

TORONYHÁZAK ALAPREZGÉSI PERIÓDUSIDEJÉNEK BECSLÉSE A TALAJÁGYAZÁSOK FIGYELEMBEVÉTELÉVEL



Kanizsár Szilárd – Dr. Szepesházi Róbert

<https://doi.org/10.32969/VB.2021.3.3>

A földrengés okozta vízszintes terhek számítása szempontjából a 100-150 m magas toronyházak egyik sajátosságát a szokványos méretű épületekkel összevetve az alaprezgésük periódusideje jelenti. A talajra, mint ágyazó és egyben közvetítő közegre vonatkozó gyorsulási válaszspektrumok alapján a periódusidő függvényében jelentősen kisebb gyorsulásértékek adhatók meg a magasabb periódus idővel jellemezhető toronyházak esetén. A tervezési folyamat elején a periódusidők gyorsan és egyszerűen közelíthetők a különböző szabályzatok által is javasolt empirikus képletekkel. Ezek általában kevés paraméter alapján adnak becslést a periódusidőre, ebből kifolyólag pontosságuk olykor nem megfelelő, a különböző képletek eredményeinek szórása pedig meglehetősen nagy. A cikk olyan becslésre alkalmas képlet fejlesztését mutatja be, amely a talaj ágyazási merevségét, mint a periódusidőt befolyásoló tényezőt is figyelembe veszi. Ez használható eszköz a végeselemes modellezéssel meghatározható periódusidő becslésére abban a kezdeti tervezési fázisban, amikor az épület térbeli szerkezeti modellje még nem létezik.

Kulcsszavak: periódusidő, toronyház, ágyazási merevség, rezgésvizsgálat, végeselemes modellezés

1. ELŐZMÉNYEK, PROBLÉMAFELVETÉS

Általában igaz, hogy a szokványos épületek periódusidőinek értéke $T_1 < 1$ s, és ezt az értéket a magasabb, 40 m körüli épületek sem haladják meg. Ezzel szemben e vizsgálat tárgyát képező, 100-150 m magas toronyházak alaprezgési periódusideje $T_1 \approx 3\div 6$ s, és ez a szerkezet földrengésre adott válaszát tekintve meghatározó jelentőségű. A tervezési folyamat elején a toronyházak esetében a periódusidők Rayleigh módszere vagy éppen az összegzési tételek (pl. Dunkerley-féle) helyett (Dulácska et al., 2008) a gyakorlatban sokkal gyorsabban és egyszerűbben közelíthetők a különböző szabályzatok által is javasolt empirikus képletekkel. A sokszintes épületeken végzett mérések tapasztalatai azonban azt mutatják, hogy a sajátfrekvencia „pontos” meghatározására szolgáló sajátérték-probléma megoldásának kiváltására használatos közelítő képletek gyakran jelentős szórással közelítik a végeselemes modellezésből nyerhető, helyesnek vélelmezhető eredményt. Ennek ellenére, használhatóságuk korlátait ismerve – pontos számítások hiányában – tájékoztató értékek becslésére alkalmasak, némelyikük olykor meglepően helyes értéket ad. Egy olyan toronyháznak, melynek teljes szerkezeti magassága a felszíntől számított 120 m építési korlátozást figyelembe véve és abból levezethetően ~150 m, szintjeinek száma pedig 35, az alaprezgéshez tartozó periódusideje például az 1. táblázatban látható egyszerű képletekkel becsülhető, ahol

- C_t a szerkezeti kialakításra vonatkozó tényező, értéke térbeli vasbeton keretekre 0,075,
- C_u a spektrális gyorsulástól függő tényező, értéke 1,4 és 1,7 között változik,

- H a szerkezet magassága,
- N a szintek száma.

1. táblázat: Alaprezgés periódusidejének becsült értékei toronyházakra

közelítő képlet $T_1 =$	forrás	T_1 közelítő értéke [s]
$C_t \cdot H^{3/4}$	EC8	3,21
$C_u \cdot 0,1 \cdot N$	ASCE/SEI 7-10	4,90÷5,95
$H/46$	Ellis, 1980	3,26
$(0,2\div 0,35) \cdot \sqrt{H}$	Xu et al., 2014	2,45÷4,29

A számított értékekből jól látszik a képletek adta eredmények különbsége. Ami közös a becslésre szolgáló képletekben, az egyrészt az empirikus jellegük, másrészt pedig az, hogy a talaj ágyazó hatását, így az épület befogásának rugalmasságát közvetlenül nem veszik figyelembe. Az utóbbi hiányosság jelentősége pedig számottevő, hiszen a függőleges konzolként is felfogható, egyszerűsített épületváz befogási merevsége hatással van a rezgésalakokra és az igénybevételekre egyaránt. Érdemes tehát a problémát a talaj hatását is figyelembe véve megvizsgálni.

A szakirodalomból ismertek hasonló törekvésekből származó módszerek, illetve képletek. Dulácska et al. (2008) Rayleigh módszerét egészíti ki az alap alatti talajtest elfordulásának számításba vételével. Egy további lehetőség, ha Föppl közismert összegzési tételét alkalmazva az elforduló alaptest és merev felszerkezet feltételezéséből számítható periódusidőt összegezzük a merev alapozás és deformálódó felszerkezet feltételezéséből számítható periódusidővel. Az amerikai *Applied Technology Council* (ATC, 1978) földrengési szabályzat periódusidőre vonatkozó képletében megjelenik a talaj vízszintes és elfordulási ágyazási merevsége is:

$$\tilde{T} = T \cdot \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{K_y} \cdot \left(1 + \frac{K_y \cdot \bar{h}^2}{K_\theta}\right)} \quad (1)$$

ahol

- \tilde{T} az effektív periódusidő,
- T a talaj hatása nélkül számítható periódusidő,
- \bar{k} az épületmerevség merev befogás esetén,
- \bar{h} az épület effektív magassága (egyenletes függőleges tömegeloszlás esetén $0,7 \cdot h$),
- K_y az alapozás vízszintes eltolódási merevsége (statikus teherből számolva),
- K_θ az alapozás elfordulási merevsége.

Kiegészítésként hozzáteszik, hogy az eltolódási és elfordulási merevségeket olyan talajfizikai jellemzőkből kell származtatni, melyek a talaj földregés hatására kialakuló alakváltozási tartományában érvényesek.

A vázoltakból adódik az igény olyan képlet iránt, amely az empirikus képletek egyszerűségét ötvözi a talaj hatását is számításba vevő módszerek, illetve képletek előnyével, és alkalmazhatósága érvényes a toronyházak mérettartományára.

2. MÓDSZERTAN

A rezgésidőket végeeselemes modellezési környezetben végzett numerikus szimulációkkal határoztuk meg. Azt, hogy a talaj és a szerkezet kölcsönhatását is figyelembe vevő végeeselemes analízis alkalmas módszer a periódusidő meghatározására, kísérleti eredmények mérési adataival történő validálás alapján többen is megállapították (pl. Xiong et al. 2016). 16 különböző modellel ~400 futtatást hajtottunk végre, hogy a modellezési paramétereket és jellemzőket változtatva minden futtatási variációhoz az első rezgésalakhoz tartozó periódusidőt tudjuk rendelni. Ezután regressziószámítással függvénykapcsolatokat kerestünk a periódusidők és egyes modellezési paraméterek között.

Két modellezési koncepciót határoztunk meg annak alapján, hogy a talaj szerepét mennyiben kívánjuk számításba venni. Mivel az alapozás jellemzően több szintnyi mélységben van, az épület pincszinti része szerkezeti kapcsolatban állhat a talajt megtámasztó, a munkatér határolására szolgáló szerkezettel, de kialakítható attól elszigetelve (elválasztva) is. Az előbbi esetben a pincszinteket körülölelő talajkörnyezet a szerkezetet egyrészt terheli, másrészt megtámasztja, míg az utóbbi kialakítás esetében a talajból származó statikus és dinamikus terheléssel nem kell ugyan számolni, viszont a talaj ágyazó-támasztó hatása sem érvényesül. A térszín alatt oldalirányú megtámasztással nem rendelkező modell

vízszintes erőkre csak az alapozási szerkezet támasztja meg. Az alapozás szintjén az ágyazások szempontjából a két modellezési koncepció azonos.

A következőkben az oldalirányú ágyazás nélküli épületet szabadon álló épületként, a másikat a terepszint alatt oldalirányban is megtámasztott épületként említjük. Az előbbi típusnak felelne meg egy terepszint közelében, pincszintek nélkül alapozott toronyépület is, ha épülne ilyen.

A periódusidők talajtól függő értékeinek becslésére szolgáló vizsgálatokat mindkét modellezési koncepcióra elvégeztük. A számítások során a következő feltételezésekkel élünk, s ezek egy része egyben az eredmények érvényességi tartományát is jelenti:

- a vizsgált épületek magassági tartománya ~100÷150 m (az alapozási síktól mérve),
- max. 5 pincszint, 3÷4 szint tetőfelépítmény (gépészeti szintek),
- merevítőmagos, pillérvázis szerkezet, illetve *cső a csőben* szerkezet (Kanizsár, 2018), mindkettő monolit síkfödémekkel,
- az épületek anyaga monolit vasbeton,
- szabályos alaprajzi- és magassági kialakítás és tömegeloszlás,
- Winkler-féle ágyazási modell a talajtípusra vonatkozó megköthetés nélkül,
- lemezalap, mely **cölöpökkel vagy réspillérekkel való gyámolítás** esetén helyettesítendő egy ekvivalens ágyazású, azonos süllyedésű síklemezzel,
- ágyazási tényezők átlagos konstans értékekkel a lemezalap alatt függőleges és vízszintes irányokban, illetve a pincszinteken oldalirányokban
- a pincszintek határolófalainak talajoldali (munkatérhatároló szerkezet felőli) felületein fellépő süllyedéseket nem modellezzük (síkbeli ágyazási merevségük zérus).

AxisVM szoftverben modellezési koncepcióként két különböző szerkezeti típusban 4-4 különböző magasságú modellt hoztunk létre, melyek magasságai nem csak a felszerkezet vonatkozásában különböztek, hanem a pincszintek mélységeiben is. A vizsgált jellemző geometriai méreteket a 2. táblázat tartalmazza.

A modellek szerkezeti rendszerükben, így merevségükben is eltérőek, de alaprajzi értelemben a szerkezeti viselkedések összehasonlíthatósága céljából azonosak. Az alaprajzi kialakítás fő méretei a következők:

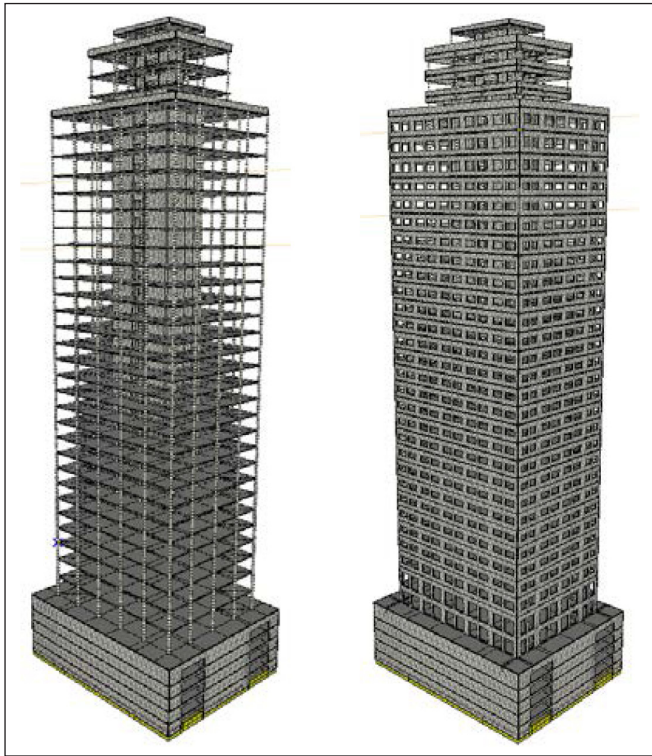
- pincszinti alapterület: ~ 40 × 50 m
- toronytörzs alapterület: ~ 30 × 40 m
- tetőfelépítmény: ~ 20 × 30 m

A modellek AxisVM-beli megjelenése az 1. ábrán látható:

2. táblázat: A vizsgált modellek alapadatai

modell jele	merevítő magos rendszer	cső a csőben rendszer	szintszámok				magasság [m]			
			alépítmény	felszerkezet	tetőfelépítmény	összesen	alépítmény	felszerkezet	tetőfelépítmény	összesen
M154	*		5	29	4	38	16,0	120,0	18,0	154,0
M140	*		5	26	4	35	16,0	106,5	18,0	140,5
M121	*		4	22	4	30	13,0	90,5	18,0	121,5
M102	*		3	18	4	25	10,0	74,5	18,0	102,5
T154		*	5	29	4	38	16,0	120,0	18,0	154,0
T140		*	5	26	4	35	16,0	106,5	18,0	140,5
T121		*	4	22	4	30	13,0	90,5	18,0	121,5
T102		*	3	18	4	25	10,0	74,5	18,0	102,5

1. ábra: Merevítő magas (balra) és cső a csőben (jobbra) szerkezeti rendszerek



3. A PERIÓDUSIDŐT BECSLŐ EMPIRIKUS FORMULÁK ÁTTEKINTÉSE

Az 1. táblázatban bemutatott, az alaprezgés periódusidejének becslésére szolgáló empirikus képleteket a bennük szereplő változók darab- és fokszáma szerint a következő függvénytípusokra érdemes csoportosítani:

- egy-, két-, és háromváltozós függvények,
- lineáris- és hatványfüggvények.

Ezek közül terjedelmi okok miatt csak az egyváltozós hatványfüggvény típusú formulákról ejtünk szót, mivel – mérlegelve a többi típust is – ennek fejlesztése mellett döntöttünk. A legtöbb képlet kevés paramétert tartalmaz, változóként pedig jellemzően az épületmagasság vagy legfeljebb még egy jellemző vízszintes épületméret jelenik meg. A változó(k) valamilyen hatványa általában egy konstans értékkel szorozva szolgáltatja a periódusidőt, ezt a konstans értéket a szerkezet anyagával és kialakításával hozzák összefüggésbe. A mérési adatokból statisztikailag meghatározott konstans értékek magukban foglalják az adott épület támaszviszonyait is, aminek jellemzésére szolgáló paraméterek (pl. ágyazási merevségek) talajmechanikai vonatkozásuk kapcsán azonban csak egy adott helyszínre tekinthetők állandónak. Ebből következően ezeket a talajjal összefüggő paramétereket is általában változó értékeknek tekintve, érdemes azokat a becslő formulákban elkülönítve is megjeleníteni, az általános használhatóság és pontosabb becslés céljából.

Az egyváltozós hatványfüggvény típusú becslőformula általános alakja:

$$T = C_t \cdot H^X \quad (2)$$

ahol C_t rendszerint a szerkezettől, az anyagtól és merevítési rendszertől függő állandó, X pedig általános esetben egy 1-től különböző érték. Példa erre az $X = 0,75$ esetén $T = C_t \cdot H^{0,75}$

3. táblázat: Számított periódusidők összehasonlítása

H [m]	Alaprezgés számított periódusidői T [s]		
	AxisVM számítás		EC8 (3) képlet
	merevítő magos rendszer	cső a csőben rendszer	
154,0	5,14	3,80	3,28
140,5	4,52	3,30	3,06
121,5	3,68	2,70	2,74
102,5	2,89	2,08	2,42

alakban ismertté vált formula, mely az amerikai ATC (1978) előírásból származik.

A $C_t \cdot H^{0,75}$ formulát Rayleigh módszeréből származtatva Chopra (1995) javasolta először kaliforniai acél és vasbeton épületek földrengés során mért mozgásainak feldolgozása alapján. A későbbi földrengések adataival kibővített adathalmaz a képlet felülvizsgálatát indokolta, mert pl. magasabb épületekre a mérések a számítottaknál hosszabb periódusidőket mutattak (Goel és Chopra, 1997). Ennek ellenére az Eurocode 8 ezt az eredeti formulát javasolja, 40 méteres magassági mérethatár korlátozással. Ez utóbbi tény, valamint a formulákkal kapcsolatos okfejtés is indokolja a kérdéskör vizsgálatát. Egy, a talaj ágyazó hatását is figyelembevevő formula megalkotásához fentiek alapján a (2) típusút, azaz az EC8 által javasolt

$$T_{EC8} = C_t \cdot H^{0,75} \quad (3)$$

képletet vettük alapul, és ezt igyekeztünk újrafogalmazni. A képletbeli mennyiségek:

- vasbeton épületek esetében,
- H a magasság méterben,
- az idő másodpercben.

Annak szemléltetésére, hogy az e képlettel becsülhető érték mennyire tér el az AxisVM-ben számolt, rugalmasan ágyazott és berepedt keresztmetszetű vasbeton épületek periódusidejétől, a 3. táblázatban feltüntettük egy $K_z = 50.000$ kN/m²/m dinamikus ágyazási tényezővel különböző magasságú és szerkezeti rendszerű modellekre számított értékeket. (A K_z érték megválasztásával kapcsolatos megfontolásokra később kitérünk.)

4. A SZABADON ÁLLÓ ÉPÜLET REZGÉSVIZSGÁLATA

4.1. Számítási elvek

Az alaprezgéshez tartozó periódusidők meghatározására irányuló vizsgálatok részleteit és eredményeit tekintsük át először a szabadon álló épületre, mint modellezési koncepcióra vonatkozóan. Az AxisVM végeelem szoftver segítségével az 2. táblázatban megadott modelleken elvégzett elsőrendű rezgésvizsgálatok számítási elvei a következők voltak:

- a normálerők merevségmódosító hatását nem vettük figyelembe,
- a betonkeresztmetszetek berepedés miatti merevségcsökkenését figyelembe vettük,
- a modális tömegrészesedés 90%-os minimális értékét minden esetben ellenőriztük,
- csak m_x és m_y tömegkomponenseket vettünk figyelembe,
- a rezgő tömegnek az alapozási szerkezet nem része.

Azoknál a szerkezeti elemeknél, amelyeknél kváziállandó terhelési szinten indokolt figyelembe venni a berepedt hajlítási és nyírási merevség rugalmas, repedésmentes merevséghez képest kisebb értékét, az EC8 9.4. által javasolt, 0,5 redukciós tényezővel kalkuláltunk. Az alaplemez felületi megtámasztását rugalmas ágyazású, felületi támaszelemek K_x , K_y vízszintes, és K_z függőleges dinamikus eltolódási merevségeivel [kN/m²] adtuk meg. Ezek átlagos értékei a következők voltak:

$$\begin{aligned} - K_z &= [5; 10; 20; 30; 40; 50] \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2, \\ - K_x &= K_y = [5; 10; 25; 50; 75; 100; 150; 200; 300] \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

A futtatási program összeállítása a különféle ágyazásokkal és szerkezeti modellekkel így 176 numerikus szimulációt eredményezett.

Az ágyazási merevségek meghatározásának módja régóta vitatott kérdés a szerkezettervező és geotechnikus mérnökök körében. A probléma jó ideig az ágyazási merevségek statikus értékeinek különféle közelítő számítási eljárásainak elfogadásában jelentkezett. A földrengésre való méretezés bevezetésével a tervezési gyakorlatban e téren kialakult bizonytalanság aztán fokozódott az ágyazási tényezők dinamikus értékeinek megállapításával. A két kérdéskör külön dolgozatot érdemel, itt részben a terjedelmi korlátok miatt, részben, hogy a „főtéma” tárgyalásának logikai rendjét ne bontsuk meg, csak néhány könnyű és gyors számítási lehetőséget említünk, igazodva a periódusidő becslését célzó formulák egyszerűségéhez.

Elsőként az ágyazási merevségek statikus értékeinek becslésére szolgáló formulák közül mutatunk be egy-egy példát a különböző irányokra, a dinamikus értékeket ezekből lehet származtatni.

A függőleges ágyazási tényező statikus értékének becsléséhez használható, a következő közelítő süllyedésszámításra szolgáló formula (Szepesházi, 2004):

$$s_a = \frac{p_a}{E_{oed}} \cdot B \cdot F \quad (4)$$

ahol B a lemez szélessége, E_{oed} a statikus összenyomódási modulus, F a határmélységtől és az alaptest méreteitől függő süllyedési szorzó. Ebből az ágyazási tényező közelítő képlete:

$$K_z = \frac{2E_s}{B} \quad \text{négyzetes alaprajzra,} \quad (5a)$$

$$K_z = \frac{E_s}{B} \quad \text{sávszerű alaprajzra.} \quad (5b)$$

A vízszintes (alaplemez alsó síkja mentén értelmezett) ágyazási merevség kérdésével többek között Gazetas et al. (1985, 1987) foglalkozott, aki négyzet alaprajzú alaptestre az alábbi formulát javasolta:

$$K_x = K_y = \frac{9 \cdot G \cdot B}{2 - \nu} \quad (6)$$

ahol G a talaj nyírási modulusa, ν a talaj Poisson-tényezője, $2B$ az alaptest szélessége. Gazetas (1991) szabálytalan alaprajzú alaptestre valamivel hosszabb formulát közölt, amiben a szabálytalan alaprajz befoglaló méreteit veszi alapul.

Az oldalirányú vagy laterális ágyazási merevséget gyakran emlegetik vízszintes merevségként, ezért felhívjuk a figyelmet a fentebb definiált vízszintes merevségtől való különbözőségére! A talajba ágyazott szerkezetek függőleges síkjaira merőleges ágyazás (pl. résfalnál) bár vízszintes irányú erőhatásokra értelmezhető, a fent definiált K_x és K_y vízszintes ágyazási

merevségektől az „oldalirányú” vagy „laterális” jelzőkkel és K_{lat} jelöléssel különböztetendő meg. Chadeisson közismert diagramja a nyírószilárdági paraméterek alapján ad becslést a laterális ágyazási merevségre, a kísérleteiből származó összefüggések magukban foglalják az elemzett $\sim 0,6 \div 0,8$ m vastagságú szerkezetek merevségi hatásait is (Monnet, 1994). Olyan explicit képletet, amely a talajparamétereket és a szerkezet merevségét egymással viszonyba helyezi, pl. Monnet (1994) és Schmitt (1995) javasolt. A kettő közül az utóbbi, egyszerűbb alakú képletet közöljük:

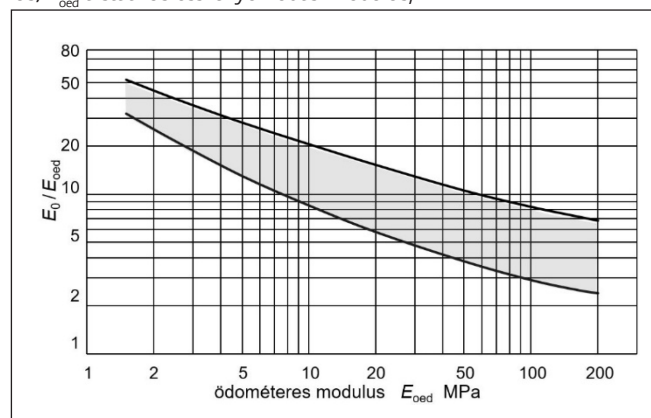
$$K_{lat} = 2,1 \cdot \frac{E_{oed}^{4/3}}{(EI)^{1/3}} \quad (7)$$

Monnet képlete kohézió nélküli szemcsés talaj $\sim 15 \div 37^\circ$ -os belső súrlódási szög tartományában, 80 cm vastagságú résfal esetén $K_{lat} \approx 10.000$ és 50.000 kN/m² közötti statikus értékeket eredményez. Schmitt nyírószilárdági paraméterek helyett ödométeres modulussal felírt összefüggése nagyságrendileg hasonló eredményeket szolgáltat (pl. homokos kavics, $E_{oed} = 40$ MPa, $\nu = 80$ cm-es résfal $K_{lat} \approx 30.000$ kN/m²/m értéket).

A felsorolt ágyazási merevségek statikus értékeiből különböző kutatások mérési eredményeinek korrelációi alapján lehetséges dinamikus modulusokat származtatni. Többek között Alpan (1970), Benz és Vermeer (2007), Wichtmann és Triantafyllidis (2009) közöltek ilyen összefüggéseket, melyek az E_{oed} és az E_{dyn}/E_{oed} arány között javasolnak hatványfüggvény-alakú görbéket. A görbék alakja és helyzete a talajtípustól függ, ezért a több kísérletből származó mérési eredmények alapján csak egy alsó és felső görbe által kijelölt sáv adható meg. Ilyen görbék összerajzolásából született az általunk szerkesztett 2. ábra, melyen érzékelhető a kísérleti eredmények szórásából fakadó bizonytalanság.

Ennek ellenére a tervezési gyakorlatban e módszer hasznos lehet, hiszen a dinamikus modulusok eszköz- és költségigényes laboratóriumi meghatározása sem garantál sokkal nagyobb fokú bizonyosságot az értékek helyességét illetően. Az ábráról leolvasható arány megadja a dinamikus modulus értékét, amihez azonban figyelembe kell még venni azt, hogy a talaj dinamikus modulusa a fajlagos alakváltozás növekedésével hiperbolikus függvény szerint csökken (Hardin és Drelich, 1972, Santos és Correia, 2001), és egyfajta „leromlás” figyelhető meg. Ennek mértéke alapozás jellegű feladatoknál ($\epsilon \approx 10^{-3}$) az 50%-ot is meghaladhatja. Eszerint egy olyan keményebb agyag - mint pl. a kiscelli agyagmárga - esetében a dinamikus modulus kb. ~ 2 -5-szörös értéken becsülhető a statikus modulushoz képest.

2. ábra: Dinamikus és statikus modulusok összefüggése (E_{dyn} a kis alakváltozások tartományában érvényes maximális rugalmassági modulus, E_{oed} a statikus összenyomódási modulus)



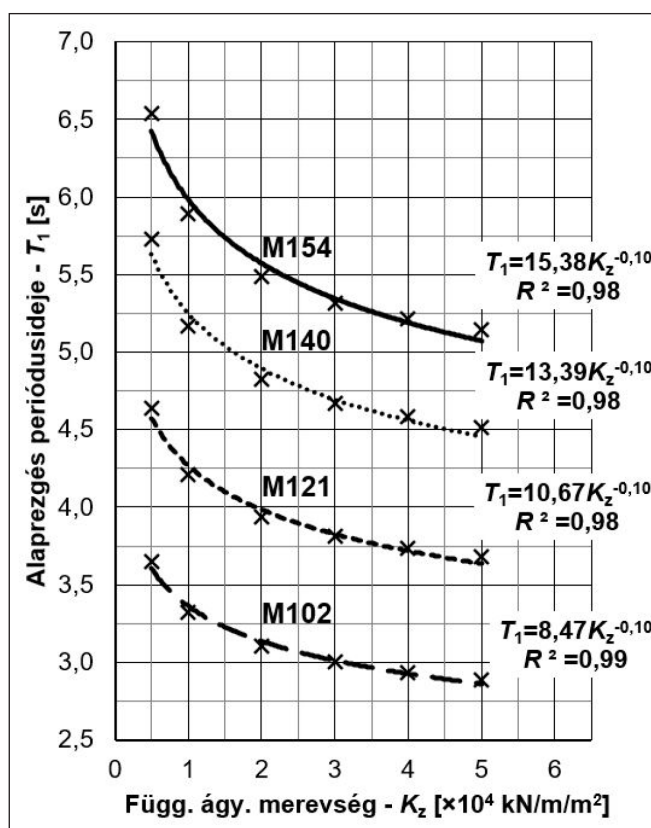
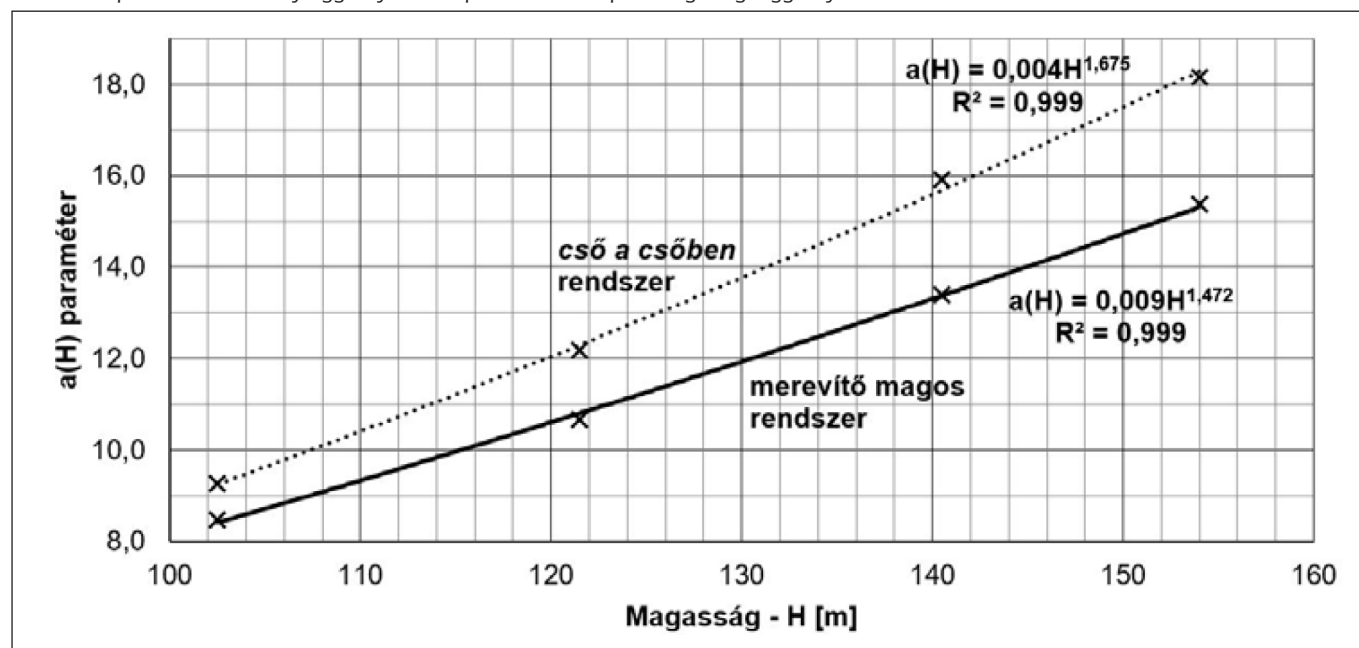
E témával hazánkban több kutató is foglalkozik, Ray et al. (2014) a dinamikus talajviselkedés jelentőségére hívja fel a figyelmet az eddig alkalmazott statikus, illetve kvázi-statisztikus vizsgálati módszerek mellett. Szilvágyi et al. (2016) ilyen jellegű kutatásai a talajparaméterek meghatározásának mérési módszereire, míg Ray és Wolf (2013), illetve Koch (2020) elsősorban dinamikus talajkörnyezetben vizsgált speciális alapozási szerkezetekre fókuszál.

4.2. Függőleges és vízszintes ágyazási merevségek szerepének összehasonlítása

Az ágyazási merevségek hatásainak mértékére irányuló számításaink a vizsgált épületmodell mindkét szerkezetitípusának esetében azt mutatták, hogy a függőleges ágyazási merevséget egy adott értéken rögzítve a vízszintes ágyazási merevség változása ($K_x = K_y = [5 \div 300] \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2/\text{m}$) $\delta = 1\%$ -nál kisebb, azaz elhanyagolható mértékben befolyásolja az egyes rezgésalakok periódusidőit. Ez praktikusan tizedmásodpercre azonos időket jelent. A vízszintes ágyazási merevséghez képest jóval nagyobb mértékben befolyásolja a periódusidőket a függőleges ágyazási merevség változása, ebben az esetben $\delta \approx 20 \div 30\%$ -os különbségek tapasztalhatók a $K_z = [5 \div 50] \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ értéktartományon belül.

Ezen megfigyelésekre tekintettel célszerűnek tűnt a vízszintes ágyazás paraméterét egy adott értéken rögzíteni, és a különböző magasságú és szerkezeti rendszerű modellek input paraméterei közül csak a K_z értékét változtatva vizsgálni a periódusidő alakulását. A rögzített értéket a periódusidők számtani átlagából képzett értékekhez közeli időkhöz tartozó vízszintes ágyazással azonosra vettük fel. Vizsgáltuk a vízszintes és függőleges ágyazási merevségekből alkotott, talajmechanikai szempontból össze nem illő értékpárok kiszűrésének szükségességét is. A részletek mellőzésével jelezzük, hogy arra a következtetésre jutottunk, hogy az összeillőnek nem ítéltető függőleges és vízszintes ágyazási merevség-párok a vízszintes ágyazások teljes adatsorból képzett számtani átlagát nem torzítják. Mindezek alapján a további vizsgálatokban a vízszintes ágyazást a periódusidők számtani átlagához közeli, $K_x = K_y = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ értékkel, rögzített paraméterként vettük figyelembe.

4. ábra: A periódusidő hatványfüggvényének 'a' paramétere az épületmagasság függvényében



3. ábra: Merevítő magos rendszer $T_1 - K_z$ görbái különböző épületmagasságokra

4.3. Numerikus szimulációk eredményei és függvénykapcsolatok

Az elvégzett rezgésvizsgálatok a függőleges ágyazások és a periódusidők között a 3. ábra szerinti függvénykapcsolatokat eredményezték. Az ábra a merevítő magos rendszer eredményeit mutatja, melyhez hasonló értékeket kaptunk a cső a csőben rendszerre is, nagyjából 1 másodperccel kisebb periódusidőkkel.

Az Excel segítségével végzett nemlineáris regressziószámítás hatványfüggvényre erős korrelációt mutatott, a determinációs

együttható értéke 0,97÷0,99 lett. A hatványfüggvénnyel közelíthető összefüggés a (8) képlettel írható le, melynek a és b paraméterei a 3. ábrán láthatók.

$$T = a \cdot K_z^b \quad (8)$$

A különböző modellmagasságokhoz tartozó a paraméter egy újabb regressziószámítás eredményéből kifejezhető volt a H magasság függvényeként, amint az a 4. ábrán látható. A determinációs együttható értéke ebben az esetben 0,999 lett.

4.4. A periódusidőt becsülő új formula létrehozása

A regressziószámításból nyert függvénygörbe paramétereit felhasználva az alábbi főbb lépésekkel jutottunk el a keresett eredményhez:

A (8) egyenlet a 3. ábrának és a helytakarékosságból nem mutatott, *cső a csőben* rendszerre vonatkozó párjának görbéire felírható általános alakja:

$$T = a(H) \cdot K_z^b \quad (9)$$

ahol $a(H)$ a regressziószámításból származó, magasságtól függő paraméter.

(9)-be behozva a (3) formulát, átrendezéssel az alábbi egyenlet nyerhető:

$$T = \frac{C_t \cdot a(H)}{T_{EC8}} \cdot K_z^b \cdot H^{0,75} \quad (10)$$

$a(H)$ paraméterre és H magasságra elvégzett regressziószámítás alapján a 4. ábráról

– $a = 0,009 \cdot H^{1,472}$ merevítő magas rendszer esetén,

– $a = 0,004 \cdot H^{1,675}$ *cső a csőben* rendszer esetén.

H közel azonos hatványkitevőit az egységes formulára való törekvés okán a mindkét szerkezeti rendszerre elfogadható 1,5-re választva:

$$C_t^*(H) \cdot H^{0,75} \cdot K_z^b \cdot H^{0,75} \quad (11)$$

ahol $C_t^*(H) = a(H)/H^{1,5}$

A $C_t^*(H)$ és b paraméterek a két szerkezeti rendszerre a 4. táblázatban láthatók.

A konstans értékeket a különböző magasságú modellek számtani átlagaiból számítva:

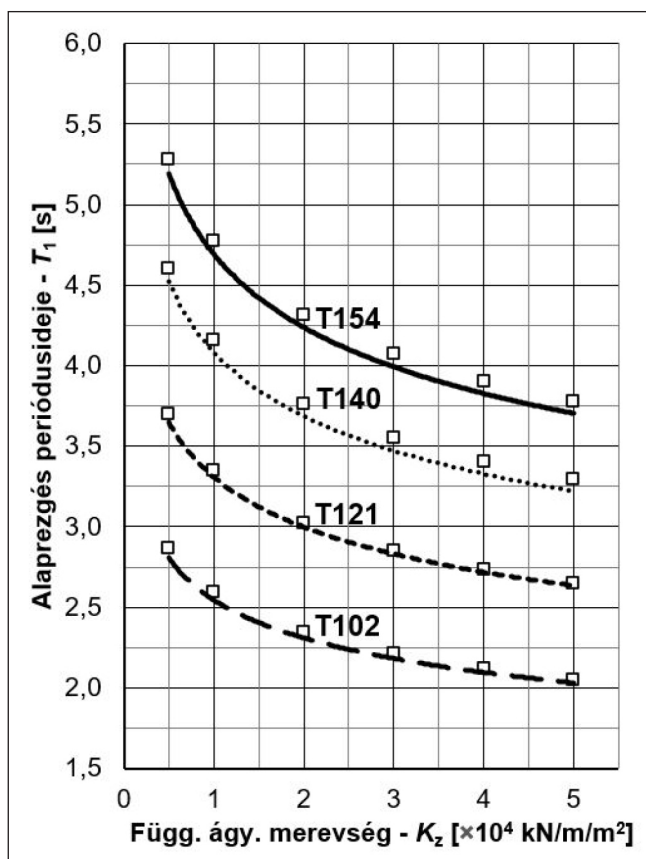
$$C_t^* = \frac{\sum_i C_t^*(H)_i}{n} \quad \text{és} \quad (12a)$$

$$b = \frac{\sum_i b_i}{n} \quad (12b)$$

ahol $i=1...4$; $n=4$;

4. táblázat: Függvényparaméterek számítása

i	H [m]	merevítőmagas rendszer			cső a csőben rendszer		
		$a(H)$	b	$C_t^*(H) = a(H)/H^{1,5}$	$a(H)$	b	$C_t^*(H) = a(H)/H^{1,5}$
1	154,0	15,378	-0,102	0,0080	18,161	-0,147	0,0095
2	140,5	13,392	-0,102	0,0080	15,907	-0,148	0,0096
3	121,5	10,674	-0,100	0,0080	12,191	-0,142	0,0091
4	102,5	8,469	-0,100	0,0082	9,269	-0,140	0,0089



(görbe: számított érték; pontjelölő: becsült érték)
5. ábra: Számított és becsült periódusidők K_z függvényében a cső a csőben rendszerre

a merevítő magas rendszerre: $C_t^* = 0,0081 \approx 0,0080$; $b = -0,101 \approx -0,100$
 a cső a csőben rendszerre: $C_t^* = 0,0093 \approx 0,0095$; $b = -0,144 \approx -0,145$

Az e konstansokkal együtt alkalmazandó javasolt képlet tehát:

$$T = C_t^* \cdot K_z^b \cdot H^{1,5} \quad (13)$$

ahol H méterben értendő, K_z pedig a dinamikus ágyazási merevség kN/m^2 -ben.

4.5. A szabadon álló épületre vonatkozó új formula pontossága

A (13) képlettel megbecsültük a különböző magasságú és szerkezeti rendszerű modellek periódusidőit a K_z függőleges dinamikus ágyazási merevség AxisVM számításokhoz input paraméterként használt értékeivel. Ezek a számításokból adódó görbékkel azonos koordináta-rendszerben láthatók (5. ábra). Terjedelmi okok miatt ismét csak az egyik rendszerre vonatkozó ábrát közöljük, de most a merevítő magas rendszer helyett a *cső a csőben* rendszerű modellekét. A becslés %-ban kifejezett relatív hibája meghatározható a következő kifejezés szerint:

$$\Delta = \frac{|T_{\text{becsült}} - T_{\text{AxisVM}}|}{T_{\text{AxisVM}}} \cdot 100 \quad (14)$$

ahol

- Δ a becslés %-ban kifejezett relatív hibája,
- $T_{\text{becsült}}$ a (13) képlettel becsült periódusidő,
- T_{AxisVM} az AxisVM szoftverrel végzett számítással meghatározott periódusidő.

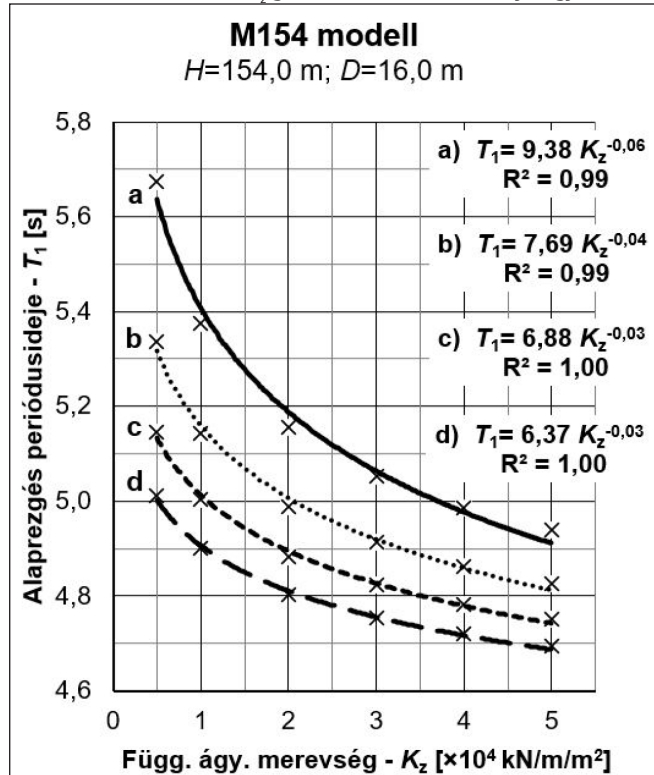
A relatív hibák átlaga a merevítő magos, valamint a cső a csőben rendszerre rendre 1,5%, illetve 2,3%; 1,0% és 1,6% szórás mellett. A maximális relatív hiba kerekített paraméterek esetén sem haladja meg az 5%-ot.

5. TÉRSZÍN ALATT OLDALIRÁNYBAN IS MEGTÁMASZTOTT ÉPÜLET REZGÉSVIZSGÁLATA

5.1. Számítási elvek

E modellezési koncepció esetében az előzőekben megalkotott képletekben szereplő paraméterek köre bővül, hiszen fontos tényező, hogy az oldalirányú ágyazás az épület függőleges tengelye mentén milyen hosszon biztosítja a rugalmas befogás egy jelentős hányadát. Ez gyakorlatilag a pinceszintek mélységét jelenti [D (m)], hiszen az oldalirányú ágyazás a pincefalak felületén jön létre. Az ehhez kapcsolódó másik új paraméter az említett oldalirányú dinamikus ágyazás merevségi tényezője [K_{lat} (kN/m²)]. Ez a vizsgált budapesti talajviszonyok között jellemzően a kiscelli agyagréteg felett elhelyezkedő szemcsés öszlet átlagos, statikus ágyazási jellemzőjének becsült értékéből határozható meg, a talajjal kölcsönhatásban lévő részfal-, illetve pincefalszerkezetek járatos vastagsági méreteinek figyelembevételével. A

6. ábra: M154 modell $T_1 - K_z$ görbéi különböző oldalirányú ágyazásokra



- a) $K_{\text{lat}} = 10.000 \text{ kN/m}^2$; b) $K_{\text{lat}} = 25.000 \text{ kN/m}^2$;
c) $K_{\text{lat}} = 50.000 \text{ kN/m}^2$; d) $K_{\text{lat}} = 100.000 \text{ kN/m}^2$

K_{lat} statikus oldalirányú ágyazás merevségi tényezőből a 4.1. pontban közöltek szerint az $E_{\text{dyn}}/E_{\text{stat}}$ arányszámnak megfelelő dinamikus modulus képezhető. Ennek vizsgálati értéktartományát $K_{\text{lat}} = 0$ és $100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ között érdemes kijelölni, ahol a speciális esetként értelmezhető 0 érték a korábban ismertetett szabadon álló épületet jelenti. A számításokat $K_{\text{lat}} = [10; 25; 50; 100] \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ értékű oldalirányú dinamikus ágyazási merevségekkel végeztük. Az egyéb számítási elvek megegyeztek a már bemutatott, szabadon álló épületre vonatkozó részletekkel.

Az oldalirányú ágyazásokkal kapcsolatban a következő megjegyzést kell tenni. A pincszerkezet talajjal érintkező külső falaira minden irányból lineáris felületi támaszokkal oldalirányú ágyazást definiálni elvi hiba lenne, hiszen a talaj és a fal között húzóerők jöhetnek létre. Ezt a jelenséget általában lehet kezelni a nemlineáris, csak nyomásra működő támaszok alkalmazásával, amelyeket azonban az AxisVM szoftver a rezgésalakok lineárisan rugalmas számítási módja miatt nem vesz figyelembe. Merev dobozszerkezet esetén a négy oldalra definiált nemlineáris támaszviszony két oldalon lineáris rugókkal kialakított támaszrendszerre transzformálható, ezzel a modellezéstechnikai megoldással a húzásra inaktív, nemlineáris rugókkal rendelkező felületi támaszok alkalmazásának hiánya pótolható.

5.2. Merevítő magos szerkezeti rendszer modellezési eredményei

5.2.1. Numerikus szimulációk eredményei és függvénykapcsolatok

A vizsgálatok lépéseit és eredményeit a terjedelmi korlátok által megengedett részletességgel a merevítő magos rendszeren mutatjuk be. A vízszintes ágyazási merevség rögzített értéke mellett elvégzett 192 db rezgésvizsgálat eredményei a függőleges ágyazások és a periódusidők között ennél a modellezési koncepciónál is erős függvénykapcsolatokat ($R^2 = 0,99 \div 1,00$) mutattak, ahogy az a példaként bemutatott 6. ábrán jól látszik.

A további, de itt nem közölt ábrákon az látszott, hogy a különböző magasságú és pincemélységű modellek görbéinek jellege csak egy adott oldalirányú ágyazási értéken hasonló, más oldalirányú ágyazási merevségek esetében a görbék karakterisztikái is különböznek. Emiatt az tűnt észszerűnek, hogy egy olyan zárt, de bonyolult formula helyett, ami minden görbére megfelelő pontosságú becsléssel tudna szolgálni, helyesebb egyszerűbb képletek megalkotása, amik egy rögzített értékű oldalirányú ágyazás esetére adnak jó közelítést. A regressziószámítás eredményeként kapott néhány hatványfüggvény és paramétere a 6. ábrán látható és a nem közölt további modellek görbéit meghatározó paraméterek ugyancsak ismertek. A függvények általános alakja:

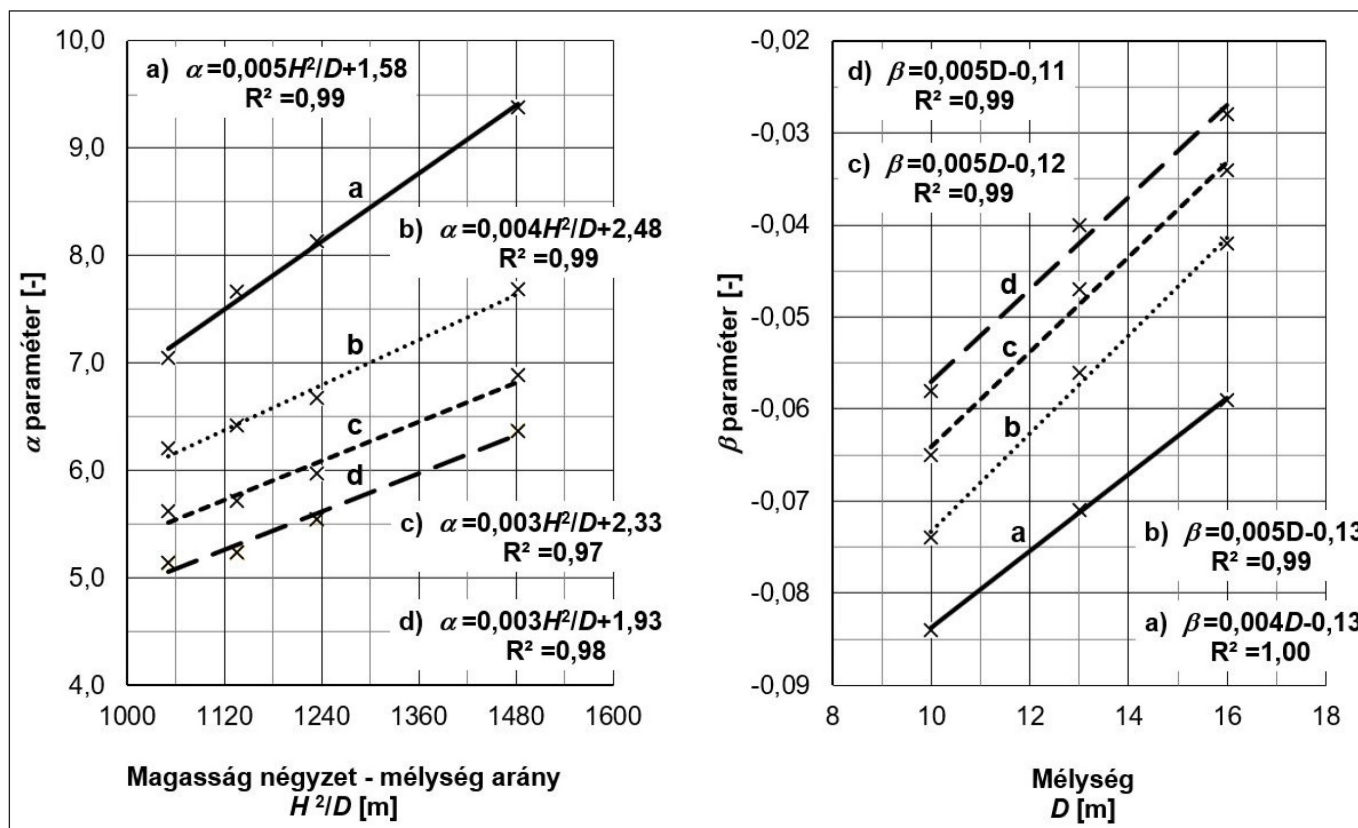
$$T = \alpha \cdot K_z^\beta \quad (15)$$

5.2.2. Periódusidőt becsülő új formula létrehozása

Az α és β paraméterekre, valamint a magasságra (H) és a pincemélységre (D) vonatkozóan ismét regressziószámítást végeztünk, hogy utóbbi két jellemző a keresett képletben megjelenhessen. A számítások eredményeiből az látszott, hogy az α paraméter a magasság és a pincemélység arányától függhet, a β esetében csak a D -től való függés látszik egyértelműnek. A regressziószámítást α esetében a H^2/D , a

5. táblázat: Paraméter-függvények állandói K_{lat} függvényében, merevítő magos rendszer

K_{lat} [kN/m/m ²]	számított értékek				kerekített értékek			
	a	b	c	d	a	b	c	d
10.000	0,0053	1,5780	0,0042	-0,1255	0,0055	1,580	0,004	-0,125
25.000	0,0035	2,4767	0,0053	-0,1267	0,0035	2,475	0,005	-0,125
50.000	0,0030	2,3279	0,0052	-0,1158	0,0030	2,330	0,005	-0,115
100.000	0,0030	1,9325	0,0050	-0,1070	0,0030	1,935	0,005	-0,105



$K_{lat} = 10.000$ (a); 25.000 (b); 50.000 (c); 100.000 (d) kN/m/m²

7. ábra: A periódusidő hatványfüggvényének α paramétere a H^2/D arány függvényében, merevítő magos rendszere

8. ábra: A periódusidő hatványfüggvényének β paramétere a D függvényében, merevítő magos rendszere

β esetében a D változóra elvégezve a 7. és 8. ábrákon látható eredményeket kaptuk.

ahol a, b, c, d az 5. táblázatban látható kerekített értékek.

A paraméter-függvények tehát az alábbi alakokban írhatók fel:

5.3. A cső a csőben szerkezeti rendszer modellezési eredményei

$$\alpha = a \cdot H^2/D + b \quad \text{és} \quad \beta = c \cdot D + d \quad (16a,b)$$

s ezek a, b, c és d értékeit az 5. táblázat tartalmazza.

5.3.1. Numerikus szimulációk eredményei és a függvénykapcsolatok

A (13) képletbe behelyettesítve α és β lineáris függvényét, a merevítő magos rendszerre oldalirányú átlagos vízszintes ágyazást is figyelembe véve az alábbi képlet nyerhető:

A rezgésvizsgálatok eredményeivel végzett regressziószámítások a függőleges ágyazások és a periódusidők között a cső a csőben rendszerénél is – a merevítő magosnál tapasztaltakhoz hasonlóan – erős függvénykapcsolatokat ($R^2 = 0,98 \div 1,00$) mutatnak. A 6. ábrán láthatókhöz hasonló, de itt nem közölt görbék egyenletei – akárcsak a merevítő magos rendszerre – a

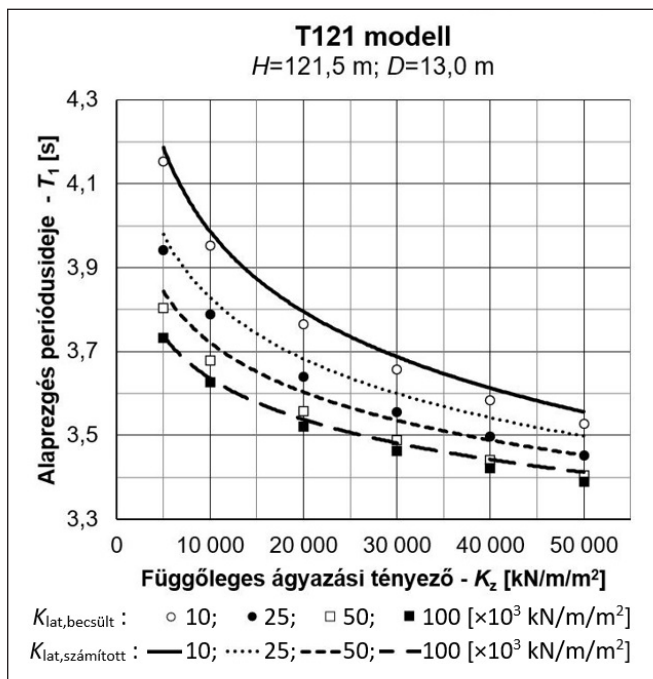
$$T = \left[a \cdot \frac{H^2}{D} + b \right] \cdot K_z^{c \cdot D + d} \quad (17)$$

6. táblázat: Regressziószámítással meghatározott függvény-paraméterek $H, D,$ és K_{lat} függvényében, cső a csőben rendszer

H [m]	D [m]	$\alpha = f(H, D, K_{lat})$				$\beta = f(H, D, K_{lat})$			
		$K_{lat} [\times 10^3 \text{ kN/m}^2/\text{m}]$				$K_{lat} [\times 10^3 \text{ kN/m}^2/\text{m}]$			
		10	25	50	100	10	25	50	100
154,0	16,0	11,074	8,982	7,973	7,317	-0,103	-0,085	-0,075	-0,067
140,5	16,0	9,596	7,776	6,883	6,317	-0,103	-0,085	-0,074	-0,067
121,5	13,0	8,743	7,270	6,433	5,842	-0,112	-0,096	-0,086	-0,078
102,5	10,0	7,709	6,766	6,096	5,558	-0,124	-0,113	-0,104	-0,096

7. táblázat: Paraméter-függvények állandói K_{lat} függvényében cső a csőben rendszerre

K_{lat} [kN/m ³]	számított értékek				kerékített értékek			
	a	b	c	d	a	b	c	d
10.000	0,0075	0,0736	0,0035	-0,1585	0,0075	0,075	0,0035	-0,160
25.000	0,0051	1,4713	0,0047	-0,1587	0,0050	1,470	0,0045	-0,160
50.000	0,0044	1,4835	0,0050	-0,1530	0,0045	1,485	0,0050	-0,155
100.000	0,0041	1,1973	0,0048	-0,1432	0,0040	1,195	0,0050	-0,145



9. ábra: Becsült és számított periódusidők az ágyazási merevségek függvényében, cső a csőben rendszer

(15) hatványfüggvényhez hasonlóan a *cső a csőben* rendszerre is megadhatók. Ekkor α és β függvényparaméterek adott oldalirányú átlagos ágyazási merevség esetén az 6. táblázat szerint alakulnak.

5.3.2. Periódusidőt becsülő új formula létrehozása

Akár csak a merevítő magos rendszernél, α és β függvényparamétereket H és D változókkal kifejezve érhető el az alaprezgés periódusidejét becsülő, (17) képlettel azonos alakú képlet, mely adott oldalirányú, átlagos ágyazási merevség esetén az épületmagasság, a pincemélység és a függőleges ágyazási merevség megadásával jól közelíti a számítási eredményeket. Ehhez a korábbiakhoz hasonlóan, ismételt regressziószámítás szükséges az α és H^2/D , valamint β és D változóparókra. Ennek eredményeit a 7. és 8. ábrákon szereplőkhöz hasonló, lineáris függvények jelentik, melyek paramétereit az 7. táblázat tartalmazza. A korreláció a *cső a csőben* rendszer esetében is erős, a determinációs együttható $R^2 = 0,96$ és $1,00$ közötti érték. Ezen eredményeket tekintve megállapítható, hogy a (17) képlet azonos alakban alkalmazható mindkét szerkezeti rendszerre az 5. és 7. táblázatokban megadott paraméterek kerékített értékeit használva.

8. táblázat: A javasolt képlet paramétereit

K_{lat} [kN/m ²]	merevítő magos rendszer				<i>cső a csőben</i> rendszer			
	a	b	c	d	a	b	c	d
10.000	0,0055	1,580	0,004	-0,125	0,0075	0,075	0,0035	-0,160
25.000	0,0035	2,475	0,005	-0,125	0,0050	1,470	0,0045	-0,160
50.000	0,0030	2,330	0,005	-0,115	0,0045	1,485	0,0050	-0,155
100.000	0,0030	1,935	0,005	-0,105	0,0040	1,195	0,0050	-0,145

5.4. A térszín alatt oldalirányban is megtámasztott épületre vonatkozó új képlet pontossága

A (17) képlettel meghatározott periódusidőket 4.5. alfejezetben ismertett módon a (14) képlet alkalmazásával viszonyítottuk az AxisVM szoftverrel számított értékekhez. A becsülőfüggvény javasolt függvényparamétereivel meghatározott relatív hibák minden esetben 5%-on belül maradtak. Az átlagos relatív hibák 1,6 és 4,6% között változtak, 0,9÷1,8% közötti szórásokkal.

A becsülőfüggvények relatív hibáival kapcsolatban meg kell jegyezni, hogy az a , b , c és d függvény-paraméterek kerékítés előtti, számított értékeivel az eltérések még kisebbek. A becsült értékek és az AxisVM szoftverrel számított eredményekből előállított periódusidő-görbék viszonyát grafikus megjelenítésben a 9. ábrán szereplő példán keresztül szemléljük. Hasonló grafikon állítható elő a többi modellre is, mindkét szerkezeti rendszer esetén.

A hibaelemzésben bemutatott relatív hibák alacsony, 5%-ot meg nem haladó mértéke alapján megállapítható, hogy a (17) képlet a terepszint alatt oldalirányban is megtámasztott modellezési koncepció szerint vizsgált toronyépületek első rezgésalakhoz tartozó, modellezésből származó periódusidőinek becslésére mindkét szerkezeti rendszerre alkalmas. A két rendszerre egységesen javasolható képlet és a hozzátartozó 8. táblázat:

$$T = \left[a \cdot \frac{H^2}{D} + b \right] \cdot K_z^{c \cdot D + d} \quad (18)$$

6. EREDMÉNYEK ÁTTEKINTÉSE

Végeselemes modellezéssel közel 400 numerikus szimulációt végeztünk a ~100-150 m mérettartományú toronyházak különböző modellezési jellemzőkkel és paraméterekkel leírható épületein. Különböző modellezési koncepciókat, szerkezeti rendszereket vizsgáltunk eltérő magasságú és térszín alatti mélységű épületekre és változó támaszviszonyokra. A vizsgálatok eredményeként kapott periódusidők és bizonyos modellezési jellemzők között erős függvénykapcsolatokat figyeltünk meg, melyekből két új, a periódusidő becslésére szolgáló képletet hoztunk létre.

Az új, ágyazási merevségeket is figyelembe vevő képletekkel – az alkalmazhatóság keretein belül – egyszerűen és gyorsan megbecsülhetők azok a periódusidők, melyek egyébként egy végeselemes modell elsőrendű rezgésvizsgálatának eredményeként kaphatók – jelentős mennyiségű modellezési munka árán.

A javasolt képlet

– szabadon álló épületre:

$$T = C_t^* \cdot K_z^b \cdot H^{1,5}$$

– térszín alatt oldalirányban is megtámasztott épületre:

$$T = \left[a \cdot \frac{H^2}{D} + b \right] \cdot K_z^{c \cdot D + d}$$

ahol H az épületmagasság; D a térszín alatti mélység; K_z a függőleges dinamikus ágyazási merevség; C_t^* a szerkezetre jellemző állandó; az a , b , c , d függvényparamétereket pedig táblázatos formában adtuk meg.

Fontos megemlíteni, hogy eredményeink validálásához felhasználtuk a MOL-Campus toronyház statikai számításából (MOL-Campus, 2018) származó alaprezgési periódusidőt, melyet az AxisVM szoftveren kívül a Dlubal RFEM 5.22.01 szoftververziójának FR-Dynam Pro moduljával is meghatározták (Bollinger und Grohmann, 2021). A becült és a számított értékek közötti különbség 2,7%, illetve 4,0% volt.

7. HIVATKOZÁSOK

- Alpan, I., (1970), The Geotechnical Properties of Soils, *Earth Science Reviews*, Elsevier, 6, pp. 5–49.
- ASCE (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures – ASCE/SEI (Structural Engineering Institute), Standard No. 7-10. *American Society of Civil Engineers*, USA
- ATC 3-06 (1978), Tentative provisions for the development of seismic regulation for buildings, *Applied Technology Council*, USA, pp. 65-70.
- Benz, T., Vermeer, P.A. (2007), *Zuschrift zum Beitrag „Über die Korrelation der ödometrischen und der „dynamischen“ Steifigkeiten nichtbindiger Böden“ von T. Wichtmann und Th. Triantafyllidis (Bautechnik 83, No. 7, 2006). Bautechnik*, 84(5), 361–364.
- Bollinger und Grohmann ZT GmBH (2021), Adatszolgáltatás a MOL-Campus toronyház független számításával történő tartószerkezeti tervellenőrzésének dokumentációjából, 2021.08.31.
- Chopra, A. K. (1995), Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, *Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, N.J.*
- Dulácska E., Joó A., Kollár L. (2008), Tartószerkezetek tervezése földrengési hatásokra, *Akadémiai Kiadó*, Budapest, pp. 39-41.
- Ellis, B. R. (1980), An assessment of the accuracy of predicting the fundamental natural frequencies of buildings and the implications concerning the dynamic analysis of structures, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, 69, pp. 763–776.
- Gazetas, G., Dobry, R., Tassoulas, J. L., (1985), Vertical response of arbitrarily shaped embedded foundations, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 111, pp. 750-771.
- Gazetas, G., Tassoulas, J. L., (1987), Horizontal stiffness of arbitrarily shaped embedded foundations, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 113, pp. 440-457.
- Gazetas, G., (1991), Foundation vibrations, *Foundation Engineering Handbook 2nd Edition*, H. Y. Fang, ed., *Van Nostrand Reinhold*
- Goel, R. K., Chopra, A. K. (1997), Period Formulas for Moment-Resisting Frame Buildings, *Journal of Structural Engineering*, 123(11), pp. 1454-1461.
- Kanizsár Sz. (2018), Toronyházak alapozás- és szerkezettervezése – 1. rész, *Vasbetonépítés* 20/4, pp. 74-80.

Koch E. (2020), Vasúti hídfők komplex geotechnikai modellezése, *Sínek Világa*, 63/6, pp. 2-8.

MOL-Campus (2018), Építési engedélyezési tervdokumentáció, tartószerkezeti műszaki leírás (*Finta és Társai Építész Stúdió Kft., HydraStat Kft.*)

Monnet, A. (1994), Subgrade reaction modulus, decompression ratio, about parameters used for elasto-plastic computation of retaining walls, *Revue Française de Geotechnique*, 65/1, pp. 67-72.

MSZ EN 1998-1:2008 Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre, 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok

Ray, R., Wolf Á. (2013), Analysis and Design of Piles for Dynamic Loading. *Proceedings 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Párizs, Franciaország (2013), pp. 2839-2842.

Ray, R., Szilvágyi Zs., Wolf Á. (2014), Talajdinamikai paraméterek meghatározása és alkalmazása. *Sínek Világa*, 56, pp. 32-36.

Schmitt, P. (1995), Estimating the coefficient of subgrade reaction for diaphragm wall and sheet pile wall design, *Revue Française de Geotechnique*, 71/2, pp. 3-10.

Szepesházi R. (2004), Geotechnikai Példatár. I-II. kötet. Nemzeti Tankönyvkiadó, Budapest

Szilvágyi Zs., Hudacsek P., Ray, R.P. (2016), Soil shear modulus from Resonant Column, Torsional Shear and Bender Element Tests. In *International Journal of Geomate*, 10/2, pp. 1822-1827. <https://doi.org/10.21660/2016.20.39871>.

Wichtmann, T., Triantafyllidis, Th. (2009), On the correlation of „static” and „dynamic” stiffness moduli of non-cohesive soils, *Bautechnik*, 86, pp. 28-39.

Xiong, W., Jiang, L.Z., Li, Y.Z. (2016), Influence of soil–structure interaction (structu-re-to-soil relative stiffness and mass ratio) on the fundamental period of buildings: experimental observation and analytical verification *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14., pp. 139-160.

Xu, P., Xiao C., Li, J. (2014), Study on relationship between natural vibration periods and heights of structures for high-rise buildings and its reference range, *International Journal of High-Rise Buildings*, 3/1, pp. 49-64.

Kanizsár Szilárd (1973) okl. építőmérnök (BME, 1997), okl. szerkezetépítő szakmérnök (BME, 2004), okl. mérnök-közgazdász (BKE, 2002), tartószerkezeti és geotechnikai tervező és szakértő. PhD kutatási területe a budapesti toronyházak alapozásának témaköre (Széchenyi István Egyetem, Győr)

Dr. Szepesházi Róbert (1951) okl. építőmérnök (BME, 1976), okl. geotechnikai szakmérnök (BME, 1981), dr. univ (BME, 1996), PhD (ME, 2011) nyug. egyetemi docens, geotechnikai tervező és szakértő, kutatási területe a geotechnikai modellezés és a geotechnikai tervezés fejlesztése - (Széchenyi István Egyetem, Győr)

ESTIMATION OF THE FUNDAMENTAL PERIOD OF VIBRATION OF THE HIGH-RISE BUILDINGS BY MEANS OF THE SUBGRADE REACTION COEFFICIENTS

Szilárd Kanizsár – Róbert Szepesházi

When calculating the horizontal forces caused by earthquake effects significant differences can be found between the fundamental periods of vibration of the 100-150 m tall high-rise buildings and the usual-sized structures. The time period of vibration can be quickly and simply estimated in the preliminary design phase using empirical formulae suggested by the different design codes. However, these estimation methods usually use only a few parameters. For this reason their accuracy sometimes might be insufficient and the results of the different formulae could have a considerable standard deviation. This paper presents the development of a proper formula for estimation which can take the subgrade stiffness of the soil into consideration that has an influence on the time period of vibration. Besides, it is useable tool for having the result without a FEM-analysis in the beginning of the design when the 3D FEM model is not yet available.