazaton belül megjelenő új technológiák azonban jelentős fejlődést jelentettek a szerkezetek állapotának vizsgálatában, megbízhatóságuk meghatározásában. Az új érzékelők és vizsgálati (monitoring) módszerek alkalmazásával még pontosabb modellek, jobb közelítések kerültek kidolgozásra, ennek következtében még pontosabban meg tudjuk határozni a szerkezetek állapotát.

Az SHM rendszerek kiépítésével lehetőségünk nyílik egy meghatározott időtartam alatt a szerkezet terheinek, illetve reakcióinak nyomon követésére, ezáltal megállapíthatjuk a szerkezetben fellépő rendellenességeket, károsodásokat, továbbá becsléseket végezhetünk maradó élettartamára.^[3] Az elmúlt 20 évben az SHM rendszerek jelentős fejlődésen mentek keresztül.

2.3. Adatszerzés módja^[4]

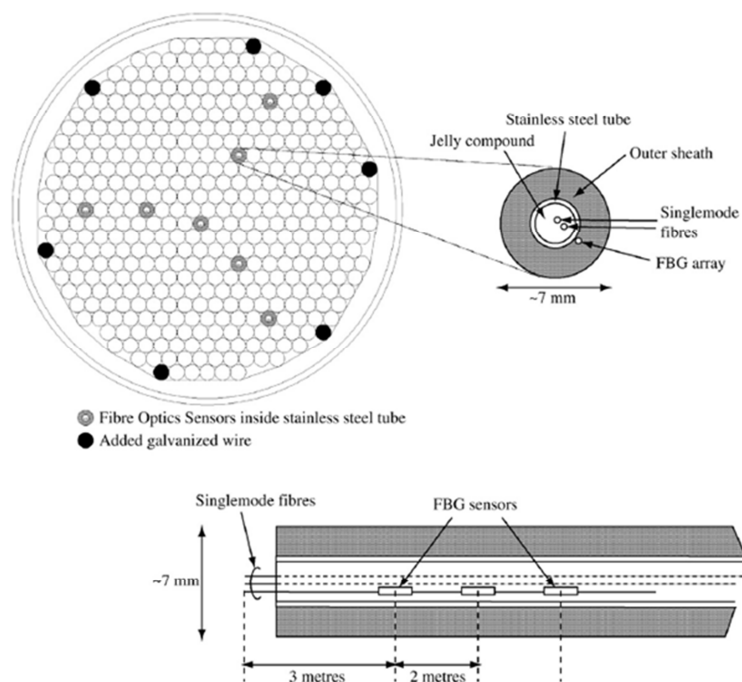
A szerkezeti monitoring rendszerek megvalósítása során elengedhetetlen a különböző típusú érzékelők alkalmazása, az általuk szolgáltatott adatok összegyűjtése, valamint tárolása egy központi adattároló egységben. A leggyakrabban alkalmazott érzékelők: gyorsulásmérők, nyúlásmérő bélyegek, hőmérséklet érzékelők, légsebességmérők, WIM (weight in motion) rendszerek. A pontosabb mérések céljából a rendszer kiegészíthető korrózió érzékelőkkel, barométerekkel, légnyomásmérőkkel, nedvességmérőkkel, illetve csapadékmérőkkel is. A mérések során különböző elektromos, mágneses, akusztikus, fotikus, termikus és egyéb fizikai, kémiai jellemzők meghatározására van lehetőség.^[2] A vizsgálatok előnye, hogy roncsolásmentesen elvégezhetők, így a szerkezetben károsodást nem okoznak.

Az érzékelők fejlesztésére ma is számos kutatást végeznek, melyek célja egy olyan kisméretű, nem költséges, a szerkezetre megfelelően kiépített, fenntartható, javítható, pontos,

drótnélküli érzékelő hálózat kiépítése, mely folyamatos valós idejű adatokat szolgáltat a terhelésekről, a környezeti hatásokról, a szerkezeti jellemzőkről, illetve reakciókról.^[5]

Érdemes megjegyezni azonban, hogy néhány típusú hagyományos érzékelő alkalmazhatatlan nagy fesztávú hidak monitoring rendszerének kiépítése során. A hagyományos elmozdulásmérők csupán relatív elmozdulások mérésére alkalmasak, ennek következtében lehajlások (abszolút elmozdulás) mérésére nem használhatóak. Hosszú távú mérésekhez a lézeres mérőműszerek szintén nem megfelelőek. A jelenleg rendelkezésre álló lehetőségek közül a GPS - Global Positioning System - lenne a legalkalmasabb a lehajlás vizsgálatára, azonban a GPS alkalmazhatóságának is két korlátja van: nagy a mérési pontatlanság a hidaknál megkövetelt értékek szempontjából, valamint a GPS nem alkalmas a hídpálya alatti pillérek elmozdulásának vizsgálatára sem.

A monitoring során a feszültségek mérésére leggyakrabban nyúlásmérő bélyegeket alkalmaznak. A hagyományos nyúlásmérő bélyegekkel kapcsolatos hiányosságok azonban elősegítették a száloptikai és drótnélküli érzékelők megjelenését, melyek terén jelentős fejlődést értek el az elmúlt évtized során. Ezen érzékelőket nagy fesztávú hidak vizsgálata során már sikeresen alkalmazzák a függesztőkábelek belsejében hőmérséklet, illetve feszültségek méréséhez. Használatuk széles körben azonban még nem terjedt el, mivel tartósságuk kérdéses, illetve bonyolult a szerkezeti anyagokhoz való odaerősítésük. Egy ilyen száloptikai érzékelő felépítése látható az 5. ábrán^[4].

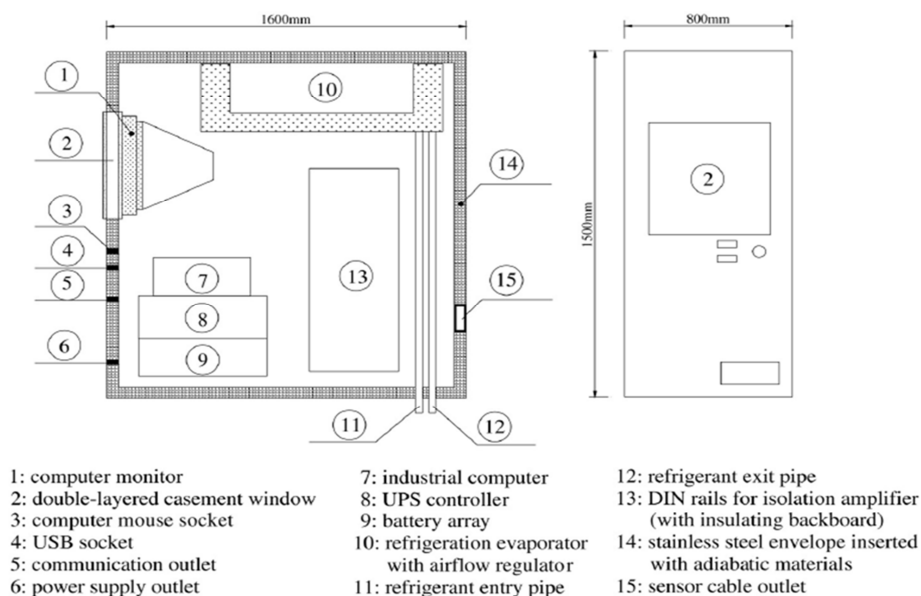


5. ábra Száloptikai érzékelő felépítése^[4]

A használat közbeni mérések tehát célszerűen elvégezhetők a szerkezetbe beépített érzékelők segítségével is, azonban fontos, hogy elhelyezésük során a szerkezetet ne sértsék meg. A monitoring rendszer kiépítése során továbbá biztosítanunk kell, hogy minél megbízhatóbb módon történjék az adatok tárolása, az ehhez szükséges felszerelések kiépítése azonban munkaiigényes és jelentős költségeket von maga után.

A valós idejű adatok összegyűjtéséhez, szállításához, illetve előzetes feldolgozásához nélkülözhetetlen az ún. adatszerző és feldolgozó egységek alkalmazása. Ezek a szerkezetben belül meghatározott helyeken kerülnek kiépítésre azon célból, hogy a környező érzékelők adatait összegyűjtsék, az analóg jeleket digitalizálják és továbbítsák azokat egy hídon kívül található központi irodába. Az egységek részt vesznek a rövidtávú adattárolásban, illetve az előzetes adatfeldolgozásban is. Nagy feszítávú hidakon, sűrűn elhelyezett érzékelők esetén ezen egységek elhelyezésének módja jelentős szerepet játszik a megszerzett adatok minőségének, hitelességének biztosításában. Az elhelyezéskor figyelemmel kell lenni az érzékelők és a feldolgozó egységek közti maximális távolságra, mely a szállítási veszteségektől, valamint az interferenciától függ.

Meglévő hidak monitoring rendszerének kiépítése során tapasztaltakból kiderült, hogy a legnagyobb figyelmet az adatszerző és feldolgozó egységek védelmére kell fordítani. A hibás működés elkerülésének érdekében fontos megvédeni őket a környezeti, hőmérsékleti, nedvesség, fény és elektromágneses interferencia hatások ellen. Az adatszerző és feldolgozó egység felépítését mutatja a 6. ábra ^[4].



6. ábra Adatszerző és feldolgozó egység felépítése ^[4]

Napjaikban a már megépült vagy épülő szerkezetek felügyeletének, értékelésének szempontjából tehát egyre fontosabb feladattá válik ilyen vizsgálati rendszerek kiépítése, fejlesztése. A monitoring során, a periodikus mérések alapján megfigyelhetjük a szerkezet időbeli viselkedését, később ezen adatokból kiválaszthatjuk a károsodás szempontjából fontos jellemzőket is.

A rendszerek kiépítése során érdemes megfontolni az alábbiakat.

1. A szerkezet és a monitoring rendszer tervezése egy időben történjék. Ezáltal a monitoring rendszerek kiépítését már a tervezés során figyelembe veszik.
2. A speciális típusú érzékelők (korróziómérők, a nyúlásmérő bélyegek, a szál optikai mérőműszerek, stb.) a híddal egyidejűleg kerüljenek kiépítésre.
3. A rendszer alkalmas legyen a híd épségének, sértetlenségének, tartósságának, és megbízhatóságának meghatározására is.

2.4. Hidak vizsgálata SHM rendszerek segítségével

A hidakra kiépített szerkezeti monitoring rendszerek célja ^[4]:

1. A jövőben épülő hasonló szerkezetek szempontjából lényeges tervezési feltételezések, paraméterek vizsgálata, melyek ismeretében később a tervezési részletek, irányelvek javíthatóak.
2. A terhelés következtében fellépő rendellenességek, károsodások észlelése.
3. Természeti katasztrófák, extrém hatások következtében fellépő valósidejű információk biztosítása.
4. A hidak vizsgálatának, fenntartásának, javításának szempontjából lényeges információk szolgáltatása.
5. Az elvégzett javítási munkálatok hatékonyságának vizsgálata.
6. Nagy mennyiségű helyszíni adat szolgáltatása új típusú szerkezetek, valamint hidak szél- és a földrengés ellenállásának tervezéséhez.

Olyan rendszerek megvalósítása, melyek az előbb felsorolt összes funkciót kielégítik, komoly kihívást jelent a mai mérnökök számára. Ezzel kapcsolatban a világon számos olyan kutatást végeznek, melyek kiterjednek az érzékelés, az adatgyűjtés, a jel feldolgozás, az adatkezelés, stb. fejlesztésére.

A hidaknak hosszú távú működésük során meg kell felelniük a különböző biztonsági, tartóssági, használhatósági és fenntarthatósági követelményeknek.^[4] Élettartamuk alatt azonban a szerkezetek lassan elhasználódhatnak, a természeti katasztrófáknak kitett helyeken az erős szél vagy földrengés hatására súlyosan károsodhatnak, esetleg olyan feltételeknek, hatásoknak lehetnek kitéve, melyekre a tervezési folyamat során nem lettek méretezve. Fontos megemlíteni, hogy az autósok számának növekedésével a hidaknak egyre nagyobb intenzitású forgalmat kell elviselnie, mely jelentős veszélyt jelent a fáradási károsodások szempontjából. Az SHM technológia alkalmazásával a szerkezet teljes élettartama alatt lehetővé válik az építmény biztonságának és tartósságának értékelése, ezáltal biztosítva a híd használhatóságát és fenntarthatóságát.

A monitoring rendszerek széles körben alkalmazottak rezgéseknek illetve gerjesztéseknek kitett szerkezetek esetében. Egyes külföldi szabványok szerint például földrengésveszélyes területeken a hidak állapotvizsgálata során már kötelező az SHM rendszerek alkalmazása.^[6] Magyarországon a 93/2012. (V. 10.) Kormányrendelet - mely a közutak, ezek műtrágyai és tartozékai építésére, korszerűsítésére, forgalomba helyezésére, illetve fennmaradására vonatkozó szabályokat tartalmazza - egyedi méretű vagy egyedi szerkezeti kialakítású hidakra szerkezeti monitoring rendszerek kiépítését írja elő.^[7,8] Az SHM rendszerek alkalmazása tehát nemcsak nemzetközi, hanem magyar viszonylatban is egyre fontosabbá válik.

2.5. Megvalósult példák

A hidak ellenőrzése során alkalmazott hosszútávú SHM rendszerek használata és üzemeltetése világszerte alkalmazott dolog, hiszen igen nagy számú ([4] alapján körülbelül 40 nagy fesztávú) hídon építettek már ki ilyen SHM rendszert. A legjelentősebb monitoring rendszerek Norvégiában a Skarnsundet hídra, Dániában a Great Belt hídra, Kanadában a Confederation hídra, az Egyesült Államokban a Commodore Barry hídra, Japánban az Akashi Kaikyo hídra, Koreában az Új HaengJu hídra, Svájcban a Storck's hídra, Hong Kongban a Tsing Ma (TMB), a Kap Shui Mun és a Ting Kau függőhidakra kerültek kiépítésre. Az utóbbi három hídra összesen 774 állandó érzékelő lett felszerelve.

Hong Kongban a Tsing Ma híd monitoring rendszerének javítására több, környezeti hatást mérő érzékelőt is kiépítettek, többek között korrózió érzékelőket, barométereket,

légnyomásmérőket, nedvességmérőket, csapadékmérőket, ezzel is javítva a híd biztonságának, megbízhatóságának előrebecslését.^[9,10,11]

Magyarországon a Szolnoki gyalogos-kerékpáros Tisza-hídra, az ún. Tiszavirág hídra épült ki ilyen monitoring rendszer, amely a híd közepén és negyedeiben, a pálya alá telepített gyorsulásmérőkből, valamint a híd végén elhelyezett szélességmérőkből áll. A szenzorok a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetemen lévő számítógéphez csatlakoznak, mely az adatokat folyamatosan rögzíti és kiértékeli. Így az esetlegesen előforduló rendkívüli események folyamatosan követhetőek, valamint szükség esetén a rendszer figyelmeztető jelzést ad a közlekedőknek is.^[12] Hazánkban az Északi vasúti hídon szintén kiépítésre került ilyen SHM rendszer, melyet sikeresen alkalmaznak. Fontos megemlíteni, hogy a jelenleg épülő új M0 Hárosi Duna-híd esetében is folyamatban van egy szerkezeti monitoring rendszer kiépítésének tervezése.

Ezek alapján látható, hogy az SHM rendszerek a közeljövőben valószínűleg egyre több hídon kerülnek majd alkalmazásra. Az elvégzett vizsgálatok során nyilvánvalóvá vált az is, hogy a szerkezeti monitoring rendszer szolgáltatott adatok segítségével a híd károsodásaira, várható élettartamára jóval pontosabb becslések végezhetőek.

3. Szerkezeti monitoring alapú fáradásvizsgálat

3.1. Általános elvek

A mérnöki szerkezetek tervezése során rendkívül fontos a periodikusan ismétlődő hatásoknak kitett szerkezeti elemek fáradási analízise. Acélhidak teljes élettartamuk alatt erősen változó forgalmi terhelésnek vannak kitéve, ebből kifolyólag fáradásra különösen érzékenyek. Statisztikák szerint az acélhidak tönkremenetelének 80-90%-a fáradás hatására következik be.^[13] Ennek megelőzésére tehát alapvető feladat a fáradásvizsgálatok elvégzése.

A hidak tartósságának, fáradási állapotának meghatározására számos kutatást végeztek az elmúlt évszázadban. Ezek során kiderült, hogy a fáradásvizsgálatok legmegbízhatóbban empirikus úton végezhetőek el. Ebben az esetben a teljes szerkezeti élettartam alatt, a gyártástól egészen a végső tönkremenetelig megfigyelhetjük a szerkezet valós viselkedését. A gépipar valamint a járműipar is eredményesen alkalmazza ezt a módszert, hidak esetén azonban azok nagy mérete és szerkezeti kialakítása miatt nehezen kivitelezhetőek ezen vizsgálatok. Hidak fáradásvizsgálata tehát pusztán empirikus módon nem végezhető el.^[14,15]

Fáradások elemzésére a leggyakrabban alkalmazott módszer a Wöhler-görbék (S-N görbe) ismeretén alapuló Palmgren-Miner által javasolt lineáris károsodási hipotézis, mely a legtöbb szabványos fáradásvizsgálati eljárás alapját is képezi. Egyszerű alkalmazhatósága miatt a mérnöki gyakorlatban rendkívül elterjedt módszer.^[9] A károsodások meghatározására egyre inkább alkalmaznak törésmechanikai elveken alapuló fáradási modelleket is. A két módszert egymást követően használva pedig még pontosabb becsléseket adhatunk a híd állapotára és élettartamára vonatkozólag.^[16]

Az elmúlt évtized során kidolgozott fáradásvizsgálati eljárások a szerkezeten mért valós idejű adatok felhasználásán alapulnak. Ezen eljárások kialakulásában nagy szerepet játszott a szerkezeti monitoring (SHM) rendszerek megjelenése. Napjainkban ebből kifolyólag az SHM rendszereket egyre gyakrabban alkalmazzák acélhidak fáradási vizsgálataihoz. Az általuk szolgáltatott adatok elemzésével és egy megfelelő numerikus modell alkalmazásával megbízható becsléseket adhatunk a fáradási károsodás mértékére, továbbá a szerkezeti monitoring alapú analízis segítségével következtethetünk arra, hogy meglévő híd esetén a tervezetthez képest hogyan változik a híd élettartama fáradás hatására.

3.2. Fáradás jelensége

Fáradásra hajlamos tartószerkezetek (hidak, daruk, tengeri létesítmények, stb.) esetén, az igénybevételek nagymértékű és sokszoros megváltozásának hatására (hasznos teher, szél, hullámváz, stb.) bizonyos szerkezeti elemek tönkremehetnek, annak ellenére, hogy az üzem során fellépő maximális átlagfeszültség jóval a statikus tönkremenetelhez szükséges feszültség alatt marad. Ennek oka az anyag fáradása. A feszültségingadozások következtében lokális maradó alakváltozás jön létre, melyből repedés keletkezik, majd ennek terjedésével fokozatosan alakul ki a fáradt törés.^[14]

3.2.1. Fáradás folyamata

A fáradás folyamata alapvetően három fő részre osztható^[17]:

1. *Mikro-repedések kialakulása* feszültségkoncentráció hatására a fáradásra érzékeny helyeken, melyek később makro-szintű repedéssé alakulhatnak.
2. *Repedésterjedési fázis*, melynek során a repedés nő az a_{cr} kritikus repedéshossz eléréséig (stabil repedésterjedés).
3. *Instabil repedésterjedés*, melynek végén bekövetkezik a rideg-, illetve képlékeny *fáradt törés*.

Fáradási repedések leggyakrabban az anyagi hibák, bemetsződések, bevágások helyén jönnek létre, illetve azon helyeken, ahol az anyagi károsodással egyidejűleg jelentős húzófeszültségek (feszültségcsúcsok) is fellépnek. A feszültségingadozások hatására az acél rideggé válik, a hiba széle bereped, a feszültségcsúcs tovább vándorol egy újabb rideg zónát hozva létre. Újabb repedés keletkezik és az egész folyamat addig tart, amíg ki nem alakul a tönkremenetel, azaz elérjük azt az a_{cr} kritikus repedésméretet, melynél a megmaradt keresztmetszetben a feszültség meghaladja a töréshez szükséges értéket.^[14]

A fáradásvizsgálatok során tehát jelentős szerepe van a feszültségcsúcsoknak, ugyanis megfigyelhető, hogy a fáradt törések leginkább innen indulnak ki. Hegesztett szerkezetek esetében a hegesztési hibák, illetve a zsugorodási feszültségek miatt leggyakrabban a varratok környékén keletkeznek fáradt repedések. Fontos tehát, hogy a váltakozó igénybevételnek kitett szerkezetek esetében elkerüljük ezen feszültségcsúcsokat.^[10,14]

3.2.2. Fáradást befolyásoló tényezők ^[15]

Acélszerkezetek fáradási viselkedését számos tényező befolyásolja, melyek hatása a fáradás különböző fázisaiban jelenik meg. A *statikus szilárdságnak* főként a repedés kialakulásában van fontos szerepe. Nem bemetszett, egyenletes, kis szerkezeti elem esetén a fáradási határszilárdság és a szakítószilárdság között jelentős összefüggés van, bemetszett vagy hegesztett elemek esetén ez a kapcsolat azonban nem áll fenn. Az *átlagfeszültség* szintén a repedéskeletkezés folyamatát befolyásolja. Az átlagos húzófeszültség csökkenti, a nyomófeszültség növeli a fáradási élettartamot. Hegesztett elemek esetén viszont ez a feltevés szintén nem igaz.

Az anyag *mikroszerkezete* mind a repedés keletkezésére, mind a repedés terjedésére hatással van. Nagy szilárdságú anyagok esetén a zárványok környékén, a megnövekedett feszültségek miatt jönnek létre fáradási repedések. Hasonló jelentősége van az anyagban fellépő *feszültségkoncentrációknak*, melyek általában a hirtelen geometriai váltásoknál, például bemetszéseknél, lyukaknál, sarkoknál jelennek meg és jelentősen csökkenthetik a fáradási élettartamot. A *mérethatás* sem hagyható figyelmen kívül a fáradásvizsgálatok során, a szerkezeti részek méretének növekedésével ugyanis csökken a fáradási szilárdság.

A fáradási folyamatot befolyásoló tényezők közül fontos még kiemelni a *maradó feszültségek* hatását. A hőterjedés és a külső erőhatások következtében a szerkezet nagy része rugalmasan deformálódik. Létrejönnek azonban képlékenyen deformálódott részek is, melyekre a deformációt okozó hatás eltávolítása után, a rugalmasan deformálódott rész maradó feszültségeket hárít.

Édes-vagy sósvízi környezetben, szennyezett levegőben nagyon jelentős a *korrózió* hatása, mely jelentősen csökkenti a fáradási élettartamot (fáradási korrózió). Végül fontos megemlíteni azt is, hogy az anyagok szívóssága jelentősen csökken az *üzemi hőmérséklet* csökkenésével, illetve magas *terhelési arány* esetén.

3.3. Fáradásvizsgálat monitoring rendszerek alkalmazásával

Acélhidak állapotának vizsgálatára egyre gyakrabban építenek ki szerkezeti monitoring rendszereket, melyek segítségével lehetőség nyílik a különböző elemek megbízhatóságának, tartósságának meghatározására. Hidak tartósságát jelentősen befolyásolja a kritikus szerkezeti

elemek fáradási viselkedése, ezért is nagyon lényeges feladat a fáradási analízis végrehajtása a hidak biztonságának szempontjából.^[9]

A fáradási károsodás és a várható élettartam pontosabb becslésére újabb eljárások kerültek kidolgozásra az elmúlt évtized során, melyek alapját az SHM által szolgáltatott online adatok adják. Ezek alapján már meglévő hidak fáradási károsodásait is értékelni tudjuk.

A fáradásvizsgálatokat leggyakrabban feszültségelemzés alapján hajtjuk végre. Manapság azonban számos olyan eljárás is kidolgozásra került, ami végeselemes módszer segítségével határozza meg a fáradás szempontjából kritikus helyeket, majd az itt létrejövő feszültségértékek időbeli változására hajtanak végre szerkezeti analízist.^[13,15]

A végeselemes vizsgálatok elvégzéséhez általában fejlett szerkezeti modellre van szükség, mivel a fáradás elsősorban a hegesztések környékén jelenik meg. Ezen részletek szintén megfelelő részletességű vizsgálata általában többszintű modellek megalkotását igényli.^[18,19,20,21]

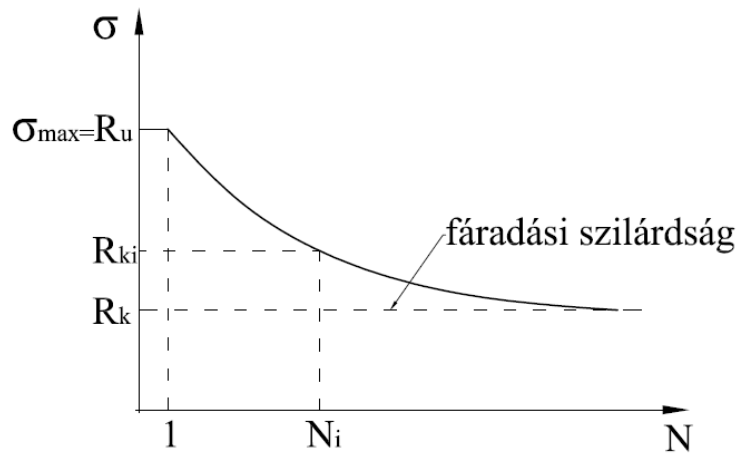
3.3.1. Fáradásvizsgálati módszerek ^[14,22]

1858-ban Wöhler fogalmazta meg a fáradás első törvényszerűségeit. Kísérletek segítségével megalkotta a 7. ábrán is látható Wöhler-görbét (angol szakirodalomban S-N görbét), melyről leolvasható, hogy állandó alsó feszültség szint esetén, konstans amplitúdójú feszültségek hatására a fáradt törés milyen ismétlődési számnál következik be. Ezen görbék számos fáradásvizsgálati eljárás alapját képezik.

Konstans amplitúdójú feszültségtörténetek esetén a feszültségek egy minimális (σ_{min}) és egy maximális (σ_{max}) érték között, egy konstans átlagfeszültség (σ_m) körül periodikusan változnak. A görbék meghatározása során az egyik legfontosabb paraméter tehát a feszültség-ingadozás:

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} \quad (1)$$

A Wöhler-görbe végérintőjéhez tartozó R_k feszültség a kifáradási határ, vagy más néven fáradási szilárdság. A kifáradási határ alatti feszültségek esetén fáradt törés nem következik be. A görbe N_i abszcisszájához tartozó R_{ki} értéket az N_i -szeres ismétlődéshez tartozó tartamszilárdságnak nevezik.

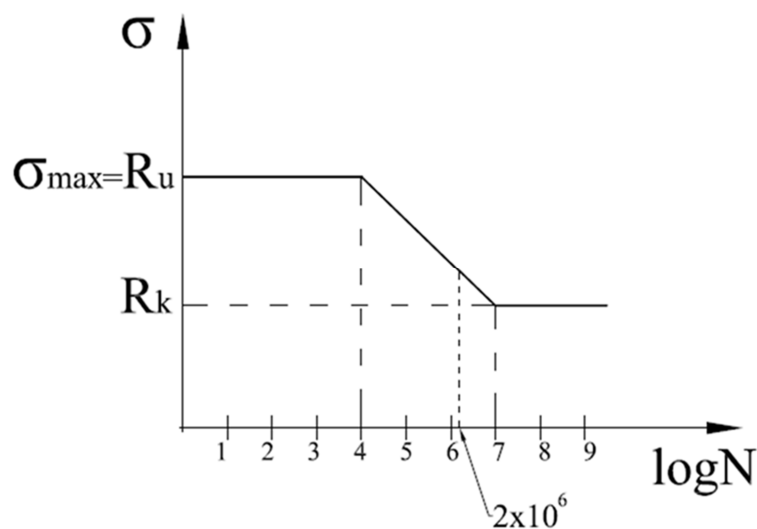


7. ábra Wöhler-görbe [14]

Acél próbatestek esetén a kutatások kimutatták, hogy a 10^7 -szeres ismétlődéshez tartozó tartamszilárdság közel azonos a fáradási szilárdsággal. Hidak fáradásvizsgálata során a 2×10^6 -szoros ismétlődéshez tartozó tartamszilárdságot szokás alapul venni. Fontos megjegyezni, hogy az építőmérnöki szerkezetek esetén legalább 10^4 -nél nagyobb számú feszültségingadozás szükséges a fáradt törések előidézéséhez (ún. nagyciklusú fáradás). A görbék log-log rendszerben egyenesekkel közelíthetőek, mely a 8. ábrán látható. Egyenletük a következőképpen adható meg:

$$N = \frac{A}{\Delta\sigma^m} \quad (2)$$

ahol A és m az anyagtulajdonságtól és szerkezeti részlettől függő paraméterek, $\Delta\sigma$ pedig a feszültségingadozás, melyet rugalmasan számítunk ki.



8. ábra Wöhler-görbe ábrázolása log-log rendszerben

Fontos megemlíteni, hogy a Wöhler-görbe a fáradási szilárdságot csak egy adott középfeszültséghez, vagy feszültségamplitúdóhoz adja meg. A görbék a fáradásvizsgálati eredmények statisztikai kiértékelésével jönnek létre, melyek nagy szórást mutatnak. Lényeges megjegyezni azt is, hogy azok mindig egy meghatározott anyagú próbatest-típusra, nem anyagminőségre vonatkoznak, tehát a fáradási szilárdság nem anyagállandó. A szabványok különböző osztályozó táblázatokat határoztak meg az egyes szerkezeti részletekre és a fáradási repedés különböző módjaira. Wöhler-görbék minden tipikus szerkezeti részletre ki vannak dolgozva, melyek megadják az adott részletre vonatkozó fáradási szilárdságot.^[15,19]

3.3.1.1. Lineáris károsodási hipotézis ^[17]

A szerkezeteink állapotának vizsgálata során gyakran felmerül a kérdés, hogy állapotuk hogyan alakul az időben, milyen mértékű a károsodásuk az adott pillanatban. Ez nagyban függ a feszültségingadozások számától és nagyságától.^[14] Ezen összefüggések meghatározására különböző károsodási hipotéziseket dolgoztak ki.

Nagyciklusú fáradásvizsgálatok során, változó amplitúdójú feszültségtörténet esetén a gyakorlatban leginkább az ún. lineáris károsodási hipotézist, más néven Palmgren-Miner-féle károsodási elvet alkalmazzák. Ez a módszer rendkívül egyszerűen használható, hiszen alkalmazásához elegendő a feszültségspektrum és a Wöhler-görbe ismerete, viszont használata során a repedésterjedés jelensége és a terhelési sorrend is figyelmen kívül hagyható.

A terheléstörténet hatását a lineáris károsodási hipotézis alapján vehetjük figyelembe, mely során valamilyen ciklusszámláló algoritmus segítségével a változó amplitúdójú feszültségtörténetet állandó amplitúdójú feszültségtörténetek sorozatává alakítjuk át, ezáltal megkapva a feszültségspektrumot. Ebben a $\Delta\sigma_i$ feszültségtartománnyal és a hozzátartozó n_i ismétlődési számmal jellemezhetjük az i -edik feszültségtörténetet. A tönkremenetelhez tartozó N_i ismétlődési számot a Wöhler-görbéből kapjuk meg. L darab állandó amplitúdójú feszültségtörténet által okozott D fáradási károsodás:

$$D = \sum_{i=1}^L \frac{n_i}{N_i} \quad (3)$$

A tönkremenetel akkor következik be, amikor D értéke egységnyivé válik. A hipotézis szerint tehát a károsodás mértéke egyenes arányban nő a teherismétlések számával, az egyes amplitúdókhoz tartozó részkárosodások így lineárisan összegezhetőek.^[15]

A lineáris károsodási hipotézist alkalmazhatjuk teherspektrumok esetén is. Ebben az esetben n_i az i -edik teher ismétlési száma, N_i pedig e teher tönkremenetelhez tartozó ismétlési száma. Ez esetben a károsodás egy adott terheléshez tartozik, nem szükséges a feszültségspektrumok előállítása sem.

A lineáris károsodási hipotézis előnye tehát, hogy független a terhelés sorrendjétől. Elegendő ismernünk a feszültségspektrumokat, azaz az egyes $\Delta\sigma_i$ feszültségtartományokhoz tartozó n_i ismétlődési számokat, valamint a Wöhler-görbékéből megkapható N_i fáradási élettartamokat. A Palmgren-Miner-féle károsodás tehát azt mutatja, hogy a vizsgált időpontig a teljes élettartam hány százaléka telt el. Kísérleti eredmények nem mindig támasztják alá a módszert, ennek ellenére mégis gyakran alkalmazzák egyszerű használhatóságának következtében.

Sokszor egy ún. egyszerűsített eljárást alkalmaznak a fáradásvizsgálatok elvégzésére. Az elmélet szerint D fáradási károsodás a szerkezet teljes élettartama alatt keletkező károsodás értéke, mely a (3) egyenletből meghatározható. A módszer során feltételezzük, hogy n_{eq} számú $\Delta\sigma_{eq}$ konstans amplitúdójú feszültség-ingadozás hatására keletkező károsodás értéke szintén D értékével egyenlő. Ha n_{eq} egy fix szám, $\Delta\sigma_{eq}$ értékét elnevezhetjük az n_{eq} ciklushoz tartozó károsodással egyenértékű feszültség-ingadozásnak. Az eljárás során később ezzel az értékkel számolunk és feszültség alapon ellenőrizzük a fáradást.^[15]

3.3.1.2. Törésmechanikai módszeren alapuló fáradásvizsgálatok ^[23]

Az előzőekben tárgyalt módszer alkalmazásának számos előnye mellett több hátránya is van, ugyanis elméletileg minden részlet egyedi geometriájára külön tapasztalati Wöhler-görbét kéne előállítani, valamint a Palmgren-Miner-féle hipotézis lineáris károsodási halmozódást feltételez. Tapasztalatok azonban azt mutatják, hogy ez a halmozódás korántsem lineáris.

A törésmechanikai módszeren alapuló fáradásvizsgálatok alkalmazásával ezen hátrányok kiküszöbölhetőek. Ez a vizsgálat mind új szerkezetek tervezésénél, mind meglévő szerkezetek maradé élettartamának becslésénél alkalmazható, amennyiben a megelőző terheléstörténetet vagy a meglévő repedések méretét meghatároztuk. Ezen adatok meghatározásában szintén alkalmazhatóak a szerkezeti monitoring rendszerek.

A törésmechanikai módszeren alapuló fáradásvizsgálatok hátránya azonban, hogy a szükséges számítógépes modell elkészítése, a törésmechanikai paraméterek meghatározása

komoly feladatot jelent, valamint robusztus számítógépes háttérrel kell rendelkezni ahhoz, hogy például a forgalom számítására alkalmazott Monte-Carlo szimuláció használható legyen.

A törésmechanikai vizsgálatok elméleti megalapozása az elmúlt század elején, gyakorlati alkalmazása az 1960-as években kezdődött el. Célja a repedések hatásának figyelembevétele a lokális feszültségekre, feszültségmezőkre, a repedéscsúcsok környezetében, valamint a tönkremenetel következményeinek vizsgálata. A legelső kutatások Griffith (1921) nevéhez kötődnek. Később, 1957-ben Irwin megalkotta a K feszültségintenzitási tényező fogalmát, aminek segítségével a feszültségcsúcsok környezetében lévő feszültségmezők hatékonyan kiszámíthatóak. Irwin megállapítása szerint a feszültségtrajektóriák képe a repedéscsúcs környezetében mindig ugyanolyan, csupán azok nagysága vagy a szingularitás jellege különbözik.^[15]

A repedésterjedés vizsgálata során legelőször a repedéscsúcs környezetében fellépő feszültségállapotok jellemzésére szolgáló feszültségintenzitási tényező és a repedésterjedés sebessége közti összefüggésből indulhatunk ki.^[16]

A K feszültségintenzitási tényező meghatározása a repedéscsúcsnál egy speciális matematikai modell segítségével, vagy a szakirodalomban fellelhető szemi-empirikus módon kapható meg. Értéke függ a feszültség nagyságától, ami hatására megnyílik a repedés, a repedés hosszától, a repedés alakjától, a szerkezeti részek méretétől, stb. ΔK a következőképpen adható meg:

$$\Delta K = \beta(a)\Delta\sigma(a)\sqrt{\pi a} \quad (4)$$

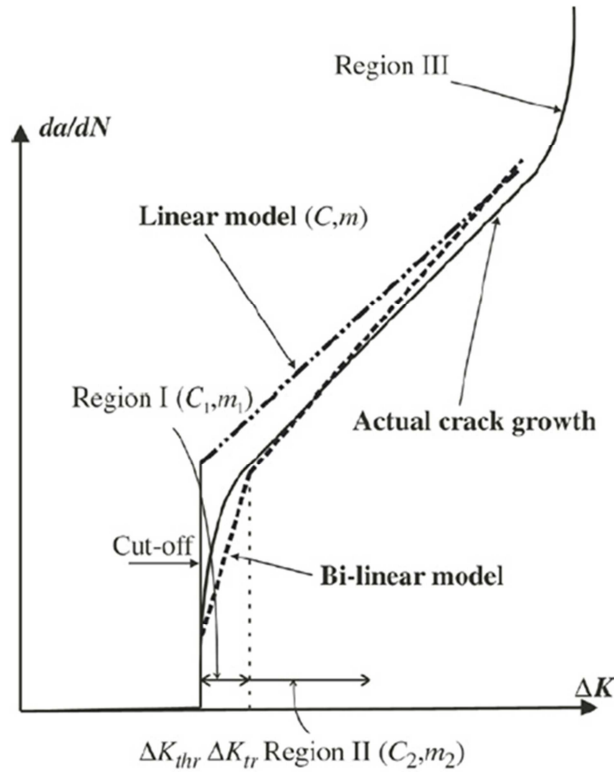
ahol $\beta(a)$ geometriai függvény, ami az a/w aránytól függ, w pedig a lemez szélessége.

A repedésterjedés sebességének meghatározására rendszerint az empirikus úton meghatározott Paris formulát alkalmazzák:

$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K)^m \quad (5)$$

ahol a a repedés nagysága, da/dN a pillanatnyi repedésterjedési sebesség, ΔK a repedéscsúcs környezetében fellépő változó feszültségintenzitási tényező, C és m pedig az anyagi tulajdonságoktól függő tényezők.

Ezek alapján a repedésterjedési görbét (9. ábra)^[16] meg tudjuk határozni.



9. ábra Repedésterjedési görbe és közelítései [16]

A repedésterjedési görbe alapvetően három részre osztható. Az első régióban a ΔK_{thr} határérték alatt a repedések nem terjednek tovább. Ezen érték felett a repedésterjedési sebesség viszonylag gyorsan nő a ΔK érték növekedésével. A második régióban megfigyelhető, hogy $\ln(da/dN)$ -t $\ln(\Delta K)$ függvényében ábrázolva egyenes vonalat kapunk. Állandó, stabil repedésnövekedés játszódik le. Végül a harmadik régióban a repedésnövekedési arány egy asszimptotához nő, ahol a maximális feszültségintenzitási tényező K_{max} egyenlő lesz a kritikus feszültségintenzitási tényezővel K_c -vel. A tapasztalatok szerint a Paris formula csak a középső terjedési-sebesség tartományra igaz, azaz $\sim 10^{-5}$ és 10^{-3} mm/ciklus értékek között. Nagyobb sebesség esetén a modell alábecsül, alacsonyabb értékek esetén túlbecsül.^[16]

Az (5) egyenlet ennek alapján kiegészítésre kerül a következőképpen:

$$\frac{da}{dN} = C \times (\Delta K)^m \quad \text{ha} \quad \Delta K > \Delta K_{thr} \quad (6)$$

ahol m determinisztikus, C és ΔK_{thr} random változó.

Hidak esetén, a forgalmi terhek hatására fellépő nagyszámú, alacsony amplitúdójú feszültségciklus hatása miatt általában egy pontosabb függvény alkalmazott:

$$\begin{aligned} \frac{da}{dN} &= C_1 \times (\Delta K)^{m1} & \text{ha} & \quad \Delta K_{tr} > \Delta K > \Delta K_{thr} \\ \frac{da}{dN} &= C_2 \times (\Delta K)^{m2} & \text{ha} & \quad \Delta K > \Delta K_{tr} \end{aligned} \quad (7)$$

ahol C_1 és C_2 értékek a szakirodalomból meghatározhatóak.^[16]

A Δa repedésnövekmény a következő egyenletből megkapható:

$$\Delta a = \sum_{k=1}^n C(\Delta K_k)^m \quad (8)$$

Ha ΔK_k kisebb, mint a ΔK_{thr} határérték, akkor repedésnövekedést nem okoz. Minden ciklus végén az a repedéshossz Δa értékkel, míg az N értéke 1-gyel nő meg. A vizsgálat akkor ér véget, amikor a repedéshossz eléri a korábban meghatározott a_{cr} értéket.

A törésmechanikai alapú módszer alkalmazása során kapott görbék segítségével a különböző típusú járművek hatása megfigyelhető a repedésterjedés jelensége során. Észrevehető, hogy jelentős eltérés van a kritikus repedések kialakulásához szükséges idők között is. Az eljárás során, a repedésterjedés ismeretében meghatározhatjuk a töréshez vezető kritikus méreteket, valamint becsléseket adhatunk a szerkezet hátralévő élettartamára is.^[19]

3.3.1.3. Károsodási mechanika alapú fáradási modell^[9,10,11]

Hidak különböző terhelések hatására kialakuló fáradási károsodásának és várható élettartamának meghatározására számos kutatást végeztek az elmúlt években. A folyamatosan halmozódó károsodások vizsgálatára leggyakrabban az előzőekben már bemutatott Palmgren-Miner által kidolgozott lineáris károsodási hipotézist alkalmazzák. A módszer jelentős előnye, hogy egyszerűen használható, változó amplitúdójú terhelés esetén azonban problémák léphetnek fel, mivel a Palmgren-Miner-féle lineáris károsodási hipotézis nem veszi figyelembe a terhelési sorrend hatását, valamint azon tényt, hogy a kifáradási határnál nagyobb teher következtében létrejött repedések a fáradási határ alatt lévő terhelési ciklusok hatására továbbterjedhetnek.

A legújabb fáradáskárosodási elmélet az ún. continuum damage mechanics (CDM) – károsodási mechanika alapján meghatározott fáradási modellen alapszik, ami különösen alkalmas a repedéskeletkezés folyamatának vizsgálatára. Fontos megjegyezni azonban, hogy a

CDM alapú fáradásvizsgálatok kidolgozása még a laboratóriumi vizsgálatok fázisában jár, a gyakorlati alkalmazhatóság további kutatásokat igényel. A szakirodalomban [9, 10, 11] részletesen megtalálható az eljárás elve és menete.

A fáradás folyamata a már korábban említett három részből tevődik össze: repedéskeletkezés, repedésterjedés, illetve fáradt törés. A repedéskeletkezés magába foglalja a repedés létrejöttét és mikro-szintű terjedését, amely szemmel nem vehető észre, illetve roncsolásmentes vizsgálatokkal sem vizsgálható. A károsodások, illetve a szükséges javítások megítélésének szempontjából ezen első szakasz vizsgálata alapvető feladattá vált a módszerek kidolgozása során. A különböző anyagú testeken végzett fáradási vizsgálatok kimutatták, hogy a CDM modellen alapuló nemlineáris fáradási modell megbízhatóbb, mint a lineáris károsodási hipotézis, ez utóbbi ugyanis nem veszi figyelembe a fáradás fizikai mechanizmusát, a repedés keletkezését, illetve terjedését. A CDM-en alapuló fáradási károsodási modellnek világos fizikai jelentése van, a modell alapján a repedéskeletkezés és mikro-szintű terjedése során kialakuló fáradási károsodások jól modellezhetőek.

A hidak élettartamuk során nagyciklusú, változó amplitúdójú terhelő hatásoknak vannak kitéve. Működés során a hídszerkezet legtöbb elemében a kritikus érték alatti feszültségingadozások hatására rugalmas deformációk keletkeznek. A bevágások, geometriai hiányok, például lyukak, rovasok vagy a hegesztett kapcsolatok környékén azonban a kialakuló lokális feszültségkoncentrációk miatt az alapanyag gyakran lokálisan megfolyik, képlékeny deformációk keletkeznek. A repedések kialakulásának szempontjából tehát ezek a helyek rendkívül veszélyesek.

A fáradási feszültségek pontos számításához ezért nagyon fontos a repedéskeletkezés és repedésterjedés folyamatának megfelelő modellezése, majd a szerkezeti modellbe való beépítése. A CDM alapú eljárás segítségével a repedéskeletkezés és terjedés folyamata során keletkező fáradási károsodás megfelelően modellezhető. A fáradási károsodások vizsgálata során alkalmazott szerkezeti modell tehát rugalmasan deformálódó elemekből és hegesztett kapcsolatokból áll, melyek a repedések keletkezése és mikro-szintű növekedése szempontjából lényeges helyek.

A CDM alapú eljárás során feltételezik, hogy az üzem első szakasza során az acélhíd szerkezeti elemeiben a mikro-plasztikus alakváltozások az egyedüli irreverzibilis alakváltozások, melyeket majd a fáradási károsodás modellben vesznek figyelembe. Az ún. effektív feszültség bevezetésével a hegesztések környezetében fellépő fáradási károsodások figyelembe vehetőek az anyagegyenletekben. Többdimenziós feszültség és alakváltozási

állapotban a feszültségek és az alakváltozások közötti összefüggés a következő általános alakban írható fel nem károsodó elemekre:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = C_{ijkl} \dot{\sigma}_{kl} \quad (9)$$

ahol ε_{ij} és σ_{kl} az alakváltozás és feszültségtenzorok, illetve C_{ijkl} a merevségi tenzor.

Amennyiben az anyagban fellépő károsodás értéke a D károsodási tényező segítségével meghatározható, az:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = C_{ijkl} \dot{\sigma}_{kl}^* \quad (10)$$

egyenlettel megadható a károsodó elemek viselkedése a hegesztések környezetében is. σ_{kl}^* az effektív feszültségtenzor, ami a következőképpen adható meg:

$$\sigma_{kl}^* = \frac{\langle \sigma_{ij} \rangle}{1-D} - \frac{\langle -\sigma_{ij} \rangle}{1-hD} \quad (11)$$

A fenti modell képezi tehát a CDM alapú fáradásvizsgálatok alapját.

Nagyciklusú fáradásvizsgálat esetén, a károsodás kialakulását a feszültségek függvényében érdemes meghatározni, mivel a fáradási károsodásokhoz tartozó irreverzibilis mikro-plasztikus alakváltozások nem mérhetőek, számításuk nagyon bonyolult. A szakirodalomban^[9,10,11] ismertetett eljárások során egy *általános károsodási modell* került kidolgozásra. A modell szerint alacsony ciklusú fáradási probléma esetén a mikro-plasztikus nyúlások elhanyagolhatóak, nagyciklusú fáradási probléma esetén azonban figyelembe kell őket venni. Az általános modell magas ciklusú fáradás vizsgálatára, minden terheléstípusra a következőképpen határozható meg:

$$\begin{aligned} \dot{D} &= \frac{\sigma^2 |\sigma - \bar{\sigma}|^\beta}{B(1-D)^\alpha} \langle \dot{\sigma} \rangle & \text{ha} & \quad \sigma^* \geq \sigma_f \\ \dot{D} &= 0 & \text{ha} & \quad \sigma^* < \sigma_f \end{aligned} \quad (12)$$

ahol B , α és β az anyagra jellemző konstansok [11], $\bar{\sigma}$ pedig az átlagfeszültséggel egyenlő.

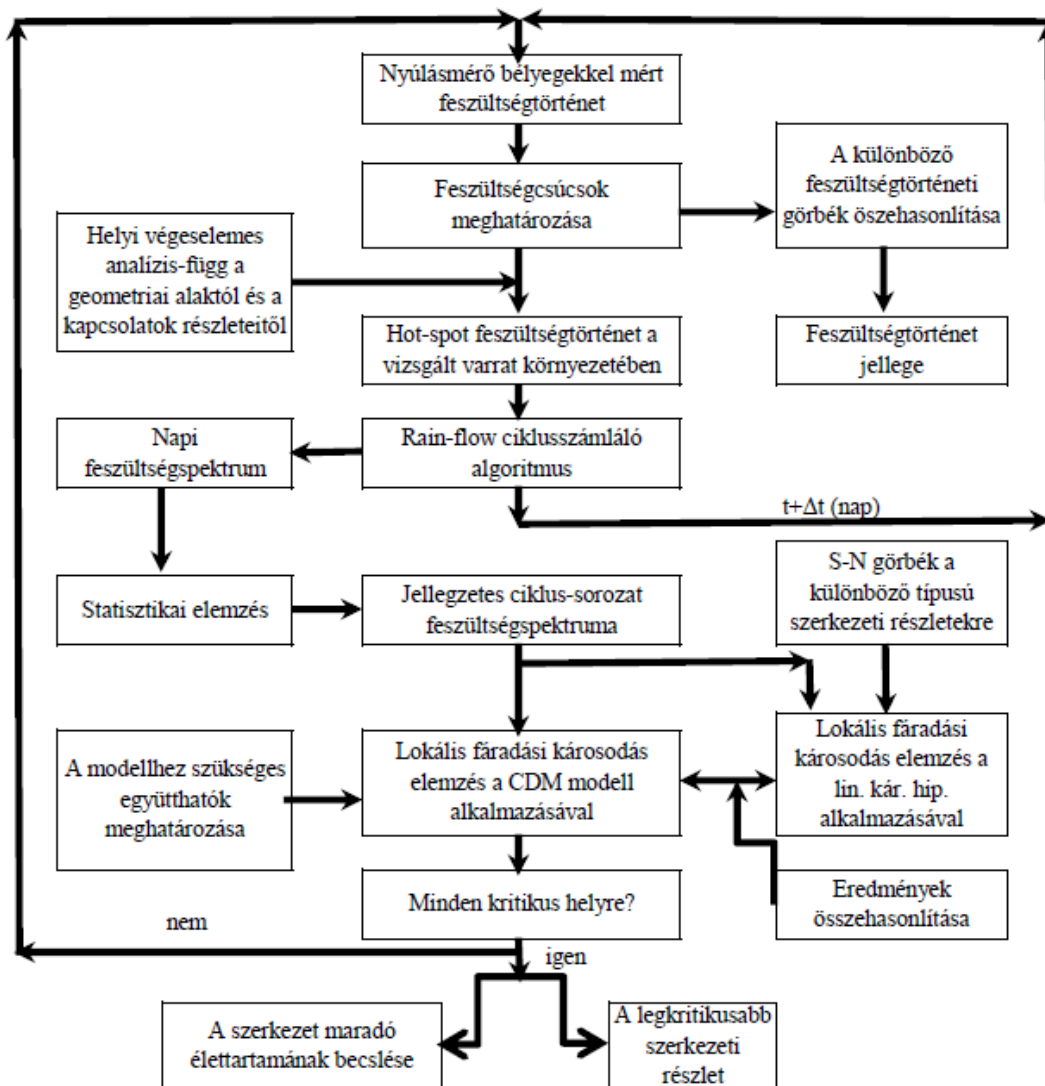
A fenti modellek alkalmazásával az acélhidak fáradási vizsgálata elvégezhető a következőképpen ^[9]:

1. Teljes szerkezeti analízis végeleemes számítások segítségével, a ciklikus terhelés következtében fellépő fáradáshoz és extrém terhekhez kapcsolódó nominális feszültségek meghatározására.
2. Lokális feszültségelemzés a feszültségkoncentrációk (hot-spot-stress) és kiterjedésük mértékének meghatározásához, a feszültségarányok megállapítása a repedések keletkezésének helyén.
3. Feszültségspektrum meghatározása a feszültség hisztogramok és a feszültségkoncentráció nagyságának meghatározásához a repedések kialakulásának helyén.
4. Fáradási károsodás elemzés - a repedéskeletkezés tartamára - vagy fáradási repedésterjedés elemzés a károsodás és a várható élettartam meghatározásához.

Megfigyelhető tehát, hogy a fáradásvizsgálat egy lokális feszültségvizsgálaton alapul, mely által a szerkezetben fellépő feszültegeloszlások megkaphatóak. Ezen feszültségek mérése régebben, különösen nagy fesztávú hidak esetében, jelentős nehézségekbe ütközött. A szerkezeti monitoring rendszerek kiépítésével azonban a feszültséganalízis elvégzéséhez szükséges valós idejű adatok rövid időn belül, megfelelő pontossággal rendelkezésre állnak. Az SHM rendszereknek köszönhetően tehát a terhelt szerkezeti elemek lokális feszültségtörténete meghatározható.

A szerkezeti monitoring alapú fáradási analízis a *10. ábrán* ^[9] látható módon elvégezhető.

A szerkezetre kiépített nyúlásmérő bélyegek által szolgáltatott adatok segítségével a kritikus helyeken meghatározhatóak a feszültségek. A feszültségtörténet alakulását azonban a hídon fellépő forgalmi terhek jelentősen befolyásolják. Megfigyelhető továbbá, hogy a mért feszültségtörténetek rendkívül sok változó amplitúdójú és átlagfeszültségű feszültségtartományból állnak. A rengeteg mért adat feldolgozásának szempontjából fontos megvizsgálni ezen feszültségtörténeti görbék jellegzetességeit.



10. ábra Szerkezeti monitoring és CDM alapú fáradásvizsgálat folyamata ^[9]

Megállapítható, hogy a feszültségtörténetek nap mint nap hasonlóan alakulnak. Ebből kifolyólag a monitoring alapú fáradásvizsgálatok során a valósidejű feszültségciklusok modellezhetőek *ismétlődő ciklusok sorozataként* is. Egy bizonyos helyen mért feszültségtörténetek adatai alapján, a statisztikai elemzések segítségével meghatározható egy *jellegzetes ciklus-sorozat*, mely minden nap ismétlődik. Ennek ismeretében a rain-flow számláló algoritmus segítségével megadható a *feszültség spektrum*.

A CDM alapú fáradási modell alkalmazásával, a megfelelő határok között integrálva kiszámítható a fáradási károsodás D értéke:

$$D = 1 - \left\{ 1 - \frac{(\alpha+1)N_{bl}}{B(\beta+3)} \sum_{i=1}^{m_{rb}} [(\sigma_{ai} + \sigma_{mi})\sigma_{ai}]^{(\beta+3)/2} \right\}^{1/(\alpha+1)} \quad (13)$$

ahol N_{bl} a ciklus-sorozatok száma, m_{rb} a jellegzetes ciklus-sorozatban a fáradási határfeszültségnél nagyobb maximális feszültségű ciklusok száma, σ_{ai} az i -dik ciklus feszültségamplitúdója, σ_{mi} pedig az i -edik ciklus átlagfeszültségét jelenti. A CDM alapú fáradásvizsgálat esetén a tönkremenetel akkor következik be, ha a károsodás értéke eléri a kritikus károsodási értéket. Ez a D_f károsodási határérték lényeges anyagtulajdonság, mely függ az anyag tartósságától.

Mint azt már korábban is említettem, a mért feszültségek, feszültségpektrumok nagyban függenek a forgalom nagyságától. Az SHM rendszerek alkalmazásával folyamatos, valós idejű méréseket végezhetőek a hídon, így alkalmazásukkal a forgalomváltozás hatása is figyelembe vehető a vizsgálatok során. Ehhez a forgalom szempontjából reprezentatív időtartamban szükséges méréseket végezni, a hőmérsékleti hatások figyelembevétele miatt azonban célszerű mind a négy évszakban vizsgálatokat végezni. A jellegzetes ciklus-sorozat statisztikai alapon való meghatározása után kiszámolhatjuk a forgalomváltozást is figyelembe vevő feszültségpektrum értékeket ($\tilde{\sigma}_{ai}, \tilde{\sigma}_{mi}$).

A szerkezeti monitoring alapú analízis segítségével következtethetünk arra, hogy meglévő híd esetén a tervezetthez képest hogyan változik a híd élettartama fáradás hatására. A várható élettartam kiszámítható a következő egyenlet alkalmazásával:

$$N_{bl}^f = \frac{B(\beta+3)[(1-D_0)^{\alpha+1} - (1-D_f)^{\alpha+1}]}{(\alpha+1) \sum_{i=1}^{\tilde{m}_{rb}} [(\tilde{\sigma}_{ai} + \tilde{\sigma}_{mi}) \tilde{\sigma}_{ai}]^{(\beta+3)/2}} + N_{bl}^0 \quad (14)$$

ahol N_{bl}^0 a forgalomváltozás figyelembevétele előtti sorozatok száma.

Fontos megjegyezni, hogy a hidak nagyon nagy számú viszonylag alacsony feszültségciklusnak vannak kitéve, melyek hatását korábbi vizsgálatokban nem vettük számításba, mivel értékük jóval a kritikus feszültséghatár (fáradási határ) alatt van. A nagy feszültségciklusok mellett ezen feszültségek hatása azonban figyelembe vehető a CDM alapú fáradásvizsgálatok során.

Ennek függvényében a D fáradási károsodás egyenlete (13) a következőképpen módosul:

$$D = 1 - \left\{ 1 - \frac{(\alpha+1)N_{bl}}{B(\beta+3)} \sum_{i=1}^{m_{rb}} [(\Delta\sigma_i^{(e)} + 2\sigma_{mi})\Delta\sigma_i^{(e)}]^{(\beta+3)/2} \right\}^{1/(\alpha+1)} \quad (15)$$

$$\Delta\sigma_i^{(e)} = \Delta\sigma_i \quad \text{ha} \quad \Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_0$$

$$\Delta\sigma_i^{(e)} = \Delta\sigma_i \left(\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_0} \right)^{\frac{2}{m}} \quad \text{ha} \quad \Delta\sigma_i < \Delta\sigma_0$$

ahol $\Delta\sigma_i$ a változó amplitúdójú feszültségtartomány, $\Delta\sigma_i^{(e)}$ az ekvivalens feszültségtartomány, $\Delta\sigma_0$ pedig a feszültségtartomány határértéke.^[10] A (13) egyenletben alkalmazott σ_{ai} és a $\Delta\sigma_i$ érték között a következő összefüggés írható fel: $\sigma_{ai} = \frac{1}{2}\Delta\sigma_i$.

Az egyenlet módosításával a Wöhler-görbe „meghosszabbításával” azonos hatás érhető el. A (15) egyenlet tehát figyelembe veszi a konstans fáradási szilárdságnál alacsonyabb feszültséglengéseket is.

A CDM alapú fáradásvizsgálat a szerkezeti monitoring rendszerekből nyert adatokat felhasználva, lehetővé teszi a fáradási károsodás megállapítását bizonyos forgalmi terhelések hatására. A jellegzetes ciklus-sorozat feszültségspektruma a rain-flow ciklusszámláló algoritmus segítségével statisztikai elemzések után kapható meg. A fáradási tönkremenetel lehetséges helye a kritikus elemek hegesztési varratainak környezetében meghatározott károsodások összehasonlításával kapható meg. Ezáltal megadható a szerkezet várható élettartama is, amely a kritikus szerkezeti elem várható élettartamával lesz egyenlő. A szakirodalomban elvégzett vizsgálatokból kiderül, hogy a CDM-en alapuló eljárás során pontosabb becslés adható mind a fáradási károsodásra, mind a várható élettartamra, mint lineáris károsodási hipotézis alkalmazásával.

3.4. Összefoglaló megállapítások

Acélhidak fáradásának vizsgálata tehát nagyon fontos feladat a mérnöki gyakorlatban. Ebben a fejezetben bemutatásra kerültek a leggyakrabban alkalmazott eljárások: a lineáris károsodási hipotézisen, a törésmechanikai elveken, illetve a CDM-en alapuló fáradásvizsgálati módszerek. Említésre kerültek ezen eljárások előnyei, hátrányai, valamint ezek kiküszöbölése. Szó volt az SHM alapú fáradásvizsgálat módjáról, a szükséges adatokról, valamint részletesen ismertetésre került a vizsgálat menete is. A szerkezeti monitoring

rendszerek megjelenésével, az általuk szolgáltatott adatok felhasználásával, *meglévő hidak* fáradási károsodásaira, illetve maradó élettartamára is pontosabb becslések adhatóak.

Jelen dolgozatban a budapesti Szabadság híd fáradásvizsgálatát monitoring rendszer szolgáltatott adatok alapján hajtom végre. A híd fáradási károsodásának meghatározásához részletesen a lineáris károsodási hipotézist fogom használni, majd elvi szinten megoldást adok a CDM alapú eljárás alkalmazásával is.

4. A Szabadság híd korábbi fáradásvizsgálatai

A több mint 100 éves Szabadság híd Budapest legrövidebb Duna-hídja, melyet 1896-ban adtak át a forgalomnak. A híd eddigi élettartama alatt számos felújítást, illetve átépítést végeztek el. A TDK dolgozatban az 1997-es és 2006-os állapotfelmérés során végzett vizsgálatok adatainak felhasználásával különböző módszerek alkalmazásával végzem el a Szabadság híd fáradásvizsgálatát, majd becslést adok a híd fáradási élettartamára.

4.1. Szabadság híd

A Szabadság híd a Fővám tér és a Szent Gellért tér között áll, a Duna 1645,3 folyamkilométerénél. Az Erzsébet hídtól délre, a Petőfi hídtól északra található. A Kiskörút folytatásaként, a XI. kerületi Szent Gellért tér és az V-IX. kerületi Fővám tér között vezet át a folyón. A híd a Millenniumra elkészült kiváló művek egyike volt, a főváros harmadik közúti átkelőjeként adták át. ^[24]

4.1.1. Szerkezeti jellemzés ^[25]

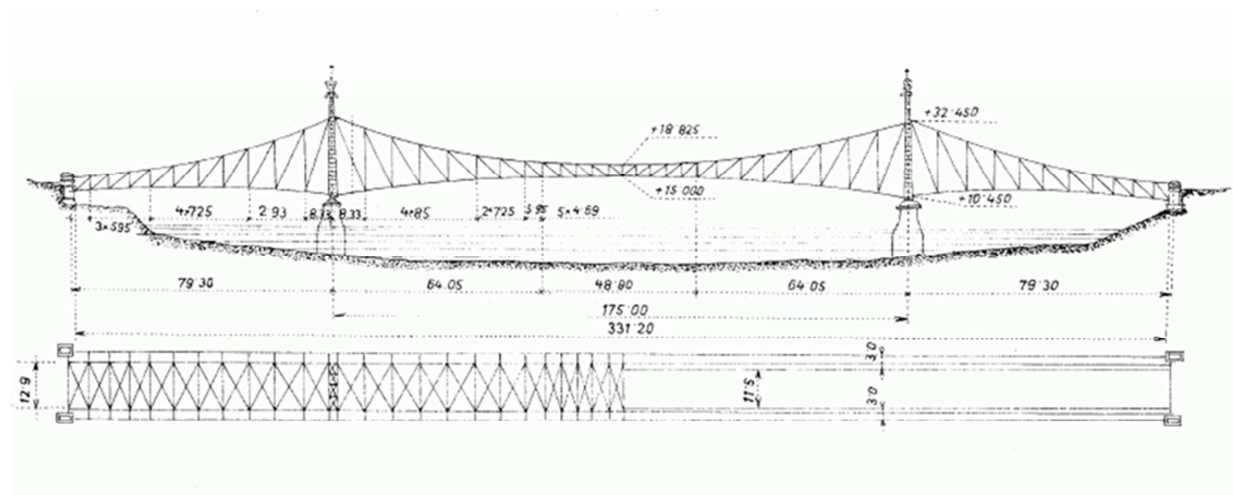
A Szabadság híd szerkezete konzoltartós, háromnyílású, rácsos szerkezetű híd, amelyben a szélső nyílások tartószerkezete benyúlik a középső nyílásokba (Gerber tartó). A híd középső része egy befüggesztett tartó. Ennek magassága esztétikai okokból a híd közepe felé csökken, mely némileg ellentmond a statikailag megkívánt formának. A Szabadság hidat a világ legszebb konzolos hídjai közé sorolják. (11. ábra)



11. ábra Szabadság híd ^[26]

A híd teljes hossza 331,20 méter, középső nyílása 175,00 méter, szélső nyílásai pedig 78,10 méter nagyságúak. A hídpálya 20,10 méter széles, melyből a kocspálya 10,50 métert foglal el. A beépített vasszerkezet tömege 6102 tonna, az öntöttvas ellensúlyokkal együtt. A híd anyaga folytvasból, mai elnevezéssel folytacélból készült. A vasszerkezet a hídfőkön és a mederpilléreken acélsaruk közvetítésével fekszik fel.

A főtartók három részből tevődnek össze: a két konzoltartóból, melyek a középső nyílásba 64,05 m-re nyúlnak ki és az ezek végére helyezett 46,90 m hosszú befüggesztett tartóból. A főtartók felső és alsó szögvasai között mért távolság a mederpillérek fölött 22,00 méter, a hídfőknél 4,71 méter, a híd közepén 3,02 méter. A Szabadság híd szerkezeti kialakítása látható a 12. ábrán.



12. ábra Szabadság híd oldalnézete és alaprajza [27]

Az eredeti kocspálya vasszerkezete a függőleges főtartóoszlopokhoz erősített rácsos keresztartókból (51 db), 5 sor gerinclemezes tartóból, az ezekhez szegecselt hengerelt I-tartókból és a ráhelyezett zórévasakból készült. A vasaljzatra aszfaltbeton, kettős sorokban telített fenyődeszka, majd bükkfa kockaburkolat került. A járdák vasszerkezete rácsos konzoltartókból, hengerelt hosszartókból, keresztartókból és az ezekhez erősített zórévasakból épült. Erre készítették el az öntöttaszfalt burkolat alapját képező aszfaltbetont. A híd későbbi átépítései során a zórévasakból készült szerkezeteket elbontották, majd vasbetonlemezzel váltották fel. A rácsrudak andráskeresztekkel összerácsozott osztott szelvényű rudak, melyek erősítését számos helyen lemezek ráhegesztésével végezték el. Felborulás ellen a híd mindkét végét 609 tonna ellentömeggel terhelték meg.

4.1.2. Történeti áttekintés ^[25]

A híd építését, az Erzsébet híd építésével együtt az 1893. évi XIV. törvénycikk rendelte el. A tervek elkészítésére nemzetközi pályázatot hirdettek, mely rendkívül nagy sikerrel járt. 74 pályamű érkezett, ebből 53 az Erzsébet hídra (akkor Eskü téri híd), 21 pedig a Szabadság hídra (akkor Fővám téri híd), melyből 5 terv egynyílású, 16 terv pedig háromnyílású híd volt. A nemzetközi bírálóbizottságban részt vett Kherndl Antal műegyetemi tanár, neves hídépítő mérnök is, a Hidak és Szerkezetek Tanszék elődjének első tanszékvezetője. A pályaterveket a két hídra együttesen bírálták el, melyből a II, III. díjas, valamint egy megvett terv a Fővám téri hídra készült.

A hidat végül Feketeházy János II. díjas tervei alapján, kisebb változtatásokkal valósították meg. Építése 1894-ben kezdődött meg. Az alapozási munkálatok légnyomásos módszerrel, vasszerkevények süllyesztésével készültek. 1895 végére a pillérek és a hídfők kivitelezését is befejezték. Az Államvasutak Gépgyára 1895 februárjában megkezdte a vasszerkezet gyártását. A szerelési munkálatok 1895 júliusától 1896 augusztusáig tartottak. 1896. október 4-én, a millenniumi ünnepeken került sor a híd ünnepélyes átadására, melyet az uralkodó tiszteletére Ferenc József-hídnak neveztek el.

A vasúti vágányokat közvetlenül a főtartók mellé, a hídpálya szélére építették. Az üzem alsóvezetékes volt, majd később, 1923-ban ezt felsővezetékes rendszerré alakították át. Ebben az évben átépítették a híd teljes kocsíutburkolatát is, az eredeti fakocka burkolat a terhelés csökkentésének céljából azonban megmaradt, a járdákon pedig az öntöttaszfaltot vasbetonlemezre helyezték. Az úttest szélén levő villamosvágányokat 1938-ban áthelyezték az úttest közepére, így kialakult a mai keresztmetszeti elrendezés.

1945. január 16-án német robbantóalakulat felrobbantotta a hidat. A robbanótölteteket a középső hídnnyílásban helyezték el. Így nemcsak a befüggesztett rész, hanem a konzolos tartórész egy része is megsérült, vízbe esett a robbanás során. A parti hídnnyílásokat is áthidaló konzoltartók sérült állapotban állva maradtak. Katonai alakulatok rövid időn belül nekiláttak a hídrész pontonhíddal való kiegészítéséhez, illetve a roncsolt részek bontásához. A szerkezetnek egyszerű kéttámaszú tartóként kellett volna működnie, a sérült vasszerkezet azonban erre nem volt méretezve, így az alsó rakpartra rogyott, felbillent és lecsúszott az egyik sarujáról. Később azonban még így is megoldották a két városrész pontonhíddal való összeköttetését. Körülbelül egy évig szolgált ily módon a híd, 1946. január 10-én azonban a szerkezetet hordozó öt dereglyét a ráépített hídrésszel együtt a jégzajlás elsodorta.

1946-ban a helyreállítások során a budai hídrész alátámasztására cölöpállvány épült, melyről kijavították a sérült részeket, helyrebillentették és hatalmas csavaremelőkkel felemelték a szerkezetet. Az áthidalások megerősítése után a sérült elemeket kicserélték. A konzolos rész helyreállításakor a roncsolódott öveket hidraulikus sajtóval szorították vissza az eredeti terv szerint helyükre és alakjukra, valamint eredeti hosszúságú rácsrudakat építettek be a főtartóba is. A kihajlás elleni biztonságot lemezek ráhegesztésével növelték. A főtartó középső részének felújítása során az eredeti tervek szerint legyártott szerkezeti részeket készítették el, majd szerelték be, melyeket úszódaruk segítségével végeztek el. A hídrészeket a parton 50 tonnás egységekbe szerelték össze, majd egyben emelték őket a helyükre. A híd közepén lévő keresztartók javításához az Erzsébet, illetve a Petőfi híd roncsait használták fel. A hídon a villamosvágányokat, a kocsipályát valamint a járdákat is helyreállították.

Az újjáépített hidat 1946. augusztus 20-án nyitották meg a forgalom számára. Első felülvizsgálatára, javítására 1965-68 között került sor, a forgalom fenntartása mellett. 1969-ben elvégezték a villamosvágányok cseréjét és a pályaburkolatok javítását is. 1980-ban nagyobb szabású karbantartási és felújítási munkát végeztek a hídon, amikor három hónapra (1980. június 16-tól október 17-ig) a forgalom elől lezárták a hidat. Ekkor a teljes pályaszerkezetet elbontották, helyébe vasbeton lemezt építettek, a hídpályára öntött-aszfalt burkolatot fektettek.

1985-ben újra megvizsgálták a híd állapotát, melynek során megállapították, hogy a hídon az olvasztó-só hatására súlyos korrózió lépett fel a szerkezeti elemekben, valamint anyagfáradás jelei is észrevehetőek voltak. A budai oldal 6-os oszlopánál „kibicsaklás” is történt, ugyanis a korrodált oszlop átszakadt. Ekkor a híd forgalmát ideiglenesen leállították, az oszlopok alsó részét megerősítették. A gyalogjárdákra új vasbetonlemez épült. A hídon azon karbantartási munkálatokat végezték el, melyekre lehetőség nyílt a híd forgalmának hosszabb idejű leállítása nélkül. Az esedékessé vált felújításokat azonban tovább halasztották.

1996-ban egy újabb, igen részletes állapotfelmérés során mind statikai, mind fáradási szempontból hiányosságokat észleltek. Egyes elemeknél (szélső hosszartók) a szabványok előírásaihoz képest a megengedettnél nagyobb igénybevétel keletkezett. Ennek következtében a hídon leállították az autóbuszforgalmat.

A gyalogjárók hibás kialakítása miatt a szerkezet sok helyen jelentősen korrodálódott. A forgalomnövekedés hatása miatt ezen hibák kijavítása halaszthatatlanná vált. 2007. augusztus 10-én, az újabb felújítás miatt 15 hónapra lezárták a hidat. A munkálatok során megerősítették a főtartók, illetve a keresztartók acélszerkezetét, kicserélték a hosszartókat és új öszvér

pályaszerkezetet építettek ki a hídon. Kijavították a pilléreket és a hídfőket is. A villamospályák felújítása során Edilon sínleerősítést alkalmaztak a hídon, mely a járművek dinamikus hatását jelentősen csökkentette. Szükségessé vált a járdaszerkezet kicserélése is, mivel a régi szerkezet kialakítása, szigetelése nem volt megfelelő. A vasbeton lemez helyett könnyű acél pályaszerkezetet építettek ki, mely által csökkent az önsúly is. A hidat végül 2008 decemberében a villamosforgalom számára, 2009 májusától pedig az autós forgalom számára is megnyitották. A felújítás előtt és után is a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék próbaterhelést végzett a hídon.

Megfigyelhető, hogy a Szabadság híd pályaszerkezetét többször is átépítették, melynek egyik oka az elemek fáradása volt. Főtartószerkezetében eddigi élettartama alatt azonban - a korróziós károsodások javításán kívül - nagyobb lényegi változás nem történt. Felmerült tehát a főtartóelemek fáradási károsodásának ellenőrzése, mely vizsgálatokhoz 1997-ben és 2006-ban is végeztek feszültségméréseket.

4.1.3. Korábbi vizsgálatok

4.1.3.1. Az 1997-ben végzett vizsgálatok ^[28]

1997-ben a Szabadság híddal kapcsolatos rekonstrukciós munkálatok során tehát felvetődött a főtartó 0-1' és 9-10' ferde rácsrudainak esetleges megerősítése. Ennek elvégzése igen kényes feladatnak bizonyult, hibátlan megoldása a rendelkezésre álló rövid forgalomkorlátozási idő alatt igen kétséges volt. Feltehető volt az is, hogy az erősítés miatt szükséges bontások során olyan sérülések következhetnek be, mely az eredetinél kedvezőtlenebb állapotokhoz vezetnek. Ezen erősítés egyszerűsítésére, illetve esetleges elhagyására a Budapesti Műszaki Egyetem Acélszerkezet Tanszék végzett vizsgálatokat, majd a kapott eredmények alapján javaslatot tett a szükséges teendőkről.

Az eljárás során feszültségmérést végeztek a következő helyeken (13. ábra):

- 1997. május 7-én a déli főtartó pesti hídvégén lévő 0-1' rácsrúd alsó csomópontjának, az első ráhegesztett heveder csomópont felé eső oldalán, a keresztirányú varrattól kb. 70 mm-re levő keresztmetszetben, az elméleti csomóponttól közelítően 1850 mm-re.
- 1997. május 9-én a déli főtartó pesti hídvégén lévő 0-1' rácsrúdnak az alsó elméleti csomóponttól közelítően 4630 mm-re, a harmadik felhegesztett heveder túlsó oldalán levő keresztmetszetben, a 7832 mm elméleti hosszúságú rácsrúd közepétől mintegy 600 mm-re.

- 1997. június 6-án a déli főtartó pesti hídvég felé eső szakaszán levő, 19001 mm elméleti hosszúságú 9-10' rácsrúd alsó csomópontjához legközelebb levő heveder csomópont felé eső oldalán, az elméleti csomóponttól körülbelül 2000 mm-re, az andráskereszt felezőjénél lévő keresztmetszetben.



13. ábra A vizsgált rácsrudak

Mind a három mérési keresztmetszetben az övszögacélok főtartó síkjába eső szárának tetejére, illetve aljára egy-egy (keresztmetszetenként 8-8) nyúlásmérő ellenállást ragasztottak fel. A mérőelemeket azért helyezték az övszögacélokra, mivel a felhegesztett hevederek varratkapcsolata a szögacélokon volt, így a keresztirányú varratok kedvezőtlen hatása ezeken érvényesült, valamint tapasztalatok szerint a szögacélokból a sarokpont környezetében jelentkezett a legnagyobb feszültség.

A mérések célja a forgalom alatti terhelésből származó feszültségspektrum felvétele volt. A mérések felerősítésére, illetve az adatok gyűjtésére alkalmas rendszer megléte elengedhetetlen volt a vizsgálatok során. Az eredmények feldolgozásában a fő szerepet az akkori hardver adottságoknak megfelelő számítógép játszotta, melyhez saját fejlesztésű program is készült, a mérési eredményeket ezen kívül analóg módon is összegyűjtötték.

A mérés napján (munkanap) reggel 6 óra és este 21 óra között a mért feszültségekkel arányos jeleket 5 perces időintervallumban dolgozták fel, így az ez idő alatt mért legmagasabb és legalacsonyabb feszültség rendelkezésre állt. A kettő közötti különbség adta azt a feszültséglengést, ami szükséges volt a rúd üzemi körülmények közötti vizsgálatához. Mivel a mérés üzemi viszonyok között zajlott, a mérés eredménye a dinamikus tényezővel növelt forgalmi terhekből keletkezett feszültséggel volt arányos. Az acél rugalmassági modulusát $E=20600 \text{ kN/cm}^2$ értéknek vették fel.

A számítógép által feldolgozott eredmények folyamatos rögzítése után, a mérési eredményeket táblázatosan kapták meg, melyben először a felső szélső szálban lévő mérőhelyeken (1,2,3,4), majd az alsó szélső sávban lévő négy mérőhelyen (5,6,7,8) mért feszültségeket közölték. Képezték a felső és alsó szélső szálakban mért feszültségek átlagait, majd végül a két szélsőszál-feszültségből kiszámították a σ_N és σ_M , normál- és hajlítófeszültség komponenseket.

A mérések kiértékelése során megállapítható volt, hogy a legnagyobb feszültségek akkor keletkeztek, amikor a vizsgált rúd környezetében találkoztak a villamosok. Erre a 0-1' rúdnál nagyobb volt a valószínűség, mivel a forgalmat ott közlekedési lámpa szabályozta. A villamosforgalom csúcsidőszaka és a személyautó forgalom csúcsidőszaka általában nem esett egybe. A villamos csúcsforgalom reggel 06:30-tól 08:30 közötti időszakra volt tehető, a délutáni csúcsforgalom jobban széthúzódott. A személyautók csúcsforgalma a közbelső időszakra esett, de ez a híd, illetve a vizsgált rudak szempontjából egyáltalán nem volt mértékadó. Megfigyelhető volt még, hogy a felső szélső szálban kisebb feszültségek keletkeztek, mint az alsó szélső szálban. A mérési eredmények megtalálhatóak a [27]-ben.

A különböző rudakon végzett mérések kiértékelése során meghatározták a maximális feszültséglengést mind a felső, mind az alsó szálban, valamint a maximális átlagos normál-feszültséget, illetve a maximális hajlítófeszültséget. Az eredmények az 1. táblázatban olvashatóak.

Maximális feszültséglengés [MPa]			
mérőhely	0-1' jelű rúd (alsó csp.)	0-1' jelű rúd (közép)	9-10' jelű rúd
1-4	15,4	20,9	20,0
5-8	29,0	28,5	16,1

1. táblázat Mérési eredmények (1997)

A 0-1' rúd esetén a mért feszültségek mindig nyomófeszültségek voltak. Emiatt az MSZ 07-3702-87 szabvány szerint a nyomott zónában a feszültséglengést 0,8-szorosával - az alsó csomópontban 23,2 MPa-lal, a középkeresztmetszetben pedig 22,8 MPa-lal - lehet figyelembe venni. A 9-10' rúd esetében a mért feszültségek mindig húzófeszültségek voltak. Mérésekkel igazolták, hogy a járműforgalom mellett az erősítésre javasolt rudak tényleges feszültséglengése az MSZ 07-3702-87 ágazati szabványban előírt 28 MPa fáradási küszöbfeszültség alatt volt.

A vizsgálatok során a számítási és a mérési eredmények közvetlenül nem voltak összehasonlíthatóak, mivel a méretezés alapjául szolgáló teher nem egyezett meg a tényleges teherrel, valamint a főtartó tényleges erőjátéka a pályaszerkezet teherelosztó hatása miatt sokkal kedvezőbb volt, mint amit a kéttámaszú átvitelrel készült statikai számítás mutatott.

A mérések kiértékelése után a BME Acélszerkezet Tanszék végül a 0-1' rudak és a pesti oldalon levő 9-10' rudak tervezett erősítésének elhagyását javasolta. Ennek oka az volt, hogy az erősítés korrekt és teherbírást növelő végrehajtása nem volt feltétlenül biztosítható, továbbá állandó ellenőrzés mellett a rudak 10-20 %-os számított többlet igénybevétel viselésére alkalmasak voltak.

4.1.3.2. A 2006-ban végzett vizsgálatok ^[29,30]

A Szabadság híd 2007-es átépítése előtti állapotfelmérés keretében a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Hidak és Szerkezetek Tanszéke 2006-ban végzett méréseket. A mérési program tervezése során az 1997-es vizsgálatához igazodtak. Ugyanazon két főtartóelem feszültségmérését végezték el, azon célból, hogy az átépítések során fellépő megerősítések szükségességét megítéljék. Az eredmények emellett az átépítés utáni állapot ellenőrzéséhez bázisként is szolgáltak. Az eredmények az előbb ismertetett 1997-es mérésekkel közvetlenül összehasonlíthatóak voltak, a rudak fáradás szempontjából való megítélése szintén az 1997-es jelentés elvei alapján volt megtehető.

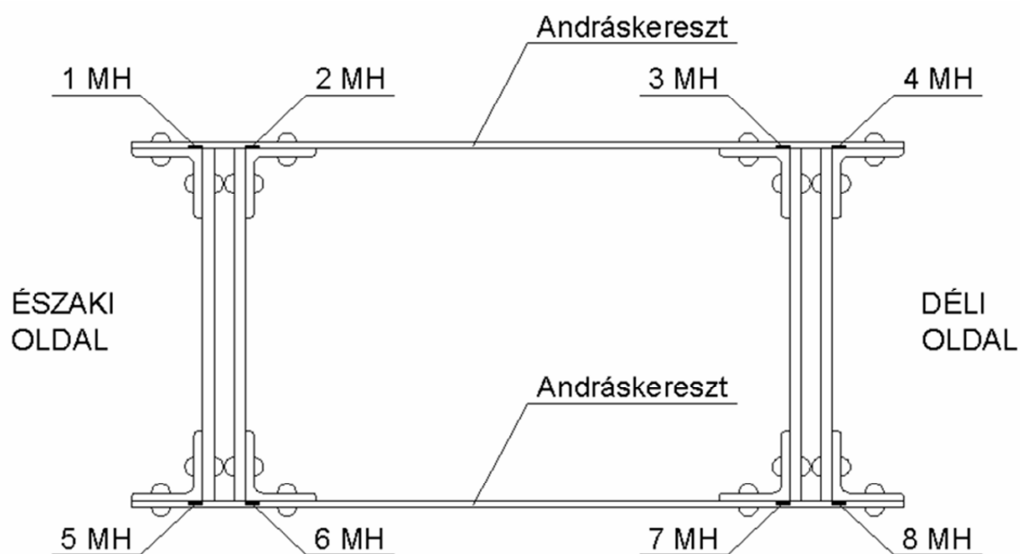
A méréseket a kifolyás oldali 0-1' és 9-10' jelű ferde rácsrudak egy-egy keresztmetszetében, nyúlásmérő bélyegek segítségével hajtották végre, keresztmetszetenként 8 pontban. A mérések egy munkanap és egy munkaszünet nap forgalmi körülményei között, 24 órán keresztül zajlottak, megszakítás nélkül.

A vizsgált keresztmetszetek mind a 0-1', mind a 9-10' jelű rácsrúd esetén azonosak voltak az 1997-ben vizsgált keresztmetszetekkel, azzal a különbséggel, hogy a 0-1' jelű rúd esetén a középkeresztmetszetben nem végeztek méréseket (14. ábra) ^[29].



14. ábra MÉRŐHELYEK A 0-1' JELŰ RÚDON ^[29]

A mérés folyamata hasonló volt a korábbi méréshez. Az övszögacélok főtartó síkjába eső szárának tetejére, illetve aljára nyúlásmérő bélyegeket ragasztottak fel. A bélyegeket egy digitális mérőerősítőbe kapcsolták, az erősítőt pedig egy személyi számítógéppel vezérelték. A mérés során 30 perces intervallumokban, 5 Hz-es mintavételi frekvenciával rögzítették a bejövő jeleket. A keresztmetszetenként elhelyezett 8 mérőbélyeg elosztása látható a 15. ábrán ^[29].



15. ábra MÉRŐHELYEK ELHELYEZKEDÉSE ÉS SZÁMOZÁSA ^[29]

A mérések célja itt is az üzemi terhelésből származó feszültség-hisztogram felvétele volt. Az autó és villamos forgalom áthaladásakor meghatározták a kialakuló alakváltozásokat, majd táblázatos formában tárolták az egyes 30 perces időszakokra vonatkozóan. A villamosok áthaladásához tartozó ciklusok maximális és minimális megnyúlásaiból kiszámolták a feszültségeket, majd ezek különbségeként definiálták a feszültséglengéseket. A feszültséglengések hisztogramjának ismeretében, azok maximális értékei összehasonlíthatóak voltak az 1997-es mérések eredményeivel. Az adatokat a 2. táblázat foglalja össze.

mérőhely	Maximális feszültséglengés [MPa]			
	munkanap		munkaszüneti nap	
	0-1' jelű rúd	9-10' jelű rúd	0-1' jelű rúd	9-10' jelű rúd
1-4	13,30	16,43	12,40	15,59
5-8	26,45	13,79	24,94	14,18

16. táblázat Mérési eredmények (2006)

A 2006-ban végzett mérések eredményei láthatóan alacsonyabb feszültséglengéseket eredményeztek, mint az 1997-es vizsgálatok eredményei, ekkor ugyanis a legnagyobb feszültséglengés a 0-1' rúdban 29,0 MPa, a 9-10' rúdban pedig 20,0 MPa volt.

A BME Hidak és Szerkezetek Tanszék által a Szabadság híd rúdjaiban 2006-ban végrehajtott helyszíni vizsgálatok alapján tehát megfigyelhető, hogy a mérési eredmények jó egyezést mutatnak az 1997-ben elvégzett mérések eredményeivel. Összhangban az akkor megfogalmazott megállapításokkal, a 2006-os mérés során kapott maximális feszültséglengések alapján megállapítható, hogy az üzemi forgalomból adódó feszültséglengések nem okoznak fáradást a rudakban. Így a Tanszék javaslata szerint az átépítés során a vizsgált rudak megerősítése nem vált szükségessé.

5. Szabadság híd fáradásvizsgálata időszakos monitoring rendszer alkalmazásával

Az 1997-es és 2006-os mérések során tehát két főtartóelem fáradási károsodási problémáját vizsgálták. A maximális $\Delta\sigma$ feszültséglengés meghatározása alapján, azt a szabványban megadott küszöbértékkel összehasonlítva megállapították, hogy az egyes főtartóelemek megerősítése szükséges-e.

A TDK kutatás keretében a korábban elvégzett mérések kiterjesztésével a Szabadság híd fáradási élettartamának vizsgálatát hajtom végre. Az időszakos monitoring által szolgáltatott mérési eredmények alapján meghatározom a tipikus forgalmi jelenségeket. A mért feszültségtörténetek alapján előállítom a tipikus forgalmi helyzetekre vonatkozó feszültségspektrumokat, majd a lineáris károsodási hipotézis alkalmazásával kiszámítom a fáradási károsodás mértékét. A híd előzetes és aktuális forgalmi viszonyainak feltételezésével becslést adok a híd fáradási élettartamára.

5.1. Időszakos monitoring rendszer alkalmazása

A Szabadság hídon a 2006-os mérések során időszakos monitoring vizsgálatot végeztek két rácsrúd feszültségtörténetének meghatározásához. A mérések időtartama 2×24 óra volt, mind a 0-1', mind a 9-10' rúd esetén, melyeket egy munkanapon és egy munkaszüneti napon végeztek el. A 0-1' jelű rácsrúdon 2006. július 20-án (munkanap) és 2006. július 22-én (munkaszüneti nap), a 9-10' jelű rácsrúdon 2006. július 31-augusztus 1-jén (munkanap) és 2006. július 29-30-án (munkaszüneti nap) végezték a méréseket.

A hídon megfelelő helyre kiépített nyúlásmérő bélyegek segítségével, a mért alakváltozások ismeretében meghatározható a vizsgált keresztmetszetekben keletkező feszültségtörténet. A 0-1' rúd esetében 0,5 másodpercenként, a 9-10' rúd esetén 0,2 másodpercenként végeztek leolvasásokat. A megnyúlásokat az idő függvényében diagramon ábrázolták.^[28] A fáradásvizsgálatok elvégzéséhez tehát ezen feszültségtörténeti adatok állnak rendelkezésemre.

5.1.1. Forgalom kialakulása a Szabadság hídon

A tipikus forgalmi jelenségek meghatározásához ismernünk kell a forgalom kialakulásának történetét, a hídon régebben, illetve ma is közlekedő járműveket. Ezek alapján a híd élettartamát - forgalom szerint - különböző periódusokra osztottam fel.

A villamosforgalom a híd megnyitása után másfél évvel, 1898 májusában indult meg, melyet a Budapesti Közúti Vaspálya Társaság (BKVT) üzemeltetett. Az első vonal végcélja a mai Kálvin tér volt. A Szabadság híd villamosforgalma mindig is nagyon sűrű volt. Élettartama során többek között a következő járatok érintették a hidat (4. táblázat) ^[24, 31, 32]:

villamos száma	időszak	
	kezdet	vége
7	1910	1915
9	1907	1919
19	1907	1929
31	1910	1930
39	1910	1918
41	1910	1918
42	1959	1970
47	1960	
48	1948	1960
49	1920	
60	1957	1964
61	1910	1943
63	1915	1972
71	1928	1939

4. táblázat A Szabadság hídon áthaladó villamosvonalak

A metróhálózat kiépülésével, valamint a párhuzamos villamosvonalak felszámolásával, 1973-ban alakult ki a mai villamosforgalom közlekedési rendje. A folyamatos forgalomnövekedés miatt a hídon a villamosforgalmat fizikailag is elválasztották a közúti forgalomtól.

Az autóbusz-közlekedés 1928. szeptember 24-től indult meg a Szabadság hídon. Az 1-es számú autóbusz az Andrassy út felől a Gellért térig közlekedett. A híd felrobbantása után a buszforgalom 1948 augusztusában indult újra. 1951-től 1964-ig a túlzsúfoltság miatt azonban a járat a Lánchídon át közlekedett. 1996-ban a híd biztonságának érdekében az autóbusz-forgalmat megszüntették a hídon.^[32]

A Szabadság hídon jelenleg a BKV 47-es és 49-es számú villamosai közlekednek, autóbusz közlekedés nincs. 2009-ben az átlagos napi forgalom (ÁNF) 25.000 E/nap volt. A hídon súly- és szélességkorlátozás van érvényben, mely szerint a 3,5 tonnát meghaladó össztömegű, zárt kocsiszekrényű tehergépkocsi, vontató, mezőgazdasági vontató, lassú jármű, illetve autóbusz nem hajthat át a hídon, valamint a 2,0 méternél szélesebb járművel való közlekedés szintén tilos. Csúcsórában hétköznap a 47-es villamos ~4 percenként, a 49-es villamos szintén ~4 percenként közlekedik. Óránként és irányonként ~30 darab villamos halad át a hídon, kb. 2 perces követési idővel. A délutáni jelentős gépjármű forgalom a pesti hídfőnél alkalmanként torlódást okoz.^[33]

5.1.1.1. A hídon közlekedő járművek

A Szabadság hídon közlekedett szerelvények szempontjából fontos kiemelni a Ganz UV típusú villamos motorkocsit, ami a világháború utáni korszak legmeghatározóbb járműve volt. A hídon áthaladó viszonylatok esetében leggyakrabban az M+P+M (motor+pótkocsi+motor) összeállítású szerelvényeket alkalmazták. A két motorkocsi közötti UV pótkocsi használata az egyre növekvő forgalom elszállítása miatt vált szükségessé. Az első pótkocsis UV-szerelvény 1957-ben, a 49-es villamos vonalán közlekedett. Az UV szerelvényeket 2007-ben vonták ki a menetrend szerinti közlekedésből. A hídon jelenleg Ganz csuklós típusú jármű közlekedik.^[24,31] Az egyes villamosok adatait tartalmazza az 5. táblázat.

jármű típusa	tömeg [kg]	hossz [m]	befogadó-képesség [fő]
BKVT J típus	6600	7,72	24
BKVT Q típus	10000	8,28	27
BKVT S típus	11000	9,3	42
BKVT F/F1	13500	10,51	46
Ganz UV	19750	13,5	94
Uv pótkocsi	8200	10,63	93
Ganz csuklós	34750	26,9	169

5. táblázat Járművek adatai

5.1.1.2. A híd élettartamának felosztása

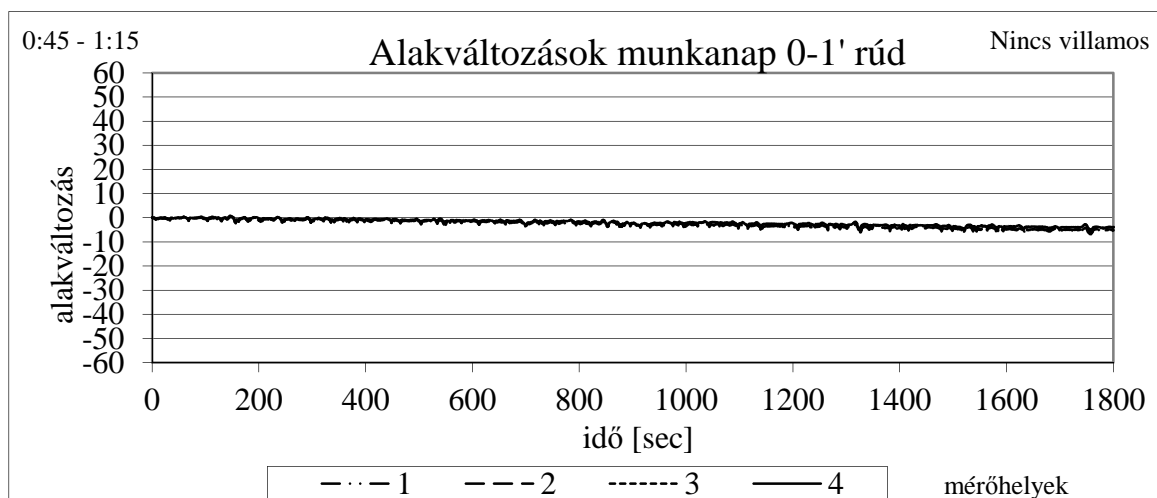
A Szabadság híd élettartamát ezek alapján a következő periódusokra osztottam fel:

1. 1898-1928: Villamosforgalom a hídon
2. 1928-1945: A villamos mellett a buszforgalom is elindul a hídon
3. 1946-1973: A híd újjáépítése után újra megindul a forgalom
4. 1973-1996: A párhuzamos villamosvonalak megszüntetése után két viszonylat (47,49) közlekedik, a buszok továbbra is áthaladnak a hídon
5. 1996-2007: A híd biztonságának szempontjából a buszforgalmat leveszik a hídról
6. 2007-től: A Ganz UV típusú járműveinek kivétele a közlekedésből, jelenlegi állapot

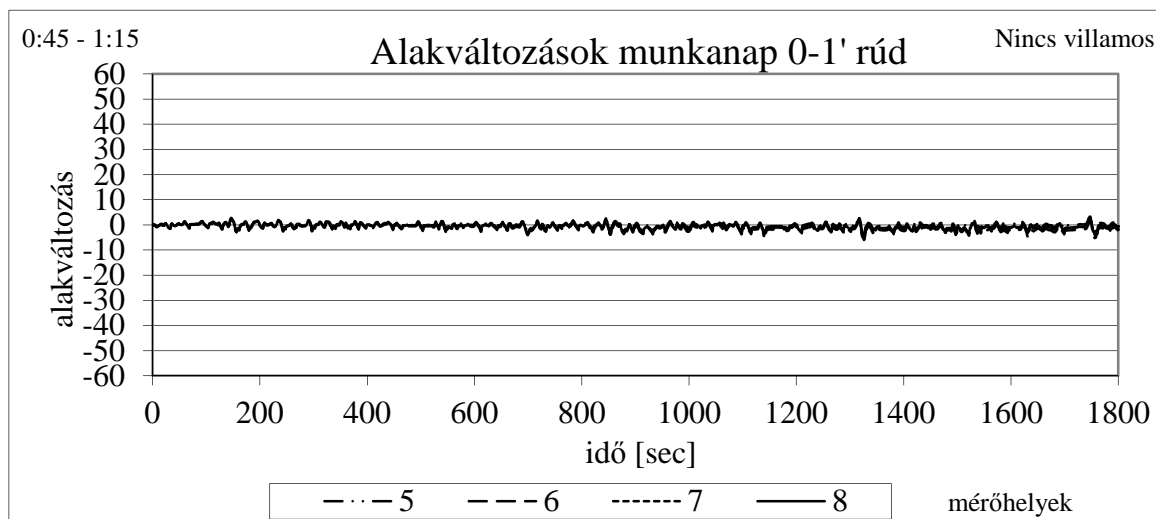
5.1.2. Tipikus forgalmi jelenségek

A forgalom ismeretében, a [29] szakértői jelentést, illetve annak ábráit alapul véve a megnyúlások alapján meghatároztam a tipikus forgalmi jelenségeket a hídon. Ezeket a 0-1' rácsrúd mérőhelyein, munkanapon végzett mérések esetén, 30 perces időszakok alapján adtam meg. A tipikus forgalmi jelenségek ^[29]:

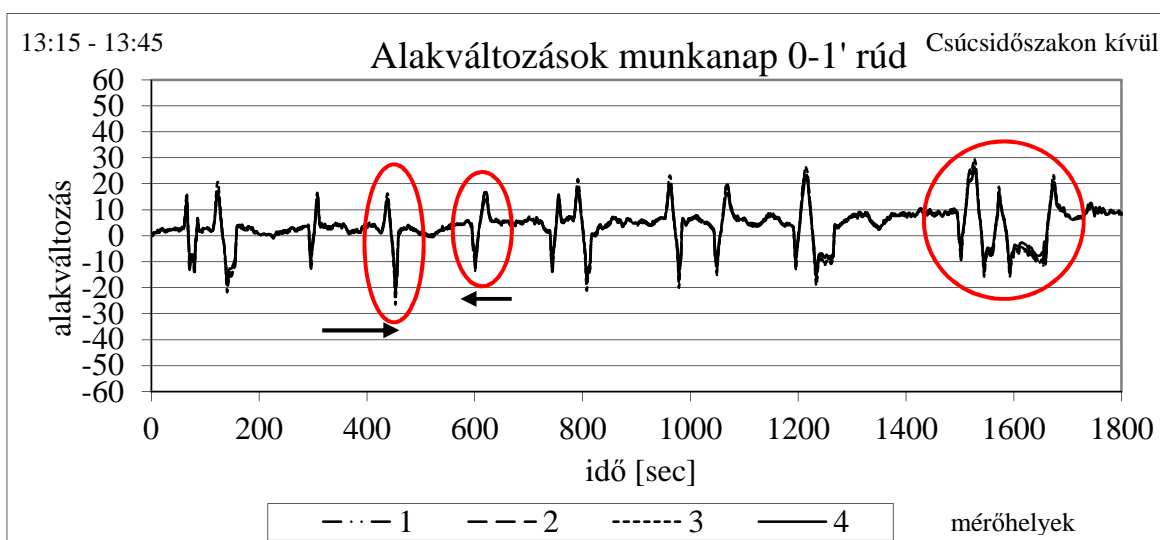
1. Az éjszakai alacsony közúti forgalom, a hídon nincs villamosforgalom. (16. ábra)
2. A villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, normál autóforgalom mellett. (17. ábra)
3. A villamosforgalom csúcsidőszaka. (18. ábra)
4. A hídon elhelyezett forgalomirányító lámpáknál összegyűlt autók hulláma. (19. ábra)
5. Kisebb, a forgalomirányító lámpák kikapcsolásával egyenletesebbé vált autóforgalom. (20. ábra)



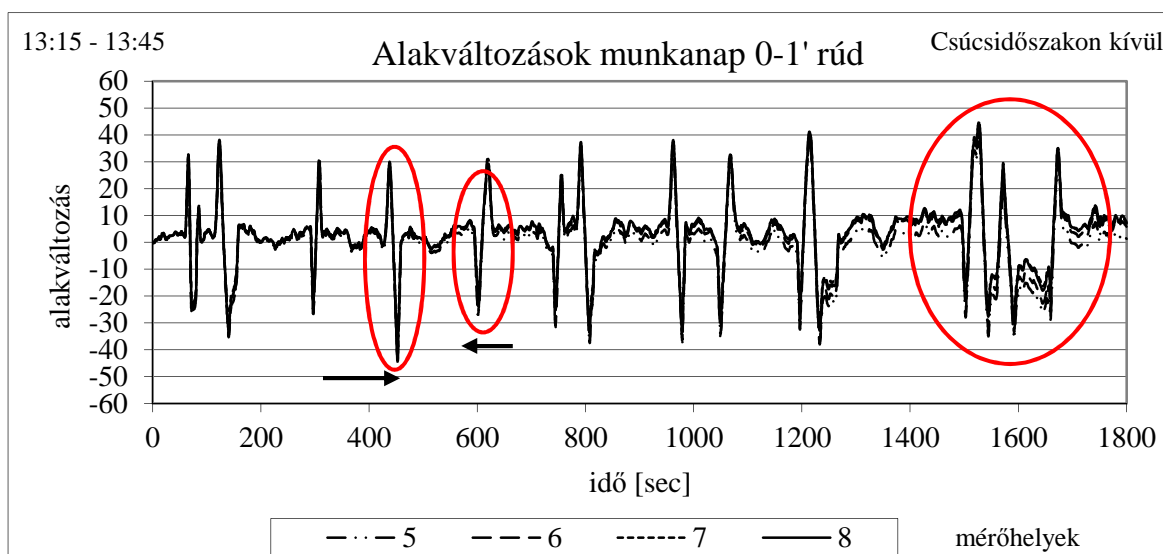
16.1. ábra Alacsony közúti forgalom, nincs villamos (1-4 mérőhelyek)



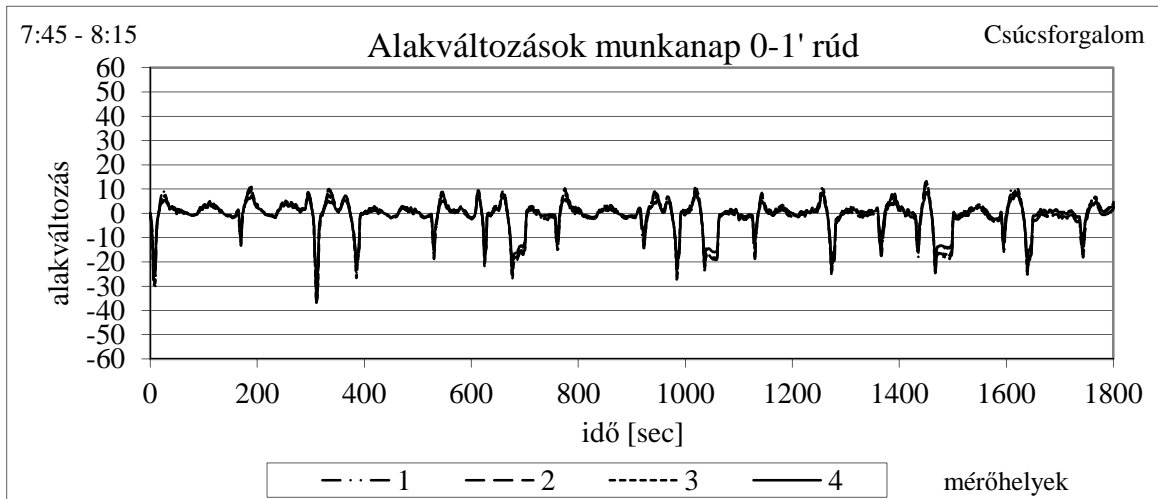
16.2. ábra Alacsony közúti forgalom, nincs villamos (5-8 mérőhelyek)



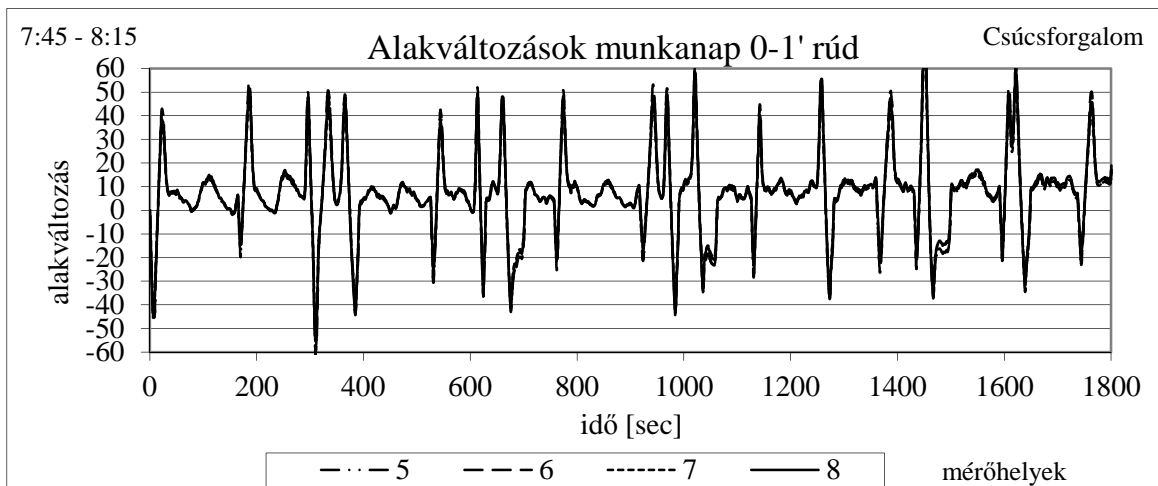
17.1. ábra Villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, normál nappali autóforgalom mellett (1-4 mérőhelyek)



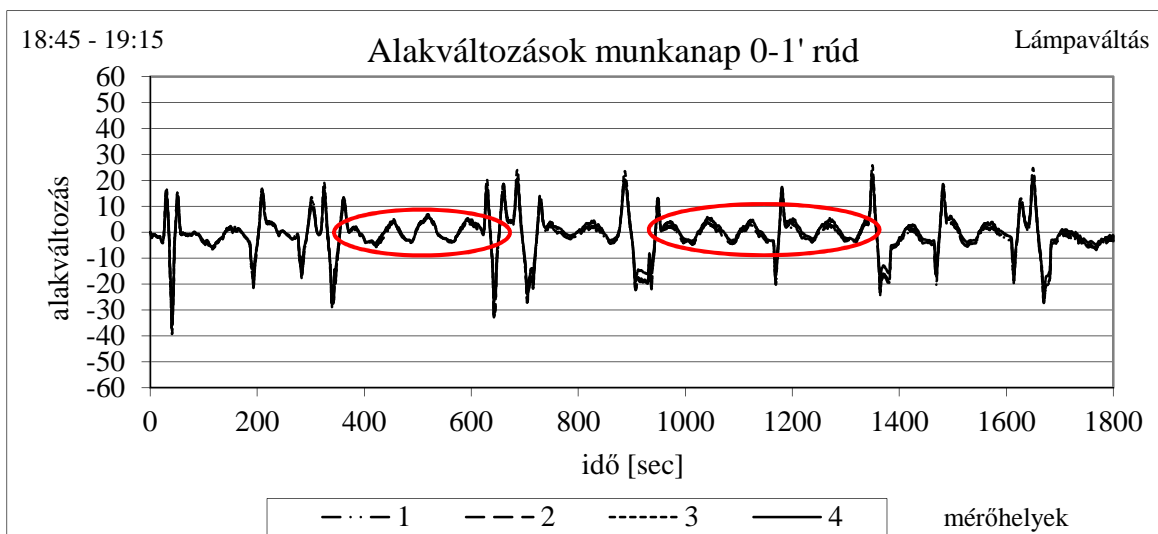
17.2. ábra Villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, normál nappali autóforgalom mellett (5-8 mérőhelyek)



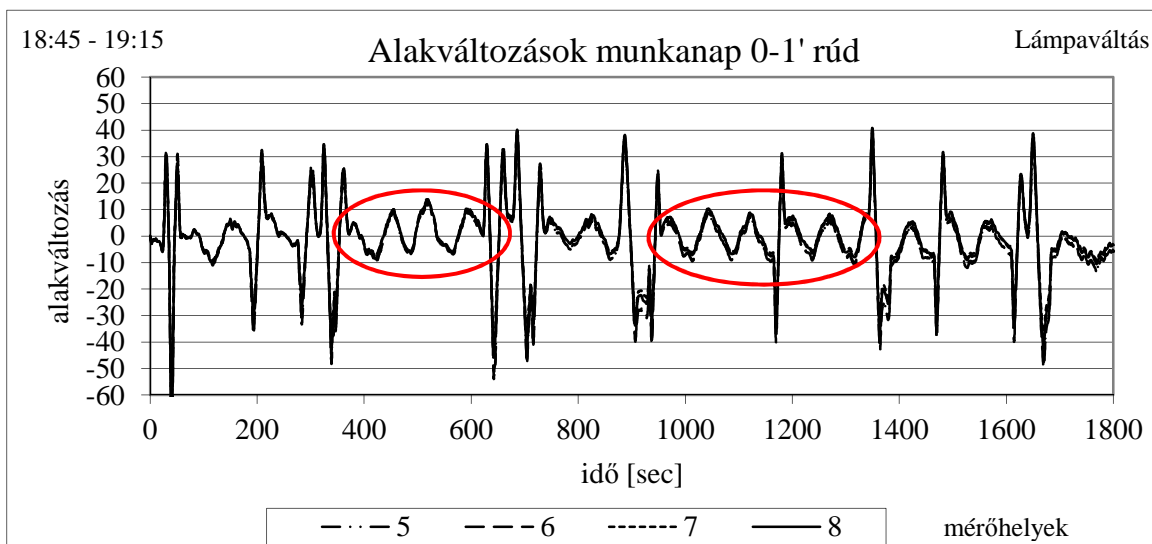
18.1. ábra Villamosforgalom csúcsidőszaka (1-4 mérőhelyek)



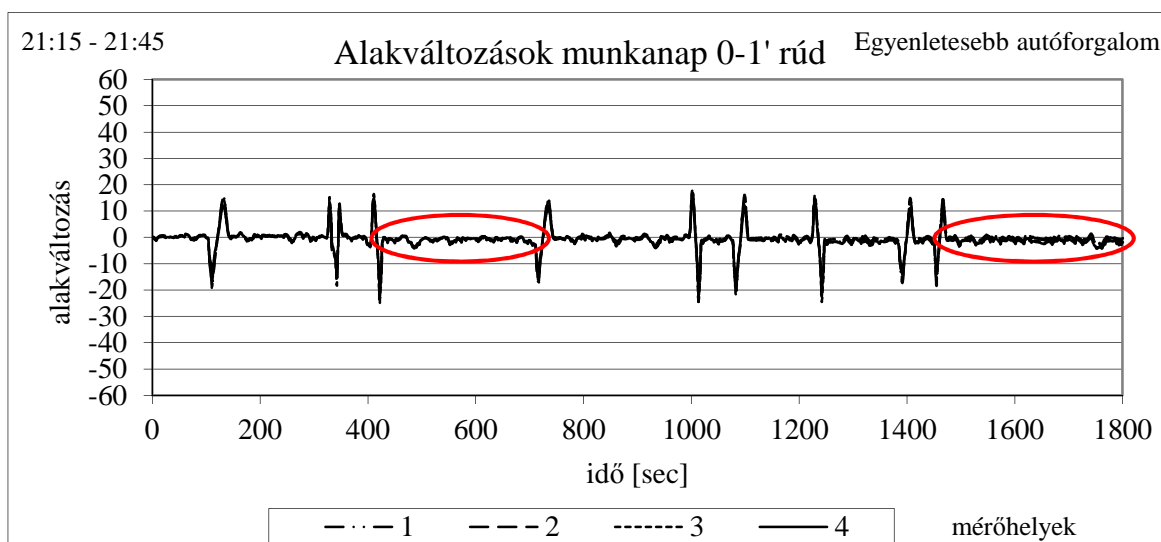
18.2. ábra Villamosforgalom csúcsidőszaka (5-8 mérőhelyek)



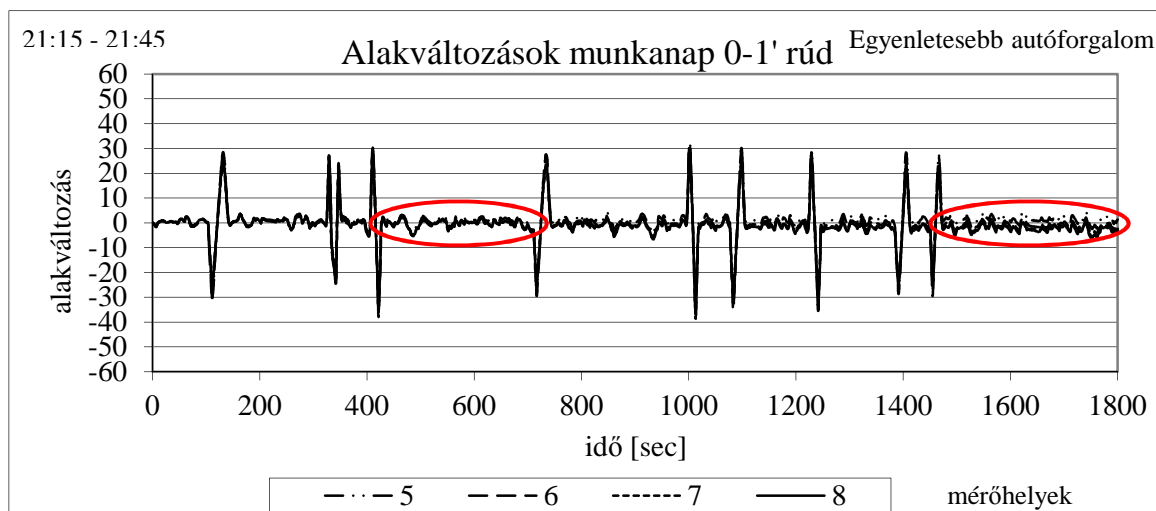
19.1. ábra Lámpaváltás a villamosok között (1-4 mérőhelyek)



19.2. ábra Lámpaváltás a villamosok között (5-8 mérőhelyek)



20.1. ábra Egyenletesebb autóforgalom a lámpák kikapcsolása után (1-4 mérőhelyek)



20.2. ábra Egyenletesebb autóforgalom a lámpák kikapcsolása után (5-8 mérőhelyek)

Az 1. forgalmi jelenség során megfigyelhető, hogy a gépkocsi-forgalom által okozott lengések elhanyagolhatóan kicsire adódnak.

A 2. forgalmi jelenség kapcsán megjegyzendő, hogy a villamosok mind a két irányból felmehetnek a hídra, tehát a két villamos találkozhat is, melynek hatására a ciklusok „egymásba érhetnek” [30]. A jelenség jól látható a 17.2. ábrán.

A 3. forgalmi jelenség a villamosok csúcsforgalmához kapcsolódik. A forgalmasabb időszakok megfigyeléseim szerint reggel 6:45-től 10:45-ig, illetve este 15:45-től 19:15-ig tartanak. Csúcsforgalomban 19 villamos érkezett a hídra 30 perc alatt.

Ezzel egyidejűleg azonban már a 4. forgalmi jelenség is megjelenhet. Ennek során a híd végénél elhelyezett forgalomirányító lámpáknál összegyűlt autók terhelő hatásai is figyelembe veendők. Két villamos érkezése között 2-3 alkalommal történt lámpaváltás.

A forgalmi lámpák kikapcsolása után az 5. forgalmi jelenség a leggyakoribb. Ebben az esetben már kisebb az autóforgalom, a terhelés pedig egyenletesebbé válik.

A kapott alakváltozásokból a Hooke-törvényt alkalmazva megkaphatóak a feszültségek.

$$\sigma = E * \varepsilon \quad (16)$$

A számítások során az rugalmassági modulus értékét $E=20600 \text{ kN/cm}^2$ -nek vettem fel.

A 0-1' rúdon, munkanapon végzett monitoring vizsgálatok mérési eredményei alapján az aznapi forgalmat a tipikus forgalmi szituációk alapján jellemeztem, mely a 6. táblázatban látható. Az egyes forgalmi jelenségekhez meghatározott feszültséglengéseket és ismétlődési számokat 24 órára vonatkozóan, a diagramokról leolvasva, manuális ciklusszámlálás után a 7. táblázatban foglaltam össze.

mérés kezdete	mérés vége	Forgalom jellemzése	Tipikus forgalmi jelenségek száma	Feszültség-lengés	Ismétlődési szám	Feszültség-lengés	Ismétlődési szám
				$\Delta\sigma$	ni	$\Delta\sigma$	ni
0:15	0:45	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 2 darab villamos	5	10,3	2	0	0
0:45	1:15	enyhe autós forgalom, nincs villamos	1	0	0	0	0
1:15	1:45	enyhe autós forgalom, nincs villamos	1	0	0	0	0
1:45	2:15	enyhe autós forgalom, nincs villamos	1	0	0	0	0
2:15	2:45	enyhe autós forgalom, nincs villamos	1	0	0	0	0
2:45	3:15	enyhe autós forgalom, nincs villamos	1	0	0	0	0
3:15	3:45	enyhe autós forgalom, nincs villamos	1	0	0	0	0
3:45	4:15	enyhe autós forgalom, nincs villamos	1	0	0	0	0

4:15	4:45	enyhe autós forgalom, nincs villamos	1	0	0	0	0
4:45	5:15	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 4 darab villamos	5	16,1	4	0	0
5:15	5:45	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 8 darab villamos	5	15,9	8	0	0
5:45	6:15	8 darab villamos, normál autós forgalom	2	16,5	8	0	0
6:15	6:45	10 darab villamos, normál autós forgalom	2	16,7	10	0	0
6:45	7:15	15 darab villamos, csúcsforgalom, forgalmi lámpák hatása	3,4	17,8	15	2,1	2
7:15	7:45	17 darab villamos, csúcsforgalom, forgalmi lámpák hatása	3,4	24,1	17	2,1	5
7:45	8:15	19 darab villamos, csúcsforgalom, forgalmi lámpák hatása	3,4	22,1	19	3,5	11
8:15	8:45	17 darab villamos, csúcsforgalom, forgalmi lámpák hatása	3,4	24	17	2,3	4
8:45	9:15	16 darab villamos, csúcsforgalom, forgalmi lámpák hatása	3,4	25,1	16	2,7	8
9:15	9:45	15 darab villamos, csúcsforgalom, forgalmi lámpák hatása	3,4	21,2	15	3,5	9
9:45	10:15	15 darab villamos, csúcsforgalom, forgalmi lámpák hatása	3,4	19,9	15	1,9	9
10:15	10:45	13 darab villamos, csúcsforgalom, forgalmi lámpák hatása	3,4	20,4	13	2,9	13
10:45	11:15	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 14 darab villamos	2	17,3	14	0	0
11:15	11:45	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 13 darab villamos	2	16,7	13	0	0
11:45	12:15	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 15 darab villamos	2	16,5	15	0	0
12:15	12:45	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 13 darab villamos	2	15,6	13	0	0
12:45	13:15	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 14 darab villamos	2	15,4	14	0	0
13:15	13:45	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 13 darab villamos	2	14,8	13	0	0
13:45	14:15	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 15 darab villamos	2	15,1	15	0	0
14:15	14:45	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 17 darab villamos	2	16,9	17	0	0
14:45	15:15	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 6 darab villamos, lámpák hatása	2,4	17,1	6	2,9	16
15:15	15:45	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 10 darab villamos, lámpák hatása	2,4	8,2	10	2,3	12
15:45	16:15	14 darab villamos, csúcsforgalom, forgalmi lámpák hatása	3,4	19,1	14	3,4	12
16:15	16:45	12 darab villamos, csúcsforgalom, forgalmi lámpák hatása	3,4	17,1	12	2,5	10
16:45	17:15	19 darab villamos, csúcsforgalom, forgalmi lámpák hatása	3,4	23,3	19	3,6	11
17:15	17:45	15 darab villamos, csúcsforgalom, forgalmi lámpák hatása	3,4	18,5	15	3,1	13
17:45	18:15	12 darab villamos, csúcsforgalom, forgalmi lámpák hatása	3,4	23,5	12	3,5	10
18:15	18:45	15 darab villamos, csúcsforgalom, forgalmi lámpák hatása	3,4	22,7	15	2,6	12
18:45	19:15	13 darab villamos, csúcsforgalom, forgalmi lámpák hatása	3,4	19,2	13	3,5	16
19:15	19:45	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 13 darab villamos	5	15,5	13	0	0
19:45	20:15	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 13 darab villamos	5	14,6	13	0	0
20:15	20:45	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 14 darab villamos	5	14,6	14	0	0
20:45	21:15	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 10 darab villamos	5	14,2	10	0	0
21:15	21:45	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 9 darab villamos	5	13,9	9	0	0
21:45	22:15	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 7 darab villamos	5	12,8	7	0	0
22:15	22:45	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 7 darab villamos	5	13,4	7	0	0
22:45	23:15	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 8 darab villamos	5	14,2	8	0	0
23:15	23:45	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 9 darab villamos	5	13,8	9	0	0
23:45	0:15	villamosforgalom csúcsidőszakon kívül, 3 darab villamos	5	12,8	3	0	0

6. táblázat Forgalom jellemzése

A 7. táblázatból tehát kiderül, hogy egy munkanap során a tipikus forgalmi szituációkhoz tartozó egyes feszültséglengések hányszor ismétlődnek meg.

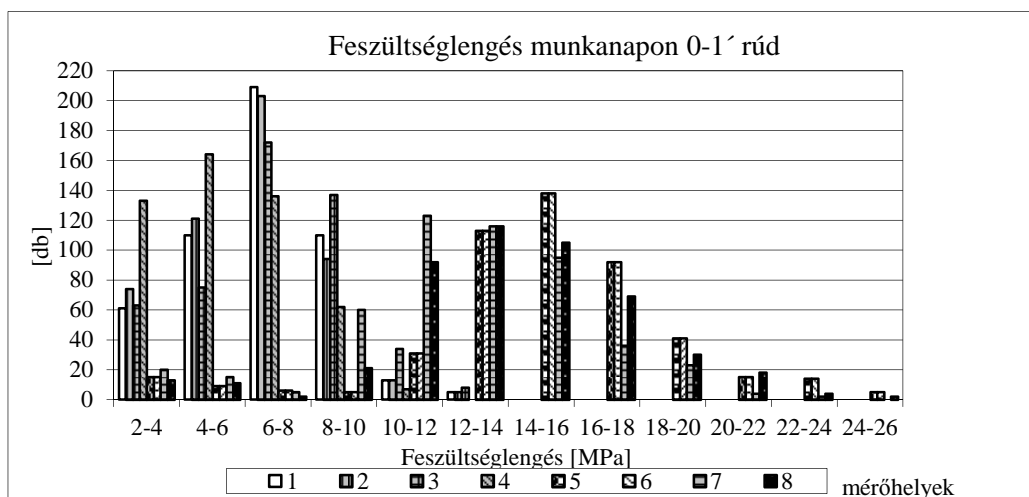
Tipikus forgalmi jelenség száma	Feszültséglengés	Ismétlődési szám
	$\Delta\sigma$	ni
1	0	0
2	8,2	10
	14,8	13
	15,1	15
	15,4	14
	15,6	13
	16,5	23
	16,7	23
	16,9	17
	17,1	6
	17,3	14
3	17,1	12
	17,8	15
	18,5	15
	19,1	14
	19,2	13
	19,9	15
	20,4	13
	21,2	15
	22,1	19
	22,7	15
	23,3	19
	23,5	12
	24	17
24,1	17	
25,1	16	
4	1,9	9
	2,1	7
	2,3	16
	2,5	10
	2,6	12
	2,7	8
	2,9	29
	3,1	13
	3,4	12
	3,5	46
3,6	11	
5	10,3	2
	12,8	10
	13,4	7
	13,8	9
	13,9	9
	14,2	18
	14,6	27
	15,5	13
	15,9	8
16,1	4	

7. táblázat Tipikus forgalmi szituációk jellemzői

5.1.3. Lineáris károsodási hipotézis alkalmazása

5.1.3.1. Feszültséglengések meghatározása

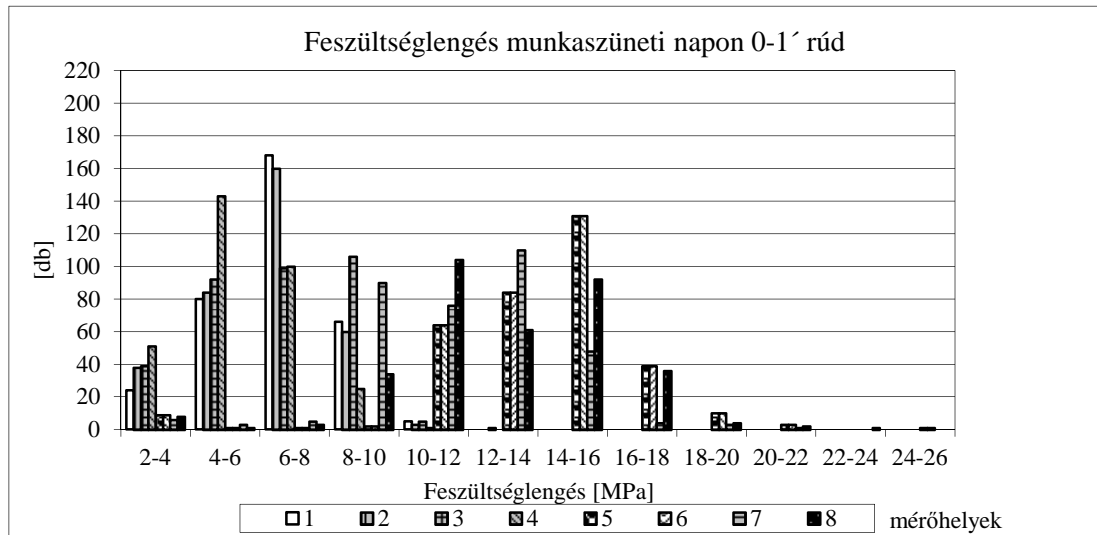
A 2006-ban végzett mérések során meghatározták az üzemi terhelésből származó feszültség-hisztogramokat. A mért alakváltozásokból kiindulva, kiválasztották a villamosok áthaladásához tartozó ciklusokat, majd a ciklushoz tartozó minimális és maximális nyúlás meghatározása után kiszámolták az ezekhez tartozó feszültségértékeket. A feszültséglengéseket a maximális és a minimális feszültségek különbségeként definiálták. Ezekből az egyes 30 perces időszakra vonatkozólag meghatározták a feszültség-spektrumokat, melyeket végül összegezték a teljes 24 órára. Ezen feszültség-spektrumokat [29] alkalmaztam a fáradásvizsgálat során. (21, 22, 23, 24. ábra). A feszültséglengések értékei az egyes mérőhelyekre vonatkozólag az 8, 9, 10. és 11. táblázatban láthatóak.



21. ábra Feszültség-spektrum a 0-1'-es rúdon, munkanap

0-1' rúd munkanap								
feszültséglengés [MPa]	Mérőhelyek							
	1	2	3	4	5	6	7	8
32-34	0	0	0	0	0	0	0	0
30-32	0	0	0	0	0	0	0	0
28-30	0	0	0	0	0	0	0	0
26-28	0	0	0	0	0	1	0	0
24-26	0	0	0	0	3	5	0	2
22-24	0	0	0	0	10	14	2	4
20-22	0	0	0	0	15	15	4	18
18-20	0	0	0	0	29	41	23	30
16-18	0	0	0	0	71	92	36	69
14-16	0	0	0	0	137	138	95	105
12-14	5	5	8	0	132	113	116	116
10-12	13	13	34	7	50	31	123	92
8-10	110	94	137	62	7	5	60	21
6-8	209	203	172	136	7	6	5	2
4-6	110	121	75	164	8	9	15	11
2-4	61	74	63	133	12	15	20	13

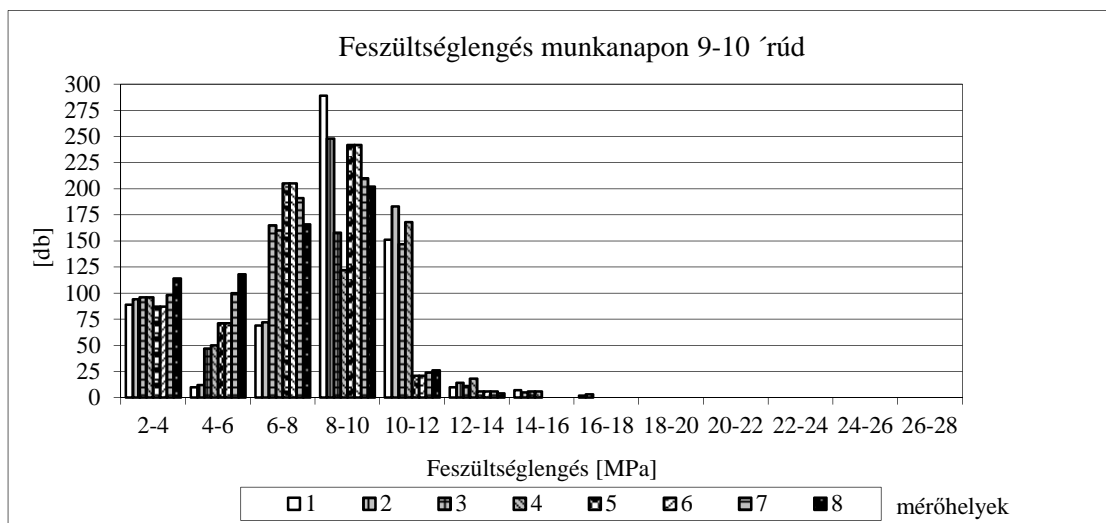
8. táblázat Feszültséglengések a 0-1'-es rúdon, munkanap



22. ábra Feszültségspektrum a 0-1'-es rúdon, munkaszüneti nap

0-1' rúd munkaszüneti nap								
feszültséglengés [MPa]	Mérőhelyek							
	1	2	3	4	5	6	7	8
32-34	0	0	0	0	0	0	0	0
30-32	0	0	0	0	0	0	0	0
28-30	0	0	0	0	0	0	0	0
26-28	0	0	0	0	0	0	0	0
24-26	0	0	0	0	0	1	0	0
22-24	0	0	0	0	1	0	0	1
20-22	0	0	0	0	2	3	1	2
18-20	0	0	0	0	3	10	3	4
16-18	0	0	0	0	36	39	4	36
14-16	0	0	0	0	87	131	48	92
12-14	0	0	1	0	110	84	110	61
10-12	5	3	5	1	92	64	76	104
8-10	66	60	106	25	3	2	90	34
6-8	168	160	99	100	3	1	5	3
4-6	80	84	92	143	1	1	3	1
2-4	24	38	39	51	11	9	6	8

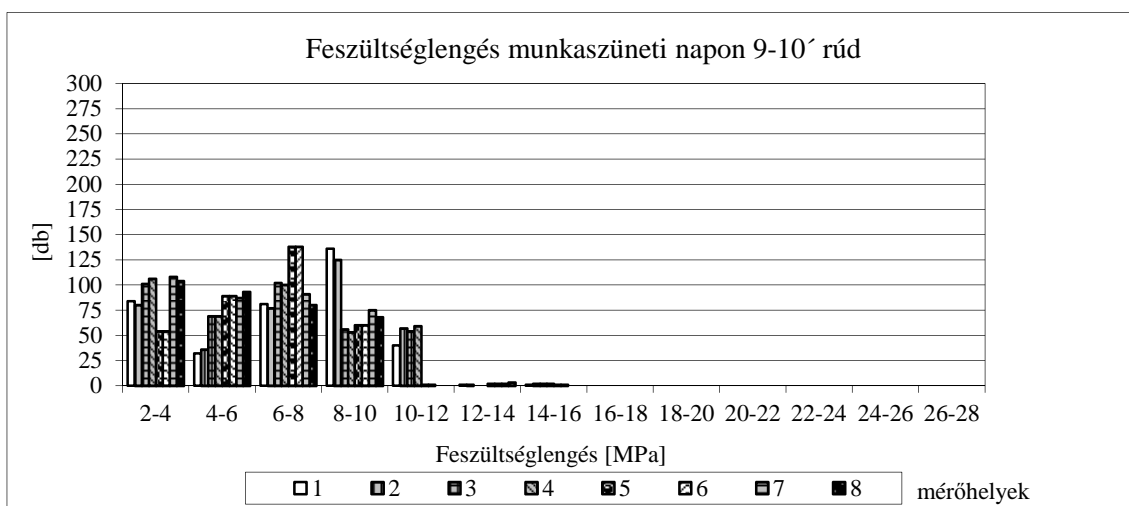
9. táblázat Feszültséglengések a 0-1'-es rúdon, munkaszüneti nap



23. ábra Feszültségspektrum a 9-10'-es rúdon, munkanap

9-10' rúd munkanap								
feszültséglengés [MPa]	Mérőhelyek							
	1	2	3	4	5	6	7	8
32-34	0	0	0	0	0	0	0	0
30-32	0	0	0	0	0	0	0	0
28-30	0	0	0	0	0	0	0	0
26-28	0	0	0	0	0	0	0	0
24-26	0	0	0	0	0	0	0	0
22-24	0	0	0	0	0	0	0	0
20-22	0	0	0	0	0	0	0	0
18-20	0	0	0	0	0	0	0	0
16-18	2	3	0	0	0	0	0	0
14-16	7	5	6	6	0	0	0	0
12-14	10	14	11	18	5	6	6	4
10-12	151	183	147	168	10	21	24	26
8-10	289	248	158	122	199	242	210	202
6-8	69	72	165	160	254	205	191	166
4-6	10	12	47	50	75	71	100	118
2-4	89	94	96	96	79	87	98	114

10. táblázat Feszültséglengések a 9-10'-es rúdon, munkanap



24. ábra Feszültségspektrum a 9-10'-es rúdon, munkaszüneti nap

9-10' rúd munkaszüneti nap								
feszültséglengés [MPa]	Mérőhelyek							
	1	2	3	4	5	6	7	8
32-34	0	0	0	0	0	0	0	0
30-32	0	0	0	0	0	0	0	0
28-30	0	0	0	0	0	0	0	0
26-28	0	0	0	0	0	0	0	0
24-26	0	0	0	0	0	0	0	0
22-24	0	0	0	0	0	0	0	0
20-22	0	0	0	0	0	0	0	0
18-20	0	0	0	0	0	0	0	0
16-18	0	0	0	0	0	0	0	0
14-16	1	2	2	2	0	1	0	0
12-14	1	1	0	0	1	2	2	3
10-12	40	57	54	59	1	1	0	0
8-10	136	125	56	53	57	60	75	68
6-8	81	77	102	100	139	138	91	80
4-6	32	36	69	69	91	89	87	93
2-4	84	80	101	106	48	54	108	104

11. táblázat Feszültséglengések a 9-10'-es rúdon, munkaszüneti nap

Minden egyes feszültségflengés esetén a különböző helyeken (1-8) mért értékek közül kiválasztottam a maximális ismétlődési számot, melyeket a 12. táblázatban foglaltam össze.

	0-1' rúd munkanap	0-1' rúd munkaszüneti nap	9-10' rúd munkanap	9-10' rúd munkaszüneti nap
$\Delta\sigma$ [MPa]	n_i	n_i	n_i	n_i
34	0	0	0	0
32	0	0	0	0
30	0	0	0	0
28	1	0	0	0
26	5	1	0	0
24	14	1	0	0
22	18	3	0	0
20	41	10	0	0
18	92	39	3	0
16	138	131	7	2
14	132	110	18	3
12	123	104	183	59
10	137	106	289	136
8	209	168	254	139
6	164	143	118	93
4	133	51	114	108

12. táblázat Feszültségflengések maximális ismétlési számai

A hídon korábban közlekedett villamosok és buszok számáról, a járművek terheléséről a FŐMTERV Mérnöki Tervező Zrt. munkatársai 1994-ben végeztek kutatásokat. Ezen összegyűjtött adatokat Nagy Zsolt, a FŐMTERV Zrt vezetőtervezője rendelkezésemre bocsátotta. A táblázatok részletesen tartalmazzák a Szabadság hídon a forgalom kezdetétől, 1898-tól 1994-ig közlekedő járművek típusait, tengelysúlyait, tömegét, valamint a terhelések számát mind csúcsórában, mint a teljes üzemük alatt. A táblázatból tehát leolvasható, hogy az egyes típusú járművek (autóbusz, villamos) irányonként hány alkalommal haladtak át a hídon. A számítás során felhasznált adatokat a 13. táblázat tartalmazza.

Jármű elnevezése	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	J1
Terhelések száma a teljes üzem alatt [db]	4125100	155400	22800	450800	261700	313100	155100	276700	108300	1607600	2832500
Jármű tömege [t]	57,4	44,8	34	29,6	28,4	22	33,6	29,2	29,2	32,6	32,6

K	L	M	M1	N	O	P	R	S	T	autóbusz
185700	253300	66000	220300	105000	88700	526300	1323400	1308900	742800	5693100
38,6	35,2	31,8	31,8	18	47	27	18	12	11,4	22,5

13. táblázat A hídon közlekedett járművek adatai

A különböző típusú járműveket különböző betűjelekkel látták el. Az „A” jelű jármű felel meg a Ganz UV – M+P+M - típusú villamosnak, mely a legmeghatározóbb terhelést jelentette a híd fáradásának szempontjából. 2006-os mérések során már csak ilyen típusú villamosok közlekedtek a hídon.

A rendelkezésemre álló feszültséglengés-adatok (12. táblázat) tehát két villamosvonalra (47, 49), a hídon 24 óra alatt áthaladt Ganz UV típusú járművekre vonatkoznak, oda-vissza irányban egyaránt. Az 5.1.1.2. fejezetben meghatározott időszakok alapján, az egyes jármű típusok tömegének és terhelési számának ismeretében megbecsültem a híd eddigi élettartama alatt bekövetkezett feszültséglengések számát.

A FŐMTERV Zrt-től kapott táblázatokban nem jelölték külön a munka-, illetve munkaszüneti napokat, így ezen információ hiányában az 1898-1994-ig tartó időszakra vonatkozó számítás során a munkanapon végzett mérések adataiból indultam ki, ezzel ugyanis a biztonság javára tértem el. Az 1994-2012-ig tartó időszakban már figyelembe vettem mind a munkanapon, mind a munkaszüneti napon mért feszültséglengéseket.

A számítás során feltételeztem, hogy a feszültséglengések a járművek tömegével arányosan változnak. A különböző típusú villamosok, illetve az autóbusz tömegének a Ganz UV típusú járműhöz viszonyított arányát mutatja a 14. táblázat.

Jármű elnevezése	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	J1	K	L	M	M1	N	O	P	R	S	T	busz	Ganz csuklós
Jármű tömege [t]	57,4	44,8	34	29,6	28,4	22	33,6	29,2	29,2	32,6	32,6	38,6	35,2	31,8	31,8	18	47	27	18	12	11,4	22,5	34,75
Tömegarányok ("A"-hoz viszonyítva)	1	0,78	0,59	0,52	0,49	0,38	0,59	0,51	0,51	0,57	0,57	0,67	0,61	0,55	0,55	0,31	0,82	0,47	0,31	0,21	0,20	0,39	0,61

14. táblázat Tömegarányok

Mivel a méréseket nyáron végezték, becsléseim szerint – a BKV jelenlegi menetrendjét alapul véve ^[34] – egy munkanap ~640 villamos haladt át a hídon, munkaszüneti napon ez az érték ~340-re adódott.

A tömegarányok, valamint az egyes járműtípusok üzem alatti összes terhelési számának és az egy nap alatt áthaladt járművek számának (~640) ismeretében – e két érték hányadosát véve – a 12. táblázat adatai alapján megbecsülhető az egyes típusú járművek által okozott feszültséglengések száma. Ezeket összegezve megkaptam a híd eddigi élettartamára vonatkozó feszültségspektrumot (15,16. táblázat). Az 1898-tól 1994-ig tartó időszakban a FŐMTERV adatai alapján számoltam, az 1994-2012-ig tartó időszakban pedig a 2006-os

vizsgálat mérési eredményei alapján extrapolálással következtettem a forgalmi viszonyokra. A $\Delta\sigma_i$ feszültséglengések összegzését mind a 0-1', mind a 9-10'-es rúdra elvégeztem.

0-1' rúd	
$\Delta\sigma$ [MPa]	n_i
34	0
32	0
30	0
28	39550
26	199305
24	555252
22	716565
20	1637107
18	3699301
16	5661863
14	5391860
12	5026569
10	5583378
8	8527507
6	6708841
4	5339523

15. táblázat Feszültséglengések 0-1' rúd

9-10' rúd	
$\Delta\sigma$ [MPa]	n_i
34	0
32	0
30	0
28	0
26	0
24	0
22	0
20	0
18	70148
16	164173
14	421629
12	4293598
10	6791178
8	5973526
6	2782124
4	2692298

16. táblázat Feszültséglengések 9-10' rúd

5.1.3.2. Fáradási károsodás számítása

A feszültségspektrum ismeretében a Szabadság híd D fáradási károsodása a lineáris károsodási hipotézis alapján kiszámítható:

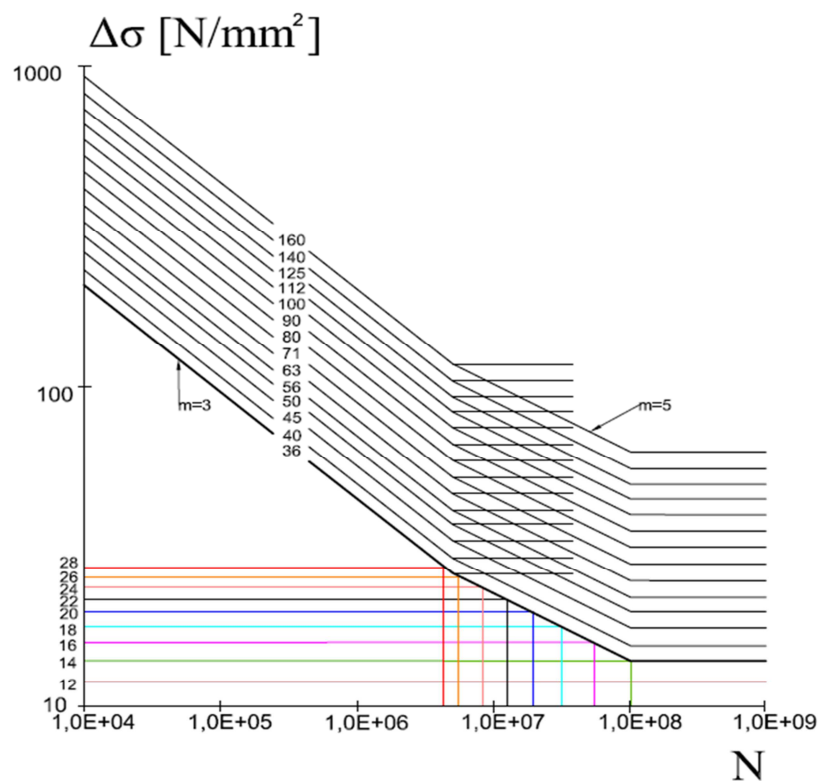
$$D = \sum_{i=1}^L \frac{n_i}{N_i} \quad (3)$$

Az egyes $\Delta\sigma_i$ feszültséglengésekhez tartozó N_i ismétlődési számok meghatározásához alkalmazott Wöhler-görbe (S-N görbe) kiválasztása során tekintettel kellett lenni arra, hogy a Szabadság híd élettartama során, főként a háború okozta sérülések kijavítására számos beavatkozást végeztek. Erősítésként, a főtartó elemeire különböző helyeken hevedereket hegesztettek fel (megjegyzem, hogy az Acélszerkezetek Tanszék vizsgálatai alapján statikai szempont nem indokolta az erősítés szükségességét). A munkálatok során azonban nem vették figyelembe azt a tényt, hogy az alapanyag nem hegeszthető. Így a nagyon rossz minőségű, kedvezőtlen helyzetű – az erő irányára merőleges – varratok körül repedések alakultak ki. A

legutóbbi felújítás során ezen hevedereket levágták, a varratokat kiköszörülték és csavarozással rögzítették az új hevedereket. A híd alapanyagával kapcsolatban ezért rendkívül sok bizonytalanság merül fel. Ezen megfontolásból a számítás során, az Eurocode által javasolt legalacsonyabb fokú Wöhler-görbét (S-N görbét) alkalmaztam.^[22]

Helyszíni mintavétellel és alapanyag fáradásvizsgálattal, illetve a geometriai feszültségen alapuló eljárás (ún. hot-spot) alkalmazásával az híd ezen részleteinek fáradási érzékenysége pontosítható lenne. Az utóbbi módszer során a csomópont környezetében végeselemes modell alkalmazásával kiszámíthatóak a feszültségkoncentrációk (geometriai feszültségek). Ezen feszültségek és az alapanyag fáradási kísérlettel meghatározott Wöhler görbe (S-N görbe) a valóságos fáradási károsodásra realisabb becslést adna, ilyen vizsgálatok elvégzésére azonban természetesen a TDK kutatásban nem volt lehetőség. További pontosítást jelentene a főtartó kritikus részleteinek laboratóriumi fáradási vizsgálata, ezen mérések elvégzése azonban csak igen nehezen lenne kivitelezhető.

A számítás során alkalmazott Wöhler görbe látható a 25. ábrán. A feszültségingadozásokhoz leolvasott N_f értékeket a 17. táblázat tartalmazza. Megfigyelhető, hogy a 12 N/mm^2 alatti feszültségfluktuációk a fáradási szilárdság értéke alatt vannak, ezért a lineáris károsodási hipotézis értelmében fáradást nem okoznak.



25. ábra Alkalmazott Wöhler-görbe ^[22]

$\Delta\sigma$ [MPa]	N_i
34	0
32	0
30	0
28	4283000
26	5570000
24	8325000
22	12590000
20	19680000
18	31520000
16	54580000
14	100000000

17. táblázat N_i fáradási élettartamok

A (3) egyenlet alkalmazásával tehát kiszámítható a Szabadság híd D fáradási károsodásának értéke az egyes főtartóelemekre vonatkozólag (18. táblázat):

	D
0-1' rúd	0,526832
9-10' rúd	0,009449

18. táblázat D fáradási károsodás értékei

Megállapítható, hogy a vizsgált rácsrudak közül a 0-1'-es rúd a mértékadó, a 9-10'-es rúd esetén a D fáradási károsodás értéke nagyságrendekkel kisebbre adódott. Ennek oka, hogy a 9-10'-es rácsrúd esetében mért feszültséglengések nagy részét a lineáris károsodási hipotézis alkalmazása során nem vesszük figyelembe, mivel azok a fáradási szilárdság értéke alá esnek.

Mivel a mérésorozatot nyári időszakban végezték, az utasszám vélhetően kisebb volt a villamosokon. Ennek figyelembevételére egy β_{season} szorzó alkalmazását vezettem be, amivel az utasszám téli időszakokban való esetleges megnövekedése figyelembe vehető. Az így kapott D károsodási értékeket különböző β_{season} tényező esetén a 19. táblázatban mutatom be.

	D				
	$\beta_{season}=1$	$\beta_{season=1,1}$	$\beta_{season=1,2}$	$\beta_{season=1,25}$	$\beta_{season=1,3}$
0-1' rúd	0,526832	0,5795152	0,6321984	0,65854	0,6848816
9-10' rúd	0,009449	0,010395	0,01134	0,0118125	0,012285

19. táblázat D fáradási károsodás értékei különböző β_{season} esetén

5.1.3.3. Fáradási élettartam becslése

A D fáradási károsodás ismeretében, adott β_{season} szorzót alkalmazva becslést adtam a híd S_{life} fáradási élettartamára:

$$S_{life} = \frac{S_{life 0}}{D} - S_{life 0} \quad (17)$$

ahol $S_{life 0}$ a híd eddigi élettartama.

A Szabadság híd főtartó szerkezetének S_{life} fáradási élettartama, a mértékadó 0-1' rácsrúd károsodásának alapján, $\beta_{season} = 1,25$ szorzót alkalmazva a (17) egyenlet alapján:

$$S_{life} = \frac{(2012 - 1898)}{0,65854} - (2012 - 1898) = 59,1 \text{ év}$$

A forgalomnövekedés hatását egy α_{tr} tényező bevezetésével vettem figyelembe. A 20. táblázat az S_{life} fáradási élettartam változását mutatja különböző α_{tr} tényezők esetén, $\beta_{season} = 1,25$ feltételezésével.

$\beta_{season}=1,25$	$\alpha=1$	$\alpha=1,05$	$\alpha=1,1$	$\alpha=1,15$	$\alpha=1,2$
S_{life}	59,11	56,29	53,73	51,40	49,25

20. táblázat Fáradási élettartam a forgalom változásának figyelembevételével

5.1.3.4. Az eredmények értékelése

A híd fáradásvizsgálata során *adott feltételrendszer*ből indultam ki.

- Két főtartóelem 2x24 órára vonatkozó – monitoring rendszer által meghatározott – feszültségtörténetei álltak rendelkezésemre. Ezen mérések alapján kiterjesztettem a vizsgálatot. Jelen TDK dolgozatban a FŐMTERV által szolgáltatott táblázatok, illetve a korábbi mérési adatok alkalmazásával, *extrapolálással* adtam becslést a híd előző és aktuális forgalmi viszonyaira.
- A feszültségtörténetek meghatározhatóak numerikus úton is, ehhez azonban nagyon részletes, többszintes *számítógépes modellre* lenne szükség. A modell monitoring adatokkal

való verifikálása után, adott terheléstípusokra meghatározhatóak a numerikus feszültségtörténetek.^[18] Ezen modell felépítése további kutatások tárgyát képezi.

- Ahogy azt már az 5.1.3.2. fejezetben is említettem, a számítás során az alapanyag bizonytalanságai miatt a legkedvezőtlenebb Wöhler-görbét alkalmaztam, mellyel a biztonság javára közelíttem.
- A forgalommnövekedés, valamint az utasszám változását különböző paraméterek bevezetésével vettem figyelembe (α_{tr} , β_{season}).

Ezen feltételrendszerből kiindulva, a forgalmat extrapolálással megbecsülve, a lineáris károsodási hipotézist alkalmazva a híd várható élettartama kb. **60 évre** adódott, a mértékadó 0-1' főtartó rúd fáradási károsodása alapján. A számítások alapján mértékadónak ítélt 9-10' rácsrúd a mérésen és lineáris kárhalmozódási elméleten alapuló fáradásvizsgálat alapján nem befolyásolja a híd fáradási élettartamát.

5.1.4.A Szabadság híd fáradásvizsgálata CDM alapú módszerrel

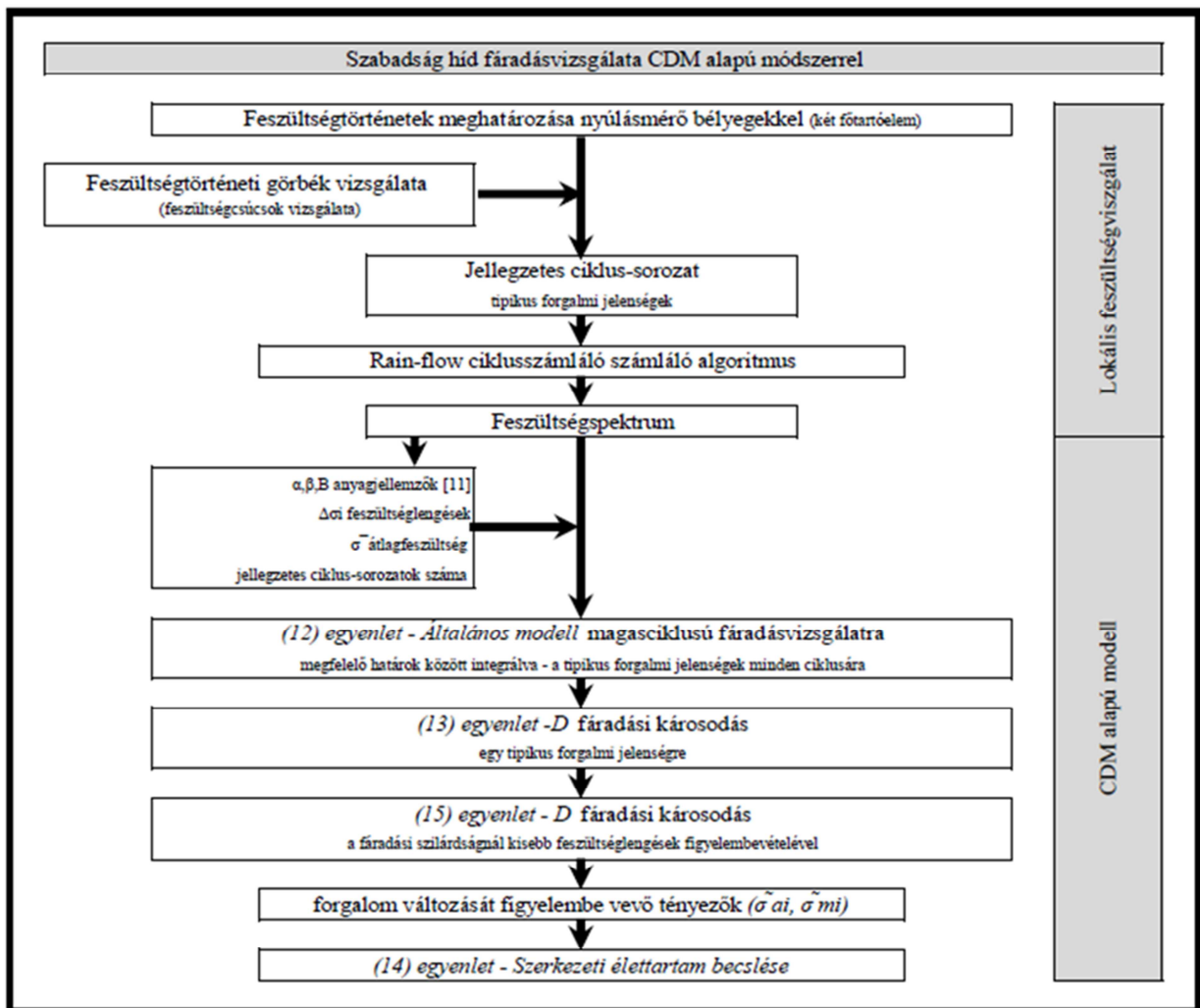
Mint említettem, a Szabadság híd 9-10' húzott rácsrúdjá esetén kisebb – gyakorlati szempontból elhanyagolható – D fáradási károsodás érték adódott. Ennek oka, hogy a számítás során a feszültséglengések nagy része a fáradási szilárdság (levágási határ) alá esett. Ezen feszültséglengéseket a lineáris károsodási hipotézis során nem kell figyelembe venni, feltételeztem, hogy károsodást nem okoznak. Amint azonban azt a 3. fejezetben már tárgyaltam, újabb vizsgálatok azt mutatták, hogy ezen feszültséglengések nem hagyhatók figyelmen kívül a fáradásvizsgálatok során.^[9]

A károsodási mechanika (CDM) alapú vizsgálatok alkalmazásával ezek a kisebb – fáradási szilárdság alatti – feszültségtartományok is figyelembe vehetőek, ezáltal pontosabban becsülhető a híd fáradási károsodása, várható élettartama. A 26. ábrán a Szabadság híd CDM alapú vizsgálatának folyamatát elvi szinten mutatom be.

A CDM alapú fáradásvizsgálati eljárás során szintén az időszakos monitoring rendszer által mért feszültségtörténetek vizsgálatából indulhatunk ki. A Szabadság híd esetében ezen feszültségtörténeti görbék rendelkezésre álltak. A görbék vizsgálata során kiválaszthatóak a jellegzetes ciklus-sorozatok, azaz a tipikus forgalmi jelenségek, melyek napról napra többször ismétlődnek. Valamely ciklusszámláló algoritmus (pl. rain-flow) segítségével meghatározhatóak az egyes forgalmi jelenségek során fellépő feszültséglengések, majd ezek alapján megadható a feszültségspektrum.

A szakirodalomban [9,10,11] javasolt képletek alkalmazásához azonban szükséges bizonyos α , β és B anyagjellemzők megadása is. Ezen tényezők a Szabadság híd esetében részletes fáradási vizsgálatok hiányában csak becsléssel adhatók meg. Pontosabb meghatározásuk kísérleti vizsgálatokkal lehetséges. A szakirodalomban [9,10,11] a 2.5. fejezetben már említett Tsing Ma hídra részletes CDM alapú fáradásvizsgálatot végeztek. Az eljárás során az α , β és B tényezőket számos fáradási kísérlet eredménye alapján határozták meg.

A Szabadság híd vizsgálata során a (12) egyenletet megfelelő ciklushatárok között integrálva megadható a D fáradási károsodás értéke. A (15) egyenlet a fáradási szilárdságnál kisebb feszültséglengéseket is figyelembe veszi. Mind a 0-1', mind a 9-10'-es rácsrúd esetében ezen feszültséglengéseknek jelentős hatása van. A (14) egyenlet alkalmazásával végül kiszámítható a híd fáradási élettartama.



26. ábra Szabadság híd CDM alapú vizsgálatának algoritmus

6. Értékelés

Jelen TDK dolgozatban bemutatásra kerültek acélhidak fáradásvizsgálatára egyre gyakrabban kiépített szerkezeti monitoring (SHM) rendszerek. Az SHM rendszerek előnye, hogy szerkezeteink sértetlensége, tartóssága, megbízhatósága meghatározható, folyamatosan követhető az élettartam során. Kimutathatóak a hidak rendellenességei, károsodásai, ezáltal következtethetünk a szükséges javítások mértékére is. A monitoring rendszer alkalmazásával minden pillanatban megfelelő információt kapunk a lokális szerkezeti részek, illetve a teljes szerkezet állapotáról.

Ismertetésre került a rendszerek működése, a mérések során alkalmazott műszerek és feldolgozó egységek felépítése is. Az SHM rendszereket világszerte sikeresen alkalmazzák, a dolgozatban számos külföldi, illetve néhány hazai hídon megvalósult példát ismertettem.

Dolgozatom második részében a fáradás jelenségének ismertetése után különböző fáradásvizsgálati eljárásokat mutattam be, különös tekintettel az SHM rendszerekkel való alkalmazhatóságukra. Acélhidak vizsgálatára leggyakrabban a Wöhler-görbék ismeretén alapuló Palmgren-Miner féle lineáris károsodási hipotézist alkalmazzák, annak egyszerűsége és könnyű használata miatt. A módszer viszont számos – a fáradás szempontjából fontos tényezőt – nem vesz figyelembe. Ezen bizonytalanságok kiküszöbölésére számos kutatást végeztek, illetve végeznek napjainkban is. Az egyik irány a törésmechanikai elven alapuló fáradásvizsgálat, amellyel a kialakult repedések megnyílásának követésével pontosabb becslés adható a szerkezetek károsodására.

Az elmúlt évtized során kidolgozott eljárások többnyire a szerkezeten mért valós idejű adatok felhasználásán alapulnak. A legújabb módszerek a károsodási mechanika (CDM) alapján meghatározott fáradási modellen alapszanak. Ezen vizsgálatok kialakulásában nagy szerepet játszott az SHM rendszerek kifejlődése is. A CDM alapú fáradási eljárások alkalmasak a repedéskeletkezés folyamatának vizsgálatára, alkalmazásukkal lehetővé válik a fáradási szilárdságnál alacsonyabb feszültséglengések figyelembevétele is.

Dolgozatomban végrehajtottam a Szabadság híd szerkezeti monitoring alapú fáradási vizsgálatát is. A korábban végzett időszakos monitoring mérésekből kiindulva, a lineáris károsodási hipotézist részletesen, a CDM alapú fáradásvizsgálatot elvi szinten alkalmazva becslést adtam a híd károsodására, illetve várható élettartamára.

A fáradásvizsgálatot adott feltételrendszer alapján hajtottam végre. A korábbi, illetve az aktuális forgalmat extrapolálással határoztam meg. A számítás során a biztonság javára való közelítés érdekében a legalacsonyabb fokozatú Wöhler-görbét alkalmaztam, a forgalom, illetve az utasszám változására pedig korrekciós tényezőket vezettem be.

Változatlan forgalmat feltételezve, az évközben megnövekedett utasszám figyelembevételével ($\beta_{season} = 1,25$), lineáris károsodási hipotézist alkalmazva a híd főtartó szerkezetének várható élettartama **~60 évre** adódott, a mértékadónak talált 0-1' rácsrúd fáradásvizsgálata alapján. Végül elvi szinten bemutattam a Szabadság híd CDM alapú fáradásvizsgálatát is.

Acélhidak teljes élettartamuk alatt erősen változó terhelésnek vannak kitéve, ezáltal fáradásra különösen érzékenyek. Az SHM rendszerek alkalmazásával, az általuk szolgáltatott valós idejű adatok segítségével megbízhatóbb becslést adhatunk a hidak fáradási élettartamára, károsodására vonatkozólag. Monitoring rendszerek a közeljövőben várhatóan egyre több hídon kerülnek majd kiépítésre. Jelen TDK dolgozatban bemutatott fáradásvizsgálati eljárások elvei alkalmazhatók az új hídjainkon létesülő monitoring rendszerek eredményeinek feldolgozására és értékelésére.

7. Köszönetnyilvánítás

A TDK dolgozat elkészítéséhez nyújtott szakmai segítségért köszönetemet fejezem ki Nagy Zsolt úrnak, a FŐMTERV Mérnöki Tervező Zrt. vezetőtervezőjének, valamint Dr. Dunai László egyetemi tanárnak, aki nagyban hozzájárult ezen dolgozat megírásához.

8. Felhasznált irodalom

- [1] Borosnyói A., „Új monitoring módszerek a vasbetonépítésben – úton az intelligens anyagok felé?” *Vasbetonépítés*, Vol. 7, No. 4, 2005, pp. 125-136.
- [2] Balageas, D., Fritzen, C-P., Güemes, A., „Structural Health Monitoring,” *ISTE Ltd*, 2006, pp. 13-29.
- [3] Necati Catbas, F., Melih, S., Frangopol, D.M., „Structural health monitoring and reliability estimation: Long span truss bridge application with environmental monitoring data,” *Engineering Structures*, Vol. 30, 2008, pp. 2347-2359.
- [4] Ko, J.M., Ni, Y.Q., „Technology developments in structural health monitoring of large-scale bridges,” *Engineering Structures*, Vol. 27, 2005, pp. 1715-1725.
- [5] Achenbach, J.D., „Structural health monitoring – What is the prescription?” *Mechanics Research Communications*, Vol. 36, 2009, pp. 137-142.
- [6] Lynch, J.P., Loh, K.J., „A summary review of wireless sensors and sensor networks for structural health monitoring,” *The Shock and Vibration Digest*, 2006, pp. 91-128.
- [7] <http://www.e-epites.hu/jogszabalykereso?kategoria=All&tipus=Korm%C3%A1nyrendelet&evszam=2012&sorszam=93&cim=>
- [8] http://jogszabalykereso.mhk.hu/cgi_bin/njt_doc.cgi?docid=149105.596752
- [9] Li, Z.X., Chan, T.H.T., Ko, J.M., „Fatigue analysis and life prediction of bridges with structural health monitoring data – Part I: methodology and strategy,” *International Journal of Fatigue*, Vol. 23, 2001, pp. 45-53.
- [10] Chan, T.H.T., Li, Z.X., Ko, J.M., „Fatigue analysis and life prediction of bridges with structural health monitoring data – Part II: application,” *International Journal of Fatigue*, Vol. 23, 2001, pp. 55-64.
- [11] Li, Z.X., Chan, T.H.T., Ko, J.M., „Fatigue damage model for bridge under traffic loading: application made to Tsing Ma Bridge,” *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, Vol. 35, 2001, pp. 81-91.
- [12] <http://szolnokigyalogoshid.hu/blog/?p=1506>
- [13] Chan, T.H.T., Guo, L., Li, Z.X., „Finite element modelling for fatigue stress analysis of large suspension bridges,” *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 261, 2003, pp. 443-464.
- [14] Halász O., Platthy P., „Acélszerkezetek,” *Nemzeti Tankönyvkiadó, Budapest*, 1999, pp. 99-107., 407-411.
- [15] Kiss, K., „Fatigue analysis of steel bridges,” *PhD Thesis, Dept. of Structural Engineering, Budapest Univ. of Technology and Economics*, pp. 1-13.
- [16] Chryssanthopoulos, M.K., Righiniotis T.D., „Fatigue reliability of welded steel structures,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, 2006, pp. 1199-1209.
- [17] Kiss K., Dunai L., „A lineáris károsodási hipotézis alkalmazásának feltételei,” *Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Építőmérnöki kar, Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos közleményei*, 2005. február, pp. 83-90.

- [18] Kiss, K., Dunai, L., „Stress history generation for truss bridges using multi-level models,” *Computers and Structures*, Vol. 78, 2000, pp. 329-339.
- [19] Kiss, K., Dunai, L., „Fracture mechanics based fatigue analysis of steel bridge decks by two-level cracked models,” *Computers and Structures*, Vol. 80, 2002, pp. 2321-2331.
- [20] Albuquerque, C., de Castro, P.M.S.T., Calcada, R., „Efficient crack analysis of dynamically loaded structures using a modal superposition of stress intensity factors,” *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 93, 2012, pp. 75-91.
- [21] He, XH., Wu, HT., „Fatigue Life Evaluation of Existing Railway Riveted Steel Bridges,” *Advanced Materials Research*, Vol. 243-249, 2011, pp. 387-395
- [22] <http://www.hsz.bme.hu/hsz/oktatas/feltoltesek/BMEEOHSAS10/faradas.pdf>
- [23] Kiss, K., Dunai, L., Szatmári, I., „Fatigue crack growth simulation in orthotropic highway bridge decks,” *BAUINGENIEUR*, 2000, pp. 244-246
- [24] http://hu.wikipedia.org/wiki/Szabads%C3%A1g_h%C3%ADd
- [25] Gáll I., „A budapesti Duna-hidak,” *Műszaki Könyvkiadó, Budapest*, 1984, pp.74-84.
- [26] <http://www.baranyaifoto.hu/index.php?showimage=590>
- [27] http://roads.attus.hu/road_plans/bp_szabadsag_hid_hm_fn.gif
- [28] Szittner A., Kálló M., Köröndi L., Kristóf L., „Kiertékelő tanulmány a Szabadság hídon megerősítésre kijelölt rudakon végzett mérésekről és az ennek alapján levonható következtetésekről,” *Budapesti Műszaki Egyetem, Acélszerkezetek Tanszék*, 1997. június.
- [29] Dunai L., Kálló M., Kovács N., Jakab G., „Szakértői jelentés a Szabadság-híd 0-1' és 9-10' rúdjaian végrehajtott mérésekről,” *Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Hidak és Szerkezetek Tanszéke*, 2006. szeptember.
- [30] Dunai L., Jakab G., Kálló M., Kovács N., „A Szabadság-híd két rúdjának feszültségmérése,” *Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Építőmérnöki kar, Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos közleményei*, 2006, pp. 23-30.
- [31] <http://villamosok.hu/solymosi/vonal-jav.html>
- [32] <http://vonahalozat.lapunk.hu/?modul=oldal&tartalom=488887>
- [33] http://www.parking.hu/dok/kerekpar/kkkr/TIT_KGY.pdf
- [34] http://bkv.hu/hu/villamos_menetrend
- [35] Szerszen, M.M., Nowak, A.S., Laman, J.A., „Fatigue reliability of steel bridges,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 52, 1999, pp. 83-92.
- [36] Nagy Á., Dunai L., „Közúti acélhidak fáradásvizsgálata – a forgalomtól függő károsodási tényező meghatározása,” *Acélszerkezetek*, Vol. 7, No. 3, 2010, pp. 32-38.
- [37] http://www.sulinet.hu/oroksegtar/data/tudomany_es_ismeretterjesztes/A_budapesti_duna_hidak/pages/007_a_szabadsag_hid.htm