



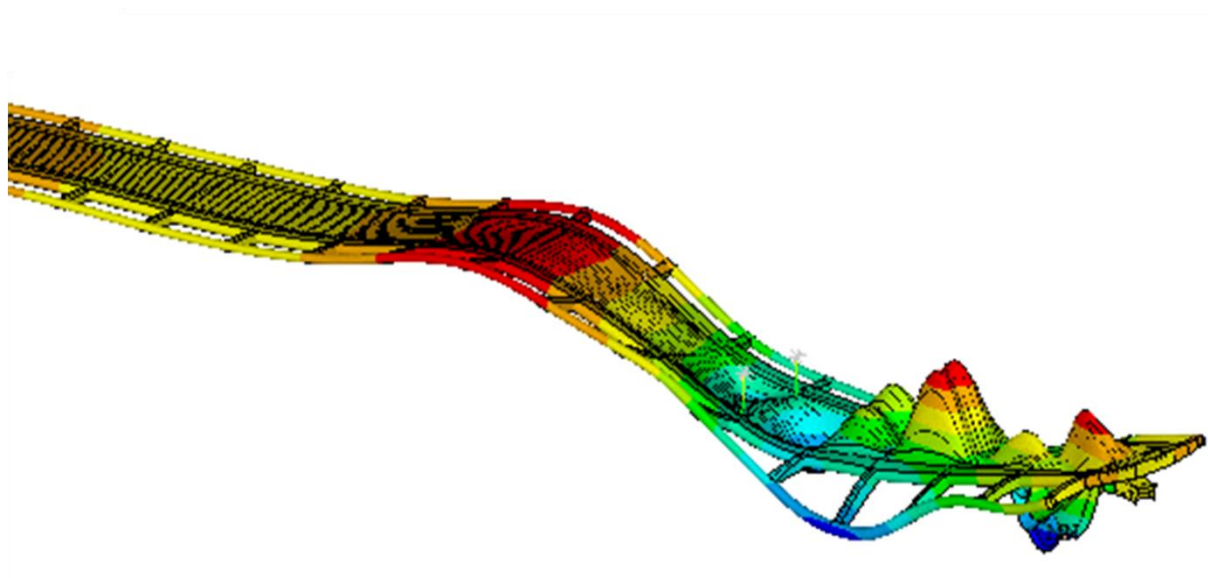
M Ű E G Y E T E M 1 7 8 2

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem
Építőmérnöki Kar
Hidak és Szerkezetek Tanszék

Gyalogoshidak dinamikus próbaterhének vizsgálata

TDK dolgozat

Olosz Adél



Konzulensek:

Dr. Kövesdi Balázs, egyetemi docens

Dr. Hegyi Péter, adjunktus

Budapest, 2024

Köszönetnyilvánítás

Szeretném megköszönni konzulenseimnek, Dr. Kövesdi Baláznak, valamint Dr. Hegyi Péternek, hogy a kutatás alatt segítették a munkámat, illetve hasznos szakmai tanácsokkal láttak el. Továbbá nagyon köszönöm Dr. Ráczy Györgynek, és Fraknói Ádámnak, hogy a végelelemes számításokhoz szükséges számítástechnikai háttérrel biztosították. Végül szeretnék köszönetet mondani bátyámnak, Olosz Baláznak, hogy a teljes dolgozat elkészítése során bármilyen technikai problémával, vagy értelmezésszel kérdéssel fordulhattam hozzá.

Tartalomjegyzék

Köszönetnyilvánítás.....	1
Ábrajegyzék	4
1. Absztrakt.....	5
2. Summary	6
3. Bevezetés.....	7
3.1. Solferino gyalogoshíd.....	7
3.2. London Millenium Bridge.....	7
3.3. Gyalogoshidak tervezési folyamata napjainkban	8
4. Szakirodalmi áttekintés.....	9
4.1. Különböző mozgásformák leírása	9
4.1.1. Függőleges hatás.....	9
4.1.2. Vízszintes hatás.....	10
4.2. Interakciók vizsgálata.....	11
4.2.1. „Lock-in” hatás (gyalogos-szerkezet interakció).....	11
4.2.2. „Tömeg” hatása (gyalogos-gyalogos interakció)	12
4.3. Szabványok és szakirodalmi ajánlások javasolt tehermodelljei	12
4.3.1. British Standards - UK National Annex to Eurocode 1.....	13
4.3.2. Sétra – Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading	17
4.3.3. JRC – Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations	20
5. Osztószigeti gyalogoshíd - esettanulmány	23
5.1. Szerkezet bemutatása	23
5.2. Elkészített VEM modell bemutatása	25
5.3. Dinamikus próbaterhelés során elvégzett mérések.....	28
5.4. Sajátfrekvenciák meghatározása – Numerikus modell validálása	29
5.5. Gyalogosdinamikai mérések – Alkalmazott gyalogosmodell validálása.....	32
5.5.1. Lépés tehermodellek.....	32
5.5.2. Gerendamodell eredményei.....	33
5.5.3. Gyalogos csoport tehermodellje.....	36
5.5.4. Gyalogosok léptetése – time-history analízis	37
5.5.5. Dinamikus próbaterhelés mérési eredményei.....	39
5.5.6. Gyalogos modell validálása	43
6. Gyalogosfutamok paramétervizsgálata	46
6.1. Csoport sebességének hatása.....	46
6.2. Csoportméret hatása	47
6.3. Csoport elrendezésének hatása	48
7. Szabványvizsgálat.....	50
7.1. Szabványos ajánlásokból adódó mértékadó gyorsulások	50

7.2. Ekvivalens gyalogos szám	53
8. Összefoglalás, megállapítások	54
Irodalomjegyzék	56

Ábrajegyzék

1. ábra: Solferino híd a két gyalogos pályával [4].....	7
2. ábra: Millenium Bridge Londonban [7]	8
3. ábra: Különböző sebességű mozgások vertikális hatás jelleggörbéi [2 alapján]	9
4. ábra: Átlagos séta különböző irányú teher-idő diagramjai [2 alapján].....	10
5. ábra: „Lock-in” hatás elvi vázlata [9 alapján]	11
6. ábra: Különböző gyalogossűrűségek szemléltetése [10]	12
7. ábra: $k(fv)$ kombinálási tényező felvétele [12 alapján].....	14
8. ábra: Effektív támaszköz értelmezése [12 alapján]	14
9. ábra: $\gamma(\delta)$ görbék az <i>Seff</i> effektív támaszköz alapján [12 alapján]	15
10. ábra: Ellenőrző grafikon vízszintes keresztirányú rezgések stabilitásához [12 alapján]	16
11. ábra: Terhelés iránya [8].....	18
12. ábra: ψ tényező első harmonikus esetén: a) függőleges és hosszirány, b) keresztirány [8]	19
13. ábra: ψ tényező második harmonikus esetén: a) függőleges és hosszirány, b) keresztirány [8]	20
14. ábra: ψ tényező felvétele JRC alapján [13]	22
15. ábra: A híd környezetének felülnézete [15].....	23
16. ábra: Felszerkezet alulnézete [16]	24
17. ábra: Hídszerkezet a hátrahorgonyzó kábelek bekötésével [16]	25
18. ábra: VEM modell.....	26
19. ábra: Felszerkezet felülnézete.....	26
20. ábra: Felszerkezet alulnézete	27
21. ábra: Hídszerkezetbe beépített TMD csillapítók vázlatos elrendezése.....	27
22. ábra: Műszerek elhelyezése.....	28
23. ábra: Páros műszerek összegzett mérési eredményei - hajlító rezgések	29
24. ábra: Páros műszerek mérési eredményeinek különbsége - csavaró rezgések	29
25. ábra: Kritikus rezgésalak - $f_1 = 1,01 \text{ Hz}$	30
26. ábra: Kritikus rezgésalak - $f_2 = 1,39 \text{ Hz}$	30
27. ábra: Kritikus rezgésalak - $f_3 = 3,07 \text{ Hz}$	31
28. ábra: Kritikus rezgésalak - $f_4 = 3,39 \text{ Hz}$	31
29. ábra: Vizsgált tehermodellek.....	33
30. ábra: A felépített gerenda és első rezgésalakja.....	34
31. ábra: Gerenda függőleges elmozdulás-idő diagramja	34
32. ábra: Gerenda függőleges gyorsulás-idő diagramja	35
33. ábra: Gyalogos csoport tehermodellje	36
34. ábra: Lokális hatás és hullámterjedés szemléltetése.....	37
35. ábra: Időfelbontás felvételének vizuális ellenőrzése	38
36. ábra: Időfelbontás finomságának ellenőrzése.....	39
37. ábra: 9. futam mérési adatsora - 25B műszer	41
38. ábra: 9. futam mérési adatsora - 16B műszer	42
39. ábra: 9. futam mérési adatsora - 6B műszer	42
40. ábra: Mérési és szimulációs eredmények grafikus összehasonlítása.....	43
41. ábra: Nagyítás a $t = [14; 28 \text{ s}]$ intervallumba	44
42. ábra: Sebesség hatása a gyorsulásmaximumokra - 4 fős csoport	47
43. ábra: Sebesség hatása a gyorsulásmaximumokra - 35 fős csoport	47
44. ábra: Létszám hatása a gyorsulásmaximumokra	48
45. ábra: Csoportelrendezés hatása – 6B hely	48
46. ábra: Csoportelrendezés hatása – 16B hely	49
47. ábra: Elrendezés hatása a maximális gyorsulásokra.....	49
48. ábra: Vizsgálandó sajátalakok mértékadó leterhelése	50
49. ábra: Sétra által javasolt ekvivalens gyalogos szám vizsgálata	53

1. Absztrakt

Napjainkban a technológiai fejlődéssel és társadalmi igényekkel összhangban egyre elterjedtebbek a karcsú, könnyű acélszerkezetek az építőipar minden területén, így a hídépítésben is. Az ilyen típusú szerkezetek tervezésének egyik kulcskérdése a dinamikai viselkedés elemzése, ezen belül kiemelt problémakör a gyalogosok által gerjesztett rezgések vizsgálata. Az előzőekkel összhangban a manapság épülő újszerű és gyakran formabontó gyalogoshidak építési folyamatának kihagyhatatlan eleme annak igazolása, hogy valós dinamikus hatás következtében a szerkezet a tervezés alapján elvárt viselkedést mutatja, azaz a dinamikus próbaterhelés végrehajtása.

A dinamikus próbaterhelés megtervezésére (gyalogos futamok száma, sebessége, elrendezése, szükséges teherintenzitás) jelenleg nemzetközi viszonylatban sem áll rendelkezésre részletesen kidolgozott szabványos előírás, így egy kihívást jelentő, korántsem egyértelmű mérnöki feladat. TDK kutatásom során egy konkrét híd példájának részletes vizsgálatán keresztül igyekszem feltárni, hogy a dinamikus próbateher különböző paramétereinek változtatása milyen hatással van a szerkezet dinamikus válaszára, majd ebből javaslatot teszek, hogy a vizsgált híd esetén milyen próbateher/próbaterhek alkalmazása mellett lehetne elérni a különböző szabványokban és ajánlásokban (Sétra, British Standards, JRC) javasolt ekvivalens teher mellett kialakuló dinamikus szerkezeti választ.

Ehhez dolgozatom első részében áttekintettem a gyalogosok különböző típusú mozgásformáiból (gyaloglás, futás) származó függőleges és vízszintes dinamikus terhek elvi modelljeit, valamint a lehetséges interakciók (gyalogos-gyalogos, gyalogos-szerkezet) kezelésének módját. Ezek mellett tanulmányoztam, hogy hazai és nemzetközi szinten milyen szabványok és tervezési útmutatók érhetők el az ekvivalens gyalogosteher meghatározására tervezési szinten. A szakirodalom feldolgozása után felépítettem egy részletes numerikus modellt ANSYS végelelemes programban az általam választott hídszerkezetre (Osztószigeti gyalogoshíd), majd a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékének dinamikus próbaterhelési adatait felhasználva validáltam az elkészült modellt. Ezt követően megvizsgáltam, hogy a különböző szabványos dinamikus próbateher alkalmazása mellett a hídszerkezeti modell mennyiben adja vissza a tényleges mértékadó leterheléséből származó gyorsulásértékeket; valamint javaslatot tettem, hogy milyen, a gyakorlatban is megvalósítható teherelrendezéssel/gyalogos futamokkal lehet előállítani a mértékadó dinamikus hatást, törekedve általános érvényű következtetések levonására is.

2. Summary

Nowadays, in line with technological advances and societal needs, slender, lightweight steel structures are becoming increasingly common in all areas of construction, including bridges. One of the key issues in the design of this type of structure is the analysis of the dynamic behaviour, with a particular focus on the vibrations generated by pedestrians. In line with the foregoing, an indispensable element in the construction process of today's novel and often form-fitting pedestrian bridges is the verification that the structure exhibits the expected behaviour by design due to real dynamic action, i.e. the implementation of dynamic test loading.

Currently, there is no detailed standard specification for the design of dynamic test loads (number of pedestrian runs, speed, configuration, required load intensity) at international level either, making it a challenging and far from straightforward engineering task. In my TDK research, I will investigate the effect of varying the different parameters of the dynamic test load on the dynamic response of the structure by means of a detailed study of a chosen bridge example, and from this I will propose a test load/loads that would achieve the dynamic structural response under equivalent load as suggested in different standards and recommendations (Sétra, British Standards, JRC) for the bridge under investigation.

For this purpose, in the first part of my thesis I reviewed the theoretical models of vertical and horizontal dynamic loads from different types of pedestrian movements (walking, running) and how to deal with possible interactions (pedestrian-pedestrian, pedestrian-structure). In addition to these, I have studied what standards and design guidelines are available at national and international level for the definition of equivalent pedestrian loads at design level. After the literature review, I built a detailed numerical model in ANSYS finite element software for the chosen bridge structure (Osztósziget footbridge), and validated the model using dynamic test load data from the Department of Structural Engineering at BME. I then investigated the extent to which the bridge model, using different standard dynamic test loads, reproduces the acceleration values from the most significant load case and I proposed a practical load distribution/pedestrian runs to produce the most significant dynamic effect, while I also tried to draw general conclusions.

3. Bevezetés

A gyalogoshidak dinamikai viselkedésének mélyrehatóbb tanulmányozása az 1970-es években kezdődött Blanchard [1] kutatásaival, melyek egyúttal a későbbi gyalogos-hídszerkezet interakcióval foglalkozó szabványok és útmutatók alapjául is szolgáltak. [2] Ebben a korai szakaszban szinte kizárólag a gyalogosok áthaladásából származó függőleges erőhatás vizsgálatára fordították a figyelmet, mivel a fellépő három komponens közül (függőleges, vízszintes hosszirányú és vízszintes keresztirányú) ennek nagyságrendje a legnagyobb. [3] Azonban a 2000-es évek elején történt két nevezetes eset (a London Millenium Bridge, valamint a párizsi Solferino gyalogoshíd átadását követő lezárása a túlzott mértékű gyalogosok által okozott rezgések miatt) rávilágított a vízszintes irányú (különösen a keresztirányú) rezgések fontosságára is.

3.1. Solferino gyalogoshíd

A Solferino gyalogoshíd Párizsban található 106 m hosszú acél ívhíd. A Szajna felett létesített szerkezet két ívből áll, melyeket V-alakú keresztartók kapcsolnak össze, ahogyan ezt az 1. ábra is mutatja. A híd sajátossága, hogy a középső keresztmetszetétől indulva, mindkét hídfő felé két gyalogos útvonalat alakítottak ki, egyet az alsó, egyet pedig a felső íven.



1. ábra: Solferino híd a két gyalogos pályával [4]

1999-ben, a híd átadásának napján a szerkezetet le kellett zárni a gyalogosok áthaladása miatt kialakult túlzott mértékű oldalirányú rezgések miatt. [5]

3.2. London Millenium Bridge

A London Millenium Bridge a brit fővárosban a Temze felett átívelő függőhíd. Az összesen 332 m hosszú felszerkezet 3 nyílásra osztható, melyek a 80 m-es északi; a 144 m-es középső; valamint a 108 m hosszúságú déli nyílás. [6] A szerkezet formabontó jellegét többek között az

adja, hogy a kábelek alacsonyan, néhány esetben a hídpálya alatt helyezkednek el, ezzel szabaddá téve a kilátást a hídon közlekedők számára (2. ábra).



2. ábra: Millenium Bridge Londonban [7]

2000. június 10-én az átadóünnepségen csaknem 100.000 látogató haladt át a hídon, ennek során egyszerre maximum 2000 ember tartózkodott a szerkezeten, mely egy rendkívül nagy, $1,3 - 1,5 \text{ gyalogos}/\text{m}^2$ embersűrűséget eredményezett. A felszerkezetre ható keresztirányú erő, mely az áthaladó gyalogosok lépés szinkronizációjának következtében alakult ki, váratlan mértékű vízszintes gyorsulást eredményezett, mely ellehetetlenítette az emberek közlekedését, így a hidat június 12-én lezárták az eset részletes kivizsgálásáig. [6]

3.3. Gyalogoshidak tervezési folyamata napjainkban

Az előzőekben bemutatott két eset felhívta a hídtervezők figyelmét a gyalogoshidak dinamikai hatások teljeskörű vizsgálatának fontosságára, így a mai modern szerkezetek esetében a numerikus modellben elvégzett dinamikai analízis mellett szinte kivétel nélkül sor kerül az építést követő dinamikus próbaterhelésre is. Ennek megtervezésére és kivitelezésére azonban nemzetközi szinten sem áll rendelkezésre szabvány, vagy tervezői útmutatás, így általában korábbi tapasztalatokra alapozva történik. Jelen dolgozat célja olyan általános érvényű javaslatok megfogalmazása, melyek segítségével a különböző típusú gyalogoshidak dinamikus próbaterhe hatékonyan tervezhető, egy konkrét szerkezet példájából kiindulva.

4. Szakirodalmi áttekintés

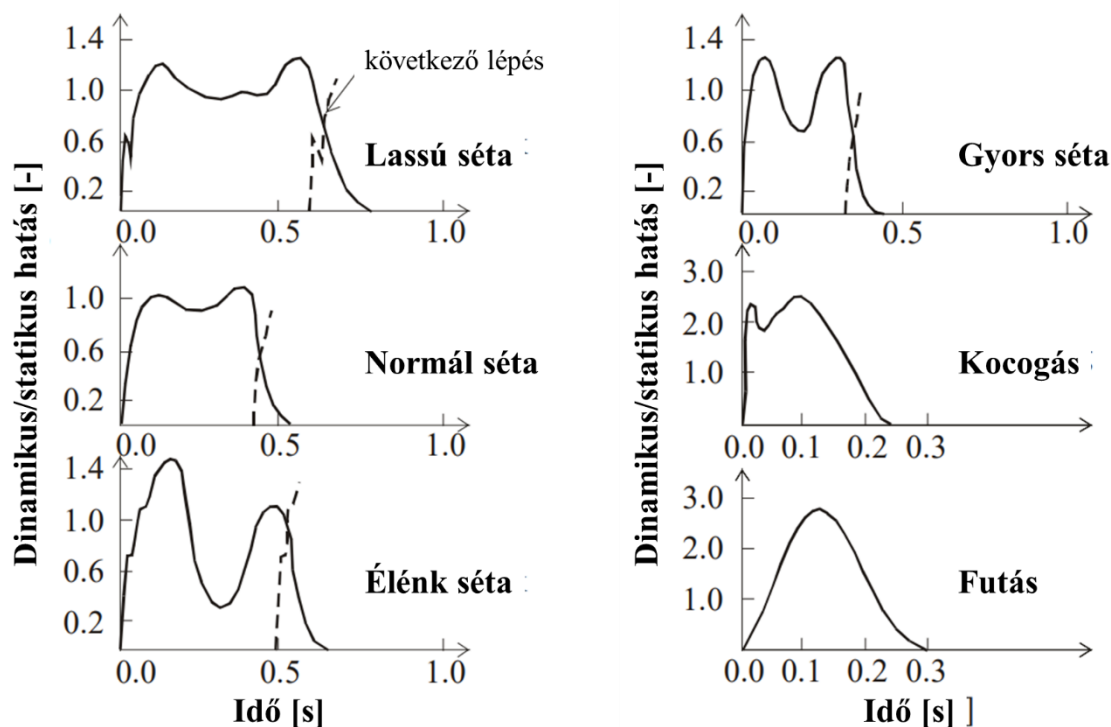
A hídszerkezeteken áthaladó gyalogosok által keltett dinamikus hatások jellege igen sok paramétertől függ, többek között az átkelő csoport létszámától, elrendezésétől, sebességétől, valamint a gyalogosok között, vagy épp a gyalogosok és szerkezet között kialakult interakció mértékétől. Szakirodalmi áttekintésem első részében röviden ismertetem, hogy a különböző típusú mozgásformák (gyaloglás, futás) milyen jellegű dinamikus terhet eredményeznek, majd összegyűjtöm, hogy a nemzetközi szinten legjelentősebb szabványok, illetve ajánlások milyen egyszerűsített tehermodelleket javasolnak a mértékadó dinamikus hatás számítására, valamint milyen paraméterekkel és hogyan értékelik a szerkezet erre adott választát.

4.1. Különböző mozgásformák leírása

A gyalogosok által kifejtett erőhatások a mozgás típusától függetlenül mindig felbonthatók három komponensre, melyek a függőleges (vertikális); a vízszintes, hídteneggel párhuzamos (longitudinális); illetve a vízszintes, hídtengeyre merőleges (transzverzális) komponensek. Az egyes mozgásmódok dinamikus jellegét érdemes ezen három irányban külön-külön áttekinteni.

4.1.1. Függőleges hatás

A gyalogosok okozta függőleges hatás jellegét nagyban befolyásolja a mozgás sebessége, ezt szemléltetik a 3. ábrán látható relatív teher-idő grafikonok.

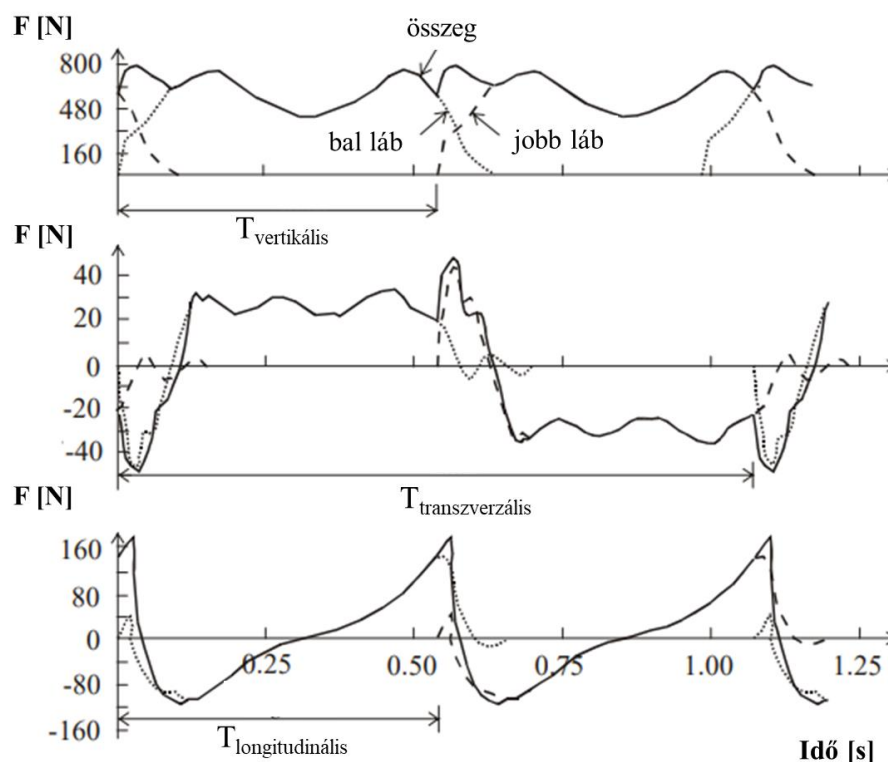


3. ábra: Különböző sebességű mozgások vertikális hatás jelleggörbéi [2 alapján]

Definíció szerint az különbözteti meg a sétát a futástól, hogy futáskor van „repülő fázis”, azaz mikor egyik láb sem érintkezik a talajjal, ekkor a terhelés zérus. Ez jól megfigyelhető a 3. ábra grafikonjain is, séta esetén a következő lépés görbéje (szaggatott vonal) már elkezdődik, amikor még az előző láb érintkezik a talajjal. Szintén látható, hogy a sétálás esetén a függőleges erő jellegzetes, nyereg alakú teher-idő görbét eredményez, mely két domináns maximummal rendelkezik. Az elsőt a sarok talajra érintése, a másodikat az elrugaszkodás okozza. [8] Ez az alak a haladási sebesség növelésével módosul, futásnál már csak egyetlen meredek csúccsal jellemezhető. A dinamikus hatás mértékéről megállapítható, hogy 1 Hz-nél kisebb frekvenciájú, igen lassú séta esetén megnő a talajjal való érintkezés időtartama, így a dinamikus teher jó közelítéssel megegyezik a statikus értékkel. A frekvencia növelésével, elérve a 2 – 2,5 Hz-es tartományt a dinamikus teher mértéke már körülbelül a statikus érték 1,5-szerese, míg nagyon gyors futás (3,5 Hz <) mellett akár 3-szoros hatást is eredményezhet.

4.1.2. Vízszintes hatás

A gyalogosok által okozott teher vízszintes komponensei jóval kisebbek, mint a függőleges hatás (4. ábra), azonban a korábban bemutatott két híd példája alapján látható, hogy az emberek igen érzékenyek ezekre a mozgásokra (különösen a vízszintes keresztirányúra), így vizsgálatukra hangsúlyt kell fektetni.



4. ábra: Átlagos séta különböző irányú teher-idő diagramjai [2 alapján]

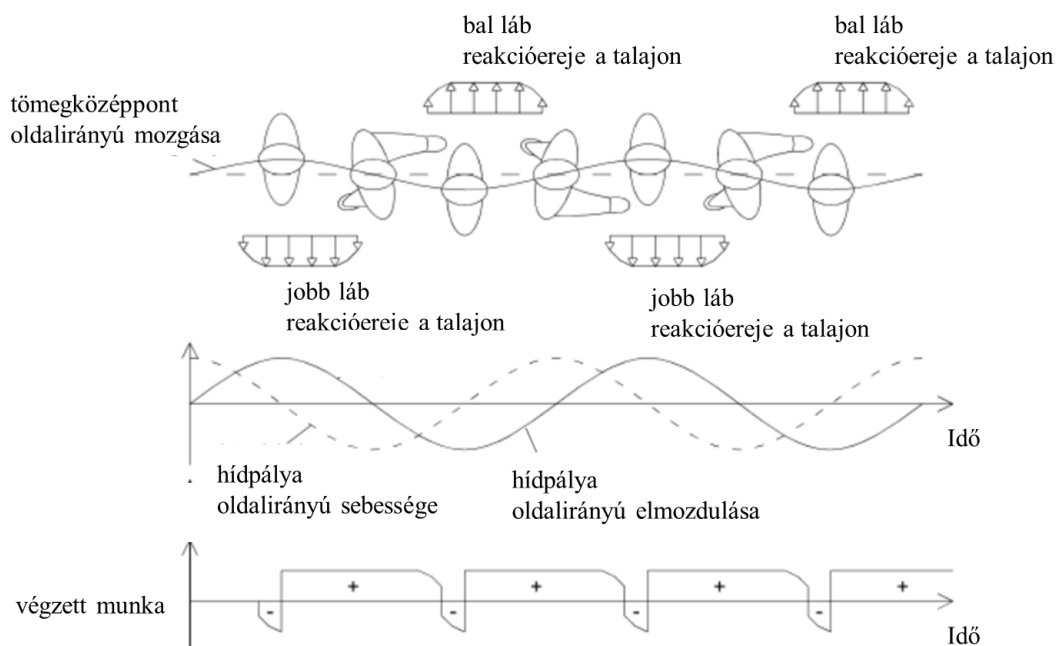
A grafikonok alapján megállapítható, hogy míg a függőleges és a vízszintes hosszirányú teheridő görbe periódusideje közel azonos, addig a transzverzális esetben kétszeres periódusidőt kapunk. Ennek magyarázata, hogy hosszirányban és függőlegesen a teher periódusideje a két egymást követő lépés közben eltelt idő, hiszen a bal és a jobb láb is egyforma irányú erőt fejt ki, azonban a keresztirányú komponens esetében a két láb ellentétes irányú hatást gyakorol, vagyis a keresztirányú rezgés periódusideje kétszeresére nő, a frekvencia pedig felére csökken.

4.2. Interakciók vizsgálata

Jelentős nagyságú tömeg áthaladásakor az egyéni gyalogosok által a szerkezetre közvetlenül kifejtett erő mellett figyelembe kell venni, hogy az egyes gyalogosok mozgása egymásra is hatással van, továbbá maga a szerkezeti válasz is visszahat a közlekedők viselkedésére.

4.2.1. „Lock-in” hatás (gyalogos-szerkezet interakció)

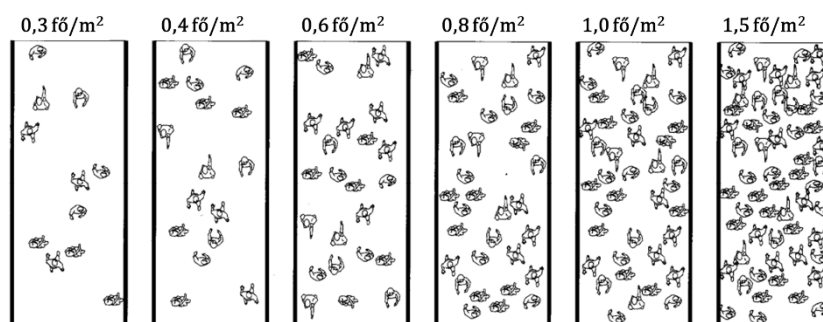
Amennyiben egy hídon áthaladó gyalogosok a lépések során megérik a szerkezet sajátfrekvenciáját a kialakuló rezgésekből, a lépéseiket össze tudják hangolni, ezt nevezzük „lock-in” hatásnak. A jelenség magyarázata viszonylag egyszerű: amikor a gyalogos lépésfrekvenciája jó közelítéssel megegyezik a híd sajátfrekvenciájával a szerkezet nagyobb amplitúdójú rezgésbe jön. Ekkor a gyalogos kezdődő egyensúlyvesztésének ellensúlyozására „ösztönösen követi” a híd mozgásának frekvenciáját, ezzel tovább növelve a kitérés amplitúdóját, előidézve a rezonancia jelenségét. [8] Ha nagyobb embertömeg mozgása ilyen módon szinkronizálódik, az súlyos szerkezeti károsodásokhoz vezethet.



5. ábra: „Lock-in” hatás elvi vázlata [9 alapján]

4.2.2. „Tömeg” hatása (gyalogos-gyalogos interakció)

A másik típusú interakció maguk a gyalogosok között lép fel, amennyiben a szerkezeten kellően megnövekszik a gyalogossűrűség. Ebben az esetben az egyének nem képesek szabadon mozogni, haladásukat korlátozzák a körülöttük elhelyezkedő emberek, így sebességüket és lépésük frekvenciáját kénytelenek hozzáigazítani az előttük haladókhhoz, vagyis a terhelési minta el fog térni a térben nem korlátozott mozgásától. A különböző gyalogossűrűségeket a 6. ábra illusztrálja. A $0,3 \text{ fő}/\text{m}^2$ gyalogossűrűségű mozgást szabadon megválasztható tempó, korlátozás nélküli előzés, véletlenszerű érkezési sebesség jellemzi. A $0,6 - 0,8 \text{ fő}/\text{m}^2$ gyalogossűrűségű hídon jelentősen megnövekszik a forgalom, az előzés nehézkes, megindul a szinkronizáció a frekvencia, a lépés-fázis, valamint a sebesség tekintetében. Elérve az $1,0 - 1,5 \text{ fő}/\text{m}^2$ sűrűséget az előzés gyakorlatilag lehetetlenné válik, a tömeg által diktált sebesség lesz a haladási sebesség. [9]



6. ábra: Különböző gyalogossűrűségek szemléltetése [10]

4.3. Szabványok és szakirodalmi ajánlások javasolt tehermodelljei

A nemzetközi szinten elérhető szabványok és ajánlások többsége a gyalogosok által okozott dinamikus hatás modellezésekor valamilyen Fourier-sorba fejtett alakból indul ki [11]:

$$P(t) = w_p \left[1 + \sum_{n=1}^{\infty} \alpha_n \sin(2\pi n f t + \varphi_n) \right], \quad (1)$$

ahol az egyes jelölések jelentése az alábbi:

w_p := megoszló statikus teher,

α_n := teherszorító az egyes harmonikusokban,

φ_n := fáziseltolódás értéke az egyes harmonikusoknál,

f := gerjesztés frekvenciája,

t := idő.

A fenti kifejezésben az egyes ajánlások eltérő teherszorítókat, fáziseltolódásokat és egyszerűsítéseket adnak meg, a továbbiakban 3 gyakran alkalmazott eljárást fogok részletesebben bemutatni.

4.3.1. British Standards - UK National Annex to Eurocode 1

Az Eurocode gyalogosdinamikai vizsgálatokra vonatkozóan csupán alapelveket fogalmaz meg, többek között a vizsgálandó frekvenciatartományokra, illetve teheresetekre, azonban nem tartalmaz részletesen kidolgozott útmutatást az alkalmazandó gyalogos tehermodellekre, vagy a javasolt komfortkritériumokra. Ezek megállapítására a nemzeti mellékletekre hivatkozik, melyek közül a UK National Annex-et jó kidolgozottsága miatt Nagy-Britannián kívül számos más országban is alkalmazzák, a továbbiakban ennek fő gondolatait ismertetem. [12]

Gyalogoshidak osztályba sorolása

Első lépésben a vizsgált híd osztályba sorolását kell elvégezni elhelyezkedése, valamint várható forgalma alapján. Az így meghatározott osztály adja a vizsgálandó gyalogoscsoportok méretét az 1. táblázat alapján.

Osztály	Jellemzés	Csoportméret <i>séta</i>	Csoportméret <i>futás</i>	ρ [e/m^2] <i>séta</i>
A	Ritkán lakott vidéki, vagy lakott területen	$N = 2$	$N = 0$	0
B	Külvárosi környezetben, a forgalom alkalmankénti kismértékű növekedésével	$N = 4$	$N = 1$	0,4
C	Városi útvonalak mentén, melyek napi használata erősen ingadozik (pl.: iskolák, irodák környezetében)	$N = 8$	$N = 2$	0,8
D	Főútvonal mentén, középületek (pl.: stadionok) vagy közlekedési csomópontok környezetében	$N = 16$	$N = 4$	1,5

1. táblázat: Forgalmi osztályok British Standards alapján [12 alapján]

Függőleges tehermodell egyéni gyalogosokra és gyalogos csoportokra

A szabvány előírja, hogy a javasolt szinuszos tehermodellt a támaszköz mentén olyan módon kell elhelyezni, hogy a legkedvezőtlenebb hatást érje el. Az egyetlen gyalogos, illetve gyalogos csoport által kifejtett erőre a következő összefüggést adja meg:

$$F(t) = F_0 \cdot k(f_v) \cdot \sqrt{1 + \gamma \cdot (N - 1)} \cdot \sin(2\pi f_v t), \quad (2)$$

ahol az egyes jelölések a következők:

F_0 := az az erőkomponens, amit az f_v frekvenciával haladó egyetlen gyalogos kifejt,

→ séta: $F_0 = 280 \text{ N}$

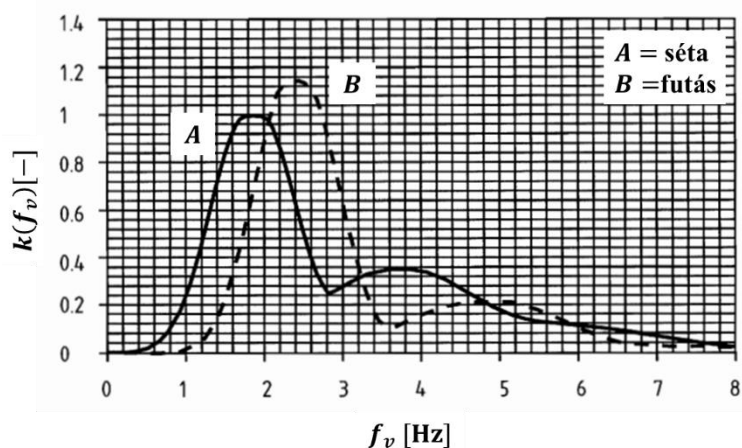
→ futás: $F_0 = 910 \text{ N}$

N := egy csoportban lévő gyalogosok száma (1. táblázat alapján),

f_v := híd valamely függőleges rezgésalakhoz tartozó sajátfrekvenciája,

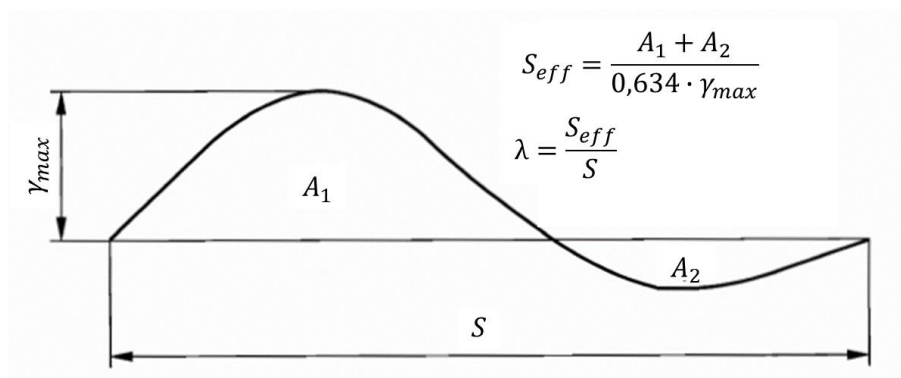
t := idő,

$k(f_v)$:= kombinálási tényező a 7. ábra alapján, mely a gyalogosok egymásra hatását veszi figyelembe,



7. ábra: $k(f_v)$ kombinálási tényező felvétele [12 alapján]

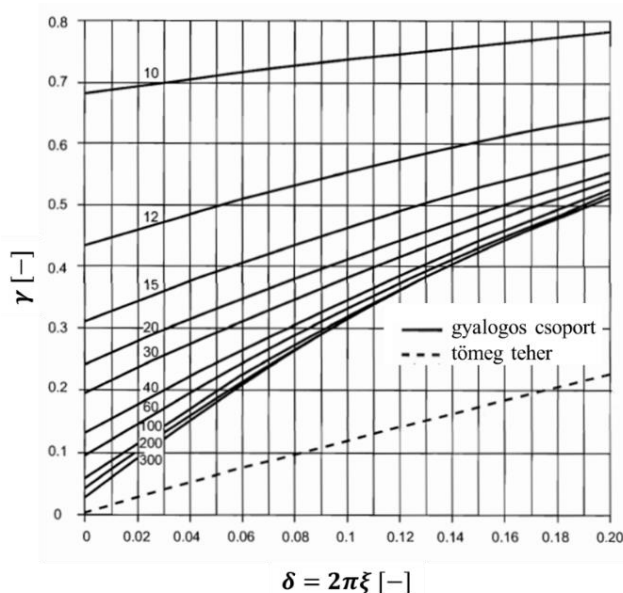
γ := csökkentő tényező, mely a gyalogosok csoporton belüli aszinkronizációját veszi figyelembe, értéke az effektív támaszköz (8. ábra), valamint a szerkezeti csillapítás (2. táblázat) ismeretében a 9. ábra alapján határozható meg.



8. ábra: Effektív támaszköz értelmezése [12 alapján]

Szerkezet típusa	ξ [%]	
	$L < 20 \text{ m}$	$L \geq 20 \text{ m}$
Acél és kompozit	$0,5 + 0,125(20 - L)$	0,5
Előfeszített vasbeton	$1,0 + 0,07(20 - L)$	1,0
Öszvér és vasbeton	$1,5 + 0,07(20 - L)$	1,5
Fa mechanikus kapcsolóelemek nélkül	1,0	
Fa mechanikus kapcsolóelemekkel	1,5	

2. táblázat: British Standards által javasolt ξ értékek támaszköz és szerkezet típus függvényében [12]



9. ábra: $\gamma(\delta)$ görbék az S_{eff} effektív támaszköz alapján [12 alapján]

Függőleges tehermodell gyalogos tömegre

A sűrű gyalogosforgalomból (tömegből) származó függőleges hatást egy szinuszos felület mentén megoszló teherként modellezi a szabványt, melyet a rezgési alaknak megfelelően, mértékadó módon kell működtetni a szerkezeten. A teher alakja a következő:

$$w(t) = 1,8 \left(\frac{F_0}{A} \right) \cdot k(f_v) \cdot \sqrt{\gamma \cdot \rho A / \lambda} \cdot \sin(2\pi f_v t), \quad (3)$$

ahol az egyes jelölések a korábban bemutatottakkal megegyeznek.

Ajánlott gyorsulási határértékek függőleges rezgésekre vonatkozóan

A szabvány által megadott függőleges gyorsulásra vonatkozó határérték:

$$0,5 \text{ m/s}^2 \leq a_{limit} = 1,0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \leq 2,0 \text{ m/s}^2, \quad (4)$$

ahol az egyes k módosító tényezők a következő hatásokat veszik figyelembe:

k_1 := útvonal rendeltetése (3. táblázat),

k_2 := útvonal helyettesíthetősége (4. táblázat),

k_3 := szerkezet magassága (4. táblázat),

Híd funkciója	k_1 [-]
Elsődleges útvonal kórházakhoz, vagy más magas érzékenységgű út	0,6
Elsődleges útvonal iskolákhoz	0,8
Elsődleges útvonal stadionokhoz, vagy más magas kihasználtságú út	0,8
Útvonal nagyobb városi központban	1,0
Elővárosi útvonal	1,3
Vidéki útvonal	1,6

3. táblázat: Ajánlott értékek a k_1 tényezőhöz

Útvonal fontossága	k_2 [-]	Híd magassága (h)	k_3 [-]
Egyedüli hozzáférést biztosító út	0,7	$8\text{ m} < h$	0,7
Elsődleges út	1,0	$4\text{ m} \leq h \leq 8\text{ m}$	1,0
Alternatív útvonal azonnal elérhető	1,3	$h < 4\text{ m}$	1,1

4. táblázat: Ajánlott értékek a k_2 és k_3 tényezőkhöz [12 alapján]**Javasolt ellenőrzés vízszintes keresztirányú rezgésekhez**

A szabványban foglalt ajánlás szerint amennyiben a szerkezet bármely vízszintes keresztirányú rezgésalakjához tartozó frekvencia értéke nem éri el a 1,5 Hz-es értéket, úgy meg kell határozni a „gyalogos tömegcsillapítási paramétert” (D) a következők szerint:

$$D = \frac{m_h \cdot \xi}{m_{gy}}, \quad (5)$$

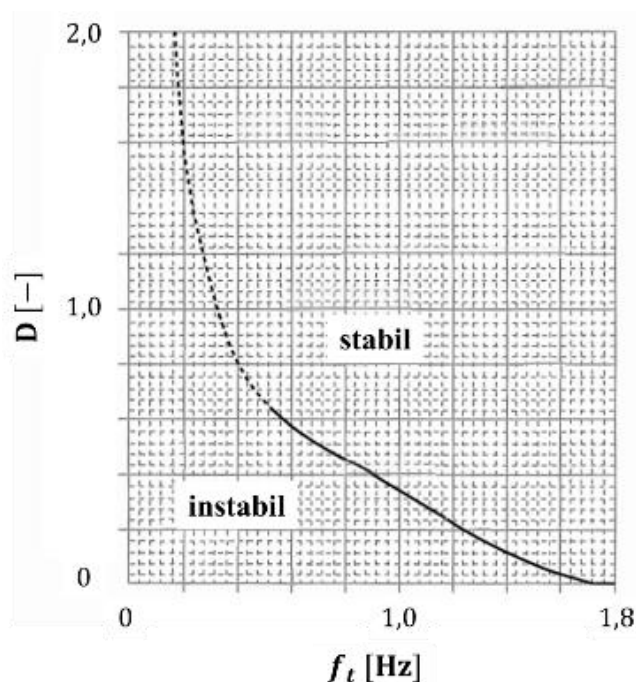
ahol az egyes jelölések a következők:

m_h := hídfelszerkezet egységnyi hosszra jutó tömege,

m_{gy} := egységnyi hosszra jutó gyalogostömeg; 1. táblázat értékeit felhasználva; egy gyalogos tömegét 70 kg-nak feltételezve,

ξ := szerkezeti csillapítás 2. táblázat alapján.

A fenti módon kiszámított D paraméter, valamint a rezgésalakhoz tartozó frekvencia ismeretében kapott két koordinátával jellemezhető pontnak a 10. ábra grafikonján a stabil tartományba kell esnie a kedvezőtlen vízszintes keresztirányú rezgések elkerüléséhez.



10. ábra: Ellenőrző grafikon vízszintes keresztirányú rezgések stabilitásához [12 alapján]

4.3.2. *Sétra – Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading*

A Sétra (Service d'études techniques des routes et autoroutes – Közlekedési, Út- és Hídmérnöki és Közúti Biztonsági Műszaki Főosztály) a francia Közlekedési és Infrastrukturális Minisztériumon belüli műszaki osztály, melynek fő tevékenységi köre az út, a közlekedés és a műtárgyépítés. A testület által kiadott gyalogoshidak dinamikai tervezésével kapcsolatos ajánlások alkalmazása általánosan elterjedt Európában, a következőkben ennek alapelveit mutatom be nagy vonalakban. [8]

Gyalogoshidak osztályba sorolása

A részletesebb számítások előkészítéseként első lépésben az adott híd osztályba sorolását kell elvégezni az alapján, hogy élettartama alatt várhatóan milyen forgalmat fog lebonyolítani. Eszerint négyféle kategóriát különböztetünk meg, melyek a következők:

- IV. osztály: Alkalmanként használt gyalogoshíd, amely ritkán lakott területen épült, vagy annak érdekében létesült, hogy az autópályák, illetve gyorsforgalmi utak környezetében a gyalogút folytonossága biztosított legyen.
- III. osztály: Normál használatú gyalogoshíd, amelyen alkalmanként nagy létszámú csoportok kelhetnek át, de soha nem lesz terhelt a teljes teherhordási területen.
- II. osztály: Sűrűn lakott területeket összekötő városi gyalogoshíd, amely nagy forgalomnak van kitéve, és alkalmanként a teljes teherbírási területén felléphet teher.
- I. osztály: Nagy gyalogosforgalmú területeket összekötő városi híd (pl.: vasútállomás vagy metróállomás közelében), vagy amelyet gyakran sűrű tömegek használnak (túntetések, turisták stb.) így nagyon nagy forgalomnak van kitéve.

Általános tehermodell

A Sétra ajánlása alapján a tehermodell a szerkezet egyik sajátfrekvenciájával egybeeső szinuszos gerjesztés; valamint egyszerűsítésként egyszerre csak egyetlen harmonikust kell figyelembe venni:

$$F(t) = F_{max} \cos(2\pi f_s t), \quad (6)$$

ahol az egyes jelölések jelentése:

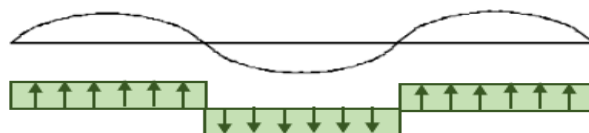
f_s := híd egyik sajátfrekvenciája,

t := idő,

F_{max} := teher intenzitása, mely a következő hatásokat tartalmazza:

- híd használati kategóriája,
- szinkronizáció hatása,
- terhelt felület nagysága,
- szerkezeti csillapítás,
- szerkezeti-, és gyalogosfrekvencia „közelsége”.

Az ajánlás szerint állandósult forgalom esetén az alkalmazandó tehermodell pozíciója kötött, a terhelés iránya pedig a gerjesztett sajátalak ordinátájának előjelével megegyező (11. ábra).



11. ábra: Terhelés iránya [8]

Elvégzendő ellenőrzések

Az ajánlás háromféle vizsgálatot ír elő gyalogosedinamikai ellenőrzésekre vonatkozóan:

- Az első esetben egy ritkább gyalogostömegre kell vizsgálni a hidat, osztályától függően 0,5 vagy 0,8 fű/m² sűrűségű gyalogoseloszlással. Ezt egyenletesen megoszló tehernek kell tekinteni. A harmonikus erő amplitúdóját ekkor a következő képletekkel számíthatjuk ki függőleges, vízszintes hosszirányú és vízszintes keresztirányú alakok esetén:

$$F_v = d \cdot 280 \text{ N} \cdot 10,8 \sqrt{\xi/n} \cdot \psi \cdot \cos(2\pi f_v t), \quad (7)$$

$$F_l = d \cdot 140 \text{ N} \cdot 10,8 \sqrt{\xi/n} \cdot \psi \cdot \cos(2\pi f_l t), \quad (8)$$

$$F_t = d \cdot 35 \text{ N} \cdot 10,8 \sqrt{\xi/n} \cdot \psi \cdot \cos(2\pi f_t t), \quad (9)$$

ahol az egyes jelölések a következőket jelentik:

d := egy négyzetméterre jutó gyalogosok száma,

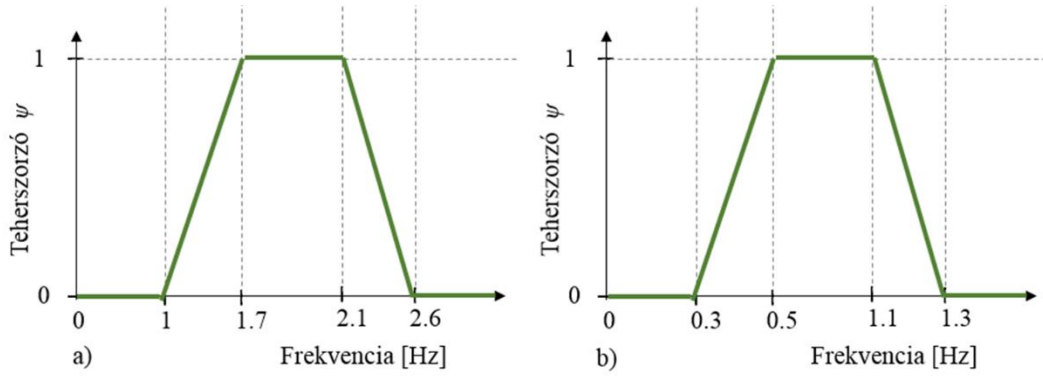
ξ := szerkezet csillapítása, szerkezeti típustól függően az 5. táblázat alapján,

n := gyalogosok száma,

ψ := a 12. ábra alapján felveendő csökkentő tényező.

Szerkezet típusa	Csillapítási arány [%]
Vasbeton	1,3
Előfeszített vasbeton	1,0
Öszvér	0,6
Acél	0,4
Fa	1,0

5. táblázat: ξ tényező javasolt értékei a Séttra alapján [8]



12. ábra: ψ tényező első harmonikus esetén: a) függőleges és hosszirány, b) keresztirány [8]

A fenti egyenletben szereplő $10,8\sqrt{\xi/n}$ szorzó a nagy számú gyalogos mozgásának összekoordinátlansága miatt felvehető csökkentő tényező, mely kísérletek alapján lett megállapítva.

- A második vizsgálat a sűrű gyalogosterheléshez tartozik, ahol a gyalogoseloszlás $1 \text{ fő}/\text{m}^2$. Ekkor a harmonikus erők a következőképpen alakulnak:

$$F_v = d \cdot 280 \text{ N} \cdot 1,85\sqrt{1/n} \cdot \psi \cdot \cos(2\pi f_v t), \quad (10)$$

$$F_l = d \cdot 140 \text{ N} \cdot 1,85\sqrt{1/n} \cdot \psi \cdot \cos(2\pi f_l t), \quad (11)$$

$$F_t = d \cdot 35 \text{ N} \cdot 1,85\sqrt{1/n} \cdot \psi \cdot \cos(2\pi f_t t), \quad (12)$$

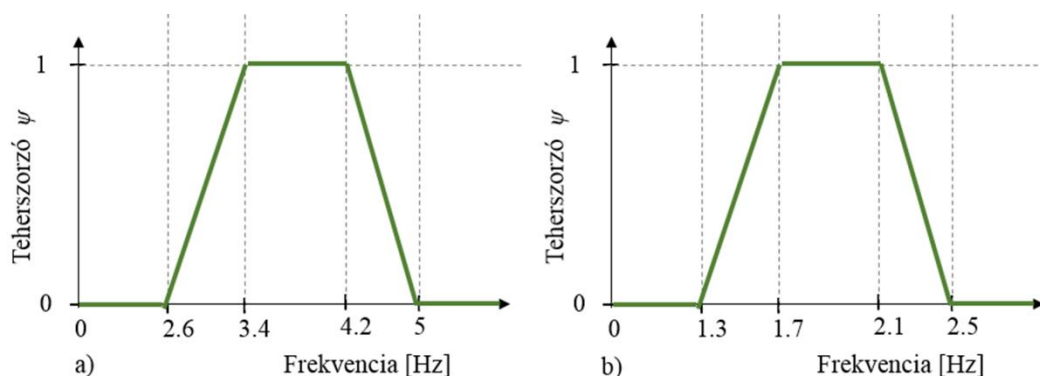
ahol az egyes jelölések az előzőekkel analóg módon értendők.

- A harmadik esetben a lépés második harmonikusának hatását kell figyelembe venni. Ezt a vizsgálatot azonban csak akkor kell elvégezni, ha az első esetben a $\psi = 0$ -ra adódik. A harmonikus erők ennél a vizsgálatnál a következőképp számítandók (az egyes jelöléseket a korábbiaknak megfelelően használva azzal a különbséggel, hogy a ψ csökkentő tényező felvétele a 13. ábra alapján történik):

$$F_v = d \cdot 70 \text{ N} \cdot 1,85\sqrt{1/n} \cdot \psi \cdot \cos(2\pi f_v t), \quad (13)$$

$$F_l = d \cdot 35 \text{ N} \cdot 1,85\sqrt{1/n} \cdot \psi \cdot \cos(2\pi f_l t), \quad (14)$$

$$F_t = d \cdot 7 \text{ N} \cdot 1,85\sqrt{1/n} \cdot \psi \cdot \cos(2\pi f_t t). \quad (15)$$



13. ábra: ψ tényező második harmonikus esetén: a) függőleges és hosszirány, b) keresztirány [8]

Gyorsulási határértékek

Az előző pontban leírt esetekben meghatározva a szerkezeten kialakuló maximális gyorsulásokat, az egyes irányokban azok nem haladhatják meg a komfortkategóriánként megadott frekvenciafüggetlen határértékeket. Az egyes feltételeket a 6. táblázat foglalja össze.

		Maximális gyorsulás vertikális rezgéseknél [m/s^2]	Maximális gyorsulás vízszintes rezgéseknél [m/s^2]
Komfortfokozat	Maximális	0 – 0,50	0 – 0,15
	Átlagos	0,50 – 1,00	0,15 – 0,30
	Alacsony	1,00 – 2,50	0,30 – 0,80
	Nem megengedhető	2,50 <	0,80 <

6. táblázat: Gyorsuláskritériumok a Sétra ajánlása alapján

4.3.3. JRC – Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations

A JRC lényegében egy összefoglaló jelentés, mely két európai kutatási projekt eredményein alapul, ezek a SYNPEX (Advanced Load Models for Synchronous Pedestrian Excitation and Optimised Design Guidelines for Steel Footbridges), valamint a HIVOSS (Human induced vibrations of steel structures). A megfogalmazott elvek és ajánlások nagyon hasonlóak a Sétra-ban olvashatókhoz, így a továbbiakban elsősorban a különbségekre fókuszálva fogom bemutatni a JRC-t. [13]

Osztályba sorolás

A Sétra-hoz hasonlóan első lépésként itt is osztályba kell sorolni a tervezett gyalogoshidat a várható forgalom nagysága alapján. Az egyes forgalmi osztályokat leírásukkal a 7. táblázat foglalja össze.

Forgalmi osztály	Gyalogossűrűség [d]	Leírás	Jellemzők
TC 1	$15 \text{ f}\ddot{o}/(B \cdot L)$	Nagyon kis forgalom	B := pálya szélessége L := pálya hossza
TC 2	$0,2 \text{ f}\ddot{o}/m^2$	Kis forgalom	Kényelmes és szabad mozgás Előzés lehetséges
TC 3	$0,5 \text{ f}\ddot{o}/m^2$	Sűrű forgalom	Korlátlan mozgás Előzés néha akadályozott lehet
TC 4	$1,0 \text{ f}\ddot{o}/m^2$	Nagyon sűrű forgalom	Akadályozott mozgás Előzés nem lehetséges
TC 5	$1,5 \text{ f}\ddot{o}/m^2$	Extrém sűrű forgalom	Kényelmetlen mozgás, tömeg Egyéni sebesség a csoport sebessége

7. táblázat: Forgalmi osztályok JRC alapján [13 alapján]

Tehermodell, ellenőrzések

A Sétra-val teljesen analóg módon a JRC is egy harmonikus teher alkalmazását írja elő, mind az 5 forgalmi osztály esetén:

$$p(t) = P \cdot \cos(2\pi f_s t) \cdot n' \cdot \psi, \quad (16)$$

ahol az egyes jelölések a következők:

P := az az erőkomponens, amit az f_s frekvenciával haladó egyetlen gyalogos kifejt,

→ vertikális: $P_v = 280 \text{ N}$

→ longitudinális: $P_l = 140 \text{ N}$

→ transzverzális: $P_t = 35 \text{ N}$

f_s := híd egyik sajátfrekvenciája,

t := idő,

n' := ekvivalens gyalogosszám a híd terhelt S felületén,

→ $d < 1,0 \text{ f}\ddot{o}/m^2$ (TC 1-TC3): $n' = d \cdot 10,8\sqrt{\xi/n}$

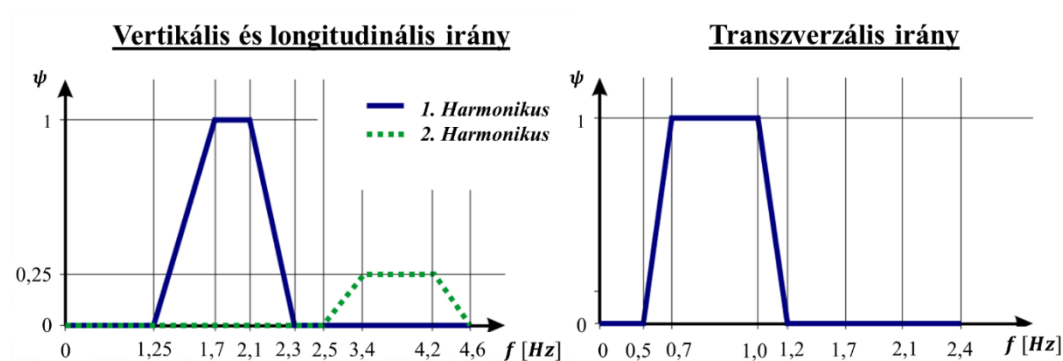
→ $d \geq 1,0 \text{ f}\ddot{o}/m^2$ (TC 4, TC 5): $n' = d \cdot 1,85\sqrt{1/n}$

ahol a ξ szerkezeti csillapítást, szerkezeti típustól függően az 8. táblázat alapján kell felvenni

Szerkezet típusa	Csillapítási arány [%]
Vasbeton	1,3
Előfeszített vasbeton	1,0
Öszvér	0,6
Acél	0,4
Fa	1,5

8. táblázat: ξ tényező javasolt értékei a JRC alapján [13]

$\psi :=$ a 14. ábra alapján felveendő csökkentő tényező.



14. ábra: ψ tényező felvétele JRC alapján [13]

Gyorsulási határértékek

Az előző pontban leírt különböző forgalmi esetekben meghatározva a szerkezeten kialakuló maximális gyorsulásokat, az egyes irányokban azok nem haladhatják meg a komfortkategóriánként megadott frekvenciafüggetlen határértékeket. Az egyes feltételeket a 9. táblázat tartalmazza.

Komfortfokozat	Maximális gyorsulás vertikális rezgéseknél [m/s^2]	Maximális gyorsulás vízszintes rezgéseknél [m/s^2]
Maximális (CL1)	0 – 0,50	0 – 0,10
Átlagos (CL2)	0,50 – 1,00	0,10 – 0,30
Alacsony (CL3)	1,00 – 2,50	0,30 – 0,80
Nem megengedhető (CL4)	2,50 <	0,80 <

9. táblázat: Gyorsuláskritériumok a JRC ajánlása alapján [13 alapján]

5. Osztószigeti gyalogoshíd - esettanulmány

A gyalogosok által keltett dinamikus hatások elméleti modellezési lehetőségeinek, valamint a szakirodalomban előforduló ekvivalens gyalogosterhek áttekintését követően a továbbiakban rátérek egy konkrét szerkezetre – az Osztószigeti gyalogoshídra – dinamikus próbaterhelésének vizsgálatára. A választásom azért esett a Robinson hídra, mivel a szerkezet dinamikus próbaterhelését a BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke végezte, így a valós mérési eredmények rendelkezésemre álltak, továbbá korábbi kutatáshoz kapcsolódóan már készült egy igen részletes kidolgozottságú numerikus modell a hídszerkezetről.

5.1. Szerkezet bemutatása

A műtárgy a Ráckevei (Soroksári)-Duna-ág felett létesült a Kvassay zsilip és a Duna torkolata között, a 15. ábrán látható módon. Ezen a szakaszon helyezkedik el az Osztószigetnek nevezett mesterséges sziget, mely a Ráckevei-Duna-ágot a zsilip előtt kettéosztja, itt került kialakításra a híd pilonjának befogására alkalmas tartószerkezet. [14]



15. ábra: A híd környezetének felülnézete [15]

A szerkezet kéttámaszú, egypilonos, ferdekábeles gyalogoshíd, acélszerkezetű merevítőtartókkal és pályalemezzel. Támaszköze 168,00 m, a felszerkezet hossza 168,90 m. A pályalemez kétsíkú felfüggesztő rendszerrel, 6,00 m-kénti felfüggesztési ponttal csatlakozik a pilonhoz, mely az Osztószigeten került elhelyezésre. [14] Az acélszerkezetű pilon a

felszerkezetet 90,0 – 78,0 m arányban osztja fel, a gyalogút helyszínrajzi ívének külső oldalán létesült. Tengelye a hídtól kifelé dől, a függőlegessel 9°-os szöget zár be. Magassága a cölöpösszefogó gerenda felső síkjától 65,00 m, abszolút magassága 166,60 m. A szerkezet kör keresztmetszetű, mind felfelé, mind lefelé kónuszosan szűkül, maximális átmérője 2,00 m. A pilon belseje kibetonozott, mely az acélső nyomási teherbírásának növelését szolgálja. [14]

A felszerkezet 275,0 m sugarú (az úttengely vonalában értelmezve) tiszta ívben helyezkedik el, teljes szélessége 12,71 m. A pályalemez két darab főtartóval rendelkezik, melyek egyenként egy 711 mm átmérőjű acél félcsőből, 30 mm-es felső övből, 40 mm-es alsó övből és egy belső; 30 mm-es függőleges gerincből kialakított szekrénytartók. A főtartók között ortotróp acél pályalemez készült, 40 cm-ként hosszbordával merevítve, 6,00 m-ként elhelyezett alul íves, 90 cm magas, sugárirányban haladó keresztartókkal (16. ábra).



16. ábra: Felszerkezet alulnézete [16]

A gyalogos úrszelvény magasságának biztosításához szükséges volt, hogy a függesztőkábelek a főtartókra kívül kerüljenek bekötésre. Ennek érdekében a hídpálya mellett, mindkét oldalon 610 mm átmérőjű acélcsövet helyeztek el, melyeket 6,00 m-ként a hídpályába (a keresztartók folytatásaként) bekötöttek. Az ív belső oldalán a peremtartó tengelye a főtartó tengelyétől 3,00 m-re, míg külső oldalán 1,50 m-re helyezkedik el. Mind a főtartó, mind a peremtartó acél csövei, a pilonhoz hasonlóan, kibetonozásra kerültek. [14]

A pályalemez kétsíkú kábelezzel van felfüggesztve a pilonhoz, 6,00 m-kénti villás bekötéssel a peremtartókba, illetve 1,50 m-kénti csatlakozással a pilon esetében. Összesen 53 db

függesztőkábel került beépítésre, melyek névleges átmérője 35 és 65 mm között változik, 5 mm-es lépcsőkben. A pilon hátrahorgonyzása 3 db 100 mm átmérőjű kábellel valósul meg, melyek bekötése a pilontól 25,00 m-re elhelyezett közbenső támaszba történik a 17. ábrán látható módon.

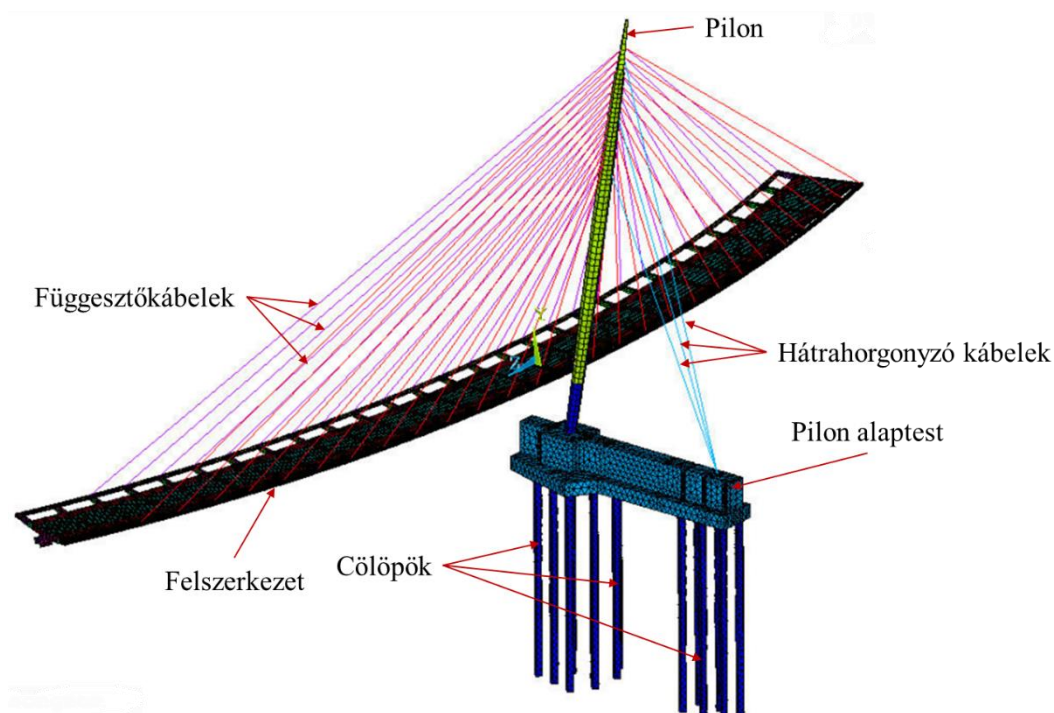


17. ábra: Hídszerkezet a hátrahorgonyzó kábelek bekötésével [16]

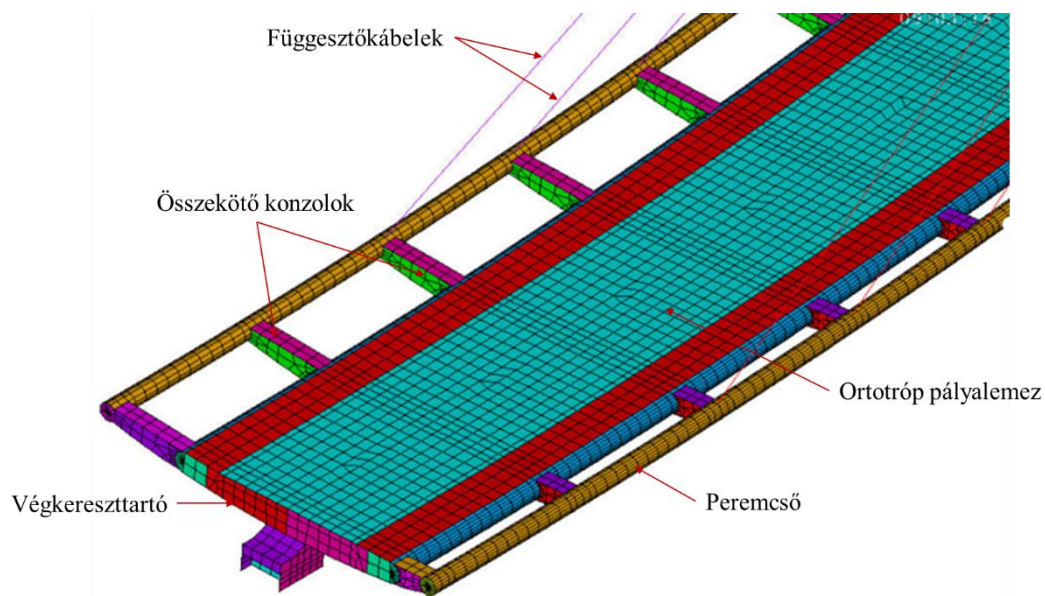
5.2. Elkészített VEM modell bemutatása

A szerkezet rezgésalakjainak vizsgálatához, valamint a különböző dinamikus terhekre adott válaszában meghatározásához vegyes héj- és rúdmodell készült ANSYS [17] programkörnyezetben. A felszerkezet modelljébe beépítésre került minden egyes lemezelem, melyet a híd tervei tartalmaznak, és részt vesznek a szerkezet globális erőjátékában. A különböző szerkezeti elemek modellezési szintjének felvételét (rúd, héj, vagy testelem) a kellően pontos mechanikai viselkedés elérése, ugyanakkor a futási idő redukálása közötti kompromisszum határozta meg. Ennek megfelelően a kibetonozott csövek modellezésénél kombinált test- és héjelemeket alkalmaztam (a merevítőtartó és a pilon esetében is); a végkeresztartók felvétele nagy pontosságú héjszerkezeti modellel készült; valamint az ortotróp pályaszerkezet hosszbordáit, a pályalemezt és a keresztartókat is felületszerkezeti elemként építettem be. Ugyanakkor a függesztő- és hátrahorgonyzó kábeleket egyszerű rúdelemként, míg a hídfők hatását megfelelő merevségű támaszként vettem fel. Az előzőek mellett megemlítendő, hogy mivel a pilon mozgásának jelentős hatása van a felszerkezeten kialakuló dinamikus válaszra, így a pilon alaptestet, valamint a cölöpalapozást valós geometriával szerepeltettem a numerikus modellben.

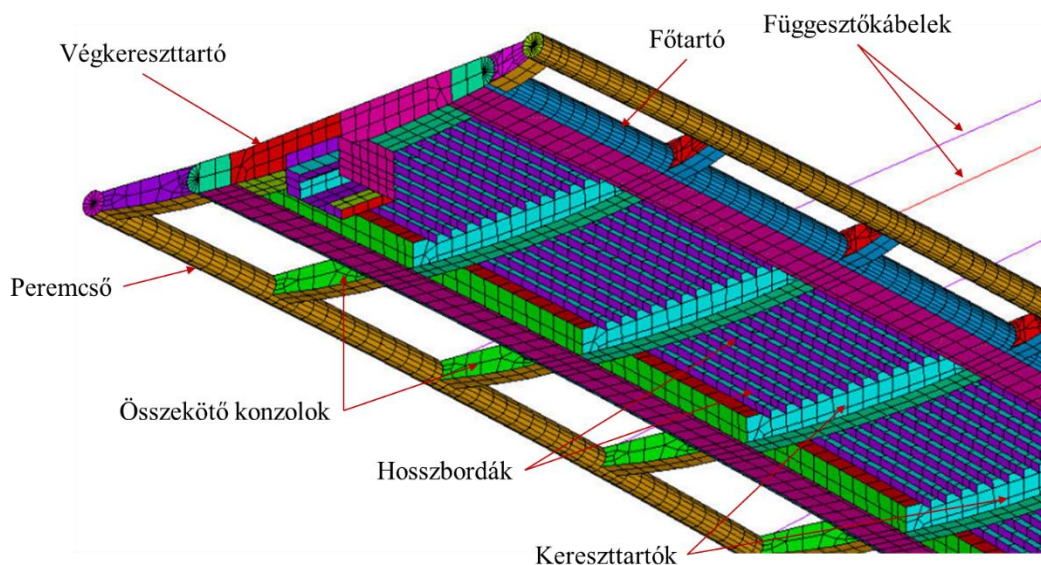
Az analízis során alkalmazott felületszerkezeti elemek az ANSYS program SHELL181 elnevezésű 4 csomópontú héjelemei, rúdelemként a BEAM 188-as 2 csomópontú elemet használtam, testelemként pedig a SOLID185 jelű, nyolc csomópontú végelemet. A felvett VEM háló egyenletes, mind a híd hossza, mind a keresztmetszete mentén, átlagosan 50 – 100 mm oldalhosszúságú végeselemeket eredményezve. Ezzel a csomópontok száma ~42000 db (~250000 szabadságfok). A felépített modell részleteit a 18-20. ábrák szemléltetik.



18. ábra: VEM modell

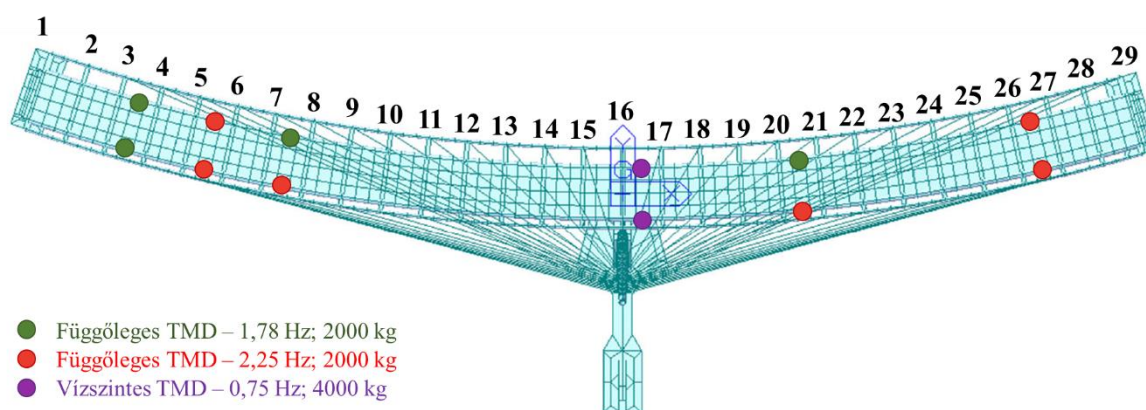


19. ábra: Felszerkezet felülnézete



20. ábra: Felszerkezet alulnézete

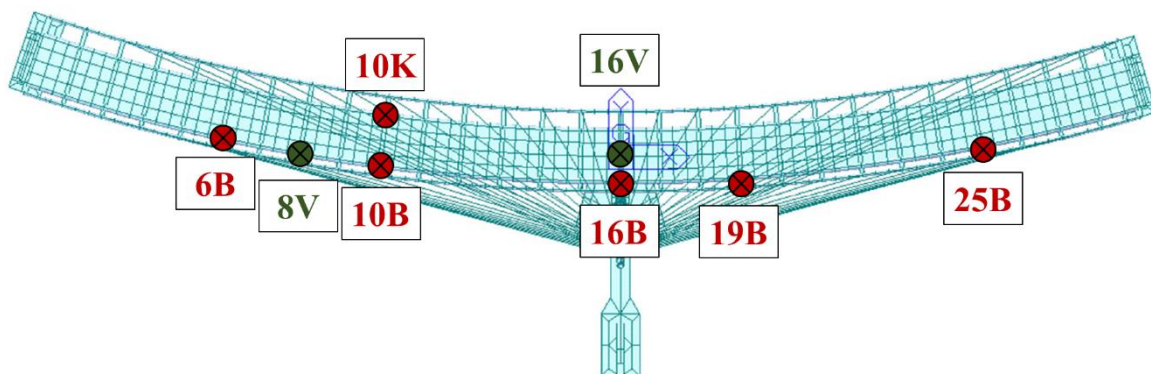
A fentiek mellett kiemelendő, hogy a valós szerkezetbe a megfelelő komfortfokozat elérésének érdekében Maurer típusú TMD csillapító berendezések kerültek betervezésre, melyeket a dinamikus próbaterhelést megelőzően már beépítettek, így ezek figyelembevétele a numerikus modellben is szükséges volt. A modellezés során az összesen 12 *db* csillapítóelem mindegyikét a megfelelő helyre bekötött, a valós csillapítóval ekvivalens jellemzőkkel definiált rugó-viszkózus végelemmel (COMBIN14), valamint a hozzá kapcsolt adott szabadsági fokokkal rendelkező tömegpontként (MASS21) adtam meg. Az egyes csillapítóelemek bekötési helyét, a fontosabb paraméterekkel a 21. ábra szemlélteti.



21. ábra: Hídszerkezetbe beépített TMD csillapítók vázlatos elrendezése

5.3. Dinamikus próbaterhelés során elvégzett mérések

A hídszerkezet dinamikus próbaterhelését a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék hajtotta végre 2022.10.27-én. [18] A méréshez összesen 8 db HBM típusú gyorsulásmérőt helyeztek el a hídra a 22. ábrán jelölt helyeken. A műszerek jelölése az adott kereszttartó sorszámából, valamint egy betűből áll, ami a pozícióra, valamint a mért gyorsuláskomponensre utal („B” befolyási függőleges; „K” kifolyási függőleges; „V” hídtengelekre merőleges vízszintes).



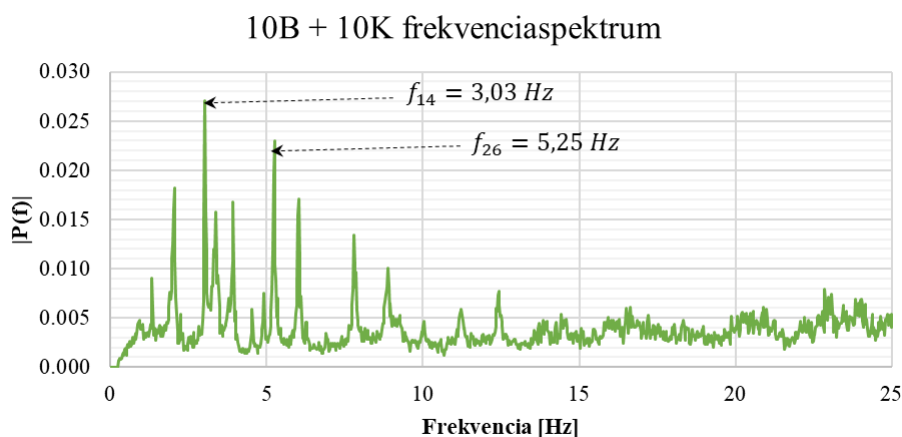
22. ábra: Műszerek elhelyezése

Ezzel az elrendezéssel nem csupán a különböző gyalogosfutamok során keletkezett gyorsulás-idő adatsorok voltak mérhetők, hanem lehetővé tette a szerkezet sajátfrekvenciáinak, valamint a hozzá tartozó sajátalakok jellegének (keresztirányú, hajlító függőleges vagy csavaró függőleges) meghatározását is.

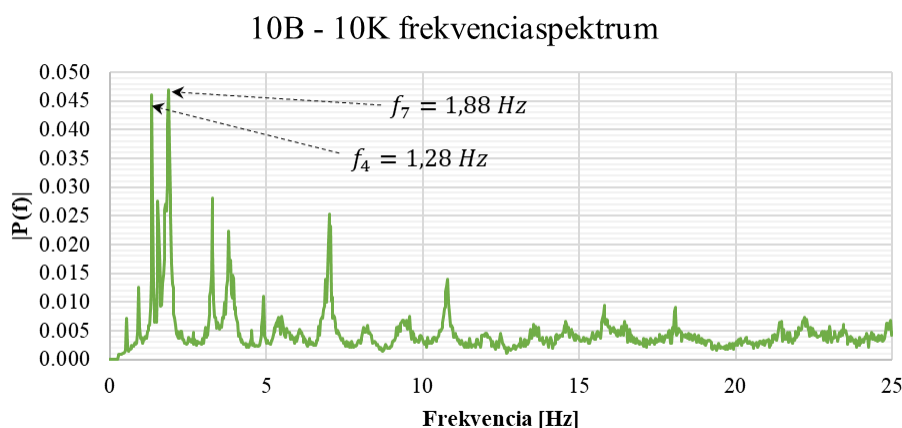
A sajátfrekvenciák mérése az úgynevezett „mikrotremor” jelenség felhasználásával lehetséges. A mérés elve, hogy a környezetben folyamatosan keletkeznek kicsiny intenzitású rezgések, melyek forrása többek között lehet szeizmikus, meteorológiai (szél), vagy emberi (közlekedés, gépek). Minél hosszabb időintervallumon végzünk méréseket, a mikrotremor jelenség frekvenciaspektruma annál inkább egyenletes lesz, annál közelebb fog állni a fehér zajhoz. [19] Ez a közel egyenletes frekvenciatartam, közel egyenletes módon gerjeszti a szerkezetet, ami a sajátfrekvenciáján érkező jeleket felerősíti. Ezen jeleket mérve és kiértékelve megkapjuk a szerkezet sajátfrekvenciáit.

A detektált sajátfrekvenciák mellett a fent bemutatott mérési elrendezés a sajátalakok jellegének meghatározásához is támpontot nyújt. A rezgési sík megállapítása egyszerűen az alapján történik, hogy a vízszintes, vagy függőleges gyorsulás komponens detektáló műszerek mértek magasabb értékeket. A függőleges síkú két rezgésmód megkülönböztetésére a párban elhelyezett (10B és 10K) műszerek mérési eredményeit felhasználva nyílik mód. Abban az esetben, ha a deformáció hajlító-jellegű a két műszer azonos fázisban rezeg, így az általuk mért

értékek összege felerősödik. Hasonló elven, amennyiben csavaró-jellegű az alak, a két műszer ellentétes fázisban rezeg, így jelüknek különbsége fog felerősödni. Erre mutatnak egy-egy példát a 23. és 24. ábra grafikonjai.



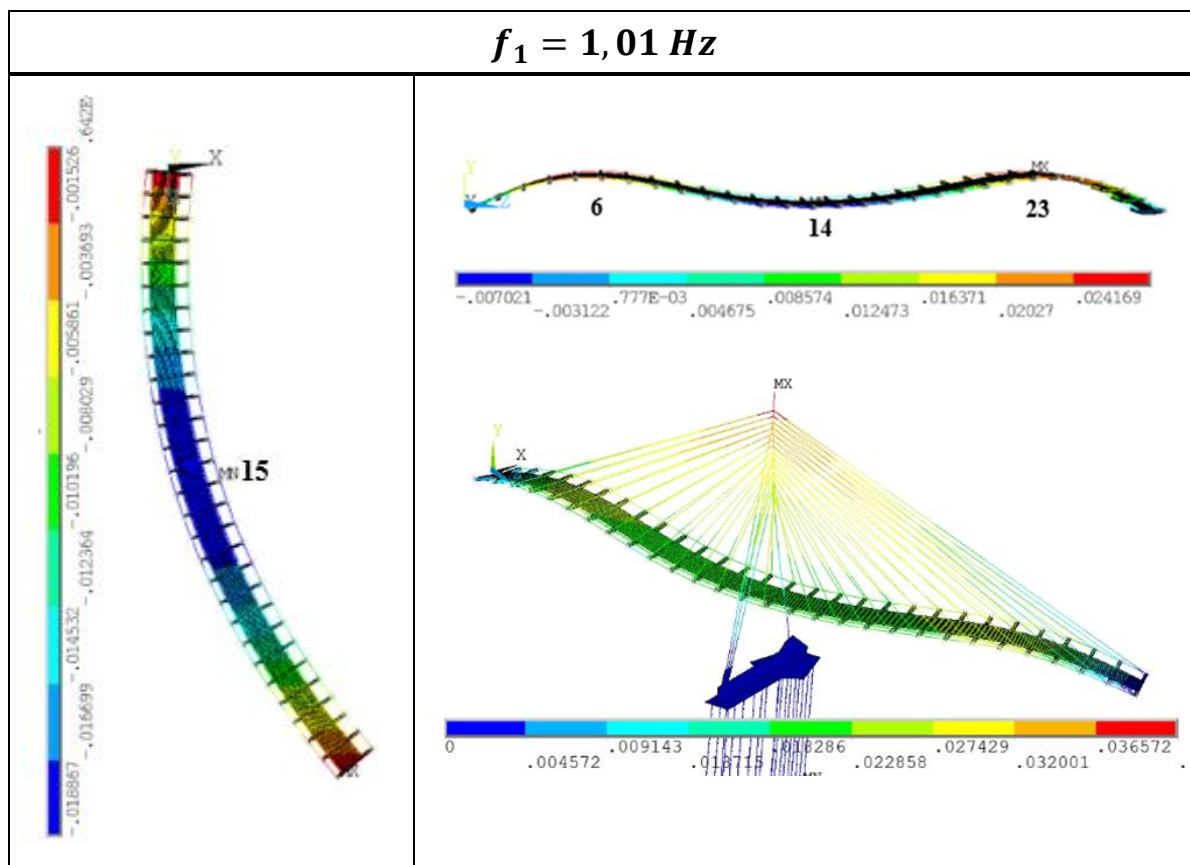
23. ábra: Páros műszerek összegzett mérési eredményei - hajlító rezgések



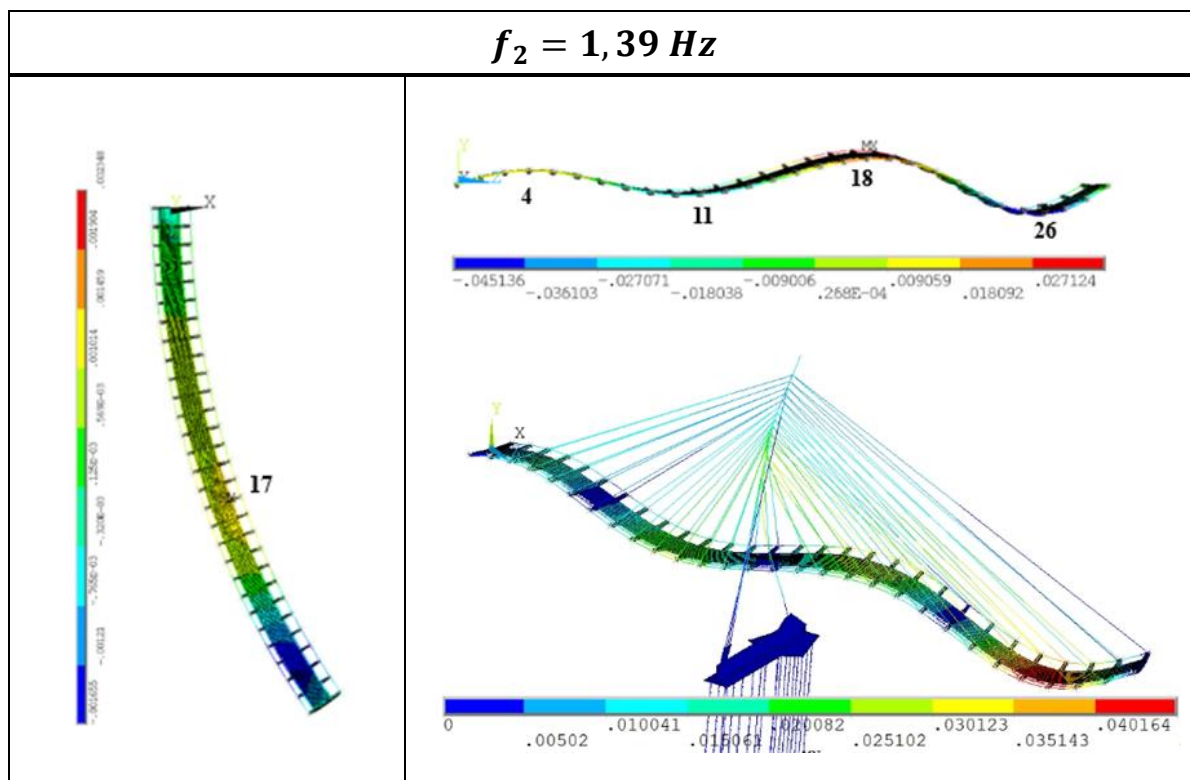
24. ábra: Páros műszerek mérési eredményeinek különbsége - csavaró rezgések

5.4. Sajátfrekvenciák meghatározása – Numerikus modell validálása

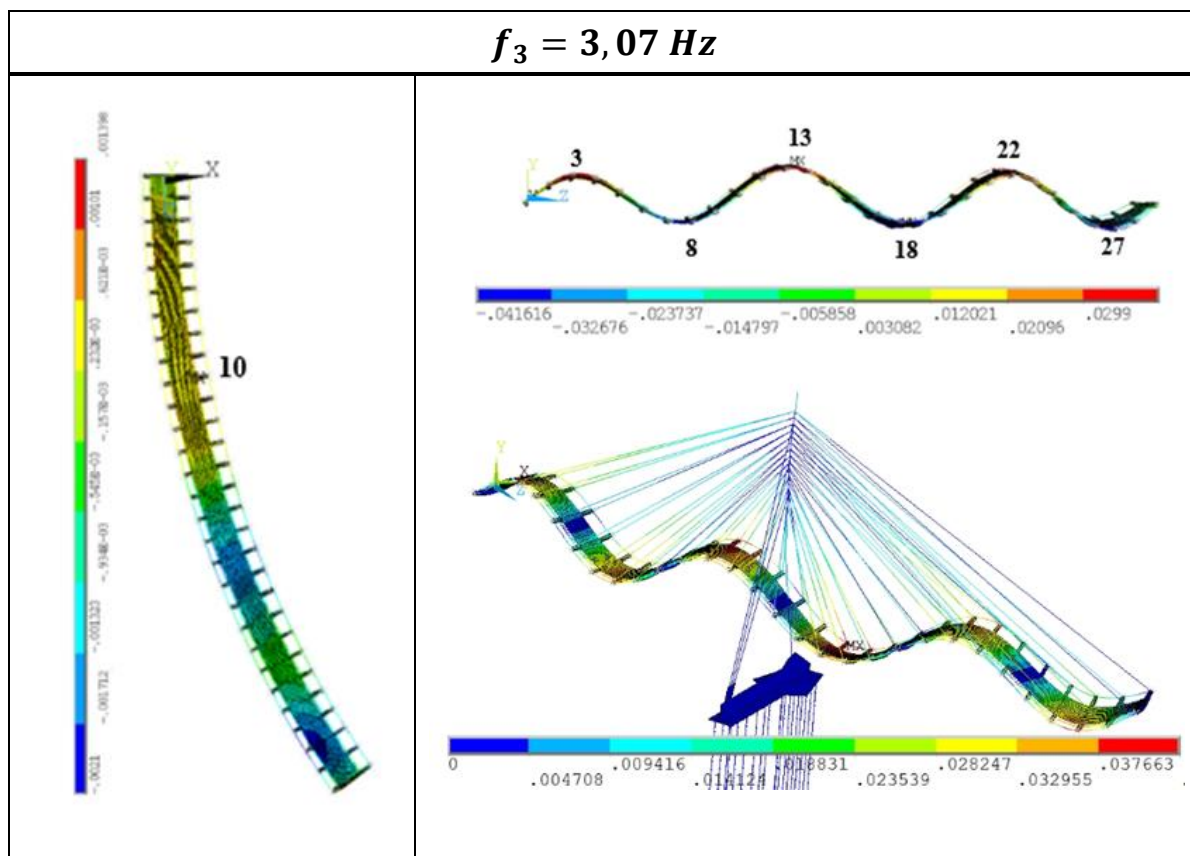
Az előzőekben bemutatott mérési elv tehát lehetővé tette a szerkezetre jellemző sajátfrekvenciák meghatározását. Ezen sajátalakok megfelelői és a hozzájuk tartozó sajátfrekvenciák a numerikus modellben is előállíthatók, például modálanalízis futtatásával. Az így kapott eredményeket összehasonlítva a mérésből kapott értékekkel megvizsgálható, hogy a felépített végeselemes modell kellő pontossággal követi-e a tényleges szerkezet viselkedését. A modálanalízisből kapott sajátalakokat a hozzájuk tartozó sajátfrekvenciákkal a 25-28. ábrák szemléltetik. Mivel a dolgozat további részében kizárólag a függőleges irányú gyorsulásokra fókuszálok, így a sajátalakok közül csak a gyalogosok által gerjesztett rezgések kritikus tartományába (1,0 – 5,0 Hz) eső függőleges alakokat mutatom be.



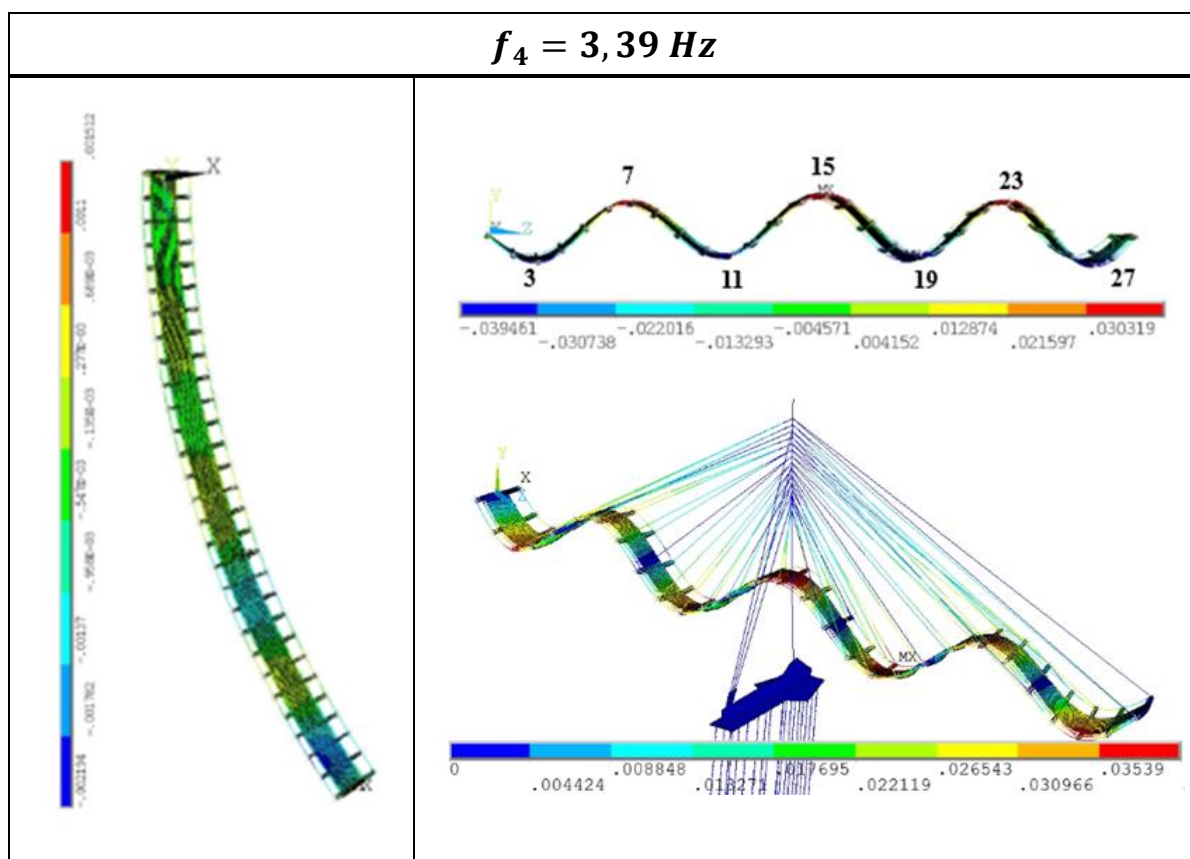
25. ábra: Kritikus rezgésalak - $f_1 = 1,01 \text{ Hz}$



26. ábra: Kritikus rezgésalak - $f_2 = 1,39 \text{ Hz}$



27. ábra: Kritikus rezgésalak - $f_3 = 3,07 \text{ Hz}$



28. ábra: Kritikus rezgésalak - $f_4 = 3,39 \text{ Hz}$

A fenti négy rezgésalak esetén a numerikus modellből, valamint a mérésből kapott sajátfrekvencia értékeket a 10. táblázat foglalja össze. Látható, hogy a kétféle módon kapott eredmény közötti legnagyobb eltérés nem éri el az 5,0 %-ot, így a modell jól követi a tényleges szerkezeti viselkedést, használható a további dinamikai vizsgálatok elvégzésére.

Sorszám	Sajátfrekvencia [Hz]		Relatív eltérés abszolútértéke [%]
	Mérés	Szimuláció	
1.	0,97	1,01	4,12
2.	1,34	1,39	3,73
3.	3,03	3,07	1,32
4.	3,37	3,39	0,60

10. táblázat: Szimulációs és mérési eredmények összehasonlítása

5.5. Gyalogosdinamikai mérések – Alkalmazott gyalogosmodell validálása

Az előző pontban igazoltam, hogy maga a szerkezetre készült numerikus modell jól követi a valós híd dinamikus viselkedését. A gyalogos csoportok áthaladásának vizsgálatához azonban még szükségem van egy olyan gyalogos tehermodell elkészítésére, mely egyszerűen, ugyanakkor kellő pontossággal modellezi a lépésből származó függőleges teherhatást. Mivel a Robinson híd egy rendkívül bonyolult szerkezet, igen összetett numerikus modellel, így először az egyetlen gyalogos lépésére elkészített különböző elméleti modelleket vizsgálom egy egyszerű gerendán, majd a kiválasztott tehermodellt alkalmazom az Osztószigeti-hídon is kiterjesztve a teljes csoport mozgására, végül a kapott szimulációs eredményeket összevetem a próbaterhelés során mért gyorsulásértékekkel, ezzel validálom a tehermodellt.

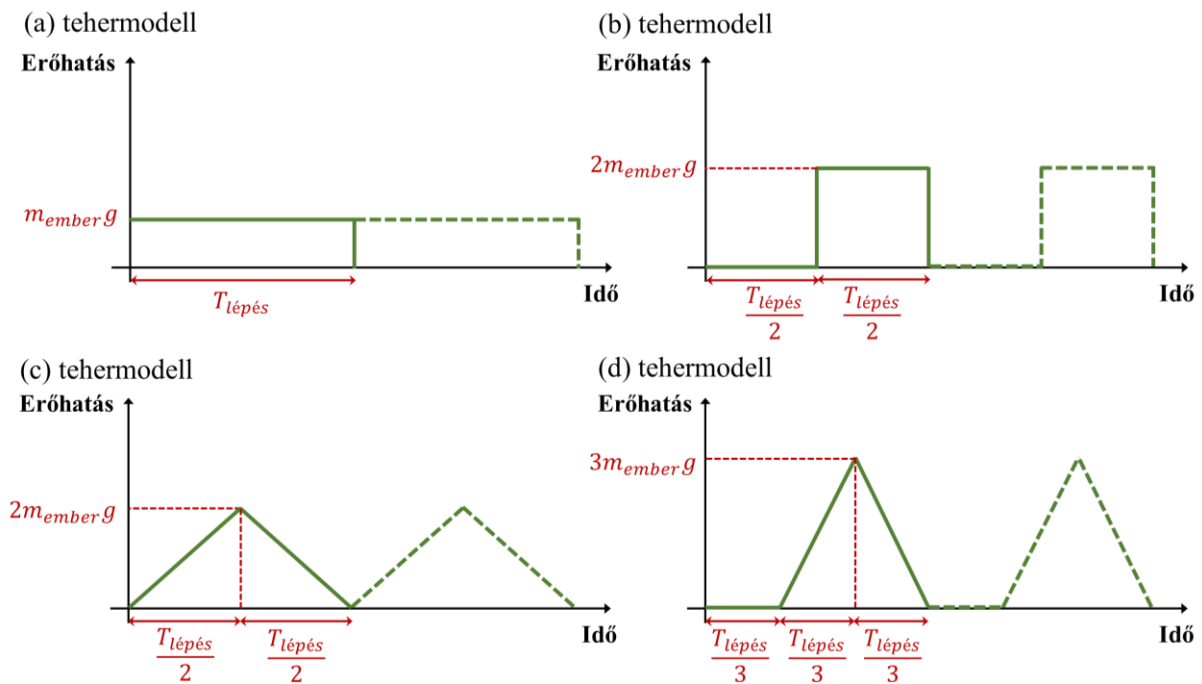
5.5.1. Lépés tehermodellek

Az egyetlen lépésből származó erőhatás modellezésére összesen 4 féle teher-idő karakterisztikát vizsgáltam a 29. ábrának megfelelően. Az (a) tehermodell tulajdonképpen csak a teher haladását veszi figyelembe a hossz tengely mentén, a mozgásból származó dinamikus többlethatást egyáltalán nem tartalmazza. A (b) modell már a lehető legegyszerűbb módon (ugrásszerű tehernövekedés-eltűnés), de kezeli a lépésekből eredő erő karakterisztikát, ennek egy finomított változata a (c) eset, melyben a maximálisan terhelt-terheletlen időpillanatok között nem ugrásszerű, hanem lineáris az átmenet. A (d) tehermodell az előző módosítása azzal, hogy megnöveltem a terheletlen időtartam hosszát (ez futásra gondolva ekvivalens azzal, hogy beiktattam a „repülő” fázist). A teher-idő grafikonokon jól megfigyelhető, hogy az egyes esetekben különböző értékek szerepelnek a görbe amplitúdóknál. Ez azon az egyszerű elvi

megfontoláson alapszik, hogy a mozgó emberre ható kényszererő (F_k) – melynek ellenereje hat magára a szerkezetre – egy lépésre vett időintegrálja meg kell, hogy egyezzen az emberre ható gravitációs erővel ($m_{ember}g$), hiszen ellenkező esetben lenne felfelé, vagy lefelé mutató eredő gyorsulás, ami a szerkezettől való elválást eredményezné:

$$\frac{1}{T_{lépés}} \int_{t=0}^{t=T_{lépés}} F_k(t) dt = m_{ember}g . \quad (17)$$

Ez egyszerűbben megfogalmazva azt jelenti, hogy a felvett erőhatás-idő diagramok alatti területnek bármely egymást követő $T_{lépés}$ időtartamra vonatkozóan $m_{ember}g$ értéket kell adnia; ez a 29. ábra görbéin könnyen ellenőrizhető.

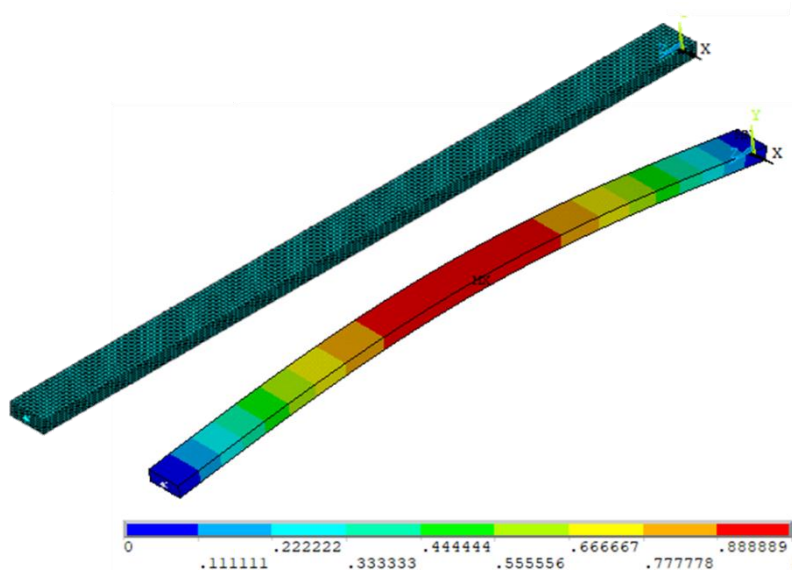


29. ábra: Vizsgált tehermodellek

5.5.2. Gerendamodell eredményei

Az előző pontban bemutatott 4 tehermodell dinamikus hatását elsőként egy egyszerű kéttámaszú tartón tanulmányoztam. Ehhez ANSYS [17] programkörnyezetben készítettem testteles modellet egy téglalap keresztmetszetű gerendáról. A geometriai méreteket az alapján vettem fel, hogy a szerkezetnek legyen olyan, a függőleges síkhoz tartozó rezgésalakja, mely a gyalogosokra jellemző lépésfrekvencia tartományába esik ($1 - 5 \text{ Hz}$). Ezen megfontolások alapján a főbb geometriai méretek: $L = 16 \text{ m}$ hossz, $b = 80 \text{ cm}$ szélesség és $h = 50 \text{ cm}$ magasság, acél anyagot feltételezve az első rezgésalak sajátfrekvenciája $f_1 = 2,78 \text{ Hz}$ -nek

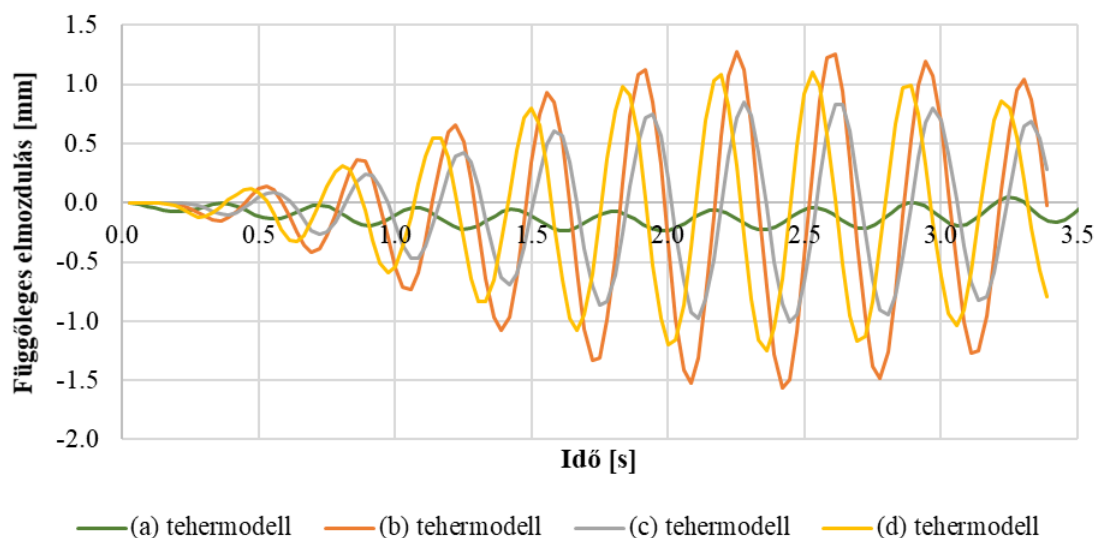
adódott az elvégzett modálanalízis alapján. A gerenda és az első rezgésalak numerikus modellbeli képét a 30. ábra szemlélteti.



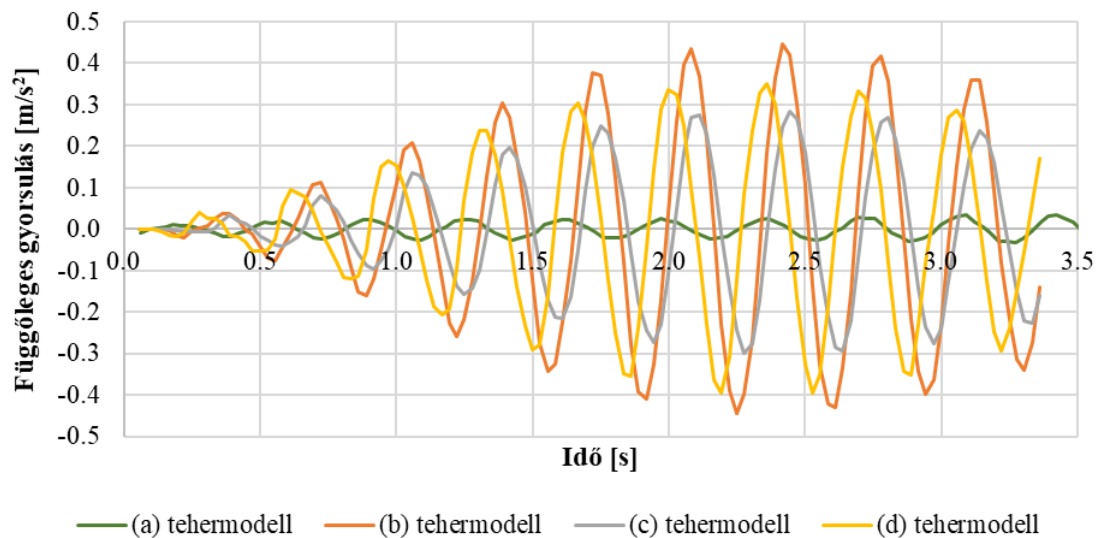
30. ábra: A felépített gerenda és első rezgésalakja

A fenti modellen „áthaladó gyalogos” sebességének $v = 14,4 \text{ km/h}$ -t, lépésszámának pedig $n_{\text{lépés}} = 12$ választottam, ezek a paraméterek megfelelnek egy futó embernek, és így a gerjesztés frekvenciája éppen $f_{\text{ger}} = 3 \text{ Hz}$, mely közel esik a szerkezet első sajátfrekvenciájához, ami a kívánt dinamikus válasz kiváltásához szükséges.

A fentiekben bemutatott paraméterekkel time-history analízist futtatva a 4 féle tehermodell alkalmazásával a gerenda középső keresztmetszetének elmozdulás-idő, valamint gyorsulás-idő grafikonjait a 31. és 32. ábrák szemléltetik.



31. ábra: Gerenda függőleges elmozdulás-idő diagramja



32. ábra: Gerenda függőleges gyorsulás-idő diagramja

A kapott görbék alapján a következő következtetéseket tudtam levonni:

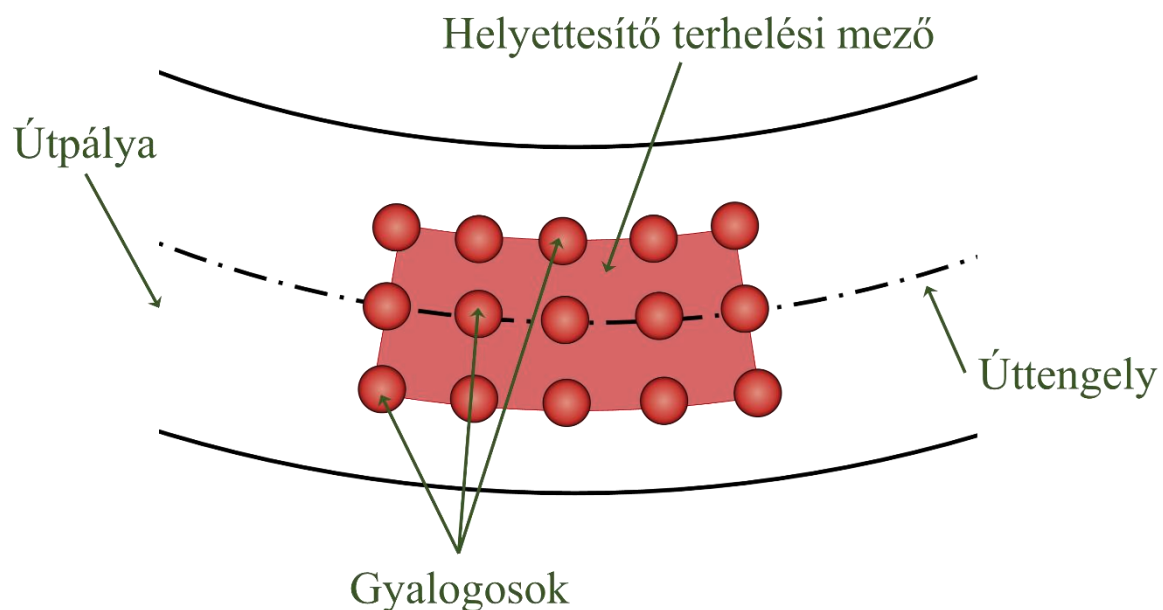
- Mind az elmozdulás, mind a gyorsulás diagramokon jól látható a szerkezet periodikus gerjesztésre adott periodikus válasza, melynek rezgésideje az előzetes várakozásoknak megfelelően mindegyik tehermodell esetén nagyjából megegyezik az első sajátfrekvenciához tartozóval.
- A vizsgált tehermodellek közül az (a) jelű, mely lényegében csak a teher helyzetének megváltozását tartalmazza csaknem egy nagyságrenddel kisebb elmozdulás, valamint gyorsulás értékeket adott, mint a másik három eset, amik valamilyen módon figyelembe veszik a mozgás dinamikus jellegéből adódó többlet terhet.
- A dinamikus jellegű tehermodellek eredményei közötti különbségek nem számottevők, a (b) modell adja a legmagasabb értékeket, mely a teher ugrásszerű változásával magyarázható, szemben a két „háromszög jellegű” karakterisztikával.
- A grafikonokon jól megfigyelhető a teher haladásának hatása is, a maximális elmozdulás, illetve gyorsulás értékek körülbelül akkor alakulnak ki, amikor a teher a középső (azaz a monitorozott) keresztmetszet felett van. Az egyes görbék közötti fáziseltolódások magyarázata a felvett teher-idő karakterisztikák közötti időeltolásból adódik.
- Az eredmények ellenőrzéseként megfigyelhetjük, hogy az elmozdulás görbék időátlagos kis mértékben negatív irányba tolódik, ezzel szemben a gyorsulás esetében ez zérus. Ezen észrevételek összhangban vannak az elvárt viselkedéssel, hiszen a gerendára egy függőlegesen lefelé mutató erő hat az ember tömegéből adódóan (ezért

a negatív elmozdulás), ugyanakkor a (17) egyenletben leírtaknak megfelelően az átlaggyorsulásnak zérusnak kell lennie.

Az előzőekben összefoglalt tapasztalatokra alapozva látható, hogy a lépésből származó dinamikus hatás figyelmen kívül hagyása súlyos nagyságrendi eltéréseket eredményez a szerkezeti elmozdulás, valamint gyorsulás értékében, így a további alkalmazásból az *(a) modell* kizárható. A megmaradt három tehermodell között jelentős eltérés nincs, azonban figyelembe véve, hogy a valós karakterisztikát egy nem ugrás-szerű teherátmenet jobban leköveti, illetve a szakirodalmi javaslatokat felhasználva (3. ábra, [2]) a Robinson híd esetében a *(d) jelű tehermodellt* fogom alkalmazni a lépésből származó dinamikus hatás jellemzésére.

5.5.3. Gyalogos csoport tehermodellje

Az előző pontban bemutatott lépésmodell kiterjesztése egy gyalogos csoportra már viszonylag egyszerűen kezelhető. A próbaterheléseket a gyalogosok jellemzően rendezett sorokban, vezényszóra lépve hajtják végre, így alkalmazzuk a következő modellt: jelölje az áthaladó gyalogos csoport sorainak számát n_{sor} , oszlopainak számát n_{oszlop} , egy ember átlagos tömegét m_{ember} . Ennek megfelelően a tényleges csoport helyzetétől függően mindig jelöljük ki a felszerkezeten a csoportot lefedő körgyűrű darab csomópontjait (mivel a hídfelszerkezet tiszta ívben fekszik, így érdemes polárkoordináta-rendszerben gondolkodni, ezért a körgyűrű alakzat a téglalap helyett), és osszuk szét közöttük egyenletesen a csoport lépéséből származó terhet, ezzel tulajdonképpen egy „szétkent” gyalogosterhet kapunk (33. ábra).

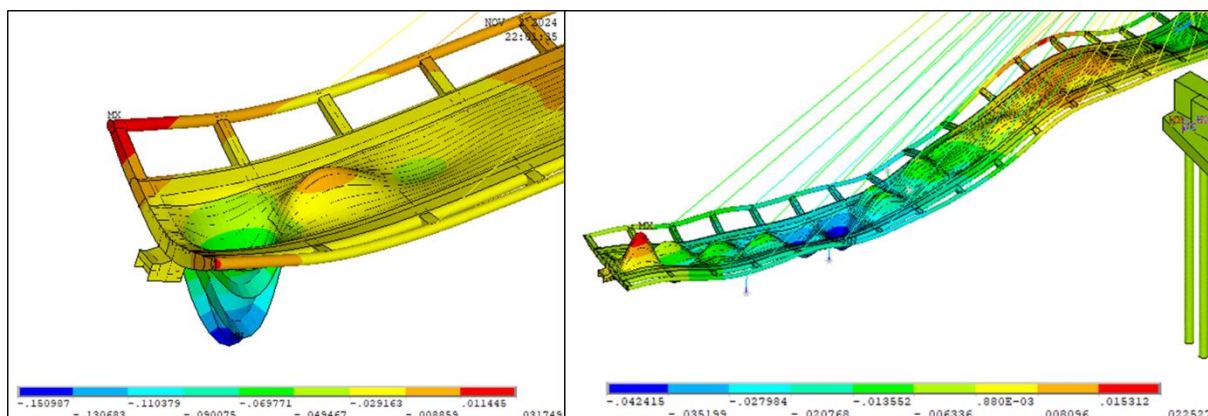


33. ábra: Gyalogos csoport tehermodellje

A teher szétosztásának szükségessége több szempontból is indokolható: egyrészt így elkerülhetők a nagy intenzitású pontszerű erőbevezetések, melyek a numerikus eredmények értelmezhetőségét nehezítenék, továbbá a valós csoportban sem pontosan egy körív mentén haladnak a gyalogosok, hanem a csoport szélső emberei által határolt területen belül lépnek. A csomópontok között szétosztott teher intenzitása a 29. ábra (d) tehermodelljének megfelelő karakterisztikával változik, az amplitúdó értéke pedig $F_{max} = 3 \cdot n_{sor} \cdot n_{oszlop} \cdot m_{ember} g$ nagyságú.

5.5.4. Gyalogosok léptetése – time-history analízis

Az általam vizsgált jelenség (gyalogos csoport áthaladásából származó gyorsulások a hídfelszerkezet különböző pontjain) tulajdonképpen egy időben változó karakterisztikával jellemezhető, mozgó teheresetet jelent. Ennek elemzésére végeselemes szinten az úgynevezett time-history analízis alkalmas. Ez a módszer – nevének megfelelően – az idő függvényében számítja a modell csomópontjaiban keletkező jellemzőket, mindig az előző lépés végén kialakult alakon meghatározva az újat, így képes figyelembe venni a szerkezeten belüli hullámterjedést is a lokális hatások mellett. Erre mutat példát a 34. ábra: az első képen a gyalogos csoport aktuális helyén kialakult jelentős lehajlások láthatók, a második ábrán pedig a gyalogos csoport által keltett hullám továbbterjedése a szerkezeten belül, amely megelőzi magát a csoportot.



34. ábra: Lokális hatás és hullámterjedés szemléltetése

Csakúgy, mint minden numerikus modellnél a hálózérezékenységvizsgálat, a time-history analízis esetében elengedhetetlen az időlépés helyes felvételének ellenőrzése. Ez a paraméter azt jellemzi, hogy a nagyobb úgynevezett „load step”-eken belül (azaz a teherintenzitások változásakor) a program hány közbenső „substep”-et hajtson végre (azaz milyen sűrűn határozza meg a csomóponti jellemzőket). Az 5.5.2. pontban bemutatott gerendamodel

esetében ennek részleteire terjedelmi okok miatt nem tértem ki, azonban itt is elvégeztem az időlépés felvételének ellenőrzését. Ennek során azt tapasztaltam, hogy közelítőleg a szerkezet gerjesztés szempontjából még jelentős legmagasabb sajátfrekvenciájához tartozó periódusidő tizede, már kellően sűrű mintavételezést jelent. Ez a Robinson híd esetében az 5 Hz-es maximális gerjesztési frekvencia környéki rezgéalakot tekintve körülbelül $dt = 20\text{ ms}$ -os időlépést eredményez. Az időlépés finomságának ellenőrzését kétféle módon hajtottam végre. Egyrészt grafikusán ábrázoltam a híd egy kiválasztott pontjának elmozdulás-idő diagramját különböző időfelbontások mellett (35. ábra). Ezen vizuálisan ellenőrizhető, hogy a különböző görbék mennyire adják vissza a gerjesztés jellegéből adódó szinuszos-alakot, valamint az egyes értékek mennyire térnek el egymástól a különböző időlépések alkalmazása mellett.



35. ábra: Időfelbontás felvételének vizuális ellenőrzése

Az első grafikonon jól látható, hogy a $t/20$ -as finomság (itt t az egy valódi lépés megtételéhez szükséges időt jelenti, értéke $\sim 0,3\text{ s}$) eléréséig gyakorlatilag egyáltalán nem jelenik meg a szinuszos jelleg a görbén, ezek a felbontások nagyon durvák. A $t/40$, valamint $t/80$ -as időlépésekhez tartozó grafikonokon már jól felismerhető a keresett alak, illetve a két görbe értékei között is már elfogadható mértékű különbségek vannak, így feltételezhető, hogy az optimális időlépést ilyen nagyságrendben kell keresni.

Az ellenőrzés másik módja, ha egy kiválasztunk egy jellemzőt, és annak az értékbeli változását követjük nyomon a felbontás finomításának függvényében. Jelen esetben én az 1,4 s-os időpillanat környékén kialakult maximális elmozdulást választottam vizsgálándó értéknek, ezt ábrázoltam a különböző időlépések felvétele mellett a 36. ábrán, logaritmikus skálát alkalmazva.



36. ábra: Időfelbontás finomságának ellenőrzése

A fenti görbén is látható, hogy a $t/40 - t/80$ -as felbontások között a görbe kezd ellaposodni, azaz kezdjük elérni az ideális mértékű lépéssűrítést. Az ábra jellegéből arra következtethetünk, hogy a megfelelő finomságú időlépés a $t/80$ -as értéknél is kisebb, azonban figyelembe véve a jelentős számítási kapacitást (több napnyi futásidő), kompromisszumos megoldásként a $dt = 10 \text{ ms}$ -ot választottam, ekkor a kapott eredmények még várhatóan 10 %-os hibán belüliek.

5.5.5. Dinamikus próbaterhelés mérési eredményei

Az előző pontban bemutatottak elvégzése után már rendelkezésemre állt egy numerikus szempontból várhatóan jól viselkedő modell. A következőkben a dinamikus próbaterhelési eredményeket felhasználva fogom megvizsgálni, hogy a felállított tehermodellel futtatott numerikus eredmények mennyiben adják vissza a valós mérési eredményeket, ehhez azonban elsőként ismertetem a próbaterhelés programját.

A dinamikus próbaterhelés során összesen 33 különböző futamban vizsgálták a híd viselkedését (különböző sebességű és létszámú csoportokkal, melyek rendezett lépésben haladtak át a felszerkezeten). Mindegyik csoportlétszám esetén 3 különböző sebességű futamot elemeztek: gyaloglás, kocogás és futás; ezek jellemzően 3-4 km/h, 6-7 km/h, illetve 10-12 km/h tervezett áthaladási sebességeknek feleltek meg. Az egyes futamok során mérték az áthaladó csoport

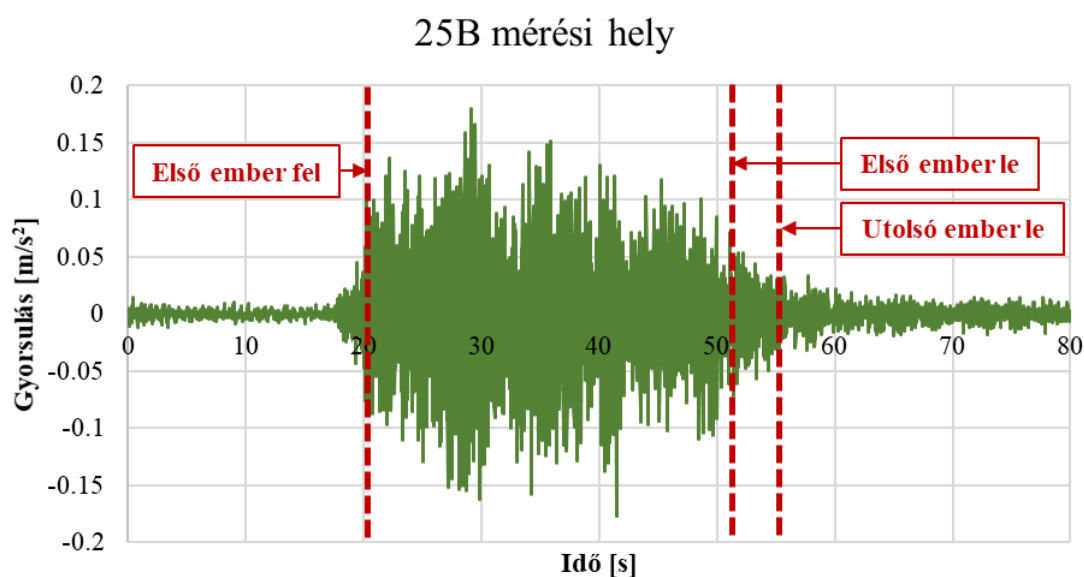
lépésszámát, valamint az áthaladáshoz szükséges időt, melyből a csoport átlagsebessége a felszerkezet hosszának ismeretében már számítható volt. Az futamok során kialakuló gyorsulásokat a 22. ábra alapján elhelyezett gyorsulásmérőkkel mérték összesen 8 pontban. A kapott mérési eredményeket az egyes elrendezések főbb jellemzőivel a 11. táblázat foglalja össze. (Mivel kutatásomban csak a függőleges síkú, hajlító rezgésből származó hatásokat elemzem, így csupán a 6, függőleges irányba mérő műszer adatait szerepeltettem a táblázatban.)

Futam	Futamok adatai				Mért maximális gyorsulások [m/s²]						
	Létszám [fő]	Sebesség [km/h]		Lépésszám	Konfiguráció (oszlop x sor)	6B	10B	10K	16B	19B	25B
1	4	séta	5,5	201	4 x 1 fő (szimmetrikus)	0,02	0,03	0,04	0,02	0,03	0,02
2		kocogás	11,2	147		0,06	0,05	0,07	0,07	0,07	0,08
3		futás	16,3	112		0,12	0,13	0,11	0,10	0,12	0,09
4	10	séta	6,2	190	5 x 2 fő (szimmetrikus)	0,05	0,08	0,11	0,04	0,05	0,05
5		kocogás	13,4	126		0,10	0,12	0,12	0,12	0,13	0,14
6		futás	17,3	108		0,18	0,23	0,20	0,16	0,18	0,15
7	20	séta	6,2	190	4 x 5 fő (szimmetrikus)	0,09	0,09	0,15	0,05	0,07	0,07
8		kocogás	14,4	126		0,14	0,20	0,20	0,22	0,18	0,25
9		futás	18,3	97		0,28	0,29	0,32	0,32	0,32	0,18
10		futás	18,9	91		0,30	0,24	0,35	0,31	0,34	0,23
11		séta	6,3	189	2 x 10 fő (féloldalas)	0,08	0,12	0,16	0,06	0,08	0,06
12		kocogás	12,3	141		0,14	0,13	0,17	0,15	0,17	0,14
13		futás	16,3	116		0,40	0,55	0,45	0,51	0,36	0,20
14		futás	17,8	108		0,25	0,30	0,27	0,37	0,36	0,22
15	35	séta	6,3	189	4 x 8(+3) fő (szimmetrikus)	0,20	0,15	0,25	0,12	0,20	0,10
16		kocogás	12,7	126		0,23	0,20	0,21	0,22	0,21	0,26
17		futás	15,3	111		0,39	0,43	0,52	0,44	0,42	0,25
18		séta	6,4	183	5 x 7 fő (szimmetrikus)	0,14	0,15	0,21	0,12	0,13	0,10
19		kocogás	11,4	139		0,20	0,27	0,28	0,24	0,26	0,26
20		futás	15,0	110		0,29	0,32	0,40	0,36	0,29	0,21
21		futás	15,8	110		0,24	0,28	0,37	0,33	0,33	0,29
22		séta	6,5	185	2 x 17(+1) fő féloldalas	0,21	0,21	0,17	0,13	0,22	0,13
23		kocogás	10,1	152		0,28	0,28	0,29	0,26	0,24	0,24
24		futás	15,0	109		0,25	0,25	0,19	0,22	0,31	0,24
25		futás	15,0	117		0,22	0,20	0,23	0,25	0,32	0,20
26	48	séta	6,6	183	4 x 12 fő (szimmetrikus)	0,21	0,14	0,29	0,11	0,24	0,15
27		kocogás	12,2	128		0,28	0,31	0,29	0,31	0,34	0,32
28		futás	15,8	107		0,27	0,32	0,43	0,28	0,29	0,31
29		futás	16,7	90		0,38	0,39	0,40	0,49	0,44	0,30
30	12	séta	6,5	195	4 x 3 fő (szimmetrikus)	0,09	0,07	0,08	0,06	0,10	0,06
31		kocogás	12,1	127		0,12	0,09	0,12	0,20	0,16	0,13
32		futás	17,8	103		0,18	0,20	0,19	0,17	0,20	0,18
33		séta	6,5	194		0,07	0,06	0,10	0,07	0,09	0,06

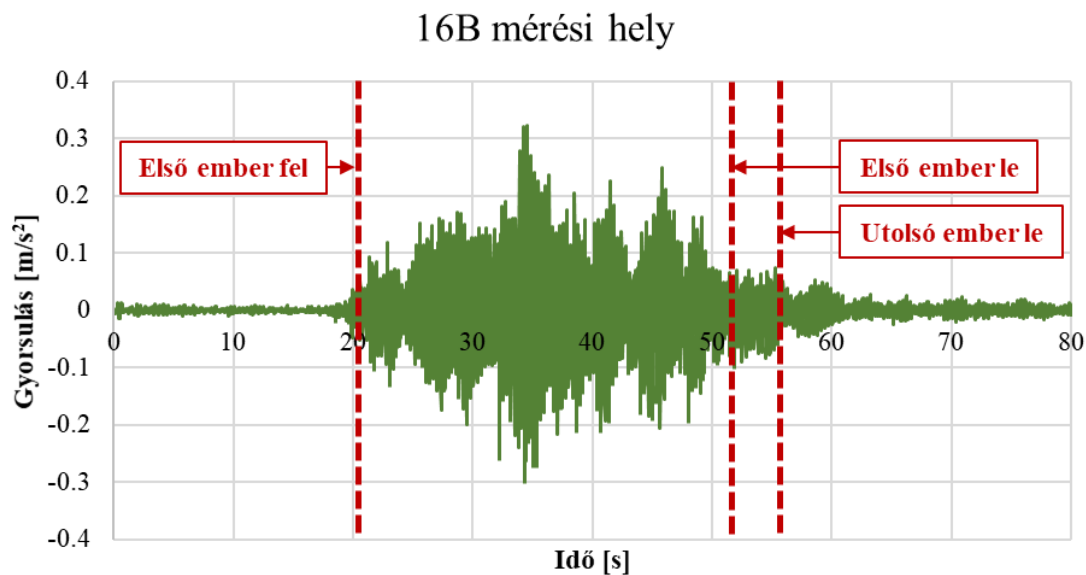
11. táblázat: Dinamikus próbaterhelés mérési eredményei

A szerkezeti válasz jellegének megismeréséhez elsőként az egyes futamokon belül, a különböző műszerekhez tartozó mérési adatsorokat tanulmányoztam. Mivel ezek a görbék hasonló jellegűek voltak, így csak egyetlen esetre (9. futam) mutatom be három műszer (6B, 16B és 25B) eredményeit, melyek a híd két hídfő felőli végéhez, valamint középső keresztmetszetéhez tartoznak. Ezeket szemléltetik a 37-39. ábrák.

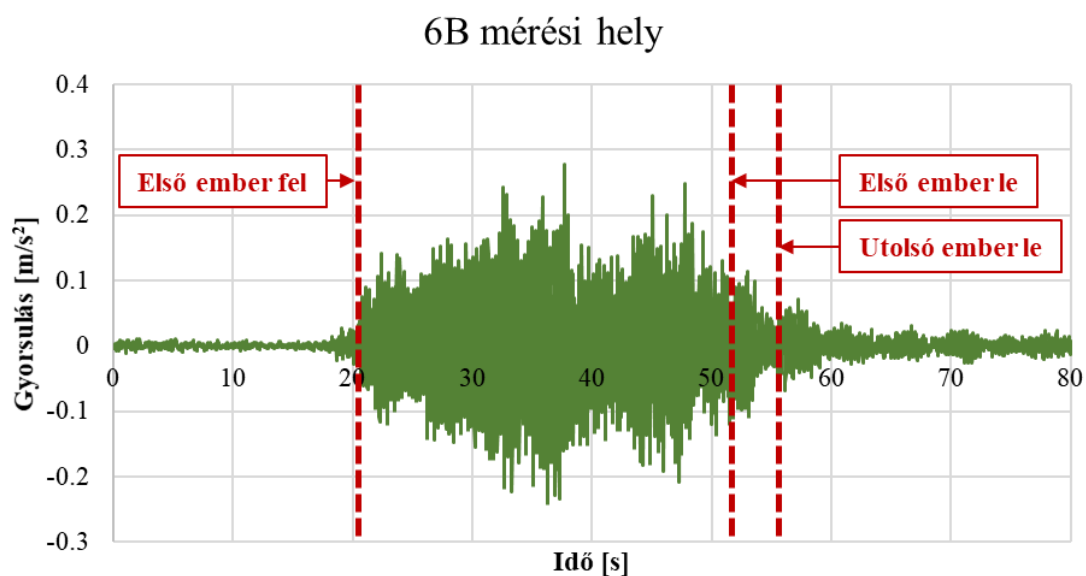
A lenti diagramokon jól megfigyelhető, hogy a kezdeti „zaj” amplitúdója elkezd növekedni a csoport hídhoz való közeledésével, majd az első gyalogos fellépésekor egy jelentős ugrás következik be. Az ugrás időpillanata gyakorlatilag megegyezik a mérési keresztmetszet helyzetétől függetlenül, mely azt igazolja, hogy a hídszerkezetben terjedő hullám sebessége jóval nagyobb a gyalogos csoport haladási sebességénél. A hossz tengely menti elhelyezkedés hatása a bekövetkező ugrás amplitúdójában nyilvánul meg, ez a 25B keresztmetszet esetében a legnagyobb, a 6B esetén pedig a legkisebb, összhangban azzal, hogy a csoport a hídon a magasabb sorszámú keresztartók felől az alacsonyabbak felé haladt. Az előző észrevétel mellett jól látszik, hogy különösen a szélső műszerek esetén abban az időpillanatban, mikor az első ember elhagyja a hidat egy erőteljes csökkenő tendencia kezdődik a gyorsulásértékekben egészen addig, míg az utolsó gyalogos is elhagyja a szerkezetet. Ezek után egy jóval lassabb ütemben csillapodó szakasz kezdődik. További megfigyelés, hogy a vizsgált futam esetében minden műszernél egy határozott csúcs alakult ki, mikor a csoport a híd közepénél haladt el, valamint a legnagyobb gyorsulásérték szintén a híd középső keresztmetszetében jött létre, mely arra utal, hogy a futam során létrejött rezgésalaknak szélsőértéke van ennél a keresztmetszetenél, itt jobban gerjeszhető.



37. ábra: 9. futam mérési adatsora - 25B műszer



38. ábra: 9. futam mérési adata - 16B műszer



39. ábra: 9. futam mérési adata - 6B műszer

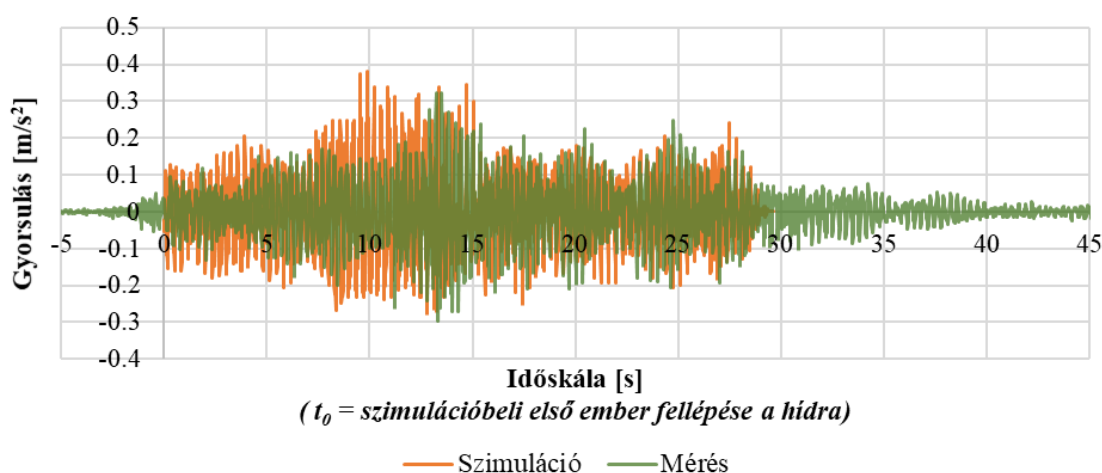
Globálisan szemlélve a 11. táblázat eredményeit jól látható, hogy egy adott konfiguráció esetén a nagyobb sebességű futamokból származnak nagyobb gyorsulásértékeket, valamint a maximumok a híd középső keresztmetszeteiben jönnek létre. Emellett a mérések azt az intuitív feltételezést is alátámasztják, hogy a nagyobb létszámú csoportok okoznak jelentősebb szerkezeti választ.

5.5.6. Gyalogos modell validálása

Az előzőekben összefoglalt megfigyelésekre alapozva összesen három futamot (a táblázatban zöld színnel megjelölt 6, 9, valamint 29 jelűt) használtam fel az elkészített numerikus modell validálásához. A jelentősebb gyorsulások elérése érdekében mindegyik esetben a futás sebességtartományában (12 – 18 km/h) végeztem a vizsgálatokat (ez a lépésmodellezés választott teher-idő karakterisztikájával is összhangban volt, hiszen a felvett görbe – a „repülő fázissal” – a szakirodalom [2] alapján erre a mozgásformára vonatkozik).

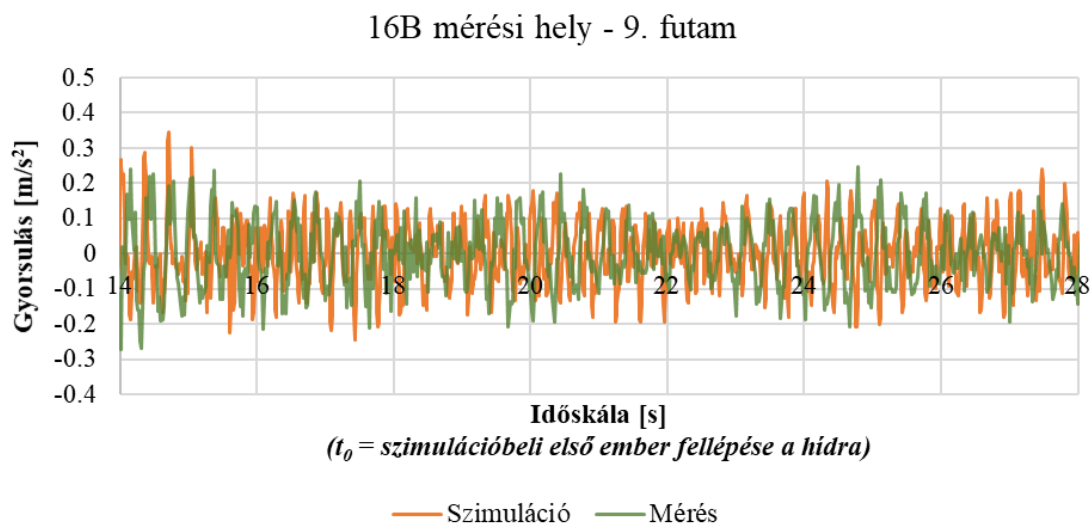
Elvégezve a három kiválasztott futamra a szimulációkat a modell validálásához már rendelkezésemre állt egy-egy mért, valamint numerikusan számított gyorsulás-idő adatsor (a mérésnél 20 ms-os, a szimuláció esetén pedig 10 ms-os időfelbontással) a három futamra, mindegyik esetén a műszerek által kijelölt 6 pontban. Azonban validálás céljából a kapott idősorok közvetlen, számszerű összehasonlítása (pl.: minden időpillanatban megvizsgálni a gyorsulásértékeket) nem megfelelő, értelmetlen. Ennek egyik fő magyarázata, hogy a mérési adatsort nem lehet időben pontosan illeszteni a szimulációs időpillanatokhoz, ugyanis arról nem állt rendelkezésre információ (és pontosan mérni nem is lehetséges), hogy a próbaterhelés során a csoport a lépés mely fázisában, pontosan a híd melyik pontjára lépett először; szemben a numerikus szimulációval, ahol pontosan $t = 0$ -kor ér az első ember a hídra a megadott lépéskarakterisztikával. Az előzőek miatt a kétféle módon kapott eredményeket elsősorban grafikusan hasonlítottam össze. Mivel minden esetben hasonló következtetéseket tudtam levonni a mérési és szimulációs eredmények közötti különbségekre vonatkozóan, így a dolgozatban csak egy esetet mutatok be részletesen; ez a 9. futam 16B mérési pontja (40. ábra).

16B mérési hely - 9. futam



40. ábra: Mérési és szimulációs eredmények grafikus összehasonlítása

A 40. ábra alapján elmondható, hogy a mérésből és a numerikus szimulációból kapott gyorsulásértékek azonos nagyságrendbe esnek, a két görbe jellege is hasonló. Két eltérés azonban szembetűnő. Egyrészt a szimulációs eredmények szinte mindenhol nagyobb gyorsulásokat adnak, mint a valós mérés. Ez azzal indokolható, hogy a modellben megvalósult a gyalogos csoport tökéletesen szinkronizált lépése, ez azonban a valóságban a vezényszóra történő mozgás mellett sem kivitelezhető, a nagyobb mértékű szinkronizáció pedig nagyobb gyorsulásokat eredményez. A másik észrevétel a két görbe közötti fáziskülönbség, különösen a mozgás kezdeti szakaszában. Ennek legjelentősebb oka a már korábban említett eltérés a kezdeti időpillanat feltételeiben. Azonban megfigyelhető, hogy az idő előrehaladtával a kétféle módon kapott görbék egyre jobban szinkronizálódnak, amikor a csoport elér megközelítőleg a felszerkezet hosszának feléhez már szinte teljesen összhangban vannak. Kinagyítva a [14; 28 s] időintervallumot ez a szinkronizáció még szembetűnőbb (41. ábra).



41. ábra: Nagytítás a $t = [14; 28 \text{ s}]$ intervallumba

Ez a jelenség feltehetően annak a következménye, hogy a gyalogosok felszerkezeten történő mozgása során a híd rezgésbe jön, az idő előrehaladtával pedig kezd beállni a szerkezet gyalogosok által okozott gerjesztéshez tartozó sajátalakja. Ez a sajátalak a gerjesztés kezdőfázisától független, annak frekvenciájától függ, mely a mérés és szimuláció esetében jó közelítéssel megegyezett, így a rezgésalak állandósulása után a tapasztalható gyorsulások fázisai is meg fognak egyezni.

Mivel a további vizsgálatok során elsősorban a gyorsulásmaximumok érdekesek számunkra, így ezeket érdemes számszerűen is összehasonlítani a mérés és szimuláció esetén. Ezt tartalmazza a 12. táblázat.

Konfiguráció (oszlop x sor)	Mérési pont	Maximális gyorsulás [m/s ²]		
		Mérés	Szimuláció	Eltérés [%]
5 x 2	6B	0,18	0,18	0,0
	10B	0,23	0,19	17,4
	10K	0,2	0,21	5,0
	16B	0,16	0,2	25,0
	19B	0,18	0,2	11,1
	25B	0,15	0,17	13,3
4 x 5	6B	0,28	0,31	9,5
	10B	0,29	0,29	1,1
	10K	0,32	0,35	8,3
	16B	0,32	0,40	25,0
	19B	0,32	0,35	10,4
	25B	0,18	0,20	11,1
4 x 12	6B	0,38	0,43	13,2
	10B	0,39	0,44	12,8
	10K	0,40	0,48	20,0
	16B	0,49	0,56	14,3
	19B	0,44	0,52	18,2
	25B	0,30	0,35	16,7

12. táblázat: Mérési és szimulációs eredmények összehasonlítása

Összehasonlítva a kétféle módon kapott eredményeket látható, hogy az átlagos eltérés a mért és numerikus módon meghatározott maximális gyorsulások között 10 – 15 % körül mozog, a legnagyobb eltérés 25 %. Itt is megfigyelhető az a korábbiakban már említett jelenség, hogy a numerikus szimulációból minden esetben nagyobb gyorsulás szélsőérték adódott, mint a mérésből, ennek magyarázata továbbra is a nem tökéletes lépés szinkronizációban keresendő a valós mérés során. Látható, hogy ez a hatás a 48 fős csoport vizsgálatánál még inkább felerősödik, alátámasztva az előző indoklást. Összességében elmondható, hogy az elkészített numerikus modell nagyságrendileg jó becslést ad a gyorsulás maximumokra, így alkalmas a további vizsgálatok elvégzésére. Az azonban kiemелendő, hogy a lépés tehermodell pontosabb elemzéséhez célszerű lenne egy jóval egyszerűbb szerkezeten (pl.: gerendán) ebből a célból elvégzett dinamikus próbaterhelési programot elvégezni, erre azonban sajnos jelen kutatás keretében nem volt lehetőség.

6. Gyalogosfutamok paramétervizsgálata

A felépített numerikus modell, valamint az alkalmazott gyalogos tehermodell validálása után kutatásom további részében azt vizsgálom (a mérési és szimulációs eredmények felhasználásával), hogy egy dinamikus próbaterhelés során az alkalmazott gyalogos futamok különböző paraméterei (csoport mérete, elrendezése, sebessége) milyen hatással van a szerkezeten kialakuló függőleges gyorsulásmaximumokra. Mivel az alkalmazott time-history analízis futásideje rendkívül hosszú egy-egy esetre (~45 óra), így csupán 6 különböző konfigurációban végeztem el a végeselemes analízist. Ezek paramétereit a 13. táblázat foglalja össze. A gyalogos csoportok összeállításánál arra törekedtem, hogy minden létszám esetén lehetséges legyen a kétféle sor-oszlop elrendezés oly módon, hogy az egyik esetben a csoport hossza jóval nagyobb legyen a szélességénél (ezzel tanulmányozható a csoportelrendezés hatása); illetve magukat a létszámokat úgy választottam meg, hogy összhangban legyenek a dinamikus próbaterhelésnél alkalmazottakkal, emellett nagyjából lefedjék a valós próbaterhelési helyzetekben alkalmazható skálát.

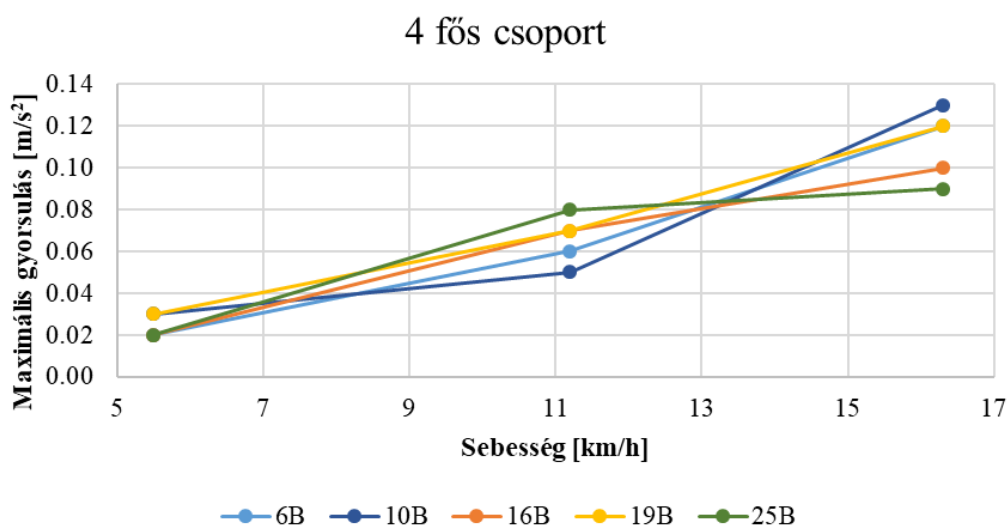
Létszám [fő]	Konfiguráció (oszlop x sor)	Sebesség [km/h]	Lépésszám
10	2 x 5	17,3	108
	5 x 2		
20	2 x 10	18,3	97
	4 x 5		
48	4 x 12	16,7	90
	6 x 8		

13. táblázat: Numerikus szimulációk konfigurációi

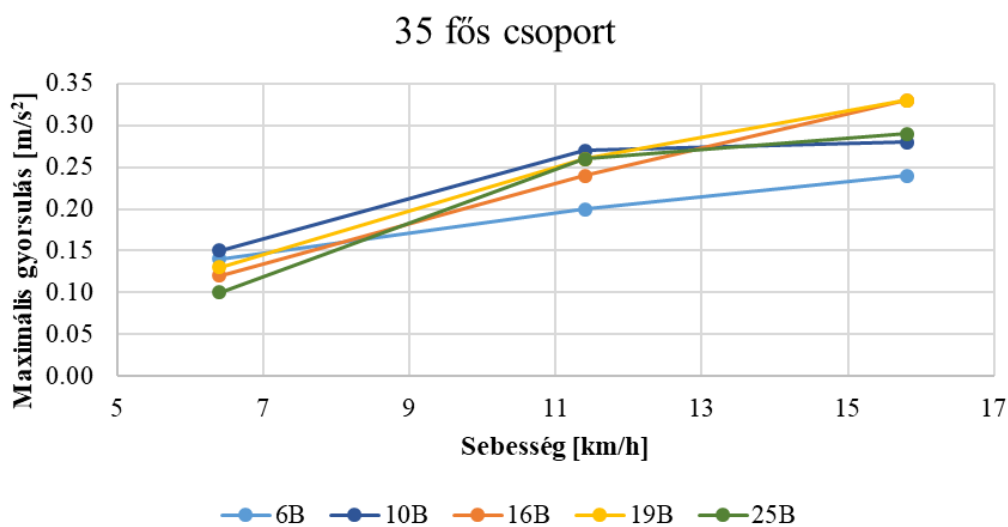
6.1. Csoport sebességének hatása

Elsőként azt tanulmányoztam, hogy egy fix létszámú és elrendezésű csoport esetén milyen hatással van a csoport sebessége a keletkező maximális gyorsulásokra. Ehhez a valós mérési eredményeket felhasználva ábrázoltam a gyorsulásmaximumokat a csoport átlagsebességének függvényében két konfiguráció (4 fő és 35 fő) és az 5 befolyási oldali függőleges irányú gyorsulást mérő pont esetén. A kapott grafikonokat a 42 és 43. ábrák szemléltetik. A grafikonok alátámasztják azt az intuitív feltételezést, hogy nagyobb intenzitású mozgás esetén a kialakult gyorsulások is nagyobbak. Látható, hogy a felszerkezet középső keresztmetszeteinél a gyorsulásmaximum közel ugyanolyan ütemben változik a teljes vizsgált sebességtartományon,

ezzel szemben a szélső keresztmetszetek esetén a mérési pont helyzetétől és a csoport létszámától függően érzékelhető egy jelentős ütembeli változás a gyorsulásnövekedésben.



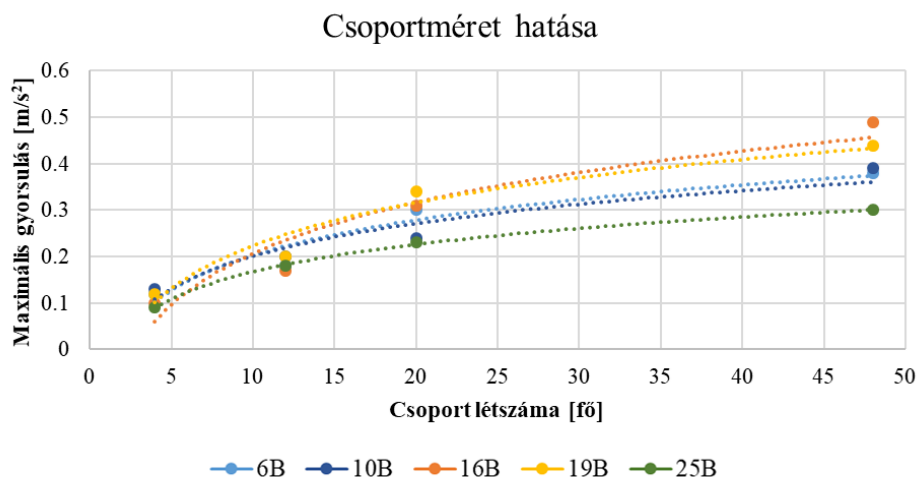
42. ábra: Sebesség hatása a gyorsulásmaximumokra - 4 fős csoport



43. ábra: Sebesség hatása a gyorsulásmaximumokra - 35 fős csoport

6.2. Csoportméret hatása

Érdekes megvizsgálni, hogy a csoport mérete hogyan befolyásolja a tapasztalható gyorsulás szélsőértékeket. Ehhez szintén a próbaterhelés mérési adatai közül ábrázoltam a futás sebességtartományához tartozó eredményeket 4, 12, 20 és 48 fős csoportok esetén. Azért választottam ezt a négy csoportméretet, mivel ezekben a konfigurációkban csak a sorok száma növekedett, az oszlopok száma nem változott, így kiküszöbölhetők voltak az esetlegesen ebből származó hatások. Az egyes mérési helyekre kapott görbéket a 44. ábra mutatja.

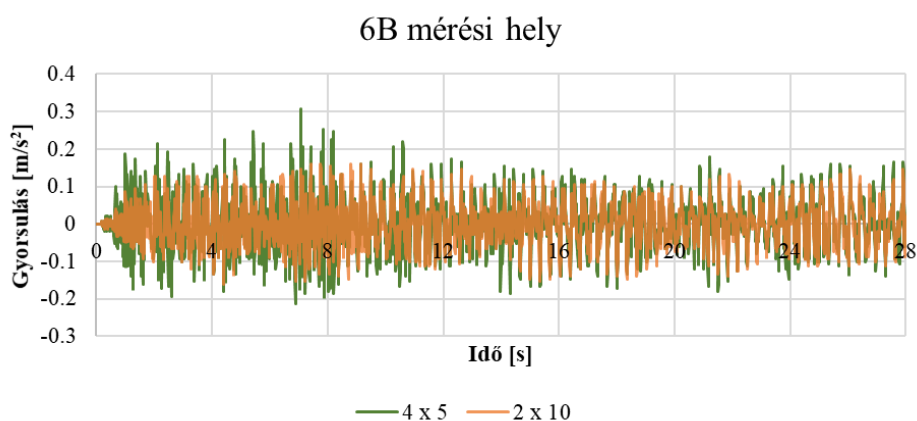


44. ábra: Létszám hatása a gyorsulásmaximumokra

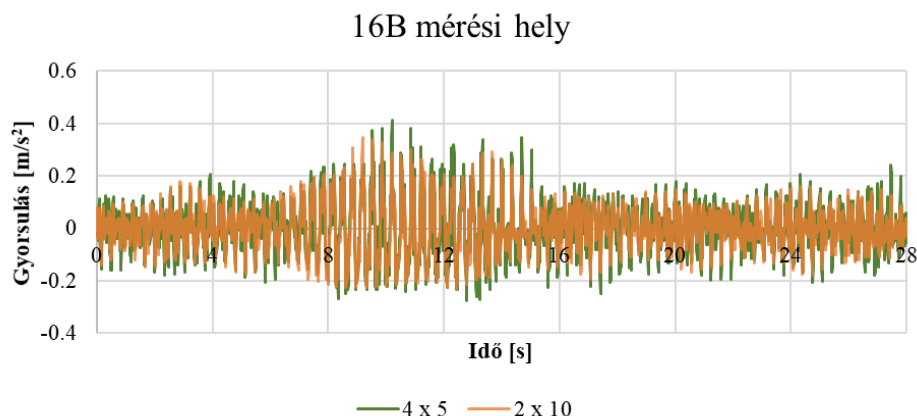
A kapott görbék alapján megállapítható, hogy természetes módon a létszám növelésével a kialakuló gyorsulásmaximumok is növekednek, azonban ennek üteme csökkenő jelleget mutat, egy „ellaposodó” görbével írható le. A grafikonon az is megfigyelhető, hogy a nagyobb gyorsulásértékek a híd középső keresztmetszeteinél (16B és 19B) alakultak ki, ez arra utal, hogy a gerjesztett rezgéseknek itt szélsőértéke van.

6.3. Csoport elrendezésének hatása

A korábbiak mellett kérdésként vetődhet fel, hogy van-e bármilyen hatása a gyalogos csoporton belül haladó emberek elrendezésének a kialakult gyorsulásokra (továbbra is megtartva a keresztmetszeten belüli szimmetrikus sor-oszlop konfigurációt). Mivel a rendelkezésre álló próbaterhelési adatokból erre vonatkozó összehasonlításra nem volt lehetőség, így ezt a jelenséget a felépített végeselemes modellen vizsgáltam a 13. táblázat által összefoglalt konfigurációkat lefuttatva. Egy-egy összehasonlító példát mutat a 45. és 46. ábra.



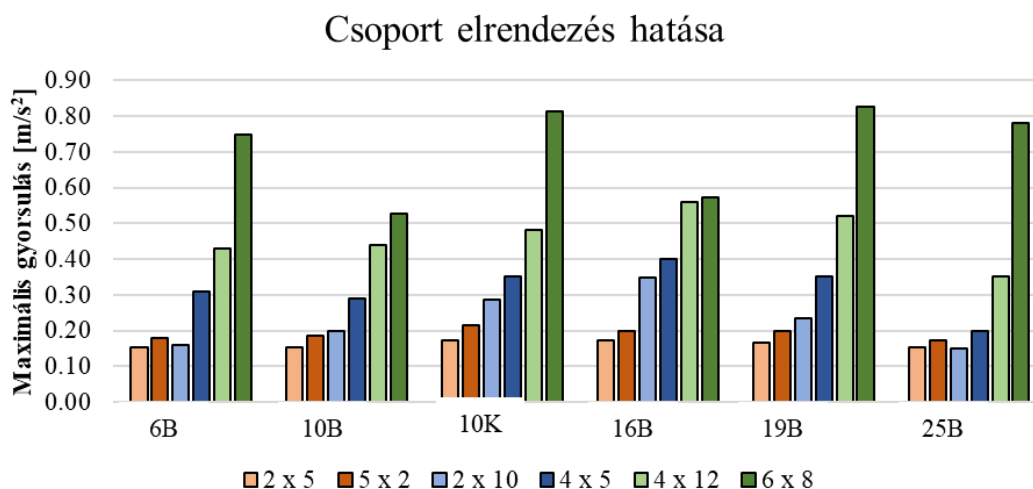
45. ábra: Csoportelrendezés hatása – 6B hely



46. ábra: Csoportelrendezés hatása – 16B hely

A grafikonokon nagyon szépen kivehető, hogy a különböző konfigurációjú futamok gyorsulás-idő diagramjai tökéletesen szinkronban vannak, ugyanott alakulnak ki a csúcserőterek. Ez az azonos időlépésnek, valamint a mindig megegyező „kezdeti feltételeknek” (első gyalogos fellépési időpontja, lépés terhelés karakterisztikájának fázisazonossága) köszönhető. Ezen túl észrevehető, hogy mindkét kiválasztott keresztmetszet esetében a kevésbé „elnyújtott” 2 x 10-es konfigurációból származtak a kisebb gyorsulások, szemben a „tömörebb” 4 x 5-ös elrendezéssel, valamint megfigyelhető, hogy ez a különbség a szélső keresztmetszet esetében nagyobb.

Az utóbbi megfigyelés a 47. ábra összegző oszlopdiagramján is jól látható: minden esetben és keresztmetszetenél a „tömör” elrendezésű futamok adták a nagyobb gyorsulást, a szélső keresztmetszeteknél a különbség még hangsúlyosabb. További észrevétel, hogy az elrendezésből eredő hatás a csoport létszámának növelésével felerősödik.



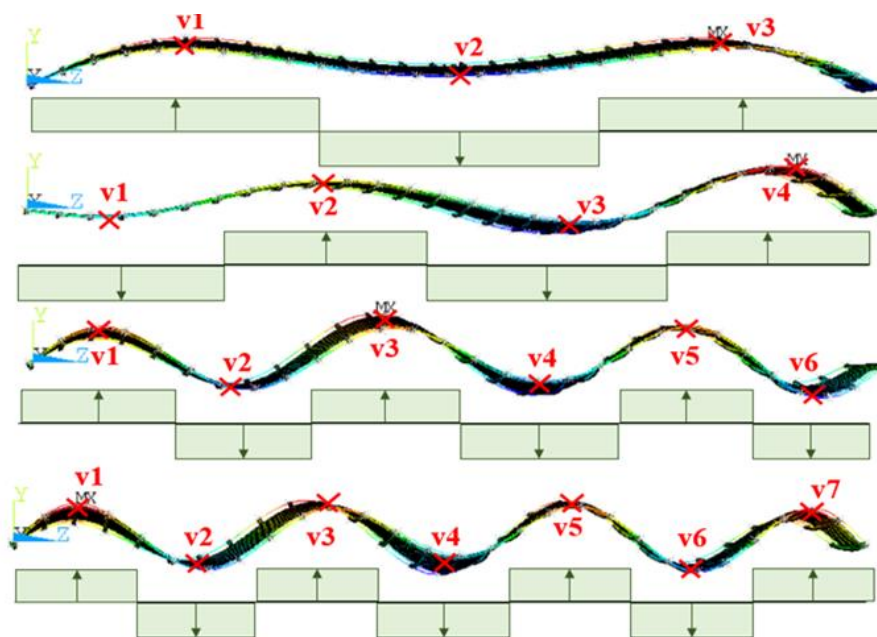
47. ábra: Elrendezés hatása a maximális gyorsulásokra

7. Szabványvizsgálat

A különböző szabványok és ajánlások statisztikai alapon, szimulációk és mérési eredmények felhasználásával adnak javaslatot a valós gyalogosfolyamok áthaladásából keletkező mértékadó gyorsulások számítására. [8], [12], [13] Gyakorlati szempontból a dolgozatban bemutatott korábbi vizsgálatok fő célja, hogy a szabványok alapján meghatározott mértékadó gyorsulások a lehető legkevesebb ember bevonásával, valamilyen egyszerű konfigurációban előállíthatók legyenek a tényleges hídszerkezeten. Ehhez elsőként meghatározom a 4.3. pontban bemutatott 3 szabványi ajánlás alapján a Robinson híd esetében a várható mértékadó függőleges gyorsulásokat, majd ezeket egymással, valamint a saját mérési, illetve szimulációs eredményeimmel is összehasonlítom. Továbbá befejezésként kitérek a Sétra [8] által javasolt ekvivalens gyalogos szám diszkussziójára is.

7.1. Szabványos ajánlásokból adódó mértékadó gyorsulások

A vizsgálni kívánt mindhárom szabványban közös, hogy a mértékadó leterhelés előállításához alkalmazandó tehermodell egy, a híd adott frekvenciájú sajátalakjához tartozó szinuszos teher, mellyel a 11. ábrának megfelelően kell a sajátalakot leterhelni. Mivel a szerkezeti viselkedést lineárisnak feltételezzük, lehetőség van arra, hogy a sajátalakokra egy egységnyi amplitúdójú szinuszos terhet működtessünk, majd az így kapott gyorsulásértékeket felszorozzuk a különböző szabványokban javasolt amplitúdókkal. Az 5.4. pontban már ismertettem a gyalogosok okozta gerjesztés szempontjából problémás sajátalakokat, ezek mértékadó leterhelését a 48. ábra szemlélteti.



48. ábra: Vizsgálandó sajátalakok mértékadó leterhelése

Az egyes sajáthalakok esetén létrejött elmozdulásokat és gyorsulásokat frekvenciaterben vizsgáltam az ANSYS [17] harmonikus analízise segítségével. Ez a számítás minden frekvenciához megadja a szinuszos gerjesztéshez tartozó állandósult választ. Az egyes esetekben a kapott gyorsulásértékeket a 48. ábra megjelölt mértékadó pontjaiban a 14. táblázat foglalja össze.

Ssz.	f [Hz]	Függőleges gyorsulás [m/s ²]							
		V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅	V ₆	V ₇	Max.
1	1.01	0.574	1.307	0.747					1.307
2	1.39	0.044	0.039	0.045	0.036				0.045
3	3.07	0.131	0.142	0.146	0.152	0.152	0.152		0.142
4	3.39	0.011	0.010	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025

14. táblázat: Függőleges gyorsulások egységnyi amplitúdójú gerjesztésből

A fenti gyorsulásértékeket felhasználva az egyes szabványok szerinti kiértékelést táblázatos formában közlöm. A Sétra, illetve JRC esetében végrehajtottam a teljes vizsgálatot, minden javasolt teheresettel, a British Standards alkalmazásánál azonban kizárólag a tömegteherrel foglalkoztam, mivel ennek alapkonceptiója volt hasonló a másik két szabványéhoz. A számított eredményeket kiemelve a maximális gyorsulást a 15-17. táblázatok foglalják össze.

VIZSGÁLAT SÉTRA ALAPJÁN									
f [Hz]	1,01		1,39		3,07		3,39		
ψ [–]	0,0143		0,5571		0,5875		0,9875		
Gyalogos sűrűség [e/m ²]	0,8	1,0	0,8	1,0	0,8	1,0	0,8	1,0	
Ampl. [N/m ²] (ψ tényező nélkül)	4,99	15,11	4,99	15,11	3,02	3,78	3,02	3,78	
V ₁	0,041	0,124	0,121	0,366	0,233	0,291	0,033	0,042	
V ₂	0,093	0,282	0,109	0,331	0,253	0,316	0,029	0,036	
V ₃	0,053	0,161	0,125	0,378	0,260	0,325	0,044	0,055	
V ₄			0,100	0,303	0,270	0,337	0,075	0,093	
V ₅					0,270	0,337	0,075	0,093	
V ₆					0,270	0,337	0,075	0,093	
V ₇							0,075	0,093	
Max.	0,093	0,282	0,125	0,378	0,270	0,337	0,075	0,093	

15. táblázat: Mértékadó gyorsulások Sétra alapján számolva

VIZSGÁLAT JRC ALAPJÁN								
f [Hz]	1,01		1,39		3,07		3,39	
ψ [–]	0		0,3111		0,1583		0,247	
Gyalogos sűrűség [e/m^2]	0,5	1,0	0,5	1,0	0,5	1,0	0,5	1,0
Ampl. [N/m^2] (ψ tényező nélkül)	3,12	15,11	3,12	15,11	3,12	15,11	3,12	15,11
v_1	-	-	0,042	0,204	0,065	0,314	0,009	0,042
v_2	-	-	0,038	0,185	0,070	0,341	0,007	0,036
v_3	-	-	0,044	0,211	0,072	0,350	0,011	0,055
v_4	-	-	0,035	0,169	0,075	0,363	0,019	0,093
v_5	-	-			0,075	0,363	0,019	0,093
v_6	-	-			0,075	0,363	0,019	0,093
v_7	-	-					0,019	0,093
Max.	-	-	0,044	0,211	0,075	0,363	0,019	0,093

16. táblázat: Mértékadó gyorsulások JRC alapján számolva

VIZSGÁLAT B. S. ALAPJÁN				
f [Hz]	1,01	1,39	3,07	3,39
$k(f_v)$ [–]	0,2	0,68	0,28	0,32
Ampl. [N/m^2] ($k(f_v)$ nélkül)	0,014	0,014	0,014	0,014
v_1	0,379	0,078	0,097	0,009
v_2	0,863	0,070	0,105	0,008
v_3	0,493	0,080	0,108	0,012
v_4		0,064	0,112	0,021
v_5			0,112	0,021
v_6			0,112	0,021
v_7				0,021
Max.	0,863	0,080	0,112	0,021

17. táblázat: Mértékadó gyorsulások B. S. alapján számolva

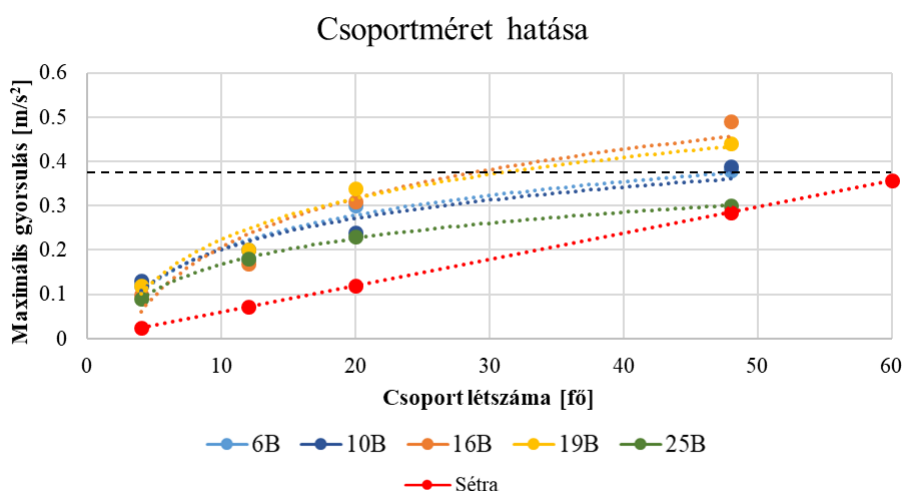
A számítások alapján elmondható, hogy a Sétra és JRC alapján becsült $0,38 m/s^2$ valamint $0,36 m/s^2$ nagyságú gyorsulások nagyon közel esnek egymáshoz, ami a két szabvány felépítése alapján nem meglepő, hiszen lényegében csak a ψ tényező felvételében van köztük különbség. (Az azonban érdekességként kiemelendő, hogy a két ajánlásból kapott maximumértékek nem ugyanahhoz a rezgésalakhoz tartoznak.) Ezzel szemben a British Standards tömegterhéből számított $0,86 m/s^2$ -es gyorsulás több, mint kétszerese az előzőeknek. Itt azonban meg kell jegyezni, hogy maga a szabvány is tartalmaz egy megjegyzést, miszerint a benne közölt számítási eljárás sok esetben nagyon konzervatív

eredményt ad, így érdemes egyedi vizsgálatok, vagy más szabványok által javasolt összefüggések figyelembevétele.

Összegezve az előzőket a szabványok alapján becsülhető maximális gyorsulás a Robinson híd esetében körülbelül $0,4 \text{ m/s}^2$. Ezt a mérési, illetve szimulációs eredmények alapján nagyjából 35 fős, rendezett lépésben haladó gyalogos csoporttal lehet előállítani valós próbaterhelésen.

7.2. Ekvivalens gyalogos szám

A Sétra a híd várható valós gyalogosforgalmából keletkező mértékadó gyorsulás értékén túl arra is javaslatot ad, hogy a kiszámított gyorsulást milyen ekvivalens gyalogosszámmal lehet előállítani, melynek során a gyalogosok rendezett lépésben, éppen a híd sajátfrekvenciájával megegyező gyakorisággal lépnek. Ez tulajdonképpen egy közvetlen útmutatás a dinamikus próbaterhelések létszámtervezéséhez, a hazai gyakorlatban is általánosan ebből indulnak ki a futamok összeállítása során. Ez az ajánlás kisebb gyalogos sűrűség esetén $N_{eq} = 10,8\sqrt{N\xi}$, sűrűbb tömegnél pedig $N_{eq} = 1,85\sqrt{N}$, ahol N a felszerkezeten lévő nem szinkronban mozgó gyalogosok száma a feltételezett gyalogos sűrűség alapján, ξ pedig a szerkezeti csillapítás. Ezeket az összefüggéseket összevetve a tehermodell harmonikus erőjének számításához megadott képletekkel egy lineárisnak feltételezett mértékadó gyorsulás-ekvivalens gyalogos szám kapcsolatot kapunk. A mértékadó esetre berajzolva a függvényt a korábban mérési eredményekből felvett grafikonba (49. ábra) látható, hogy a Sétra erősen alulbecsüli az adott gyalogos létszám esetén bekövetkező gyorsulásértékeket, vagy másképp fogalmazva, erősen túlbecsüli a próbaterhelésnél szükséges létszámot. Ábrázolva a számított maximális gyorsuláshoz tartozó segédvonalat (fekete szaggatott vonal) leolvasható, hogy a Sétra ~60 főt javasol gyalogos számnak, szemben a valós próbaterhelési görbékről adódó 30 – 35 fővel.



49. ábra: Sétra által javasolt ekvivalens gyalogos szám vizsgálata

8. Összefoglalás, megállapítások

Kutatásom során gyalogoshidak dinamikus próbaterhelésének vizsgálatával foglalkoztam. Olyan kérdésekre kerestem a választ, mint például a dinamikus próbaterhelés során alkalmazott futamok különböző paraméterei (futam sebessége, csoport létszáma és elrendezése) hogyan befolyásolják a kialakuló szerkezeti választ; illetve a hazai és nemzetközi viszonylatban leggyakrabban alkalmazott szabványi ajánlások (Sétra, JRC, British Standards) mértékadó leterhelési eseteiből számított maximális gyorsulást milyen valós konstrukcióban lehet előállítani a lehető legkevesebb ember bevonásával.

Ehhez dolgozatom első részében részletesen áttekintettem a különböző mozgásformák (séta, kocogás, futás) közelítő teher-idő karakterisztikáit, valamint a fent említett három szabvány által kidolgozott számítási eljárást az ekvivalens gyalogos teher megállapítására vonatkozóan. Ezt követően felépítettem egy részletesen kidolgozott végeselemes modellt ANSYS programkörnyezetben az Osztószigeti hídra, melynek esettanulmányán keresztül vizsgáltam a felvetett kérdéseket.

Elsőként modálanalízis segítségével meghatároztam a szerkezet gyalogosok által okozott gerjesztés szempontjából releváns sajátalakjait, majd a kapott sajátfrekvenciákat összehasonlítottam a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék által végrehajtott valós dinamikus próbaterhelési eredményekkel, ezzel validáltam a szerkezeti modellt. Ezek után egy kis kitérőt tettem, és a lépés teher-idő karakterisztikájának kérdéseivel foglalkoztam egy egyszerű gerendamodell segítségével. Az összesen négyféle eset elemzését követően a kiválasztott lépésmódot kiterjesztettem gyalogos csoportra, és ezt alkalmazva a Robinson hídon a time-history analízisből kapott szimulációs eredményeket összevetve a próbaterhelés mérési adataival validáltam a gyalogos tehermodelletemet. A mérési és szimulációs eredményekből a következő következtetéseket tudtam levonni a dinamikus próbaterhelés paramétereire vonatkozóan:

- Egy fix létszámú és elrendezésű csoport esetén a haladási sebesség növelésével a szerkezeti válasz intenzitása is nőni fog, nagyobb elmozdulások, illetve gyorsulások alakulnak ki.
- Az előzetes várakozásoknak megfelelően a csoport létszámának növelésével (az alapelrendezés megtartása mellett, csak a sorok számát növelve a csoportban) a kialakuló gyorsulásmaximumok is növekednek, azonban ennek üteme csökkenő jellegűt mutat, egy „ellaposodó” görbével írható le.

- Ugyanolyan létszámú és sebességű futamokat vizsgálva a kapott eredmények azt mutatják, hogy a csoport elrendezésének (sor-oszlop szám megválasztása) akár jelentős hatása is lehet a kialakuló gyorsulásmaximumokra. Abban az esetben ha „elnyújtott” konfigurációt alkalmazunk (sok sor, kevés oszlop) minden esetben kisebb gyorsulásokat kapunk, mint „tömör” elrendezés esetén (körülbelül ugyanannyi sor és oszlop), és ez a különbség a csoport létszámának növelésével tovább nő.

Végül dolgozatom utolsó részében megvizsgáltam a hídszerkezet Sétra, JRC, illetve British Standards által javasolt mértékadó leterheléséből származó maximális gyorsulásokat, illetve kitértem a Sétrában javasolt ekvivalens gyalogos szám diszkussziójára is, ezek alapján a következő észrevételeket tehetjük:

- A Sétra és JRC alapján számított mértékadó függőleges gyorsulások nagyjából megegyeztek ($0,38 \text{ m/s}^2$, illetve $0,36 \text{ m/s}^2$), melyet a próbaterhelési adatok alapján körülbelül 35 fős szinkronizált csoporttal lehet elérni a próbaterhelés során. A British Standards útmutatásai alapján egy ennél jóval nagyobb gyorsulásmaximumot kaptam ($0,86 \text{ m/s}^2$), azonban maga a szabvány is felhívja a figyelmet a javasolt eljárás konzervatív jellegére, ez lehet a magyarázata a jelentős eltérésre a másik két ajánlással szemben.
- A Sétra javaslatot tesz arra vonatkozóan is, hogy milyen ekvivalens gyalogos számmal (akik ugyanolyan sebességgel és fázisban lépnek, a híd egyik sajátfrekvenciájával megegyező ritmusban) lehet előállítani a véletlenszerű gyalogosforgalomból várható maximális szerkezeti választ. Ezt a görbét összevetve a mérési adatokból kapottakkal (49. ábra) megállapítható, hogy a Sétra erősen alulbecsüli az adott gyalogos létszám esetén bekövetkező gyorsulásértékeket, vagy másképp fogalmazva, erősen túlbecsüli a próbaterhelésnél szükséges létszámot.

Összefoglalva elmondhatom, hogy a gyalogosok áthaladásából származó dinamikus hatás numerikus modellezése egy rendkívül összetett, kihívást jelentő feladat. Jelen dolgozatban kidolgoztam egy kezdetleges modellt, azonban ennek finomításához és pontos validálásához valamilyen egyszerű szerkezeten (pl.: gerendán) elvégzett laboratóriumi méréseket lenne célszerű végrehajtani, majd az ezek alapján pontosított modellt alkalmazni különböző szerkezeti rendszerű, valós gyalogoshidakra felépített numerikus modelleken (összevetve ezek próbaterhelés során mért eredményeivel a szimulációs értékekkel), ezzel lehetőséget teremtve általános érvényű következtetések levonására a gyalogoshidak dinamikus próbaterhelési programjának összeállításához.

Irodalomjegyzék

- [1] J. Blanchard, B.L. Davies, J.W. Smith, Design criteria and analysis for dynamic loading of footbridges, in: Proceedings of the DOE and DOT TRRL Symposium on Dynamic Behaviour of Bridges, Crowthorne, UK, May 19, 1977, pp. 90–106.
- [2] Živanović, S., Pavić, A. and Reynolds, P. (2005) Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review. Journal of Sound and Vibration, Vol. 279, No. 1-2, pp. 1-74.
- [3] A. Mårtensson, M. Nilsson: Dynamic Analysis of Pedestrian Load Models for Footbridges, Master thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, 2014.
- [4] Structurae: Léopold Sédar-Senghor Footbridge, International Database and Gallery of Structures, <https://structurae.net/en/structures/leopold-sedar-senghor-footbridge>, letöltés ideje: 2024.09.19.
- [5] P. Dziuba, G. Grillaud, O. Flamand, S. Sanquier, and Y. T'etard: La passerelle Solferino comportement dynamique. Bulletin Ouvrages M'etalliques, (2001)
- [6] P. Dallard, A.J. Fitzpatrick, A. Flint, S.Le. Bourva, A. Low, R.M. Ridsdill-Smith, and M. Willford: The London Millennium Footbridge. The Structural Engineer, (2001)
- [7] Zoe Craig (2017): 11 Interesting Facts about The Millenium Bridge, <https://londonist.com/london/features/millennium-bridge-trivia>, letöltés időpontja: 2024.09.19.
- [8] Service d'études techniques des routes et autoroutes – Sétra: Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading (2006)
- [9] Heinemeyer C., Feldmann M. (2008): European Design guide for footbridge vibration. Footbridge third international conference
- [10] Dr. Koris Kálmán (2022): Gyalogos hidak dinamikai méretezése. Előadás: BME Építőmérnöki Kar, Budapest, 2022 tavasz
- [11] Dr. Kövesdi Balázs (2022): Csillapítóválasztás a Robinson-hídhoz. Saját dokumentum, Budapest, 2022 tavasz

- [12] British Standards Institute, 2008. UK National Annex to Eurocode 1. Actions on structures. Traffic loads on bridges., s.l.: British Standards.
- [13] Christoph Heinemeyer, C. B. A. K. M. S. A. G. S. T. M. L. B. C. A. L. P.-O. M. (2009): Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations, s.l.: JRC Scientific and Technical Reports.
- [14] NAPUR ARCHITECT ÉPÍTÉSZETI KFT (2019): Osztószigeti gyalogos híd. Műszaki leírás, 2019. 06. 28.
- [15] Hegedűs Gergely (2022): Így lehet világszínvonalú stadiont építeni – hármas interjú a NAS projektjéről, <https://magyarepitok.hu/aktualis/2022/10/igy-lehet-vilagszinvonalu-stadiont-epiteni-harmas-interju-a-nas-projektjerol>, letöltés időpontja: 2022. 10. 15.
- [16] Kalácska-Nagy Nóra (2022): Egy szimbólum tervezése – Szerkezetkész az atlétikai stadion melletti gyalogos híd, <https://magyarepitok.hu/mi-epul/2022/10/egy-szimbolum-tervezese-szerkezetkesz-az-atletikai-stadion-melletti-gyalogos-hid>, letöltés időpontja: 2022. 10. 15.
- [17] ANSYS® v19.1, Canonsburg, Pennsylvania, USA.
- [18] Dr. Dunai László, Dr. Kollár László Péter, Dr. Kövesdi Balázs, Dr. Hegyi Péter (2023): Az osztószigeti ferdekábeles gyalogos híd kábelcsillapítóinak dinamikai számítása. Szakértői jelentés: Budapest, 2023. április.
- [19] Dunai L., Kövesdi B., Völgyi I., Kollár D., Takács B., Hegyi P., Mansour K. Bärnkopf E. (2022): Budapesti Atlétikai Stadion beruházása keretében épülő osztószigeti ferdekábeles gyalogos híd próbaterhelése. Szakértői jelentés: Budapest, 2022. november.