

e-UT 07.01.12:202x

Jogszabályi véleményezésre
2024. október 24.



**KÖZÚTI HIDAK TERVEZÉSE (KHT 2.).
ERŐTANI SZÁMÍTÁS**



Az ütügyi műszaki előírások kidolgozására, kiadására és közzétételére vonatkozó szabályokról szóló 16/2017. (V. 25.) NFM rendelet 7. § (1) bekezdésében kapott felhatalmazás alapján az **Ütügyi Műszaki Szabályozási Bizottság a xx/202x. (xx. xx.) ÚB számú határozattal** a Koordináló szerv által előkészített,

KÖZÚTI HIDAK TERVEZÉSE (KHT 2.). ERŐTANI SZÁMÍTÁS című,
e-UT 07.01.12 számú

ütügyi műszaki előírást elfogadta.

Ez az ütügyi műszaki előírás **202x. xxx 15-én** lép hatályba.

Az e-UT **07.01.12:202x** Közúti hidak tervezése (KHT 2.). Erőtani számítás című ütügyi műszaki előírás hatálybalépésével egyidejűleg az

- **e-UT 07.01.12:2011 Erőtani számítás. Közúti hidak tervezése (KHT) 2.**

című ütügyi műszaki előírás hatályát veszti azzal, hogy az e-UT 07.01.**12:202x** számú ütügyi műszaki előírás hatálybalépését megelőzően a közút építetője vagy kezelője által megkötött szerződések esetében **202x. xxx 15-ig** alkalmazhatóak. Az alkalmazás feltétele a közút építetőjének vagy kezelőjének erre irányuló nyilatkozata, amit a vonatkozó dokumentumokban meg kell hivatkozni.

Koordináló szerv: Magyar Közút Nonprofit Zártkörűen Működő Részvénytársaság

TARTALOMJEGYZÉK

1. HATÁLY ÉS FELELŐSSÉG MEGHATÁROZÁSA	5
1.1. Az előírás hatálya.....	5
1.1.1. Területi hatály.....	5
1.1.2. Tárgyi hatály.....	5
1.2. Alkalmazási terület	5
1.3. Feltételezések	5
2. SZAKKIFEJEZÉSEK ÉS MEGHATÁROZÁSUK	7
2.1. Jelölések	7
2.2. Szakkifejezések és meghatározásuk.....	10
3. ÁLTALÁNOS ELŐÍRÁSOK	19
3.1. Az erőtani számítás célja.....	19
3.2. Méretezési alapelvek.....	19
3.2.1. Határállapotra való tervezés	19
3.2.2. Parciális tényezők módszere	20
3.2.3. Kísérlettel segített tervezés	23
3.2.4. Megbízhatósági szintek és megbízhatósági osztályok.....	23
3.2.5. Fontossági osztályok földrengési hatások esetén.....	25
3.3. Tartósság és robusztusság	25
3.4. Tervezési élettartam.....	26
4. MODELLEZÉS ÉS ANALÍZIS KÖVETELMÉNYEI	27
4.1. Modellezési alapelvek	27
4.2. Szerkezetek numerikus modellezése	27
4.2.1. Talajkörnyezet és felszerkezet kapcsolatának modellezése	27
4.2.2. Geometriai modellek	29
4.2.3. Teher- és támaszmodellek.....	30
4.2.4. Anyagmodellek.....	31
4.2.5. Imperfekciók.....	31
4.2.6. Analízis	32
4.2.7. Alkalmazandó szoftver, modellverifikáció és -validáció.....	34
5. TERHELŐERŐK ÉS HATÁSOK.....	37
5.1. Hatások osztályozása, csoportosítása, értelmezése	37
5.2. Állandó és tartós jellegű hatások	38
5.2.1. Onsdúly.....	38
5.2.2. Földterhek	40
5.2.3. Víznyomás	40
5.2.4. Altalajsüllyedések, támaszmozgások	41
5.2.5. Lassú alakváltozások	42
5.2.6. Feszítés.....	42
5.2.7. Saruellenállás.....	43
5.3. Esetleges jellegű hatások.....	44
5.3.1. Közúti forgalmi terhek.....	45
5.3.2. Terhek az önálló gyalogos/kerékpáros utakon, felüljárókon.....	62
5.3.3. Közúti villamosvasúti terhek	65
5.3.4. Vasúti terhek	71
5.3.5. A szerkezet és a vágány kombinált válasza az esetleges hatásokra	71
5.3.6. Meteorológiai hatások	72
5.3.7. Saruellenállásból származó hatás	87

5.3.8.	Áramló víz, hullámverés, jég- és uszadékfelhalmozódás által okozott hatások.....	87
5.3.9.	Építési terhek	89
5.4.	Rendkívüli hatások.....	95
5.4.1.	Rendkívüli hatások tartós tervezési állapotnak megfelelő körülmények között	96
5.4.2.	Rendkívüli hatások ideiglenes tervezési állapotnak megfelelő körülmények között	104
5.4.3.	Szeizmikus hatások.....	104
6.	HATÁSKOMBINÁCIÓK	105
6.1.	Hatáskombinációk a teherbírási határállapotok igazolásához.....	106
6.1.1.	Parciális tényezők az elcsúszás vizsgálatához.....	110
6.1.2.	Parciális tényezők a felúszás miatti határállapot vizsgálatához	111
6.2.	Hatáskombinációk a használhatósági határállapotok igazolásához.....	116
7.	ERŐTANI KÖVETELMÉNYEK	117
7.1.	Helyzeti állékonyság vizsgálata	117
7.2.	Teherbírási határállapotok.....	117
7.2.1.	Szilárdsági és stabilitásvizsgálati alapelvek.....	118
7.2.2.	Fáradásvizsgálati alapelvek.....	121
7.3.	Használhatósági határállapotok.....	126
7.3.1.	Általános elvek	126
7.3.2.	Alakváltozások és rezgések korlátozása	126
7.3.3.	Normálfeszültségek korlátozása	129
7.3.4.	Repedéskorlátozás.....	129
7.3.5.	Lemezek karcsúságának korlátozása.....	129
7.3.6.	Földrengési károk korlátozása.....	129
7.4.	Túlemelés mértékének meghatározása.....	129
	A szövegben említett és kapcsolódó magyar nemzeti szabványok, ütügyi műszaki előírások és jogszabályok	130

1. HATÁLY ÉS FELELŐSSÉG MEGHATÁROZÁSA

1.1. Az előírás hatálya

1.1.1. Területi hatály

1.1.2. Tárgyi hatály

1.2. Alkalmazási terület

Ez az előírás alapelveket és a szerkezetek biztonságával, használhatóságával és tartósságával kapcsolatos követelményeket tartalmaz, leírja az azokra való tervezés alapjait és az igazolás módját, valamint útmutatást ad a szerkezet megbízhatóságával kapcsolatban felmerülő kérdésekben.

Ezt az előírást együtt kell alkalmazni az MSZ EN előírásait tartalmazó e-UT 07.01.13–15 és e-UT 07.01.18 előírásokkal és az MSZ EN 1991-1-2 és MSZ EN 1997–1999 szabványokkal, beleértve a geotechnikai tervezést, a tűzhatásra és a földrengésre való tervezést, valamint a kivitelezéssel és az ideiglenes szerkezetekkel kapcsolatos tervezést is. Az e-UT 07.01.12–15 előírásrendszer hivatkozási dokumentumként a hidak és más közúti és/vagy közúti villamosvasúti és/vagy gyalogos- és kerékpáros forgalommal terhelt tartószerkezetek esetén az OTÉK 50. § (3) a), b) és e) bekezdései szerinti alapvető követelmények igazolásának az eszköze.

Az e-UT 07.01.12–16 és e-UT 07.01.18 előírások mind a hagyományos, mind az újszerű tartószerkezetek, azok részei és a tartószerkezeti építési termékek tervezéséhez alkalmazható általános szabályokat tartalmazzák. Amennyiben ez az előírás nem ad szabályt valamely (pl. a szokásostól eltérő) tartószerkezetekre vagy a szokásostól eltérő tervezési körülményekre, abban az esetben az MSZ EN 1990–1999 szabványsorozat itt nem megjelenített előírásait lehet alkalmazni, vagy ha azok sem adnak érvényes, használható szabályt, akkor a tervezés során elméleti alapokra és tapasztalatokra épülő megfontolásokra van szükség.

Ennek az előírásnak a méretezésre vonatkozó általános részei (2. fejezet, 3. fejezet, 4. fejezet, 5. fejezet, 7. fejezet és 8. fejezet) alkalmazhatók olyan szerkezetek tervezéséhez, amelyekhez az MSZ EN 1991–1999 szabványok alkalmazási területén kívül eső anyagokat használnak fel, vagy ilyen hatásokat vesznek figyelembe.

Ez az előírás, a szükséges kiegészítésekkel és módosításokkal, alkalmazható meglévő szerkezetek állapotának a felmérésekor, a felújítási és átalakítási munkák tervezésekor, valamint a használati körülményekben bekövetkező változások értékelésekor. Vagyis az előírás méretezéselméleti alapja, az azokon alapuló teherkombinációk, biztonsági tényezők, a terhek kombinációs, gyakori és kvázi állandó hatásait megadó együtthatók, a hasznos terheken kívüli hatásokra vonatkozó részek, a határállapotok igazolására általában szolgáló parciális tényezőes eljárás, vagy alternatívaként az MSZ EN 1990 szabvány C mellékletében írt valószínűség-elméleti számítási módszer előírásai érvényesek, a szakma szabályai szerint használhatók. Ilyen esetben az ebben az előírásban szereplő hasznos terheket nem kötelezően elviselendő hatásnak kell tekinteni, az azokat elviselni nem képes hidak teherbírását az e-UT 08.01.61 előírásban megadott hasznos terhekre lehet vizsgálni.

1.3. Feltételezések

Az alapelvek és az alkalmazási szabályok figyelembevételén alapuló tervezés eredményeként az erőtani követelmények akkor teljesülnek, ha az MSZ EN előírásait tartalmazó e-UT 07.01.12–15 és e-UT 07.01.18 előírásokban megadott feltételezések érvényesek.

Ennek az előírásnak az általános feltételezései a következők:

- a szerkezeti rendszer megválasztását és annak erőtani tervezését megfelelően képzett és tapasztalt személyek végzik,

- a kivitelezést megfelelő szakértelmű és tapasztalatú személyek végzik,
- a tervezés és a kivitelezés során, azaz a gyárakban, a telephelyeken, az építés helyszínén megfelelő műszaki felügyelet és minőség-ellenőrzési rendszer működik,
- az építőanyagokat és az építési termékeket ennek az előírásnak megfelelően, az MSZ EN előírásait tartalmazó e-UT 07.01.13–15 és e-UT 07.01.18 előírások, a vonatkozó kivitelezési szabványok vagy a termékre vonatkozó műszaki előírások szerint használják fel,
- a szerkezet fenntartásáról megfelelő módon gondoskodnak,
- a szerkezetet a tervezési feltételezéseknek megfelelően használják.

Jogszabályi véleményezésre 2024. október 24

2. SZAKKIFEJEZÉSEK ÉS MEGHATÁROZÁSUK

2.1. Jelölések

2.1.1. Latin nagybetűk

- A – rendkívüli hatás,
 A_d – rendkívüli hatás tervezési értéke,
 A_{Ed} – szeizmikus hatás tervezési értéke,
 A_{ref} – a szélhatás szempontjából figyelembe veendő felület,
 ΔT – hőmérséklet-változás,
 E – rugalmassági modulus, vagy igénybevétel,
 E_d – igénybevétel tervezési értéke,
 F_k – hatás karakterisztikus értéke,
 F_d – hatás tervezési értéke,
 F_{rep} – hatás vonatkozó reprezentatív értéke,
 F_w – szélteher (általános jelölése),
 F_{wk} – szélteher karakterisztikus értéke,
 G – önsúly (általában), vagy állandó hatás,
 G_k – állandó hatás karakterisztikus értéke,
 $G_{d,inf}$ – állandó hatás alsó tervezési értéke,
 $G_{d,sup}$ – állandó hatás felső tervezési értéke,
 G_{set} – egyenlőtlen támaszsüllyedésből származó állandó hatás,
 L – hosszúság (általában), hidaknál támaszköz,
 L_ϕ – „jellemző hossz” (a ϕ -hez tartozó hossz),
 L_i – hatáshossz,
 L_T – dilatációs hossz,
 P – feszítésből származó hatás,
 Q – koncentrált erő vagy esetleges hatás (általában),
 Q_k – esetleges hatás karakterisztikus értéke,
 Q_d – esetleges hatás tervezési értéke,
 Q_f – fékezőerő,
 Q_h – vízszintes erő (általában),
 Q_{lk} – fékező- és gyorsítóerő karakterisztikus értéke a közúti járműteherből,
 Q_{lak} – vontatóerő karakterisztikus értéke a közúti villamosvasúti járműteherből,
 Q_{lbk} – fékezőerő karakterisztikus értéke a közúti villamosvasúti járműteherből,

- Q_{sk} – oldallökő erő,
 Q_{tk} – centrifugális erő,
 Q_v – függőleges tengelyteher,
 Q_{vi} – a közúti villamosvasút tengelyterhének értéke (általában),
 R – ellenállás (általában),
 R_k – ellenállás karakterisztikus értéke,
 R_d – ellenállás tervezési értéke,
 X – anyagjellemző,
 X_k – anyagjellemző karakterisztikus értéke,
 X_d – anyagjellemző tervezési értéke.

2.1.2. Latin kisbetűk

- a_k – geometriai jellemző karakterisztikus értéke,
 a_d – geometriai jellemző tervezési értéke,
 a_{nom} – geometriai jellemző névleges értéke,
 d – általában átmérő (pl. sarucsapátmérő), vagy a hídon haladó járművek átlagos tengelytávolsága,
 d_{set} – különálló alaptestek süllyedéskülönbsége egy referenciaszinthez viszonyítva,
 g – gravitációs gyorsulás,
 h – magasság általában,
 ht – a centrifugális erő hatásvonalának magassága a sínkoronaszint felett,
 h_w – a szél erő hatásvonalának magassága a sínkoronaszint felett,
 q_{ik} – az i-edik névleges sávra ható megoszló teher karakterisztikus értéke (egyenletesen megoszló teher),
 q_{lak} – a megoszló vontatási erő karakterisztikus értéke,
 q_{lkk} – a megoszló fékezőerő karakterisztikus értéke a közúti villamosvasúti járműből,
 q_{rk} – a fennmaradó területre ható megoszló teher karakterisztikus értéke (egyenletesen megoszló teher),
 q_{vik} – a közúti villamosvasút függőleges megoszló terhének karakterisztikus értéke (vonalmenti egyenletesen megoszló teher),
 r – a vágány görbületi sugara,
 s – nyomtáv,
 v – legnagyobb névleges sebesség, m/s,
 megengedett legnagyobb járműsebesség, m/s,
 sebesség, m/s,
 V_{DS} – legnagyobb tervezési sebesség, m/s,
 w – útpályaszélesség, általában a kiemelt szegélyek között,
 w_l – a névleges forgalmi sáv szélessége.

2.1.3. Görög nagybetűk

Θ – a tartószerkezet végkeresztmetszetének elfordulása,

ϕ_f – fárasztóterhekhez tartozó dinamikus tényező,

$\phi(\phi_1, \phi_2)$ – dinamikus tényező közúti villamosvasúti tehermodell esetén.

2.1.4. Görög kisbetűk

α_T – lineáris hőtágulási együttható,

γ – parciális tényező (általában),

γ_a – a horgonyellenállás parciális tényezője UPL-vizsgálathoz,

γ_{cu} – a drénezetlen nyírószilárdság parciális tényezője UPL-vizsgálathoz,

$\gamma_{a'}$ – a hatékony kohézió parciális tényezője UPL-vizsgálathoz,

γ_{Ff} – fárasztóteher parciális tényezője,

γ_f – a hatás parciális tényezője, mely a hatás reprezentatív értéktől való kedvezőtlen irányú eltérésének a lehetőségét veszi figyelembe,

$\gamma_{\varphi'}$ – a hatékony súrlódási szög tangensének parciális tényezője UPL-vizsgálathoz,

γ_G – állandó hatás parciális tényezője (a modell bizonytalanságait és a méreteltéréseket is figyelembe veszi),

$\gamma_{G,dst}$ – az állékonyságcsökkentő, kedvezőtlen állandó hatások parciális tényezője UPL-vizsgálathoz,

$\gamma_{G,stb}$ – az állékonyságnövelő, kedvező állandó hatások parciális tényezője UPL-vizsgálathoz,

γ_l – fontossági tényező szeizmikus hatásokhoz,

γ_m – anyagjellemzők parciális tényezője,

γ_M – anyagjellemzők parciális tényezője, mely a modell bizonytalanságait és a méreteltéréseket is figyelembe veszi,

γ_{Mf} – fáradási szilárdság parciális tényezője,

γ_{M0} – szilárdsági vizsgálathoz alkalmazott parciális tényező,

γ_{M1} – stabilitásvizsgálathoz alkalmazott parciális tényező,

γ_p – feszítésből származó hatás parciális tényezője,

γ_q – esetleges hatás parciális tényezője, mely a hatás reprezentatív értékétől való kedvezőtlen irányú eltérésének lehetőségét veszi figyelembe,

γ_Q – esetleges hatás parciális tényezője, mely a modell bizonytalanságait és a méreteltéréseket is figyelembe veszi,

$\gamma_{Q,dst}$ – az állékonyságcsökkentő, kedvezőtlen esetleges hatások parciális tényezője UPL-vizsgálathoz,

γ_{Rd} – ellenállás számításához a modell bizonytalanságait tartalmazó parciális tényező,

$\gamma_{s,t}$ – a húzott cölöp ellenállásának parciális tényezője UPL-vizsgálathoz,

λ – káregyenértékűségi tényező fáradásvizsgálathoz,

- δ – alakváltozás általában, függőleges lehajlás,
 δ_0 – mezőközépi lehajlás az állandó hatások következtében,
 η – átszámítási tényező,
 ξ – csökkentőtényező,
 ψ_0 – esetleges hatás kombinációs értékét megadó együttható,
 ψ_1 – esetleges hatás gyakori értékét megadó együttható,
 ψ_2 – esetleges hatás kváziállandó értékét megadó együttható,
 σ – feszültség általában,
 $\Delta\sigma_c$ – fáradási osztályra jellemző tartamszilárdság kétmillió ismétlésszámhoz tartozó értéke,
 $\Delta\sigma_p$ – fáradási tehermodell által keltett feszültségváltozás.

2.2. Szakkifejezések és meghatározásuk

Megjegyzés: Az ebben az üti mőszaki előírásban érvényes szakkifejezések általában megegyeznek az MSZ EN 1990–1999 szabványokban használt szakkifejezésekkel.

A lent ismertetett fogalmakon túl az MSZ EN 1990, az MSZ EN 1991-1 kötetei, valamint az MSZ EN 1991-2 szabványok szakkifejezései és azok meghatározásai érvényesek.

2.2.1. A hidak erőtani számítására vonatkozó üti mőszaki előírásokban használt közös szakkifejezések

2.2.1.1. Építési mód (method of construction)

Az az eljárás, ahogyan a kivitelezést végrehajtják, például helyszínen betonozott, előregyártott, szabadon szerelt.

2.2.1.2. Építőanyag (construction material)

Az építési munkához felhasznált anyag, például beton, acél, fa, falazat.

2.2.1.3. Kivitelezés (execution)

Minden tevékenység, amelyet az építmény fizikai létrehozása céljából végeznek, beleértve az előkészítést, az ellenőrzést és a dokumentálást is.

Megjegyzés: A szakkifejezés magában foglalja a helyszíni munkát, jelentheti az alkotóelemek nem helyszíni gyártását és azok ezt követő helyszíni összeépítését is.

2.2.1.4. Tartószerkezet (structure)

Rendezett módon egymáshoz csatlakoztatott szerkezeti elemek szerves együttese, melyet teherviselésre és megfelelő merevségre terveznek.

2.2.1.5. Tartószerkezeti elem (structural member)

Egy tartószerkezet fizikailag elkülöníthető része, például oszlop, gerenda, lemez, cölöp.

2.2.1.6. Tartószerkezeti forma (form of structure)

A tartószerkezeti elemek elrendezése.

Megjegyzés: Tartószerkezeti formák például a keretek, függőhidak.

2.2.1.7. Tartószerkezeti rendszer (structural system)

Egy híd, pontonhíd, hajóhíd, átereszt, alagút, aluljáró, támfal vagy bélésfal teherviselő szerkezeti elemei, és az a mód, ahogyan ezek együttműködnek.

2.2.1.8. Tartószerkezeti modell (structural model)

A tartószerkezeti rendszer idealizálása az igénybevételek meghatározása, a tervezés és az erőtani követelmények igazolása céljából.

2.2.2. A tervezésre vonatkozó általános szakkifejezések

2.2.2.1. Ellenállás (resistance)

Talajzóna, tartószerkezet, tartószerkezeti elem, vagy ezek egy keresztmetszetének a külső hatásokkal szembeni, mechanikai tönkremenetel nélkül elérhető teherbírása, például nyírási, nyomási vagy hajlítási igénybevétel során.

2.2.2.2. Fenntartás (maintenance)

A megbízhatósággal kapcsolatos követelmények teljesítése érdekében a tartószerkezet tervezési élettartama során végzett tevékenységek összessége.

Megjegyzés: Rendkívüli vagy szeizmikus esemény bekövetkezte után a tartószerkezet helyreállítása céljából végzett tevékenységek általában nem tartoznak a fenntartás fogalmkörébe.

2.2.2.3. Használhatósági határállapotok (serviceability limit states)

A tartószerkezet vagy egy tartószerkezeti elem olyan állapotai, melyeken túl a használattal kapcsolatos, előírt követelmények már nem teljesülnek.

2.2.2.4. Használhatósági követelmény (serviceability criterion)

Használhatósági határállapotra megfogalmazott tervezési követelmény.

2.2.2.5. Határállapotok (limit states)

A tartószerkezet olyan állapotai, melyeken túl már nem teljesülnek a vonatkozó tervezési követelmények.

2.2.2.6. Ideiglenes tervezési állapot (transient design situation)

A tartószerkezet tervezési élettartamánál lényegesen rövidebb időtartamra vonatkozó, nagy valószínűséggel fellépő tervezési állapot.

Megjegyzés: Az ideiglenes tervezési állapot a tartószerkezet, a használat, a környezeti hatások ideiglenes körülményeit írja le, például a kivitelezés vagy a javítás során.

2.2.2.7. Irreverzibilis használhatósági határállapotok (irreversible serviceability limit states)

Azok a használhatósági határállapotok, amelyek esetén egy hatásnak a használattal kapcsolatos, előírt követelményeket meghaladó következménye akkor is megmarad, ha maga a hatás megszűnik.

2.2.2.8. Javítás (repair)

A fenntartás fogalmkörén kívül eső, a szerkezet védelme és helyreállítása céljából végzett tevékenységek.

2.2.2.9. Megbízhatóság (reliability)

Egy tartószerkezet vagy egy tartószerkezeti elem azon képessége, melynek révén a tervezés során előírt követelményeket ki tudja elégíteni, beleértve a tervezési élettartamot is. A megbízhatóságot általában valószínűség-elméleti formában adják meg.

Megjegyzés: A megbízhatóság fogalma a szerkezet biztonságát, használhatóságát és tartósságát foglalja magában.

2.2.2.10. Megbízhatósági szintek (reliability differentiation)

Az építmények létrehozásához felhasznált források társadalmi-gazdasági optimalizálása során alkalmazott mérőszámok, melyekkel figyelembe veszik az építmény tönkremenetelének összes várható következményét és a költségeket is.

2.2.2.11. Névleges érték (nominal value)

Nem statisztikai alapon, hanem például megszerzett tapasztalaton vagy fizikai feltételeken alapuló érték.

2.2.2.12. Rendkívüli tervezési állapot (accidental design situation)

A szerkezet vagy az azt érő hatások kivételes feltételek közötti működési körülményeit leíró tervezési állapot, beleértve a tűzhatást, a robbanást, az ütközést és a helyi tönkremenetelt is.

2.2.2.13. Reverzibilis használhatósági határállapotok (reversible serviceability limit states)

Azok a használhatósági határállapotok, amelyek esetén egy hatásnak a használattal kapcsolatos, előírt követelményeket meghaladó következménye megszűnik, ha maga a hatás megszűnik.

2.2.2.14. Robusztusság

Egy tartószerkezet azon képessége, mely révén a szerkezet ellenáll olyan hatásoknak, mint például tűz, robbanások, ütközések, vagy emberi hibák következményei anélkül, hogy az eredendő okhoz képest aránytalanul nagy mértékben károsodna.

2.2.2.15. Szeizmikus tervezési állapot (seismic design situation)

A szeizmikus hatás okozta kivételes feltételek közötti működési körülményeket leíró tervezési állapot.

2.2.2.16. Szilárdság (strength)

Egy anyag (pl.: a talaj, a beton) külső hatásokkal szembeni ellenállását kifejező mechanikai jellemző, rendszerint feszültség mértékegységben.

2.2.2.17. Tartós tervezési állapot (persistent design situation)

A tartószerkezet tervezési élettartamával azonos nagyságrendű időtartamra vonatkozó tervezési állapot.

Megjegyzés: Általában a szokásos használat körülményeit írja le.

2.2.2.18. Teherbírási határállapotok (ultimate limit states)

Összeomlással vagy hasonló jellegű szerkezeti tönkremenetellel járó határállapotok.

Megjegyzés: Ezek általában egy tartószerkezet vagy egy tartószerkezeti elem teherbírásának kimerülését jelentik.

2.2.2.19. Teherelrendezés (load arrangement)

A nem rögzített hatás helyzetének, nagyságának és irányának megadása.

2.2.2.20. Terhelési eset (load case)

Az adott vizsgálat során egyidejűleg figyelembe veendő, összetartozó teherelrendezések, valamint a rögzített esetleges és állandó hatásokkal együttesen fellépő alakváltozások és imperfekciók együttese.

2.2.2.21. Tervezési állapot (design situations)

Azon fizikai feltételek együttese, melyek egy bizonyos időtartam során kialakuló valódi körülményeket jellemeznek, és amelyek fennállása esetén a tervezés keretében igazolni kell, hogy a határállapotokat a szerkezet nem lépi túl.

2.2.2.22. Tervezési élettartam (design working life)

Az az időtartam, amelyben a szerkezetnek az elvárt valószínűséggel el kell viselnie azokat a hatásokat, amelyekre tervezték.

2.2.2.23. Tervezési követelmények (design criteria)

Olyan egyenlőtlenségek, melyek megadják azokat a feltételeket, amelyek teljesülését az egyes határállapotokban igazolni kell.

2.2.2.24. Tervezési változó (basic variable)

Olyan fizikai mennyiséget jelentő változó, mely a hatásokat, a környezeti feltételeket, a geometriai jellemzőket és az anyagjellemzőket (beleértve tulajadatokat is) írja le.

2.2.2.25. Tűzhatásra való tervezés (fire design)

A tartószerkezet oly módon való tervezése, melynek eredményeképpen az kielégíti a tűzhatás esetén előírt követelményeket.

2.2.2.26. Várható élettartam

Az a feltételezett időtartam, melynek során a tartószerkezet vagy annak egy része az előirányzott fenntartás mellett, de jelentős javítási munkák nélkül, a tervezett rendeltetésének megfelelően használható.

2.2.2.27. Veszély (hazard)

Az MSZ EN 1990–1999 szabványok elveivel összhangban lévő, szokatlan és komoly következményekkel járó esemény, például a szokásostól eltérő környezeti vagy egyéb hatás, elégtelen szilárdság vagy ellenállás, vagy a tervezett méretektől való jelentős eltérés.

Jogszabályi véleményezésre 2024. október 24.

2.2.3. A hatásokra vonatkozó szakkifejezések

2.2.3.1. Állandó hatás (permanent action)

Az a hatás, amely egy adott referencia-időszakon belül nagy valószínűséggel mindvégig működik, és nagyságának időbeli változása elhanyagolható, vagy ez a változás mindaddig egyirányú (monoton), amíg a hatás el nem ér egy bizonyos határértéket.

Jele: G

2.2.3.2. Dinamikus hatás (dynamic action)

Az a hatás, amely a tartószerkezeten vagy a tartószerkezeti elemen számottevő gyorsulást idéz elő.

2.2.3.3. Domináns esetleges hatás

A vizsgált határállapot szempontjából a legkedvezőtlenebb esetleges hatás.

Megjegyzés: A domináns esetleges hatás értéke lehet a karakterisztikus érték vagy a kombinációs érték.

2.2.3.4. Esetleges hatás (variable action)

Az a hatás, amelynek a nagyságának időbeli változása nem elhanyagolható és nem is monoton.

Jele: Q

2.2.3.5. Esetleges hatás gyakori értéke (frequent value of a variable action)

Ha ez statisztikai alapon megállapítható, akkor az egyedi hatás oly módon meghatározott reprezentatív értéke, amely esetén a hatás ezt a reprezentatív értéket a referencia-időszaknak csak egy megadott, kis részében haladja meg, vagy e reprezentatív érték meghaladási valószínűsége egy megadott számmal korlátozva van. Ez a karakterisztikus értéknek egy $\psi_1 \leq 1$ tényezővel meghatározott részeként fejezhető ki.

Megjegyzés: A több összetevőjű forgalmi hatások gyakori értékeivel kapcsolatban lásd az MSZ EN 1991-2 szabvány szerinti tehercsoportokat.

Jele: $\psi_1 Q_k$

2.2.3.6. Esetleges hatás kombinációs értéke (combination value of a variable action)

Ha ez statisztikai alapon megállapítható, akkor az egyedi hatás oly módon meghatározott reprezentatív értéke, amely esetén a hatások kombinációjaként előálló hatás meghaladási valószínűsége azonos az egyedi hatás karakterisztikus értékének meghaladási valószínűségével. Ez a karakterisztikus értéknek egy $\psi_0 \leq 1$ tényezővel meghatározott részeként fejezhető ki.

Jele: $\psi_{01} Q_k$

2.2.3.7. Esetleges hatás kváziállandó értéke (quasi-permanent value of a variable action)

Az egyedi hatás oly módon meghatározott reprezentatív értéke, melyet a hatás a referencia-időszak jelentős részében meghalad. Ez a karakterisztikus értéknek egy $\psi_2 \leq 1$ tényezővel meghatározott részeként fejezhető ki.

Jele: $\psi_2 Q_k$

2.2.3.8. Független hatás (single action)

A tartószerkezetre ható más hatásoktól időben és térben statisztikailag függetlennek tekinthető hatás.

2.2.3.9. Geotechnikai hatás (geotechnical action)

Az altalajról, a feltöltésről vagy a talajvízről a tartószerkezetre átadódó hatás.

2.2.3.10. Hatás (action)

a) A tartószerkezetre ható erők (terhek) (közvetlen hatás).

b) Kényszer-alakváltozások vagy kényszergyorsulások, melyeket például hőmérséklet-változás, nedvességtartalom-változás, egyenlőtlen támaszmozgás vagy földrengés okoz (közvetett hatás).

Jele: E

2.2.3.11. Hatás karakterisztikus értéke (characteristic value of an action)

A hatás legfontosabb reprezentatív értéke.

Jele: F_k

Megjegyzés: Ha a karakterisztikus érték statisztikai alapon meghatározható, akkor úgy kell felvenni, hogy a tervezési élettartam és a tervezési állapot időtartamának figyelembevételével meghatározott „referencia-időszak” alatt, a kedvezőtlen oldalon figyelembe véve, a hatás ezt az értéket előírt valószínűséggel ne haladja meg.

2.2.3.12. Hatás reprezentatív értéke (representative value of an action)

A hatásnak a határállapotok igazolásakor alkalmazott értéke. A reprezentatív érték lehet a karakterisztikus érték (F_k) vagy egy nem domináns hatás értéke (ψQ_k).

Jele: F_{rep}

2.2.3.13. Hatás tervezési értéke (design value of an action)

Az élettartam alatt bizonyos valószínűséggel előforduló hatás felső küszöbértéke. A parciális tényezős eljárásban a hatás reprezentatív értékének és egy g_f parciális tényezőnek a szorzataként meghatározott érték.

Megjegyzés: A reprezentatív érték és a $\gamma_F = \gamma_{sd} \chi \gamma_f$ parciális tényező szorzatából adódó értéket szintén a hatás tervezési értékének lehet tekinteni (lásd a 6.3.2. pontot).

Jele: F_d

2.2.3.14. Hatások kombinációja (combination of actions)

A különböző, egyidejűleg működő hatások tervezési értékeinek egy csoportja, amelyet a szerkezet megbízhatóságának igazolására használnak az adott határállapotokban.

2.2.3.15. Igénybevétel (effect of action)

A hatás következménye a tartószerkezeti elemeken (például belső erő, nyomaték, feszültség, alakváltozás) vagy a teljes szerkezeten (például lehajlás, elfordulás).

Jele: E

2.2.3.16. Kvázistatikus hatás (quasi-static action)

A statikai modellben egyenértékű statikus hatással figyelembe vett dinamikus hatás.

2.2.3.17. Nem domináns esetleges hatás értéke (accompanying value of a variable action)

Az esetleges hatás azon értéke, melyet a hatások kombinációjában egyidejűleg kell alkalmazni a domináns esetleges hatással.

Jele: ψQ_k

Megjegyzés: A nem domináns esetleges hatás értéke lehet a kombinációs érték, a gyakori érték vagy a kváziállandó érték.

2.2.3.18. Nem rögzített hatás (free action)

Az a hatás, amelynek a tartószerkezeten különböző térbeli eloszlásai lehetnek.

2.2.3.19. Referencia-időszak (reference period)

Az a meghatározott időszak, amely az esetleges és – lehetőség szerint – a rendkívüli hatások statisztikai alapon való felvételének alapjául szolgál.

2.2.3.20. Rendkívüli hatás (accidental action)

Rövid időtartamú, de jelentős nagyságú hatás, mely a tervezési élettartam során egy adott tartószerkezeten várhatóan nem lép fel.

Jele: A

Megjegyzés: Megfelelő intézkedések hiányában egy rendkívüli hatás gyakran komoly következményekkel járhat.

Megjegyzés: A statisztikai eloszlással kapcsolatos rendelkezésre álló adatoktól függően az ütközés, a hó, a szél és a szeizmikus hatások esetleges és rendkívüli hatásnak egyaránt tekinthetők.

2.2.3.21. Rögzített hatás (fixed action)

Az a hatás, amelynek a teljes tartószerkezeten vagy a tartószerkezeti elemen való eloszlása és helyzete oly módon rögzített, hogy a hatás nagyságát és irányát egyértelműen meghatározza a hatásnak a tartószerkezet vagy a tartószerkezeti elem egy pontjában meghatározott nagysága és iránya.

2.2.3.22. Statikus hatás (static action)

Az a hatás, amely a tartószerkezeten vagy a tartószerkezeti elemen nem idéz elő számottevő gyorsulást.

2.2.3.23. Szeizmikus hatás (seismic action)

A földrengéssel járó talajmozgásokból adódó hatás.

Jele: AE

2.2.4. Az anyag- és termékjellemzőkre vonatkozó szakkifejezések

2.2.4.1. Anyag- vagy termékjellemző névleges értéke (nominal value of a material or product property)

Megfelelő dokumentumokban, például európai szabványokban vagy előszabványokban meghatározott érték, melyet általában karakterisztikus értéként alkalmaznak.

Jele: X_{nom} vagy R_{nom}

2.2.4.2. Anyag- vagy termékjellemző tervezési értéke (design value of a material or product property)

Az anyag vagy termékjellemző tetszőlegesen kis valószínűséghez tartozó legkisebb értéke.

Jele: X_k vagy R_k

2.2.4.3. Karakterisztikus érték (characteristic value)

Az az érték, amelyet az anyag- vagy termékjellemző értéke egy elképzelt, végtelen elemszámú kísérletsorozat során adott valószínűséggel nem ér el. Ezt az értéket általában az anyag- vagy termékjellemző statisztikai eloszlása alapján egy előírt kvantilissal adják meg. Bizonyos esetekben a névleges értéket alkalmazzák karakterisztikus értéként.

Jele: X_d vagy R_d

Megjegyzés: Az e-UT 06.02.11:2022-ben írt definíció nem felel meg az EC-ben használt karakterisztikus érték fogalmának. (Nem „a tervező által jellemzőnek tartott” érték...)

2.2.5. A geometriai adatokra vonatkozó szakkifejezések

2.2.5.1. geometriai jellemző karakterisztikus értéke (characteristic value of a geometrical property)

Általános esetben a terveken megadott érték. Indokolt esetben a geometriai jellemző statisztikai eloszlás alapján meghatározott, előírt kvantilis is lehet.

Jele: a_k

2.2.5.2. geometriai jellemző tervezési értéke (design value of a geometrical property)

Általános esetben egy névleges érték. Indokolt esetben a geometriai jellemző statisztikai eloszlás alapján meghatározott, előírt kvantilis is lehet.

Jele: a_d

Megjegyzés: A geometriai jellemző tervezési értéke általában azonos a karakterisztikus értékkel. Azonban olyan esetekben, amelyekben a vizsgált határállapot nagyon érzékeny a geometriai jellemző értékére, például a geometriai imperfekciók hatásának figyelembevételével végzett kihajlási vizsgálat során, szükséges lehet a két értéket külön kezelni. Ilyen esetekben a tervezési értéket általában közvetlenül határozzák meg, például európai szabványok vagy előszabványok alapján. Alternatívaképpen ez az érték statisztikai alapon is meghatározható, ekkor a karakterisztikus értéknél kisebb előfordulási valószínűségű kvantilist (például ritkábban előforduló értéket) kell felvenni.

2.2.6. Az erőtani vizsgálatra vonatkozó szakkifejezések

Megjegyzés: Az e szakaszban felsorolt meghatározások nem feltétlenül vannak kapcsolatban ezzel az előírással, de azért szerepelnek mégis itt, hogy az erőtani számítással kapcsolatos e-UT 07.01.12–18 előírások szerinti szakkifejezések egymással összhangban legyenek.

2.2.6.1. Esőrendű, lineárisan rugalmas erőtani vizsgálat igénybevétel-átrendeződsé-
figyelembevétele nélkül (first order linear-elastic analysis without redistribution)

Lineáris feszültség-alakváltozás vagy nyomaték-görbület összefüggésen alapuló, a tervezett geometriai jellemzők figyelembevételével végrehajtott rugalmas erőtani vizsgálat.

2.2.6.2. Erőtani vizsgálat (structural analysis)

A tartószerkezet bármely pontján fellépő igénybevétel meghatározása céljából kidolgozott eljárás vagy algoritmus.

Megjegyzés: Az erőtani vizsgálat a következő három szinten végezhető el, mindhárom esetben különböző erőtani modell alkalmazásával: globális erőtani vizsgálat, tartószerkezeti elemek vizsgálata, lokális vizsgálat.

2.2.6.3. Globális erőtani vizsgálat (global analysis)

Egy tartószerkezeten fellépő, a tartószerkezetre működtetett hatásokkal egyensúlyban lévő és a geometriai jellemzőktől, a tartószerkezet kialakításától és az anyagjellemzőktől függő, összetartozó belső erők és nyomatékok vagy feszültségek meghatározása.

2.2.6.4. Merev-képlékeny erőtani vizsgálat (rigid plastic analysis)

A tartószerkezet tervezett geometriai jellemzőinek figyelembevételével végrehajtott erőtani vizsgálat, melynek során a teherbírást a határállapot-elmélet alapján közvetlenül határozzák meg.

Megjegyzés: A nyomaték-görbület összefüggés nem tartalmaz sem rugalmas, sem felkeményedő szakaszt.

2.2.6.5. Rugalmas-képlékeny erőtani vizsgálat (elasto-plastic analysis)

Egy lineárisan rugalmas és egy azt követő, felkeményedés nélküli vagy felkeményedést figyelembe vevő képlékeny szakaszt tartalmazó feszültség-alakváltozás vagy nyomaték-görbület összefüggésen alapuló erőtanivizsgálat.

Megjegyzés: Általában a tervezett geometriai jellemzőkön alapul, de a terhelés hatására elmozdult (vagy megváltozott alakú) tartószerkezet geometriai jellemzőinek figyelembevételével is készülhet.

Jogszabályi véleményezésre 2024. október 24

3. ÁLTALÁNOS ELŐÍRÁSOK

3.1. Az erőtani számítás célja

Új hidak és műtárgyak létesítése esetén erőtani számítással kell igazolni, hogy a műtárgy (alépitmény, felszerkezet, terhet viselő tartozékok) valamennyi tartószerkezeti eleme a jelen előírás erőtani követelményeinek megfelel. Amennyiben az erőtani követelmények kétséget kizáróan teljesülnek, elegendő csak az igazolás elmaradásának az indokát megadni.

Az erőtani számításnak ki kell terjednie a terv szerint megépülő műtárgy üzemelése során előálló tartós tervezési állapotra, valamennyi, a tervezés során ismert ideiglenes állapotra (pl. előregyártás, kiállványozás, szállítás, beépítés, sarucsere), valamint a rendkívüli és a szeizmikus tervezési állapotokra.

Ha a számítás alapjául becsléssel előre felvett adatok (pl. a talaj ágyazási tényezői) és méretek szolgálnak, akkor az előzetesen felvett, valamint a végleges adatok és méretek közötti eltérés hatását utólag meg kell határozni. Ha a különbség a mértékadó igénybevételben nagyobb, mint 5%, akkor a számítást a kívánt pontosság elérése céljából a végleges adatok alapján meg kell ismételni.

3.2. Méretezési alapelvek

3.2.1. Határállapotra való tervezés

3.2.1.1. Általános elvek

A határállapotra való tervezés során azt kell biztosítani, hogy az előírt tervezési élettartam alatt, az összes figyelembe vett tervezési állapotban a határállapotok bekövetkezésének valószínűségei az előírt szintek alatt legyenek. Ezt a feltételt az adott esetben úgy lehet biztosítani, hogy az erőtani számításban az adott szerkezetre vonatkozó, a jelen előírás szerinti általános, valamint az anyagspecifikus előírások szerinti anyagtól függő erőtani követelmények teljesülését igazolják.

A határállapot-konceptió szerinti tervezés során meg kell különböztetni teherbírasi és használhatósági határállapotokat. A kétfajta határállapot közül az egyik igazolása elhagyható, ha elegendő adat áll rendelkezésre annak bizonyítására, hogy az egyik határállapot követelményei a másikéval egyidejűleg teljesülnek.

A határállapotra való tervezést az adott határállapotnak megfelelő tartószerkezeti és tehermodellek alapján kell végezni, melyek megfelelőségét általában a parciális tényezők módszerével kell igazolni (lásd 0. pont). Alternatívaként valószínűség-elméleti tervezési módszer is alkalmazható az MSZ EN 1990 szabvány C mellékletének előírásai alapján.

3.2.1.2. Tervezési állapotok

Tervezéskor általában a következő négy, a vizsgált tartószerkezet alapvető működési körülményeit leíró, azaz a figyelembe veendő hatásokat meghatározó tervezési állapotot kell megkülönböztetni:

- tartós tervezési állapot (üzemszerű működési körülmények),
- ideiglenes tervezési állapot (átmeneti, rövid ideig tartó, nem üzemszerű működési körülmények, pl. építés, átépítés, felújítás, megerősítés stb. ideje alatt),
- rendkívüli tervezési állapot (kivételes esetekben előforduló működési és használati körülmények, pl. ütközések következményei),
- szeizmikus tervezési állapot (földrengés).

Az Országos Tűzvédelmi Szabályzat [54/2014. (XII. 5.) BM rendelet] nem tartalmaz konkrét előírást, követelményt a hidakkal kapcsolatban. A jelen előírás hatálya alá tartozó hidak általában nem éghető anyagból vannak, és egyéb építményeket sem veszélyeztetnek tűzvédelmi szempontból. Ezért azokat tűzhatásra általában nem kell méretezni. Amennyiben mégis felmerül az igény, avagy

valamilyen okból (ld. pl. kockázati osztály vizsgálata) szükséges tűzhatásra méretezni, akkor a hatásokat az MSZ EN 1991-1-2 szabvány tartalmazza.

3.2.1.3. Teherbírási határállapotok

A teherbírási határállapotok

- az emberek biztonságával és/vagy
- a tartószerkezet összeomlásának bekövetkezési valószínűségével kapcsolatos határállapotok.

A szerkezetek tervezése során a következő teherbírási határállapotokat kell megvizsgálni:

- helyzeti állékonyság elvesztése (felborulás, felemelkedés, felúszás, eldőlés, elcsúszás),
- szilárdság kimerülése (túlzott mértékű alakváltozás, törés, mechanizmussá alakulás),
- stabilitásvesztés (alaki állékonyság elvesztése),
- fáradási tönkremenetel.

3.2.1.4. Használhatósági határállapotok

A használhatósági határállapotok

- a tartószerkezet – tervezett élettartam alatti – szokásos (üzemszerű) körülmények közötti funkcionális működésével,
- az emberek komfortérzetével és
- a tartószerkezet külső megjelenésével (túlzott lehajlással, repedezettséggel)

kapcsolatos határállapotok.

Különbséget kell tenni a tervezés során a visszafordítható és nem visszafordítható használhatósági határállapotok között.

A használhatósági határállapotok igazolását a következő követelmények alapján kell elvégezni:

- alakváltozások vizsgálata, melyek befolyásolják a külső megjelenést, a felhasználók komfortérzetét vagy a tartószerkezet funkcionalitását (pl. a pályában keletkező alakváltozások forgalombiztonsági hatása),
- rezgések, oldalingások ellenőrzése, melyek az emberek számára kellemetlenek, vagy korlátozzák a tartószerkezet működőképességét,
- a tervezett élettartam alatt várható károsodások vizsgálata, melyek a szerkezet külső megjelenését, a tartósságot vagy a szerkezet működését befolyásolják (pl. repedéstágasság).

3.2.2. *Parciális tényezők módszere*

A parciális tényezők módszere szerint az erőteni követelmények a hatás-oldali jellemzők (pl. igénybevétel, feszültség) tervezési értékének (E_d) és az ellenállás-oldali jellemzők (pl. határ-igénybevétel, határfeszültség) tervezési értékének (R_d) az összehasonlítását jelentik, vagyis az erőteni számításban az

$$E_d \leq R_d$$

feltétel teljesülését kell igazolni.

Egy hatást általában a karakterisztikus értéke (F_k) jellemez, ami a hozzá tartozó, előírányzott előfordulási valószínűség mértékétől függ. A hatások tervezési értéke tartós és ideiglenes tervezési állapotban

$$F_d = \gamma_f \cdot \psi \cdot F_k = \gamma_f \cdot F_{rep}$$

alakban határozható meg, ahol

F_{rep} – a hatás vonatkozó reprezentatív értéke (a hatás karakterisztikus értékének és a ψ tényező (1,0 vagy ψ_0 vagy ψ_1 vagy ψ_2) értékének szorzata),

γ_f – a hatás parciális tényezője, mely figyelembe veszi a hatások reprezentatív értékétől való kedvezőtlen eltérésének lehetőségét.

A rendkívüli tervezési állapotot előidéző rendkívüli körülmény valószínűségi értelemben nem (vagy csak nehezen) definiálható, ezért a rendkívüli hatásnak csak tervezési értéke van.

A hatás-oldali jellemzők tervezési értékét az egyes hatások tervezési értékéből (F_d) és a geometriai méretek tervezési (α_d) értékéből kell meghatározni a szerkezetről készített statikai modellen általánosan elfogadott módszerek alkalmazásával, az alábbi összefüggés figyelembevételével:

$$E_d = \gamma_{sd} \cdot E(\gamma_{f,i} \cdot F_{rep,i}; \alpha_d); \quad i \geq 1,0$$

ahol:

γ_{sd} – parciális tényező, mely figyelembe veszi az igénybevételek számításához alkalmazott modell és bizonyos esetekben a hatások modellezésének bizonytalanságait.

A hatás-oldali jellemzők tervezési értékének (E_d) előállításakor a hatásokat – tekintettel azok egyidejűségére és az eredő hatás-oldali jellemző előírányzott előfordulási valószínűségére – hatáskombinációkba kell csoportosítani.

A geometriai jellemzők tervezési értékeit (α_d), mint például a tartószerkezeti elemeknek az igénybevételek és/vagy az ellenállás meghatározásához használt méreteit, a névleges értékkel lehet figyelembe venni:

$$\alpha_d = \alpha_{nom}$$

Ha a geometriai adatokban jelentkező méreteltérések (például az alkalmazott terhek támadáspontjának vagy a támaszok elhelyezésének pontatlansága) hatása a tartószerkezet megbízhatóságát jelentős mértékben befolyásolja (például másodrendű hatások esetén), akkor a geometriai jellemzők tervezési értékét a következőképpen kell felvenni:

$$\alpha_d = \alpha_{nom} + \Delta\alpha$$

ahol:

α_{nom} – a geometriai méret névleges (tervezett/terv szerinti) értéke,

$\Delta\alpha$ – a geometriai méreteltérés, mely a geometriai méretnek a névleges értéktől való kedvezőtlen irányú eltérését (pl. támaszok elhelyezésének pontatlansága, terhek támadáspontja), vagy több geometriai eltérés egyidejű fellépésének hatását veszi figyelembe valószínűségi alapon.

Az ellenállás-oldali jellemzők tervezési értékét (R_d) általában az anyagjellemzők tervezési értékéből (X_d) és a geometriai méretek tervezési (α_d) értékéből kell meghatározni. Egy anyagjellemzőt a karakterisztikus értéke (X_k) jellemez, melynek értéke a hozzá tartozó, előírányzott előfordulási valószínűség mértékétől függ. Az anyagjellemzők tervezési értéke:

$$X_d = X_k / \gamma_m$$

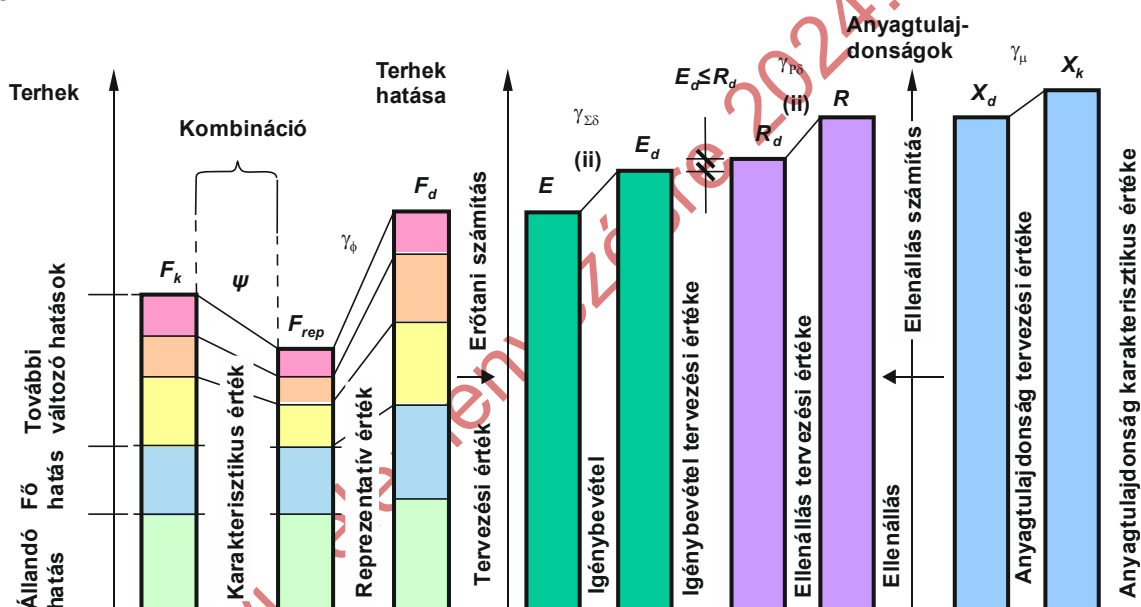
alakban határozható meg, ahol g_m az anyagjellemző parciális tényezője. Az ellenállás-oldali jellemzők tervezési értéke a következő általános összefüggéssel határozható meg:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R\{X_{d,i}; \alpha_d\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R\left\{\eta_i \cdot \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; \alpha_d\right\} \quad i \geq 1$$

ahol:

- γ_{Rd} – az ellenállás parciális tényezője, mely az ellenállás számításához alkalmazott modell és a geometriai jellemzők bizonytalanságát veszi figyelembe,
- $X_{d,i}$ – az i -edik anyagjellemző tervezési értéke,
- η – átszámítási tényező várható értéke, mely a térfogati és mérethatást, a nedvességtartalom és hőmérséklet hatását és egyéb paramétereket vesz figyelembe.

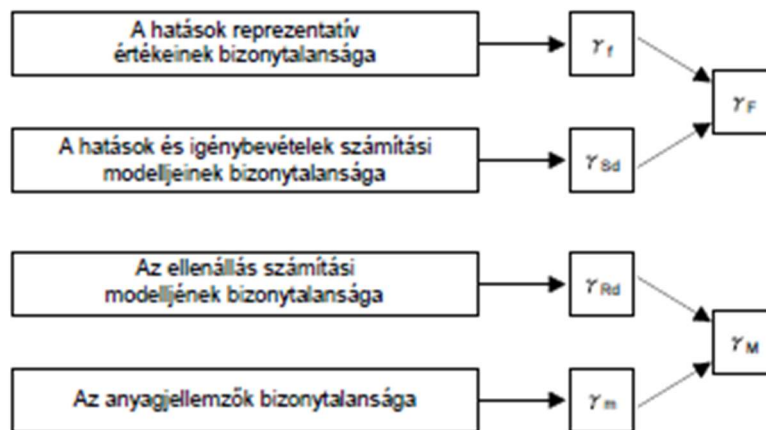
A parciális tényezők módszerének elvi sémáját a 3.1. ábra mutatja be. A hatások γ_1 parciális tényezőit a jelen előírás, az anyagjellemzők γ_M és az ellenállásmodellek γ_{Rd} parciális tényezőit az anyagspecifikus előírások tartalmazzák.



3.1. ábra – Parciális tényezők módszerének elvi szemléltetése

Az anyagra, a termékre vagy a tartószerkezeti elem ellenállására vonatkozó parciális tényező értéke csökkenthető, ha az ellenőrzés szintje magasabb, mint a 3.4. táblázat szerinti szükséges szint, és/vagy ha annál szigorúbb követelményeket alkalmaznak. További részletek az MSZ EN 1990 szabvány 5. fejezetében és D mellékletében olvashatók.

Az ebben az előírásban szereplő parciális tényezők közötti kapcsolat vázlatos ismertetését a 3.2. ábra mutatja.



3.2. ábra – A parciális tényezők közötti kapcsolat

3.2.3. Kísérlettel segített tervezés

A tervezés végrehajtható kísérletek és számítások kombinációján alapuló méretezési eljárás alkalmazásával is. Kísérletek végzése abban az esetben lehet indokolt, ha

- nem állnak rendelkezésre megfelelő számítási modellek,
- a szerkezet nagyszámú hasonló szerkezeti elemet tartalmaz,
- a tervezés során tett feltételezéseket ellenőrizni, pontosítani szükséges.

A kísérlettel segített tervezés során a szerkezetet az adott tervezési állapotban a parciális tényezők módszerével azonos megbízhatósági szintre kell megtervezni, melyet az MSZ EN 1990 szabvány D melléklete előírásainak alkalmazása révén lehet igazolni. Kísérlettel segített tervezés alkalmazásával elsősorban a szerkezetek ellenállásának meghatározási módja pontosítható, az anyagjellemzők, a modellparaméterek vagy az ellenállási jellemzők tervezési értékeinek kísérleti meghatározása révén. Ugyanakkor kísérlettel segített tervezés alkalmazható valós forgalmi adatokon alapuló fáradásvizsgálat céljából is.

3.2.4. Megbízhatósági szintek és megbízhatósági osztályok

Ezen előírásrendszer lehetővé teszi különböző megbízhatósági szintek definiálását és ezek alkalmazását a tervezésben, mely gyakorlati szempontból hatással van a szerkezetek méretezési igénybevételeinek nagyságára. A megbízhatósági szintek meghatározása történhet

- kárhányad szerinti osztályozás (CC),
- megbízhatósági index szerinti osztályozás (RC),
- parciális tényezők értékei szerinti osztályozás

alapján, mely osztályok egymásnak általában megfeleltethetők.

Egy adott szerkezet megbízhatósági szintjének megválasztásakor általában a következő tényezőket kell figyelembe venni:

- a tönkremenetel elérésének lehetséges okát és/vagy módját,
- a tönkremenetel lehetséges következményeit, tekintettel az emberi élettel, a sérülésekkel és a várható anyagi kárral kapcsolatos kockázatra,
- a tönkremenetel forgalomtechnikai következményeit (pl. vonalhálózat fontossága, lehetséges kerülő útvonal az országos hálózatban) és társadalmi következményeit,
- a tönkremenetel kockázatának csökkentéséhez szükséges költségeket és eljárásokat.

A kárhányad szerinti osztályozás (CC) figyelembe veszi a tartószerkezeti tönkremenetel vagy a működésben bekövetkezett zavar következményeit. A besorolást a 3.1. táblázat szerint lehet megtenni, melynek alapja a tartószerkezet vagy a tartószerkezeti elem tönkremenetel szempontjából megítélt jelentősége.

A szerkezeti kialakítástól és a tervezés során hozott döntésektől függően az egyes tartószerkezeti elemek tartozhatnak ugyanazon, magasabb vagy alacsonyabb kárhányad szerinti osztályba is, mint a teljes tartószerkezet.

A kárhányad szerinti osztályok (CC1, CC2 és CC3) összekapcsolhatók három megbízhatósági osztállyal (RC1, RC2 és RC3), melyek alapján a 3.2. táblázatban megadott K_{FI} szorzótényezővel kell módosítani a hatás oldali parciális tényezők értékeit a tartós tervezési állapotokban. A K_{FI} tényezőt csak a kedvezőtlen hatások esetén szabad figyelembe venni.

3.1. táblázat – A kárhányad szerinti osztályok meghatározása (Megfelel az MSZ EN 1990 szabvány B1. táblázatának)

Kárhányad szerinti osztály	Leírás
CC3	Nagy veszteség emberéletben, vagy a gazdasági, társadalmi, környezeti következmények rendkívül jelentősek
CC2	Közepes veszteség emberéletben, a gazdasági, társadalmi, környezeti következmények számottevőek
CC1	Kis veszteség emberéletben, a gazdasági, társadalmi, környezeti következmények nem jelentősek, vagy elhanyagolhatóak

Megjegyzés: A CC3 kategóriába jellemzően gépjármű-közlekedésre alkalmas Duna- és Tisza-hidak és a vasúti fővonalak feletti hidak sorolandók be. A többi híd általában a CC2 kategóriába tartozik. Völgyhidak és a zsáktelepülések gépjárművel való megközelítését szolgáló közúti hidak esetén a konkrét híd CC2 vagy CC3 kárkategória szerinti besorolását a reziliencia (a funkció pótolhatóságának, helyreállítási lehetőségének) szempontjai alapján kell eldönteni.

3.2. táblázat – A hatásokra vonatkozó K_{FI} tényező (Megfelel az MSZ EN 1990 szabvány B3. táblázatának)

	Megbízhatósági osztály		
	RC1	RC2	RC3
A megbízhatósági osztályhoz tartozó kárhányad szerinti osztály	CC1	CC2	CC3
K_{FI}	0,9*	1,0	1,1

Megjegyzés: * de $K_{FI} \cdot \gamma \geq 1,0$

Megjegyzés: Amennyiben független ellenőrzés készül a szerkezetre, az RC3 megbízhatósági osztály esetén is a $K_{FI} = 1,0$ érték alkalmazható

A megbízhatósági osztályok az ellenállás oldali parciális tényezők módosításával is figyelembe vehetők, de ezt az eljárást a gyakorlatban általában nem alkalmazzák, az ellenállás meghatározási módja a megbízhatósági osztályoktól független (kivéve a fáradásvizsgálatokat).

A megbízhatósági osztályokhoz tartozó tervellenőrzési és helyszíni ellenőrzési szinteket a 3.3. táblázat és a 3.4. táblázat foglalja össze.

3.3. táblázat – Tervellenőrzési szintek (DSL) (Megfelel az MSZ EN 1990 szabvány B4. táblázatának)

Tervellenőrzési szintek	Jellemzők	Ajánlott minimális követelmények a számítások, a tervlapok és a műszaki leírások ellenőrzéséhez
DSL3 az RC3-mal összhangban	Kibővített ellenőrzés	Független ellenőrzés: a tervezőtől független szervezet által végzett ellenőrzés
DSL2 az RC2-vel összhangban	Szokásos ellenőrzés	A működési szabályzat szerinti felelős tervezőtől független személyek által végzett ellenőrzés
DSL1 az RC1-gyel összhangban		Önellenőrzés: a tervező által végzett ellenőrzés

3.4. táblázat – A helyszíni ellenőrzés szintjei (IL) (Megfelel az MSZ EN 1990 szabvány B5. táblázatának)

A helyszíni ellenőrzés szintje	Jellemzők	Követelmények
IL3 az RC3-mal összhangban	Kibővített ellenőrzés	Független ellenőrzés
IL2 az RC2-vel összhangban	Szokásos ellenőrzés	A működési szabályzat keretei közötti ellenőrzés
IL1 az RC1-gyel összhangban		Önellenőrzés

3.2.5. Fontossági osztályok földrengési hatások esetén

A szeizmikus analízishez a hidakat fontossági osztályba kell sorolni. A híd fontossági osztályát (az osztályba sorolási kritériumok relevanciáját az adott híddal kapcsolatban) a beruházó/megrendelő, jellemzően az üzemeltető és az illetékes hatóság határozza meg. Az alkalmazható fontossági osztályokat, a besorolási szempontokat és az egyes osztályokhoz tartozó fontossági tényező értékét az MSZ EN 1998-2 szabvány 2.1.(4)P és 2.1.(6) szakaszai, és ugyanezen szabvány nemzeti mellékletének NA2.3. pontja adják meg.

A közúti és vasúti hidak általában a II. fontossági osztályba tartoznak.

A III. fontossági osztályba azon hidak tartoznak, melyek kiemelt jelentőségűek a kapcsolattartás szempontjából, különösképpen a földrengést követő időszakban; amelyek tönkremenetele várhatóan sok emberélet elvesztésével jár; továbbá azok a nagy jelentőségű hidak, melyek esetén a szokásosnál hosszabb tervezési élettartamra van szükség.

Megjegyzés: A híd osztályba sorolási kritériumainak tisztázása érdekében javasolt kikérni a Belügyminisztérium, a Honvédelmi Minisztérium, a területileg illetékes rendőrkapitányság, a Terrorelhárítási Központ, az Országos Mentőszolgálat és az Országos Katasztrófavédelmi Főigazgatóság véleményét.

3.3. Tartósság és robusztusság

A tartószerkezetet úgy kell megtervezni, hogy a tervezési élettartam során fellépő elhasználódás következtében a tartószerkezet teljesítőképessége – az adott környezeti feltételek és az előirányzott fenntartás mellett – ne csökkenjen a szabványos szint alá.

Robusztus szerkezet tervezésére kell törekedni. A robusztusság növelése érdekében például – amennyiben adottak arra a körülmények – a határozatlan szerkezetek tervezését előnyben lehet részesíteni a határozott szerkezetekkel szemben (pl. töbttámaszú tartó kéttámaszú tartók sorozata helyett). A robusztusság a kockázati hatás fellépésének egyéb intézkedéssel történő elkerülésével,

megakadályozásával (például megfelelő magasságba épített szerkezet, ütközőkapu létesítése) is elérhető.

3.4. Tervezési élettartam

Tervezéskor minden olyan hatást figyelembe kell venni, ami a szerkezet tervezési élettartama alatt bekövetkezhet (pl. áthaladt járművek száma és terhelése, forgalomváltozás, vízállásváltozás, meteorológiai terhek, agresszív környezet, pl. vegyi üzem).

Az erőtani és használati követelmények igazolása során a következő tervezési élettartamokat kell figyelembe venni, ahol a kategóriákat a beruházó/megrendelő/üzemeltető határozza meg:

- állandó jellegű hidaknál (kivéve fahidak): 100 év,
- állandó jellegű fahidaknál: 50 év,
- félállandó jellegű hidaknál: 15 év,
- provizóriumoknál (ideiglenes hidaknál): 5 év.

Jogszabályi véleményezésre 2024. október 24

4. MODELLEZÉS ÉS ANALÍZIS KÖVETELMÉNYEI

4.1. Modellezési alapelvek

A tartószerkezetek erőtani számítását három szinten lehet elvégezni:

- globális erőtani vizsgálat,
- tartószerkezeti elemek vizsgálata,
- szerkezeti részlet lokális vizsgálata.

Globális erőtani vizsgálat alatt egy tartószerkezeten fellépő, a tartószerkezetre működtetett hatásokkal egyensúlyban lévő és a geometriai jellemzőktől, a tartószerkezet kialakításától és az anyagjellemzőktől függő, összetartozó belső erők és nyomatékok vagy feszültségek meghatározását értjük.

Tartószerkezeti elemek és szerkezeti részletek vizsgálatán egy szerkezeti elemnek, vagy szerkezeti részletnek a globális modelltől elkülönített erőtani vizsgálatát értjük.

Az erőtani számítást és ellenőrzést el lehet végezni kézi számítások és numerikus számítások (modell) alkalmazásával is.

Az erőtani számításnak tartalmaznia kell minden olyan hatást, ami a szerkezet erőjátékát számottevően befolyásolja (pl. külpontosságok, szerkezeti elemek térbeli viselkedése, híd ferdesége).

4.2. Szerkezetek numerikus modellezése

Amennyiben a szerkezet erőtani számítása numerikus modell alkalmazásával történik, a modellezést általában az ebben a fejezetben megadott elvek szerint, a szeizmikus tervezési állapot vizsgálata esetén az MSZ EN 1998 szabványban és a jelen előírás 6.2.1.2. pontjában foglalt elvek szerint kell végrehajtani, és az alkalmazott numerikus modellezési szintet össze kell hangolni az alkalmazott méretezési eljárással.

4.2.1. Talajkörnyezet és felszerkezet kapcsolatának modellezése

4.2.1.1. Általános elvek

A (híd)szerkezetek tervezését minden esetben együtt kell kezelni a talajkörnyezet vizsgálatával. A modellezésben a talajkörnyezetet, a geotechnikai szerkezeteket és hatásokat a következő módokon lehet figyelembe venni:

- meghatározzák a szerkezetekkel érintkező talajról a szerkezetre ható erőket, nyomásokat vagy elmozdulásokat, figyelembe véve a szerkezetek valószínűsített mozgásait, és azok geotechnikai hatásként kerülnek a modellbe;
- a felszerkezet, az alépítményi és alapozási szerkezet, valamint a környező talaj kölcsönhatását modellelemekkel (rugókkal) működtetik a (fel)szerkezet modelljében, így a geotechnikai hatások ezen keresztül megjelennek a szerkezeten;
- a két megközelítés kombinációjában a talajkörnyezet egyes hatásait teherként viszik a modellbe, másokat a kölcsönhatást leíró modellelemen keresztül vizsgálnak.

A modellezésbe a talajkörnyezet hatásai bevihetők geotechnikai hatásként (teherként vagy elmozdulásként), melyek értékeit hagyományos földstatikai vagy geodinamikai és geohidraulikai számításokkal az MSZ EN 1997-1 előírásai alapján kell meghatározni. Ezeknek a számításoknak az elvégzése geotechnikai feladat, beleértve a számítási mód megválasztását és a talajjellemzők karakterisztikus értékeinek felvételét.

Ha a szerkezeteket a talaj-szerkezet kölcsönhatást figyelembe vevő modellezéssel, pl. rugalmas ágyazású szerkezetként méretezik, a felsorolt hatások számszerű meghatározása elhagyható.

Elegendő megfelelő módon bevinni a modellbe a szerkezetek talajkörnyezetét, és a modellből kimenő adatként csak a szerkezetek igénybevételeit és elmozdulásait kell kivenni. Ez esetben geotechnikai feladatnak tekinthető a talajmodell előállítás, pl. a rugalmas ágyazás paramétereinek megállapítása vagy a talaj végeselemes modellezése (anyagmodell és modellparaméterek).

A kétféle számítási módszer kombinálható is.

Ezen elveknek megfelelően a talajkörnyezet és a hidak modellezésének négy lehetséges szintje van:

- a felszerkezet, az alépítmény és az alapozás külön-külön vizsgálata,
- a felszerkezet és az alépítmény egy modellben, az alapozás külön vizsgálata,
- a felszerkezet külön vizsgálata, az alépítmény és az alapozás egy modellben vizsgálata,
- a három szerkezet rész vizsgálata egyetlen modellben.

A hidak három szerkezet részének teljesen elkülönített vizsgálata a legegyszerűbb eljárás. A szokványos szerkezetek esetében ez alkalmazható, az 1. geotechnikai kategóriába sorolt hidak esetében feltétlenül megengedett, de a 2. kategóriába sorolt hidakra is használható, ha a talajkörnyezet kedvező (pl. kellően merev az altalaj), ezért (vissza)hatásai a szerkezetre nem meghatározóak. Ilyenkor a felszerkezet modelljébe az alépítmény fix támaszként vihető be, és hozzá az altalaj összenyomódásából származó süllyedést elmozdulásként lehet megadni, vagy a támaszoknál megadhatók a felszerkezetre működő erőjellegű geotechnikai hatások. Az alépítmények méretezésekor a felszerkezet és az alapozás fix támaszként jelenhet meg, amihez elmozdulás- és erőjellegű hatás kapcsolódhat. Az alépítményre hatásként kell felvinni a földnyomás-jellegű geotechnikai hatásokat.

A felszerkezet és az alépítmény közös modellezése az alapozás külön méretezésével a 2. geotechnikai kategóriájú hidakra ajánlott módszer. A felszerkezet és az alépítmény közös modelljébe a talajt a talaj-szerkezet kölcsönhatást leíró rugóként lehet bevinni, melynek paramétereit az alapozás vizsgálata alapján lehet megadni a geotechnikai szabványok szerint. Az alépítményre hatásként kell ráterhelni a földnyomásokat.

A felszerkezet külön, és az alépítmény és az alapozás együttes vizsgálata elsősorban akkor indokolt, ha a hídfő egészének és az ahhoz közeli közbenső támasz alapozásának a részletes vizsgálata szükséges, mert az altalaj, az alapozások, a hídfő szerkezet, valamint az elő- és háttöltés bonyolult kölcsönhatásának pontosabb ismerete elengedhetetlen a gazdaságos és biztonságos tervezéshez. Az alépítményt és az alapozást ilyenkor célszerű egyetlen végeselemes modellezéssel méretezni. A felszerkezet modelljébe ilyenkor az alépítmény, az alapozás és a talajkörnyezet komplex kölcsönhatását a végeselemes modelljük alapján megadható rugókkal lehet bevinni.

A felszerkezet, az alépítmény és az alapozás egyetlen modellben való vizsgálatának egyszerűbb formája, ha a talajt rugókkal modellezik, fejlettebb módja, ha a modellbe még a talajkörnyezetet is beviszik (rugalmas feltér modellel). A 3. geotechnikai kategóriába sorolt hidak esetében ezt az eljárást lehet indokolt követni. A talajt modellező rugók paramétereit hagyományos földstatikai megfontolások, végeselemes számítások vagy próbaterhelések alapján lehet felvinni.

4.2.1.2. A szeizmikus tervezési állapot vizsgálatára vonatkozó elvek

Amennyiben a talajnak vagy az alapozásnak a szeizmikus hatásokból származó deformációi a merev megtámasztás esetéhez képest több mint 20 százalékkal növelik a pillérek tetőpontjának elmozdulásait, úgy a talaj-szerkezet interakciót figyelembe kell venni.

Ennek módja lineáris analízis esetén:

- ajánlott módszer: a talaj és az alapozás rugalmasságának hatása általában figyelembe vehető lineáris rugók segítségével;
- alternatív módszer: amennyiben a globális modell tartalmazza az alapozást is, a talaj viselkedésének hatását az alapozáson alkalmazott megfelelő ágyazás alkalmazásával kell figyelembe venni.

Fejlettebb modellezési szinten a globális modell tartalmazza a szerkezetet és az azt körülvevő talaj modelljét is, ilyen modell esetében csak nemlineáris analízis alkalmazható. Ilyen esetben szakértői vélemény szükséges a modell megfelelőségének vizsgálatára.

Az ágyazási tényezők vagy a helyettesítő rugómerevségek meghatározásakor a talaj dinamikus jellemzőit kell figyelembe venni. Lineáris analízis esetén a földrengési terhek szintjéhez tartozó effektív (húr-) merevséget kell figyelembe venni. Összetett alapozási rendszer esetén meg kell határozni az egyes komponensek merevségeit, a mobilizálódó teherátadási módokat és a modellnek a kialakuló szeizmikus teher szintjén létrejövő teherátadási mechanizmust kell tükröznie. A talajkörnyezetre ható terhek meghatározásában az MSZ EN 1997-1 előírásai mérvadóak. Az alapozás, és a talaj állékonyságának ellenőrzését az MSZ EN 1997-1 szabványban előírt módon kell elvégezni.

4.2.2. Geometriai modellek

4.2.2.1. Általános előírások

A kidolgozott numerikus modellnek – tipikusan végeeselemes modellnek – a vizsgált szerkezet szerkezeti viselkedését nagy megbízhatósággal kell reprezentálnia. Ez alapvetően függ a választott numerikus modell típusától (rúd-, héj- vagy testelemes modell) és az alkalmazott végeeselemes háló méretétől. A végeeselemes számítás végrehajtható a teljes szerkezetre vagy annak egy részletére is külön-külön.

Az alkalmazott végeeselemes hálózatnak lehetőség szerint egyenletesnek és szabályosnak kell lennie és követnie kell a szerkezet valós geometriáját. Az alkalmazott végeeselemes hálózat sűrűsége az alkalmazott vizsgálati módszer és határállapot igényeinek és követelményeinek függvényében veendő fel. Az alkalmazott végeeselemes hálózat (elemtípus, hálóméret) pontossága modellverifikációval igazolandó.

A numerikus modellben a geometriai és anyagjellemzőket a névleges értékükkel kell felvenni az igénybevételek és a teherbírás karakterisztikus értékeinek meghatározásához.

Azon helyeken, ahol feszültségkoncentrációs zóna alakul ki a numerikus modellben (pl. lemezek, rudak találkozása, csomópontok környezete, erőbevezetések és támaszok környezete), a végeeselemes hálózat sűrítése javasolt. A feszültségkoncentráció lehet fizikai („valós”) feszültségkoncentráció vagy numerikus szingularitás. A méretezésben a fizikai feszültségkoncentrációt az alkalmazott határállapottal összhangban általában figyelembe kell venni. A numerikus szingularitás a számítások során általában elhanyagolható. Ennek érdekében a feszültségkoncentráció típusa minden esetben meghatározandó az alábbi elv alapján: jellemzően a végeeselemes hálózat sűrítésével a numerikus szingularitás maximális értéke nő, kiterjedése csökken, míg a fizikai feszültségkoncentráció értéke csak kismértékben változik.

4.2.2.2. Rúdmodellek alkalmazása

A rúdmodell hálózati vonalát a keresztmetszetek súlyvonalában kell definiálni, vagy megfelelő külpontosság megadásával kell garantálni a tényleges szerkezeti viselkedés valóság-hű modellezését. Rúdmodellek alkalmazása esetén a numerikus modellnek tartalmaznia kell a kapcsolatok valóság-hű szerkezeti viselkedését is (pl. merevségi jellemzőit), de ideális csukló vagy befogás is feltételezhető, amennyiben a kapcsolat méretezésénél ez tekintetbe van véve.

Amennyiben a rúdmodellel térbeli stabilitási ellenállást (kifordulás, elcsavarodó kihajlás, térbeli elcsavarodó kihajlás stb.) vagy gátolt csavarásból származó feszültségeloszlást kell meghatározni, akkor hét szabadságfokú rúdelemeket kell alkalmazni (melyek az öblösödés hatását is kezelik).

A rúdmodellekben a csuklókat és kapcsolatokat a szerkezetben lévő tényleges helyükre kell helyezni és a külpontos bekötésekből származó hatásokat is figyelembe kell venni. Ettől csak abban az esetben lehet eltérni, ha az elhanyagolás a vizsgált szerkezeti elem szempontjából a biztonság oldalán tett közelítés.

Rúdmodellek alkalmazása esetén – amennyiben releváns – a nyírási deformáció hatását (shear lag hatást) is figyelembe kell venni.

4.2.2.3. Héjmodell alkalmazása

Héjmodellek alkalmazása során a modellezett felületek középsíkjában kell a végelemeket felvenni, vagy biztosítani kell, hogy az esetleges külpontosságok megfelelő módon figyelembe legyenek véve. Kapcsolatoknál lévő külpontosságok, és a lemezvastagság miatti külpontosságok csak abban az esetben veendők figyelembe a modellben, amennyiben azok érdemben befolyásolják a szerkezet viselkedését, feszültségeloszlását.

4.2.2.4. Testmodell alkalmazása

Testmodellek általában olyan szerkezetek vagy szerkezeti elemek vizsgálatára alkalmazandók, melyek esetén teherbírási határállapotban jelentős mértékű harántkontrakció (pl. csavarok), vagy (vastag lemezek esetén) a vastagság mentén jelentősen változó feszültségeloszlás tud kialakulni, és ennek számottevő hatása van a szerkezeti viselkedésre, melyet a numerikus modellben figyelembe kívánnak venni.

Testmodellek alkalmazásakor a vastagság mentén is szükséges diszkretizáció, melynek pontosságát konvergenciavizsgálattal kell igazolni. Testelemek általában csomópontként három szabadságfokkal (eltolódási szabadságfokok) rendelkeznek, amit figyelembe kell venni a modellen alkalmazott teher- és támaszmodellek alkalmazásakor.

4.2.3. Teher- és támaszmodellek

4.2.3.1. Általános előírások

A numerikus modellen alkalmazott peremfeltételeket úgy kell megválasztani, hogy azok valósághűen és a biztonság oldalán modellezzék a szerkezet tényleges megtámasztási és terhelési viszonyait.

4.2.3.2. Támaszmodell

Az alkalmazott megtámasztásoknak reprezentálniuk kell a valós szerkezet tényleges megtámasztásait, mind a viselkedés, mind megtámasztási irányok és merevség szempontjából.

Minden olyan helyre megtámasztás definiálandó, ahol tényleges megtámasztás vagy megtámasztó szerkezeti elem kapcsolódik a modellhez. Amennyiben nem a teljes szerkezet szerepel a modellben, a csatlakozó szerkezeti elemek helyén alkalmazott megtámasztásoknak kellő pontossággal kell reprezentálniuk a csatlakozó szerkezet vagy a talajkörnyezet merevségét és megtámasztó hatását.

A megtámasztásokat össze kell hangolni az alkalmazott végelemek csomóponti szabadságfokaival. Kiemelt figyelmet kell fordítani a héjmodellek és testmodellek esetén a csuklók megfelelő kialakítására, mivel egy él folytonos (több ponton alkalmazott) csuklós megtámasztása is eredményezheti a szerkezet teljes, vagy részleges befogását. Erre különösen érzékenyek a numerikus modellek nemlineáris számítás esetén.

Megjegyzés: Numerikus modell méretcsökkentésének (és így a számítási idő csökkentésének) egyik célszerű módja a szimmetrikus szerkezetek esetén szimmetriafeltétel alkalmazása. Megjegyzendő azonban, hogy csak abban az esetben alkalmazható szimmetriafeltétel, ha a szerkezet, az alkalmazott teher- és támaszmodell is szimmetrikus, ami hídszerkezetek esetén ritkán fordul elő.

4.2.3.3. Tehermodell

A numerikus modellen alkalmazott terheknek azonos hatást kell eredményezniük, mint a szerkezetre ható, a modellben szereplő fizikai („valós”) terheknek. A szerkezetre ható terhet minden esetben össze kell hangolni a modellben alkalmazott végelemek szabadságfokaival.

A tehermodellt az alkalmazott analízistípussal összhangban kell alkalmazni (elmozdulás- vagy erővezérelt terhelés formájában). Ennek elsősorban időfüggő vagy nemlineáris vizsgálatoknál van jelentősége. Lineáris számításnál a teher jellege általában megadja az alkalmazás módját is (pl. támaszmozgás esetén elmozdulásvezérelt terhelés, önsúly és forgalmi terhek esetén általában erővezérelt terhelés alkalmazandó), de a két terhelési típus egy numerikus modellben kombinálható is. Lineáris számítás esetén a két terhelési mód közti különbség általában elhanyagolható nagyságú.

A numerikus modellben alkalmazott terhekből, teheresetekből a 6. fejezet szerinti teherkombinációkat kell képezni a megfelelő módosító tényezők, parciális tényezők és kombinációs (egyidejűségi) tényezők alkalmazásával.

4.2.4. Anyagmodellek

Lineáris erőtani számítás során az anyagokra vonatkozóan lineáris feszültség-alakváltozás összefüggéseket kell alkalmazni. Ezeket, valamint az anyagi nemlineáris számítás esetén alkalmazott nemlineáris anyagmodelleket az anyagspecifikus előírások szerint kell felvenni.

Azon numerikus modellekben, melyeken numerikus tervezési számításokat (ld. 4.2. ábra) hajtanak végre, az anyagjellemzőket a névleges értékükkel kell felvenni.

A numerikus modell validációja során, vagy numerikus szimuláció (ld. 4.2. ábra) alkalmazása esetén az anyagjellemzők mért, vagy átlagos értékét kell alkalmazni.

4.2.5. Imperfekciók

Amennyiben a numerikus modellben imperfekciók alkalmazására van szükség, az alkalmazott imperfekcióknak a geometriai és szerkezeti (sajátfeszültségekre vonatkozó) imperfekciókat is tartalmazniuk kell. A numerikus modellben a következő imperfekciók alkalmazására van lehetőség:

- a tökéletes szerkezet geometriájának módosításával geometriai imperfekciók, továbbá a gyártástechnológiának megfelelő sajátfeszültségek alkalmazása,
- a tökéletes szerkezet geometriájának módosításával helyettesítő (ekvivalens) geometriai imperfekció alkalmazása, mely – egy megnövelt amplitúdó révén – tartalmazza a geometriai imperfekciók és a sajátfeszültségek hatását is.

A geometriai vagy a helyettesítő geometriai imperfekciók a következő módon alkalmazhatók a numerikus modellen:

- a szerkezeti elemen mért imperfekt alak formájában (csak geometriai imperfekció esetén alkalmazható),
- az anyagspecifikus szabványokban a vizsgált szerkezet típusra megadott és a vizsgált tönkremeneteli módnak megfelelő imperfekciós alakok formájában, a tökéletes szerkezet geometriájának módosításával (vagy elmozdulásterher alkalmazásával),
- stabilitási sajátalak formájú imperfekciós alak alkalmazásával, mely jellemzi a vizsgált tönkremeneteli módot (több különböző sajátalak formájú imperfekció is szuperponálható a modellen).

Nemlineáris számítások során minden vizsgált (vagy a nemlineáris számítással helyettesített) tönkremeneteli alaknak megfelelő imperfekciót tartalmaznia kell a numerikus modellnek. Amennyiben több helyettesítő geometriai imperfekciót is alkalmaznak a modellen, imperfekciókombinációkat kell a számítás során képezni, melyek közül a legkisebb teherbírást adó kombinációt kell mértékadónak tekinteni. Mindig egy fő (kiemelt) imperfekciónak és több egyidejű imperfekciónak kell szerepelnie a kombinációban. Az imperfekciókombinációk képzési szabályai szerkezeti típustól és a szerkezet anyagától függően különbözőek lehetnek, melyet az anyagspecifikus előírások előírásai adnak meg.

Amennyiben geometriai és szerkezeti (sajátfeszültségekre vonatkozó) imperfekciókat is alkalmaznak a modellen, a különböző geometriai imperfekciókra nem kell alkalmazni a kombinációképzési szabályokat, minden imperfekciót a karakterisztikus értékével kell figyelembe venni. Az imperfekciók irányát úgy kell megválasztani, hogy a legkisebb teherbírást adódjon a számítás végeredményeként. Amennyiben ennek eldöntése nem egyértelmű, a számítást javasolt több különböző imperfekcióiránnyal is elvégezni. A nemlineáris számítás során minden tönkremeneteli módnak megfelelő helyettesítő geometriai imperfekciót alkalmazni kell a numerikus modellen. A helyettesítő geometriai imperfekciók általában modellezhetők az imperfekció alakjának

megfelelő helyettesítő imperfekciós teherrel is. Az imperfekciók fajtái és értékei anyagfüggők, így azok értékeit az anyagspecifikus előírások tartalmazzák.

4.2.6. Analízis

4.2.6.1. Általános előírások

Amennyiben a szerkezetre működő teher és a szerkezet válasza (igénybevételek, feszültségek, deformációk) közti kapcsolat lineáris, a szerkezeti viselkedést lineárisnak, az erőtani számítást lineáris analízisnek nevezzük. Amennyiben a terhelés és a szerkezet válasza közötti kapcsolat nemlineáris, a szerkezetet nemlineáris szerkezetnek, az erőtani számítást nemlineáris analízisnek nevezzük. A nemlinearitás okai a következők lehetnek:

- a) nagy elmozdulások és/vagy alakváltozások (geometriai nemlinearitás),
- b) nemlineáris feszültség-alakváltozás összefüggés (anyagi nemlinearitás),
- c) megtámasztottsági vagy érintkezési változás (topológiai/kontakt nemlinearitás).

Lineáris számítás esetén alkalmazható a szuperpozíció elve és a számítás végeredménye minden esetben út- és időfüggetlen. Nemlineáris számítás esetén a szuperpozíció elve nem alkalmazható, minden teherkombinációra külön számítást kell végrehajtani.

Geometriai nemlineáris számítás elvégzéséhez az alkalmazott szoftvernek alkalmasnak kell lennie a nagy elmozdulások és/vagy alakváltozások modellezésére.

Topológiai nemlinearitás általában a numerikus modellben alkalmazott kontaktfelületek státuszának megváltozása következtében jön létre, mely összefüggésben van a nagy alakváltozásokkal és/vagy elmozdulásokkal.

Anyagi nemlinearitás az anyagmodell nemlineáris feszültség-alakváltozás összefüggésének következtében alakul ki. Az anyagi nemlineáris számítás során általában rugalmas-képlékeny anyagmodelleket kell alkalmazni, melyeknél definiálni kell a felkeményedés mértékét és típusát is.

4.2.6.2. Analízistípusok

4.2.6.2.1. Általános elvek

A numerikus modellben alkalmazandó analízisszint a vizsgálandó szerkezettől és a vizsgált méretezési módszertől függ. Az alkalmazott méretezési eljárás függvényében a 4.1. táblázatban felsorolt analízistípusok közül kell egyet vagy többet alkalmazni.

4.1. táblázat – Analízistípusok

Analízis típusa	Alakváltozás elmozdulás	Anyagmodell	Geometria
Lineárisan rugalmas analízis (LA)	lineáris	lineárisan rugalmas	tökéletes
Lineáris elágazási pont keresése (LBA)	nemlineáris		
Anyagi nemlineáris analízis (MNA)	lineáris	nemlineáris	
Geometriai nemlineáris analízis (GNA)	nemlineáris	lineárisan rugalmas	imperfekt
Anyagi és geometriai nemlineáris analízis (GMNA)		nemlineáris	
Geometriai nemlineáris analízis imperfekció alkalmazásával (GNIA)		lineárisan rugalmas	
Anyagi és geometriai nemlineáris analízis imperfekció alkalmazásával (GMNIA)		nemlineáris	

Lineárisan rugalmas analízis (LA)

A lineárisan rugalmas analízis a szerkezet viselkedését a kis elmozdulások és alakváltozások elvének alkalmazásával lineárisan rugalmas anyagmodell alapján vizsgálja, tökéletes szerkezeti geometria feltételezésével. Lineárisan rugalmas analízist a szerkezet igénybevétel- és feszültségeloszlásának meghatározására lehet általában alkalmazni, amennyiben az anyagspecifikus szabványokban megadott karcsúsági vagy első sajátértékre megadott kritériumok az adott szerkezet esetén teljesülnek.

Lineáris elágazási pont keresése (LBA)

A lineáris elágazási pont keresése (sajátérték-feladat megoldása) egy olyan analízis, mely a szerkezet stabilitási sajátértékeit és a hozzájuk tartozó sajátalakokat határozza meg a tökéletes szerkezeti geometria és a kis elmozdulások, de nagy alakváltozások elvének alkalmazásával.

Anyagi nemlineáris analízis (MNA)

Az anyagi nemlineáris analízist a geometriailag tökéletes szerkezeten kell végrehajtani nemlineáris anyagmodell használatával, a kis elmozdulások és alakváltozások elvének alkalmazásával. A számítás végeredménye a szerkezet képlékeny teherbírása.

Geometriai nemlineáris analízis (GNA)

A geometriai nemlineáris analízist a geometriailag tökéletes szerkezeten kell végrehajtani lineárisan rugalmas anyagmodell alkalmazásával és nagy elmozdulások és/vagy alakváltozások figyelembevételével. A számítás végeredménye a tökéletes szerkezet nemlineáris igénybevétel-eloszlása és/vagy a szerkezet rugalmas stabilitási ellenállása.

Anyagi és geometriai nemlineáris analízis (GMNA)

Az anyagi és geometriai nemlineáris analízist geometriailag tökéletes szerkezeten kell végrehajtani nagy alakváltozások figyelembevételével és nemlineáris anyagmodell alkalmazásával. A GMNA analízis és a GMNIA analízis eredményeinek összehasonlítása a szerkezet imperfekcióérzékenységére vonatkozólag ad információt.

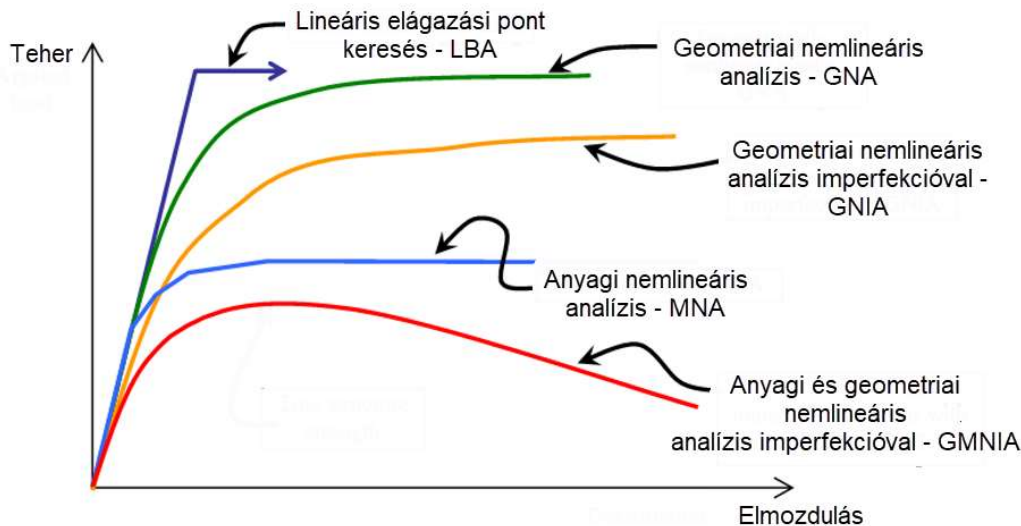
Geometriai nemlineáris analízis imperfekció alkalmazásával (GNIA)

A geometriai nemlineáris imperfekt analízist az imperfekcióval módosított geometriájú szerkezeten kell végrehajtani lineárisan rugalmas anyagmodell alkalmazásával és nagy alakváltozások figyelembevételével. A GNIA analízis az imperfekt szerkezeten keletkező, geometriai nemlinearitás figyelembevételével meghatározható igénybevételek, feszültségek és elmozdulások meghatározására alkalmazható.

Anyagi és geometriai nemlineáris analízis imperfekció alkalmazásával (GMNIA)

Az anyagi és geometriai nemlineáris imperfekt analízist (más néven ún. közvetlen teherbírás-vizsgálatot) az imperfekcióval módosított geometriájú szerkezeten kell végrehajtani nemlineáris anyagmodell alkalmazásával és nagy alakváltozások figyelembevételével. Ez az analízis információt ad a szerkezet valós szerkezeti viselkedéséről. A számítás végeredménye a szerkezet teher-elmozdulás diagramja (nemlineáris egyensúlyi útja), melyből a 7.2. pontban ismertetett módon a teherbírás karakterisztikus és tervezési értéke meghatározható.

A különböző analízistípusok várható eredményét és jellemző teher-elmozdulás diagramjait a 4.1. ábra mutatja be.



4.1. ábra – Különböző analízistípusok grafikus bemutatása

4.2.6.2.2. A szeizmikus tervezési állapot vizsgálata esetén alkalmazandó analízistípusok

A szeizmikus tervezési állapot vizsgálata esetén alkalmazandó analízistípusokat és azok alkalmazásának módját az MSZ EN 1998 szabvány adja meg.

4.2.7. Alkalmazandó szoftver, modellverifikáció és -validáció

Az alkalmazott szoftvernek igazoltan alkalmasnak kell lennie az alkalmazott modellszint és analízistípus követésére. A numerikus modell és eredményeinek helyessége a modell verifikációjával és validációjával igazolandó.

A modellverifikáció azt igazolja, hogy a numerikus megoldás a pontos matematikai megoldás kellően pontos közelítése. A verifikáció azt bizonyítja, hogy a numerikus modell megfelelően lett implementálva és alkalmazva, és ellenőrzi az alkalmazott végelemek érzékenységét és igazolja annak megfelelőségét.

A modellvalidáció a numerikus számítási eredményeknek kísérleti eredményekkel, vagy széles körben elfogadott, pontos analitikus eredményekkel való összehasonlítása. A modellvalidáció azt igazolja, hogy a numerikus modell megfelelően követi a vizsgált szerkezet fizikai viselkedését és megfelelően alkalmazható a vizsgált tönkremeneteli mód meghatározására. A modellvalidáció minden vizsgált tönkremeneteli mód esetére végrehajtandó.

A numerikus modell verifikációja és validációja részben vagy teljesen átfedésben lehet. Általában először a numerikus modell verifikációját kell végrehajtani, igazolva az alkalmazott végelemek, a diskretizáció és alkalmazott analízis megfelelőségét. A modellvalidáció a második lépés, amelyben a számítás eredményét a valós fizikai jelenséggel hasonlítják össze.

Amennyiben a modellt numerikus tervezési számításokra és szabványos tervezési esetek ellenőrzésére (olyan tönkremeneteli módok vizsgálatára, melyekre szabványos kézi számítási

eljárások is rendelkezésre állnak) alkalmazzák, a modellverifikáció és -validáció a korábbi, hasonló modellek tapasztalatai alapján igazolható.

Amennyiben a modellt olyan numerikus tervezési számításokra alkalmazzák, melyeket további empirikus méretezési eljárások alkalmazása egészít ki [pl.: lineáris számítások (LA, LBA), valamint geometriai nemlineáris és anyagilag lineáris számítások (GNA, GNIA)], akkor nincs szükség a numerikus modell szerkezeti viselkedés alapú validációjára, de szükséges a numerikus modell verifikációja. Amennyiben a numerikus modellt közvetlen teherbírás-vizsgálatra, vagy numerikus szimulációra használják, a numerikus modellt validálni és verifikálni is szükséges.

A modellverifikáció lépései:

- konvergenciavizsgálat (háló-érzékenységvizsgálat),
- imperfekció-érzékenységvizsgálat (amennyiben releváns),
- bemenő adatok érzékenységvizsgálata (amennyiben releváns),
- számítás eredményeinek tervezői ellenőrzése és megfelelőségének igazolása.

A konvergenciavizsgálat célja az alkalmazott végelelemháló alkalmazhatóságának igazolása. A vizsgálatok során arról kell meggyőződni, hogy a hálóméret nem befolyásolja érdemben a számított teherbírást, vagy igénybevételeket/alakváltozásokat, az alkalmazott végelelemháló sűrűsége megfelelő. A konvergenciavizsgálatot több különböző hálóméret alkalmazásával kell elvégezni, majd a számítások eredményeit (számítási mennyiségeket) össze kell hasonlítani egymással a hálóméret függvényében. Amennyiben a hálóméret finomításával a vizsgálat szempontjából releváns számítási eredményben (pl. igénybevétel, lehajlás, feszültség stb.) nincs számottevő változás [a különbség nem haladja meg az 5 százalékot (a numerikus feszültségkoncentrációs zóna kivételével)], az alkalmazott végelelemháló, sűrűsége igazoltnak tekinthető.

Az imperfekcióérzékenység-vizsgálat célja az, hogy a tervező megvizsgálja és ellenőrizze, hogy a vizsgált tönkremeneteli mód milyen mértékben függ az alkalmazott imperfekcióktól és mennyire érzékeny azokra, és megbizonyosodjon arról, hogy a szerkezet gyártási sajátosságainak és toleranciáinak megfelelő nagyságú imperfekciót alkalmazta a számításban a megfelelő előjellel. Imperfekcióérzékenység-vizsgálatot csak a közvetlen teherbírásvizsgálat és numerikus szimuláció alkalmazása során szükséges végezni.

A bemenő adatok érzékenységvizsgálatának az a célja, hogy a tervező ellenőrizze, hogy a számítás eredménye mennyire érzékeny a numerikus modell bemenő adataira. Ezt a vizsgálatot csak abban az esetben kell elvégezni, ha a numerikus modellnek van olyan paramétere, melyre vonatkozóan a tervezőnek nincs korábbi tapasztalata, vagy valamelyik bemenő paraméter (pl. talajjellemzők) potenciális érzékenysége veszélye fennáll.

A számítás eredményeinek tervezői ellenőrzésére és megfelelőségének igazolására minden numerikus modell esetén szükség van. A tervezőnek kézi számítással, vagy korábbi modellek tapasztalatai alapján ellenőriznie kell a modell főbb statikai mennyiségeit (pl. igénybevételek nagyságrendje, előjele) és mérnöki szemlélet alapján igazolnia kell a numerikus modell statikai szempontból megfelelő működését (pl. alakváltozási ábrák, igénybevételi ábrák alakja).

A modellvalidáció lépései:

- összehasonlítás egy korábban már ismert szerkezet teherbírásának számítása alapján („benchmark” szerkezet alapján),
- modellbizonytalanság meghatározása.

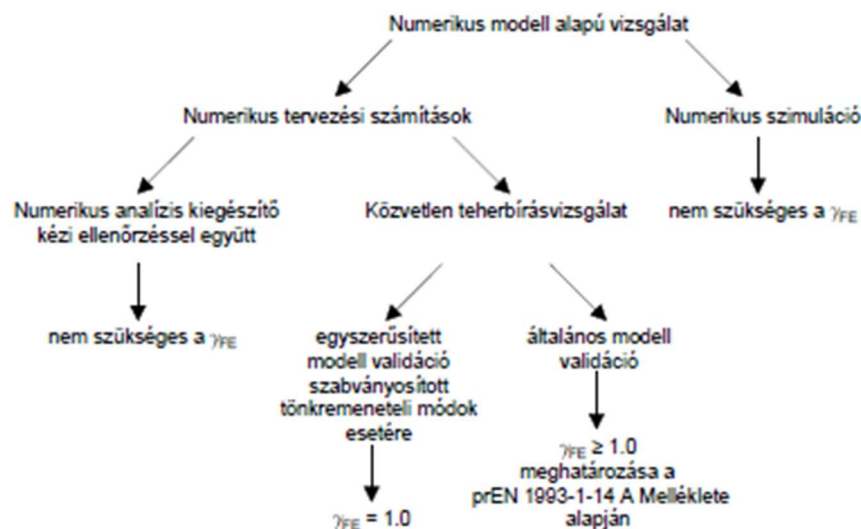
A „benchmark” szerkezet teherbírásának újraszámítása a modell validációja során azt a célt szolgálja, hogy a tervező igazolja, hogy az általa alkalmazott numerikus modellel és analízistípussal kellő megbízhatósággal és pontossággal meghatározható a vizsgált szerkezet teherbírása és modellezhető a szerkezeti viselkedése. Ennek igazolása egy ismert (analitikus) szerkezeti ellenállás, vagy – kellő részletességgel dokumentált – laboratóriumi kísérlet újraszámításával tehető meg az alkalmazott numerikus modellel egyenértékű numerikus modellen.

Amennyiben a numerikus modellt a teherbírás karakterisztikus értékének közvetlen meghatározására vagy fáradásvizsgálatra alkalmazzák, akkor a benchmark esetekkel való összehasonlítás kiváltható hasonló modellek tapasztalatai alapján való igazolással is. A validált numerikus modellen ezután meghatározandóak a modell megbízhatóságát jellemző mennyiségek. A modellvalidáció legmagasabb szintje a sztochasztikus analízissel végrehajtott vizsgálat, melyben minden modellparaméternek külön valószínűségi eloszlása és jellemzői vannak. Amennyiben ilyen analízis végrehajtására nincs kapacitás, a numerikus modell megbízhatósága a modellfaktor (γ_{FE}) alkalmazásával is jellemezhető. A modellfaktornak (γ_{FE}) figyelembe kell vennie a numerikus modell és az alkalmazott analízis bizonytalanságait, melyeket az egyéb szabványos biztonsági tényezők nem vesznek figyelembe. A modellfaktor értéke és alkalmazási módja függ az alkalmazott numerikus modelltől és tervezési módszertől, melyet a 4.2. ábra mutat be.

A numerikus szimuláció a laboratóriumi kísérletek helyettesítésére vagy kiegészítésére alkalmazható, a számítás végeredménye a teherbírás várható értékét adja meg, így a modellfaktor (γ_{FE}) alkalmazására ebben az esetben nincs szükség, mivel a számítások után a parciális tényezőt statisztikai számítások alapján kell meghatározni.

Amennyiben a modellt olyan numerikus tervezési számításokra alkalmazzák, melyeket további empirikus méretezési eljárások alkalmazása egészít ki [pl.: lineáris számítások (LA, LBA), valamint geometriai nemlineáris és anyagilag lineáris számítások (GNA, GNIA)], akkor nincs szükség a modellfaktor (γ_{FE}) alkalmazására, mivel az empirikus méretezési formulák és a hozzájuk tartozó parciális tényezők magukban foglalják a modellezési bizonytalanságok figyelembevételét.

Amennyiben a numerikus modellt közvetlen teherbírás-vizsgálatra használják, a numerikus modell bizonytalanságát a modellfaktor alkalmazásával kell figyelembe venni. Szabványosított tönkremeneteli módok és egyszerűsített modellvalidáció alkalmazása esetén a modellfaktor (γ_{FE}) értéke 1,0 értékre vehető fel. Minden más esetben a modellfaktor (γ_{FE}) értéke statisztikai kiértékelés alapján határozható meg.



4.2. ábra – Modellfaktor (γ_{FE}) alkalmazása

5. TERHELŐERŐK ÉS HATÁSOK

5.1. Hatások osztályozása, csoportosítása, értelmezése

A hatások időbeli változásuk szerinti csoportosítása:

- állandó hatások (G),
- esetleges hatások (Q),
- rendkívüli hatások (A).

A hatásokat meg kell különböztetni

- a) származásuk szerint: közvetlen vagy közvetett hatások,
- b) térbeli változásuk szerint: rögzített vagy nem rögzített hatások és
- c) jellegük és/vagy a szerkezeti válasz alapján: statikus vagy dinamikus hatások.

A hatásokat tehermodellek alkalmazásával kell figyelembe venni, melyek a hatás karakterisztikus vagy tervezési értékét és elrendezését adják meg.

Az egyes hatások karakterisztikus vagy tervezési értékei a hatások leírásánál vannak megadva.

A több összetevőből álló hatások esetén a hatás karakterisztikus értékét általában értékcsoportokkal kell megadni, melyeket az erőtani vizsgálatban egyenként kell figyelembe venni.

A szabványokban megadott tehermodellek nem valós terhelést és forgalmat reprezentálnak, hanem általában statisztikai jellegűek és a műtárgy tervezési élettartama alatt korlátozott meghaladási valószínűségi értékeket jelentenek. Például közúti hidak forgalmi terheinek karakterisztikus értéke általában ezer év visszatérési idejű terhet (azaz ötven év alatt 5% meghaladási valószínűségű terhet), vagy egy névleges teherértéket reprezentál. A gyalogoshidak forgalmi terheinek karakterisztikus értéke általában névleges érték, mely egy emberi sokaság által okozott hatásokat írja le. Vasúti és közúti villamosvasúti hidak főtartószerkezeteinek vizsgálatánál figyelembe veendő forgalmi tehermodellek a vasúti, és a közúti villamosvasúti forgalomban részt vevő járművek adatain alapuló determinisztikus jellegű modellek.

Meteorológiai jellegű hatások esetén (szélhatás, hőmérsékleti hatás) a karakterisztikus érték (egy évnél hosszabb tervezési állapot esetén) az egy éves referencia-időszakhoz tartozó, 2 százalékos meghaladási valószínűségű érték (mely ötven éves visszatérési időnek felel meg). Ettől eltérő tervezési élettartamú szerkezetek esetén a karakterisztikus értékeket az adott tervezési élettartamnak megfelelően kell átszámítani.

A rendkívüli hatásokat szintén tehermodellek reprezentálják, melyeket egyenértékű statikus terhek formájában megadott tervezési értékek definiálnak.

A műtárgy tervezési élettartama alatt várható fejlesztésekből származó többletterheket (pl. zajárnyékoló fal, gyalogjárdakonzol, villamos felsővezeték stb.) már a létesítés tervezése során figyelembe kell venni, az üzemeltető előírása és adatszolgáltatása alapján.

Az ezen előírásban megadott tehermodellek – külön erre vonatkozó megjegyzés hiányában – állandó jellegű műtárgyakra vonatkoznak, azok reprezentatív értékeit definiálják. Nem végleges jellegű műtárgyak tervezése esetén a végleges jellegű műtárgyakra vonatkozó tehermodellek alkalmazandók, de a forgalmi terhek terhelési osztályba sorolási tényezője és a meteorológiai hatások az egyes teherfajták leírásánál megadott módon csökkenthetők.

5.2. Állandó és tartós jellegű hatások

Állandó jellegű terhelőerőn és hatáson olyan hatást kell érteni, mely a műtárgy tervezési élettartama során nagy valószínűséggel működik és nagyságának időbeni változása elhanyagolható, vagy ez a változás – egy bizonyos, előre definiálható határérték eléréséig – mindvégig monoton. Amennyiben az állandó hatás változékonysága elhanyagolható, akkor annak karakterisztikus értékét a várható értékkel szabad azonosnak tekinteni (G_k). Ha az állandó hatás változékonysága nem hanyagolható el (pl. földnyomás), akkor egy alsó ($G_{k,inf}$) és egy felső ($G_{k,sup}$) karakterisztikus értéket kell meghatározni a hatás változékonyságának mértékétől függően. Általában megfelelő, ha az alsó karakterisztikus értéket az 5 százalékos, a felső karakterisztikus értéket a 95 százalékos kvantilisben határozzák meg, normálosztás feltételezésével. Erre vonatkozó adatok hiányában általában a

$$G_{k,inf} = 0,95 \cdot G_k \text{ és } G_{k,sup} = 1,05 \cdot G_k$$

összefüggések alkalmazhatók.

Hidak esetén – ha ilyen fellép, akkor – állandó hatásként általában

- a tartószerkezeti és nem tartószerkezeti elemek önsúlyát,
- a földnyomást,
- a víznyomást (talajvíznyomás, áramlási nyomás),
- a támaszmozgásokat,
- az időben lejátszódó lassú alakváltozások (a beton zsugorodása és kúszása, az acélok relaxációja) következményeit,
- a feszítést,
- a saruellenállást

kell figyelembe venni.

5.2.1. Önsúly

A műtárgyon lévő tartószerkezeti és nem tartószerkezeti elemek önsúlyának G_k karakterisztikus értékét az anyagok névleges térfogatsúlyai és a névleges geometriai méretek alapján kell meghatározni. Ha az önsúly egyes összetevői (pl. a nem tartószerkezeti elemek önsúlya) esetén a térfogatsúlyok vagy a geometriai méretek bizonytalansága számottevő, akkor az önsúly adott összetevőjére az alsó ($G_{k,inf}$) és felső ($G_{k,sup}$) karakterisztikus értékeinek az alkalmazása szükséges.

Az építmény önsúlyát és azon állandóan vagy tartósan elhelyezett egyéb elemek (pl. vizsgálókocsi, vizsgálóállvány, zajárnyékoló fal, közművezeték, védőberendezés) súlyát a műszaki terv szerinti méretük és elhelyezésük alapján kell figyelembe venni. Szállításra szolgáló közművezetéknel a szállított anyag súlyát is figyelembe kell venni. Az építőanyagok és a föld térfogatsúlyát a vonatkozó nemzeti szabványok (MSZ EN 1991-1-1 és MSZ EN 1997-1) szerint kell számításba venni.

A burkolatok térfogatsúlya a következő értékekkel vehető számításba:

- betonburkolat: 25 kN/m³,
- hengereltaszfalt burkolat: 24 kN/m³,
- öntöttaszfalt burkolat: 25 kN/m³,
- epoxibeton (epoxihabarcs) burkolat: 22 kN/m³,

A közúti villamos vasúti pálya önsúlya egy vágányra vonatkozóan az 5.1. táblázat, 5.2. táblázat és 5.3. táblázat adataiból számítható:

5.1. táblázat – A vasúti pálya fajlagos önsúlyadatai

Megnevezés	Sínrendszer		
	MÁV 48	54EI	60EI
Sín pár, kN/m	1,0	1,1	1,2
Kapcsolóelem, kN/m	0,7	0,9	0,9
Szögacél terelőelem-pár kapcsolóelemmel, kN/m	1,0		
Terelő sín pár kapcsolóelemmel, kN/m	1,7	2,0	2,1
Keresztalj:	–		
• hídfa, kN/m	2,6		
• fa kereszt- és hosszalj, kN/m	1,9		
• (feszített) vasbetonalj, kN/m	4,8		
Zúzottkő ágyazat, kN/m ³	20,0		
Fenntartási anyagok és eszközök, kN/m	2,0		

5.2. táblázat – A közúti villamosvasutak pályáiban leggyakrabban használt sín párok fajlagos súlya, kN/m

Sínrendszer			
Vályússín	Tömbsin	Vályússín	
51R1	B3	57R1	59R1
1,03	1,08	1,15	1,18

5.3. táblázat – DV-SILENT típusú rezgéscsillapító ágyazati gumilemezek fajlagos súlya, kN/m²

A/20	B/20	A/30	B/30
16,0	18,0	24,0	27,0

A nem tartószerkezeti elemek (pl. burkolat) vagy a terepszint alatt lévő szerkezetek (pl. átereszek) feletti feltöltés sűrűségének figyelembevételekor általában egy alsó és egy felső karakterisztikus értéket kell alkalmazni, ha az anyag konszolidációja, telítődése vagy a jellemzőiben bekövetkező egyéb változás a használat során játszódik le.

Ha a hidakon lévő vízszigetelés, a burkolatok és az egyéb fedőrétegek vastagsága jelentősen változhat, akkor az ezek önsúlyához tartozó alsó és felső karakterisztikus érték meghatározásakor általában a teljes vastagság névleges vagy egyéb előírt értékétől való eltérést kell figyelembe venni. Egyéb előírás hiányában ezt az eltérést célszerű ± 20 százalékra felvenni, ha a névleges vastagság tartalmaz egy utólagosan elkészített fedőréteget, és $+40$ százalékra és -20 százalékra, ha nem tartalmaz ilyen fedőréteget. Zúzottkő ágyazat esetén e helyett a tervezett ágyazatvastagság 10 centiméteres vastagítását kell figyelembe venni.

Az elektromos kábelek, a csővezetékek és a gépészeti vezetékek átvezetéséhez készült vezetékcsatornák önsúlyát általában egy alsó és egy felső karakterisztikus értékkel kell figyelembe venni.

Egyéb nem tartószerkezeti elemek, mint pl.:

- vezetőkorrólátok, biztonsági korlátok, mellvédek, szegélykövek és egyéb hídtartozékok,
- dilatációs szerkezetek, merevítések,
- üregképző elemek

önsúlyának karakterisztikus értékét célszerű – egyéb előírás hiányában – a névleges értékkel azonosnak tekinteni.

5.2.2. Földterhek

A függőleges és vízszintes irányú földterheket az MSZ EN 1997-1 szabvány előírásai alapján kell meghatározni. A földterhek meghatározásakor kiemelt figyelmet kell fordítani a terhelt szerkezet és a talajkörnyezet abszolút és relatív elmozdulásaira.

A függőleges földterhek meghatározásakor figyelembe kell venni, hogy a tartószerkezetekre (cölöpök, cölöpösszefogók, síkalapok, boltozatok stb.) a takarásból számíthatónál nagyobb terhelés adódhat, ha a környező talaj függőleges elmozdulása a tartószerkezeténél nagyobb.

A vízszintes földnyomások értékének meghatározásakor a terhelt szerkezet elmozdulási lehetőségeire kell kiemelt figyelmet fordítani. A földnyomást az altalaj és a felszerkezet egymáshoz képesti elmozdulási képességének függvényében kell megállapítani. A földnyomások meghatározhatók

a feltételezett elmozdulásokhoz rendelhető, ismert talajmechanikai számításokkal megállapított értékekkel (aktív, passzív, nyugalmi földnyomás),

numerikus modellezéssel.

A vízszintes földnyomások meghatározásakor a talajjellemzők változékonyságára tekintettel kell lenni. Emiatt sok esetben indokolt lehet a földnyomás alsó ($G_{k,inf}$) és felső ($G_{k,sup}$) karakterisztikus értékeinek az alkalmazása.

5.2.3. Víznyomás

A víz által előidézett hatások a víznyomás nagyságának időbeli változásától függően lehetnek állandó és/vagy esetleges hatások is.

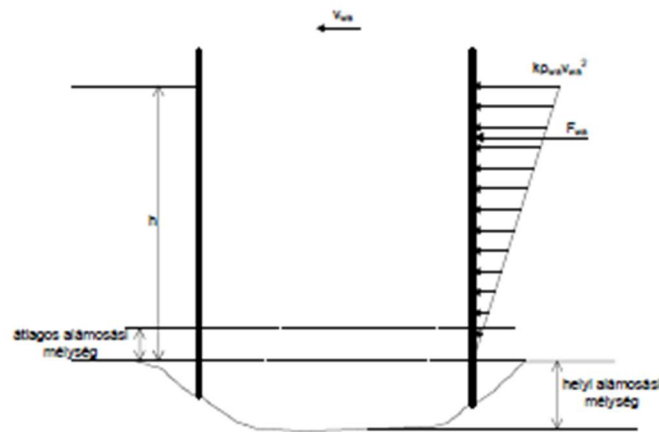
A víznyomásból származó terhek tervezési (szélső) értékeit a vízszintek és a vízsebességek megfelelő (szélső)értékeinek figyelembevételével kell meghatározni.

5.2.3.1. Talajvíznyomás

A talajvíznyomás karakterisztikus és tervezési értékének megállapításakor számításba kell venni mind a felszíni vizek, mind a talajvíz szintjét. A tartószerkezeteket terhelő talajvíznyomás értékeit a fizikailag lehetséges vízszintek figyelembevételével kell meghatározni.

5.2.3.2. Az áramló víz nyomása

A tartószerkezetet (pl. hidpillért) tartósan körülvevő áramló víz esetén a víz áramlásából származó, felületre merőleges irányú áramlási nyomást (és ennek a vizsgált műtárgyon számított F_{wa} eredőjét) az 5.1. ábra szerint kell meghatározni.



5.1. ábra – Víz alatti szerkezetekre ható áramlási nyomás és áramlási erő (Megfelel az MSZ EN 1991-1-6 szabvány 4.1. ábrájának)

$$F_{wa} = \frac{1}{2} k \rho_{wa} v_{wa}^2 h b$$

ahol:

v_{wa} – átlagos vízsebesség a vízmélység mentén átlagolva, m/s,

ρ_{wa} – a víz sűrűsége, kg/m³,

h – vízmélység, a helyi kiüregelődési mélység nélkül, m,

b – a szerkezet áramlási irányra merőleges szélessége, m,

k – alaki tényező, melynek értéke:

– $k = 1,44$ négyszög alakú,

– $k = 0,70$ áramlási irány felől kör alakú tartószerkezet esetén,

egyéb esetben szakirodalmi adatok, vagy hidraulikai számítás alkalmazható.

A fenti áramlási nyomást az áramlás tartósságától függően állandó és esetleges hatásként is figyelembe lehet venni. Ha fennáll az uszadékfelhalmozódás veszélye, vizsgálni kell a felvízi oldalon előálló vízszintemelkedésből származó víznyomást is.

5.2.4. Altalajsüllyedések, támaszmozgások

A tervezés során a hidak támaszainak várható süllyedéseire és ez alapján az egyes támaszok között fizikailag lehetséges süllyedéskülönbségekre tekintettel kell lenni. Az egyes támaszok közötti relatív süllyedéskülönbségeket minden esetben a vizsgált hatás szempontjából legkedvezőtlenebb kombinációnak megfelelően kell feltételezni. Ha a süllyedések kialakulása során a felszerkezet statikai váza változik, akkor a támaszsüllyedésnek csak azt a részét kell figyelembe venni, mely a tartószerkezetben igénybevételt okoz (pl. építés során változó statikai váz esetén), vagy a tartószerkezet alakját befolyásolja.

A felszerkezet talajsüllyedés miatti egyenlőtlen támaszsüllyedéseit általában állandó hatásnak kell tekinteni, mivel elsősorban az állandó terhek és a háttöltés süllyedései okozzák. A statikailag határozatlan felszerkezetű hidak tervezésekor az altalaj összenyomódása miatt bekövetkező (függőleges) elmozdulások meghatározásának módja alapvetően függ a felszerkezet, az alátámasztások és az azt körülvevő talajkörnyezet modellezésének a módjától.

Amennyiben az alkalmazott tartószerkezeti modell a talajkörnyezettel való kapcsolat leírását nem tartalmazza, akkor az altalajt helyettesítő (fix) támaszokkal modellezett hídszerkezet reakcióiból meghatározott elmozdulásokat a hídszerkezet modelljében a támaszokon terhelő alakváltozásként (támaszmozgásként) kell működtetni. A támaszsüllyedések nagyságát általában egy $d_{set,i}$ (i a különálló alaptestek száma) értéksorral lehet leírni, mely a különálló alaptestek közötti, vagy az alapozások egyes részei közötti süllyedéskülönbséget adja meg azonos referenciasíkhöz viszonyítva. Értékeit geotechnikai számítások alapján az MSZ EN 1997 szabvány előírásai szerint lehet meghatározni, figyelembe véve a szerkezet építési módját és az esetleges időben lejátszódó folyamatokat (pl. konszolidáció). Amennyiben a számított süllyedések és a felszerkezet kölcsönhatása indokolja (pl. statikailag határozatlan felszerkezet, lineáris tartományon kívülre eső talajviselkedés), a hídszerkezet modellje és a geotechnikai számítások közötti iteráció szükséges mindaddig, amíg a reakcióerők és a támaszsüllyedések összhangba nem kerülnek egymással.

A támaszmozgásokat a felszerkezet teherbírási és használhatósági határállapotaira külön-külön kell meghatározni. A teherbírási határállapotok vizsgálata során az alapok süllyedését a $d_{set,i,d}$ tervezési értékkel kell számításba venni, míg a használhatósági határállapotok vizsgálatokor az elmozdulások $d_{set,i,k}$ karakterisztikus értékét kell figyelembe venni.

Amennyiben a felszerkezet – akár hossz-, akár keresztirányban – fokozottan érzékeny az egyenlőtlen támaszsüllyedésekre (pl. folytatólagos töbttámaszú felszerkezet, szekrénykeresztmetszet), akkor a legkedvezőtlenebb hatás létrejötté szempontjából kiválasztott két különálló alaptesten vagy egy különálló alapozás két részén alkalmazandó támaszsüllyedésekből ($d_{set,i}$) adódó süllyedéskülönbségeket egy $\Delta d_{set,i}$ komponens alkalmazásával növelni kell. Ez az érték a süllyedések felvételének bizonytalanságát veszi figyelembe, értékét a geotechnikai számítások eredményeivel összhangban kell felvenni.

Amennyiben az alkalmazott numerikus modell figyelembe veszi a talajkörnyezet és a tartószerkezet kölcsönhatását, (pl. rugalmasan ágyazott szerkezeti modell, vagy ha a talajkörnyezetet és a hídszerkezetet közös modellben vizsgálják), akkor a modellben alkalmazott támaszsüllyedés-terhek mértékét geotechnikai számítások alapján kell felvenni. A szerkezet fokozott érzékenységet a süllyedéskülönbségekre ebben az esetben is figyelembe kell venni.

5.2.5. Lassú alakváltozások

A beton zsugorodásából és kúszásából származó lassú alakváltozások mértékét és azoknak a tartószerkezet erőjékára gyakorolt hatásait az e-UT 07.01.14 előírás szerint kell figyelembe venni. A feszítőacélok relaxációjának hatását általában csak a feszítőerő aktuális értékének meghatározásakor kell figyelembe venni az e-UT 07.01.14 előírás szerint.

5.2.6. Feszítés

A feszítést általában olyan állandó hatásként kell figyelembe venni, mely a tartószerkezetre működtetett ellenőrzött mértékű erők és/vagy alakváltozások következtében jön létre, értékét az anyagspecifikus szabványok előírásai szerint kell meghatározni. Ha ez lényeges, a különböző feszítési módokat egymástól meg kell különböztetni (pl. feszítőbetétekkel létrehozott feszítés, támaszmozgatással létrehozott feszítés).

A teherbírási határállapotok vizsgálata során általában elegendő egyetlen, az effektív (hatásos) feszítőerő várható értékén $[P_{m,t}(x)]$ alapuló karakterisztikus értéket (P_k) alkalmazni, azaz

$$P_k = P_{m,t}(x)$$

ahol:

$P_{m,t}(x)$ – a feszítőerő várható értéke a feszítőerő szerkezetre való hatásának időpontjától számított t időpontban és a vizsgált helyen (a feszítés helyétől mért x távolságban).

A feszítőerő tervezési értékét (P_d) az adott határállapot jellegétől függő mértékű parciális tényezővel kell képezni.

A használhatósági határállapotok vizsgálata során a hatásos feszítőerő mértékének esetleges bizonytalanságait általában figyelembe kell venni. Erre való tekintettel a feszítőerő alsó ($P_{k,inf}$) és felső ($P_{k,sup}$) karakterisztikus értékét kell alkalmazni. A feszítőerő alsó és felső karakterisztikus értéke:

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t}(x) \text{ és } P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m,t}(x)$$

ahol:

$P_{m,t}(x)$ értelmezését ld. fent. Az r_{sup} és az r_{inf} értékeit előfeszítés, vagy tapadásmentes feszítés esetén 1,05-re, és 0,95-re, tapadásos utófeszítés esetén pedig 1,10-re, és 0,90-re ajánlott felvenni.

A feszítőerő változékonysága figyelmen kívül hagyható, amennyiben a feszítőerő relatív szórása kicsi és a feszített tartó nem nagyon érzékeny a feszítő hatás változékonyságára.

Megjegyzés: A relatív szórás kicsinek tekinthető, ha legfeljebb 5–10% közötti értékű.

A előregyártott feszített tartókkal épülő sűrűbordás vasbeton felszerkezetek és általában az üzemben előregyártott feszített hídgerendák nem érzékenyek a feszítő hatás változékonyságára.

Külső kábeles feszítés esetén a feszítésnek a tartószerkezet alakváltozása miatt megváltozott külpontosságára is tekintettel kell lenni.

5.2.7. Saruellenállás

A mozgó saruk ellenállásából származó (vízszintes) erőket az alépítmények és a felszerkezet tervezésénél figyelembe kell venni. A saruellenállást akkor kell állandó jellegű hatásnak tekinteni, ha az más, állandó jellegűnek tekintett hatás (pl. zsugorodás) következtében jön létre, az egyéb hatások (pl. hőmérséklet-változás) következtében létrejövő saruellenállás esetleges hatásnak tekintendő (ld. az 5.3.7. pontban).

A saruellenállásból származó vízszintes támaszerők tehermentesítő hatását csak alapos körültekintéssel és indoklással szabad figyelembe venni abban az esetben, ha biztosítható, hogy az a vizsgált körülmények között (pl. egyenlőtlen súrlódási tényezők, vagy mechanikai kapcsolatok alkalmazása miatt) mindenképpen ki is alakul.

A súrlódási hatásból származó vízszintes erők tervezési (szélső) értékeit a súrlódási tényezők alsó (μ_{inf}) és felső (μ_{sup}) tervezési értékeinek megfelelő megválasztásával lehet figyelembe venni.

A mozgó saruk súrlódási tényezőjének karakterisztikus értékét (μ) nem gyári termékek esetén a következőképpen ajánlott felvenni:

- csúszósúrlódás:

acél és acél között:	0,40
beton és kő, illetve beton és beton között:	0,75
acél és beton között:	0,60
- PTFE és UHWPE csúszófelület esetén (ha a felületi nyomás legalább 20 N/mm²), az e-UT 07.03.11 útmutatása az irányadó,
- gördülősúrlódás:

acél és acél között:	$6/d \geq 0,002$,
----------------------	--------------------

 (ahol d a saruhenger átmérője, mm)

Gyári termékek esetén a súrlódási tényezőt a gyártó által megadott adatok alapján kell figyelembe venni.

Műgumi saruk esetén a saruellenállásból származó vízszintes támaszerőket a várható mozgások, a saru geometriai méretei, a függőleges teher és a műgumi anyagának a gyártó által megadott jellemzői alapján kell meghatározni. Erre vonatkozó pontosabb adatok hiányában 60 ± 5 Shore-fok keménységű műgumi esetén a nyírási rugalmassági modulus *5.4. táblázatban* szereplő értékeit lehet figyelembe venni:

5.4. táblázat – 60 ± 5 Shore-fok keménységű műgumi nyírási rugalmassági modulusai

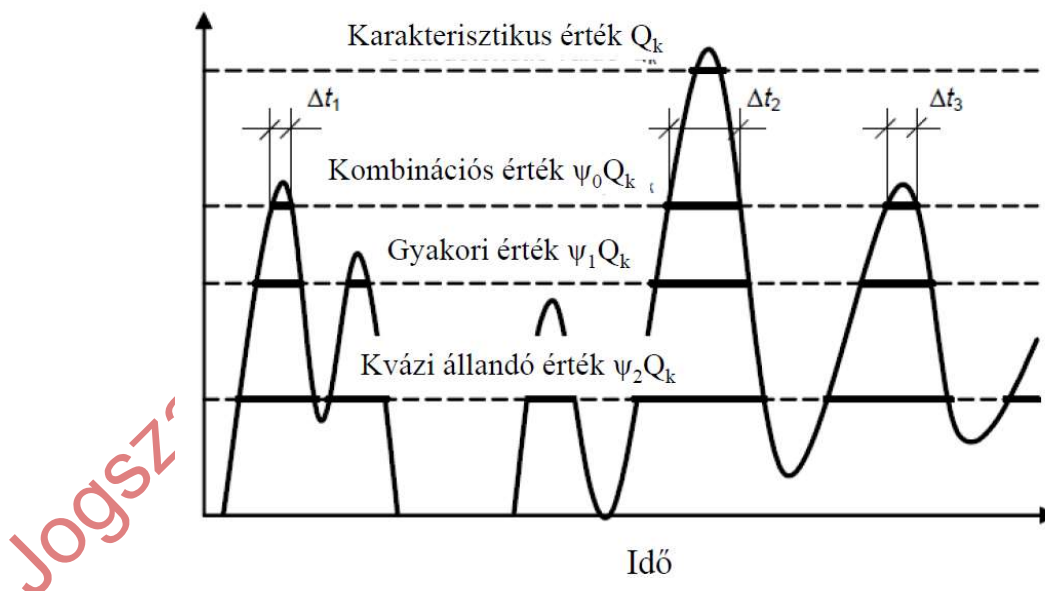
Teherfajta	Nyírási rugalmassági modulus, N/mm ²	
	$\pm 0^\circ \text{ C}$ felett	$\leq -25^\circ \text{ C}$ esetén
Állandó, illetve tartós jellegű terhelés esetén	0,9	$\leq 2,7$
Rövid ideig tartó terhelés (pl. fékezőerő, szél) esetén	1,8	$\leq 5,4$

5.3. Esetleges jellegű hatások

Egy esetleges hatásnak (Q) négy reprezentatív értéke van, melyek a meghaladási valószínűség mértékében különböznek egymástól. Ezek a következők:

- karakterisztikus érték: Q_k
- kombinációs érték: $\psi_0 Q_k$
- gyakori érték: $\psi_1 Q_k$
- kvázi-állandó érték: $\psi_2 Q_k$,

ahol a ψ_0 , ψ_1 és ψ_2 az esetleges hatás különböző előfordulási gyakoriságainak megfelelő módosító tényezők. Az egyes reprezentatív értékek értelmezését ld. a 5.2. ábra.



5.2. ábra – Esetleges hatások reprezentatív értékei

Az esetleges hatások karakterisztikus értéke:

- egy felső érték, melyet a hatás az előírt referencia-időszak alatt adott valószínűséggel nem halad meg, vagy
- egy alsó érték, melynél a hatás egy előírt referencia-időszak alatt adott valószínűséggel nem kisebb, vagy

- egy névleges érték, mely abban az esetben írható elő, ha a statisztikai eloszlásfüggvény nem ismert.

A kombinációs értéket más esetleges hatásokkal való egyidejűség figyelembevételére esetén kell alkalmazni, a gyakori érték az adott hatás üzemszerű működési körülmények között fellépő mértékét modellezi, míg a kvázi-állandó érték a hatás tartós részének figyelembevételére szolgál.

Az előírás hatálya alá tartozó hidak tervezésekor esetleges hatásként

- a tartós és ideiglenes tervezési állapotok vizsgálata során
 - a hidak, és a hídfők mögötti földművek függőleges és vízszintes irányú (közúti, gyalogos/kerékpáros, közúti villamosvasúti) forgalmi terheit,
 - a fáradást okozó függőleges irányú forgalmi terheket, hatásokat,
 - a meteorológiai hatásokat (szélhatás, hőmérsékleti hatások),
 - a saruellenállást,
 - az áramló víz, a hullámverés, a jég és az uszadék felhalmozódása miatti hatásokat,
 - az építési terheket;
- a rendkívüli és szeizmikus tervezési állapotokban
 - a hidak, és a hídfők mögötti földművek függőleges és vízszintes irányú (közúti gyalogos/kerékpáros, közúti villamosvasúti) forgalmi terheit,
 - a meteorológiai hatásokat (szélhatás, hőmérsékleti hatások),
 - a saruellenállást,
 - az áramló víz, a hullámverés, a jég és az uszadék felhalmozódása miatti hatásokat

kell figyelembe venni.

Az előírás hatálya alá eső hidak tervezésekor hőterhet általában nem kell figyelembe venni. Indokolt esetben (pl. fedett hidak, vagy ideiglenes állapot során) a hőterhet az MSZ EN 1991-1-3 szerint kell figyelembe venni.

A közúti és vasúti hidak melletti támfalak tervezéséhez – általában a közút, vasút, önálló gyalogos vagy kerékpárút töltését megtámasztó támfalak tervezéséhez – általában az ebben az előírásban megadott forgalmi tehermodelleket és teherértékeket kell alkalmazni.

Megjegyzés: Néhány modell esetében az előírás feltételeket határoz meg. Földbe ágyazott szerkezetek, támfalak, alagutak és ideiglenes szerkezetek tervezésekor az e-UT 07.01.13–15 és e-UT 07.01.18 előírások helyett más előírásokra lehet szükség. A kiegészítő előírásokat az említett szerkezetekkel foglalkozó utógyműszaki előírások tartalmazzák.

5.3.1. Közúti forgalmi terhek

5.3.1.1. Alkalmazási terület

Az e pontban előírt tehermodelleket általában 200 méternél kisebb terhelt hosszúságú közúti hidak tervezéséhez kell alkalmazni. A 200 m megfelel annak a legnagyobb terhelt hosszúnak, melyet az LM1 tehermodell kalibrálásánál figyelembe vettek. A 200 méternél nagyobb terhelt hossz esetén a tervezés során figyelembe veendő tehermodelleket – az építető egyetértésével – lehet megállapítani.

Megjegyzés: Terhelt hosszon az adott vizsgálat szempontjából mértékadóan leterhelt hatásábra-hosszat kell érteni.

Az LM1 tehermodell alkalmazása 200 méternél nagyobb terhelt hossz esetén általában a biztonság oldalán van.

A forgalmi modellek és az azokhoz kapcsolódó előírások a szokásos körülmények között előre látható összes olyan forgalmi helyzetet (azaz bármelyik sávon mindkét irányban előálló mindazon forgalmi feltételeket, melyeket a közúti forgalom előidézhethet) leírják, melyeket a tervezés során figyelembe kell venni. Az útépités helyszínén fellépő terhek (pl. földmunkagépek, földszállító

tehergépjárművek stb. következtében), továbbá a helyszíni vizsgálatok és a próbaterhelések során fellépő különleges terhek hatásait a tehermodellek nem tartalmazzák, így azokat, ha szükséges, a névleges értékükkel megegyező karakterisztikus értékkel kell figyelembe venni.

5.3.1.2. A hatások leírása

A közúti forgalom terhei, beleértve a személy- és tehergépjárműveket, valamint a különleges járműveket (pl. ipari szállítójárművek), függőleges és vízszintes, statikus és dinamikus erőket okoznak. A szabványos tehermodellekben a dinamikus hatás figyelembe van véve, ezért csak bizonyos szerkezeti részleteknél (pl. dilatáció környezetében) szükséges kiegészítő dinamikus tényező figyelembevétele.

A w útpályaszélességet általában a kiemelt szegélyek között (a kiemelt szegély figyelembe vehető legkisebb magassági mérete 70 mm), vagy a közúti visszatartó rendszerek belső síkjai között kell mérni. Ebbe nem tartozik bele sem a középső elválasztó sávban rögzített közúti visszatartó rendszerek vagy kiemelt szegélyek közötti távolság, sem ezen közúti visszatartó rendszerek szélességi mérete. Az útpályán elhelyezkedő névleges forgalmi sávok szélessége (w_l) és azok lehetséges legnagyobb száma (n_l) az adott útpályán az 5.5. táblázatban található.

5.5. táblázat – Névleges forgalmi sávok száma és szélessége

Útpályaszélesség, w	A névleges forgalmi sávok száma	A névleges forgalmi sávok szélessége, w	A fennmaradó terület szélessége
$w < 5,4$ m	$n_l = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_l = 1$	$\frac{w}{2}$	0
6 m $\leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \cdot n$

Megjegyzés: Például 11 m szélességű útpálya esetén $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, a fennmaradó terület szélessége, $11 - 3 \cdot 3 = 2$ m

Változó útpályaszélesség esetén a névleges forgalmi sávok számát általában az 5.5. táblázat szerinti elvek alapján kell meghatározni.

Ha az egy hídfelszerkezeten lévő útpályát egy középső elválasztó sáv fizikailag két részre osztja, akkor:

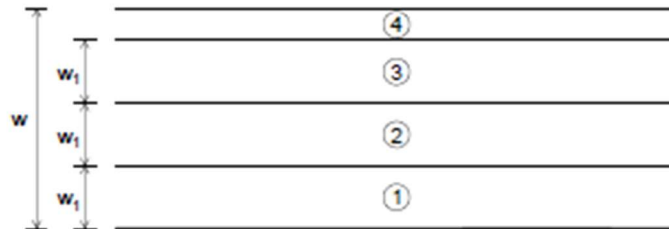
- ha a két útpályarészt rögzített közúti visszatartó rendszer választja el egymástól, általában mindkét részt, beleértve a leállósávokat és burkolt szegélyszávokat is, külön-külön kell felosztani névleges forgalmi sávokra,
- ha a két útpályarészt ideiglenes közúti visszatartó rendszer választja el egymástól, általában a teljes útpályát, beleértve a középső elválasztó sávot is, kell névleges forgalmi sávokra felosztani.

Ugyanakkor ezen szabályoktól el lehet térni, lehetővé téve ezzel a felszerkezeten a forgalmi sávok jövőbeli módosítását (pl. javítások miatt).

A névleges forgalmi sávok elhelyezkedését és számozását általában a következő szabályok alapján kell meghatározni:

- a névleges forgalmi sávok elhelyezkedése tetszőleges lehet a hídon, nem feltétlenül van összefüggésben a számozásukkal,
- a terhelt forgalmi sávok számát, azok útpályán való elhelyezkedését és számozását minden vizsgálat során úgy kell megválasztani, hogy a tehermodellek hatása a legkedvezőtlenebb legyen,

- a fáradási reprezentatív értékek és modellek esetén a forgalmi sávok elhelyezkedését és számozását általában a szokásos körülmények között várható forgalomtól függően kell megválasztani,
- a legkedvezőtlenebb hatást eredményező forgalmi sáv az 1. sáv, a második legkedvezőtlenebb hatást eredményező forgalmi sáv a 2. sáv stb. (5.3. ábra).



5.3. ábra – A névleges forgalmi sávok elhelyezkedése és számozása;

w – útpályaszélesség; w_1 – a névleges forgalmi sávok szélessége; 1. névleges forgalmi sáv; 2. névleges forgalmi sáv; 3. névleges forgalmi sáv; 4. fennmaradó terület

Amennyiben az útpálya ugyanazon a felszerkezeten két részre van osztva, általában akkor is csak egy számozást kell alkalmazni a teljes útpályán. Amennyiben az útpálya két, egymástól független felszerkezeten elhelyezkedő részből áll, akkor általában mindegyik útpályarészt külön útpályának kell tekinteni. Ezért a két felszerkezet tervezésekor általában külön-külön számozást kell alkalmazni. Ha azonban a két felszerkezetet közös pillérek, és hídfők támasztják alá, akkor a két útpályarészen a pillérek, és a hídfők tervezése során általában egyetlen számozást kell alkalmazni.

Az erőtani vizsgálatok során a tehermodelleket az egyes forgalmi sávokon és a fennmaradó területen általában olyan hosszban kell elhelyezni és hosszirányban olyan helyzetbe kell állítani, hogy az a lehető legkedvezőtlenebb hatást eredményezze, és egyben feleljen meg az egyes tehermodellekre vonatkozó, alább megadott feltételeknek is.

5.3.1.3. A függőleges terhek karakterisztikus értékei

5.3.1.3.1. Általános elvek és tervezési állapotok

A függőleges terhek modelljei a következő forgalmi hatásokat írják le:

- 1. tehermodell (LM1): koncentrált és egyenletesen megoszló terhek, melyek a teher- és személygépjárművek által okozott forgalmi hatásokat írják le. Ezt a modellt rendszerint általános és helyi vizsgálatokhoz kell alkalmazni. Az LM1 az olyan folyamatos, forgalmi akadályok vagy torlódások közepette haladó forgalmat írja le, amelyben nagy százalékban nehéz tehergépjárművek vesznek részt. Általános körülmények esetén az alapértékek alkalmazása lefedi a 600 kN súlyú különleges járművek által okozott hatásokat is.
- 2. tehermodell (LM2): adott érintkezési felületeken működő egyetlen tengelyteher, mely a szokásos forgalomból származó, rövid tartószerkezeti elemeken fellépő dinamikus hatásokat írja le.
- 3. tehermodell (LM3): különleges járműveket (pl. ipari szállítójárműveket) leíró tengelyterhek sorozatai, melyek különleges terhek számára engedélyezett útvonalakon közlekedhetnek. Ezt a modellt rendszerint általános és helyi vizsgálatokhoz kell alkalmazni.
- 4. tehermodell (LM4): embertömegeből származó teher, melyet rendszerint csak általános vizsgálatokhoz kell alkalmazni.

Az LM1, LM2 és LM3 tehermodellt, ha ez szükséges, mindegyik tervezési állapotban figyelembe kell venni (pl. ideiglenes tervezési állapotokban, javítási munkálatok során). Az LM4 tehermodellt általában csak néhány ideiglenes tervezési állapotban kell figyelembe venni.

Az egyes hidak járműforgalma különböző lehet a forgalom összetételétől (pl. a tehergépjárművek százalékos aránya), sűrűségétől (pl. átlagos évenkénti járműszám), a forgalmi körülményektől (pl. torlódások gyakorisága), a legnagyobb várható járműsúlyoktól és a tengelyterhektől függően, valamint adott esetben az elhelyezett, összsúlyt korlátozó útjelző táblák következtében. Ezeket a különbségeket a híd elhelyezkedésétől függően megválasztott tehermodellek és az α és β terhelési osztályba sorolási tényezők alkalmazásával kell figyelembe venni.

Az egyes tehermodellek reprezentatív értékeinek értelmezéséhez az 5.6. táblázat ad iránymutatást.

5.6. táblázat – Közúti tehermodellek reprezentatív értékeinek értelmezése

Forgalmi tehermodellek	Karakterisztikus értékek	Gyakori értékek	Kvázállandó értékek
LM1 (ld. lent)	Ezer év visszatérési idő (vagy ötven év alatt 5% meghaladási valószínűség) Európa fő közlekedési útvonalain működő forgalom esetén (az α tényezők értéke 1,0, ld. lent)	1 hét visszatérési idő Európa fő közlekedési útvonalain működő forgalom esetén (az α tényezők értéke 1,0, lásd lent)	Az ebben az előírásban szereplő meghatározás szerint
LM2 (ld. lent)			Nincs értelmezve
LM3 (ld. lent)	Névleges értékek sorozata		
LM4 (ld. lent)	Névleges érték, mely egy embertömeg által okozott hatásokat írja le		

Az LM1 tehermodell

Az LM1 tehermodell két részből áll:

- két tengelyen működő koncentrált terhek [ikertengely (TS)], ahol mindegyik tengely súlya:

$$\alpha_Q \cdot Q_k$$

ahol:

α_Q – terhelési osztályba sorolási tényező.

Forgalmi sávonként általában legfeljebb egy ikertengelyt kell figyelembe venni. A vizsgálatok során csak teljes ikertengelyeket szabad figyelembe venni. Az általános hatások vizsgálata során általában mindegyik ikertengelyt a forgalmi sávok tengelye mentén mozognak kell feltételezni, a helyi hatások vizsgálatához az ikertengelyek elhelyezését mutatja az 5.5. ábra. Általában az ikertengely mindegyik tengelyén két azonos kereket kell feltételezni, melyek súlya így egyenként

$$0,5 \cdot \alpha_Q \cdot Q_k.$$

Általában mindegyik kerék érintkezési felületét egy 0,40 m oldalhosszúságú négyzetként kell figyelembe venni.

- egyenletesen megoszló terhek (UDL), melyek forgalmi sávonkénti négyzetmétersúlya:

$$\alpha_Q \cdot q_k$$

ahol:

α_Q – terhelési osztályba sorolási tényező.

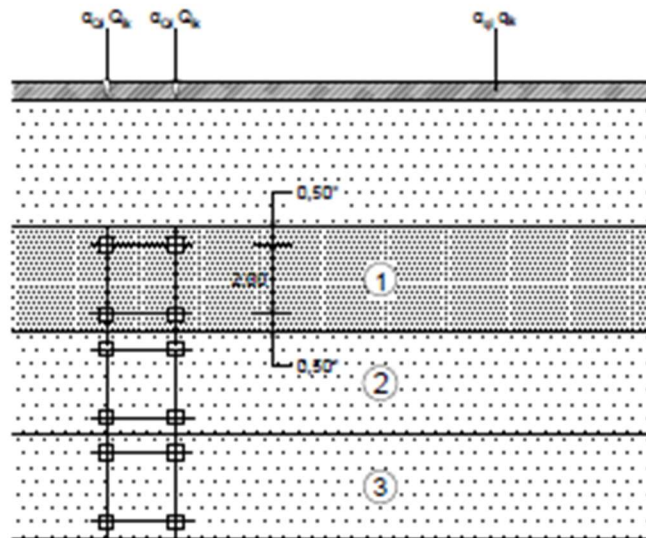
Az egyenletesen megoszló terheket hosszirányban és keresztirányban általában csak a határfelület kedvezőtlen részein kell működtetni.

Az LM1 tehermodell sematikus ábráját és az alkalmazandó, dinamikus növelést is tartalmazó Q_{ik} és q_{ik} karakterisztikus értékeket az 5.4. ábra és az 5.7. táblázat tartalmazza. Ezt a tehermodellt általában valamennyi névleges forgalmi sávon és a fennmaradó területeken egyaránt működtetni kell. Az i -edik névleges forgalmi sávon a terhek értékét $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ és $\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ jelöli. A fennmaradó területeken a terhek értékét $\alpha_{qr} \cdot q_{rk}$ jelöli.

5.7. táblázat – Az LM1 tehermodell karakterisztikus értékei

Hely	Ikertengely, TS	UDL-rendszer
	Tengelyterhek, Q_{ik} , kN	q_{ik} (vagy q_{rk}), kN/m ²
1. sáv	300	9,0
2. sáv	200	2,5
3. sáv	100	
További sávok		
Fennmaradó terület (q_{rk})	0	

Az LM1 tehermodell részletei az 5.4. ábrán láthatóak.



5.4. ábra – 1. tehermodell (LM1) sematikus ábrája. (1) 1. sáv: $Q_{1k} = 300$ kN; $q_{1k} = 9,0$ kN/m²; (2) 2. sáv: $Q_{1k} = 200$ kN; $q_{1k} = 2,5$ kN/m², (3) 3. sáv: $Q_{1k} = 100$ kN; $q_{1k} = 2,5$ kN/m².

* Az ikertengely terheinek távolsága = 1,2 m; $w_i=3,00$ m esetén

Az α_{Qi} , α_{qi} és α_{qr} terhelési osztályba sorolási tényezőket általában a várható forgalomtól és – lehetőség szerint – a különböző útvonalosztályoktól függően kell megválasztani. A terhelési osztályt az építető a kezelővel egyetértésben határozza meg (közlekedéspolitikai célokhoz igazodó döntés). Magyarországon a következő terhelési osztályokat és a hozzájuk tartozó α terhelési osztályba sorolási tényezőket kell figyelembe venni:

- I. terhelési osztály (javasolt: a magyarországi TEN-T törzshálózat [26/2021. (VI. 28.) ITM útjainak főpályahídjai és a településeken kívüli Duna- és Tisza-hidak és az azok megközelítéséhez szükséges hidak:

$$\alpha_{Q1} = 0,9 \mid \alpha_{Q2} = 0,9 \mid \alpha_{Q3} = 0,9$$

$$\alpha_{q1} = 1,2 \mid \alpha_{q2} = 2,2 \mid \alpha_{qi(i>2)} = \alpha_{qr} = 1,1$$

- II. terhelési osztály (javasolt: az I. és III. osztályba nem sorolt hidak):

$$\alpha_{Q1} = 0,9 \mid \alpha_{Q2} = 0,8 \mid \alpha_{Q3} = 0,8$$

$$\alpha_{q1} = 1,0 \mid \alpha_{qi(i>1)} = \alpha_{qr} = 1,0$$

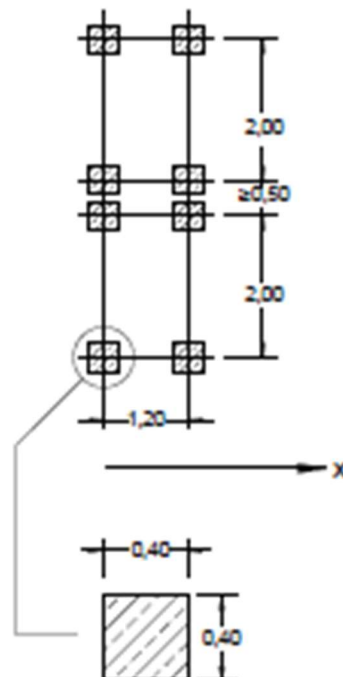
- III. terhelési osztály (javasolt: külterületi mellékutak, belterületi gyorsforgalmi utak, belterületi főutak és belterületi mellékutak, gyűjtőutak, kiszolgáló és lakóutak hídjai [26/2021. (VI. 28.) ITM]):

$$\alpha_{Q1} = 0,8 \mid \alpha_{Q2} = 0,8 \mid \alpha_{Q3} = 0,0$$

$$\alpha_{q1} = 0,6 \mid \alpha_{qi(i>1)} = \alpha_{qr} = 1,0$$

Megjegyzés: A gyorsforgalmi utak pihenőhelyi útjai a gyorsforgalmi úttal azonos I. vagy II. terhelési osztályba sorolandók.

Helyi vizsgálatok esetén az ikertengelyt általában a legkedvezőtlenebb helyzetbe kell állítani. Ahol a szomszédos névleges forgalmi sávok azonos keresztmetszetében egy-egy ikertengelyt vesznek figyelembe, ott azokat közelebb lehet állítani egymáshoz úgy, hogy a kerekek tengelyei között legalább 0,50 m távolság legyen (5.5. ábra).



5.5. ábra – Ikertengelyek elhelyezésének módja helyi vizsgálatok esetén

Ha az általános és a helyi hatások egymástól függetlenül számíthatók, akkor az általános hatások számításakor a következő alternatív egyszerűsítéseket lehet alkalmazni:

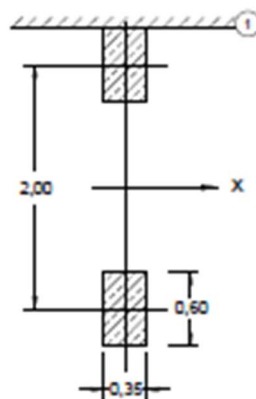
- a második és a harmadik ikertengely egyetlen második ikertengellyel helyettesíthető, melynek tengelysúlya (kN):

$$200 \cdot \alpha_{Q2} + 100 \cdot \alpha_{Q3}$$

- 10 méternél nagyobb támaszközök esetén mindegyik ikertengely a neki megfelelő sávban helyettesíthető egy olyan koncentrált teherpárral, melyek egyetlen tengelyen működnek, és amelyek összsúlya azonos az ikertengely súlyával. Ez esetben az egyetlen tengelyen működő súly:
 - az 1. sávon: $600 \cdot \alpha_{Q1}$ kN,
 - a 2. sávon: $400 \cdot \alpha_{Q2}$ kN,
 - a 3. sávon: $200 \cdot \alpha_{Q3}$ kN.

Az LM2 tehermodell

Az LM2 tehermodell egy egyetlen tengelyen működő, $\beta_Q \cdot Q_{ak}$ nagyságú terhet jelent, ahol Q_{ak} értéke 400 kN, mely tartalmazza a dinamikus tényezőt is, és $\beta_Q = \alpha_{Q1}$. Amennyiben mértékadó, ehelyett egyetlen kerékből álló, $200 \cdot \beta_Q$ [kN] nagyságú teher is figyelembe vehető. A tehermodellt az 5.6. ábra mutatja be. Mindkét kerék érintkezési felületét általában egy 0,35 m és 0,60 m oldalhosszúságú téglalappal kell figyelembe venni. A tehermodell az útpályán bárhol elhelyezhető.



5.6. ábra – A 2. tehermodell (LM2) sematikus ábrája; x – A híd hossziránya, 1 – Kiemelt szegély

Az LM3 tehermodell (különleges járművek)

Az előírás hatálya alá tartozó hídszerkezetek esetén az ezen előírásban szereplőtől eltérő tehermodelleket (pl. túlsúlyos vagy túlméretes járműveket) új hidak tervezése során nem kell figyelembe venni, kivéve, ha az adott útvonalra az építető vagy a kezelő azt előírja.

Az építető és a kezelő konkrét járműmodellt is megadhat. Amennyiben az építető és a kezelő konkrét járműmodellt nem határoz meg, a különleges járműveket (LM3 tehermodell) az MSZ EN 1991-2 szabvány A mellékletében szereplő tehermodellekkel kell figyelembe venni. Az LM3 tehermodell alkalmazása esetén a tervezés során az ideiglenes tervezési állapotra vonatkozó szabályok szerint kell eljárni.

LM4 tehermodell (embertömegeből származó teher)

Az embertömegeből származó terhet általában egy 5 kN/m^2 intenzitású (a dinamikus növelést már értékében tartalmazó), egyenletesen megoszló teherből álló tehermodellel kell figyelembe venni. Az

LM4 tehermodellt a híd felszerkezetén - adott esetben a középső elválasztósávot is beleértve – általában olyan hosszban és olyan szélességben kell működtetni, hogy az mértékadó legyen. Ezt a teherrendszert rendszerint általános vizsgálatokhoz kell alkalmazni, olyan hidakon, ahol ez a teher reálisan előállhat. Az LM4 tehermodell alkalmazása esetén a tervezés során az ideiglenes tervezési állapotra vonatkozó szabályok szerint kell eljárni.

A koncentrált terhek szétterjedése

Az LM1 és a LM2 tehermodellhez tartozó koncentrált terheket a helyi vizsgálatok során általában a teljes érintkezési felületen egyenletesen megoszlónak kell tekinteni. E terheknek az útburkolaton és a pályalemezen keresztül való szétterjedését vasbeton és acél ortotrop pályalemezek esetén is általában 1:1 hajlással kell feltételezni a pályalemez középsíkjáig (5.7. ábra).



5.7. ábra – Koncentrált terhek szétterjedése az útburkolatban és a pályalemezben;
a) Vasbeton pályalemez, b) Acél pályalemez; 1 Keréknyomás az érintkezési felületen;
2 – Útburkolat; 3 – Vasbeton pályalemez; 4 – A vasbeton pályalemez középsíkja

5.3.1.4. A vízszintes erők karakterisztikus értékei

5.3.1.4.1. Fékező- és gyorsítási erők

Fékező-, és gyorsítási erőként egy Q_{lk} (kN) nagyságú hosszirányú erőt kell figyelembe venni, mely az útpálya burkolatának felső síkjában működik. A Q_{lk} karakterisztikus értéket általában az LM1 tehermodell 1. sávon működő részének megfelelő legnagyobb függőleges teherből, a következőképpen kell meghatározni:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

$$180 \cdot \alpha_{Q1} \leq Q_{lk} \leq 900$$

ahol:

L – a felszerkezet vagy a vizsgált felszerkezet rész hossza, m.

Az LM3 tehermodellnek megfelelő különleges járművek hídon való áthaladása esetén (a jármű műszaki adottságainak ismeretében) megfelelő intézkedésekkel (pl. az áthaladási sebesség előírásával) biztosítani kell, hogy a hídra ható teljes fékező- és gyorsítási erő (az MSZ EN 1991-2 szabvány A melléklet A3. fejezete szerint a különleges járművek LM1 tehermodellel való egyidejűségét is figyelembe véve) ne haladja meg a fenti képlettel meghatározott vízszintes erő értékét.

A fékezőerő bármely sáv tengelyében működhet. Ha azonban a külpontosságából származó hatások nem számottevő mértékűek, akkor ezt az erőt az útpálya tengelyében lehet működtetni, és a hossz mentén egyenletesen megoszlónak lehet tekinteni.

A gyorsítási erők általában a fékezőerőkkel azonos nagyságúak, de azokkal ellentétes irányúak.

A dilatációs szerkezetek által közvetített vízszintes erőket (amennyiben ilyenek fellépnek), valamint a csak egy tengellyel terhelhető tartószerkezeti elemekre ható hosszirányú vízszintes erőket általában meg kell határozni, az ajánlott érték:

$$Q_{tk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$$

Megjegyzés: Szőnyegdilatáció alkalmazása esetén a dilatáció belső ellenállását a gyártó adatai alapján kell figyelembe venni.

5.3.1.4.2. Centrifugális és egyéb keresztirányú erők

A keresztirányú centrifugális erőt (Q_{tk}) általában az útpálya burkolatának felső síkjában, sugárirányban, az útpálya hossz tengelyére merőlegesen kell működtetni. A dinamikus hatásokat is magában foglaló Q_{tk} erő karakterisztikus értékét az 5.8. táblázat alapján kell felvenni.

5.8. táblázat – A centrifugális erők karakterisztikus értékei

Q_{tk} , kN	Sugár, m
$0,2 Q_v$	ha $r < 200$
$Q_{tk} = 40 \cdot \frac{Q_v}{r}$	ha $200 \leq r \leq 1500$
$Q_{tk} = 0$	ha $r > 1500$

ahol:

r – az útpálya hossz tengelyének alaprajzi görbületi sugara, m,

Q_v – az LM1 ikertengelyeinek függőleges koncentrált terhei által képviselt legnagyobb súly, azaz

$$\sum_I \alpha_I (2Q_{lk})$$

A Q_{tk} erőt általában olyan koncentrált tehernek kell feltételezni, mely a felszerkezet bármelyik keresztmetszetében működhet. Amennyiben jelentős, akkor a híd hossz tengelyével nem párhuzamos irányú fékezést és megcsúszást figyelembe kell venni. Ez esetben egy kisebb nagyságú, Q_{trk} keresztirányú fékezőerőt kell figyelembe venni, mely a Q_{lk} erővel egyidejűleg működik az útpálya burkolatának felső síkjában. Értéke:

$$Q_{trk} = \begin{cases} 0,25Q_{lk} & \text{ha } r < 200 \text{ m} \\ 0,25Q_{lk} \frac{1500 - r[\text{m}]}{1300} & \text{ha } 200 \text{ m} \leq r < 1500 \text{ m} \\ 0 & \text{ha } r \geq 1500 \text{ m} \end{cases}$$

ahol:

Q_{lk} – a hosszirányú fékezőerő értéke, kN

r – az útpálya hossz tengelyének alaprajzi görbületi sugara, m,

5.3.1.5. Hídfőkre és csatlakozó falakra ható terhek

A hídfők, szárnyfalak és a híd más, talajjal érintkező részei mögött elhelyezkedő útpályán függőleges teherként az 5.3.1.3. pont szerinti LM1 tehermodellt kell figyelembe venni, melynek során az ikertengelyek súlyát egy 3,0 m széles és 2,2 m hosszú, téglalap alakú felületen egyenletesen megoszló teherként (q_{eq}) szabad működtetni. A függőleges erők háttöltésben való szétterjedésének függőlegessel bezárt szögét erre vonatkozó egyéb előírás hiányában 30 foknak lehet feltételezni.

A háttöltés feletti útpálya szintjében vízszintes erőt általában nem kell figyelembe venni. A hídfők térdfalának tervezésekor általában egy $0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$ karakterisztikus értékű, hosszirányú fékezőerőt kell figyelembe venni, mely az LM1 tehermodell $\alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$ nagyságú tengelyterheivel és

a háttöltésre ható földnyomással egyidejűleg működik. Ez esetben a háttöltésen egyidejű függőleges terhet általában nem kell figyelembe venni.

5.3.1.6. A közúti hidak forgalmi tehercsoportjai

5.3.1.6.1. A több összetevőjű hatás karakterisztikus értékei

Az LM1–LM4 függőleges tehermodellek, a vízszintes erők és a gyalogjárdákra vonatkozóan meghatározott terhek egyidejűségét általában az 5.9. táblázat meghatározott tehercsoportjai alapján kell figyelembe venni. Ezen egymást kölcsönösen kizáró tehercsoportokat a nem forgalmi terhekkel képzett kombinációban általában egyetlen karakterisztikus értéknek kell tekinteni.

5.9. táblázat – A forgalmi terhek csoportjainak összeállítása (karakterisztikus értékek)

Tehercsoportok	Útpálya						Gyalogjárdák és kerékpárutak
	A teher típusa						
	Függőleges erők				Vízszintes erők		Csak függőleges erők
	Teherrendszer						
	LM1 (TS és UDL rendszerek)	LM2 (egyetlen tengely)	LM3 (különleges járművek)	LM4 (ember-tömeg-teher)	Fékező- és gyorsítóerők	Centrifugális és egyéb keresztirányú erők	Egyenletesen megoszló teher

Tehercsoportok	Útpálya						Gyalogjárdák és kerékpárutak
	A teher típusa						
	Függőleges erők				Vízszintes erők		Csak függőleges erők
	Teherrendszer						
	LM1 (TS és UDL rendszerek)	LM2 (egyetlen tengely)	LM3 (különleges járművek)	LM4 (ember-tömeg-teher)	Fékező- és gyorsítóerők	Centrifugális és egyéb keresztirányú erők	Egyenletesen megoszló teher
gr1a	Karakterisztikus érték						Kombinációs érték ^a
gr1b		Karakterisztikus érték					
gr2	Gyakori érték ^b				Karakterisztikus érték		
gr3 ^d							Karakterisztikus érték
gr4				Karakterisztikus érték			Karakterisztikus érték

gr5	f		Karakterisztikus érték				
-----	---	--	------------------------	--	--	--	--

Domináns hatásösszetevő (a tehercsoport meghatározó összetevője)

Megjegyzés:

a – a gr1 tehercsoportban a gyalogjárda és kerékpárút terhének karakterisztikus értéke $Q_{fk} = 3 \text{ kN/m}^2$;

b – a gr2 tehercsoportban a LM1 tehermodell TS és UDL összetevőit a rájuk vonatkozó φ_1 tényezővel kell megszorozni;

c – lásd a 6.3.2.2. pontot. Általában egy gyalogjárdát kell terhelni, ha az a mértékadó;

d – ez a tehercsoport nem mértékadó, ha a gr4-et is figyelembe veszik;

e – a gr4 tehercsoportban a gyalogjárdák és a kerékpárutak terhének karakterisztikus értéke $Q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$;

f – ha a különleges járművekről azt tételezik fel, hogy kis sebességgel ($v < 5 \text{ km/h}$) közlekednek, akkor erre a hatásra dinamikus tényezőt nem kell figyelembe venni. Ebben az esetben az összes forgalmi sávon az LM1 tehermodell gyakori értékét kell működtetni. Azo(ko)n a sáv(ok)on, amely(ek)en a szabványos különleges jármű tartózkodik, az 1. tehermodell (LM1) gyakori értékét az alkalmazott különleges jármű szélső tengelyétől mért 25 m távolságon belül általában nem kell működtetni. Amennyiben a szabványos különleges jármű haladási sebességét a szokásos (70 km/h) nagyságúnak tételezik fel, akkor a hatást $\varphi = 1,40 - \frac{L}{500}$, $\varphi \geq 1,0$ értékű dinamikus tényezővel szorozni kell.

5.3.1.6.2. A több összetevőjű hatás további reprezentatív értékei

A gyakori hatás, vagy csak az LM1 vagy az LM2 tehermodell gyakori értékeiből, vagy csak a gyalogjárdákon és kerékpárutakon működő (legkedvezőtlenebb elhelyezkedésű) terhek gyakori értékeiből áll, minden más, további összetevő nélkül, az 5.10. táblázat szerint.

5.10. táblázat – A forgalmi terhek csoportjainak összeállítása (gyakori értékek)

Tehercsoportok	Útpálya		Gyalogjárdák és kerékpárutak
	A teher típusa		
	Függőleges erők		
	Teherrendszer		
	LM1 (TS- és UDL-rendszerek)	LM2 (egyetlen tengely)	Egyenletesen megoszló teher
gr1a	Gyakori értékek		
gr1b		Gyakori értékek	
gr3			Gyakori értékek ^a

Megjegyzés: a – Általában egy gyalogjárdát kell terhelni, ha az kedvezőtlenebb hatást eredményez, mint két terhelt gyalogjárda.

5.3.1.6.3. Tehercsoportok ideiglenes tervezési állapotokban

Az ideiglenes tervezési állapotban a fent megadott szabályok érvényesek a következő eltérésekkel: Az ideiglenes tervezési állapotra vonatkozó vizsgálatok során az ikertengely karakterisztikus értékeit általában $0,8 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{ik}$ értékűre kell felvenni, míg az összes többi karakterisztikus, gyakori és kvázi-állandó értéket, valamint a vízszintes erőket módosítás nélkül (azaz ezek a kisebb ikertengelysúlynak megfelelő arányban sem csökkennek), a tartós tervezési állapotra előírt értékkel kell figyelembe venni.

5.3.1.7. Közúti fáradási tehermodellek

5.3.1.7.1. Általános elvek

A hidakon áthaladó forgalom olyan feszültségspektrumot idéz elő, mely fáradást okozhat. A feszültségspektrum függ a járművek geometriai méreteitől, a tengelyterhek nagyságától, a járművek

követési távolságától, a forgalom összetételétől és annak dinamikus hatásaitól. Fáradási vizsgálatok esetén a hídon áthaladó forgalmat általában legalább

- a lassú forgalmi sávok számának,
- a lassú forgalmi sávokon (azaz a tartósan tehergépjárművek által igénybevett forgalmi sávokon) évenként áthaladó nehéz járművek (legnagyobb járműösszsúly nagyobb, mint 100 kN) rögzített vagy becsült N_{obs} számának megadásával forgalmi kategóriákba kell besorolni. A 3. és a 4. fáradási tehermodell alkalmazása esetén a lassú forgalmi sávokhoz tartozó, tájékoztató N_{obs} értékeket a 5.11. táblázat tartalmazza. A táblázatban található értékek gyors forgalmú sávonként (azaz a tartósan személygépjárművek által igénybevett forgalmi sávonként) 10 százalékkal megnövelendők.

Megjegyzés: A forgalmi kategóriába való besorolást új útvonal esetén szakirányú tervező, meglévő útvonal esetén a kezelő adja meg.

Jogszabályi véleményezésre 2024. október 24

5.11. táblázat – A lassú forgalmi sávokon évente áthaladó nehéz járművek számának értékei

Forgalmi kategóriák	A lassú forgalmi sávok évenkénti N_{obs} -értéke
Írányonként két vagy több forgalmi sávú utak és autópályák nagy tehergépjármű-forgalommal	$2,0 \cdot 10^6$
Közepes tehergépjármű-forgalmú utak és autópályák	$0,5 \cdot 10^6$
Kis tehergépjármű-forgalmú főutak	$0,125 \cdot 10^6$
Kis tehergépjármű-forgalmú helyi utak	$0,05 \cdot 10^6$

Az előírás öt különböző fáradási tehermodellt ad meg. Az 1., 2. és 3. fáradási tehermodellhez megadott teherértékek az európai fő közlekedési útvonalak vagy autópályák jellemző nehézgépjármű-forgalmának felelnek meg (1. kategória az 5.11. táblázat alapján). Más forgalmi kategóriák figyelembevételkor az 1. és a 2. fáradási tehermodellhez megadott értékeket az adott műtárgy esetében egyedileg módosítani lehet. Ilyen esetekben mindkét modellt általában arányos mértékben kell módosítani. A 3. fáradási tehermodell esetén a módosítás jellege függ az igazolási eljárástól.

Az 1., a 2. és 3. fáradási tehermodellt célszerű felhasználni a hídban keletkező legnagyobb és legkisebb feszültségek meghatározásához, melyhez a modelleknek a hídon való összes fizikailag lehetséges elrendezését meg kell vizsgálni. A 4. fáradási tehermodellt célszerű felhasználni a tehergépjárművek hídon való áthaladásából származó feszültségtartomány-spektrum meghatározásához.

Az 1. és a 2. fáradási tehermodellt célszerű felhasználni annak ellenőrzéséhez, hogy a fáradási élettartam végtelennek tekinthető-e egy állandó feszültségamplitúdóval megadott fázisátviteli terhelés esetén. Ezért ezek megfelelőek acélszerkezetek esetén, de nem biztos, hogy megfelelőek más anyagú tartószerkezetek esetén is. Az 1. tehermodellt általában a biztonság érdekében alkalmazzák, és ez automatikusan tartalmazza a több sávon elhelyezkedő járművekből származó hatást is. A 2. fáradási tehermodell pontosabb az 1. fáradási tehermodellnél abban az esetben, ha figyelmen kívül lehet hagyni a több tehergépjármű hídon való egyidejű jelenlétét a fáradási vizsgálatok során. Ha ez nem hagyható figyelmen kívül, akkor a 2. fáradási tehermodell csak kiegészítő adatok számításba vételével alkalmazható.

A 3. és a 4. fáradási tehermodellt célszerű felhasználni a fáradási élettartamnak az e-UT 07.01.13–e-UT 07.01.15 előírásokban megadott fáradási szilárdsági görbék alapján való számításához. Ezeket nem lehet alkalmazni annak ellenőrzéséhez, hogy a fáradási élettartam végtelennek tekinthető-e. Emiatt számszerűen nem hasonlíthatók össze az 1. és a 2. fáradási tehermodellekkel. A 3. fáradási tehermodellt a tartószerkezet egyszerűsített módszerekkel végzett közvetlen ellenőrzéséhez is fel lehet használni, melynek során a vizsgált szerkezeti elem jellemző méretét, az éves forgalom nagyságát, a híd tervezési élettartamát és a több közúti sávon történő terhelés hatását egy anyagtól függő λ módosító tényező veszi figyelembe.

A 4. tehermodell többfajta híd- és forgalomtípus esetén pontosabb a 3. fáradási tehermodellnél akkor, ha a több tehergépjármű hídon való egyidejű jelenlétét a fáradási vizsgálatok során figyelmen kívül lehet hagyni.

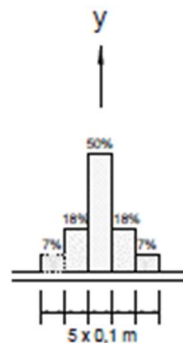
Az 5. fáradási tehermodell a legáltalánosabb modell, mely tényleges forgalomszámlálási adatokon alapul.

A 2. és a 4. fáradási tehermodellt csak akkor célszerű alkalmazni, ha a fáradásvizsgálat során a több tehergépjármű hídon való egyidejű jelenlétét figyelmen kívül lehet hagyni. Ezt akkor kell feltételezni, ha a híd vizsgált (fáradást okozó) igénybevétele szempontjából mértékadó terhelt hossza kisebb, mint 40 m. Ha a vizsgált igénybevétel szempontjából mértékadó terhelt hosszra vonatkozó előző feltétel nem teljesül, akkor

- vagy meg kell határozni a 2., illetve a 4. fáradási tehermodellben szereplő járművek hídon való egyidejű jelenlétének feltételeit az út kezelőjének engedélye vagy hozzájárulása alapján, vagy ha a vizsgálat célja annak megállapítása, hogy a fáradási élettartam végtelennek tekinthető-e, akkor az 1. fáradási tehermodellt kell alkalmazni,
- ha a vizsgálat célja a fáradási élettartam meghatározása (vagy annak igazolása, hogy a tervezési élettartam alatt fáradási tönkremenetel nem következik be), akkor a fáradásvizsgálatot a 3. fáradási tehermodell alapján a járművek hídon való egyidejű jelenlétének a feltételezésével is el kell végezni, majd a két vizsgálat eredménye közül a kedvezőtlenebbet kell figyelembe venni.

Az általános hatások számítása során (pl. a főtartókban) a fáradási tehermodelleket a nehézforgalom helyének figyelembevételével mértékadó módon felvett névleges sávokon kell működtetni. A névleges forgalmi sávokat az 5.3.1.2. pontban leírt elvek szerint kell kijelölni.

A helyi hatások számítása során (pl. a pályalemezeken) a tehermodelleket általában a névleges forgalmi sávok tengelyvonalában kell működtetni, melyek az útpályán bárhol elhelyezkedhetnek. Azonban amennyiben a 3. és a 4. fáradási tehermodell alkalmazása esetén a járművek keresztirányú elhelyezkedése a vizsgált hatás szempontjából számottevő jelentőségű (pl. ortotrop pályalemezeken esetén), akkor e keresztirányú elhelyezkedés az 5.8. ábra szerinti statisztikai eloszlását általában figyelembe kell venni.



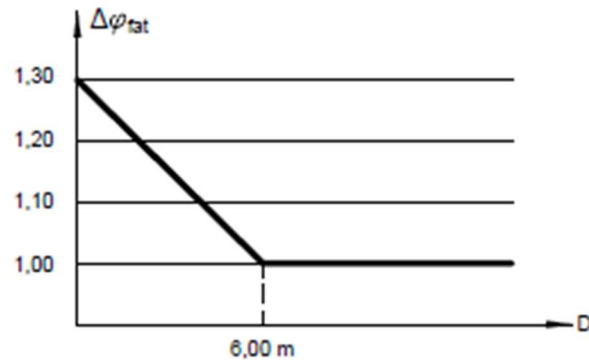
5.8. ábra – Járművek keresztirányú elhelyezkedésének gyakorisági eloszlása

Az 1., 2., 3. és 4. fáradási tehermodell jó minőségű osztályú útburkolatnak megfelelő dinamikus hatást tartalmaz. A híd dilatációinak környezetében általában egy $\Delta\varphi_{fat} \geq 1$ kiegészítő dinamikus tényezőt (ld. 5.9. ábra) kell figyelembe venni, melyet általában az összes teher esetén alkalmazni kell:

$$\Delta\varphi_{fat} = 1,30 \left(1 - \frac{D}{26}\right); \quad \Delta\varphi_{fat} \geq 1$$

ahol:

D – a vizsgált keresztmetszet távolsága a híddilatációtól, m.



5.9. ábra – A kiegészítő dinamikus tényező értéke

5.3.1.7.2. Az 1. fáradási tehermodell (hasonló az LM1-hez)

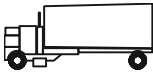

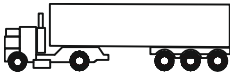


Az 1. fáradási tehermodell elrendezése azonos az LM1 tehermodellével, azonban a tengelyterhek értéke $0,7 \cdot Q_{ik}$ az egyenletesen megoszló terhek értéke pedig $0,3 \cdot q_{ik}$ és (egyéb előírás hiányában) $0,3 \cdot q_{rk}$. A legnagyobb és a legkisebb feszültségeket általában a tehermodell hídon való lehetséges elhelyezkedései alapján kell meghatározni.

5.3.1.7.3. A 2. fáradási tehermodell („gyakori” tehergépjárművek)

A 2. fáradási tehermodell „gyakori” tehergépjárműveknek nevezett idealizált tehergépjárműveket tartalmaz. Mindegyik „gyakori” tehergépjárművet az 5.12. táblázatban megadott adatok határozzák meg a következők szerint:

- a tengelyek száma és azok egymástól mért távolsága,
- az egyes tengelyek terheinek értéke,
- a kerekek érintkezési felülete és a kerekek egymástól mért keresztirányú távolsága.

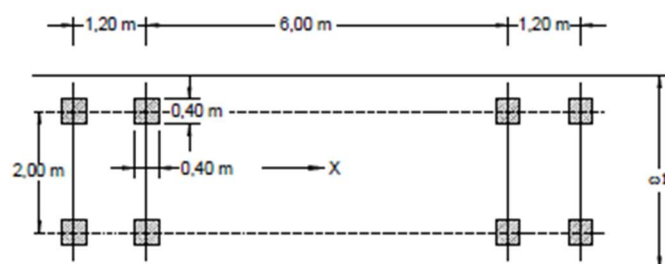
5.12. táblázat – A „gyakori” tehergépjárművek

1.	2.	3.	4.
A jármű alakja	Tengelytávolság m	A „gyakori” járművek tengelyterhei kN	Keréktípus (ld. 5.14. táblázat)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

A legnagyobb és a legkisebb feszültségeket általában a különböző tehergépjárművek által okozott legkedvezőtlenebb igénybevételekből kell meghatározni; a vizsgálat során a járműveket általában külön-külön, a megfelelő sávban egyedül végighaladva kell figyelembe venni.

5.3.1.7.4. A 3. fáradási tehermodell (egyetlen járműből álló modell)

A 3. fáradási tehermodell négy tengelyből áll, mindegyik tengelyen két kerék található. A geometriai méretek az 5.10. ábrán láthatók. Mindegyik tengely súlya 120 kN, a kerekek érintkezési felülete egy 0,40 m oldalhosszúságú négyzet.



5.10. ábra – A 3. fáradási tehermodell sematikus ábrája

A fáradásvizsgálathoz a jármű hídon való végighaladásának hatására keletkező legnagyobb és legkisebb feszültségeket, majd – azok algebrai különbségeként – az egyes feszültségváltozási ciklusok feszültségtartományát kell kiszámítani.

Ugyanabban a sávban akkor kell két járművet figyelembe venni, ha

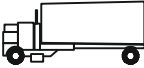




- a híd vizsgált (fáradást okozó) igénybevétele szempontjából mértékadó terhelt hossza nagyobb, mint 40 m, és
- a két jármű egyidejű figyelembevétele a fáradás szempontjából kedvezőtlenebb, mint egyetlen jármű figyelembevétele.

Amennyiben ugyanabban a sávban két járművet kell figyelembe venni, akkor a másik jármű geometriai méretei azonosak az előző bekezdés szerintiakkal, a tengelyek pedig 36 kN súlyúak (a 120 kN helyett). A járművek középpontjai közötti távolság legalább 40 m.

5.3.1.7.5. A 4. fáradási tehermodell („szabványos” tehergépjárművek)

A 4. fáradási tehermodell szabványos tehergépjárműveket tartalmaz, melyek együttesen az európai utakon közlekedő tényleges forgalommal egyenértékű hatásokat eredményeznek. Az egyes utakra általában az 5.13. táblázat és az 5.14. táblázat alapján meghatározott, várható forgalomösszetételnek megfelelő tehergépjárműveket kell figyelembe venni. Ez a modell az 5.11. táblázatban meghatározott, adott forgalmi kategóriának megfelelő tényleges forgalommal egyenértékű fáradási károsodást eredményező forgalmat írja le.

5.13. táblázat – A 4. fáradási tehermodell

A jármű típusa			A forgalom típusa			
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
			Távolsági	Helyközi	Helyi	
Tehergépjármű	Tengely-távolság m	Egyenértékű tengelyterhek kN	A tehergépjármű százalékos aránya			Kerék-típus
	4,5	70	20,0	40,0	80,0	A
		130				B
	4,20 1,30	70	5,0	10,0	5,0	A
		120				B
		120				B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70	50,0	30,0	5,0	A
		150				B
		90				C
		90				C
		90				C
	3,40 6,00 1,80	70	15,0	15,0	5,0	A
		140				B
		90				B
		90				B
	4,60 3,60 4,40 1,30	70	10,0	5,0	5,0	A
		130				B
		90				C
		80				C
		80				C

5.14. táblázat – A kerék- és tengelyrendezések ábrája

A kerék/tengely típusa	Geometriai méretek
A	
B	
C	

A forgalom típusának megválasztásához általában a következőket célszerű figyelembe venni:

- a „távolsági” több száz kilométeres távolságot jelent,
- a „helyközi” 50–100 km távolságot jelent,
- a „helyi” 50 kilométernél kisebb távolságot jelent.

A számítást általában a következő eljárás alapján kell elvégezni:

- ki kell választani az egyes szabványos tehergépjárműveknek a forgalomban való százalékos előfordulási arányát 5.13. táblázat 4., 5. vagy 6. oszlopa szerint,
- meg kell határozni a teljes útpályán egy év alatt áthaladó összes szabványos tehergépjármű ΣN_{obs} számát,
- a szabványos tehergépjárművek hídon való áthaladásakor azt kell feltételezni, hogy egyéb jármű nem tartózkodik a hídon.

A feszültség spektrumot és az egyes tehergépjárművek hídon való áthaladása során fellépő feszültségváltozásokhoz tartozó megfelelő ismétlődési számokat általában az esővíz- vagy a tartálmódszerrel kell meghatározni, ennek részleteit ld. a 7.2.2.3. pontban.

5.3.1.7.6. Az 5. fáradási tehermodell (forgalomszámlálási adatok alapján)

Az 5. fáradási tehermodell a – szükség esetén statisztikai vagy algebrai úton extrapolált – forgalomszámlálási adatok közvetlen alkalmazását jelenti. Új hidak tervezése esetén ezt a tehermodellt nem szabad alkalmazni.

5.3.2. Terhek az önálló gyalogos/kerékpáros utakon, felüljárókon

5.3.2.1. Általános elvek

Az ebben a pontban megadott tehermodellek a műtárgyakon átvezetett gyalogos- és/vagy kerékpárosutakra, a gyalogjárdákra, a gyalogos-/kerékpárosfelüljárókra, valamint a gyalogos terhet viselő egyéb berendezésekre, tartozékokra érvényesek (együttesen gyalogos/kerékpáros terhelésű szerkezetek). Az ebben a pontban megadott szabályok széles (6 méternél szélesebb) gyalogoshidakra nem feltétlenül alkalmazhatók kiegészítő szabályozás nélkül (kiegészítő

tehermodellek és kombinációs szabályok előírása nélkül), mivel ezen hidakon különböző emberi tevékenységekre is sor kerülhet.

5.3.2.2. A függőleges terhek karakterisztikus értéke

A gyalogos/kerékpáros terhelésű szerkezeteken három függőleges, egymást kölcsönösen kizáró statikus tehermodelt kell figyelembe venni mind a tartós, mind az ideiglenes tervezési állapotok vizsgálata során:

q_{fk} – egyenletesen megoszló teher,

Q_{fwk} – koncentrált teher,

Q_{serv} – kiszolgáló járműteher.

A megadott tehermodelleket és teherintenzitásokat statikus jellegűnek kell tekinteni, melyek magukba foglalják a dinamikus hatást. A megadott teherintenzitások a teherbírasi és használhatósági határállapotok igazolásához alkalmazhatók, a fáradási határállapot és a rezgésvizsgálat kivételével.

A gyalogos/kerékpáros terhelésű szerkezetek rezgésével kapcsolatos, dinamikai vizsgálaton alapuló számításokra vonatkozóan a nemzetközi szakirodalomban található részletes útmutatók, segédletek alkalmazhatók (pl.: Sétra – Footbridges (Technical Guide), JRC – Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations, fib bulletin 32 stb.).

5.3.2.2.1. Függőleges egyenletesen megoszló teher

A gyalogos/kerékpáros terhelésű szerkezetek tervezése során egy q_{fk} egyenletesen megoszló terhet kell felvenni, és azt hosszirányban és keresztirányban a határfelületek kedvezőtlen részein kell működtetni.

Közúti hidak gyalogjárdáin, vagy kerékpárútaján az egyenletesen megoszló teher értékét $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ -re kell felvenni.

Megjegyzés: Ez a teher nem egyidejű az útpályán figyelembe veendő LM1 teherrel (ld. 5.9. táblázat).

Gyalogoshidak esetén q_{fk} (kN/m^2) értékét általában az alábbiak szerint kell meghatározni:

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L + 30}$$

ahol:

L – a terhelt hossz, m,

$q_{fk} \geq 2,5$ de $q_{fk} \leq 5$.

Azon gyalogos/kerékpáros terhelésű szerkezetek esetén, ahol folyamatosan zsúfolt tömeg előfordulása nem kizárható, a q_{fk} értékét 5 kN/m^2 -re kell felvenni (embertömegeből származó tehermodell).

5.3.2.2.2. Függőleges koncentrált teher

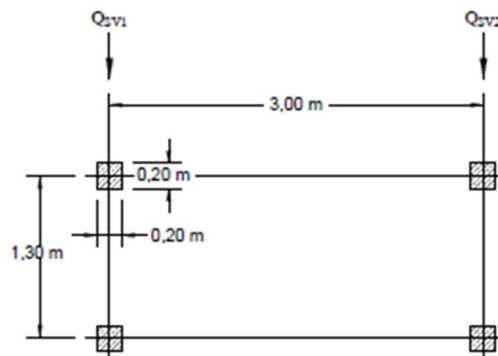
A Q_{fwk} koncentrált teher karakterisztikus értéke egy $0,1 \text{ m}$ oldalhosszúságú négyzetnek megfelelő felületen működő 10 kN nagyságú erő, melyet a lokális hatások vizsgálatához lehet alkalmazni.

Amennyiben a gyalogoshíd esetén kiszolgáló járműre való ellenőrzés is követelmény, akkor a koncentrált teherre való ellenőrzés általában elhagyható.

5.3.2.2.3. Kiszolgáló jármű tehermodellje

Amennyiben a gyalogos/kerékpáros terhelésű szerkezeten kiszolgáló járművet kell átvezetni, vagy annak közlekedése nem kizárható, a kiszolgáló jármű Q_{serv} tehermodelljét is működtetni kell.

Amennyiben beruházó/megrendelő és üzemeltető nem ír elő egyéb tehermodellt, egy két tengelyből álló tehermodellt kell alkalmazni, ahol az egyik tengely súlya 80 kN, a másiké 40 kN. A tengelyek távolsága egymástól 3 m, a nyomtávolság (a kerekek tengelye között) 1,3 m, és a kerekek burkolattal érintkező felülete egy 0,2 m oldalhosszúságú négyzet, az 5.11. ábra megfelelően.



5.11. ábra – Kiszolgáló jármű javasolt tehermodellje (Megfelel az MSZ EN 1991-2 szabvány 5.2. ábrájának)

Nem szükséges kiszolgáló járművet figyelembe venni, ha a gyalogos/kerékpáros terhelésű szerkezetre állandó jelleggel telepített akadályok miatt semmiféle jármű nem hajthat fel.

5.3.2.3. A vízszintes erők karakterisztikus értéke

A gyalogos/kerékpáros terhelésű szerkezeten egy Q_{fk} hosszirányú vízszintes erőt kell figyelembe venni a híd tengelyében, a burkolat felső síkjában. A vízszintes erő lehetséges karakterisztikus értékei:

- a gyalogos/kerékpáros terhelésű szerkezet teljes felületén működő q_{fk} megoszló teher 10 százaléka,
- Q_{serv} kiszolgáló jármű összsúlyának 60 százaléka (ha a kiszolgáló jármű felhajthat a hídra).

A vízszintes erőt értelemszerűen a megfelelő függőleges teherrel kell egyidejűleg működőnek tekinteni. (A Q_{fWK} koncentrált teherrel egyidejűleg nem kell vízszintes erőt figyelembe venni.)

5.3.2.4. A korlátra jutó terhek modellje

A gyalogos-/kerékpáosterelő falakon, elválasztó falakon és közforgalmú járdák korlátjain – egymással nem egyidejűleg! – vízszintes és függőleges síkban is 1,0 kN/m intenzitású, vonal mentén megoszló teher veendő figyelembe, a fal/korlát tetején működtetve. A szolgálati (üzemi) gyalogjárók korlátjai esetén a teher intenzitása 0,8 kN/m értékre veendő fel. A korlátok elemeit erre a teherre kell méretezni.

5.3.2.5. Az üzemi gyalogjárda, illetve a vizsgálójárda, vizsgálókocsi terhei

A közforgalom és utasforgalom elől elzárt, azaz üzemi gyalogos/kerékpáros utakon, felüljárókon, és az egyéb, gyalogos terhet viselő berendezéseken, tartozékokon (pl. vizsgálójárda, vizsgálókocsi) a 0 értékét 3 kN/m²-re kell felvenni (általános fenntartásból származó terhelés).

5.3.2.6. Hídfőkre és csatlakozó falakra ható teher

A hídfők, szárnyfalak és a híd más, talajjal érintkező részei mögött elhelyezkedő területeken függőleges teherként általában 5 kN/m² intenzitású egyenletesen megoszló teher kell mértékadó helyzetben működtetni. Ez a teher nem tartalmazza a nehéz építőipari gépek és a háttöltés elkészítéséhez általában használt egyéb tehergépjárművek hatását, ezeket a hatásokat szükség esetén egyedileg kell meghatározni.

5.3.2.7. Gyalogos/kerékpáros terhek tehercsoportjai

A függőleges és a vízszintes gyalogos/kerékpáros terheket az 5.15. táblázatban megadott, egymást kölcsönösen kizáró tehercsoportokban kell figyelembe venni.

5.15. táblázat – A tehercsoportok meghatározása (Megfelel az MSZ EN 1991-2 szabvány 5.1. táblázatának)

Teherrendszer		A teher típusa		
		Függőleges erők		Vízszintes erők
		Teherrendszer		
		egyenletesen megoszló teher	kiszolgáló jármű	
Tehercsoportok	gr1	q_{fk}	0	Q_{flk}
	gr2	0	Q_{serv}	Q_{flk}

A forgalmi jellegű gyalogos/kerékpáros terhek tehercsoportjai az egyéb forgalmi terhekkel egy tehercsoportba sorolandók az egyéb jellegű hatásokkal történő kombinációban (azaz a teherkombinációkban egyetlen, több erőből álló hatásnak tekintendők).

5.3.3. Közúti villamosvasúti terhek

A közúti villamosvasúti teher egyes komponenseinek összességét egyetlen hatásként kell kezelni és az egyéb forgalmi és nem forgalmi terhekkel képzett kombinációkban általában egyetlen karakterisztikus értéknek kell tekinteni.

Megjegyzés: A közúti villamosvasúti forgalomból származó terhelés, továbbá a hozzá tartozó γ és ψ tényezők az MSZ EN 1990 szabvány C melléklet C1 ábráján látható (a) módszer szerint vannak meghatározva, konkrétan a budapesti közúti villamosvonalakon 1905. és 2022. között közlekedő utasforgalmi és üzemi (pl. síncsiszoló) járművek adatainak feldolgozásával, a tengelyterhek és a fajlagos teher időbeli változási trendjének figyelembevételével.

5.3.3.1. A függőleges terhek karakterisztikus értéke

Általános vizsgálatokhoz a közúti villamosvasúti teher karakterisztikus értékét $q_{vik} = 25,6$ kN/m tetszőleges hosszön megoszló teherrel (az e-VASUT 02.70.02 VHSz H.1.2. utasítás 2019. március 5.3.1.1. szakaszában megadott LM71 tehermodell megoszló terhének $\alpha = 0,32$ jelentőségi tényezővel szorzott értéke) vagy legfeljebb három $Q_{vik} = 150$ kN tengelyterhelésű ikertengellyel kell figyelembe venni, melyeknél az ikertengelyek távolsága egymástól 1,8 m, a forgóvázak távolsága egymástól pedig 8,5 m.

Helyi vizsgálatokhoz a közúti villamosvasúti teher karakterisztikus értékét egy 150 kN súlyú tengellyel vagy két 150 kN súlyú, egymástól 1,6 m távolságra lévő tengellyel (azaz egy 300 kN súlyú ikertengellyel), vagy két egymástól 8,5 m távolságra lévő, 300 kN súlyú ikertengellyel kell figyelembe venni.

Bizonyos vizsgálatok esetén egy „üres szerelvény” tehermodellt kell alkalmazni, amely egy 10,0 kN/m karakterisztikus értékű, tetszőleges hosszön egyenletesen megoszló teherből áll.

A fenti tehermodellek a dinamikus hatásokat nem tartalmazzák, azokat általában az e-VASUT 02.70.02 VHSz H.1.2. utasítás előírásai alapján meghatározott Φ dinamikus tényező alkalmazásával kell figyelembe venni (szokásosan karbantartott vágány feltételezésével). Amennyiben az e-VASUT 02.70.02 VHSz H.1.2. utasítás előírásai szerint a Φ dinamikus tényező nem alkalmazható, az ugyanabban az előírásban megadott módon dinamikus vizsgálatot kell végrehajtani.

Két-, vagy többvágányú hidak esetén meg kell vizsgálni azt a terhelési esetet, amikor csak az egyik vágány van terhelve, és azt az esetet is, amikor mértékadó módon tetszőleges számú vágány terhelve van.

5.3.3.2. A vízszintes erők karakterisztikus értékei

5.3.3.2.1. Centrifugális erő

Ha a vágány a híd teljes hosszán vagy egy részén alaprajzban ívben fekszik, akkor a centrifugális erőt és a vágány túlemelését figyelembe kell venni.

A centrifugális erőt általában a vágány fölött 1,8 m magasságban a vízszintes síkban kifelé mutató erőként kell figyelembe venni.

A centrifugális erő karakterisztikus értékét a következő összefüggéssel kell számolni:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{gr} Q_{vk} = \frac{V^2}{127r} Q_{vk}$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{gr} q_{vk} = \frac{V^2}{127r} q_{vk}$$

ahol:

Q_{tk} és q_{tk} – a centrifugális erők karakterisztikus értékei,

Q_{vk} és q_{vk} – az 5.3.3.1. pontban előírt függőleges terhek karakterisztikus értékei (dinamikus tényező nélkül),

v – előírt legnagyobb pályasebesség, m/s,

V – előírt legnagyobb pályasebesség, km/h,

g – nehézségi gyorsulás (9,81 m/s²),

r – görbületi sugár.

Változó görbületű pálya esetén az r -értékek megfelelő átlagértékét lehet figyelembe venni.

A centrifugális erőt minden esetben kombinálni kell a forgalomból származó függőleges teherrel. A centrifugális erőt nem kell megszorozni a Φ dinamikus tényezővel. A centrifugális erő vágánytúlemelés miatti függőleges vetületét viszont szorozni kell a Φ dinamikus tényezővel.

Ívben fekvő hidak esetén meg kell vizsgálni azt az esetet is, amikor a függőleges forgalmi terhek a centrifugális erő nélkül működnek.

5.3.3.2.2. Oldallökőerő

Az oldallökőerőt a sínkoronaszint magasságában, a vágánytengelyre merőlegesen ható, vízszintes irányú koncentrált erőként kell figyelembe venni. Az oldallökőerőt mind az egyenes vonalú, mind az ívben fekvő vágányoknál alkalmazni kell.

Az oldallökő erő karakterisztikus értékét $Q_{sk} = 100$ kN-ra kell felvenni, ez az érték a dinamikus hatást már tartalmazza.

Az oldallökő erőt minden esetben kombinálni kell a függőleges irányú forgalmi terhekkel.

5.3.3.2.3. Vontatási és fékezőerők

A vontatási és fékezőerők a vágány hossz tengelyében, a vágánytengely érintőjének irányában hatnak. Az egyes tartószerkezeti elemek esetén a vizsgált igénybevételhez tartozó hatásra kedvezőtlen szakaszán ezeket az erőket egyenletesen megoszlónak kell tekinteni. A vontatási és fékezőerők irányát mindegyik vágány esetében az adott vágányon közlekedő forgalom megengedett haladási irányát (irányait) figyelembevéve kell felvenni.

A vontatási erő karakterisztikus értéke: Q_{lak} = a függőleges irányú forgalmi teher 13 százaléka, de legfeljebb 185 kN.

A fékezőerő karakterisztikus értéke: Q_{bk} = a függőleges irányú forgalmi teher 30 százaléka, de legfeljebb 425 kN.

A vontatási és fékezőerők karakterisztikus értékeit nem kell megnövelni a ϕ dinamikus tényezővel.

A vontatási és fékezőerőket a megfelelő függőleges irányú forgalmi terhekkel kombinálni kell.

Két- vagy többvágányú hidak esetén meg kell vizsgálni azokat a mértékadó eseteket is, amikor a fékezőerők, és a vontatási erők a különböző vágányokon egyidejűleg működnek.

5.3.3.3. Hídfőkre és csatlakozó falakra ható terhek

A hídfőkre és csatlakozó falakra ható függőleges terheket az 5.3.3.1. pontban a felszerkezetre megadottaknak megfelelően kell felvenni, de a dinamikus tényezőt ezekre a terhekre vonatkozóan nem kell figyelembe venni.

A hídfőkre és csatlakozó falakra ható hosszirányú erőket az alábbiak szerint kell meghatározni:

- amennyiben a hídfőnél síndilatációs készülék található, hosszirányú erőt nem kell figyelembe venni,
- amennyiben a hídfőnél nem található síndilatációs készülék, a hosszirányú erő nagyságát a 5.3.3.2. pontban megadott terhelésekből, az e-VASUT 02.70.02 VHSz H.1.2. Utasítás előírásaival összhangban, a szerkezet és a vágány kombinált választásának figyelembevételével kell meghatározni.

5.3.3.4. Tehercsoportok, a több összetevőjű hatás karakterisztikus értékei közötti villamosvasúti hidakon

A 5.3.3.1–5.3.3.3. pontban meghatározott terhek egyidejűségét az 5.16. táblázatban szereplő tehercsoportok alkalmazásával lehet figyelembe venni. Ezeknek az egymást kizáró tehercsoportoknak mindegyikét általában egyetlen esetleges hatás karakterisztikus értékének kell tekinteni a nem közúti villamosvasúti forgalmi terhekkel képzett hatáskombinációkban. Mindegyik tehercsoportot úgy kell alkalmazni, mintha az egyetlen esetleges hatás lenne.

Megjegyzés: Ha ez előfordul, az egyedi forgalmi hatások (beleértve azok egyedi összetevőit) kombinációit általában figyelembe kell venni. Az egyedi forgalmi hatásokat lehetséges, hogy például a saruk tervezésekor, továbbá a legnagyobb keresztirányú és a legkisebb függőleges irányú forgalmi terhelés, a saruknál fellépő kényszerek, a hídfők (különösen folytatólagos többtámaszú hidak esetén) legnagyobb felborító nyomatékainak a számításakor stb. is figyelembe kell venni.

A táblázatban meghatározott tényezőket általában az egyes tehercsoportokban szereplő különböző hatások karakterisztikus értékeire kell alkalmazni.

Ha tehercsoportokat nem alkalmaznak, akkor a közúti villamosvasúti járműforgalomból származó hatásokat az 5.16. táblázat szerint kell kombinálni.


5.16. táblázat – A közúti villamosvasúti járműforgalom tehercsoportjainak összeállítása (a több összetevőjű hatás karakterisztikus értékei)


A hidon lévő vágányok száma			A terhelt vágányok száma	Tehercsoport ³	A terhelt vágány	Függőleges járműteher ¹	Üres szerelvény	Vontatási és fékezőerő ¹	Centrifugális erő ¹	Oldal-lökő erő ¹	Megjegyzés
1	2	3									
1	1	1	gr11	T ₁	1			1 ⁵	0,5 ⁵	0,5 ⁵	1: legnagyobb függőleges és legnagyobb egyidejű hosszirányú
			gr12	T ₁	1			0,5 ⁵	1 ⁵	1 ⁵	2: legnagyobb függőleges és legnagyobb keresztirányú
			gr13	T ₁	1			1	0,5 ⁵	0,5 ⁵	Legnagyobb hosszirányú
			gr14	T ₁	1			0,5 ⁵	1	1	Legnagyobb keresztirányú
2	2	2	gr15	T ₁			1		1 ⁵	1 ⁵	Oldalirányú stabilitás az „üres szerelvény” esetén
			gr21	T	1			1 ⁵	0,5 ⁵	0,5 ⁵	1: legnagyobb függőleges és legnagyobb egyidejű hosszirányú
				T ₂	1			1 ⁵	0,5 ⁵	0,5 ⁵	
			gr22	T ₁	1			0,5 ⁵	1 ⁵	1 ⁵	2: legnagyobb függőleges és legnagyobb keresztirányú
				T ₂	1			0,5 ⁵	1 ⁵	1 ⁵	
			gr23	T ₁	1			1	0,5 ⁵	0,5 ⁵	Legnagyobb hosszirányú
				T ₂	1			1	0,5 ⁵	0,5 ⁵	
			gr24	T ₁	1			0,5 ⁵	1	1	Legnagyobb keresztirányú
T ₂	1				0,5 ⁵	1	1				
≥3	≥3	≥3	gr31	T ₁	0,75			0,75 ⁵	0,75 ⁵	0,75 ⁵	Kiegészítő terhelési eset

Megjegyzés:

 A tehercsoport domináns tényezője

 Egyvágányú híd tehercsoportjai

 Kétvágányú híd tehercsoportja
Mindkét vágányt T1-ként (1. vágány) és T2-ként (2. vágány) is figyelembe kell venni.

 Háromvágányú híd tehercsoportja. Három, vagy több vágányú hidak tervezésekor figyelembe kell venni a 11–31 tehercsoportot, kivéve a 15. tehercsoportot. Mindkét vágányt T1-ként (1. vágány) és T2-ként (2. vágány) is figyelembe kell venni, miközben e két vágányon kívüli összes többi vágányt terheletlennek kell tekinteni. Ezen túlmenően a 31. tehercsoportot kiegészítő terhelési esetként figyelembe kell venni, mely szerint a T1 vágány összes, kedvezőtlen hatást eredményező szakaszát terhelni kell.

Jelmagyarázat: 1) Minden vonatkozó tényezőt (α , Φ , f , ...) figyelembe kell venni; 2) Ha kedvező hatást eredményez, akkor az érték 0,5-re csökkenthető, de zérus értékű nem lehet; 3) Lásd még a 7.1. pont 6.6. táblázatát a ψ tényezőkről; (5) Ha kedvező hatást eredményeznek, akkor ezeket a nem domináns értékeket zérusra kell felvenni.

5.3.3.5. A közúti, a gyalogos és a közúti villamosvasúti együttes tehercsoportok

A közúti, a gyalogos és kerékpáros, valamint a közúti villamosvasúti terhek fentiekben meghatározott terheinek egyidejűségét az 5.17. táblázatban szereplő tehercsoportok alkalmazásával lehet figyelembe venni. Ezek a tehercsoportok egymást kölcsönösen kizáró esetek.

5.17.a) táblázat – A közúti, gyalogos/kerékpáros és közúti villamosvasúti járműforgalom tehercsoportjainak összeállítása (a több összetevőjű hatás karakterisztikus értékei)

Tehercsoportok	Útpálya ¹					
	Teher típusa					
	Függőleges erők				Vízszintes erők	
	Teherrendszer					
	LM1	LM2	LM3	LM4	Fékező- és gyorsító- erők	Centrifugális és egyéb kereszt- irányú erők
Gr1a	karakterisz- tikus érték					
Gr1b	kombinációs érték					
Gr1c	karakterisz- tikus érték					
Gr1d		karakterisz- tikus érték				
Gr1e		kombinációs érték ⁴				
Gr2a	gyakori érték				karakterisz- tikus érték	karakterisz- tikus érték
Gr2b	gyakori érték				kombinációs érték	kombinációs érték
Gr3 ⁶						
Gr4				karakterisz- tikus érték		
Gr5a			karakterisz- tikus érték			
Gr5b			kombinációs érték			

5.17.b–c) táblázat – A közúti, gyalogos/kerékpáros és közúti villamosvasúti járműforgalom tehercsoportjainak összeállítása (a több összetevőjű hatás karakterisztikus értékei)

Tehercsoportok	Közúti villamosvasúti pálya ¹			Gyalogjárda és kerékpárút
	Tehertípusa			Csak függőleges erők
	Függőleges erő ⁷	Vízszintes erők		
	Teherrendszer			
Villamos megoszló vagy koncentrált erők	Vontatási és fékezőerők	Centrifugális és egyéb keresztirányú erők		
Gr1a	kombinációs érték ²			kombinációs érték ³
Gr1b	karakterisztikus érték			kombinációs érték ³
Gr1c				
Gr1d	kombinációs érték ⁴			
Gr1e	karakterisztikus érték			
Gr2a	kombinációs érték $k \cdot 0,5$	kombinációs érték ²	kombinációs érték ²	
Gr2b	0,5	karakterisztikus érték	karakterisztikus érték	
Gr3 ⁶				karakterisztikus érték ⁵
Gr4				karakterisztikus érték ⁸
Gr5a	kombinációs érték ²			
Gr5b	karakterisztikus érték			

 Domináns hatásösszetevő (A tehercsoport meghatározó tényezője)

Jelmagyarázat:

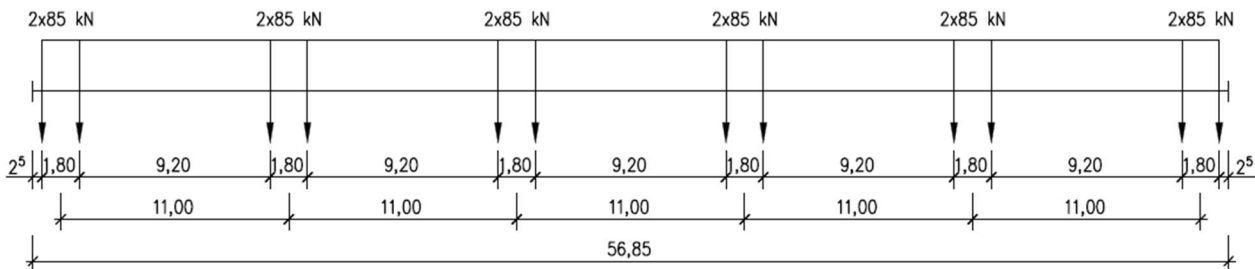
- 1 – A közúti villamosvasúti pálya lehet nyitott a közúti forgalom számára. Ebben az esetben a sávfelosztásnál az általa elfoglalt szélességet is figyelembe lehet venni, azonban abban az esetben közúti villamosvasúti terhet nem szabad együttesen alkalmazni a közúti forgalmi terhekkel.
- 2 – A közúti terhekkel egyidejű közúti villamosforgalmi hatás egyidejűségi (kombinációs) tényezőjének értéke $\psi_0 = 0,90$
- 3 – $q_{fk} = 3 \text{ kN/m}^2$
- 4 – Amennyiben a hatása kedvező, nem kell figyelembe venni.
- 5 – Lásd a 5.3.2.2. pontot. Általában egy járdát kell terhelni, ha az az eset a mértékadó.
- 6 – Nem mértékadó, ha Gr4-et (tömegteher) is figyelembe veszik.
- 7 – A közúti villamosvasúti pálya vasúti függőleges terheit a 6.3.3.4. pont táblázatának megfelelően kell értelmezni, a vágányok számának megfelelően.
- 8 – A Gr4 tehercsoportban a gyalogos- vagy kerékpáros járda terhe, $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$.

5.3.3.6. Fáradási tehermodellek

A lineáris károsodási hipotézisen alapuló részletes fáradásvizsgálati módszerhez alkalmazható fáradási terhek:

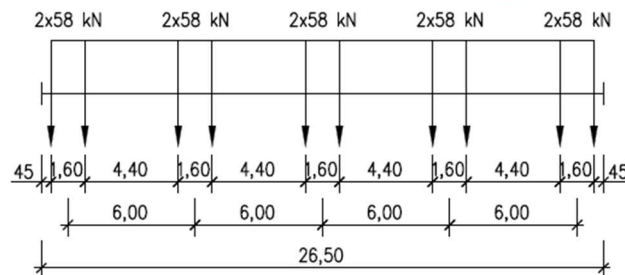
- 1. típus:

$$\sum Q = 1020 \text{ kN}, \quad v = 50 \text{ km/h}, \quad L = 56,85 \text{ m}, \quad q = 17,94 \text{ kN/m}$$



- 2. típus:

$$\sum Q = 580 \text{ kN}, \quad v = 50 \text{ km/h}, \quad L = 26,50 \text{ m}, \quad q = 21,89 \text{ kN/m}$$



A fáradásvizsgálatot mindkét típusjárműre el kell végezni.

Megjegyzés: Az ismétlésszámokat a megrendelővel/üzemeltetővel egyeztetett járatsűrűség alapján kell felvenni.

5.3.4. Vasúti terhek

Amennyiben a hídon vasúti vagy helyi érdekű vasúti (HÉV) forgalom is várható, a vasúti pálya terheit az e-VASUT 02.70.02–06 (VHSz H.1.2–H.1.6.) utasításokban írtak alapján kell felvenni, és a híd méretezését a vasúti terhekre ezeknek az utasításoknak az előírásai szerint is el kell végezni.

A vasúti, vagy helyi érdekű vasúti és a közúti terhek (ld. a 5.3.1. pontot) egyidejűségét egyedi megfontolások alapján lehet meghatározni a híd helyének és a rajta átvezetett közúti, vagy vasúti/helyi érdekű vasúti forgalom jellegének és sűrűségének a figyelembevételével. A jelen előírás 6.1. pontjában található 6.6., 6.7. és 6.8. táblázatban megadott ψ egyidejűségi tényezők irányadónak tekinthetők, és egyéb megfontolások hiányában ezek alkalmazhatók a vegyes forgalmú hidak számításánál.

5.3.5. A szerkezet és a vágány kombinált válasza az esetleges hatásokra

Ha a hídon átvezetett vágány a vágány alátámasztásában jelentkező folytonossági hiányok (pl. a híd felszerkezete és a hídfő közötti hézag) fölött megszakítás nélkül van átvezetve, akkor a híd tartószerkezete (felszerkezet és alépitmény) és a vágány (sínek, ágyazat stb.) együttesen viselik a szerkezetre ható hatásokat. Ennek vizsgálatát az e-VASUT 02.70.02 VHSz H.1.2. utasítás 7.3. szakasza szerint kell elvégezni.

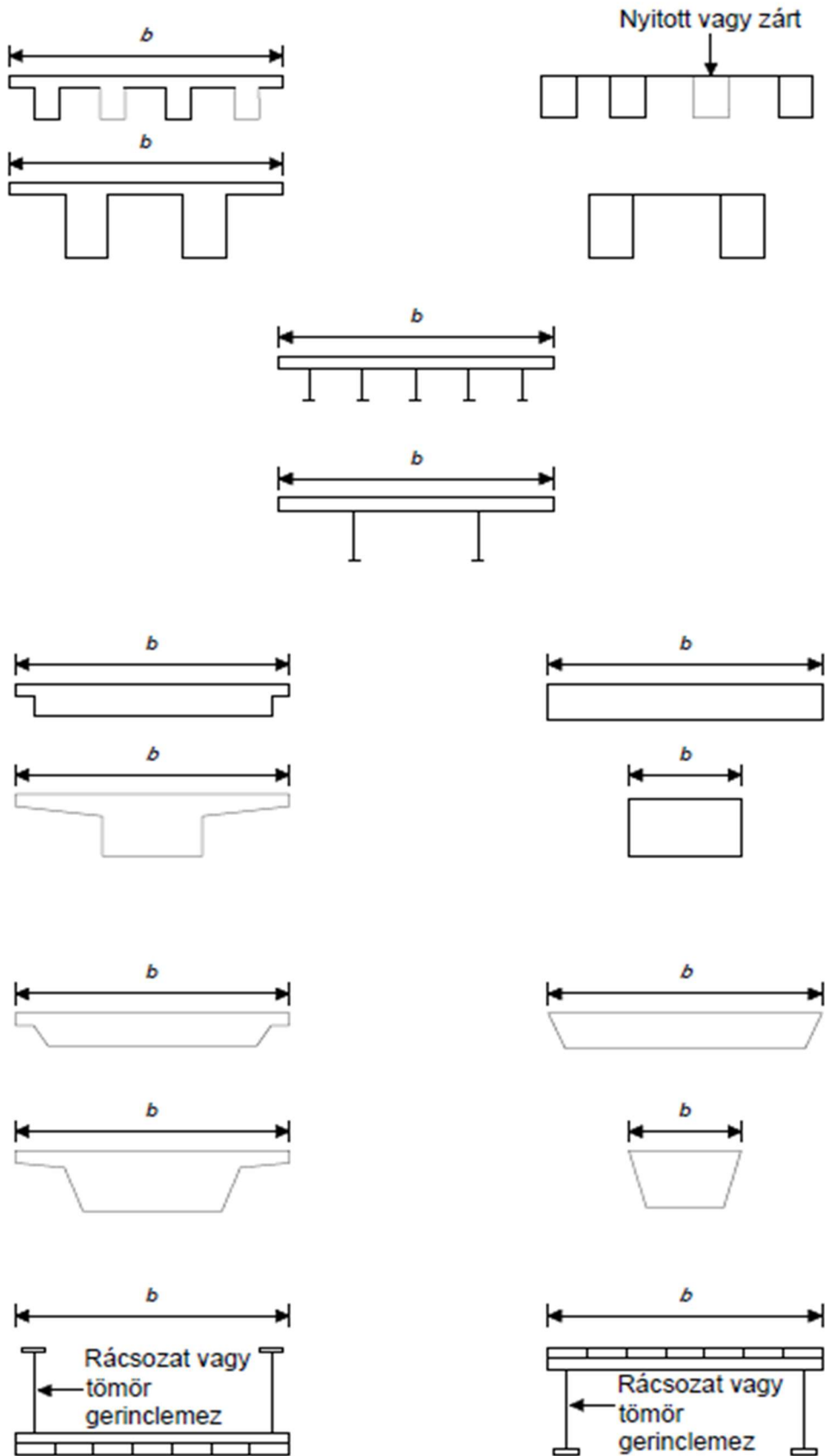
5.3.6. Meteorológiai hatások

Az ebben az előírásban megadott tehermodellek – külön erre vonatkozó megjegyzés hiányában – állandó jellegű hidakra vonatkoznak, azok reprezentatív értékeit definiálják. Nem végleges jellegű hidak tervezése esetén, vagy ideiglenes állapotokban a végleges jellegű hidakra vonatkozó tehermodellek alkalmazandók, de a meteorológiai hatások a tervezési élettartamnak, és az ideiglenes állapot várható időtartamának megfelelően, az ebben az előírásban megadott módon csökkenthetők.

5.3.6.1. Szélhatás

Az 5.12. ábra szerinti szélmodell (közel) állandó szerkezeti magasságú, szokásos kialakítású (lemez, bordás vagy szekrényes keresztmetszetű) és anyagú (acél, vasbeton, öszvér, fa, alumínium), egyetlen felszerkezetből álló hídszerkezetekre és ezek közbenső alépitményeire (hídpillérekre) vonatkozik. Speciális kialakítású, karcsú hidak esetén, érzékeny építési állapotokban, ahol a 6. fejezet szerinti hatáskombinációkban a szél jelenti a domináns esetleges hatást, a hídra működő szélhatás pontosabb meghatározásához a szélmodelleket egyedi vizsgálatok alapján célszerű megállapítani. A hídpilléreken és a felszerkezeten fellépő szélerőket minden esetben azonos szélirány figyelembevételével kell meghatározni és a vizsgált szerkezet szempontjából legkedvezőtlenebb szélirányt kell feltételezni.

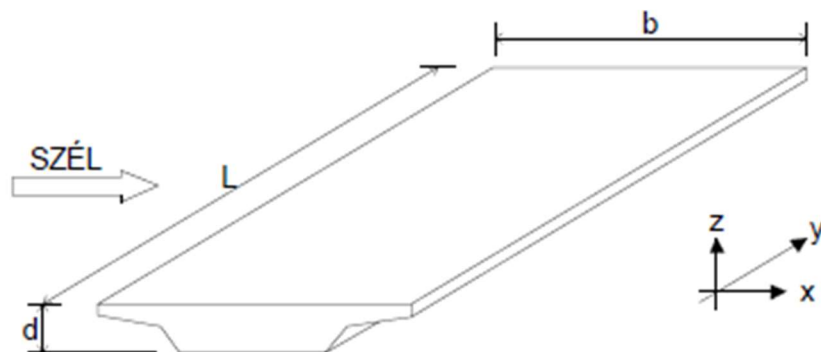
Ebben a fejezetben a szélhatás egyszerűsített módon, statikus teherként van megadva. Függesztett szerkezetek, karcsú gyalogoshidak esetén (építési és végállapotban egyaránt) azonban ki kell térni a felszerkezet elemeinek (merevítőtartó, ívtartó, pilon, függesztőrudak vagy -kábelek) lengésvizsgálatára (széllökés, örvénygerjesztés), valamint az aerodinamikai instabilitások (táncolás, belebegés) vizsgálatára az MSZ EN 1991-1-4 szerint.



5.12. ábra – Szokásos hídfelszerkezetek keresztmetszetei

5.3.6.1.1. A híd felszerkezetére ható szélerek

Tervezéskor a híd felszerkezetén az 5.13. ábra szerinti szélerek (x, y és z irányú erők) kell figyelembe venni.



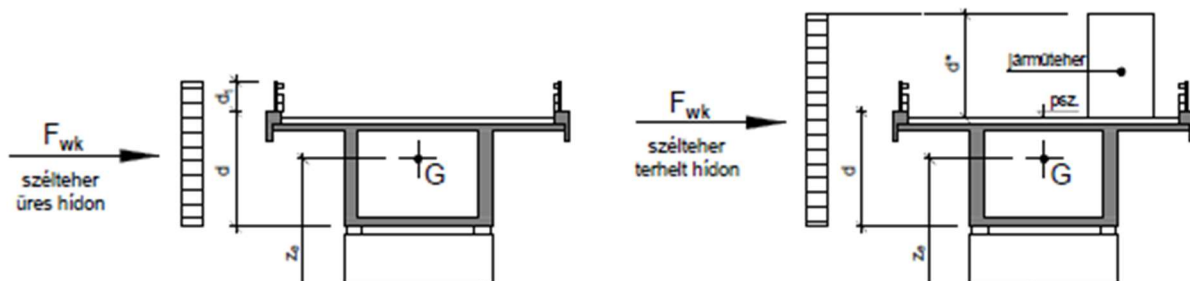
5.13. ábra – A híd felszerkezetére ható szélerek

A hidak felszerkezetén általános esetben a domináns szélérő ($F_{wk,x}$) az x (felszerkezet tengelyére merőleges, vízszintes) irányú szélből adódik. Mivel a z (függőleges) irányú szélérő ($F_{wk,z}$) egymástól jelentősen különböző szélirányok esetén is kialakulhat, ezért ha ez a vizsgált hatás szempontjából kedvezőtlen, akkor a z irányú szélérőket egyidejűnek kell tekinteni az x vagy az y irányban fellépő szélérőkkel. Az y (felszerkezet tengelyével párhuzamos) irányban fellépő szélérőket ($F_{wk,x}$) általában nem kell egyidejűnek tekinteni az x irányú szélérőkkel. A függőleges szélérő ($F_{wk,z}$) oldalirányú szélben is hat (a híd alakjától függően), és a turbulencia miatt az áramlás a függőlegestől eltér, ami szintén függőleges szélterhet okoz. A hosszirányú szélterhet ($F_{wk,y}$) a hídpálya esetében a szélsúrlódásból adódik. A híd tervezése során a fentiek szerint egyidejűnek tekintett szélérőket a továbbiakban egyetlen esetleges hatásként – a szélhatás F_{wk} karakterisztikus értékeként – kell kezelni, és ennek megfelelően kell figyelembe venni a 6. fejezet szerinti hatáskombinációkban is.

A tervezés során két szélterhet esetet kell figyelembe venni a 6. fejezet szerinti hatáskombinációkban:

- forgalmi terhekkal nem egyidejű szélterhet – üres híd esete,
- forgalmi terhekkal egyidejű szélterhet – terhelt híd esete.

A szélterhet értékét forgalmi terhekkal nem egyidejű szélterhet esetén a híd referenciafelületére, forgalmi terhekkal egyidejű szélterhet esetén a híd és a forgalmi terhek együttes referenciafelületére kell működtetni az 5.14. ábra szerint.



5.14. ábra – Szélterhet alkalmazásának sematikus ábrája

5.3.6.1.2. Az x irányú szélerő

A híd felszerkezetére, a felszerkezet tengelyére merőlegesen ható x irányú szélerő karakterisztikus értéke:

$$F_{wk,x} = \frac{1}{2} \rho v_b^2 C_x A_{ref,x}$$

ahol:

v_b – a szélesebbesség alapértéke: $C_{dir} C_{season} v_{b,0}$,

C_{dir} – széliránytényező, mely a különböző szélirányok közötti szélesebbesség-különbséget veszi figyelembe, értéke 1,0,

C_{season} – évszaktényező, mely az azonos irányú, de különböző évszakban fellépő szelek közti szélesebbesség-különbséget veszi figyelembe, értéke 1,0,

$v_{b,0}$ – az 50 év visszatérési idejű (éves $p = 0,02$ meghaladási valószínűségű karakterisztikus érték) szélesebbesség kiindulási alapértéke (10 perces átlagos szélesebbesség a terepszint felett 10 m magasságban, II. beépítettségi osztályba tartozó területen), értéke 23,6 m/s.

A szélesebbesség alapértéke a híd tervezési élettartamának függvényében módosítandó egy c_{prob} tényezővel:

$$c_{prob} = \left[\frac{1 - 0,2 \cdot \ln(-\ln(1-p))}{1 - 0,2 \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right]^{0,5}$$

ahol:

$$p = 1 - e^{-1/T}$$

Különböző időtartamok esetében (ideiglenes vagy félállandó hidak, vagy ideiglenes állapotok) az 5.29. táblázatban írtak figyelembevételével az 5.18. táblázat adja a c_{prob} értékeit.

5.18. táblázat – c_{prob} tényező értékei a visszatérési idő függvényében

Tényező	Visszatérési idő, T , év				
	2	5	10	50	100
p , –	0,39	0,18	0,10	0,02	0,01
c_{prob} , –	0,80	0,86	0,91	1,00	1,04

r – a levegő sűrűsége, értéke, 1,25 km/m³,

C_x – x irányú széltehetényező:

$$C_x = ce(z) \cdot c_{f,,x}$$

ahol:

$ce(z)$ – kitétségi tényező, mely a vizsgált szerkezetet körülvevő környezetnek a szélesebbeségre gyakorolt hatását veszi figyelembe (turbulencia miatt fellépő, az átlagos szélesebbességhez hozzáadódó időbeli ingadozások). Értékét az 5.19. táblázat szerinti beépítettségi osztályok és a terepszint feletti z magasság alapján az 5.15. ábra

alapján lehet meghatározni. A hirtelen domborzatváltozások miatt szélesebb-növekedés léphet fel, mely az 5.15. ábra értékeit kismértékben módosíthatja (növelheti vagy csökkentheti), melyre vonatkozó további előírások az MSZ EN 1991-1-4 szabvány A mellékletében található.

$c_{f,x}$ – x irányú erőtenyező, mely a vizsgált szerkezet keresztmetszeti alakjának a fellépő x irányú szélerőre gyakorolt hatását veszi figyelembe. Értékét 10 foknál kisebb szélirányú terepesés esetén az 5.16. ábra szerint lehet meghatározni.

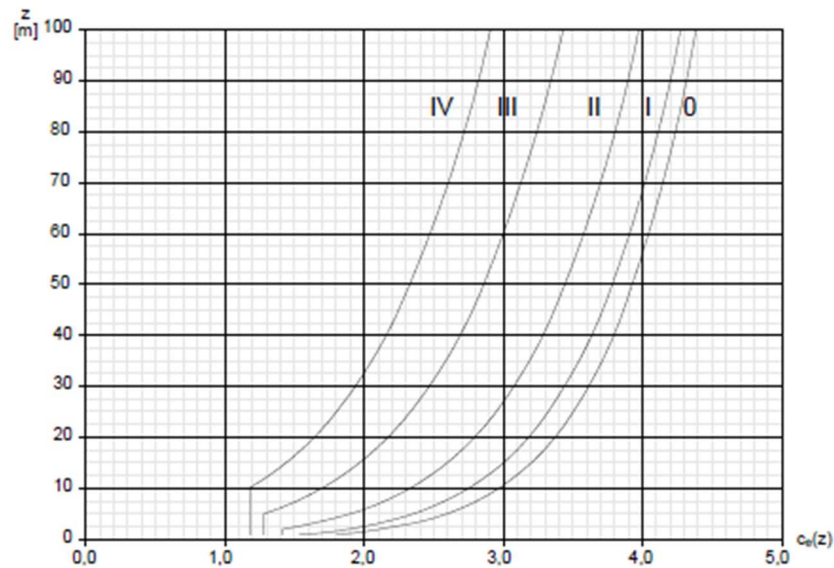
Megjegyzés: Ha a szélirány vízszintessel bezárt ferdeségi szöge meghaladja a 10 fokot, akkor a $c_{f,x}$ erőtenyezőt különleges vizsgálatokkal lehet meghatározni.

Ez a ferdeségi szög a terepszint szélirányba eső ferdesége miatt alakulhat ki, mivel a szél iránya bizonyos mértékben igazodhat a terep lejtéséhez, azaz ha a szél irányában lejt vagy emelkedik a terep, akkor a szél iránya eltérhet a vízszintestől. Ebben az esetben a szél hatásának vízszintes összetevőjét a szabványban írt összefüggésekkel nem lehet pontosan meghatározni. Ha két, alakját tekintve lényegében azonos felszerkezet azonos magasságban helyezkedik el, és keresztirányban egymástól legfeljebb 1 m méretű hézaggal van elválasztva, akkor a szél támadta oldalon lévő szerkezetre ható szélerő úgy számítható, mintha a két különálló szerkezet egyetlen keresztmetszet lenne. Egyéb esetekben a szél-szerkezet kölcsönhatás figyelembevételkor különleges megfontolásokra lehet szükség.

Ha a hídfelszerkezet keresztirányú esésben van, akkor a $c_{f,x}$ erőtenyezőt az esési szög mértékétől függően fokként 3 százalékkal, de összesen legfeljebb 25 százalékkal célszerű növelni.

5.19. táblázat – Beépítettségi osztályok (Megfelel az MSZ EN 1991-1-4 szabvány 4.1. táblázatának)

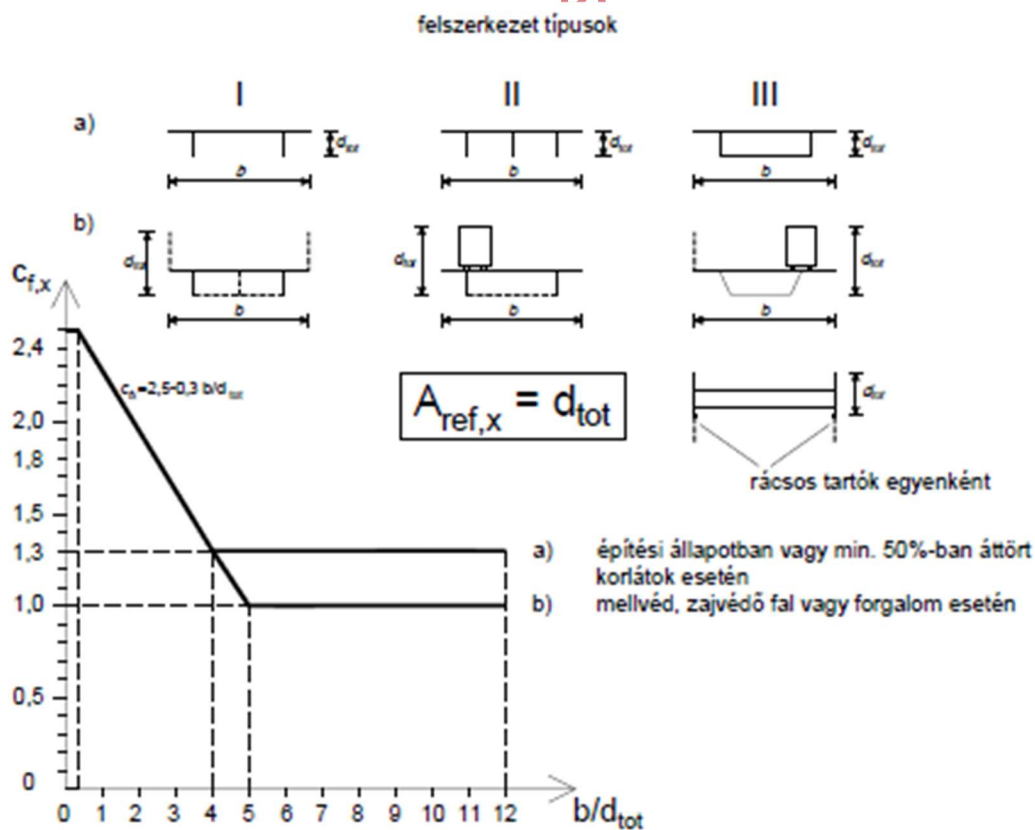
Beépítettségi osztályok	
0	A nyílt tenger hatásának kitett tengeri vagy tengerparti terület
I.	Tavak vagy sík, vízszintes terület elhanyagolható növényzettel és akadályok nélkül
II.	Kevés növényzettel, pl. fűvel borított, egymástól legalább az akadályok magasságának húszszorosát kitevő távolságban egyedül álló, elkülönített akadályokat (fák, épületek) tartalmazó terület
III.	Rendszeresen növényzettel vagy épületekkel borított, egymástól legfeljebb az akadályok magasságának húszszorosát kitevő távolságban egyedül álló, elkülönített akadályokat tartalmazó terület (falvak, külvárosi terület, folyamatosan erdővel borított vidék)
IV.	Olyan terület, melynek legalább 15 százalékán épületek állnak és azok átlagos magassága meghaladja a 15 métert



ver 24

5.15. ábra – A kitettségi tényező (Megfelel az MSZ EN 1991-1-4 szabvány 4.2. ábrájának)

Egyszerűsítésként a c_x tényező értékei az 5.20. táblázatból is vehetők, melyek az 5.16. ábra szerinti $c_{f,x}$ értékek alapján lettek meghatározva. A b/d_{tot} és a z_e értékek között lineáris interpoláció alkalmazható. A z_e referenciamagasságot a terep legalacsonyabb pontja és a hídfelszerkezet súlypontja közötti távolságra lehet felvenni, a referenciafelület egyéb részeit (pl. mellvédek) figyelmen kívül hagyva.



5.16. ábra – A $c_{f,x}$ erőtényező értékei (Megfelel az MSZ EN 1991-1-4 szabvány 8.3. ábrájának)

5.20. táblázat – Hídfelszerkezetek esetén ajánlott C_x tényezők

b/d_{tot}	Beépítettségi osztály							
	I.		II.		III.		IV.	
	Z_e, m							
	≤ 20	50	≤ 20	50	≤ 20	50	≤ 20	50
$\leq 0,5$	7,5	9,0	6,6	8,2	5,1	6,8	3,9	5,5
$\geq 4,0$	4,2	5,0	3,7	4,5	2,8	3,7	2,1	3,0
$\geq 5,0$	3,2	3,8	2,8	3,5	2,2	2,9	1,6	2,3

Az 5.20. táblázat utolsó sorában a felül található adatok az 5.16. ábra a) esetére (építési állapotban vagy legalább 50 százalékban áttört korlátok), az alul találhatóak az 5.16. ábra b) esetére (mellvéd, zajvédő fal vagy forgalom) vonatkozóan vannak megadva.

Referenciaterületként ($A_{ref,x}$) az x irányú szélhatással terhelt referenciafelület tekintendő

($A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L$), melynek d_{tot} magassága a felszerkezet szél támadta oldalfelületével azonos az 5.16. ábra, az 5.17. ábra és az 5.21. táblázat szerint, L pedig a felszerkezet teljes hossza.



5.17. ábra – Az $A_{ref,x}$ referenciafelület magasságának értelmezése

5.21. táblázat – Az $A_{ref,x}$ referenciafelület d_{tot} magasságának értékei (Megfelel az MSZ EN 1991-1-4 szabvány 8.1. táblázatának)

A korlát típusa	Egyik oldalon	Mindkét oldalon
Áttört mellvéd vagy áttört biztonsági korlát	$d + 0,3 m$	$d + 0,6 m$
Tömör mellvéd vagy tömör biztonsági korlát	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Áttört mellvéd és áttört biztonsági korlát	$d + 0,6 m$	$d + 1,2 m$

A forgalmi terhet nem tartalmazó teherkombinációkhoz tartozó $A_{ref,x}$ referenciafelületeket általában a következőképpen kell meghatározni:

- sík (gerinclemezes) főtartójú felszerkezetek esetén $A_{ref,x}$ a következők összege:
 - a szél támadta oldalon lévő szélső főtartó oldalfelülete,
 - a többi főtartó azon részeinek oldalfelületei, melyek vetülete a szél támadta oldali szélső főtartó alá nyúlik,

- az egyik oldali szegély vagy járdaelem, melyek vetülete a szél támadta oldali szélső főtartó fölé nyúlik,
- ha ilyenek előfordulnak, akkor a tömör visszatartó rendszer vagy a zajvédő falak azon részeinek oldalfelületei, melyek a szegély vagy járdaelem fölé nyúlnak, vagy ilyen szerkezeti elemek hiányában mindegyik áttört mellvéd vagy korlát esetén egyenként 0,3 m;
- rácsos főtartójú felszerkezetek esetén $A_{ref,x}$ a következők összege:
 - az egyik oldali szegély vagy járdaelem,
 - az összes rácsos főtartó azon tömör részei, melyek merőleges vetülete szegély vagy járdafelület felett vagy alatt helyezkedik el,
 - ha ilyenek előfordulnak, akkor a tömör visszatartó rendszer vagy a zajvédő falak azon részeinek oldalfelülete, melyek a szegély vagy járda fölé nyúlnak, vagy ilyen szerkezeti elemek hiányában mindegyik áttört mellvéd vagy korlát esetén egyenként 0,3 m.

A referenciafelület teljes mérete nem haladhatja meg az összes kinyúló rész által meghatározott magasságú, egyenértékű sík (gerinclemezes) gerenda által képviselt felületet.

Építés alatti, több főtartóból álló olyan felszerkezetek esetén, melyekre a pályalemezt még nem építették rá, $A_{ref,x}$ két főtartó oldalfelületének összegével egyezik meg.

A forgalmi terhet is tartalmazó teherkombinációkhoz tartozó $A_{ref,x}$ referenciafelületeket a terheletlen eset szerint, de a következő módosítással kell meghatározni:

Ahol mértékadó, ott a szegélyelemek és zajvédő falak felületei helyett általában a kocspálya szintje felett közúti híd esetén 2 m, közúti villamosvasúti forgalmat átvezető híd esetén 3,6 m, önálló gyalogos-/kerékpáros híd esetén 1,7 m magasságú felületet kell figyelembe venni a legkedvezőtlenebb hatást eredményező hosszban, a függőleges irányú forgalmi terhek helyzetétől függetlenül.

5.3.6.1.3. Az y irányú szélerő

Az y (felszerkezet tengelyével párhuzamos) irányban ható szélerőt csak akkor kell figyelembe venni a felszerkezet tervezése során, ha az a vizsgált hatás szempontjából számottevő jelentőségű (pl. saruk tervezésekor vagy építési állapotokban). Az y irányú szélerő értékét az x irányú szélerő megfelelő hányadára javasolt felvenni a következők szerint:

- lemezhidak esetén: $F_{wk,y} = 0,25 F_{wk,x}$,
- lemezhidak esetén: $F_{wk,x} = 0,50 F_{wk,x}$.

Bordás felszerkezetű hidak esetén közbenső interpoláció alkalmazható.

5.3.6.1.4. A z irányú szélerő

A z (függőleges) irányú szélerőt az x irányú szélerővel azonos módon kell meghatározni a következő összefüggés szerint:

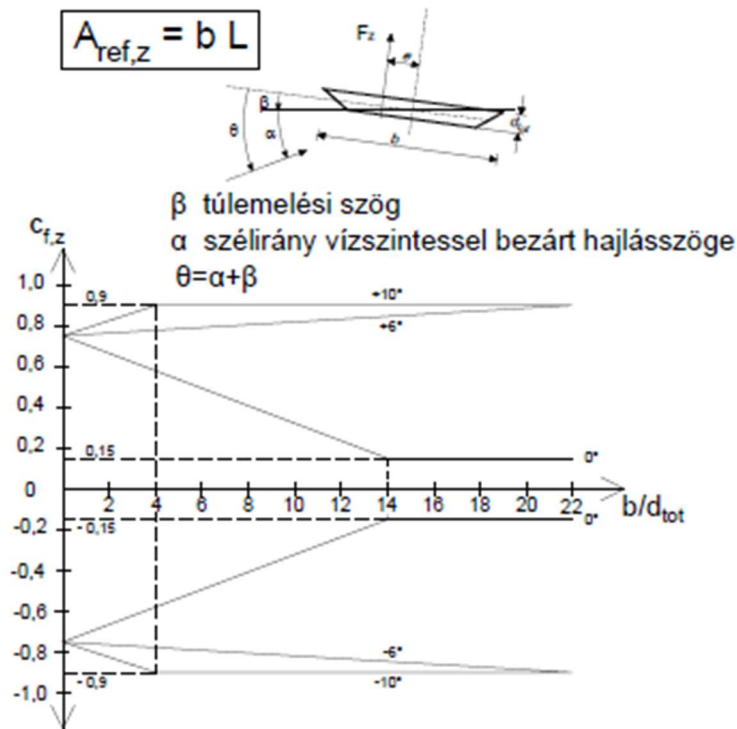
$$F_{wk,z} = \frac{1}{2} \rho v_b^2 C_z A_{ref,z}$$

A z irányú szélteher-tényező (C_z) értéke:

$$C_z = C_e(z) \cdot c_{f,z}$$

A $c_{f,z}$ z irányú erőtenyező jelentése az előző $c_{f,x}$ x irányú erőtenyező alapján értelemszerű, ennek értékét pontosabb vizsgálat hiánya esetén közelítően $\pm 0,9$ -re lehet felvenni. Pontosabb vizsgálat végezhető szélcsatorna-kísérlettel, vagy az 5.18. ábra összefüggéseinek alkalmazásával, ahol a d_{tot} magasságon a tartószerkezet (hídtartozékok nélküli) szélnek kitett oldalfelületét kell érteni (a „+” és

a „-” jelölés a függőlegesen felfelé, vagy lefelé irányuló erőre utal). Az itt megadott $c_{f,z}$ z erőtenyező nem alkalmazható a hídszerkezet aerodinamikai stabilitásának vizsgálatára. Az 5.18. ábra a felszerkezet keresztirányú túlemelési szögét β , a szélirány vízszintessel bezárt hajlásszögét α jelöli (ezek előjeles összege 0). Vízszintes terep esetén, továbbá dombvidéken, ha a felszerkezet a terepszint felett legalább 30 méterre helyezkedik el, az α értékét ± 5 fokra kell felvenni.



5.18. ábra – A $c_{f,z}$ erőtenyező értékei (Megfelel az MSZ EN 1991-1-4 szabvány 8.6. ábrájának)

A z irányú szélhatással terhelt $A_{ref,z}$ referenciafelületet az 5.18. ábra szerinti értelmezésben az

$$A_{ref,z} = b \cdot L$$

összefüggéssel lehet meghatározni,

ahol:

b – a keresztmetszet szélessége,

L – a felszerkezet teljes hossza.

A z irányú szélterők felszerkezetre kifejtett csavaró hatását egyéb előírás hiányában úgy célszerű figyelembe venni, hogy a fentiek szerint meghatározott $F_{wk,z}$ szélterőt a hídtengelyhez képest $e = b/4$ értékű külpontossággal működőnek feltételezzük.

5.3.6.1.5. A hídpillérekre ható szélterők

A hídpillérekre ható szélhatásokat (a felszerkezetről átadódó erők nélkül) az épületekre vonatkozó szabályok alapján lehet meghatározni az MSZ EN 1991-1-4 szerint. A felszerkezet vizsgálatához képest eltérés, hogy a hídpillér magassága mentén az 5.15. ábra szerinti profil alapján változó szélesebséget kell számítani, és a terhelést ennek megfelelően kell meghatározni. Az alaki tényezőt a pillér keresztmetszeti alakjának függvényében az MSZ EN 1991-1-4 tartalmazza.

Megjegyzés: Bizonyos ideiglenes tervezési állapotokban (pl.: ha a felszerkezet még nem folytonos, így a rá ható szélterőket hosszirányban nem képes elosztani az alátámasztások között, vagy

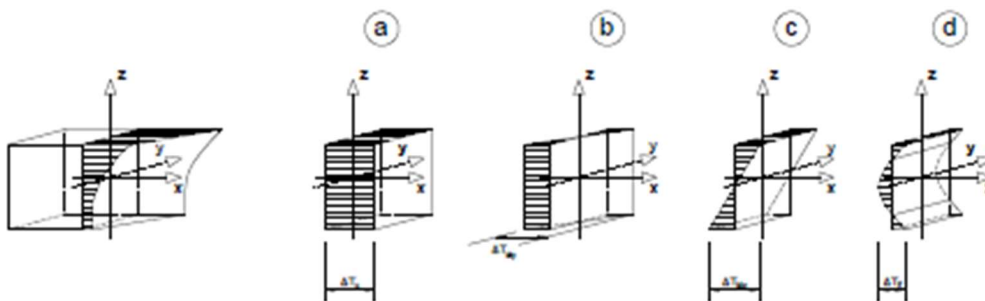
konzolos szabad szerelés esetén) a szélhatásból a hídpilléreken fellépő vízszintes erők nagyobbak lehetnek, mint a tartós tervezési állapotban.

5.3.6.2. Hőmérsékleti hatások

A hidak hőmérséklet-eloszlásának megváltozásából származó hatásokat a hídszerkezetek tervezése során figyelembe kell venni. Általános esetben a hídszerkezetben fellépő hőmérséklet-változást négy összetevővel lehet megadni, az 5.19. ábrának megfelelően:

- egyenletes hőmérséklet-változási összetevő,
- keresztirányú lineáris hőmérséklet-változási összetevő,
- függőleges lineáris hőmérséklet-változási összetevő,
- nemlineáris hőmérséklet-változási összetevő.

A felszerkezetek és az alépitmények alább megadott hőmérséklet-változásait egyidejűnek kell feltételezni, és a legkedvezőtlenebb, fizikailag lehetséges összeállításban kell figyelembe venni.



5.19. ábra – A hőmérséklet-változási összetevők értelmezése (Megfelel az MSZ EN 1991-1-5 szabvány 4.1. ábrájának)

5.3.6.2.1. A felszerkezetek hőmérséklet-változásai

Egyenletes hőmérséklet-változási összetevő

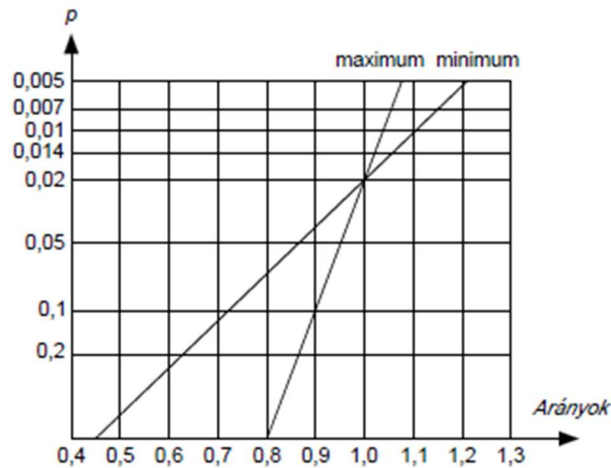
A hőmérséklet-változási összetevőket a hídszerkezet legalacsonyabb ($T_{e,min}$) és legmagasabb ($T_{e,max}$) hőmérséklete alapján lehet meghatározni. A $T_{e,min}$ és $T_{e,max}$ értékek a környező levegő (az építési helyszínrre vonatkozó izoterma térkép alapján meghatározott) legalacsonyabb ($T_{e,min}$) és legmagasabb (T_{max}) hőmérsékletétől függenek. A ($T_{e,min}$; T_{max}) karakterisztikus értékeknek nyílt területen érvényes éves, 0,02 meghaladási valószínűségű (50 év visszatérési idejű) értékeknek kell lenniük, melyet az adott helyszínrre lettek meghatározva. Amennyiben helyspecifikus levegő-hőmérsékleti szélsőértékek nem állnak rendelkezésre, a következő értékek alkalmazhatók:

$$T_{min} = -15 \text{ } ^\circ\text{C}; T_{max} = 35 \text{ } ^\circ\text{C}; T_0 = 10 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ (építési hőmérséklet).}$$

Ha a hídfelszerkezet alsó élének minimális tengerszint feletti magassága:

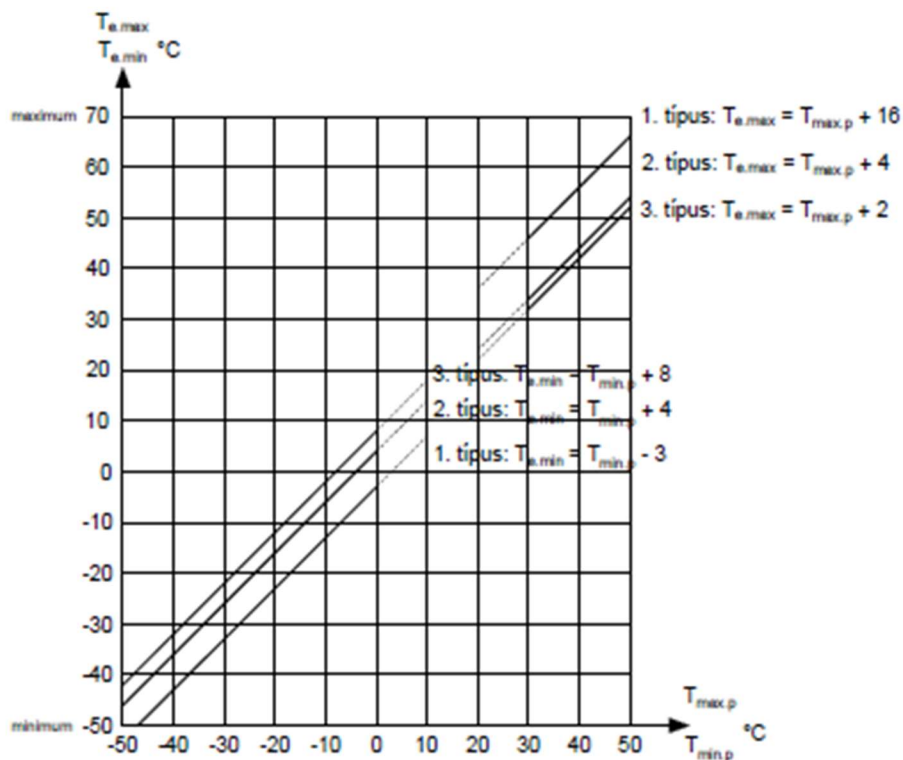
- legfeljebb 200 mBf, akkor a T_{min} és T_{max} fenti értékeit módosítás nélkül kell alkalmazni,
- nagyobb, mint 200 mBf, akkor a T_{min} értékét 100 méterenként 0,5 °C-kal, a T_{max} értékét 100 méterenként 1,0 °C-kal kell csökkenteni.

Mért, helyspecifikus adatok hiányában az adott éves meghaladási valószínűségű, árnyékban mért levegő-hőmérsékleti szélsőértékeknek ($T_{min,p}$; $T_{max,p}$) az 50 éves visszatérési időhöz tartozó referencia-szélsőértékhez (T_{min} ; T_{max}) viszonyított aránya az 5.20. ábráról olvasható le.



5.20. ábra – Az adott éves meghaladási valószínűségű levegő-hőmérsékleti szélsőértékek és a referenciaértékek aránya

Az 5.21. ábra a híd legalacsonyabb ($T_{e,min}$) és legmagasabb ($T_{e,max}$) hőmérsékletének és a környező levegő $T_{min,p}$ és $T_{max,p}$ hőmérsékletének a viszonyát adja meg különböző felszerkezetek esetén (1. típus: acél felszerkezet, 2. típus: öszvér felszerkezet, 3. típus: vasbeton felszerkezet).



5.21. ábra – Az árnyékban mért legalacsonyabb/legmagasabb levegő hőmérséklet és a híd legkisebb/legnagyobb egyenletes hőmérsékleti összetevője közötti összefüggés (Megfelel az MSZ EN 1991-1-5 szabvány 6.1. ábrájának)

Az egyenletes hőmérséklet-változási összetevő

- legnagyobb összehúzódáshoz tartozó része: $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$
- legnagyobb táguláshoz tartozó része: $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$

összefüggéssel határozható meg.

A fenti előírásoknak megfelelően az egyes szerkezeti kialakításokhoz, tengerszint feletti magasságokhoz és visszatérési időkhöz tartozó ($\Delta T_{N,con}$; $\Delta T_{N,exp}$) értékek az 5.22. táblázatból vehetők. A tengerszint feletti magasság közbelső értékeire lineáris interpoláció alkalmazható.

5.22. táblázat – Az egyes szerkezeti kialakításokhoz, tengerszint feletti magasságokhoz és visszatérési időkhöz tartozó $\Delta T_{N,con}$ és $\Delta T_{N,exp}$ értékek

Felszerkezet anyaga	Tengerszint feletti magasság (mBf)	Visszatérési idő, év									
		2		5		10		50		100	
		$\Delta T_{N,con}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$	$\Delta T_{N,exp}$
°C											
Acél	<200	-19,8	34,0	-22,5	36,5	-24,1	37,9	-28,0	41,0	-29,7	42,4
	≥1000	-21,6	27,6	-25,0	29,5	-27,1	30,6	-32,0	33,0	-34,1	34,1
Öszvér	<200	-12,8	22,0	-15,5	24,5	-17,1	25,9	-21,0	29,0	-22,7	30,4
	≥1000	-14,6	15,6	-18,0	17,5	-20,1	18,6	-25,0	21,0	-27,1	22,1
Vasbeton	<200	-8,8	20,0	-11,5	22,5	-13,1	23,9	-17,0	27,0	-18,7	28,4
	≥1000	-10,6	13,6	-14,0	15,5	-16,1	16,6	-21,0	19,0	-23,1	20,1

Azon szerkezetek esetén, ahol a különböző szerkezeti elemek közti egyenletes hőmérséklet-változási összetevők közötti eltérés jelentős igénybevételt okoz, ott a következő hőmérséklet-változási különbségeket lehet felvenni:

- az elsődleges tartószerkezeti elemek között $\Delta T_{N,1} = 15$ °C (pl. ívtartó és függesztőkábel között),
- a függesztő- vagy lehorgonyzó kábelek és a pályaszerkezet (vagy pilon) között világos színű kábelek esetén $\Delta T_{N,2} = 10$ °C, sötét színű kábelek esetén $\Delta T_{N,2} = 20$ °C.

Ebben az esetben az egyenletes hőmérséklet-változási összetevő a kiemelt elem kivételével:

- minden szerkezeti elemre $\Delta T_{N,con}$, illetve $\Delta T_{N,exp}$,
- a kiemelt elemre pedig
 - $\Delta T_{N,con} - (\Delta T_{N,1}$ vagy $\Delta T_{N,2})$, illetve
 - $\Delta T_{N,exp} + (\Delta T_{N,1}$ vagy $\Delta T_{N,2})$.

Bármelyik szerkezeti elem tekinthető kiemelt elemnek, a létrejövő hőmérséklet-változási hatások közül a legkedvezőtlenebbet kell egyenletes hőmérséklet-változási összetevőként figyelembe venni.

A saruk és a dilatációs szerkezetek mozgási tartományának tervezése:

Az egyenletes hőmérséklet-változási összetevő karakterisztikus értékének

- legnagyobb összehúzódáshoz tartozó része: $\Delta T_{j,con} = (1,35 \cdot \Delta T_{N,con} - \Delta T^*) / \gamma_T$
- legnagyobb táguláshoz tartozó része: $\Delta T_{j,exp} = (1,35 \cdot \Delta T_{N,exp} - \Delta T^*) / \gamma_T$
összefüggéssel határozható meg,

ahol:

$\Delta T_{N,con}$ és $\Delta T_{N,exp}$ – az 5.22. táblázatból vehetők, 100 éves visszatérési idő figyelembevételével,

ΔT^* értéke – az 5.23. táblázatból vehető.

γ_T – a hőmérséklet-változás parciális tényezője a 7. fejezet szerint.

5.23. táblázat – A ΔT^* értékei

A felszerkezet saru-, és dilatációbeépítés-kori tényleges testhőmérséklete ismert	A felszerkezet saru-, és dilatációbeépítés-kori tényleges testhőmérséklete nem ismert	
	Beton anyagú szerkezet	Acél és acél-beton öszvérszerkezet
0 °C	10 °C	15 °C

Megjegyzés: A felszerkezet saru-, és dilatációbeépítés-kori érvényes tényleges hőmérséklete ismertnek tekinthető, ha a tervező a sarujegyzéken és a saruelrendelési terven, és a dilatáció terven előírja a felszerkezet saru-, és a dilatációbeépítés-kori testhőmérsékletét, az így adódó ($\Delta T_{j,con}$; $\Delta T_{j,exp}$) értékek az MSZ EN 1337-1 szabvány C mellékletének C1. pontjában megadott „valóságos” hőmérséklet-változásnak felelnek meg. A felszerkezet saru-, és a dilatációbeépítés-kori érvényes tényleges hőmérséklete nem ismertnek tekinthető, ha a tervező nem írja elő a felszerkezet saru-, és a dilatációbeépítés-kori testhőmérsékletét, az így adódó ($\Delta T_{j,con}$; $\Delta T_{j,exp}$) értékek az MSZ EN 1337-1 szabvány C mellékletének C1. pontjában megadott „feltételezett” határhőmérsékletekből számított hőmérséklet-változásnak felelnek meg.

A fenti előírásoknak megfelelően az egyes szerkezeti kialakításokhoz és tengerszint feletti magasságokhoz tartozó ($\Delta T_{j,con}$; $\Delta T_{j,exp}$) értékek az 5.24. táblázatból vehetők. A tengerszint feletti magasság közbenső értékeire lineáris interpoláció alkalmazható.

5.24. táblázat – Az egyes szerkezeti kialakításokhoz és tengerszint feletti magasságokhoz tartozó $\Delta T_{j,con}$ és $\Delta T_{j,exp}$ értékek

Felszerkezet anyaga	Tengerszint feletti magasság mBf	A felszerkezet saru-, és dilatációbeépítés-kori testhőmérséklete			
		ismert		nem ismert	
		$\Delta T_{j,con}$	$\Delta T_{j,exp}$	$\Delta T_{j,con}$	$\Delta T_{j,exp}$
°C					
Acél	<200	-26,7	38,2	-36,7	48,2
	>1000	-30,7	30,7	-40,7	40,7
Öszvér	<200	-20,4	27,4	-30,4	37,4
	>1000	-24,4	19,9	-34,4	29,9
Vasbeton	<200	-16,8	25,6	-23,5	32,2
	>1000	-20,8	18,1	-27,4	24,7

A $\Delta T_{N,1}$, $\Delta T_{N,2}$ hőmérsékletváltozás-különbségeket a saruk és dilatációk mozgástartományának számítása során nem kell figyelembe venni.

5.3.6.2.2. Lineáris hőmérséklet-változási összetevő

Lineáris hőmérséklet-változási összetevő kialakulhat a függőleges és a vízszintes síkban egyaránt. Függőleges síkban a felszerkezet, vagy egy adott szerkezeti elem (ami ennek a hatásnak ki van téve, pl.: pályaszerkezet, merevítőtartó) alsó és felső síkja közötti hőmérséklet-különbség értékét ($\Delta T_{M,cool}$ és $\Delta T_{M,heat}$) az 5.25. táblázat tartalmazza 50 mm burkolatvastagság esetén. A tényleges burkolatvastagságot az 5.26. táblázat szerinti k_{sur} tényező alkalmazásával kell figyelembe venni, mellyel az 5.25. táblázat szerinti $\Delta T_{M,cool}$ és $\Delta T_{M,heat}$ értékeket kell megszorozni.

5.25. táblázat – Függőleges síkú lineáris hőmérséklet-változási összetevők
(Megfelel az MSZ EN 1991-1-5 szabvány 6.1. táblázatának)

A felszerkezet típusa	Az alsó felület melegebb $\Delta T_{M,cool}$, °C	A felső felület melegebb $\Delta T_{M,heat}$, °C
1. típus: Acél felszerkezet	13	18
2. típus: Öszvér felszerkezet	18	15
3. típus: Vasbeton felszerkezet:		
– szekrénytartó	5	10
– gerenda	8	15
– lemez		

5.26. táblázat – A tényleges burkolatvastagságot figyelembe vevő k_{sur} tényezők
(Megfelel az MSZ EN 1991-1-5 szabvány 6.2. táblázatának)

Burkolatvastagság, mm	1. típus		2. típus		3. típus	
	A felső felület	Az alsó felület	A felső felület	Az alsó felület	A felső felület	Az alsó felület
	melegebb					
Nincs burkolat (közvetlen sínleerősítés)	0,7	0,9	1,0	0,8	1,1	
Csak (sötét színű) vízszigetelés	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0					
100	0,7	1,2	1,0	0,7	1,0	
150	0,7	1,2	1,0	0,5	1,0	
750 (ágyazat)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

Vízszintes síkban lineáris hőmérséklet-változási összetevőt szokásos gerendahíd esetén nem kell figyelembe venni. Ha azonban a felszerkezet egyik oldala jelentősen nagyobb mértékben van kitéve a napsugárzás hatásának (például É–D tájolású hídtengely), erre érzékeny szerkezeti megoldások (pl. saruk, ívfőtartók, kábelhidak pilonjai, vagy magas gerincű alsó-, vagy felsőpályás hídszerkezetek) esetén vízszintes síkban is javasolt lineáris hőmérséklet-változási összetevő figyelembevétele. Ez esetben a szerkezet két oldala közti hőmérséklet-különbség ajánlott értéke $\Delta T_{My} = 5$ °C. Vasbeton anyagú szekrénytartók esetén – ha a külső és a belső levegő hőmérséklete között jelentős különbség alakulhat ki – az oldalfalak külső és belső felületei közötti hőmérséklet-különbséget 15 °C-ra kell felvenni.

5.3.6.2.3. Nemlineáris hőmérséklet-változási összetevő

Az előírás hatálya alá tartozó öszvérhidak esetén az acél és a vasbeton érintkezési felületénél $\Delta T_{nemlin} = 10$ °C hőmérsékleti lépcsőt kell feltételezni, egyéb kialakítású, az előírás hatálya alá tartozó hidak esetén a nemlineáris hőmérséklet-változási összetevő a tervezés során elhanyagolható.

5.3.6.2.4. A hőmérséklet-változási összetevők egyidejűsége

A 6. fejezet szerinti hatáskombinációkban a felszerkezetek esetén figyelembe vett T_k hőmérsékleti hatás karakterisztikus értékét az egyenletes ($\Delta T_{N,con}$ vagy $\Delta T_{N,exp}$) és a lineáris ($\Delta T_{M,cool}$, $\Delta T_{M,heat}$, vagy ΔT_{My}) és (ha szükséges) nemlineáris (ΔT_{nemlin}) hőmérséklet-változási összetevők egyidejűségének figyelembevételével kell meghatározni a következők szerint:

$$\Delta T_{M,heat}(\text{vagy } T_{M,cool}) + 0,75\Delta T_{N,exp}(\text{vagy } \Delta T_{N,con}) \pm \Delta T_{My} \pm \Delta T_{nemlin}$$

vagy

$$0,35\Delta T_{M,heat}(\text{vagy } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{vagy } \Delta T_{N,con}) \pm \Delta T_{My} \pm \Delta T_{nemlin}$$

és ezek közül a kedvezőtlenebbet kell kiválasztani.

5.3.6.2.5. Az alépítmények hőmérséklet-változásai

Hídfők

A hídfők esetében csak egyenletes hőmérséklet-változást kell figyelembe venni, melynek nagysága:

$$\Delta T = \Delta T_{out} - T_0$$

ahol:

T_{out} – az 5.27. táblázatból vehető,

T_0 – ld. a felszerkezetekre vonatkozó hőmérsékletterhek leírásánál.

5.27. táblázat – A hídfők és a föld alatti szerkezetek hőmérsékleti adatai a mélység függvényében

Évszakok	Talajtakarás mélysége	T_{out} hőmérséklet, °C
Nyár	1 méternél kisebb	8
	1 méternél nagyobb	5
Tél	1 méternél kisebb	-5
	1 méternél nagyobb	0

Megjegyzés: Hídfőknél a hozzá csatlakozó út pályaszintjétől kell számítani a takarás mélységét.

Hídpillérek

A hídpillérek esetén egyenletes hőmérséklet-változási összetevőt – ha abból a csatlakozó szerkezetekben vagy a vizsgált felszerkezetben nem származik számottevő hatás – általában nem kell figyelembe venni.

Vasbeton anyagú hídpillérek esetén a lineáris hőmérséklet-változási összetevőket a következőképpen kell felvenni:

- a (tömör vagy üreges) hídpillérek átellenes (külső) oldalfelületei között 5 °C hőmérséklet-különbséget kell figyelembe venni,
- üreges hídpillérek esetén a falak külső és belső felületei között 15 °C hőmérséklet-különbséget kell figyelembe venni.

Acél anyagú hídpillérek esetén a lineáris hőmérséklet-változási összetevőket indokolt lehet szakértő bevonásával meghatározni.

5.3.7. Saruellenállásból származó hatás

A mozgó saruk ellenállásából származó (vízszintes) erőket akkor kell esetleges jellegű hatásnak tekinteni, ha az más, esetleges jellegűnek tekintett hatás (pl. hőmérséklet-változás) következtében jön létre. A saruellenállásból származó vízszintes erőket az 5.2.7. pontban megadottak szerint lehet meghatározni.

5.3.8. Áramló víz, hullámverés, jég- és uszadékfelhalmozódás által okozott hatások

5.3.8.1. Az áramló víz által okozott hatások

Az áramlási nyomásból származó hidrodinamikusan erőt (lásd 5.2.3.2. pont) az adott körülményektől (a hatás tartósságától) függően esetleges hatásként is figyelembe lehet venni. Az áramló víz által okozott hatások tervezési (szélső) értékeit a vízszintek és a vízsebesség megfelelő, mértékadó megválasztásával kell figyelembe venni.

5.3.8.2. A hullámverés által okozott hatások

Magyarországon épülő hidak pilléreinek ezzel a hatással nem kell számolni. Ideiglenes szerkezetek (például segédjárom) esetében megfontolást igényel, hogy szükséges-e figyelembe venni ezt a hatást.

5.3.8.3. A jég által okozott hatások

Ahol ez előfordul, ott a jég által okozott, alábbiakban ismertetett hatásokat tartós és ideiglenes tervezési állapotok tervezése során lehet alkalmazni. Ha a szerkezetet terhelő jég által okozott hatások csökkentése vagy megelőzése (jégtelenítés) érdekében üzemi rendszabályok vagy berendezések működnek, akkor a következőkben felsorolt jég által okozott hatások 50 százalékkal csökkenthetők. A jég által okozott hatások számításakor a jég szintjét magassági értelemben legfeljebb a jeges árvíz szintjében kell figyelembe venni.

5.3.8.3.1. Az álló vagy úszó jég által okozott hatások

Az álló vagy úszó jég által okozott hatások a következők lehetnek:

- a táguló (dilatáló) jég nyomása,
- a zajló vagy álló jég nyomása,
- az ütköző jég dinamikus hatása.

A következőkben a fenti jégnyomások teherbírás határállapotok vizsgálatához szükséges karakterisztikus és tervezési értékei találhatóak meg.

5.3.8.3.2. A táguló jég nyomása

A táguló jég nyomását függőleges, vagy a vízszintessel 45 foknál nagyobb szöget bezáró, mozdulatlan felületeken a következőképpen lehet felvenni:

- jégnyomásnak közvetlenül kitett szerkezet esetén:
 - karakterisztikus érték: $p = 50 \text{ kN/m}$,
 - tervezési érték: $p = 70 \text{ kN/m}$.
- jégnyomásnak nem közvetlenül kitett szerkezet esetén:
 - karakterisztikus érték: $p = 0 \text{ kN/m}$,
 - tervezési érték: $p = 50 \text{ kN/m}$.

A fenti fajlagos értékeket a jégnyomásnak kitett felület teljes szélességében működőnek kell feltételezni. Ha valamely szerkezet üzemszerűen kétoldali jégnyomásnak van kitéve, akkor féloldali jégnyomásként a fenti értékek 50 százaléka vehető figyelembe.

5.3.8.3.3. A zajló vagy álló jég nyomása

A folyóvízben zajló vagy álló jég (p , kN/m) nyomását a vízfolyás egységnyi szélességén a következőképpen lehet felvenni:

$$p = 3 \cdot 10^{-4} \cdot B \cdot k \cdot v^2$$

ahol:

B – a vízfolyás szélessége, m, de legfeljebb 100 m,

k – a jég érdességi tényezője, karakterisztikus értéke: $k_k = 50$, tervezési értéke: $k_{dk} = 100$

v – a folyóvíz legnagyobb sebessége, m/s.

A fenti képlettel meghatározott jégnyomást a vízfolyás irányában olyan szélességben hatónak kell feltételezni, amely mentén az adott pillérsztás mellett átboltozódás jöhet létre. Az így meghatározott nyomóerő a vízfolyásra merőleges felületeken egyenletesen megoszló vonal menti teherként tételezhető fel. A vízfolyás irányával párhuzamos felületekre a fajlagos nyomást teljes szélességben ható egyoldali nyomásként kell felvenni.

5.3.8.3.4. Az ütköző jég dinamikus hatása

Folyóvízben az ütköző jég dinamikus hatásából származó ütközési erőket (F , kN) a következőképpen lehet felvenni:

- szabadon álló oszlopszerű, rugalmas szerkezethez (pl. járom, a védelmét szolgáló jégtörő, vagy uszadékterelő) ütköző jég esetén:
 - karakterisztikus érték: $F_k = 50 \cdot v$,
 - tervezési érték: $F_d = 150 \cdot v$;

ahol v (m/s) a vízfolyás középsebessége;

- egyéb merev szerkezethez (pl. pillér, fal) ütköző jég esetén az ütközőerő:
 - vízszintes összetevője: $F_H = F_0 \cdot x$,
 - függőleges összetevője: $F_v = F_0 \cdot x$,

ahol x a szerkezetet terhelő jégnyomás hossza az 5.28. táblázat szerint (a közbenső értékek a $\tan(\beta)$ szerinti lineáris interpolációval határozhatók meg).

5.28. táblázat – A műtárgyat terhelő jégnyomás hossza ütköző jég esetén

A műtárgy víz felőli oldala		Pillér		Fal	
		F_H	F_v	F_H	F_v
Függőleges	$\tan(\beta) \geq 4$	$2s$	0	s	0
Ferde	$1,5 < \tan(\beta) < 4$	$1,5d < x < 2s$	$0 < x < d$	$0,05s < x < s$	$0 < x < 0,033s$
	$\tan(\beta) \leq 1,5$	$\tan(\beta) d$	d	$0,033 \cdot s \cdot \tan(\beta)$	$0,033s$

ahol:

b – a műtárgy víz felőli oldalának a vízszintessel bezárt szöge,

s – a műtárgy vízfolyásra merőleges szélessége, m,

d – a jég vastagsága, m (lásd alább),

F_0 – a jégnyomás alapértéke, kN/m (lásd alább).

Az F_0 és a d értékeit a következőképpen kell felvenni:

- karakterisztikus érték: $F_{0,k} = 50$ kN; $d_k = 0,1$ m,
- tervezési érték: $F_{0,d} = 120$ kN; $d_d = 0,3$ m,

Az 5.28. táblázatban a szerkezet 10 m szélesség alatt pillérnek, 15 m szélesség felett falnak minősül. A kétféle módon meghatározott érték között lineáris interpoláció alkalmazandó.

5.3.8.3.5. A jégkonzol által okozott hatások

A felületre ráfagyott, és a vízszint lesüllyedésekor előálló jégkonzol l hosszát és d vastagságát az alábbiak szerint lehet figyelembe venni:

- általában:
 - karakterisztikus érték: $l_k = 0$ m; $d_k = 0$ m,
 - tervezési érték: $l_d = 4,0$ m; $d_d = 0,5$ m,
- mozgatható szerkezetekre:
 - karakterisztikus érték: $l_k = 0$ m; $d_k = 0$ m,
 - tervezési érték: $l_d = 2,0$ m; $d_d = 0,35$ m.

A jég térfogsúlyát 9 kN/m³ értékre lehet felvenni.

Olyan rézsűburkolatok esetén, amelyek burkolóelemeinek felülete $0,5$ m²-nél kisebb, és a lejtés irányába eső méretük $1,0$ méternél rövidebb, jégkonzolt nem kell figyelembe venni.

5.3.8.4. Az uszadék felhalmozódása által okozott hatások

Az uszadék esetleges felhalmozódását egy erővel (F_{deb} , kN) célszerű figyelembe venni, amelyet – például téglalap felületű objektumok esetén – a következő összefüggéssel szabad meghatározni:

$$F_{deb} = K_{deb} \cdot A_{deb} \cdot v_{wa}^2$$

ahol:

K_{deb} – uszadéksűrűségi tényező, kg/m³ (ajánlott értéke 666 kg/m³),

v_{wa} – átlagos vízsebesség a mélység mentén átlagosítva, m/s,

A_{deb} – a feltartóztatott uszadék és szerelőállvány által képzett akadály felülete, m².

5.3.9. Építési terhek

Az építési terheket (Q_c) általában esetleges hatásnak kell tekinteni.

5.3.9.1. Általános elvek

A megvalósítás folyamatának tervezése során ideiglenes, rendkívüli és szeizmikus tervezési állapotokat kell meghatározni, és a megfelelőt figyelembe venni.

A tervezési állapotokat általában aszerint kell megválasztani, hogy azokat az egész tartószerkezetre, a szerkezeti elemekre, a részben elkészült tartószerkezetre, esetleg az építési segédszerkezetekre vagy felszerelésekre vonatkozóan alkalmazzák.

Az alkalmazott állapotoknak lépésről lépésre figyelembe kell venniük a megvalósítás során fellépő körülményeket, azaz a vizsgált tervezési állapotok kellően szigorúak és elegendően változatosak kell legyenek ahhoz, hogy tartalmazzanak minden olyan körülményt és feltételt, mely a tartószerkezet kivitelezése során várhatóan előfordul.

Az alkalmazott tervezési állapotoknak összhangban kell lenniük a megvalósítás tervezett munkafolyamataival. A tervezési állapotoknak azt is figyelembe kell venniük, ha ezekben bármi fajta

módosítás történik. Mindegyik ideiglenes tervezési állapothoz hozzá kell rendelni egy névleges időtartamot, amely egyenlő vagy hosszabb, mint a figyelembe vett megvalósítási fázis tervezett időtartama. A tervezési állapotoknak általában figyelembe kell venniük az esetleges hatások (pl. éghajlati hatások) megfelelő visszatérési időhöz tartozó előfordulási valószínűségét. Az éghajlati hatásokhoz tartozó ajánlott visszatérési időket az 5.29. táblázat tartalmazza a vonatkozó tervezési állapot időtartamától függően.

5.29. táblázat – Az éghajlati hatások karakterisztikus értékeinek meghatározásához szükséges visszatérési idők ajánlott értékei

Időtartam	Visszatérési idő, év
≤ 3 nap	2 ^{a)}
≤ 3 hónap (de > 3 nap)	5 ^{b)}
≤ 1 év (de > 3 hónap)	10
> 1 év	50

Megjegyzés: a) A rövid megvalósítási fázisokhoz tartozó háromnapos névleges időtartam az adott helyszínre vonatkozóan adható megbízható meteorológiai előrejelzések időtartamának felel meg. Ezt az esetet lehet alkalmazni egy kicsivel hosszabb megvalósítási fázisra is abban az esetben, ha megfelelő szervezési intézkedéseket tesznek; b) A legfeljebb 3 hónap időtartamú hatásokat megfelelő évszakos és rövid idejű meteorológiai éghajlati változások figyelembevételével lehet meghatározni. Például egy folyó áramlásának a nagysága függ attól, hogy az év melyik időszakát vesszük figyelembe.

A megvalósítás során fellépő hatások karakterisztikus és egyéb reprezentatív értékeit ennek az előírásnak a megfelelő fejezeteivel, valamint az MSZ EN 1997 és az MSZ EN 1998 szabványokkal összhangban kell meghatározni.

1. megjegyzés: A megvalósítás során fellépő hatások reprezentatív értékei különbözhetnek a végleges tartószerkezet tervezésekor figyelembe vett reprezentatív értékektől. Ez a fejezet a megvalósítás során fellépő szokásos hatásokat, különleges építési terheket és azok értékeinek meghatározására vonatkozó módszereket tartalmaz.

2. megjegyzés: A hatások osztályozásával kapcsolatban lásd még az 5.1. pontot. Az éghajlati hatások karakterisztikus értékei és a visszatérési idő közötti kapcsolatokat az 5.3.6. pont tartalmazza.

A Q_c építési terhek reprezentatív értékeit általában a hatások időbeli változékonyságának figyelembevételével kell meghatározni.

A tartószerkezetek közötti és a tartószerkezeti részek közötti kölcsönhatásból származó igénybevételeket a megvalósítás során általában figyelembe kell venni. Ilyen esetben általában tartószerkezetnek kell tekinteni az építési segéd szerkezetek részeiből álló tartószerkezeteket is.

Ha egy tartószerkezet részeit a tartószerkezet más részei merevítik vagy támasztják alá (pl. földmegerendák alátámasztása a betonozás során), akkor a merevítésből vagy az alátámasztásból az e tartószerkezetekre működő hatásokat figyelembe kell venni.

5.3.9.2. Tartószerkezeti és nem tartószerkezeti elemeket a mozgítás során érő hatások

A tartószerkezeti és nem tartószerkezeti elemek önsúlyát a mozgítás során általában az önsúlyterhekre vonatkozó előírásokkal összhangban kell meghatározni.

Az alátámasztás helyzetéből, az emelés, szállítás és tárolás körülményeiből származó, a tartószerkezeti és nem tartószerkezeti elemeket érő hatásokat az adott esetnek megfelelően általában figyelembe kell venni, azok nagyságát az aktuális megtámasztási körülmények, továbbá a függőleges és vízszintes gyorsulásokból származó dinamikus és tehetetlenségi hatások figyelembevételével kell meghatározni.

Megjegyzés: A szerkezeti elemek és anyagok szállítása vagy emelése során fellépő függőleges és vízszintes gyorsulások és a szállító- vagy emelőszerkezetre működő hatások meghatározásához lásd az MSZ EN 1991-3 szabványt.

5.3.9.3. Geotechnikai hatások

A geotechnikai paraméterek, azaz a talajjellemzők és a földnyomások karakterisztikus értékeit, továbbá az alapozások mozgásának határértékeit az MSZ EN 1997 szerint kell meghatározni.

A tartószerkezet és az építési segédszerkezetek (például a megvalósítás során alkalmazott ideiglenes támaszok) alapozásainak mozgásához tartozó talajmozgások mértékét általában a geotechnikai vizsgálatok eredményei alapján kell megállapítani. Ilyen vizsgálatokat célszerű végezni a talajmozgások abszolút és relatív értékeinek, azok időbeli lefolyásának és lehetséges szórásának meghatározása céljából.

A talajmozgások statisztikai módszert alkalmazó geotechnikai vizsgálatok alapján becsült karakterisztikus értékeit általában névleges értéként kell kezelni a tartószerkezet terhelő mozgásainak meghatározása során

Megjegyzés: Lehetséges, hogy a számított támaszmozgásokat korrigálni kell a teljes talaj-tartószerkezet kölcsönhatás figyelembevételével.

5.3.9.4. Feszítésből származó hatások

A feszítésből származó hatásokat általában figyelembe kell venni, beleértve a tartószerkezet és az építési segédszerkezetek (pl. szerelőállvány) közötti kölcsönhatásokból származó hatásokat is, ha ilyenek előfordulnak.

Megjegyzés: A megvalósítás során fellépő feszítőerőket az e-UT 07.01.13, az e-UT 07.01.14 és az e-UT 07.01.15, valamint az MSZ EN 1997 és az MSZ EN 1998 szerinti követelmények, valamint az adott esetben egyedileg alkalmazott követelmények alapján lehet meghatározni.

A feszítési műveletek során a feszítőpuskák működéséből származó, tartószerkezetre ható terheket a lehorgonyzás környezetének tervezésekor általában esetleges hatásnak kell tekinteni.

A megvalósítás fázisában a feszítőerőket általában állandó hatásként kell figyelembe venni.

5.3.9.5. Kezdeti alakváltozások

A kezdeti alakváltozásokból származó hatásokat a vonatkozó tervezési előírásoknak (e-UT 07.01.13–07.01.15, valamint az MSZ EN 1997 és az MSZ EN 1998) megfelelően kell figyelembe venni.

Megjegyzés: Kezdeti alakváltozások keletkezhetnek például az alátámasztások elmozdulásai (kötelek, kábelek, függesztőrudak elszakadása, saruk elmozdulásai) miatt.

5.3.9.6. Függesztőelemek cseréje

A függesztőkábelek, -rudak cseréjét figyelembe kell venni ideiglenes építési állapotként. Az erre vonatkozó előírásokat az e-UT 07.01.13:2024T előírás 9.2.3.6. pontja tartalmazza.

5.3.9.7. Az építési terhek típusai és az egyes teherfajták karakterisztikus értékei

A megvalósítás során fellépő esetleges jellegű építési terheket csak a megvalósításhoz tartozó ideiglenes tervezési állapotokban kell figyelembe venni és – ahol ez fizikailag lehetséges – a többi esetleges hatással egyidejűnek kell feltételezni a 6. fejezet szerinti hatáskombinációkban. Hidak megvalósítása (létesítése, átépítése, megerősítése, felújítása stb.) során fellépő ideiglenes tervezési állapotokban általában az alábbi építési terhek jelentkezhetnek. Ezeket nem rögzített helyzetű terhek esetén a vizsgált hatás szempontjából legkedvezőtlenebb, mértékadó helyzetben kell működtetni. A megadott teherintenzitások karakterisztikus értéket jelentenek.

5.3.9.7.1. A személyzet és a kézi szerszámok súlya (Q_{ca})

Ide tartozik az építést végző, tartósan az építési helyszínen tartózkodó személyzet (pl. munkások) és az építéshelyszíni látogatók súlya, továbbá a kézi szerszámok és az egyéb kisméretű helyszíni

felszerelések súlya. Ezt a terhet egy $q_{ca,k} = 1,0 \text{ kN/m}^2$ intenzitású egyenletesen megoszló statikus teherrel célszerű figyelembe venni.

5.3.9.7.2. Mozgatható építési eszközök (építőanyagok) tárolásából származó teher (Q_{cb})

Ide tartoznak az építőanyagok és egyéb építési eszközök, kisméretű előregyártott elemek ideiglenes tárolásából származó terhek. Ezt a terhet vagy egy $q_{cb,k} = 0,5 \text{ kN/m}^2$ egyenletesen megoszló teherrel, vagy egy, a tervdokumentációban megadott területen egyenletesen megoszló,

$F_{cb,k} = 100 \text{ kN}$ nagyságú koncentrált teherrel célszerű figyelembe venni.

5.3.9.7.3. Az építési helyszínen ideiglenesen jelenlévő építési felszerelések terhe (Q_{cc})

Az építési folyamat egyes fázisaihoz alkalmazott építési segédszerkezetek (zsaluzatok, frissbeton súlyát viselő tartószerkezet, építési és szerelőállványok, speciális gépek, előretoló tartószerkezet vagy csőr, ellensúlyok stb.) tárolásából származó statikus vagy tervezett működéséből (pl. mozgatásából) származó dinamikus teher. A tárolásból származó ilyen típusú terheket általában $q_{cc,k} = 0,5 \text{ kN/m}^2$ egyenletesen megoszló teherrel célszerű figyelembe venni, mely tartalmazza a dinamikus hatást is.

5.3.9.7.4. Mozgatható nehéz gépek terhe (Q_{cd})

Az építési folyamat egyes fázisaihoz alkalmazott mozgatható nehéz gépek (kerek vagy lánctalpas járművek, daruk, emelőberendezések, targoncák, áramfejlesztő és egyéb vezérlőberendezések, feszítőberendezések stb.) súlyából, mozgásából és tervezett működéséből származó teher. Ezeket a terheket a gép műszaki adatainak (súlyadatok és a tervezett működésből származó egyéb (pl. dinamikus) hatások leírása) ismeretében, névleges értékükkel azonos karakterisztikus értékben kell meghatározni. Az esetleges dinamikus hatást a $\mu = 1,4 - \frac{L}{500} \geq 1,0$ szorzótényezővel kell figyelembe venni, ahol L a vizsgált elem támaszköze, vagy jellemző hossza, m dimenzióban.

5.3.9.7.5. Építési hulladék felhalmozódásából származó teher (Q_{ce})

Az építési folyamat során feleslegessé váló építőanyagok (törmelék), bontásból származó anyagok vagy kitermelt föld ideiglenes építéshelyszíni tárolásából származó teher. Ezeket a terheket a hulladék tervezett mennyisége és annak térfogatsúlya ismeretében kell meghatározni.

5.3.9.7.6. Tartószerkezeti részek ideiglenes helyzeteiből származó terhek (Q_{cf})

A végleges helyzetbe történő beépítést megelőzően, az építési folyamat során egyes tartószerkezeti részek ideiglenes, különböző helyzetben vagy halmazállapotban való elhelyezkedéséből származó terhek (pl. frissbeton súlya, konzolos szabad szerelés esetén az egyes felszerkezet-részek ideiglenes helyzetei, előregyártott hídgerendák beépítést megelőző ideiglenes elhelyezése, emelésnél az emelősjátóról az emelőhelyre ható teher). Ezeket a terheket az egyes tartószerkezeti részek súlyának és az ideiglenes helyzetnek az ismeretében lehet meghatározni. Továbbá az alkalmazott technológia függvényében előfordulhat, hogy vízszintes terheket is figyelembe kell venni.

5.3.9.7.7. A betonozás során fellépő építési terhek

Betonozás közben a következő terheket kell működtetni a szerkezetre:

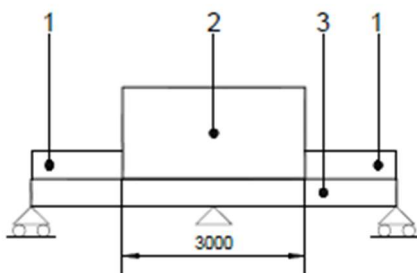
- zsaluzat vagy a frissbeton súlyát viselő tartószerkezet súlya (Q_{cc}),
- építési személyzet és kéziszerszámok súlya (Q_{ca}),
- frissbeton súlya (Q_{cf}).

A betonozási egységen belül (5.22. ábra 2. területe) a tényleges munkaterületet $3,0 \times 3,0 \text{ m}$ felületen (vagy egy támaszköznek megfelelő hosszon, ha ez kisebb) célszerű feltételezni.

A betonozási egység teljes felületén (5.22. ábra 3. területe), (függetlenül a tényleges munkaterület helyzetétől) működtetni kell a zsaluzat vagy a frissbeton súlyát viselő tartószerkezet (pl. zsaluzópanelok) súlyát (Q_{cc}) és a tervezett vastagságú frissbeton súlyát (Q_{cf}).

A tényleges munkaterületen (3,0×3,0 m felületen – 5.22. ábra 2. területe) a tervezett vastagságú frissbeton súlyán felül további 10 százalékot (de legalább 0,75 kN/m² és legfeljebb 1,5 kN/m² egyenletesen megoszló terhet) célszerű figyelembe venni, mely utóbbi együttesen tartalmazza az ideiglenes betonfelhalmozódásból, valamint az építési személyzet és a kéziszerszámok súlyából származó terhet (Q_{ca}) is.

A betonozási egység tényleges munkaterületen kívüli részén (5.22. ábra 1. területe), függetlenül attól, hogy az adott helyen a betonozás már megtörtént-e vagy sem, 0,75 kN/m² egyenletesen megoszló terhet célszerű működtetni, mely az építési személyzet és a kéziszerszámok súlyából származó terhet (Q_{ca}) veszi figyelembe. Értelemszerűen ott, ahol a betonozás már befejeződött, a tervezett vastagságú frissbeton súlyát (Q_{cf}) is figyelembe kell venni. Az egyes területeket a legkedvezőtlenebb elrendezésben kell működtetni.



5.22. ábra – Betonozás során fellépő építési terhek sematikus értelmezése (Megfelel az MSZ EN 1991-1-6 szabvány 4.2. ábrájának)

Normál szilárdságú beton esetén a frissbeton súlyát – tekintettel a benne lévő vasalásra és a többletvízmennyiségre is – 26 kN/m³ térfogatsúllyal javasolt figyelembe venni. Az oldalirányú vízszintes megtámasztások tervezésekor a frissbeton oldalnyomását is figyelembe kell venni.

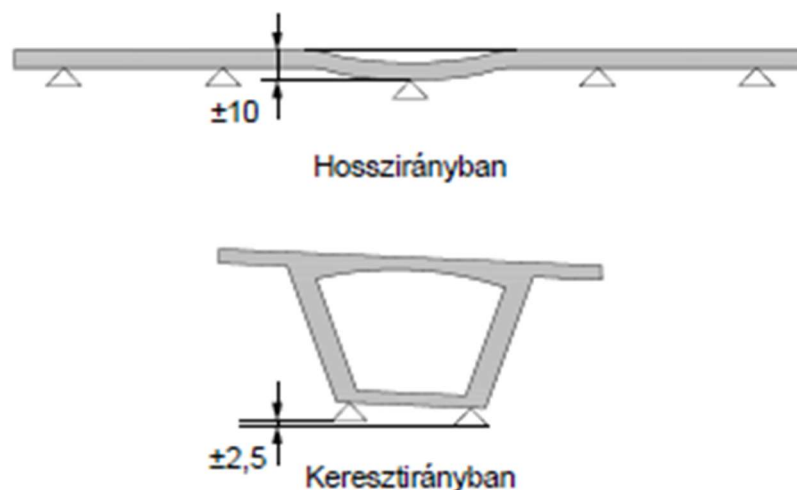
5.3.9.8. A támaszok egyenlőtlen süllyedései építési állapotban

Szakaszos előretolással épülő hidak építése esetén a betolás során alkalmazott ideiglenes támaszok szintje a tervezett szinttől eltérhet, melyre az építési állapotok tervezése során tekintettel kell lenni.

A süllyedéskülönbségek értékét a kivitelezővel egyeztetve, a konkrét technológiai műveletek, a segédstruktúrák figyelembevételével, a lehetséges havária eseményekre is tekintettel kell megállapítani. Amennyiben pontosabb adatok (geotechnikai számítások, geodéziai mérések) nem állnak rendelkezésre a támaszok tervezett szinttől való (egyenlőtlen) eltérésének (építési pontatlanság/süllyedés) mértékét az 5.23. ábra szerint

- hosszirányban ±10 milliméterre,
- keresztirányban ±2,5 milliméterre

szükséges felvenni, feltételezve, hogy a többi támasz a tervezett szinten helyezkedik el. A fenti, hossz- és keresztirányban értelmezett támaszeltolódások karakterisztikus értéknek tekinthetők és egymással nem egyidejűek.



5.23. ábra – A támaszok egyenlőtlen süllyedései szakaszosan előretolt hidak esetén (Megfelel az MSZ EN 1991-1-6 szabvány A2.1 ábrájának)

5.3.9.9. Súrlódási erők építési állapotban

Szakaszos előretolással készülő hidak esetén a felszerkezet vagy az alépítmény és a tolopadok között fellépő súrlódási erők hatását is figyelembe kell venni.

Az egyes alépítményeken működő vízszintes súrlódási erő értékét a függőleges erő és a súrlódási tényező (μ_{\min} , μ_{\max}) értékének szorzatából lehet meghatározni az alkalmazott technológia és anyagok függvényében.

5.3.9.10. Hőmérsékleti hatások, zsugorodásból és hidratációból származó hatások

A hőmérsékleti hatásokat, valamint a zsugorodásból és a hidratációból származó hatásokat mindegyik építési fázisban megfelelő módon figyelembe kell venni.

Az éghajlati adottságokból származó hőmérsékleti hatásokat általában az 5.3.6. pont szerint kell meghatározni.

Megjegyzés: A tervezés során figyelembe veendő legkisebb és legnagyobb hőmérsékletek szélsőértékei évszakonként változhatnak.

Az aszfaltozás közben fellépő hőterhelés hatását ideiglenes állapotban figyelembe kell venni.

A hidratációból származó hőmérsékleti hatásokat általában az EN 1992 szerint kell meghatározni.

Megjegyzés: Egy tömör, nagy tömegű betonszerkezetben a hőmérséklet a betonozást követően jelentősen megemelkedhet, és ebből hőmérsékleti hatások származhatnak.

A tartószerkezetekhez használt építőanyagok zsugorodásából származó hatásokat általában a vonatkozó e-UT 07.01.14 szerint kell meghatározni.

Hidak esetén a hőmérsékleti hatásokkal szembeni, szabad elmozdulásokat korlátozó sarusúrlódásból származó kényszerek mértékét általában megfelelő reprezentatív értékek figyelembevételével kell meghatározni.

Megjegyzés: Lásd az MSZ EN 1337-et.

Ahol ezek jelentősek, ott a másodrendű hatásokat általában figyelembe kell venni, továbbá a hőmérsékleti hatásokból és a zsugorodásból származó elmozdulásokat általában kombinálni kell a kezdeti méreteltérésekkel.

5.3.9.11. A szél hatásai

Az egyes megvalósítási fázisokban a szél következtében kialakuló dinamikus válaszon alapuló tervezési eljárás szükségességét a tartószerkezet és a különböző tartószerkezeti elemek készültségi fokának és stabilitásának figyelembevételével kell meghatározni.

Megjegyzés: A követelményeket és az előírásokat az adott esetben egyedileg lehet meghatározni.

Ha dinamikus válaszon alapuló tervezési eljárás nem szükséges, akkor a Q_w statikus szélterők karakterisztikus értékeit általában az 5.3.6. pont szerint, megfelelő visszatérési idő alapulvételével kell meghatározni, az ajánlott visszatérési időkre vonatkozóan lásd az 5.29. táblázatot.

Emelési és mozgatási műveletek vagy más, rövid időtartamú építési fázisok esetén a műveletek szempontjából elfogadható legnagyobb szélesebséget általában elő kell írni.

A szél keltette rezgésekből, mint pl. az örvényleválás okozta keresztirányú rezgésekből, a belebegésből és a csapóésből származó hatásokat általában figyelembe kell venni, beleértve pl. a karcsú elemek fáradásának lehetőségét is.

A szélterők meghatározásakor a felszerelések, a szerelőállvány és az egyéb építési segédszerkezetek terhelt felületeit általában figyelembe kell venni.

A tartószerkezeteket és a segédszerkezeteket az ajánlott visszatérési időkre számított legnagyobb szélesebségre kell méretezni, azonban megfelelő intézkedéseket kell tenni, hogy azok az adott körzetben lehetséges, 100 éves visszatérési valószínűségű legnagyobb szélesebség esetén is meg tudják őrizni állékonyságukat.

5.4. Rendkívüli hatások

A közúti, közúti villamosvasúti és gyalogos-/kerékpárosshidak tervezésekor a tartós tervezési állapot körülményeinek megfelelő rendkívüli állapotban figyelembe veendő rendkívüli hatások származhatnak

- a híd alatt vagy mellett elhaladó (közúti, közúti villamosvasúti, vasúti, vízi) járműveknek, vagy azok rakományainak a híd valamelyik alépítményi elemével (pl. pillérrel) vagy a felszerkezettel való ütközéséből,
- a hídon haladó közúti járműveknek, vagy azok rakományainak a felszerkezet útpályaszint fölötti elemeivel vagy a felszerkezeten elhelyezkedő kiemelt szegéllyel, járműterelő fallal, vagy a járművisszatartó rendszerrel való ütközéséből,
- függesztőelemek elszakadásából,
- a hídon haladó közúti járműnek vagy egyes kerekeinek a kocsi pályán kívüli megjelenéséből,
- a hídon áthaladó közúti vasúti járművek kisiklása miatt a híd felszerkezetének túlterhelődéséből,
- a hídon átvezetett közúti vasúti felépítmény egyes elemeinek meghibásodásából,
- a jég által okozott hatásokból.

A rendkívüli tervezési állapotban közúti és közúti vasúti hidak, valamint nagy forgalmú gyalogoshidak esetén a rendkívüli hatások az alábbi egyenértékű statikus hatásmodellek alkalmazásával vehetők figyelembe. Kis forgalmú, CC1, és CC2 kárhányad szerinti osztályba tartozó gyalogoshidak esetén nem szükséges a rendkívüli hatások figyelembevétele.

Megjegyzés: A közutak melletti egyéb szerkezetek, például portálok, kandeláberek, felsővezeték-tartó oszlopok stb. tervezése nem ehhez az előírásrendszerhez tartozik, de a releváns rendkívüli hatások (ütközés) ebből az előírásból vehetők.

További rendkívüli hatások és rendkívüli körülmények adódhatnak megvalósításkor, az építési munkafolyamatok során fellépő, előre nem várt helyzetekből adódóan (pl. ütközések, leesések, beakadások, lokális tönkremenetelek), melyekkel kapcsolatban lásd a 0. pontot.

5.4.1. Rendkívüli hatások tartós tervezési állapotnak megfelelő körülmények között

5.4.1.1. A híd alatt áthaladó járműveknek a híd felszerkezetével vagy alépítményével történő ütközéséből származó rendkívüli hatások

5.4.1.1.1. Közúti jármű ütközése alépítményi szerkezettel

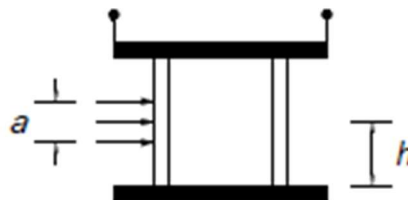
A közúti, közúti vasúti és gyalogos-/kerékpárosshidak alépítményi szerkezeteinek közúti járművel történő ütközéssel szembeni védelmével kapcsolatban a következőket kell figyelembe venni:

- amennyiben a szerkezeti elemet a forgalmi sávtól legalább 0,4 m mély árok vagy 3,0 m széles forgalommentes sáv vagy ütközési kísérlettel igazolt biztonsági korlát választja el és a szerkezeti elem a korlát járműbehatolási tartományán belül van, akkor a következőkben megadott ütközőerő 50 százalékkal csökkenthető,
- amennyiben a szerkezet helyzeténél fogva a közúti járművek ütközésétől védve van (pl. ütközési kísérlettel igazolt biztonsági korlát járműbehatolási tartományán kívül van), akkor ütközőerővel számolni nem kell.

A közúti járművel való ütközésből származó erőket az 5.30. táblázat szerint kell felvenni, ha az ütköző jármű tervezett haladási iránya és a vizsgált megtámasztó szerkezeti elem tehetetlenségi fő tengelye által bezárt szög legfeljebb 10° . Ha a bezárt szög nagyobb, mint 10° , akkor a ferde hajlításra tekintettel kell lenni. Ez utóbbi esetben a vizsgálat közelítően úgy is elvégezhető, hogy az ütközési erőket a vizsgált megtámasztó szerkezeti elem tehetetlenségi fő irányában működtetik, de ekkor mindkét fő irányban végzett vizsgálat során a jármű tervezett haladási irányában megadott (nagyobb) ütközési erőt ($F_{d,x}$) kell működtetni. Az $F_{d,x}$ erőt a jármű tervezett haladási irányában, az $F_{d,y}$ erőt arra merőlegesen kell működtetni, de azokat nem kell egyidejűen működtőnek feltételezni.

5.30. táblázat – Közúti járművek ütközéséből származó, alátámasztó elemekre ható egyenértékű statikus erők

A forgalom jellege	Az ütköző jármű típusa	$F_{d,x}$	$F_{d,y}$
		kN	
Megengedett sebesség > 80 km/h	Tehergépjármű	1000	500
50 km/h < megengedett sebesség ≤ 80 km/h		750	375
Megengedett sebesség ≤ 50 km/h		500	250



5.24. ábra – Közúti járművek ütközéséből származó egyenértékű statikus erők pozíciója (Megfelel az MSZ EN 1991-1-7 szabvány 4.1. ábrájának)

Az ütközési erőket tehergépjárművel való ütközés esetén a kocsipálya felett $h = 0,5\text{--}1,5$ m magasságban, a legkedvezőtlenebb pozícióban, személygépjárművel való ütközés esetén a kocsipálya felett $h = 0,5$ m magasságban kell működtetni (ld. 5.24. ábra).

Az ütközési erő által közvetlenül terhelt felület méretei:

- tehergépjárművel való ütközés esetén
 - magassági értelemben $a = 0,5$ m,
 - szélességi értelemben 1,5 m vagy az ütközésnek kitett tartószerkezeti elem szélessége közül a kisebb;
- személygépjárművel való ütközés esetén
 - magassági értelemben $a = 0,25$ m,
 - szélességi értelemben 1,5 m vagy az ütközésnek kitett tartószerkezeti elem szélessége közül a kisebb.

5.4.1.1.2. Vasúti vagy közúti villamosvasúti jármű ütközése alépítményi szerkezettel

A közúti, közúti villamosvasúti és gyalogos-/kerékpároshidak megtámasztó alépítményi szerkezeteinek vasúti járművel történő ütközésekor az egyenértékű ütközési erőket 120 km/h megengedett legnagyobb járműsebességig az 5.31. táblázat szerint kell felvenni, 120 km/h fölötti megengedett legnagyobb járműsebesség fölött az ütközési erőket dinamikai vizsgálattal vagy az illetékes hatósággal egyetértésben kell meghatározni. Az $F_{d,x}$ erőt a vágánytengely irányában, az $F_{d,y}$ erőt a vágánytengelyre merőlegesen kell működtetni, de azokat nem kell egyidejűen működtönni feltételezni. Az ütközési erőket a sínkoronaszint felett normál és széles nyomtáv esetén 1,8 m, keskeny nyomtáv esetén pedig 1,4 m magasságban kell működtetni.

5.31. táblázat – Kisiklott vasúti járművek alépítményi szerkezettel való ütközéséből származó egyenértékű statikus erők (Megfelel az MSZ EN 1991-1-7 szabvány 4.4. táblázatának)

A vizsgált megtámasztó szerkezeti elem és a vágánytengely közötti távolság, s , m	$F_{d,x}$, kN	$F_{d,y}$, kN
$s < 3,0$ m	Üzemeltető vagy a hatóság által egyedileg előírt érték	
$3,0 \text{ m} \leq s \leq 5,0$ m	4000	1500
$s > 5,0$ m	0	0

Az 5.31. táblázatban megadott ütközési erők a vasúti forgalom típusától és az ütközéssel szembeni megelőző és védelmi intézkedések szintjétől függően a következőképpen csökkenthetők:

- tömör szegélyekkel és peronokkal, vagy terelősínnel védett szerkezetek esetén 50 százalékkal,
- keskeny nyomtávolság esetén 50 százalékkal,
- legfeljebb 50 km/h megengedett legnagyobb járműsebesség esetén 50 százalékkal.

Közúti villamosvasúti jármű ütközése esetén az 5.31. táblázatban megadott értékeket a közúti villamosvasúti terhekre vonatkozó $\alpha = 0,32$ szorzótényezővel lehet csökkenteni.

5.4.1.1.3. Vízi jármű ütközése alépítményi szerkezettel

A közúti, közúti villamosvasúti és gyalogos-/kerékpároshidak megtámasztó alépítményi szerkezeteinek folyami hajóval történő ütközésekor két, egymást kölcsönösen kizáró teheresetet kell figyelembe venni. Ezek a következők:

- a hídpillér homlokfelületére merőlegesen, a hídpillér tengelyében (általában a víz folyásirányával párhuzamosan) fellépő $F_{d,x}$ ütközőerő (ütközési fázis),

- a hídpillér oldalfelületére merőlegesen (általában a hídpillér tengelyére és a víz folyásirányára merőlegesen) fellépő $F_{d,y}$ oldalirányú ütközőerő és egy ezzel egyidejűleg működő, a hídpillér hossz tengelyével párhuzamosan ható F_r súrlódási erő (elterelési fázis).

Az $F_{d,x}$ és az $F_{d,y}$ ütközőerőknek a folyami hajók típusától függő értékeit az 5.32. táblázat tartalmazza (a figyelembe veendő mértékadó hajó(ka)t a hajózási hatósággal kell előzetesen egyeztetni, a víziutakon közlekedő hajókról külön jogszabály, jelenleg a 17/2002. (III. 7.) KöViM rendelet 1. melléklete ad tájékoztatást). A táblázatban szereplő értékeket kikötőben lévő hidak esetén 50 százalékkal csökkenteni lehet. Az $F_{d,x}$ erőt a hídpillér hossz tengelyében, az $F_{d,y}$ erőt a hossz tengelyre merőlegesen kell működtetni.

5.32. táblázat – Folyami hajókkal történő ütközésből származó egyenértékű statikus erők (Megfelel az MSZ EN 1991-1-7 szabvány C.3. táblázatának)

A hajó			Ütközési erők	
(referencia) hajótípus ^{a)}	hossza, m	tömege, t ^{b)}	$F_{d,x}$, kN ^{c)}	$F_{d,y}$, kN ^{c)}
	30–50	200–400	2000	1000
	50–60	400–650	3000	1500
„Gustav König	60–80	650–1000	4000	2000
„Európa” osztály	80–90	1000–1500	5000	2500
nagy hajó	90–110	1500–3000	8000	3500
vontató + 2 uszály	110–180	3000–6000	10000	4000
vontató + 4 uszály	110–190	6000–12 000	14 000	5000
vontató + 6 uszály	190–280	10 000–18 000	17 000	8000
vontató + 9 uszály	300	14 000–27 000	20 000	10 000

Megjegyzés: a) Megfelelnek a CEMT: Európai Közlekedési Miniszteri Értekezleten 1992. június 19-én előterjesztett, és az Európai Unió Tanácsa által 1993. október 29-én elfogadott CEMT I–VII. folyami hajóosztályoknak.; b) A tonnában (1 tonna = 1000 kg) értelmezett m tömeg a teherhajó össztömegét jelenti, mely magába foglalja a hajó szerkezetének, a rakománynak és az üzemanyagnak a tömegét. Gyakran vízkiszorításnak nevezik; c) Az $F_{d,x}$ és $F_{d,y}$ erők tartalmazzák a hidrodinamikai okokból hozzáadott tömeget és az egyes folyami hajóosztályok esetén várható hajózási feltételeknek megfelelő háttérszámításokon alapulnak.

Az ütközésre vonatkozó dinamikai vizsgálat hiányában az $F_{d,x}$ és $F_{d,y}$ ütközőerőket dinamikus tényezővel növelni kell. A dinamikus tényező értéke az $F_{d,x}$ ütközőerő esetén 1,3; az $F_{d,y}$ ütközőerő esetén 1,7. Az F_r súrlódási erő értéke:

$$F_r = f \cdot F_{d,y}$$

ahol:

f – a súrlódási tényező (ajánlott értéke 0,4).

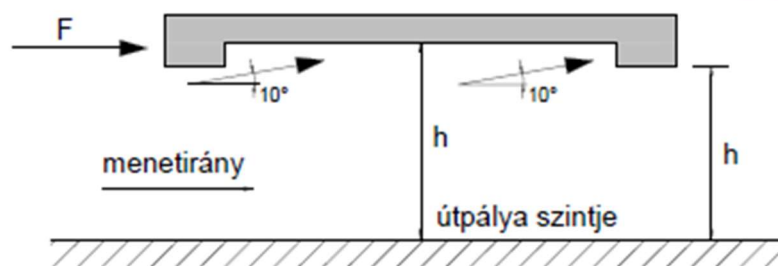
Az ütközési erő által közvetlenül terhelt felület magassága $F_{d,x}$ ütközőerő esetén 0,5 m, a szélessége megegyezik a pillérszélességgel. $F_{d,y}$ ütközőerő esetén a közvetlenül terhelt ütközési felület magassága 1,0 m, a szélessége 0,5 méterre vehető fel. Az ütközőerőket a legkisebb hajózási vízszint +1,5 m és a legnagyobb hajózási vízszint+1,5 m magasságok között, a legkedvezőtlenebb magasságban kell működtetni.

5.4.1.1.4. Közúti jármű ütközése a híd felszerkezetével

A közúti, közúti vasúti vagy gyalogos-/kerékpárossal alatti áthaladó közúton előforduló túlméretes vagy a szokásostól eltérő kialakítású tehergépjárműnek a híd felszerkezetével történő ütközését nem kell feltételezni, ha a híd alatt legalább 6,00 m szabadon tartott tér rendelkezésre áll, vagy ha a felszerkezetet az ütközéssel szemben megfelelő berendezés védi (az alkalmazandó védőberendezésekre vonatkozó előírásokat az e-UT 08.01.52 előírás tartalmazza).

Egyéb esetben a híd felszerkezetének függőleges oldalfelületén vagy alsó felületén a 5.33. táblázatban szereplő, haladással párhuzamos irányú erőnek ($F_{d,x}$) a következő r csökkentő tényezővel képzett szorzatát kell működtetni az 5.25. ábra szerint. A függőleges oldalfelületre ható erő hatásvonala vízszintes, míg az alsó felületre ható erő a függőleges síkban a vízszinteshez képest 10° hajlásszögben működik.

$$r = \begin{cases} 1,0 & \text{ha } h < 4,7 \text{ m} \\ 1,0 - \left(\frac{h-4,7[\text{m}]}{1,3}\right) & \text{ha } 4,7 \text{ m} \leq h \leq 6,0 \text{ m} \\ 0 & \text{ha } h > 6 \text{ m} \end{cases}$$



5.25. ábra – Közúti járművek ütközéséből származó egyenértékű statikus erők (Megfelel az MSZ EN 1991-1-7 szabvány 4.3. ábrájának)

5.33. táblázat – Közúti járművek ütközéséből származó, felszerkezetre ható egyenértékű statikus erők

Forgalmi kategória	$F_{d,x}$, kN
Megengedett sebesség > 80 km/h	500
50 km/h < megengedett sebesség ≤ 80 km/h	375
Megengedett sebesség ≤ 50 km/h	250

Az ütközési erő iránya alaprajzban párhuzamos az alul vezetett út tengelyével.

Az ütközési erő által közvetlenül terhelt felületet $0,25 \times 0,25$ m méretűre kell feltételezni.

A felszerkezet oldalfelületén, és az alsó felületén ható ütközési erők közül csak a legkedvezőtlenebbet kell figyelembe venni.

5.4.1.1.5. Vasúti jármű ütközése a híd felszerkezetével

A közúti, közúti villamosvasúti vagy gyalogos-/kerékpárossal alatti áthaladó vasúti vagy közúti vasúti pályán kisiklott járműnek a híd felszerkezetéhez történő ütközését nem kell feltételezni.

5.4.1.1.6. Vizi jármű ütközése a híd felszerkezetével

Ha ilyen előfordulhat, a közúti, közúti villamosvasúti vagy gyalogos-/kerékpárossal alatti áthaladó hajónak a híd felszerkezetéhez történő ütközését egy 1000 kN értékű, hídtengetyre merőlegesen működő egyenértékű statikus erővel lehet figyelembe venni.

5.4.1.2. A hídon haladó közúti járműnek vagy rakományának a felszerkezet útpályaszint fölötti elemeivel történő ütközéséből származó rendkívüli hatások

A figyelembe veendő hatásokat és a lehetséges csökkentő tényezőket ld. a 6.4.1.1. Közúti jármű ütközése a híd felszerkezetével pontjában.

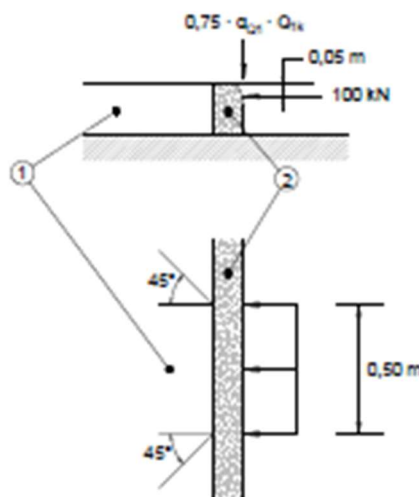
5.4.1.3. Függesztőelemek elszakadása

A függesztőelemek járműütközés hatására bekövetkező szakadása esetén figyelembe kell venni az e-UT 07.01.13 előírás 9.2.3.6 pontja szerinti dinamikus többletet a megmaradó függesztőelemekben, valamint a szakadást okozó jármű súlyát az elszakított függesztőelemnél. Bármely függesztőelem elszakadásának lehetőségével számolni kell, kivéve a függőhidak főkábelét. Egy időben csak egy függesztőelem szakadásával kell számolni.

Megjegyzés: A függesztőelem egyéb okból bekövetkező elszakadása általában nem mértékadó.

5.4.1.4. A hídon haladó közúti járműnek a felszerkezeten elhelyezkedő kiemelt szegéllyel vagy közúti visszatartó rendszerrel történő ütközéséből származó rendkívüli hatások

A közúti jármű kiemelt szegélynek vagy szegélykőnek történő ütközését általában egy 100 kN nagyságú, 0,50 m hosszon megoszló keresztirányú vízszintes erővel (oldallökő erő) kell figyelembe venni, amely a kiemelt szegély vagy a szegélykő felső éle alatt 0,05 m magasságban hat (5.26. ábra). A vízszintes erő szétterjedési szögét merev szegélyelemek esetén általában 45 fokosnak kell feltételezni.



5.26. ábra – Az oldallökő erő meghatározása (Megfelel az MSZ EN 1991-2 szabvány 4.10. ábrájának)

Jelmagyarázat: 1 – Gyalogjárda, 2 – Kiemelt szegély

Amennyiben kedvezőtlenebb, a fent megadott vízszintes erővel egyidejűleg egy $0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$ nagyságú függőleges erőt is működtetni kell.

A közúti jármű közúti visszatartó rendszerrel történő ütközését egy, a visszatartó rendszer típusától függő keresztirányú vízszintes erő, és (ha annak működtetése kedvezőtlen) egy egyidejűleg ható, $0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$ nagyságú függőleges erő működtetésével kell figyelembe venni. A vízszintes erő hatásvonala a közúti visszatartó rendszer felső síkja alatt 0,1 méterre vagy a kocsipálya, vagy a gyalogjárda/kerékpárút szintje fölött 1,0 méterre lévő szintek közül a legalacsonyabb szinten helyezkedik el. A vízszintes erő megoszlási hossza 0,5 m.

A vízszintes erő nagyságának meghatározása:

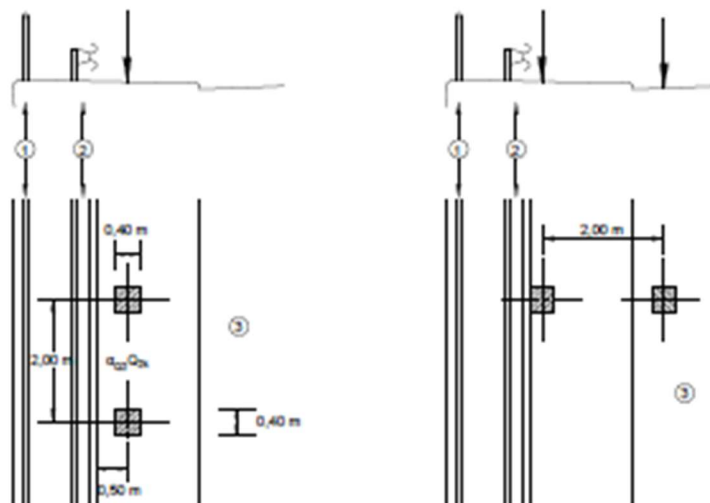
- ütközési kísérlettel igazolt biztonsági korlát esetén a korlát gyártójától beszerzett adatok alapján,

- gyalogos- vagy gyalogos- és kerékpáros korlát, valamint hagyományos, egyedi és üzemi korlát, mellvéd és posztamens esetén, ha az a visszatartó rendszer közötti jármű ütközésével szemben nem megfelelően védett, a visszatartó rendszerre a karakterisztikus teher értékének (ld. 5.3.2.1.) 1,25-szorosát kell rendkívüli teherként figyelembe venni.

5.4.1.5. A hídon haladó közúti járműnek vagy egyes kerekeinek a kocsipályán kívüli megjelenéséből származó rendkívüli hatások

Ütközési kísérlettel igazolt biztonsági vezetőkorlát alkalmazása esetén a vezetőkorlát dinamikus elhajlási síkja mögött nem kell közúti járműterhet figyelembe venni. A kiemelt szegély széle és a vezetőkorlát dinamikus elhajlási síkja között egy $\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k}$ nagyságú függőleges tengelyterhet kell a legkedvezőtlenebb elrendezésben működtetni, amennyiben a geometriai kialakítás a teljes tengely elhelyezését lehetővé teszi; ha nem teszi lehetővé, akkor egy $\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k}/2$ nagyságú függőleges kerékterhet kell működtetni (5.27. ábra).

Amennyiben a hídon nincs ütközési kísérlettel igazolt biztonsági vezetőkorlát, a fenti tengely-, és kerékterhet a kiemelt szegély széle és a felszerkezet széle közötti legkedvezőtlenebb elrendezésben kell működtetni.



5.27. ábra – A kocsipályán kívül megjelenő tengely- vagy kerékterhelés elhelyezkedése (Megfelel az MSZ EN 1991-2 szabvány 4.9. ábrájának)

Jelmagyarázat:

- 1 – Gyalogostereelő fal (vagy járműtereelő fal, ha nincs biztonsági vezetőkorlát)
- 2 – Biztonsági vezetőkorlát,
- 3 – Útpálya

5.4.1.6. A hídfelszerkezeten haladó közúti villamosvasúti jármű kisiklásából származó rendkívüli hatások

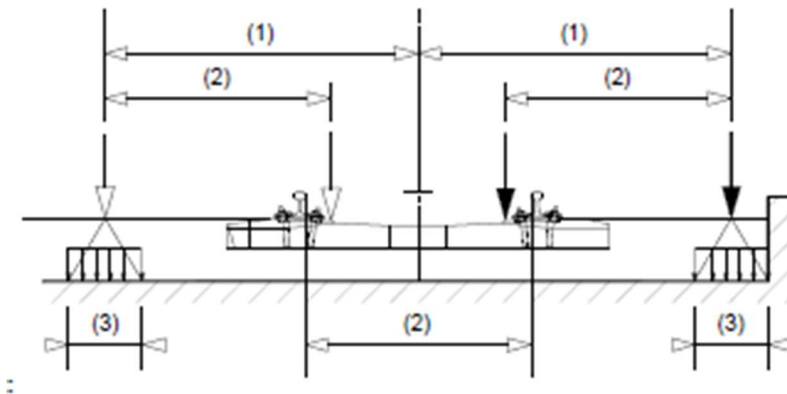
A közúti villamosvasúti teherrel terhelt hidakat úgy kell megtervezni, hogy kisiklás esetén a hídban keletkező károsodás mértéke a lehető legkisebb legyen (különösen a híd felborulását és a tartószerkezet károsodását kell megelőzni).

Két tervezési állapotot kell megvizsgálni:

- I. tervezési állapot: A közúti villamosvasúti jármű kisiklása, melynek során a kisiklott járművek a híd felszerkezetén a vágány területén maradnak azáltal, hogy azokat a terelősín, a szomszédos sín, vagy egy térdfal (pl. peron) visszatartja,

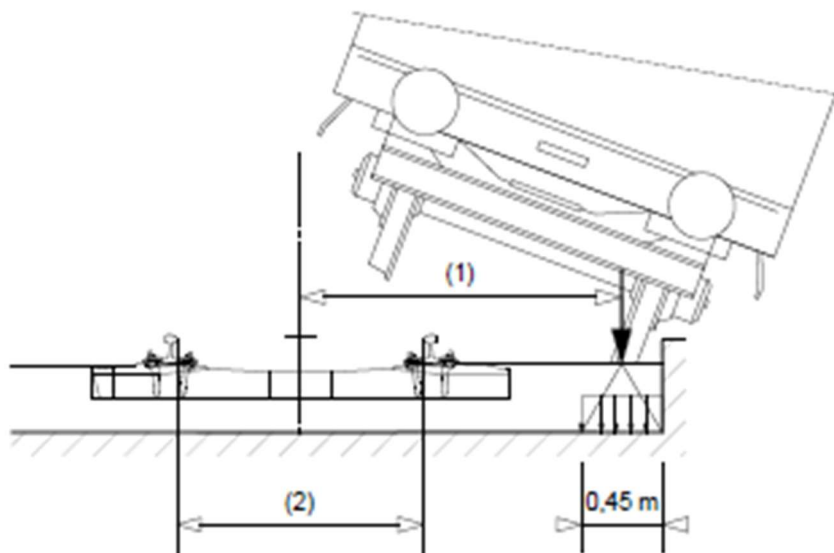
- II. tervezési állapot: A közúti villamosvasúti járműve kisiklása, melynek során a kisiklott jármű a híd szélére sodródik és a felszerkezet szélét terheli (a nem teherviselő szerkezeti elemek, pl. a járdák kivételével).

Az I. tervezési állapotban a tartószerkezet fő teherviselő elemeinek a tönkremenetelét kell elkerülni, helyi károsodások azonban megengedhetők. A tartószerkezet érintett szerkezeti elemeit a következő terhekre kell megtervezni: a vágánytengely mindkét oldalán a nyomtávolság 1,5-szeresének megfelelő szélességű területen, a vágánnyal párhuzamos irányban a legkedvezőtlenebb helyzetben elhelyezkedő, $1,4 \cdot Q_{vik}$ és az $1,4 \cdot q_{vik}$ nagyságú teher, az 5.28. ábra szerint.



5.28. ábra – I. tervezési állapot, egyenértékű Q_{A1d} és q_{A1d} teher; 1) Legfeljebb 1,5 s, vagy ha a fal ennél közelebb készül, a falig mért távolság; 2) s – nyomtávolság; 3) Ágyazátátvezetéses hidak esetén feltételezni lehet, hogy a koncentrált erők a felszerkezet felső síkján 450 mm oldalhosszúságú négyzetnek megfelelő területen terjednek szét.

A II. tervezési állapotban a híd nem borulhat fel, és nem omolhat össze. A lokális teherviselő elemek javíthatók kell legyenek esetleges károsodásuk után. A helyzeti állékonyság igazolása során a vizsgált tartószerkezet szélén egy legfeljebb 55 m hosszúságú, vonal mentén egyenletesen megoszló függőleges élterhet kell működtetni, melynek a nagysága, $q_{A2d} = 1,4 \cdot q_{vik}$ (5.29. ábra)



5.29. ábra – II. tervezési állapot, egyenértékű q_{A2d} teher; 1) A tartószerkezet szélén működő teher; 2) s – Nyomtávolság

Az I. és II. tervezési állapot vizsgálata során a kisiklásból származó hatásokkal terhelt vágányszakaszon más közúti villamosvasúti járműforgalmat nem szabad figyelembe venni.

5.4.1.7. A hídfelszerkezethez rögzített felsővezeték szakadásából származó rendkívüli hatások

A hídhöz horgonyzott felsővezetékek szakadásából származó egyoldali vízszintes húzóerőt egy vágánytengely irányában működő statikus teherként kell figyelembe venni, mely a tartósodrony magasságában hat, intenzitása vasúti felsővezeték esetén 20 kN, közúti villamosvasúti és trolibusz-felsővezeték esetén 12 kN. Egy vágány esetén egy vezeték, 2–6 vágány esetén két vezeték, hatnál több vágány esetén három vezeték egyidejű elszakadásával kell számolni, mindegyik esetben a legkedvezőtlenebb hatást eredményező vezeték(ek) szakadását kell feltételezni.

5.4.1.8. A jég által okozott rendkívüli hatások

A jég által okozott rendkívüli hatásokat a tartós és ideiglenes állapotokra az 5.3.8.3. pontban megadott módon lehet meghatározni, a hatások nagyságát az alábbiak szerint lehet felvenni:

A táguló jég nyomása:

- jégnyomásnak közvetlenül kitett szerkezet esetén: $p = 100 \text{ kN/m}$,
- jégnyomásnak nem közvetlenül kitett szerkezet esetén: $p = 70 \text{ kN/m}$.

A zajló vagy álló jég nyomásának meghatározásához a jég érdességi tényezője: $k_{Ad} = 150$

Az ütköző jég dinamikus hatásából származó ütközési erő (F , kN):

- szabadon álló oszlopszerű, rugalmas szerkezethez (pl. járom, a védelmét szolgáló jégtörő, vagy uszadékterelő) ütköző jég esetén:

$$F_{Ad} = 240 \cdot v,$$

ahol:

v – a vízfolyás középsebessége, m/s,

- egyéb merev szerkezethez (pl. pillér, fal) ütköző jég esetén az ütközőerő – vízszintes összetevője:

$$F_H = F_0 \cdot x,$$

– függőleges összetevője:

$$F_v = F_0 \cdot x,$$

ahol:

x – a szerkezetet terhelő jégnyomás hossza, az 5.28. táblázat szerint,

$$F_{0,Ad} = 180 \text{ kN},$$

$$d_{Ad} = 0,4 \text{ m}$$

A felületre ráfagyott, és a vízszint lesüllyedésekor előálló jégkonzol hosszát és d vastagságát az alábbiak szerint lehet figyelembe venni:

- általában $I_{Ad} = 5,0 \text{ m}$, $d_{Ad} = 0,8 \text{ m}$,
- mozgatható szerkezetekre $I_{Ad} = 5,0 \text{ m}$, $d_{Ad} = 0,55 \text{ m}$

5.4.2. Rendkívüli hatások ideiglenes tervezési állapotnak megfelelő körülmények között

A megvalósítás/átépítés során fellépő, emberi tevékenységből és az (ember által kezelt) építőgépek működéséből származó rendkívüli események, például:

- munkagépek, daruk tartószerkezetéhez való ütközéséből (ütközés alépitmények oszlopaival),
- építőanyagok tartószerkezetre való ráeséséből vagy tartószerkezetről való leeséséből (pl. frissbeton kiborulása),
- ideiglenes vagy végleges támaszok meghibásodásából (például hídfelszerkezet betolása közbeni elakadás, befeszülés)

származó, ideiglenes vagy végleges tartószerkezetek lokális tönkremenetelét eredményező események elkerülését elsősorban a megvalósítási folyamat építéstechnológiai előírásainak betartásával kell biztosítani.

Indokolt esetekben beakadásból származó hatást figyelembe lehet venni egy 200×200 mm felületen működtetett (dinamikus hatást is tartalmazó), 2,5 kN nagyságú erővel. Hasonló módon leesésből származó hatást figyelembe lehet venni egy 300×300 mm felületen működtetett (dinamikus hatást is tartalmazó), 6,0 kN nagyságú erővel.

Az építés során fellépő rendkívüli hatások általában dinamikus hatást (is) okoznak. Dinamikai vizsgálat és pontosabb adatok hiányában a dinamikus többlet-hatást a statikus hatással együtt alkalmazott dinamikus növelő tényezővel célszerű figyelembe venni, melynek értékét 2,0-re javasolt felvenni.

A jég által okozott rendkívüli hatásokat az 5.4.1.7. pontban megadott módon lehet figyelembe venni.

5.4.3. Szeizmikus hatások

A szeizmikus hatásokat az MSZ EN 1998 szabványsorozat alapján kell meghatározni az alábbi módosításokkal:

- javasolt helyspecifikus válaszspektrum alkalmazása az alábbiak szerint:
 - a helyi adottságokat leíró talajmechanikai szakvélemény alapján homogenizált talajosztály figyelembevételével előállított helyspecifikus válaszspektrum (például Vigh L. Gergely és szerzőtársai: Helyi Spektrumok – tervezési segédlet, MMK Tartószerkezeti Tagozat) használata,
 - helyszíni mérés alapján megállapított talajrétegződés figyelembevételével előállított helyspecifikus válaszspektrum használata;
- alternatívaként a szabványos (MSZ EN 1998) modális válaszspektrumokat felhasználó analízis alkalmazása is megengedett, ekkor a 2. típusú rugalmas válaszspektrum alkalmazandó, időtörténeti leírás esetén a felhasznált akcelerogramokat is ehhez a válaszspektrumhoz kell illeszteni.

6. HATÁSKOMBINÁCIÓK

Az előírás hatálya alá tartozó hidak tervezése során a teherbírasi határállapotok erőtani követelményeinek teljesülését a 3.2.1. pont szerinti összes (tartós, ideiglenes, rendkívüli, szeizmikus) tervezési állapotban, míg a használhatósági határállapotok erőtani követelményeinek teljesülését csak tartós és ideiglenes tervezési állapotokban kell igazolni. A hatáskombinációk képzése során

- tartós és ideiglenes tervezési állapotokban az 5.2. pont szerinti állandó jellegű terhelő erőket és hatásokat, továbbá az 5.3. pont szerinti esetleges jellegű terhelő erőket és hatásokat kell figyelembe venni,
- rendkívüli tervezési állapotban az 5.2. pont szerinti állandó, az 5.3. pont szerinti esetleges, továbbá – attól függően, hogy megvalósítás alatt lévő vagy már végleges állapotú hídról van-e szó – az 5.4.1. vagy az 5.4.2. pont szerinti rendkívüli hatásokat is figyelembe kell venni,
- szeizmikus tervezési állapotban az 5.2. pont szerinti állandó, az 5.3. pont szerinti esetleges és az 5.4.3. pont szerinti szeizmikus hatásokat kell figyelembe venni

a valóságban fizikailag lehetséges legkedvezőtlenebb összeállításban, tekintettel az egyes hatások más hatásokkal való egyidejűségére vonatkozó szabályokra.

Az igénybevételek (E_d) tervezési értékét minden kritikus teher esetében az egyidejűnek tekintett hatások kombinálásával kell meghatározni. A hatáskombinációk képzésénél általában minden hatáskombinációnak kell tartalmaznia egy domináns (kiemelt) esetleges hatást, vagy egy rendkívüli vagy szeizmikus hatást. A forgalmi hatásokat a más állandó, vagy esetleges hatásokkal képzett hatáskombinációban egyetlen esetleges hatásként lehet figyelembe venni. Az olyan hatásokat, melyek fizikai vagy funkcionális okokból egyidejűleg nem léphetnek fel, a hatáskombinációkban nem kell egyidejűleg figyelembe venni.

Ha az igazolás eredménye rendkívül érzékeny egy állandó hatás nagyságának a tartószerkezet mentén való változásaira, akkor e hatás kedvezőtlen és kedvező részét két, egymástól független hatásként kell figyelembe venni (jellemzően a helyzeti állékonyság és a hozzá hasonló határállapotok vizsgálatára vonatkozik).

Amennyiben a hatások és az igénybevételek közötti kapcsolat nem lineáris, akkor a teherkombináció-képzési szabályokat a hatásokra kell alkalmazni.

Amennyiben releváns, bizonyos építési terheket a megfelelő hatáskombinációkban általában a többi esetleges hatással egyidejűen kell figyelembe venni. Ha ellenőrző intézkedések miatt az építési terhek nem léphetnek fel a többi esetleges hatással egyidejűleg, akkor azokat a vonatkozó hatáskombinációkban nem kell figyelembe venni.

Ha ilyenek előfordulnak, akkor a hőmérsékleti hatásokat és a víznyomásból származó hatásokat általában egyidejűnek kell tekinteni az építési terhekkal.

Amennyiben egyidejűleg közúti villamosvasúti és közúti terhek is hathatnak a szerkezeten, meg kell vizsgálni azt az esetet, amikor a villamosvasúti teher, és azt is, amikor a közúti teher a kiemelt teher. A kiemelt teherrel egyidejűleg a mértékadóan elhelyezett, másik járműterhet annak kombinációs értékével kell figyelembe venni értelemszerűen az 5.1 pont szerint.

6.1. Hatáskombinációk a teherbírási határállapotok igazolásához

A teherbírási határállapotok (a fáradási határállapot kivételével) erőteni követelményeinek igazolásakor az igénybevétel tervezési értékének (E_d) meghatározásához az alábbi hatáskombinációkat kell alkalmazni:

- A) Tartós és ideiglenes tervezési állapot
 - A1) A helyzeti állékonyság igazolásakor:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} (\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf} + \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}) + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{oi} Q_{ki}$$

- A2) A tartószerkezeti elemek szilárdságával összefüggő tönkremenetel esetén:
 - A2.1) alapkombináció:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} (\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}) + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{oi} Q_{ki}$$

- A2.2) alternatív kombinációk:

$$E_d = \max \left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} (\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}) + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} \psi_{o1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{oi} Q_{ki} \\ \sum_{j \geq 1} (0,85 \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}) + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{oi} Q_{ki} \end{array} \right.$$

- B) Rendkívüli tervezési állapot:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + A_d + (\psi_{1,1} \text{ vagy } \psi_{2,1}) Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{ki}$$

A $\psi_{1,1} Q_{k1}$ és $\psi_{2,1} Q_{k1}$ között általában a rendkívüli tervezési állapot (ütközés, tűzhatás, egy rendkívüli esemény vagy helyzet utáni életben maradás) jellegétől függően kell választani.

- C) Szeizmikus tervezési állapot:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + A_d + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{ki}$$

A fenti képletekben

G_{kj} – a j-edik állandó hatás karakterisztikus értéke (ha az állandó hatás változékonysága jelentős, akkor a G_{kj} (várható) érték helyett az állandó hatás 5.2. pont szerinti alsó ($G_{kj,inf}$) vagy felső ($G_{kj,sup}$) karakterisztikus értékeit kell értelemszerűen alkalmazni),

P_k – a feszítési hatás karakterisztikus értéke,

Q_{k1} – a domináns esetleges hatás karakterisztikus értéke,

Q_{ki} – a nem domináns, i-edik esetleges hatás karakterisztikus értéke,

A_d – a rendkívüli hatás (tervezési) értéke,

A_{Ed} – a szeizmikus hatás (tervezési) értéke: $A_{Ed} = \gamma_l A_{Ek}$,

A_{Ek} – a szeizmikus hatás karakterisztikus értéke,

γ_l – a híd jelentőségi tényezője (ld. a 3.2.5. pontot),

γ_{Gj} – a j -edik állandó hatás parciális tényezője:

- Ha az állandó hatás a vizsgált igénybevétel szempontjából kedvező és kedvezőtlen hatású is lehet, akkor (egyetlen γ_{kj} érték helyett) az állandó hatás alsó ($\gamma_{Gj,inf}$) és felső ($\gamma_{Gj,sup}$) parciális tényezőit kell alkalmazni.
- Helyzeti állékonyság vizsgálatakor (EQU): Ha az állandó hatás egyik részéből kedvező, a másik részéből pedig kedvezőtlen igénybevétel származik, akkor a hatást külön kell bontani kedvező és kedvezőtlen hatásokra, és ezekre kell az állandó hatás alsó ($\gamma_{Gj,inf}$), és felső $\gamma_{Gj,sup}$ parciális tényezőjét alkalmazni.
- A tartószerkezeti elemek szilárdságával összefüggő tönkremenetel vizsgálata esetén (STR/GEO): Ha az állandó hatásból adódó eredő igénybevétel a vizsgált szerkezeti elem teherbírása szempontjából kedvező, vagy kedvezőtlen hatású, akkor az állandó hatás alsó ($\gamma_{Gj,inf}$), vagy felső $\gamma_{Gj,sup}$ parciális tényezőjét kell alkalmazni a teljes hatásra,

ahol:

γ_P – a feszítés parciális tényezője,

γ_Q – az esetleges hatás parciális tényezője,

ψ_0, ψ_1, ψ_2 – kombinációs (egyidejűségi) tényezők a 6.6. táblázat szerint.

Tartós és ideiglenes tervezési állapotokban a parciális tényezők értékei a 6.1. táblázatban található. A táblázati értékek tartalmazzák a számítási modell bizonytalanságaival összefüggő biztonsági hányadot is. A 6.1. táblázatban szereplő parciális tényezőket a teherbírás kimerülésének módjától függően a következőképpen kell alkalmazni. A helyzeti állékonyság vizsgálata esetén a fellépő hatások parciális tényezőit a táblázat A1) része szerint kell felvenni. A tartószerkezeti elemek és az általaj szilárdságának kimerülése miatt bekövetkező teherbírasi határállapotok esetén a fellépő hatások parciális tényezőit a táblázat A2a) része szerint kell felvenni, melyek során a tervező választhat az alapkombináció vagy az alternatív kombinációk alkalmazásai közül.

6.1. táblázat – Parciális tényezők (Megfelel az MSZ EN 1990 szabvány A2.4. (A) és (B) táblázatának)

Hatás	Parciális tényező	
	Jelölés	Érték
A1) Helyzeti állékonyság vizsgálata esetén (EQU – A sorozat) $\sum_{j \geq 1} (\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf} + \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}) + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$		
Állandó hatások (terhek és terhelő alakváltozások)		
kedvezőtlen	$\gamma_{G,sup}$	1,05
kedvező	$\gamma_{G,inf}$	0,95 ¹⁾
Feszítőerő	γ_p	1,00 ²⁾
Közúti forgalmi terhek		
kedvezőtlen	γ_Q	1,35
kedvező		0
Gyalogos/kerékpáros terhek és építési terhek		
kedvezőtlen	γ_Q	1,35
kedvező		0
Egyéb esetleges hatások		
kedvezőtlen	γ_Q	1,50
kedvező		0
A2a) Tartószerkezeti elemek szilárdsági tönkremenetele esetén (STR/GEO – B sorozat) $\sum_{j \geq 1} (\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}) + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$ vagy $\max \left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} (\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}) + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki} \\ \sum_{j \geq 1} (0,85 \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}) + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki} \end{array} \right.$		
Állandó terhek (teher jellegű hatások)		
kedvezőtlen	$\gamma_{G,sup}$	1,35
kedvező	$\gamma_{G,inf}$	1,00
Zsugorodás	γ_{sh}	1,00
Süllyedés		
kedvezőtlen	γ_{Gset}	1,2 vagy 1,35 ³⁾
kedvező		0
Feszítőerő	γ_p	1,00 ²⁾
Közúti forgalmi terhek		
kedvezőtlen	γ_Q	1,35
kedvező		0
Gyalogos/kerékpáros terhek és építési terhek		
kedvezőtlen	γ_Q	1,35
kedvező		0
Közúti villamos vasúti terhek és vasúti terhek		
kedvezőtlen	γ_Q	1,45
kedvező		0
Egyéb esetleges hatások		
kedvezőtlen	γ_Q	1,50
kedvező		0

Megjegyzés: 1) Ellensúlyok esetén, ha az ellensúly térfogatsúlyának bizonytalansága nagy, $\gamma_{G,inf} = 0,8$; 2) A legtöbb teherbírasi határállapotban a feszítőbetéttel bevitt feszítés kedvező hatású, ezért, $\gamma_{P,fav} = 1,0$. Stabilitási vizsgálatoknál, ahol a feszítőerő növekedése kedvezőtlen hatású (pl. külső kábeles feszítés); $\gamma_{P,unfav} = 1,3$. Lokális vizsgálatoknál $\gamma_{P,unfav} = 1,2$ értéket kell alkalmazni; 3) Lineárisan rugalmas elven történő igénybevétel-számítás esetén $\gamma_{G,set} = 1,2$ nemlineáris számítás esetén $\gamma_{G,set} = 1,35$.

Az egy forrásból származó összes állandó hatás karakterisztikus értékét $\gamma_{G,sup}$ -pal kell szorozni, ha a teljes eredő igénybevétel kedvezőtlen, és $\gamma_{G,inf}$ -fel, ha kedvező. Például a tartószerkezet önsúlyából származó összes hatást egy forrásból származónak lehet tekinteni akkor is, ha a tartószerkezet különböző anyagokból épült.

Jogszabályi véleményezésre 2024. október 24.

6.2. táblázat – Parciális tényezők
(Megfelel az MSZ EN 1990 szabvány A2.4. (A) és (B) táblázatának)

Hatás	Parciális tényező	
	Jelölés	Érték
C) Tartós és ideiglenes tervezési állapot (STR/GEO – C sorozat)		
$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i}$		
Állandó terhek		
kedvezőtlen	$\gamma_{G,sup}$	1,0
kedvező	$\gamma_{G,inf}$	1,0
támaszsüllyedés	γ_{Gset}	1,0
Közúti vagy gyalogos forgalomból származó hatások		
kedvezőtlen	γ_Q	1,15
kedvező		0
Vasúti forgalomból származó hatások		
kedvezőtlen	γ_Q	1,25
kedvező		0
A talaj, a talajvíz, a szabad felszíni víz és az ágyazat súlyából származó vízszintes földnyomás esetleges részéből és a térszíni forgalmi teher által okozott vízszintes földnyomásból származó	γ_Q	
kedvezőtlen		1,30
kedvező		0
Az összes többi hatás esetén		
kedvezőtlen	γ_Q	1,30
kedvező		0
Lineárisan rugalmas és nemlineáris erőtani számítás esetén olyan tervezési állapotokban, amelyekben az egyenlőtlen támaszsüllyedésekből származó hatásokból kedvezőtlen igénybevételek származhatnak. Olyan tervezési állapotok esetén, amelyekben az egyenlőtlen támaszsüllyedésekből származó hatásokból kedvező igénybevételek származhatnak, ezeket a hatásokat nem szabad figyelembe venni.	γ_{Gset}	1,0
Feszítés	γ_P	az ajánlott értékeket a vonatkozó tervezési anyagspecifikus előírások tartalmazzák

6.1.1. Parciális tényezők az elcsúszás vizsgálatához

A geotechnikai hatásokkal is terhelt tartószerkezeti elemek (alapozások, cölöpök, pillérek, hídfők oldalfalai és szárnylemezei, szárnyfalai és homlokfalai, ágyazatmegtámasztó falak stb.) tervezését (STR), és az altalaj szilárdságának a vizsgálatát kizárólag a következő három módszer egyikével kell elvégezni (ld. még az 5.2.2. pontot), melyet a geotechnikai hatások és ellenállások tekintetében az MSZ EN 1997 szabvány egészít ki:

- 1. módszer: Két külön számítás készül – először a 6.2. táblázat (C sorozat), majd a 6.1. táblázat (B sorozat) alapján – a geotechnikai és a tartószerkezetre ható, vagy onnan átadódó hatások tervezési értékeinek a meghatározásához.

- 2. módszer: Mind a geotechnikai, mind a tartószerkezetre ható, vagy az onnan átadódó hatások tervezési értékeinek a meghatározását a 6.1. táblázat (B sorozat) alapján végzik.
- 3. módszer: A geotechnikai hatások tervezési értékeinek a meghatározását a 6.2. táblázat (C sorozat) alapján, míg a tartószerkezetre ható, vagy az onnan átadódó hatások tervezési értékeinek a meghatározását a 6.1. táblázat (B sorozat) alapján végzik.

A vizsgálatokat, a hatások és az ellenállások parciális tényezőit az MSZ EN 1997-1 szabvány tartalmazza. Az elcsúszás vizsgálatához az ellenállási oldal parciális tényezői a 6.3. táblázat szerintiek.

6.3. táblázat – Parciális tényezők az elcsúszás vizsgálatához

Az ellenállás típusa	Jel	Értékcsoport		
		R1	R2	R3
Elcsúszási ellenállás	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

6.1.2. Parciális tényezők a felúszás miatti határállapot vizsgálatához

A felúszás (UPL) miatti határállapot vizsgálatához a hatások következő parciális tényezőit kell alkalmazni (6.4. táblázat):

$\gamma_{G,dst}$ – az állékonyságcsökkentő, kedvezőtlen állandó hatásokra,

$\gamma_{G,stb}$ – az állékonyságnövelő, kedvező állandó hatásokra,

$\gamma_{Q,dst}$ – az állékonyságcsökkentő, kedvezőtlen esetleges hatásokra.

6.4. táblázat – A hatások γ_F parciális tényezői

A hatás	Jel	Érték
Állandó		
Kedvezőtlen ^{a)}	$\gamma_{G,dst}$	1,0
Kedvező ^{b)}	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Esetleges		
Kedvezőtlen ^{a)}	$\gamma_{Q,dst}$	1,5

Megjegyzés: a) Állékonyságcsökkentő; b) Állékonyságnövelő

A felúszás (UPL) miatti határállapot vizsgálatához az ellenállások parciális tényezőit a 6.5. táblázatban írt értékekkel kell alkalmazni, ha ellenállásokkal is számolnak:

$\gamma_{\varphi'}$ – a hatékony súrlódási szög tangensére,

γ_c – a hatékony kohézióra,

γ_{cu} – a drénezetlen nyírószilárdságra,

$\gamma_{s,t}$ – a húzott cölöpök ellenállására,

γ_a – a horgonyellenállásra.

6.5. táblázat – Az ellenállások parciális tényezői a felúszás miatti határállapot vizsgálatához

Talajparaméter	Jel	Érték
Hatékony súrlódási szög (Ezt a tényezőt a φ -re kell alkalmazni)	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Hatékony kohézió	$\gamma_{c'}$	
Drénezetlen nyírószilárdság	γ_{cu}	1,40
Húzott cölöp ellenállása	$\gamma_{s,t}$	
Horgonyellenállás	γ_a	

A hóterheket és a szélhatásokat nem kell egyidejűnek tekinteni a Q_{ca} építési tevékenységből származó terhekkel (azaz a személyzet súlyából származó teherrel).

Közúti hidak vizsgálata során az LM2 tehermodellt (vagy az ennek megfelelő gr1b tehercsoportot) és a járdákon alkalmazott $Q_{f_{wk}}$ koncentrált terhet nem kell semmilyen más esetleges, nem forgalmi hatással kombinálni.

Közúti hidak vizsgálata során sem a hóterheket, sem a szélhatásokat nem kell kombinálni a következőkkel:

- fékező- és gyorsítási erőkkel vagy centrifugális erőkkel, vagy az ezeknek megfelelő gr2 tehercsoporttal,
- járdák és kerékpárutak terheivel vagy az ezeknek megfelelő gr3 tehercsoporttal,
- embertömegteherrel (LM4 tehermodell) vagy az ennek megfelelő gr4 tehercsoporttal.

Gyalogos-/kerékpáros hidak vizsgálata során a $Q_{f_{wk}}$ koncentrált terhet semmilyen más, nem forgalmi jellegű esetleges hatással nem kell kombinálni.

Közúti és gyalogos-/kerékpároshidak vizsgálata során a szélhatásokat és a hőmérsékleti hatásokat nem kell egyidejűen figyelembe venni.

A ψ kombinációs (egyidejűségi) tényezők közúti hidakra vonatkozó értékeit a 6.6. táblázat tartalmazza.

6.6. táblázat – Kombinációs tényezők közúti hidak tervezéséhez

Hatás	Jelölés		ψ_0	ψ_1		ψ_2
				I.	II. és III.	
				terhelési osztályban		
A közúti forgalomból származó hatások különálló összetevői	gr1a (LM1 + gyalogos- vagy kerékpáros forgalomból származó terhek ¹⁾)	TS	0,75	0,85	0,75	0
		UDL	0,4	0,2	0,3	0
		gyalogos- + kerékpárforgalomból származó terhek ²⁾ , kezelőjárművek	0,4		0	
	gr1b (LM2 – egyetlen tengely)		0	0,75		0
	gr2 (vízszintes erők)		0		0	
	gr3 (gyalogosforgalomból származó erők)		0	0,40		0
	gr4 (LM4 – embertömegteher)		0	–		0
	gr5 (LM3 – különleges járművek)		0	–		0
Szélterhelés	F_{Wk}		0,60 0,80	0,20 –		0 0
	– tartós tervezési állapotok, – megvalósítás					
Hőmérsékleti hatások ³⁾	T_k		0,60	0,60		0,50
Hóterhek	$Q_{Sn,k}$ (megvalósítás során)		0,80	–		0
Jég által okozott hatások			0,60	0,60		0
Építési terhek	Q_c		1,00	–		1,00

Megjegyzés: 1) A ψ_0 , ψ_1 , és ψ_2 , tényezők gr1a és gr1b tehercsoportokra megadott értékei 1,0 értékű α_{Qi} , α_{Qi} , α_{qr} és β_Q terhelési osztályba sorolási tényezőknek megfelelő közúti forgalomra vonatkoznak. Az UDL esetében ezek olyan szokásos forgalmi helyzeteknek felelnek meg, melyekben a tehergépjárművek torlódása ritkán fordulhat elő. Egyéb értékek más terhelési osztályú utak vagy más sűrűségű forgalom esetén írhatók elő a megfelelően megválasztott α tényezőkhöz hozzárendelve; 2) A gyalogos- és kerékpáros forgalomból származó tehernek a kombinációs értéke egy csökkentett érték. A ψ_0 és a ψ_1 tényezők erre az értékre vonatkoznak.; 3) A hőmérsékleti hatásokra vonatkozó ψ_0 tényező ajánlott értéke a legtöbb esetben zérusra csökkenthető az EQU, STR és GEO teherbírasi határállapotok esetén.

A ψ kombinációs (egyidejűségi) tényezők értékeit önálló gyalogoshidak esetén a 6.7. táblázat tartalmazza:

6.7. táblázat – Kombinációs tényezők önálló gyalogoshidak tervezéséhez

Hatás	Jelölés	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Forgalmi terhek	gr1	0,40		0
	$Q_{f_{wk}}$	0		
	gr2	0		
Szélerők	F_{wk}	PSZI2 = 0		
Hőmérsékleti hatások	T_k	0,60 ¹	0,60	0,50
Hóterhek	$Q_{Sn,k}$ (megvalósítás során)	0,80	–	0
Jég által okozott hatások		0,60		0
Építési terhek	Q_c	1,00	–	1,00

Megjegyzés: 1) A hőmérsékleti hatásokra vonatkozó ψ_0 tényező ajánlott értéke a legtöbb esetben zérusra csökkenthető az EQU, STR, és GEO határállapotok esetén. (Lásd még a Közúti hidak tervezése e-UT-előírásokat!)

A ψ kombinációs (egyidejűségi) tényezők közötti villamosvasúti hidakra vonatkozó értékeit a 6.8. táblázat tartalmazza.

6.8. táblázat – Kombinációs tényezők közötti villamosvasúti hidak tervezéséhez

Hatás	Jelölés	ψ_0	ψ_1	ψ_2^4	
A vasúti forgalomból származó hatások különálló összetevői ⁴	q_{vik} vagy Q_{vik}	0,80	0,8 ¹	0	
	Vontatási és fékezőerők	Olyan tervezési állapotokba, amelyekben a forgalmi terheket tehercsoportok helyett egyetlen (többirányú) kiemelt hatással veszik figyelembe, a forgalmi hatások összetevőire általában ugyanazokat a ψ -tényezőket kell használni, mint a hozzájuk tartozó függőleges terhek esetén.			
	Centrifugális erők				
	A függőleges irányú forgalmi terhekből származó alakváltozások által okozott kölcsönhatási erők				
	Oldallökő erők	1,00	0,80	0	
	Közforgalom elől elzárt szolgálati gyalogjárók terhei	0,80	0,50		
	Tényleges vonatok	1,00			
	Vízszintes földnyomás forgalmi teher miatti túlterhelés következtében	0,80	0,8 ¹		
	Aerodinamikai hatások		0,50		
Fő forgalmi hatások, (tehercsoportok)	gr11	0,80	0,80	0	
	1. sz. legnagyobb függőleges és legnagyobb egyidejű keresztirányú				
	gr12				
	2. sz. legnagyobb függőleges és legnagyobb egyidejű keresztirányú				
Fő forgalmi hatások, (tehercsoportok)	gr13 (fékező/vontatási)	0,80	0,70	0	
	legnagyobb hosszirányú				
	gr14 (centrifugális/oldallökő)				legnagyobb keresztirányú
	gr21				1. sz. legnagyobb függőleges és legnagyobb egyidejű hosszirányú
	gr22				2. sz. legnagyobb függőleges és legnagyobb egyidejű hosszirányú
	gr23 (fékező/vontatási)				legnagyobb hosszirányú
gr24 (centrifugális/oldallökő)	legnagyobb keresztirányú				
Egyéb működő hatások	Aerodinamikai hatások	0,80	0,50	0	
	Általános fenntartásból származó terhelés közforgalom elől elzárt szolgálati gyalogjárdákon				
Szélerők	F_{wk}	0,75			
Hőmérsékleti hatások ²	T_k		0,60	0,50	
Hóterhek	$Q_{sn,k}$ (megvalósítás során)	0,80	–	0	
Jég által okozott hatások		0,60			
Építési terhek	Q_c	1,00	–	1,00	

Megjegyzés: 1) 0,8, ha csak egy vágány terhelt; 2) Lásd az 5.3.6.9. pontot; 3) Tartós és ideiglenes állapotokban végzett alakváltozási vizsgálatok esetén a közötti villamosvasúti forgalomból származó hatásokra vonatkozó ψ_2 értéket általában 1,00-ra kell felvenni. Szeizmikus tervezési állapotok esetén lásd. a 6.9. táblázat; 4) A legkisebb, kedvező hatású, a közötti villamosvasúti forgalomból származó hatások különálló összetevőivel (pl. centrifugális, vontatási vagy fékezőerő) egyidejű függőleges teher értéke 0,5 q_{vik} stb.

6.9. táblázat – A hatások tervezési értékei rendkívüli és szeizmikus hatáskombinációkhoz

Tervezési állapot	Állandó hatások		Feszítés	Rendkívüli vagy szeizmikus hatás	Egyidejű, nem kiemelt esetleges hatások (**)	
	Kedvezőtlen	Kedvező			Főhatás (ha van ilyen)	Többi hatás
Rendkívüli (*)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ vagy $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$
Szeizmikus (***)				$A_{E,d} = \gamma_I Q_{E,k}$		

Megjegyzés: Minden szeizmikus hatás esetén az ajánlott érték, $\gamma = 1,0$; (*) Rendkívüli állapotok esetén; (**) Az esetleges hatások a 5.9., 5.15., 5.16., és az 5.17. táblázatban szereplő hatások; (***) Vasúti hidak esetén csak egy vágányt kell terhelni, és az SW/2 tehermodellt figyelmen kívül lehet hagyni.

6.2. Hatáskombinációk a használhatósági határállapotok igazolásához

A használhatósági határállapotok erőtan követelményeit csak tartós és ideiglenes tervezési állapotban kell igazolni, e vizsgálatokhoz az előírás hatálya alá eső hidak esetén a következő hatáskombinációkat kell alkalmazni:

- Karakterisztikus kombináció:

$$E_{car} = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,inf} \text{ vagy } G_{k,j,supf}) + (P_{k,inf} \text{ vagy } P_{k,sup}) + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} Q_{ki}$$

Általában a visszafordíthatatlan használhatósági határállapotokat kell ebben a kombinációban ellenőrizni.

- Gyakori kombináció:

$$E_{fr} = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,inf} \text{ vagy } G_{k,j,supf}) + (P_{k,inf} \text{ vagy } P_{k,sup}) + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Általában a visszafordítható használhatósági határállapotokat kell ebben a kombinációban ellenőrizni.

- Kvázi-állandó kombináció:

$$E_{qp} = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,inf} \text{ vagy } G_{k,j,supf}) + (P_{k,inf} \text{ vagy } P_{k,sup}) + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Általában a hosszú távú és a szerkezet megjelenésével kapcsolatos határállapotokat kell ebben a kombinációban ellenőrizni.

Az egyes jelölések értelmezését ld. a 6.1. pontban.

A feszítőerő bizonytalanságaira való tekintettel használhatósági határállapotokban a P_k (várható) érték helyett a feszítési hatás alsó ($P_{k,inf}$) és felső ($P_{k,sup}$) értékeit kell értelemszerűen alkalmazni (ld. a 5.2.6. pontban).

7. ERŐTANI KÖVETELMÉNYEK

7.1. Helyzeti állékonyság vizsgálata

Igazolni kell, hogy a szerkezet az 5. fejezetben felsorolt terhelő erőkre és hatásokra felborulással, felemelkedéssel, felúszással, valamint eldőléssel szemben, mind terhelt, mind terheletlen állapotban a jelen előírásban előírt biztonsággal megfelel. Ehhez igazolni kell, hogy a figyelembe veendő destabilizáló hatások tervezési értéke kisebb, mint a stabilizáló hatások tervezési értéke, azaz:

$$E_{d,destab} \leq E_{d,stab,destab}$$

Az alépítmény, az alapozás és az altalajba épített szerkezetek (pl. kerethidak), valamint a felszerkezet helyzeti állékonyságvizsgálatához a terhelő erőket és hatásokat az 5. fejezet szerinti értékükkel és a helyzeti állékonysági (EQU) teherkombinációs szabályoknak megfelelően kombinálva kell figyelembe venni.

A felúszás vizsgálatához az alaptest, és az altalaj közötti súrlódási szöveget, és a talaj belső súrlódási szögét az MSZ EN 1997-1 előírásai szerint felvett megfelelő értékével kell számításba venni. Olyan szerkezetek esetében, amelyek állékonyságát a súrlódás döntően befolyásolja, a súrlódási szöveget kísérlettel kell meghatározni. A talajellenállás számításakor a talaj felső egy méterét nem szabad számításba venni.

7.2. Teherbírási határállapotok

A teherbírási határállapotok (STR/GEO) vizsgálata során (a szeizmikus tervezési állapot vizsgálata és disszipatív méretezés alkalmazása kivételével) igazolni kell, hogy a figyelembe veendő terhekből és terhelő hatásokból a következők szerint összeállított igénybevétel tervezési értéke (E_d) nem nagyobb, mint a teherbírás tervezési értéke (R_d), azaz:

$$E_d \leq R_d$$

A terhelő erőket és hatásokat az 5. fejezet szerinti értékükkel kell figyelembe venni.

Tartós, ideiglenes, rendkívüli és kvázi-rugalmas méretezési eljárással vizsgált szeizmikus tervezési állapotok esetén az igénybevétel E_d tervezési értékét a 7. fejezet szerint, a teherbírás R_d tervezési értékét az anyagspecifikus előírások alapján kell meghatározni.

A szeizmikus tervezési állapot vizsgálata és disszipatív méretezés alkalmazása esetén a kapacitástervezési szabályok alkalmazásával kell biztosítani a szerkezet globális duktilitását és képlékeny mechanizmusát. Ilyen esetben az MSZ EN 1998 szabvány vonatkozó előírásait kell alkalmazni.

A szilárdsági és stabilitási határállapotok ellenőrzését általában a 7.2.1. pontban megadott, míg a szeizmikus tervezési állapot vizsgálata során az MSZ EN 1998 szabványban megadott alapelvek alkalmazásával és az anyagspecifikus előírásokban megadott szabályokkal összhangban kell elvégezni. A fáradási határállapot vizsgálata során a fáradást okozó hatást fáradási tehermodellek alapján kell meghatározni. A fáradásvizsgálati alapelveket ezen előírás 7.2.2. pontjában, az ezzel kapcsolatos anyagspecifikus követelményeket az anyagspecifikus előírások tartalmazzák.

Az elcsúszás vizsgálatához az alaptest, és az altalaj közötti súrlódási szöveget, és a talaj belső súrlódási szögét az MSZ EN 1997-1 előírásai szerint felvett megfelelő értékével kell számításba venni. Olyan szerkezetek esetében, amelyek állékonyságát a súrlódás döntően befolyásolja, a súrlódási szöveget kísérlettel kell meghatározni. A talajellenállás számításakor a talaj felső egy méterét nem szabad számításba venni.

7.2.1. Szilárdsági és stabilitásvizsgálati alapelvek

A szilárdsági és stabilitási vizsgálatok során a szerkezetben keletkező igénybevételeket általában lineáris analízis (szükség esetén geometriailag nemlineáris analízis, vagy másnéven másodrendű analízis) alapján lehet meghatározni. Annak követelményét, hogy az adott szerkezet esetén mikor szükséges a nemlineáris analízis alkalmazása, az anyagspecifikus előírások tartalmazzák.

Stabilitásvizsgálatot a következő módszerek alapján lehet elvégezni (az említett analízistípusokat lásd a 4.2.6.2. pontban):

- elsőrendű számítás (LA) alapján meghatározott igénybevételek és analitikus méretezési eljárások alkalmazásával,
- elsőrendű számítás (LA) és sajátérték számítás (LBA) alapján,
- imperfekt geometrián végrehajtott geometriai nemlineáris analízis (GNIA) és sajátérték-számítás (LBA) alapján,
- imperfekt geometrián végrehajtott geometriai nemlineáris analízis (GNIA) és szilárdsági vizsgálat kombinációjával,
- imperfekt geometrián végrehajtott geometriai és anyagi nemlineáris analízis (GMNIA) alapján.

Az elsőrendű számítás alapján meghatározott igénybevételek és analitikus méretezési eljárások alapján végzett stabilitásvizsgálatot az anyagspecifikus előírásoknak megfelelően kell végrehajtani. A többi négy stabilitásvizsgálati eljárás az alábbi elvek alapján végezhető el.

7.2.1.1. Stabilitásvizsgálat elsőrendű számítás (LA) és sajátérték-számítás (LBA) alapján

Lineáris számítás (LA) alapján meghatározott igénybevételek és feszültségek, valamint a sajátérték-számítás (LBA) alapján meghatározott kritikus teherparaméterek alkalmazhatók a szerkezet adott teherkombinációjához és a sajátalaknak megfelelő stabilitásvesztéshez tartozó relatív karcsúságának meghatározására:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{R_{pl}}{R_{cr}}}$$

ahol:

R_{cr} – a szerkezet stabilitási tönkremeneteléhez tartozó rugalmas kritikus teher értéke,

R_{pl} – a vizsgált szerkezet, vagy keresztmetszet képlékeny teherbírása (anyagspecifikus előírások utasításai alapján meghatározva).

Az R_{cr} kritikus teher értékét sajátérték-számítás alapján kell meghatározni, ez az érték a vizsgált stabilitási tönkremeneteli módhoz tartozó legkisebb pozitív sajátértékhez tartozó értékkel egyenlő. Az R_{pl} képlékeny teherbírás anyagi nemlineáris számítás (MNA), vagy konzervatív közelítés alkalmazásával lineáris számítás (LA) alapján határozható meg, és a vizsgált szerkezet/szerkezeti elem legjobban kihasznált pontjának (részének) az adott teherkombinációhoz tartozó értékét jelenti.

Az R_{cr} és R_{pl} paraméterek meghatározhatók minden vizsgálandó stabilitási jelenségre (kihajlás, kifordulás, lemezhorpadás, nyírási horpadás, beroppanás stb.) külön-külön. Ebben az esetben külön karcsúságot kell meghatározni minden vizsgálandó stabilitásvesztési módhoz, melyek alapján az anyagspecifikus előírások iránymutatása alapján határozhatók meg az egyes stabilitási jelenségekhez tartozó csökkentő tényezők és ellenállások.

A globális karcsúság meghatározható az R_{cr} és R_{pl} paraméterek alkalmazásával összetett feszültségállapot alapján is az anyagspecifikus előírások elveivel összhangban. Amennyiben a paraméterek összetett feszültségállapot alapján lettek meghatározva, a stabilitásvizsgálatot a redukált feszültségek módszere alapján kell elvégezni. A számítás során ellenőrizni kell, hogy az

alkalmazott terhelési és megtámasztási viszonyok kompatibilisek az anyagspecifikus előírásokban megadott számítási eljárásokkal, és az R_{cr} meghatározásához alkalmazott sajátérték megfelel a vizsgált stabilitásvesztési módnak.

7.2.1.2. Stabilitásvizsgálat imperfekt geometrián végrehajtott geometriai nemlineáris analízis (GNIA) és sajátérték-számítás (LBA) alapján

Imperfekt geometrián végrehajtott geometriailag nemlineáris számítás (GNIA) alapján meghatározott igénybevételek és feszültségek, valamint a sajátérték-számítás (LBA) alapján meghatározott kritikus teherparaméterek együttesen is alkalmazhatók a szerkezet adott teherkombinációhoz és a sajátalaknak megfelelő stabilitásvesztéshez tartozó relatív karcsúságának meghatározására. Ez a módszer elsősorban akkor alkalmazandó, ha a szerkezeten több stabilitásvesztési módot is ellenőrizni kell, melyek egymással interakcióba léphetnek (pl. globális és lokális stabilitásvesztés). A módszer elvi alapja az, hogy a stabilitásvizsgálat helyettesíthető az adott tönkremeneteli módnak megfelelő helyettesítő geometriai imperfekció és geometriailag nemlineáris számítás alapján meghatározott igénybevételek (vagy feszültségek) alapján végzett szilárdságvizsgálattal.

Ebben az esetben nincs szükség a kritikus teherparaméter alapú csökkentő tényezős eljárás alkalmazására, a stabilitásvizsgálat visszavezethető geometriailag nemlineáris imperfekt számítás és szilárdsági ellenőrzés kombinációjára. Kiemelt figyelmet kell fordítani a helyettesítő geometriai imperfekció felvételére, melynek meg kell felelnie a vizsgált (helyettesített) stabilitási jelenség jellegének.

Megjegyzés: Ezt a stabilitásvizsgálati módszert általában olyan esetben ajánlott alkalmazni, amikor a szerkezet globális stabilitásvizsgálatát helyettesítik globális helyettesítő geometriai imperfekcióval és geometriailag nemlineáris számítással, az egyes szerkezeti elemek lokális stabilitásvizsgálatát azonban kritikus teherparaméter alapján meghatározott relatív karcsúság alapú csökkentő tényezős eljárással ellenőrzik.

Alternatív eljárásként alkalmazható a módszer kiterjesztett változata, amikor a szerkezet minden síkbeli stabilitási tönkremeneteli módjának megfelelő geometriai imperfekciót alkalmaznak a modellen, melyen a nemlineáris számítás tartalmaz minden síkbeli stabilitásvesztési tönkremenetelt. Ebben az esetben nincs szükség a hagyományos csökkentő tényezős eljárás alkalmazására a síkbeli stabilitásvizsgálat során, minden síkbeli tönkremenetel helyettesíthető imperfekt geometrián végrehajtott geometriailag nemlineáris analízissel és szilárdsági vizsgálattal. A síkra merőleges és az elcsavarodáshoz tartozó stabilitási ellenállások (pl. kifordulás, térbeli elcsavarodó kihajlás) azonban külön ellenőrizendők az anyagspecifikus előírásokban megadott számítási eljárásokkal.

7.2.1.3. Stabilitásvizsgálat imperfekt geometrián végrehajtott geometriai nemlineáris analízis (GNIA) és szilárdsági vizsgálat kombinációjával

Ez a stabilitásvizsgálati módszer az előző pontban bemutatott eljárás továbbfejlesztése, melynek keretében minden vizsgálandó stabilitásvesztési tönkremeneteli alaknak megfelelő helyettesítő geometriai imperfekciót alkalmaznak a numerikus modellben (síkbéli és síkra merőleges stabilitásvesztést, továbbá kifordulási és térbéli elcsavarodási kihajlási imperfekciókat is, ha szükséges). Ebben az esetben a stabilitásvizsgálat teljes egészében helyettesíthető az imperfekt modellen végrehajtott geometriailag nemlineáris analízis alapján meghatározott igénybevételek vagy feszültségek alapján elvégzett szilárdsági vizsgálat alkalmazásával.

7.2.1.4. Stabilitásvizsgálat anyagi és geometriailag nemlineáris imperfekt számítás (GMNIA) alapján

Az anyagi és geometriai nemlineáris imperfekt (GMNIA) analízis alapján meghatározható az acélszerkezetek, vagy szerkezeti részletek erő-elmozdulás (nyomaték-elfordulás) diagramja (jellemző nemlineáris egyensúlyi útja), mely alapján a szerkezet viselkedése és teherbírása meghatározható. A numerikus számításban a következő szerkezeti tökéletlenségeket kell figyelembe venni:

- geometriai imperfekciók,
- sajátfeszültségek.

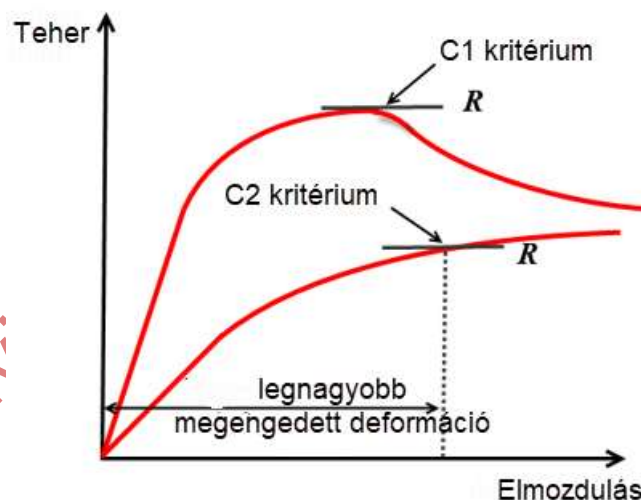
A geometriai imperfekciók és sajátfeszültségek külön-külön is alkalmazhatók a modellen, de együttesen helyettesítő geometriai imperfekcióval is figyelembe vehetők (0 szakasz alapján). Helyettesítő geometriai imperfekcióként az anyagspecifikus szabványokban megadott formák és sajátalak formájú imperfekció is alkalmazható a szükséges nagyságú amplitúdónak megfelelően skálázva. A sajátalak formájú imperfekciónak a vizsgált tönkremeneteli módhoz tartozó sajátalaknak megfelelő imperfekciónak kell lennie.

Amennyiben több stabilitásvesztési mód kombinálódhat a vizsgált szerkezeten, úgy minden stabilitásvesztési módnak megfelelő helyettesítő geometriai imperfekciót alkalmazni kell a modellen. Így a végső imperfekt alaknak a különböző helyettesítő geometriai imperfekciók kombinációja kell lennie, mely tartalmaz minden lehetséges tönkremeneteli módhoz tartozó geometriai tökéletlenséget.

A helyettesítő geometriai imperfekciók irányát és kombinációját úgy kell meghatározni, hogy a lehető legkisebb teherbírást adják a szimuláció során. Ennek érdekében több különböző imperfekciókombinációt kell megvizsgálni és a legkedvezőtlenebbet kell alkalmazni a teherbírás meghatározása során.

A teherbírás numerikus számítás szerinti értéke (R_{comp}) a következő két tönkremeneteli kritérium közül, a legkisebb teherbírást adó kritérium alapján határozható meg (a 7.1. ábra alapján):

- C1: a meghatározott erő-elmozdulás diagram maximális teher szintje (maximum teherbírás, vagy határpont),
- C2: a maximálisan megengedett legnagyobb deformációhoz (vagy fajlagos nyúláshoz) tartozó teher szint, ami bekövetkezik a maximális teherbírás elérése előtt).



7.1. ábra – GMNIA analízis alapú teherbírási kritériumok értelmezése

Acéllemez szerkezetek esetén (az acél- és öszvérhidak túlnyomó részt ilyenek) a C2 kritérium ellenőrzéséhez a legnagyobb megengedett deformáció (relatív alakváltozás) értéke 5%. Ezt kiegészítő egyéb korlátozások (pl. képlékeny zónák maximális kiterjedése) egyedileg előírhatók. Csavarozott kapcsolatok közvetlen teherbírásvizsgálattal való ellenőrzése során a csavarokban megengedett legnagyobb képlékeny deformáció értékét a 7.1. táblázat adja meg.

7.1. táblázat – Csavarok megengedett maximális képlékeny nyúlása

Csavar anyaga					
4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
ϵ_{mpb} , %					
3,5	5,0	2,5	2,0	3,0	2,3

Hazai hídépítési gyakorlatban általában alkalmazott az a méretezési elv, miszerint a közvetlen teherbírásvizsgálat (GMNIA) során a teherbírás karakterisztikus értékének meghatározásánál megengedünk képlékeny viselkedést (ez feltétele az erő-elmozdulás diagram tetőpontja meghatározásának), ugyanakkor az ellenőrzés során garantálni kell, hogy a mértékadó teherkombinációhoz tartozó teherszinten (tervezési teherszint) a szerkezet rugalmasan viselkedik (erő-elmozdulás diagram rugalmas tartományán van).

Külön számítást (GMNIA) kell végrehajtani minden mértékadó teherkombinációra. A számítás során a numerikus modellnek megfelelően kell tükröznie a szerkezet valós megtámasztási viszonyait, teher- és nemlineáris anyagmodelljét. A számítás során a numerikus modellre működő terheket teherlépcsőkben kell növelni, melyek aránya a szerkezetre működtetett teljes terheléshez viszonyítva adja meg a számításra jellemző teherparamétert, mely a teherbírás számítás alapja.

A teherbírás tervezési értéke a GMNIA analízis teherbírásértéke alapján határozható meg az MSZ EN 1990 szabványban megadott megbízhatósági követelményekkel összhangban, mely során igazolni kell a numerikus modell megbízhatóságát, és alkalmazni kell a tönkremenetelnek megfelelő parciális tényezőt.

A teherbírás karakterisztikus értéke a GMNIA analízis alapján meghatározott teherbírásértékből:

$$R_{b,k} = \frac{R_{GMNIA}}{\gamma_{FE}}$$

ahol:

γ_{FE} – a modellfaktor,

R_{GMNIA} – a numerikus számítás (GMNIA) által meghatározott teherbírás, a fent megadott teherbírás kritériumok alapján.

A teherbírás tervezési értéke:

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_{M1}}$$

ahol:

$R_{b,k}$ – teherbírás karakterisztikus értéke,

γ_{M1} – ellenállás oldali parciális tényező az anyagspecifikus előírások alapján.

A fent megadott eljárással meghatározható olyan szerkezetek és szerkezeti elemek teherbírása is, melyek nem érzékenyek stabilitásvesztésre. Ilyen esetben a teherbírás MNA és GMNA analízis alapján is meghatározható, ugyanakkor az ellenállás oldali parciális tényező értéke a vizsgált tönkremeneteli módnak megfelelően módosítandó (γ_{M0} , γ_{M1} vagy γ_{M2}) az anyagspecifikus előírások alapján.

7.2.2. Fáradásvizsgálati alapelvek

Az anyagspecifikus előírásokban felsorolt kivételektől eltekintve minden olyan tartószerkezeti elem esetén el kell végezni a fáradásvizsgálatot, vagy a fáradási károsodás becslését, melyekben

rendszeres feszültség-ingadozás lép fel. A fáradásból származó károsodást a műtárgy teljes tervezési élettartama alatt fellépő hatások alapján kell meghatározni.

A fáradásvizsgálat során a forgalmi terhekből származó függőleges irányú hatásokat, és amennyiben releváns, a centrifugális erőket kell figyelembe venni. A többi, forgalom hatásából származó vízszintes erőt (oldallökőerő, indító- és fékezőerő) figyelmen kívül lehet hagyni. Amennyiben releváns, az egyéb hatásokból (pl. szél) származó fásasztóhatást is figyelembe kell venni; a szél fásasztó hatására vonatkozó további előírások az MSZ EN 1991-1-4 szabványban találhatók.

A fáradásvizsgálat végrehajtásának módját vasbeton szerkezetek esetén az e-UT 07.01.14 előírás 6.7. pontja, faszerkezetek esetén az e-UT 07.02.13 előírás 5.4. pontja tartalmazza, acélszerkezetek esetén a fáradásvizsgálati módszerek leírását ld. a 7.2.2.1–7.2.2.4. pontokban és az e-UT 07.01.13 előírás 8. pontjában.

7.2.2.1. Fáradási élettartam végtelenségének ellenőrzése

A következő képlettel ellenőrizhető, hogy a híd vizsgált szerkezeti részletének fáradási élettartama végtelennek tekinthető-e:

$$\gamma_{Ff} \cdot \phi \cdot \Delta\sigma_p \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$$

ahol:

γ_{Ff} – fáradást okozó terhelés parciális tényezője az e-UT 07.01.13 előírás 8.4. pontja szerint,

ϕ – dinamikus tényező (közúti hidakon értéke 1.0),

$\Delta\sigma_p$ – vizsgált tartószerkezeti elem szempontjából a legkedvezőtlenebb helyzetben működtetett 1. vagy 2. közúti fáradási tehermodellből (ld. a 5.3.1.7. pontban) ... számított referencia-feszültség-ingadozás nagysága,

$\Delta\sigma_D$ – a konstans amplitúdójú fáradási tartamszilárdság referenciaértéke az e-UT 07.01.13 előírás 8.8. pontja szerint,

γ_{Mf} – a fáradási szilárdság parciális biztonsági tényezője, értéke az e-UT 07.01.13 előírás 8.1. táblázatából határozható meg.

7.2.2.2. A maximális feszültség-ingadozás vizsgálatán alapuló fáradásvizsgálati módszerek alkalmazása

A maximális feszültség-ingadozás vizsgálatán alapuló fáradásvizsgálati módszerek alkalmazásával ellenőrizhető a híd vizsgált szerkezeti részletének fáradási megfelelősége, az alábbi módszerek tartoznak ide:

- a névleges vagy a módosított névleges feszültségtartomány vizsgálatán alapuló módszer,
- geometriai (veszélyes pontbeli) feszültségen alapuló módszer (hot spot stress-módszer),
- csúcspontfeszültségen alapuló módszer (effective notch stress-módszer).

Ezen módszerek alkalmazása során a maximális feszültség-ingadozás értékét a káregyenértékűségi tényezőkkel kell módosítani, ennek módját ld. az e-UT 07.01.13 előírás 8. fejezetében, a maximális feszültség-ingadozást a 3. közúti fáradási tehermodellből (ld. a 6.3.1.7. pontot) kell meghatározni.

A névleges és a módosított névleges feszültségtartomány vizsgálatán alapuló módszer alkalmazásának módját ld. az e-UT 07.01.13 előírás 8. pontjában, a geometriai (veszélyes pontbeli), és a csúcspontfeszültségen alapuló módszer alkalmazásának módját ld. a vonatkozó európai szabványokban (prEN 1993-1-9, prEN 1993-1-14).

7.2.2.3. A lineáris károsodási hipotézisen alapú fáradásvizsgálati módszer alkalmazása

A lineáris károsodási hipotézisen alapú, részletes fáradásvizsgálati módszer alkalmazásával a híd vizsgált szerkezeti részletének várható szabványos fáradási élettartama határozható meg, valamint ellenőrizhető a szerkezeti részlet fáradási megfelelősége. A módszer a 5.3.3.4. pontban, és a 5.3.1.7. pontban megadott, a tényleges forgalmat reprezentálni hivatott 4. közúti fáradási tehermodell és/vagy 1. és 2. típusú városi villamosvasúti fáradási tehermodell alapján, vagy az egyéb hatásokból (pl. szél) meghatározható, változó feszültség amplitúdójú feszültségtörténetből számított feszültségspektrumon, és az ezekhez tartozó fáradási élettartamon (fáradást okozó ismétlési számon) alapul. A spektrumonként meghatározható károsodásokat a Palmgren–Miner lineáris halmozódó károsodási hipotézis felhasználásával kell összegezni, majd a számított károsodások mértékéből meghatározható a szerkezet szabvány szerinti fáradási élettartama, és a tervezési élettartamra való megfelelősége. Ennek a fáradásvizsgálati módszernek hat fő lépése van:

- a járműtípusok felhasználásával a forgalom-összetétel meghatározása,
- a fáradás szempontjából mértékadó szerkezeti részlet meghatározása,
- a járműtípusok és a forgalom-összetétel vagy az egyéb fázasztó terhelések hatására keletkező feszültségtörténetek kiszámítása és az összegzett feszültségspektrum meghatározása,
- a vizsgált szerkezeti részlet fáradási osztályának meghatározása,
- az egyes feszültségtartományokhoz tartozó ismétlésszámok meghatározása,
- a fáradási károsodások meghatározása, összegzése.

A lineáris károsodási hipotézis alapú vizsgálatnál azt kell igazolni, hogy a forgalomösszetételnek megfelelően előírt járműtípusok vagy az egyéb fázasztó terhelések által keltett összegzett károsodás mértéke a műtárgy tervezési élettartama alatt (D_d) nem éri el az 1,0-et. A megfelelőség az alábbi képlettel igazolható:

$$D_d = \sum_{i=1}^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} = \frac{n_{E1}}{N_{R1}} + \frac{n_{E2}}{N_{R2}} + \frac{n_{E3}}{N_{R3}} + \dots + \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \leq 1,0$$

ahol:

n_{Ei} – adott feszültség-ingadozáshoz ($\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i$; $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_i$) tartozó ismétlésszám a forgalom-összetétel és a járműtípusok napi forgalmának vagy az egyéb fázasztó terhelések figyelembevételével a tervezési élettartamra vonatkoztatva,

γ_{Ff} – fáradást okozó terhelés parciális tényezője az e-UT 07.01.13 előírás 8.4. pontja szerint,

N_{Ri} – ($\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i$; $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_i$) feszültség-ingadozási szintnek és a szerkezeti részletnek megfelelő S–N görbéhez ($\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} - N_R$; $\frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}} - N_R$) tartozó fáradási élettartam (ismétlésszám),

γ_{Mf} – a fáradási szilárdság parciális tényezője az e-UT 07.01.13 előírás 8.1. táblázata alapján.

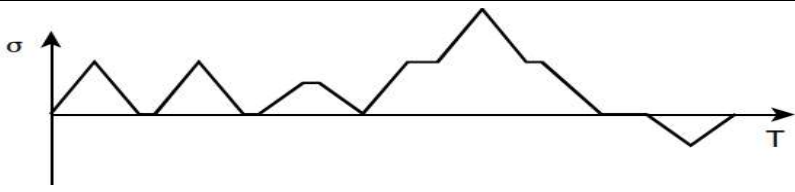
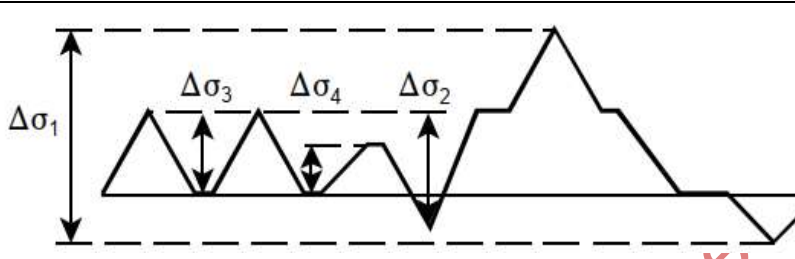
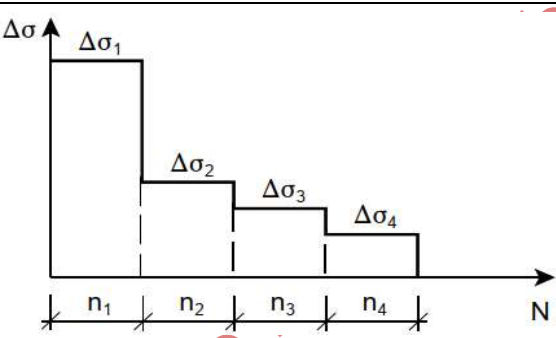
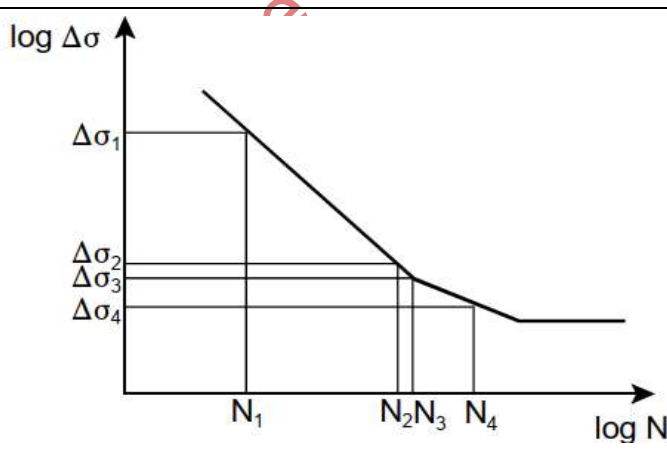
Ennek ellenőrzése a következő elvek alapján hajtható végre (a 7.2. ábrával összhangban):

a) ha releváns, minden előírt járműtípus műtárgyon való egyszeri áthaladásnak hatására meg kell határozni a vizsgált szerkezeti elemekben keletkező feszültségtörténeti ábrát a Φ_f fáradási dinamikus tényező és a γ_{Ff} parciális tényező alkalmazásával;

b) ha releváns, ciklusszámláló algoritmus alapján meg kell határozni az adott járműtípus hatására a vizsgált szerkezeti elemekben keletkező feszültségváltozások nagyságát ($\Delta\sigma_i$; $\Delta\tau_i$) és darabszámát (javasolt a víztartály- vagy esőcsepp-módszer alkalmazása);

- c) a feszültségváltozások nagysága és a járműtípusok napi forgalmi adatai vagy az egyéb fárasztó terhelések alapján össze kell állítani a szerkezeti elem tervezési élettartamra vonatkozó feszültség spektrumát; ez lesz a forgalomösszetételben lévő összes járműtípus összegzett feszültség spektruma, mely tartalmazza a számított feszültségváltozási értékhez ($\Delta\sigma_i$; $\Delta\sigma_i$) tartozó tervezési élettartamra vonatkozó n_{E1} ismétlésszámot;
- d) a feszültség spektrum és a vizsgált szerkezetre vonatkozó $S-N \left(\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} - N_R; \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}} - N_R \right)$ görbe alapján meghatározandó minden feszültség ingadozási szinthez (σ_i ; $\Delta\sigma_i$) a szerkezet fáradási élettartama (ismétlésszám, N_{Ri});
- e) az n_{Ei} (tervezési élettartamra vonatkozó ismétlésszám) és az N_{Ri} (fáradási élettartamra vonatkozó ismétlési szám) alapján meghatározott fáradási kárhányadok (n_{Ei}/N_{Ri}) lineáris összegeként meghatározható a szerkezet tervezési élettartam alatti összkárosodásának mértéke, melynek 1,0-nél kisebbnek kell lennie.

Jogszabályi véleményezésre 2024. október 24.

Feszültségtörténeti ábra	
Ciklusszámláló algoritmus alapján feszültségváltozások nagyságának meghatározása	
Tervezési élettartamra vonatkozó feszültség spektrum meghatározása	
Feszültség spektrum és a vizsgált szerkezetre vonatkozó S-N görbe alapján károsodások számítása	
Károsodások összegzése (Palmgren-Miner szabály)	$D_d = \sum_{i=1}^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} = \frac{n_{E1}}{N_{R1}} + \frac{n_{E2}}{N_{R2}} + \frac{n_{E3}}{N_{R3}} + \dots + \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \leq 1,0$

7.2. ábra – Lineáris károsodási hipotézis alapú fáradásvizsgálat végrehajtása (Megfelel az MSZ EN 1993-1-9 szabvány A.1. ábrájának)

7.3. Használhatósági határállapotok

7.3.1. Általános elvek

Az előírás hatálya alá eső hidak esetén a használhatósági határállapotok megfelelőségét általában a következő kritériumok ellenőrzésével kell igazolni:

- alakváltozások és rezgések korlátozása,
- normálfeszültségek korlátozása,
- vasbeton szerkezetek esetén repedéstágasság korlátozása,
- acél- és öszvérszerkezetek esetén lemezek karcsúságának korlátozása,
- földrengési károk korlátozása.

7.3.2. Alakváltozások és rezgések korlátozása

7.3.2.1. Alakváltozások és rezgések korlátozása közúti hidaknál

A hasznos teher karakterisztikus értékének hatására a főtartón keletkező maximális alakváltozás értéke nem lehet nagyobb a támaszköz, vagy konzolhossz $1/400$ részénél.

A közúti villamosvasúti teherrel is terhelt felszerkezet függőleges síkú alakváltozására a közúti villamosvasúti hidakra vonatkozó követelményeket kell ellenőrizni.

7.3.2.2. A gyalogosforgalomból származó rezgésekkel kapcsolatos igazolások gyalogoshidak esetén

Megjegyzés: A szélhatásokból származó rezgésekkel kapcsolatban lásd az EN 1991-1-4 szabványt.

A komfortérzettel kapcsolatos kritériumokat általában akkor kell igazolni, ha a felszerkezet sajátfrekvenciája kisebb, mint 5 Hz függőleges rezgés esetén, 2,5 Hz vízszintes síkú (keresztirányú) és csavaró rezgések esetén. Amennyiben ezek a feltételek nem teljesülnek, akkor a vizsgálatot javasolt vonatkozó szakirodalom alapján elvégezni (ld. még a 6.3.2.2. pontot).

7.3.2.3. Alakváltozásokkal és rezgésekkel kapcsolatos követelmények közúti villamosvasúti hidak esetén

7.3.2.3.1. Általános elvek

A híd túlzott mértékű alakváltozásai veszélyeztethetik a forgalmat azáltal, hogy elfogadhatatlan mértékben

- megváltoztatják a vágány függőleges és vízszintes geometriáját,
- sínfeszültségeket okoznak,
- rezgésekhez vezetnek.

A túlzott mértékű rezgések az ágyazat instabilitását okozhatják, és elfogadhatatlan mértékben csökkenthetik a kerék és a sín közötti érintkezési erőt. A túlzott mértékű alakváltozások a vágány-híd tartószerkezet-rendszerre alkalmazott terheket is befolyásolhatják, és az utasok komfortérzetét is csökkenthetik.

Forgalombiztonsági okokból a híd következő jellemzőit kell ellenőrizni:

- a felszerkezet függőleges gyorsulásai (az ágyazat instabilitásának, továbbá a kerék és a sín közötti érintkezési erő elfogadhatatlan mértékű csökkenésének elkerülése érdekében),
- a felszerkezet függőleges lehajlása minden támaszközben (a vágány megfelelő függőleges síkú görbületi sugarainak és általában a tartószerkezetek megfelelő robusztusságának a biztosítása érdekében),
- felemelkedés a saruk helyén (a saruk idő előtti tönkremenetelének elkerülése érdekében),

- a felszerkezet sarukon túli végének függőleges elmozdulása (a vágány stabilitásvesztésének elkerülése, a sínleerősítési rendszerekre háruló felszakító erők és a sínben fellépő többletfeszültségek korlátozása érdekében),
- a felszerkezet vágánytengelyekben mért elcsavarodása a híd megközelítésekor és a hídon való áthaladáskor (a kisiklás kockázatának minimalizálása érdekében),
- a felszerkezetek végkeresztmetszeteinek keresztirányú, függőleges tengely körüli szögelfordulása vagy a csatlakozó felszerkezetvégek közötti teljes relatív szögelfordulás (a sínben fellépő többletfeszültségek, a sínleerősítési rendszerekre háruló felszakító erők, és a szögelfordulás miatti vízszintes mozgásból származó, síndilatációs szerkezetekben és váltókban jelentkező sínfolytonossági hiányok hosszának korlátozása érdekében),
- a híd végkeresztmetszetének hosszirányú eltolódása és szögelfordulása miatt a felszerkezet felső síkjának végén létrejövő hosszirányú elmozdulás (a sínben fellépő többletfeszültségek korlátozása, valamint a vágány alatti ágyazat és a kapcsolódó vágánykialakítás közötti működési zavar minimalizálása érdekében),
- keresztirányú vízszintes síkú alakváltozás (a vágány megfelelő vízszintes síkú görbületi sugarainak biztosítása érdekében),
- a felszerkezet végeinek függőleges tengely körüli, vízszintes síkú szögelfordulása (megfelelő alaprajzi vágánygeometria és az utasok megfelelő komfortérzetének biztosítása érdekében),
- a támaszköz keresztirányú rezgéshez tartozó első sajátfrekvenciájának korlátozása a rugalmas felfüggesztésű mozgó járművek és a híd keresztirányú mozgásai közötti rezonancia elkerülése érdekében.

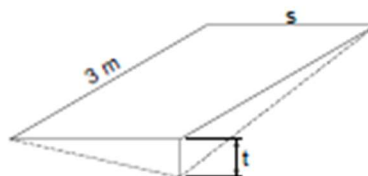
Utazáskényelmi okokból (a vasúti kocsi függőleges gyorsulásának korlátozása érdekében) a híd alakváltozásait, azaz a felszerkezet függőleges lehajlását ellenőrizni kell. Ezen kívül kombinált forgalombiztonsági és utazáskényelmi okok miatt szükséges a felszerkezet elcsavarodását is ellenőrizni. Két- vagy többvágányú hidak esetén csak egy vágányt kell terhelni.

7.3.2.4. Forgalombiztonsággal kapcsolatos kritériumok

A híd függőleges síkú gyorsulása általában megfelelő, külön vizsgálata nem szükséges, ha a felszerkezetnek az előírás 5.3.3.1. pontjában írt terhek karakterisztikus értékéből számított lehajlása nem haladja meg az $L/800$ határértéket. Amennyiben ez a követelmény nem teljesül, akkor a felszerkezet megfelelőségét függőleges gyorsulások szempontjából az MSZ EN 1990 szabvány 2.4.4.2.1. bekezdése szerint kell igazolni.

7.3.2.4.1. A felszerkezet elcsavarodása

A felszerkezet elcsavarodását az előírás 6.3.3.1. pontjában írt terhek karakterisztikus értékeinek és a centrifugális erőnek a figyelembevételével kell számítani az MSZ EN 1991-2 szabvány 6. fejezetével összhangban. Az elcsavarodást a híd megközelítésekor, a hídon való áthaladáskor és a híd elhagyásakor kell ellenőrizni.



7.3. ábra – A vágányelcsavarodás meghatározása

Az $s = 1,435$ m nyomtávolságú vágány 3 m hosszban mért legnagyobb elcsavarodása (t , mm/3 m) (ld. a 7.3. ábrán) általában nem haladhatja meg a $t_1 = 4,5$ mm/3 m határértéket.

A vasúti forgalomból származó hatásokkal nem terhelt hídon lévő vágányban esetlegesen fellépő bármilyen elcsavarodás (például átmeneti ívben) és a vasúti forgalom által okozott teljes hídalakváltozásból származó vágányelcsavarodás összegeként adódó teljes elcsavarodás (t_T) nem haladhatja meg a 7,5 mm/3 m határértéket.

7.3.2.4.2. A felszerkezet függőleges síkú alakváltozása

Az 5.3.3.1. pont szerinti, általános vizsgálatokhoz használandó függőleges terhek karakterisztikus értékének megfelelő forgalmi teherrel terhelt, bármilyen kialakítású tartószerkezet esetén tetszőleges vágány mentén a híd konzolos végének a felemelkedése nem lehet nagyobb 6 milliméternél.

Ágyaztatás nélküli vágányok esetén a híd konzolos végének a felemelkedése nem haladhatja meg a 4 millimétert. (7.4. ábra)

Az 5.3.3.1. pont szerinti, általános vizsgálatokhoz használandó függőleges terhek karakterisztikus értékének megfelelő forgalmi teherrel terhelt, bármilyen kialakítású tartószerkezet esetén tetszőleges vágány mentén mért függőleges lehajlás legnagyobb értéke általában nem haladhatja meg az L/600-at.



7.4. ábra – A felszerkezetvégek szögelfordulásának meghatározása

Ideiglenes hidak esetén az utasok komfortérzetével kapcsolatban a méretezés alapjául szolgáló járműteher hatására megengedett legnagyobb lehajlás:

- 20 km/h esetén: L/460,
- 40 km/h esetén: L/570,
- 60 km/h esetén: L/600.

Dilatációs szerkezetek, kapcsolószerkezetek, kereszteződések stb. közelében a felszerkezetvégek szögelfordulása nem haladhatja meg a lenti 7.2. táblázatban radiánban szereplő értékeket.

7.2. táblázat – A felszerkezetvégek szögelfordulásának határértékei, rad

Vágányok száma	Hídfőnél (θ_1 és θ_2)	Közbeneső támasznál (θ_2)
Egy	$6,5 \times 10^{-3}$	10×10^{-3}
Kettő vagy több	$3,5 \times 10^{-3}$	5×10^{-3}

Az ágyaztatás nélküli és az ágyaztatás nélküli hidak függőleges síkú alakváltozására vonatkozó további követelményeket értelemszerűen egyedileg lehet előírni (például a sínlekötés követelményeinek a függvényében).

7.3.2.4.3. A felszerkezet keresztirányú alakváltozása és rezgése

A felszerkezet keresztirányú alakváltozását és rezgését az MSZ EN 1991-2 szabvány 6. fejezete szerinti Φ dinamikus tényezővel szorozott, a jelen előírás 5.3.3.1. pontja szerinti, általános vizsgálatokhoz használandó függőleges járműterhek karakterisztikus értéke, a szélterhek, az oldallökőerők és a centrifugális erők, továbbá a híd keresztirányában kialakuló hőmérsékletkülönbségből származó hatások karakterisztikus kombinációi alapján kell ellenőrizni.

A felszerkezet felső síkján kialakuló δ_h keresztirányú eltolódást általában korlátozni kell:

- a felszerkezet végének függőleges tengely körüli, vízszintes síkú szögelfordulása (α_1) ne legyen nagyobb 0,002 radiánál, vagy
- a felszerkezet mentén a vágány görbületi sugarának a változása ($r = \frac{L^2}{8\delta_h}$) ne legyen nagyobb;
 - egyetlen felszerkezet esetén $r_1 = 6000$ méternél,
 - felszerkezetek sorozatából álló híd esetén $r_4 = 9000$ méternél, vagy
- a keresztirányú eltolódáskülönbség a felszerkezet vége és a csatlakozó vágánynyomvonal vagy a szomszédos felszerkezetvégek között ne haladja meg a megengedett legnagyobb vízszintes síkú elfordulásból számítható értéket.

Egy nyílás keresztirányú rezgésének első önrezgésszáma (f_{h0}) nem lehet kisebb 1,2 Hz-nél.

7.3.3. Normálfeszültségek korlátozása

Az acél- és öszvérszerkezetek esetén a normálfeszültségek ellenőrzésével kapcsolatos követelményeket az anyagspecifikus előírások tartalmazzák.

7.3.4. Repedéskorlátozás

A beton, vasbeton és feszített vasbeton anyagú hidak repedezettségével kapcsolatos követelményeket az anyagspecifikus előírás tartalmazza.

7.3.5. Lemezek karcsúságának korlátozása

Az acél- és öszvérszerkezetek esetén a lemezek karcsúságának ellenőrzésével kapcsolatos követelményeket az anyagspecifikus előírások tartalmazzák.

7.3.6. Földrengési károk korlátozása

Gyakori földrengések (ld. MSZ EN 1998) esetén csak a másodlagos szerkezeti és nem-szerkezeti elemekben, valamint – disszipatív tervezés esetén – az energiaelnyelő képességet biztosító tartószerkezeti elemekben keletkezhetnek kisebb károsodások. A híd egyéb részeiben nem keletkezhetnek károsodások. Általában a földrengési teherbírási követelmények kielégítése esetén a földrengési károk korlátozásának követelménye teljesítettnek tekinthető.

7.4. Túlelélés mértékének meghatározása

Azon hídfelszerkezetek esetében, melyek építése során figyelembe kell venni a függőleges síkú szerkezeti túlelélést, az erőtani méretezés során meg kell határozni a tartószerkezet túlelélésének értékét és alakját. A szerkezeti túlelélés értékét az állandó jellegű terhek és hatások (pl. lassú alakváltozás) karakterisztikus értékéből számított lehajlással azonos értékkel kell felvenni.

Megjegyzés: Amennyiben a vízelvezetés szempontjából lényeges, megfontolandó legfeljebb a hasznos teher karakterisztikus értékéből származó lehajlásra is túlelélni a szerkezetet.

Az alátámasztások várható süllyedését az MSZ EN 1997-1 szabvány alapján kell meghatározni, és szükség esetén erre túl kell emelni a szerkezetet.

Az erőtani méretezés dokumentációjában és a szerkezet tervein – túlelélési vázlat formájában – rögzíteni kell a tartószerkezet túlelélési ábráját (alak, értékek).

Az időben változó szerkezeti tulajdonságokat (pl. lassú alakváltozások) a tervezési élettartamnak megfelelő végértékükkel kell figyelembe venni.

Megjegyzés: A vasbetonszerkezetek berepedésének figyelembevétele a túlelélés mértékének meghatározásánál külön megfontolásokat igényelhet.

A szövegben említett és kapcsolódó magyar nemzeti szabványok, útügyi műszaki előírások és jogszabályok

Szabvány és útügyi műszaki előírás alkalmazása előtt győződjön meg arról, hogy jelent-e meg módosítása, helyesbítése, nincs-e visszavonva, vagy műszaki tartalmú jogszabály hivatkozik-e rá.

(Ellenőrzés időpontja a Magyar Szabványügyi Testület, a Nemzeti Jogszabálytár honlapja és a MAÚT Reader alapján 2024. október)

MSZ EN 1337-1:2002	Szerkezeti saruk. 1. rész: Általános tervezési szabályok
MSZ EN 1990:2011	Eurocode 0: A tartószerkezetek tervezésének alapjai
MSZ EN 1991-1-1:2005	Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-1. rész: Általános hatások. Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei
MSZ EN 1991-1-2:2005	– 1-2. rész: Általános hatások. A tűznek kitétt szerkezeteket érő hatások
MSZ EN 1991-1-3:2016	– 1-3. rész: Általános hatások. Hóteher
MSZ EN 1991-1-4:2007	– 1-4. rész: Általános hatások. Szélhatás
MSZ EN 1991-1-5:2005	– 1-5. rész: Általános hatások. Hőmérsékleti hatások
MSZ EN 1991-1-6:2007	– 1-6. rész: Általános hatások. Hatások a megvalósítás során
MSZ EN 1991-1-7:2015	– 1-7. rész: Általános hatások. Rendkívüli hatások
MSZ EN 1991-2:2006	– 2. rész: Hidak forgalmi terhei
MSZ EN 1991-3:2007	– 3. rész: Daruk és más gépek hatásai
MSZ EN 1992-2:2009	Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése 2. rész: Betonhidak. Tervezési és szerkesztési szabályok
prEN 1993-1-9	Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue
MSZ EN 1993-1-9:2011	Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése. 1-9. rész: Fáradás
prEN 1993-1-14	BS EN 1993-1-14 Eurocode 3 – Design of steel structures. – Part 1-14: Design assisted by finite element analysis
MSZ EN 1997-1:2006	Eurocode 7: Geotechnikai tervezés 1. rész: Általános szabályok
MSZ EN 1998-1:2004/A1:2013	Eurocode 8: Tartószerkezetek földrengésállóságának tervezése. 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok.
MSZ EN 1998-2:2015	– 2. rész: Hidak
MSZ EN 1999 sorozat	Eurocode 9: Alumíniumszerkezetek tervezése

e-VASUT 02.70.02:2018	H.1. Vasúti Hídszabályzat. H.1.2. utasítás. Vasúti hidak és egyéb műtárgyak méretezésének általános előírásai
e-VASUT 02.70.03:2019	–. H.1.3. utasítás. Vasúti acélhidak tervezése
e-VASUT 02.70.04:2019	–. H.1.4. utasítás. Vasúti vasbeton, feszített vasbeton és betonhidak tervezése
e-VASUT 02.70.05:2019	–. H.1.5. utasítás. Vasúti öszvérszerkezetű hidak tervezése
e-VASUT 02.70.06:2019	–. H.1.6. utasítás. Vasúti hidak és egyéb műtárgyak geotechnikai tervezése
e-UT 07.01.11:202x	Közúti hidak tervezése (KHT 1.). A létesítés szabályai
e-UT 07.01.13:202x	Közúti hidak tervezése (KHT 3.). Acélhidak
e-UT 07.01.14:202x	Közúti hidak tervezése (KHT 4.). Betonhidak
e-UT 07.01.15:202x	Közúti hidak tervezése (KHT 5.). Öszvérhidak
e-UT 07.01.18:202x	Közúti hidak tervezése (KHT 6.). Fahidak
e-UT 07.02.13:202x	Közúti hidak építése III. Fahidak
e-UT 07.03.11:2018/M1:2020	Közúti hidak sarui és dilatációs szerkezetei (Az 1. sz. módosítással egységes szerkezetbe foglalva)
e-UT 08.01.52:2020	Műszaki biztonsági intézkedések csökkentett közúti űrszelvény és hídteherbírás esetén
e-UT 08.01.61:2002	Hídvizsgálat I. Megépült közúti hidak teherbírás-vizsgálata
253/1997. (XII. 20.) kormányrendelet az országos településrendezési és építési követelményekről (OTÉK) (2025.01.01. várható módosítás)	
54/2014. (XII. 5.) BM rendelet az Országos Tűzvédelmi Szabályzatról (2024.10.01. várható módosítás)	
26/2021. (VI. 28.) ITM rendelet az útügyi igazgatásról	