



A burkolatok merevítő hatásának figyelembe vétele acélcsarnokok földrengéshatásra történő tervezésekor – teljes léptékű kísérlet kiértékelése

Jakab Sára, BSc hallgató

Opoldusz Máté, BSc hallgató



TDK dolgozat, 2014

Konzulensek:

Dr. Dunai László

Dr. Joó Attila László

Tartalom

1. Bevezetés	2
2. Szakirodalmi áttekintés	4
2.1. Földrengési alapismeretek	4
2.2. Méretezési módszerek	6
2.2.1. Módszerek ismertetése, alkalmazási feltételek	6
2.2.2. Modális válaszspektrum-analízis (MVA)	8
2.2.3. Az Eurocode szerinti méretezés sajátosságai	13
2.3. IBC amerikai szabvány szerinti méretezés	13
2.4. A probléma megfogalmazása	13
3. A teljes léptékű kísérlet és eredményeinek bemutatása	15
3.1. Mintaépület bemutatása	15
3.2. Kísérlet bemutatása.....	17
3.2.1. Kísérleti elrendezés	17
3.2.2. Kísérleti program.....	19
3.2.3. Egy kísérlet jegyzőkönyve	21
3.2.4. A merevségek összefoglaló táblázatai.....	24
4. Földrengésteher számítása	25
4.1. A mintaépület számítása Eurocode szerint	25
4.2. A mintaépület számítása IBC szerint.....	28
4.3. A mintaépület számítása a kísérletből számított merevségek alapján	30
4.3.1. A két keretállást tartalmazó modellek verifikációja.....	30
4.3.2. A Stressed Skin Design modellek verifikációja	32
4.3.3. A verifikáció értékelése.....	35
4.3.4. A modellezés folyamata	36
4.3.5. A numerikus modelltől kapott rezgésalakok	38
5. Eredmények kiértékelése, értékelő elemzése	40
5.1. Egyszerűsített eljárás és az IBC összehasonlítása	40
5.2. A „valós modell” összehasonlítása az egyszerűsített eljárás, az Eurocode merev	41
5.3. A „valós modell” összehasonlítása az Eurocode merev födémrel és a Stressed	45
5.4. A „valós modell” összehasonlítása az Eurocode merev födémrel és az Eurocode..	47
6. Összefoglalás	49
7. Szakirodalmi hivatkozások	51

1. Bevezetés

2014. júliusában volt alkalmunk részt venni egy teljes léptékű kísérletsorozatban, melynek célja trapézlemez burkolatok merevítő hatásának vizsgálata volt acélcsernek esetében. A dolgozatunkban ezt a hatást a földrengési méretezési eljárás fejlesztése szempontjából vizsgáltuk. A kísérlet során egy acélcsernek két keretállását terheltük és mértük a keret alakváltozásait. A méréseket különböző magasságú trapézlemez burkolatok és különböző magasságú szelemenek beépítésével, többféle konfigurációban végeztük el. Az itt mért és feldolgozott adatok szolgálnak alapul a TDK munka során végzett összehasonlításokhoz, megállapításokhoz.

Magyarországon 2007 óta kötelező az épületek földrengése való méretezése, melynek az alapja az Eurocode 8 szabvány, a Nemzeti Mellékletekkel kiegészítve. A szabványban megfogalmazott általános méretezési elvek nem kifejezetten acélcsernekokra, sokkal inkább többszintes épületekre vonatkoznak. Ezt mutatja többek között, hogy az Eurocode 8-ban javasolt közelítő számítás esetén a terheket 5%-os külpontossággal egy tökéletesen merev födémre kell működtetnünk, a hasznos terhek véletlenszerű elhelyezése miatt, ami egyszintes acélcsernekok esetén nem teljesül.

A kutatásunk során összehasonlításaként megvizsgáltuk egy, az IBC (International Building Code)[7] amerikai szabvány alapján kifejezetten acélcsernekokra készült méretezési eljárást is. Ez az egyes kereteket külön vizsgálja, és a burkolatok merevítő hatását teljesen elhanyagolja. Eddigi tapasztalatok alapján, ez sem nyújt megfelelő közelítést az acélcsernekok való szejmikus viselkedésére.

A teljes léptékű kísérletekkel az acélcsernekok tényleges merevségét mértük különböző burkolati konfigurációk esetén. Ezeket a merevségeket térbeli, rúdelemekből felépített végeelemes modellekbe építettük be, amelyeken modális válaszspektrum analízist hajtottunk végre. Ilyen módon összehasonlíthatóvá vált a három féle számításból (Eurocode, IBC, tényleges merevségeket használó numerikus modell) kapott földrengésteher értéke az egyes keretállásokon.

A dolgozat szakirodalmi áttekintésében először feldolgoztuk a fent említett kétféle méretezési javaslatot. Majd a következő részben a teljes léptékű kísérlet bemutatása után, konkrét példán keresztül szemléltettük a méretezési eljárásokat. Az ezekből kapott értékeket végül összehasonlítottuk a végeelemes modellünk eredményeivel, ami a kísérlet alapján kapott való merevségekkel számolt.

A dolgozat során kapott eredmények rámutatnak, bizonyos méretezési hiányosságokra, valamint javaslatot adunk továbblépésre, ezek megoldása érdekében.

Introduction

In July 2014, we had the opportunity to attend a full-scale experiment, we examined the effect of cladding systems on the stiffness of steel industrial buildings, for the further development of the earthquake design method. During the experiment, two steel frames of a building were loaded and frame deformations were measured in different configurations. In the study we processed the measured data, in order to complete comparisons, and having conclusions.

In Hungary it has been mandatory to design buildings to earthquakes since 2007. The Hungarian engineers are obligated to use Eurocode 8 standard and the National Attachment for seismic design. This standard is rather for designing for multi-storey reinforced concrete buildings, than for steel industrial halls. For instance in the Eurocode 8 in an approximate calculation of the loads eccentricity is 5% on a perfectly rigid slab, which means rough approximation for steel industrial halls.

During our research, as a basis of comparison, we examined the IBC (International Building Code) American standard based recommendation made specifically for the seismic design for steel buildings. It examines each frame separately, and the stiffening effect of the cladding is completely neglected. So it cannot provide accurate approximation of the real behaviour of steel industrial buildings.

The full-scale experiments were intended to measure the effective stiffness of steel industrial halls in different cladding configurations. These rigidities were built into a three-dimensional FE beam model. In this way, we can compare the three types of earthquake load calculations (Eurocode, IBC, FE model using real rigidities).

In the scientific literature review of the study first we outline the two above-mentioned the design methods. In the next section we write about the full-scale experiment, then we illustrate the design procedures through specific examples. The values obtained are compared with the FE model results, which is calculated by real rigidities obtained from the experiment.

The obtained results point out the problems of the seismic design of steel industrial buildings, and we give proposal for further studies in order to solve them.

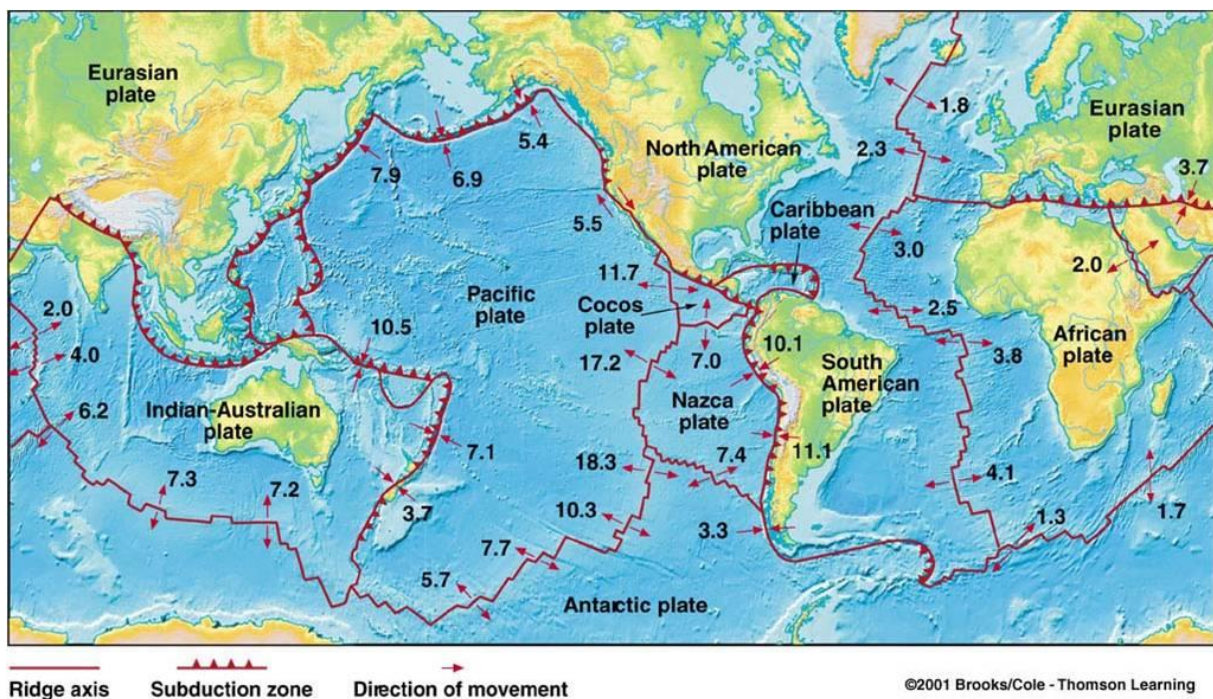
2. Szakirodalmi áttekintés

Magyarországon a földrengési hatásokra való tervezés 1997. évi LXXVIII. törvény életbe lépése óta kötelező. Eddig a földrengésre való méretezés, a magyar mérnökök számára, nem volt a tervezői gyakorlat része, így a földrengési méretezés módszerei kevésbé ismertek és kidolgozottak hazánkban.

A Magyar Mérnöki Kamara a földrengési tervezéshez az Eurocode 8 szabvány alkalmazását írja elő. Azokban a kérdésekben, amelyekben az Eurocode választási lehetőséget enged, a Nemzeti Melléklet foglal állást. Így például megadja a Magyarországon figyelembe veendő alapgyorsulásokat.

2.1. Földrengési alapismeretek

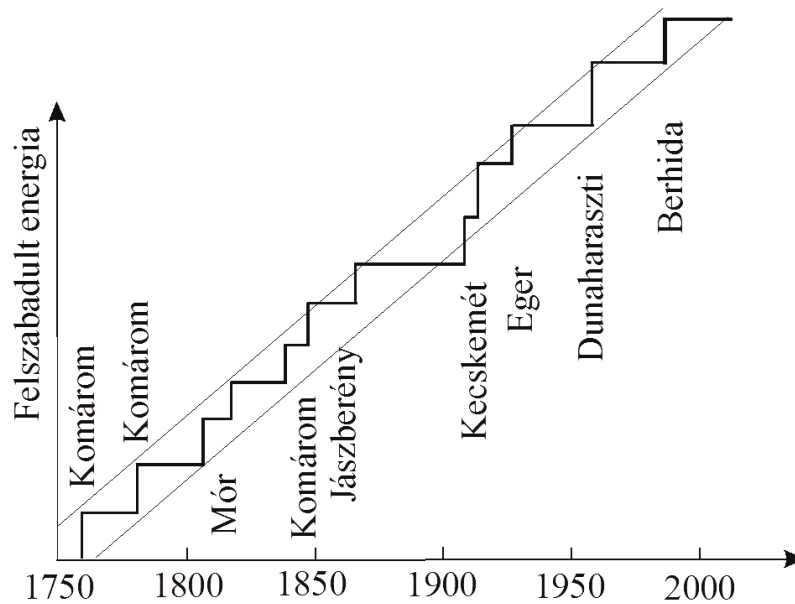
A földrengések keletkezésének elsődleges oka a tektonikus lemezek mozgása. A táblák ütközésének, egymásnak feszülésének hatására a kőzet deformálódik, emiatt egyre növekvő rugalmas energia halmozódik fel benne.



1. ábra. Kontinentális táblák mozgása [5]

A deformáció növekedésével a sziklában kialakuló feszültségek is nőnek, de elmozdulás csak akkor jön létre, amikor a feszültség meghaladja a törésvonal mentén lévő ellenállást. Ezt a

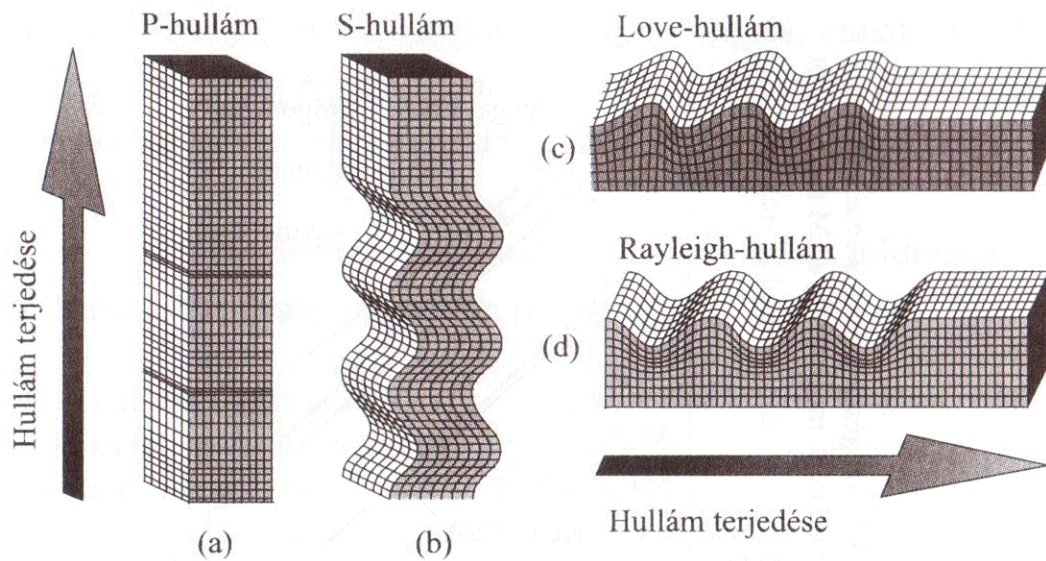
kritikus pontot elérve a lemezek elmozdulnak, a rugalmas energia felszabadul, és az elmozdulás hatására jön létre a földrengés. A földrengések nagysága a felszabaduló energiával arányos.



2. ábra. A Magyarországon kipattant földrengések összegzett energiája [1]

A fent leírtak, és a tapasztalatok alapján is elmondhatjuk, hogy amennyiben a közelmúltban jelentős földrengések voltak egy adott helyen, akkor a felhalmozott rugalmas energia alacsony és kicsi a valószínűsége egy újabb földrengés kipattanásának. Minél hosszabb idő telik el földrengés nélkül, annál nagyobb esély van egy újabb földrengés kialakulására. Ha az egyes földrengésekkor felszabadult energiát ábrázoljuk az idő függvényében, akkor egy olyan lépcsős függvényt kapunk, ami nagyjából egy sávon belül halad (2. ábra).

A földrengés által a talajban létrejövő hullámok az építményeket, mivel ezek a talajjal összekapcsolt szerkezetek, mozgásba hozzák. A földrengés hatására a talajban többféle hullámmozgás is létrejön, léteznek P-hullámok (primary waves) melyek a terjedés irányába eső mozgásokat eredményeznek (3.a ábra), valamint vannak az S-hullámok (secondary waves), amik a terjedés irányára merőleges mozgást végeznek (3.b ábra). Ezen kívül keletkeznek felszíni hullámok is, a Love- és Rayleigh-hullám (3.c, 3.d ábra).



3. ábra A földrengéshullámok [1]

Egy adott földrengés több paraméterrel is jellemezhető, de az hogy melyik lesz a mértékadó nagyban függ magától a szerkezettől. Merev építmények esetén a szerkezet együtt mozog a talajjal, ezért a jellemző mennyiség a földrengés maximális gyorsulása lesz, hiszen a gyorsulás, és a szerkezet tömegének szorzata megadja szerkezetre ható erőt. Azonban lágy épület esetén a föld elmozdul a szerkezet alatt, így a maximális igénybevétel a szerkezetben akkor keletkezik, amikor az elmozdulás is maximális. Amennyiben a szerkezet rezgésbe jön, akkor további fontos tényező lesz a földrengés időtartama, illetve fontos szempont, hogy mennyire tér el a szerkezet rezgésideje a földrengés periódusidejétől.

2.2. Méretezési módszerek

2.2.1. Módszerek ismertetése, alkalmazási feltételek

A szerkezetek analízise lehet lineáris, vagy nem lineáris anyagtörvény figyelembe vételével, továbbá történhet statikus, illetve dinamikus vizsgálattal. Az alábbi táblázat tartalmazza ezeket a lehetőségeket (1. táblázat).

	Statikus számítás	Dinamikus számítás
Lineárisan rugalmas	1. Vízszintes erők módszere	2. Modális válaszspektrum
Nem lineáris	3. Eltolásvizsgálat	4. Időtörténeti vizsgálat

1. táblázat Az Eurocode-ban alkalmazható módszerek [4]

A fenti táblázatban látható módszerek mindegyikének használatát megengedi az Eurocode 8, de „a szeizmikus hatások meghatározásának ajánlott módszere a modális válaszspektrum-analízis, lineárisan rugalmas szerkezeti modellt alkalmazva” [3].

A **vízszintes erők** módszere csak abban az esetben alkalmazható, ha az épület első rezgésalakja határozza meg a szerkezet viselkedését, ez általában egyszerű, szabályos, nem karcsú szerkezeteknél teljesül.

Szabályosság		Megengedett egyszerűsítés	
Alaprajzi	Magasság mentén	Modell	Rugalmas számítás
igen	igen	síkbeli	vízszintes erők módszere
igen	nem	síkbeli	modális válaszspektrum
nem	igen	térbeli	vízszintes erők módszere
nem	nem	térbeli	modális válaszspektrum

2. táblázat A szerkezet szabályossága, és a megengedett egyszerűsített számítási módszerek [1]

Az Eurocode előírásai alapján a vízszintes erők módszere akkor alkalmazható, ha az épületre teljesül a magasság menti szabályosság feltétele, valamint az első periódusideje kisebb, mint $2s$ és $4T_c$, ahol T_c a Nemzeti Mellékletben megadott érték (a mi esetünkben: $T_c = 0,25$ s). Következésképpen ez a módszer akkor alkalmazható, ha a szerkezet periódusideje kisebb, mint $4 \times 0,25$ s = 1 s, ami a legtöbb acélszerkezetű ipari csarnok esetén nem teljesül.

Modális válaszspektrum-analízis során a szabad rezgésének megfelelő alakok alapján kell méretezni egy szerkezetet. Az Eurocode az analízis elvégzésére kétféle feltételt ír elő. Az első feltétel szerint legalább annyi rezgésalakot kell figyelembe venni, hogy a modális tömegek összeg kiadja a teljes tömeg 90%-át. Az épületek esetében ez felváltható a másik feltétellel, miszerint csak azokat a rezgésalakokat vesszük számításba, ahol a modális tömeg meghaladja a teljes tömeg 5%-át.

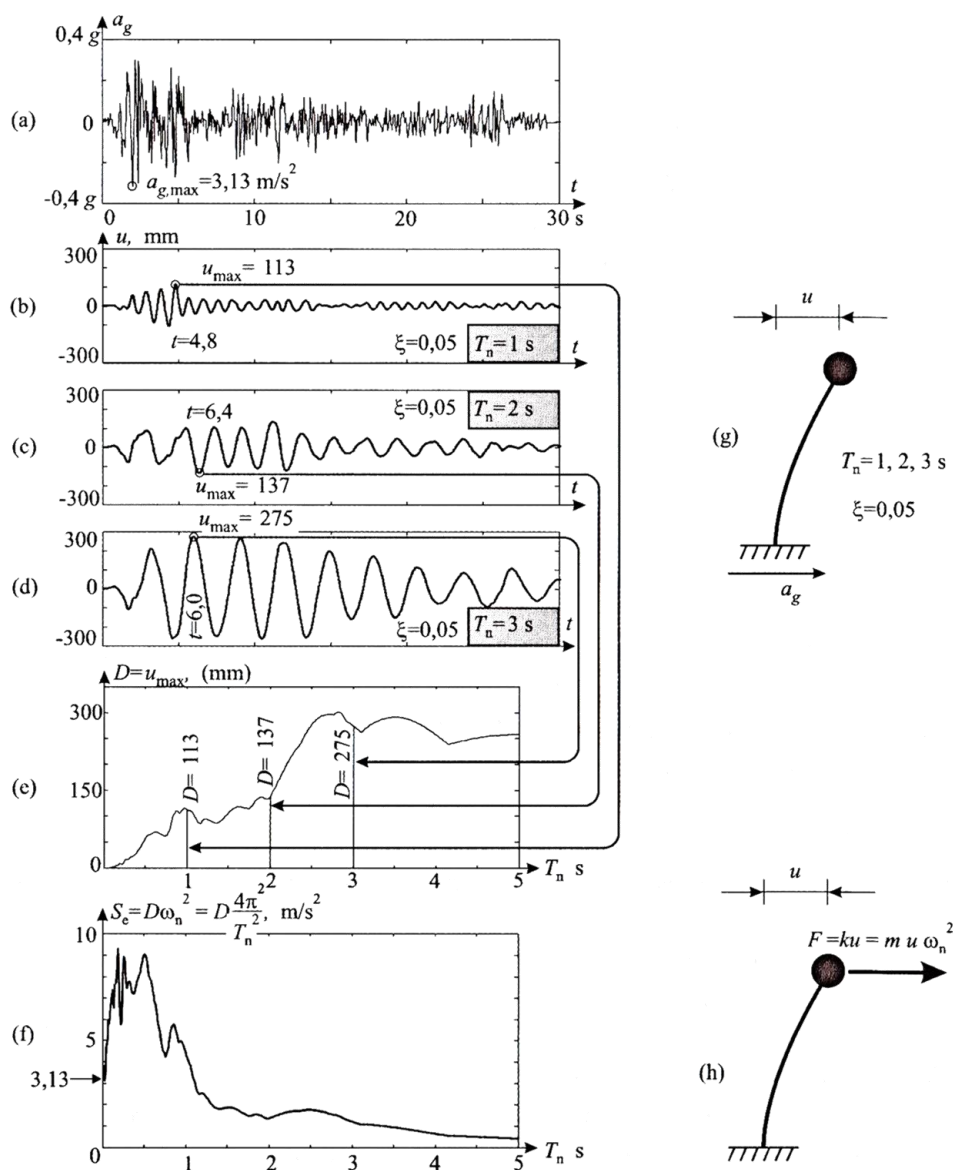
Az **eltolás („pushover”) számítás** azt veszi figyelembe, hogy sok esetben bár a szerkezet teherbírása kisebb, mint a rugalmas válasz alapján meghatározott szükséges teherbírás, az épület mégis elviseli a földrengést, azonban jelentős képlékeny alakváltozásokat szenved. Ez a módszer tehát nem a teherbírás kiszámítására szolgál, hanem lényegében a folyási mechanizmusnak a nemlineáris, statikus számítással történő ellenőrzése.

Az **időfüggvény szerinti vizsgálat** igényli a legbonyolultabb és legrészletesebb számítást, ezért ezt csak kiemelt jelentőségű építményeknél alkalmazzák. A vizsgálat során különböző talajmozgásokat kell figyelembe venni, hogy a szerkezet nemlineáris viselkedését minél jobban kövessük. A talajmozgásokat általában a gyorsulásfüggvényükkel adjuk meg, melyek lehetnek generáltak, mértek vagy szimuláltak.

A fent leírtak alapján láthatjuk, hogy acélszerkezetű ipari csarnokok esetén az időfüggvény szerinti méretezés nem lehet reális alternatíva, a vízszintes erők módszerének használatához előírt kritériumoknak általában nem felelnek meg az acél csarnokok, ezért a földrengési hatásokra való méretezéshez a modális válaszspektrum analízis a legalkalmasabb eljárás. Éppen ezért a továbbiakban ezzel a módszerrel fogunk részletesebben foglalkozni.

2.2.2. Modális válaszspektrum-analízis (MVA)

A válaszspektrum analízis gondolata M. A. Biot-tól származik, eszerint egy rugalmas rendszer bizonyos földrengésre adott válasza egyetlen paraméterrel jellemezhető: a szerkezet maximális elmozdulásával vagy maximális gyorsulásával.



4. ábra Talajgyorsulás (a), három különböző rezgésidejű szerkezet válasza (b, c, d), elmozdulási válaszspektrum (e), pszeudogyorsulási válaszspektrum (f) [1]

A módszert egy konkrét földrengés (El Centro) accelerogramja segítségével mutatjuk be (4.a ábra). Elsőként vizsgáljunk egy olyan szerkezetet, amelynek $T_n = 1$ s a rezgésideje, és $\xi = 5\%$ a csillapítása. A szerkezet válaszát numerikus számítással lehet meghatározni, az eredmények a 4.b ábrán láthatók. Azonban ha a szerkezet rezgésideje nem 1s akkor a számítást újra el kell végezni, ezeknek az eredményei láthatók a 4.c és 4.d ábrákon.

A szerkezet méretezéséhez a maximális erőkre van szükség, ami a maximális elmozdulás esetén jön létre. A különböző rezgésidő szerkezeteknél a maximális elmozdulások és azok kialakulási időpontjai is változnak. A maximális elmozdulások ($D = u_{\max}$) adott földrengés esetén ábrázolhatók a rezgésidő T_n függvényében, ezt a görbét nevezzük elmozdulási válaszspektrumnak (4.e ábra).

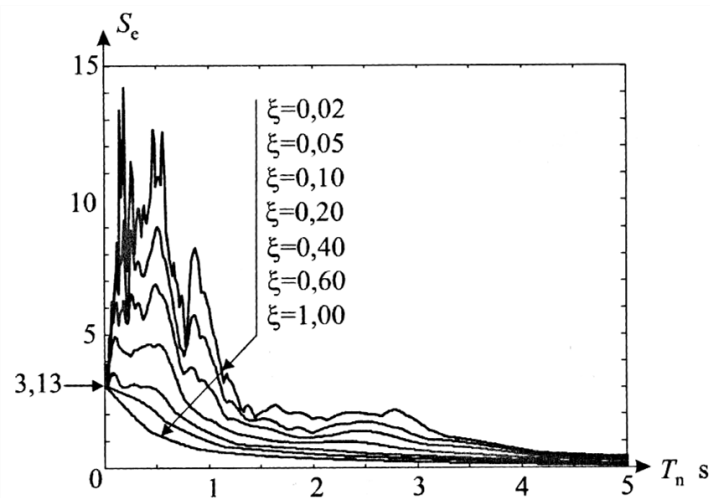
A maximális elmozdulások ismeretében már számítható a szerkezetre ható erő:

$$F = kD.$$

Ha figyelembe vesszük, hogy $\omega_n = \sqrt{k/m}$,

$$F = m\omega_n^2 D = mS_e,$$

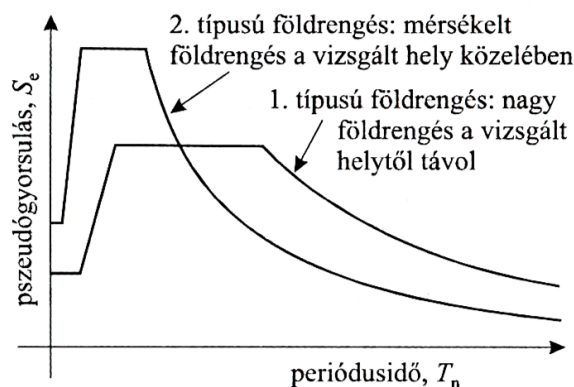
ahol $S_e = \omega_n^2 D = 4\pi^2 D/T_n^2$ az úgynevezett pszeudogyorsulás. Ez az érték szintén megadható a szerkezet periódusidejének függvényében (4.f ábra). Ezt a görbét nevezzük (pszeudogyorsulási) válaszspektrumnak. Az ábrák értékeit mind 5%-os csillapítás esetén határozták meg, ettől eltérő csillapítású szerkezet esetén újra el kell végezni a számítást (5. ábra).



5. ábra A pszeudogyorsulási válaszspektrum függése a csillapítás mértékétől (El Centro földrengés esetében) [1]

A fenti módon meghatározott válaszspektrum görbét a tervezésben még nem használhatjuk föl, hiszen ez egy adott földrengésre vonatkozik, melynek minden jellemzője pontosan definiált, azonban ez a jövőben bekövetkező földrengésektől jelentősen eltérhet. Ezért a gyakorlatban több lehetséges földrengésnek is meghatározzák a válaszspektrumát, és a méretezéshez ezek kisimított burkolóját használják.

Az Eurocode 8 megkülönbözteti a földrengések két alaptípusát. Az 1. típusú földrengés a vizsgálati helytől távol kipattanó erős földrengésre, míg a 2. típusú a vizsgálati hely közelében kipattanó mérsékelt földrengésre vonatkozik. A 6. ábra ebben a két esetben mutatja a válaszspektrum görbe sematikus alakját. A Nemzeti Melléklet alapján az épületeket Magyarországon az 1. típusú földrengésre kell méretezni.



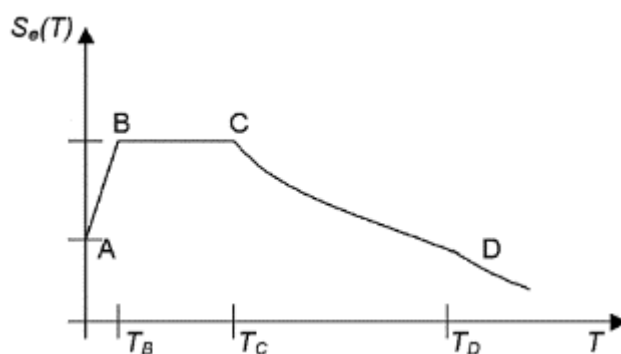
6. ábra Gyorsulási tervezési spektrumok egy közeli gyenge és egy távoli epicentrumú erős földrengés esetén [1]

A válaszspektrum-görbék alkalmazása nagymértékben leegyszerűsíti a földrengés szerkezetre ható erő számítását. Elsőként meghatározzuk a rendszer rezgésidőjét (T_n mostantól csak T -vel jelöljük), majd a megfelelő válaszspektrum-görbéről leolvassuk a pszeudogyorsulást (S_e) és a szerkezetet $F = mS_e$ szeizmikus teherre méretezzük.

Ennél fogva a válaszspektrum analízis legfontosabb része a megfelelő válaszspektrum görbe kiválasztása, amihez az Eurocode 8 és a Nemzeti Melléklet nyújt útmutatást.

A válaszspektrum görbe négy szakaszát az Eurocode paraméteres egyenletekkel adja meg. A görbe töréspontjait T_B , T_C , T_D adják meg (7. ábra). A töréspontok helyzete a földrengés típusától (1. vagy 2.), valamint a talaj osztályától függ.

	$S_e(T)$
$0 \leq T \leq T_B$	$a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right]$
$T_B \leq T \leq T_C$	$a_g S * 2.5\eta$
$T_C \leq T \leq T_D$	$a_g S * 2.5\eta \frac{T_C}{T}$
$T_D \leq T \leq 4s$	$a_g S * 2.5\eta \frac{T_C T_D}{T^2}$



7. ábra Vízszintes, rugalmas gyorsulási válaszspektrum [4]

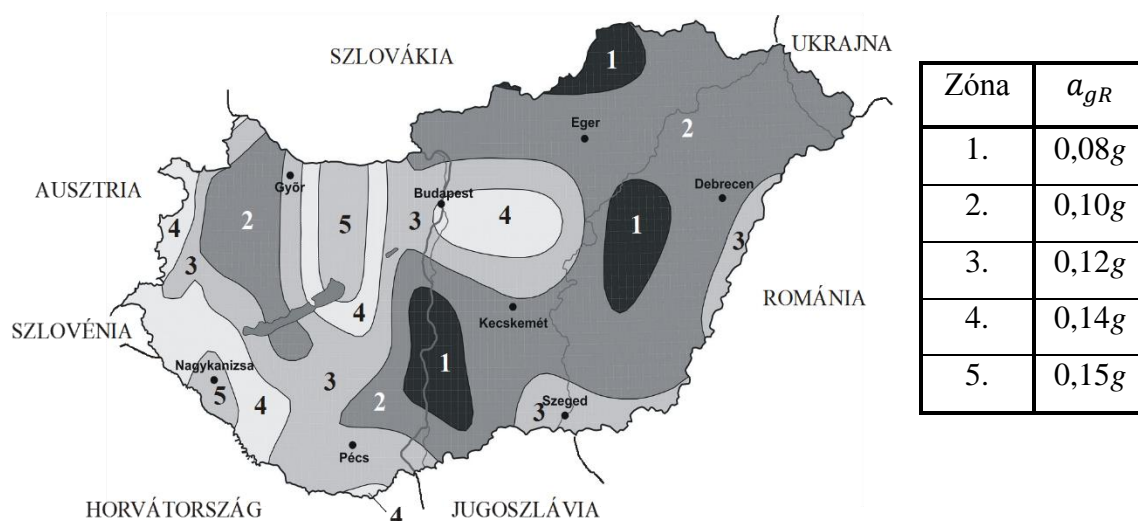
A fenti táblázat képleteiben szereplő tényezőket az alábbiakban fejtjük ki:

a_g a sziklán megadott maximális gyorsulás, képlete:

$$a_g = \gamma_I a_{gR},$$

ahol γ_I az épület fontossági tényezője, ami azt veszi figyelembe, hogy milyen mértékű kárt okoz a szerkezet összeomlása. A szabvány négy fontossági osztályt különböztet, ahol az I-es kategória az emberek biztonsága szempontjából kisebb jelentőségű épületeket, a IV. elsőrendű fontosságú épületeket jelöl.

a_{gR} a sziklán megadott maximális gyorsulás referencia értéke, ez az adott terület szeizmicitásától függ (8. ábra).



8. ábra Magyarország zónatérképe (Georisk KFT.) [1]

η a csillapítási korrekciós tényező, amely a szerkezet viszkózus csillapítási mértékétől (ξ) függ:

$$\eta = \max \left\{ \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}; 0,55 \right\}$$

értéke 5% csillapítás esetében 1.

S az úgynevezett talajszorzó, amely függ a talaj típusától, illetve a földrengés típusától. Magyarországon az 1. típusú földrengésre kell méretezni, az ehhez tartozó talajszorzók a 3. táblázatban láthatóak.

Talajosztályok	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	
C	1,15	0,20	0,6	
D	1,35	0,20	0,8	
E	1,4	0,15	0,5	

3. táblázat Az S talajszorzó és a válaszspektrum görbe töréspontjainak koordinátái az 1. típusú földrengésre [4]

Az Eurocode javaslatot ad a tervezési gyorsulási válaszspektrum $S_d(T)$ számítására is, ami már figyelembe veszi a szerkezet duktilitását. A szerkezet a nem rugalmas alakváltozás következtében bizonyos mértékben kitér a földrengésteher alól, ezért az Eurocode ezt egy csökkentő tényezővel veszi figyelembe. Ez a q viselkedési tényező, amit az egyes szerkezet típusok esetében meg kell adni. Vízszintes gerjesztés esetében a viselkedési tényező értéke általában 1,5 és 6 között változik, és tartalmazza az 5%-tól eltérő csillapítás hatását is.

	$S_d(T)$
$0 \leq T \leq T_B$	$a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$
$T_B \leq T \leq T_C$	$a_g S * \frac{2.5}{q}$
$T_C \leq T \leq T_D$	$\max \left\{ a_g S * \frac{2.5 T_C}{q T}; 0.2 a_g \right\}$
$T_D \leq T$	$\max \left\{ a_g S * \frac{2.5 T_C T_D}{q T^2}; 0.2 a_g \right\}$

4. táblázat A tervezési válaszspektrum az Eurocode szerint [3]

2.2.3. Az Eurocode szerinti méretezés sajátosságai

Az Eurocode számos eljárást kínál a terhek számítására a modális válaszspektrum analízist követően. Ezen eljárások közös jellemzője, hogy figyelembe kell venni a födémek bizonyos mértékű (5%-os) külpontosságát. Ez azért fontos, mert a hasznos terhek elrendeződése változó lehet egy födém esetén, azonban ez acélsarnokok esetén érezhetően nem lesz mértékadó, hiszen a tetőn nincsenek hasznos terhek, csupán egy homogénnek tekinthető burkolat. A külpontosságot különböző képpen lehet figyelembe venni, ezekre a szabvány különböző ajánlásokat tesz. Mi ezek közül az egyszerűsített módszert alkalmaztuk, amely a födémeket egy síkjában tökéletesen merev tárcsának feltételezi, és ezen működteti 5%-os külpontossággal a számított földrengésterhet. Éppen ezért arra számítunk, hogy a későbbi összehasonlítások során ez az eljárás túlméretezéshez vezethet.

2.3. IBC amerikai szabvány szerinti méretezés

Amint a fentiekben láttuk az Eurocode 8 nem kifejezetten acélsarnokok méretezésére készült, csak egy általános esetet ír le. Ezzel szemben készült egy ajánlás az amerikai szabvány alapján kimondottan az acélsarnokok földrengésre történő méretezése céljából. Ez az ajánlás szintén a modális válaszspektrum analízisből indul ki, mi itt csupán a különbségeket szeretnénk kiemelni röviden.

Ez az eljárás teljesen figyelmen kívül hagyja a csarnokon lévő burkolat merevítő hatását, a kereteket lényegében egymástól függetlenül méretezi. Az egyes keretekre ható földrengésterhet értékeinek a különbsége kizárólag a keretekre redukált tömegek különbségéből következik. Itt várhatóan a szélső keretek jelentősen kisebb terheket fognak kapni, hiszen az ezekre redukált tömegek jóval csekélyebbek, ez a tendencia ellentétes azzal, amit az Eurocode alapján kapunk, ahol a külpontosság miatt a szélső keretek veszik fel a legnagyobb terhelést.

2.4. A probléma megfogalmazása

Látható, hogy a két eljárás teljesen más megközelítéssel áll a problémához. Míg az Eurocode egy végtelenül merev födémrel tökéletesen együttműködőnek tekinti a kereteket, addig az IBC ajánlása teljesen függetlenül vizsgálja őket. Érezhető, hogy egyik se írja le jól a csarnokok szeizmikus viselkedését, mivel a valós együttműködése a kereteknek valahol a két feltételezés között van.

Ezen kívül létezik az Eurocode vékonyfalú szabványában (Stressed Skin Design) ajánlás az ilyen burkolatmerevségek meghatározására. Mi ezt az eljárást is megvizsgáltuk, hogy lehet-e

ötvözni a földrengési méretezéssel. A TDK munka keretében a csarnok valós viselkedését igyekeztünk modellezni és az ebből származó eredményeket vetettük össze a különböző eljárások eredményeivel.

A későbbiek során a modellekben és analízisben a következő elnevezéseket alkalmazzuk:

- **Egyszerűsített eljárás:** a keretállások csak a végtelenül merev födémmel vannak összekapcsolva (kézi számítással)
- **Eurocode merev födémmel:** a keretállások csak a végtelenül merev födémmel vannak összekapcsolva (numerikus modell)
- **Eurocode hosszkötésekkel:** a merev födémen kívül, a szélső keretállások között a hosszkötések a valós méretükkel vannak beépítve a falba (numerikus modell)
- **Stressed Skin Design:** a Stressed Skin Design alapján számított merevségek vannak beépítve a modellbe (numerikus modell)
- **IBC:** a keretek között nincs kapcsolat (numerikus modell)
- **„Valós modell”:** a kísérletből kapott merevségeket modellező eset (numerikus modell)

Eljárás megnevezése	Tető merevsége			Hosszkötés		Oldalfal	
	Nincs	Lágy	Végtelen merev	Van	Nincs	Van	Nincs
Egyszerűsített eljárás							
Eurocode merev födémmel							
Eurocode hosszkötésekkel							
Stressed Skin Design							
IBC							
„Valós modell”							

5. táblázat A különböző modellek azonosítása

3. A teljes léptékű kísérlet és eredményeinek bemutatása

A TDK munka keretében egy teljes léptékű kísérletsorozatban vettünk részt a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék, illetve a Rutin Kft. közös projektjében, mely során egy acél csarnok két keretállását vizsgáltuk. A kísérletek részletesebb leírását a későbbiekben tárgyaljuk. A kísérleti vizsgálatok célja az acélcsarnokok méretezési eljárásainak pontosítása, továbbá a burkolati- és merevítő rendszerek hatásának vizsgálata a teljes csarnok merevségére.

Amint a szakirodalmi áttekintés végén rámutattunk, az általunk vizsgált szabványok nem számolnak az épület valós merevségével. Mi a kísérleti eredmények alapján ezt figyelembe vettük egy numerikus modellen, ahol a burkolatok merevítő hatását helyettesítő rúdmeresvégekkel vettük figyelembe. Az így futtatott földrengésszámítás eredményeit hasonlítottuk össze a két szabvány alapján számított eredményekkel.

A valós merevségek meghatározására szolgáltak a teljes léptékű kísérletek, olyan módon, hogy a kísérlet során mértük a csarnokra kifejtett terhelő erőt, és az elszenvedett alakváltozásokat, és ezekből közvetlenül meghatározhattuk a csarnok merevséget, adott konfiguráció mellett.

A 3. fejezet további részében bemutatjuk a kísérlet során használt berendezéseket, a kísérleti elrendezést, a vizsgált konfigurációkat, valamint a mérési eredményeinket.

3.1. Mintaépület bemutatása

A kísérletek során egy, a későbbiekben megépítésre kerülő teniszcsarnok két keretállását használtuk fel. Annak érdekében, hogy összehasonlíthassuk a különböző számítási és méretezési módszerek által szolgáltatott eredményeket, a példákban is ezzel a csarnokkialakítással számoltunk. A keret fesztávolsága 18,9 m és vállmagassága 6 m volt, a tető hajlása 20°.

3.2. Kísérlet bemutatása

3.2.1. Kísérleti elrendezés

A teljes léptékű kísérleteket a Rutin Kft. dombóvári telephelyén hajtottuk végre. A mérésekhez egy, a későbbiekben megépítésre kerülő teniszcsarnok két keretállását használtuk fel. Mivel a csarnok nyírási merevségét vizsgáltuk, ezért horizontális irányú erőkkel kellett terhelni a szerkezetet, amit olyan módon hajtottunk végre, hogy a csarnok mellé egy jóval nagyobb merevségű terhelő keret épült és az ezen elhelyezett sajtók vállmagasságban terhelték a keretet. Az olajnyomással működtetett sajtók egy kompresszorra voltak csatlakoztatva, ez biztosította, hogy mindkettő azonos erővel terhelte a szerkezetet, azonban úgy szerelték fel őket, hogy az egyik keretállásra nyomást, míg a másikra húzást fejtsenek ki. A sajtók csatlakoztatása a szerkezethez csuklós kialakítással történt (11. ábra).



11. ábra A terhelő sajtó csatlakozása a kerethez

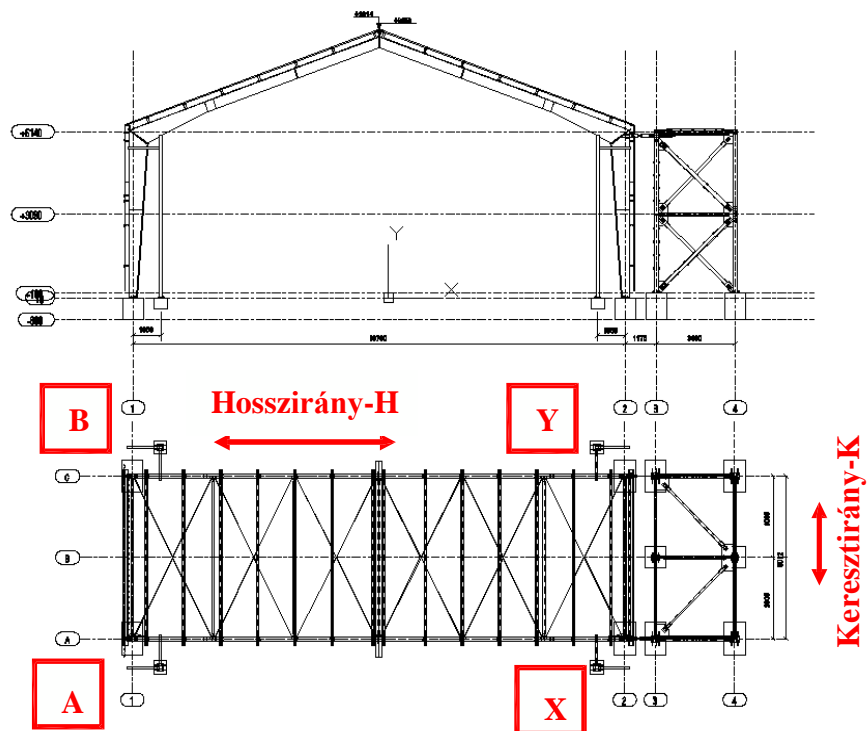
A sajtóban működő erőt az olajnyomás alapján mértük. A rendszer elmozdulásait minden irányban mérni kellett. Az *A-B-X-Y* jelű keretoszlopok mellé felépítettek egy-egy vizsgáló oszlopot is, a keretoszloptól független alapozással, annak érdekében, hogy ez ne befolyásolja a mérési eredményeket. Az ezeken elhelyezett induktív adók segítségével mértük az egyes oszlopok tetőpontjainak hossz-, illetve keresztirányú elmozdulásait (12. ábra).

A terhelő kerethez közelebbi tetőben lévő két szélrácsban nyúlásmérő bélyegeket helyeztünk el, melynek segítségével meg tudtuk határozni a szélrácsban ébredő feszültséget. Ezen kívül mértük a terhelő keret hosszirányú elmozdulását, hogy ellenőrizzük annak merevségét, és nagyságrendekkel kisebb elmozdulásokat tapasztaltunk, mint a csarnok esetében.



12. ábra Elmozdulás-mérő berendezések

A fent részletezett kísérleti elrendezés értelmezését segíti az alábbi ábra, melyen jelöltük az egyes oszlopok elnevezését, és a kísérletben értelmezett hossz- és keresztirányt.



13. ábra Mérési elrendezés, oldalnézet és alaprajz, vizsgáló oszlopokkal [6]

3.2.2. Kísérleti program

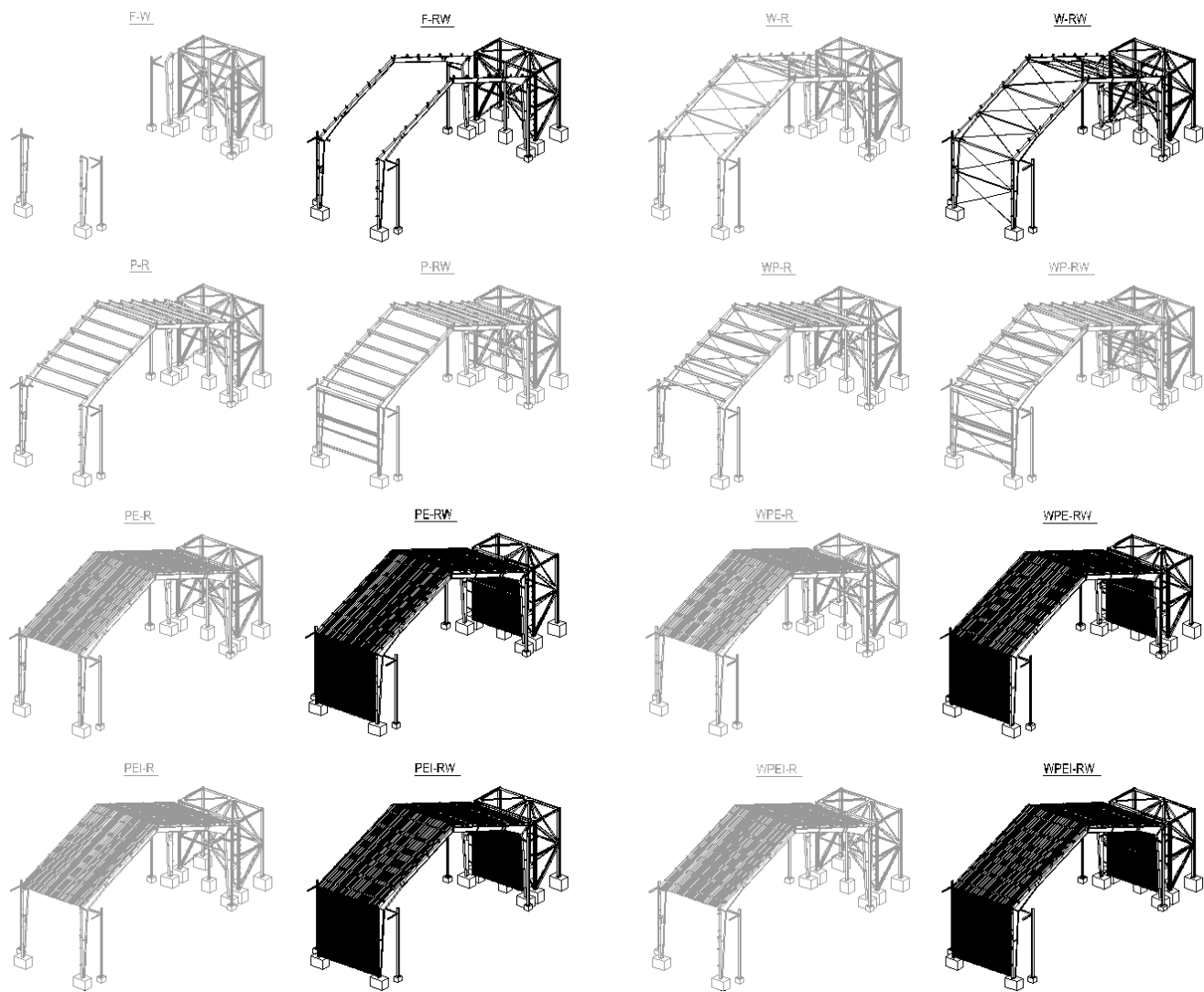
Kísérleteink során kétféle szelemen esetet (1. eset: falban Z150/1.5, tetőben Z200/1.5; 2. eset: falban Z200/2.0, tetőben Z250/2.0), valamint kétféle magasságú trapézlemez vizsgáltunk (1. eset: LTP20/0,5; 2. eset: LTP45/0,5), összesen 48 konfigurációban. A különböző konfigurációkat a belső, illetve külső trapézlemez burkolat, a szelemenek, a falváz tartók, a csavarok száma, a szélrács, illetve hossz-kötés variációi alkotják. Vizsgálatainkban szerepelt csak a tetőn alkalmazott burkolat, valamint tető- és falburkolat együttese, mi a TDK dolgozat keretein belül az utóbbiakra koncentrálunk. A különböző konfigurációkat a tömörség kedvéért betűkódokkal láttuk el, mivel a későbbi táblázatokba ilyen módon fognak szerepelni, ezért az értelmezhetőséget segíti a következő táblázat.

Jelölés	Megnevezés	Megnevezés angolul
F	keret	frame
W	szélrács vagy hossz-kötés	wall/ windbracing
P	szelemen	purlin
E	külső burkolat	external cladding
I	belső burkolat	internal cladding

6. táblázat Szerkezeti elemek jelölése, a konfigurációk betűkódjában

Ezek után kötőjellel szerepel, hogy ezek a szerkezeti elemek csak a tetőn (R - roof) vagy a falban is (RW - roof, wall) vannak.

Az egyes konfigurációkat a 14. ábra szemlélteti. Az ábrán fekete színnel jelöltük az általunk vizsgált konfigurációkat, és kiszürkítve láthatóak azok a kísérleti elrendezések, melyekre a TDK dolgozat keretében nem térünk ki.



14. ábra Konfigurációk látványtervei, kiemelve az általunk a TDK-ban vizsgált esetek [6]

Annak érdekében, hogy a szerelés a lehető legkevesebb időt vegye igénybe, fontos volt a konfigurációk ideális sorrendjének megválasztása. Egy adott szelemen és falváz tartó magasság, illetve trapézlemez méret esetén a konfigurációk sorrendje a következő táblázatban jelölt módon alakult. A táblázatban pirossal jelölt a konfiguráció száma (építési sorrendben elfoglalt helye), kékkel pedig a kísérlet száma olvasható.

F-W			16	F-RW			15	W-R			13	W-RW			14
	Tető (R)	Fal (W)			Tető (R)	Fal (W)			Tető (R)	Fal (W)			Tető (R)	Fal (W)	
Keret (F)				Keret (F)				Keret (F)				Keret (F)			
Szélrács (W)				Szélrács (W)				Szélrács (W)				Szélrács (W)			
Szelemen (P)				Szelemen (P)				Szelemen (P)				Szelemen (P)			
Külső burkolat (E)				Külső burkolat (E)				Külső burkolat (E)				Külső burkolat (E)			
Belső burkolat (I)				Belső burkolat (I)				Belső burkolat (I)				Belső burkolat (I)			
P-R			9	P-RW			10	WP-R			12	WP-RW			11
	Tető (R)	Fal (W)			Tető (R)	Fal (W)			Tető (R)	Fal (W)			Tető (R)	Fal (W)	
Keret (F)				Keret (F)				Keret (F)				Keret (F)			
Szélrács (W)				Szélrács (W)				Szélrács (W)				Szélrács (W)			
Szelemen (P)				Szelemen (P)				Szelemen (P)				Szelemen (P)			
Külső burkolat (E)				Külső burkolat (E)				Külső burkolat (E)				Külső burkolat (E)			
Belső burkolat (I)				Belső burkolat (I)				Belső burkolat (I)				Belső burkolat (I)			
PE-R			6	PE-RW			3	WPE-R			5	WPE-RW			4
	Tető (R)	Fal (W)			Tető (R)	Fal (W)			Tető (R)	Fal (W)			Tető (R)	Fal (W)	
Keret (F)				Keret (F)				Keret (F)				Keret (F)			
Szélrács (W)				Szélrács (W)				Szélrács (W)				Szélrács (W)			
Szelemen (P)				Szelemen (P)				Szelemen (P)				Szelemen (P)			
Külső burkolat (E)				Külső burkolat (E)				Külső burkolat (E)				Külső burkolat (E)			
Belső burkolat (I)				Belső burkolat (I)				Belső burkolat (I)				Belső burkolat (I)			
PEI-R			7	PEI-RW			2	WPEI-R			8	WPEI-RW			1
	Tető (R)	Fal (W)			Tető (R)	Fal (W)			Tető (R)	Fal (W)			Tető (R)	Fal (W)	
Keret (F)				Keret (F)				Keret (F)				Keret (F)			
Szélrács (W)				Szélrács (W)				Szélrács (W)				Szélrács (W)			
Szelemen (P)				Szelemen (P)				Szelemen (P)				Szelemen (P)			
Külső burkolat (E)				Külső burkolat (E)				Külső burkolat (E)				Külső burkolat (E)			
Belső burkolat (I)				Belső burkolat (I)				Belső burkolat (I)				Belső burkolat (I)			

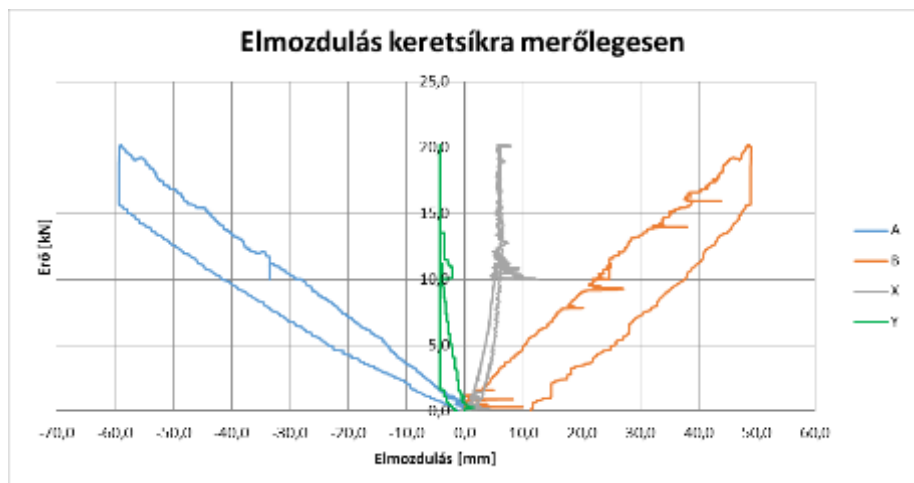
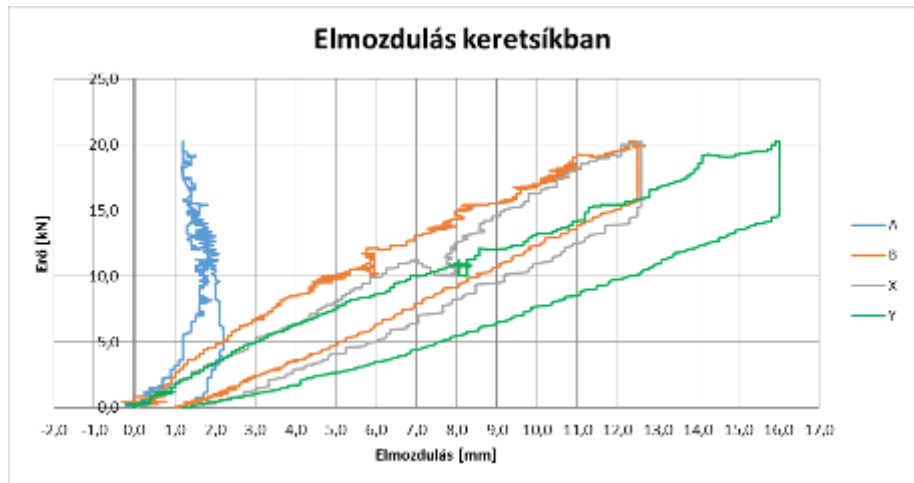
7. táblázat Konfigurációk Z200-Z150 szelemenméret és LTP45 trapézlemez esetén

3.2.3. Egy kísérlet jegyzőkönyve

Az összesen elvégzett 116 darab kísérlet mindegyikéről két oldalas jegyzőkönyvet készítettünk két másik hallgatótársunkkal (Kenéz Ágnes, Rác Annamária).

A jegyzőkönyvek első oldala tartalmazta a konfigurációk megnevezését, annak jellemzőit, továbbá a kísérlet dátumát, körülményeit és az esetleges észrevételeket. Szintén ezen az oldalon tüntettük fel az elsődleges mérési eredményeket: a hossz-, illetve keresztirányú erő-elmozdulás diagramokat, és a szélrácsok feszültség-alakváltozás diagramját. Erre mutat példát a 15. ábra.

14. kísérlet					Készítette:	
Konfiguráció:	PE-R (8)		Dátum:	2014.07.01	13:45	Dr. Joó Attila László
Kialakítás:		Tető (R)	Fal (W)	minden második hullám rögzítve önfúró csavarral	Káliózi Péter	
	Keret (F)				Jakab Sára	
	Szélrács (W)				Kenéz Ágnes	
	Szelemen (P)	Z200			Opoldusz Máté	
	Külső burkolat (E)	LTP 45/45			Rácz Annamária	
Belső burkolat (I)						
Maximális terhelő erő:	20 kN					
Megjegyzés:						

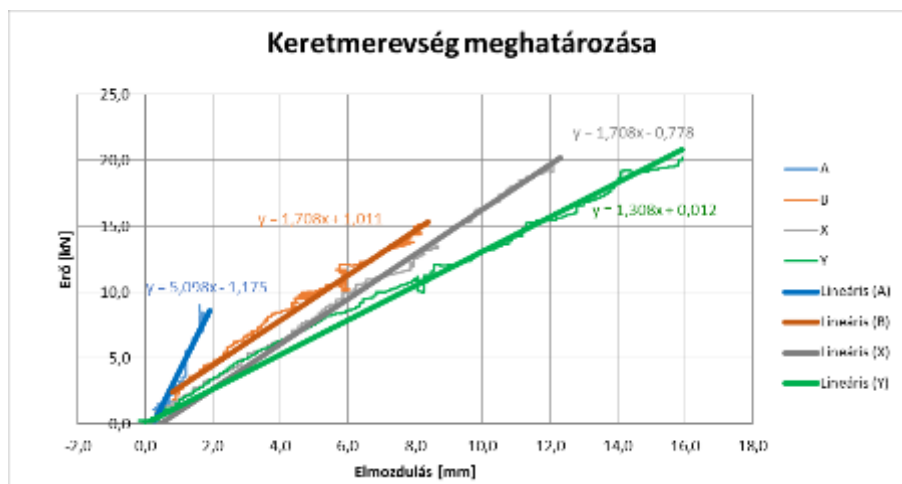
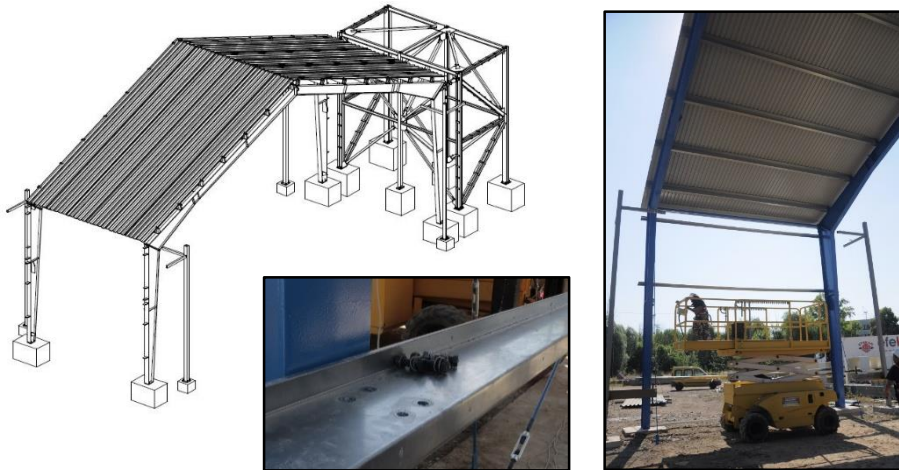


15. ábra A jegyzőkönyv első oldala

A jegyzőkönyv második oldalán (16. ábra) már a közvetett eredmények szerepelnek, itt tüntettük fel a mérési eredményekből meghatározott hosszirányú merevségeket és néhány képet

az adott kísérletről. A merevségek meghatározása a hosszirányú erő-elmozdulás diagram rugalmas szakaszára illesztett trendvonalak segítségével történt.

14. kísérlet					Készítette:		
Konfiguráció:	PE-R (8)		Dátum:	2014.07.01	13:45	Dr. Joó Attila László	
Kialakítás:		Tető (R)	Fal (W)			Kálózi Péter	
	Keret (F)					Jakab Sára	
	Szélrács (W)					Kenéz Ágnes	
	Szelemen (P)	Z200				Opoldusz Máté	
	Külső burkolat (E)	LTP 45/45			minden második hullám rögzítve önfúró csavarral	Rácz Annamária	
Belső burkolat (I)							
Maximális terhelő erő:	20 kN						
Megjegyzés:							
Maximális elmozdulások a keretsíkban és a hozzátartozó erők			Maximális elmozdulások a keretsíkra merőlegesen és a hozzátartozó erők			Merevségek	
A	1,40 mm	19,09 kN	A	59,19 mm	19,66 kN	A	5,098 kN/mm
B	12,68 mm	19,91 kN	B	48,96 mm	19,74 kN	B	1,708 kN/mm
X	12,59 mm	19,83 kN	X	7,19 mm	20,18 kN	X	1,708 kN/mm
Y	16,01 mm	19,95 kN	Y	4,32 mm	19,74 kN	Y	1,308 kN/mm



16. ábra A jegyzőkönyv második oldala

3.2.4. A merevségek összefoglaló táblázatai

Minden egyes konfigurációs elrendezés mellett több mérést is végeztünk, a nagyobb mérési hibák kiszűrése végett. Az ilyen módon kapott merevségeket konfigurációnként kiátlagoltuk. Az eredmények értékelése során ezeket az átlagos merevségeket használtuk fel. Tehát a következő táblázat tartalmazza a 3 hetes mérésorozat azon konfigurációk kiátlagolt merevségi értékeit, melyeket mi a későbbiek során fel fogunk használni.

Szerkezeti elemek			Konfiguráció	Merevségek átlagai konfigurációnként [kN/mm]			
Szelemen	Falvázartó	Trapézlemez		A	B	X	Y
-	-	-	F-RW (15)	1,238	0,928	0,932	0,734
Z200	Z150	-	P-RW (10)	1,272	0,971	0,971	0,796
			WP-RW (11)	10,852	9,733	7,678	4,620
			W-RW (14)	10,509	11,912	10,267	5,537
Z250	Z200	-	P-RW (10)	1,300	0,954	0,995	0,793
			WP-RW (11)	9,607	5,614	4,507	4,936
			W-RW (14)	13,751	13,176	8,893	4,557
Z200	Z150	LTP20	WPEI-RW (1)	31,929	17,546	6,513	8,671
			PEI-RW(2)	37,528	12,213	7,232	5,387
			PE-RW (3)	20,322	7,009	4,111	3,418
			WPE-RW (4)	17,480	18,922	9,055	7,903
Z250	Z200	LTP20	WPEI-RW (1)	17,468	16,130	6,512	5,806
			PEI-RW(2)	32,939	10,286	6,451	5,115
			PE-RW (3)	8,388	6,303	3,937	3,201
			WPE-RW (4)	17,403	3,864	6,894	7,457
Z200	Z150	LTP45	WPEI-RW (1)	11,501	11,557	13,292	6,159
			PEI-RW(2)	32,825	11,388	6,047	3,648
			PE-RW (3)	28,169	5,399	3,695	2,419
			WPE-RW (4)	19,376	17,956	7,987	7,929
Z250	Z200	LTP45	WPEI-RW (1)	12,947	12,673	8,584	7,054
			PEI-RW(2)	31,308	7,537	4,068	3,430
			PE-RW (3)	28,014	5,224	3,407	2,214
			WPE-RW (4)	16,427	19,330	6,117	4,444

8. táblázat Összefoglaló merevségi táblázat

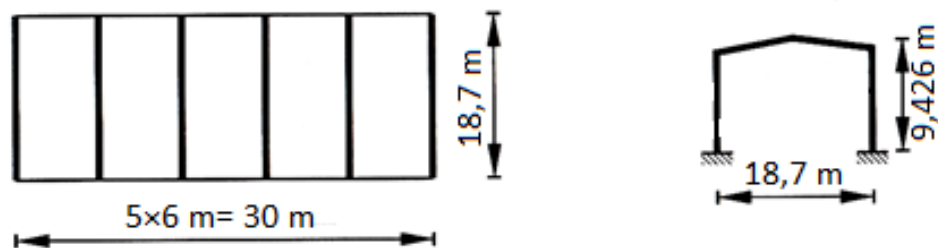
4. Földrengésteher számítása

A fenti táblázatban (8. táblázat) látható konfigurációk mindegyikére elvégeztük a földrengésteher számítást, az Eurocode egyszerűsített eljárásával merev födém feltételezésével és a Stressed Skin Design alapján számított burkolatmerevségek alkalmazásával is. Továbbá végeztünk földrengésszámítást az IBC ajánlása alapján, valamint a kísérleti eredmények felhasználásával felépített végeselemes modellen is.

4.1. A mintaépület számítása Eurocode szerint

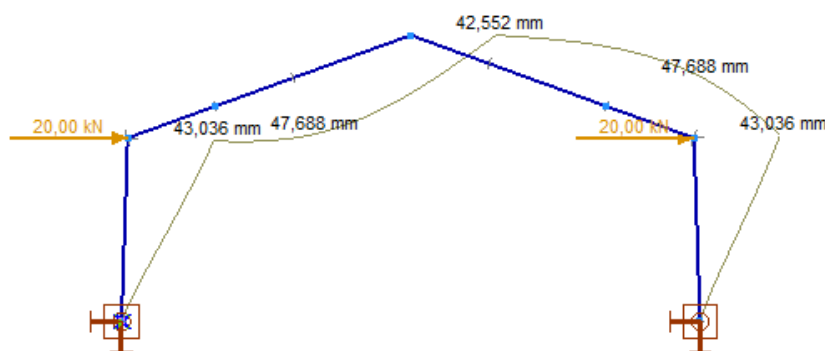
A következő példában azt mutatjuk be, hogy az általunk vizsgált egyszintes acél csarnok esetén, hogyan határozható meg Eurocode modális válaszspektrum analízisének segítségével a mértékadó földrengés teher. A mintapéldában azt a konfigurációt dolgoztuk fel, mikor Z200-Z150-es szelemeneken csak külső trapézlemez burkolatot (LTP20) használunk, és szélrácsot csak a két szélső mező tartalmaz.

a) Egyszintes acélcsarnok rezgésidejének meghatározása



17. ábra A csarnok alaprajza és előlnézete

A szerkezet rezgésideje két jellemzőjétől függ, a szerkezet tömegétől (m) és merevségétől (k). A szerkezet tömege a már korábban ismertetett alaprajzi elrendezés alapján számítható. A számítást itt nem részletezzük, az eredmény $m = 12\,982,994\text{ kg}$. A számítás során a falak tömegének a felét vettük figyelembe.



18. ábra Alkalmazott erő és számított elmozdulás

A merevség meghatározásához egy $P = 40 \text{ kN}$ nagyságú koncentrált terhet működtetünk a csarnok oszlopának felső végén. A numerikus modellen elvégzett statikai számítás szerint $e = 43,036 \text{ mm}$ oldalirányú eltolódás keletkezik (18. ábra).

A fenti két értékből számítható a csarnok merevsége:

$$k = \frac{P}{e} = \frac{40\,000 \text{ N}}{0,043036 \text{ m}} = 929\,454,41 \text{ N/m}$$

A csarnok rezgésideje ennek megfelelően:

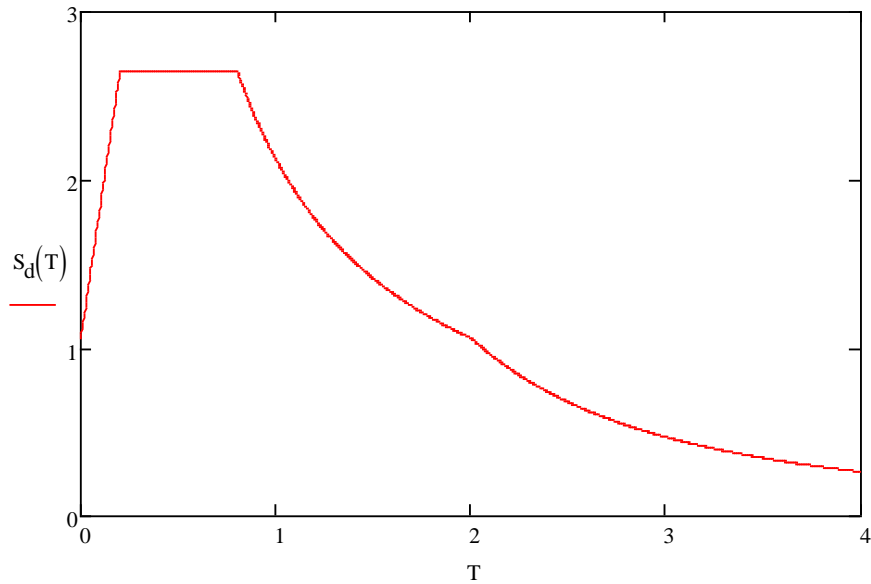
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{6k}} = 2\pi \sqrt{\frac{12\,982,994}{5\,576\,726,46}} = 0,303 \text{ s}$$

b) A válaszspektrum meghatározása

A vízszintes tervezési válaszspektrum görbe meghatározása a 2.2.2. fejezet alapján történik, lépései a következők:

- A Nemzeti Melléklet szerint Magyarországon az 1. típusú földrengésre kell méretezni.
- Mivel a kísérlet helyszínén gyenge agyagtalajt tártak fel, ezért az Eurocode szerinti D talajosztállyal számolunk.
- A fentiek alapján az S talajszorzó, és a válaszspektrum görbe töréspontjainak koordinátái meghatározhatók (3. táblázat):
 $S = 1,35$, $T_B = 0,2 \text{ s}$, $T_C = 0,8 \text{ s}$, $T_D = 2,0 \text{ s}$, $T_E = 5,0 \text{ s}$
- A görbe egyes szakaszait a 4. táblázat szerint tudjuk meghatározni, ehhez szükség van az a_{gR} sziklán megadott maximális alapgyorsulás referenciaértékére, mely Dombóváron a 3. zónában feltételezett érték: $a_{gR} = 0,12g = 0,12 * 9.81 = 1,177 \text{ m/s}^2$.
- A csarnokunk a II. fontossági osztályba tartozik, tehát a fontossági tényező értéke:
 $\gamma_I = 1,0$.
- A viselkedési tényező $q = 1,5$.

A fenti adatok segítségével, már meghatározható a tervezési válaszspektrum görbe, amit a következő diagramon ábrázolunk (19. ábra).



19. ábra A tervezési válaszspektrum görbe

c) Egyszintes acél csarnok földrengésterhe

A fentiekben meghatároztuk a szerkezet rezgésidjét $T = 0,303 \text{ s}$, illetve az adott építményhez tartozó tervezési válaszspektrum görbét. Így a görbéről leolvasható az adott periódusidőhöz tartozó tervezési válaszspektrum értéke: $S_d = a_g S \frac{2,5}{q} = 2,648 \text{ m/s}^2$.

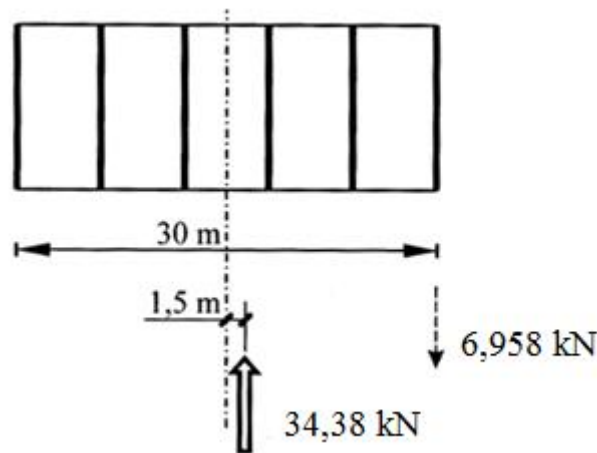
Ezek alapján az épületre ható alap-nyíróerő értéke a következőképpen számítható:

$$F = m * S_d = 12\,982,994 * 2,648 = 34,38 \text{ kN}$$

A csarnok földrengésre való méretezéséhez tehát ezt az erőt kell alkalmazni. Ezen felül az Eurocode előírja, hogy földrengésre való méretezéskor figyelembe kell venni a szerkezet tömegének 5%-os külpontosságát. Ez az érték többszintes vasbeton épületek esetén reális, hiszen a födémeken elhelyezett hasznos terhekből származhat ekkora külpontosság, azonban könnyen belátható, hogy egyszintes acélsarnok esetén ekkora külpontosság nem tud kialakulni. Láthatjuk tehát, hogy az Eurocode méretezési eljárása nem kifejezetten acélsarnokokra van kitalálva, mindenesetre mi kiszámoljuk ezzel a feltételezéssel is az igénybevételeket, hogy a továbbiakban összehasonlíthassuk más számítási eljárások eredményeivel.

A tömeg külpontosságát egyszerűsítve vettük figyelembe olyan módon, hogy a kapott terhet működtettük külpontosan a szerkezetre. Így a szélső keretre ható földrengésterhet közelítően az alábbi módon számítottuk:

$$F_{szélső} = \frac{34,38}{6} + 34,38 * 1,5 * \frac{15}{15^2 * 2 + 9^2 * 2 + 3^2 * 2} = 6,958 \text{ kN}$$



20. ábra A csarnokra ható összes teher és egy közbenő keret terhe

A többi konfiguráció esetén ugyanezt a számítást végeztük el, ezeket itt nem részletezzük, az eredmények az összehasonlító táblázatokban lesznek láthatóak.

4.2. A mintaépület számítása IBC szerint

Az előző fejezethez hasonló módon egy mintapéldán keresztül mutatjuk be a mértékadó földrengés teher számítását az IBC ajánlása alapján. Ebben a mintapéldában is ugyanazt az elrendezést, illetve ugyanazt a konfigurációt mutatjuk be. Az előző példában már megjelenő összefüggéseket a továbbiakban nem részletezzük ki, csupán a különbségeket mutatjuk be részletesen.

a) Rezgésidők meghatározása

Mivel ez az ajánlás a kereteket egymástól függetlenül vizsgálja, ezért az egyes keretekre redukált tömegek függvényében keretenként eltérő rezgésidőt kapunk. Az egyes keretek merevsége megegyezik azzal, amit a fenti mintapéldában megállapítottunk (4.1.a), ennek számítására itt nem térünk ki: $k = 929\,454,41 \text{ N/m}$.

Az egyes kereteket a következőkben 1-3 számozással jelöljük (10. ábra), a legszélsőtől a középső keretig. Így az egyes keretek tömege, majd rezgésideje:

$$m_1 = 1902,789 \text{ kg}$$

$$m_2 = 2462,654 \text{ kg}$$

$$m_3 = 2126,054 \text{ kg}$$

$$T_1 = 0,284 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,323 \text{ s}$$

$$T_3 = 0,301 \text{ s}$$

b) A válaszspektrum meghatározása

Lásd 4.1.a) fejezet .

c) Az egyes keretek földrengésterhe

A fentiekben meghatároztuk a keretek rezgésidejét, illetve a csarnokhoz tartozó tervezési válaszspektrum görbét. Így a görbéről leolvasható az adott periódusidőhöz tartozó tervezési válaszspektrum: $S_d = a_g S \frac{2,5}{q} = 2,648 \text{ m/s}^2$.

Ezek alapján az épületre ható alap-nyíróerő értéke a következőképpen számítható minden egyes keret esetén:

$$F_1 = m_1 * S_d = 5,039 \text{ kN} \quad F_2 = m_2 * S_d = 6,521 \text{ kN} \quad F_3 = m_3 * S_d = 5,630 \text{ kN}$$

A csarnok földrengésre való méretezéséhez tehát ezeket az erőket kell alkalmazni. Már is szembetűnő, hogy a szélső keretnél kaptuk a legkisebb alap-nyíróerőt, szemben az Eurocode eljárással, ahol ez a keret kapja a legnagyobb terhet (6,958 kN). A két érték között mintegy 40%-os eltérés van.

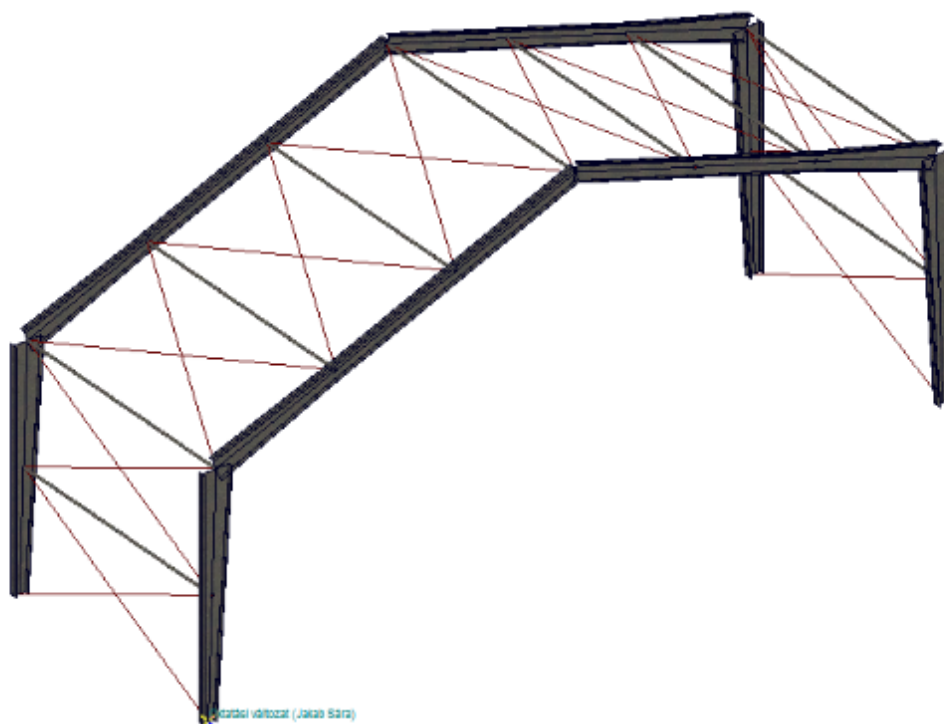
A többi konfiguráció esetén ugyanezt a számítást végeztük el, ezeket itt nem részletezzük, az eredményeket az összehasonlító táblázatokban mutatjuk be.

A kézi számításon kívül, mind az Eurocode, mind az IBC alapú ajánlás feltételezéseit figyelembe véve végeztünk földrengésszámítást numerikus modell futtatásával is. Ezeket az eredményeket is táblázatok tartalmazzák az 5. fejezetben belül. A kézi és a gépi számítások között nem volt jelentős eltérés, a hiba a kézi számítás során alkalmazott közelítésekből származhatott (például, hogy a csarnok rezgő tömegét a falmagasság felétől fölfelé vettük számításba).

4.3. A mintaépület számítása a kísérletből számított merevségek alapján

4.3.1. A két keretállást tartalmazó modellek verifikációja

A teljes léptékű kísérletekből, különböző burkolati konfigurációk esetén kapott tényleges merevségeket először modelleznünk kellett. Modellnek egy térbeli, rúdelemekből felépített tartót választottunk, ahol az egyes keretek valódi keresztmetszetükkel szerepeltek, a különböző burkolati konfigurációkat pedig keresztrácsozással helyettesítettük. A keretet kezdetben alul csuklósnak feltételeztük, de mivel így nagyobb elmozdulásokat produkált, mint a kísérlet során a magában terhelt keret (F-RW jelű konfiguráció), ezért végül részleges befogást (9000 kNm/rad, közel csuklós) alkalmaztunk, annak érdekében, hogy minél jobban közelíthessük a valós viszonyokat. Miután ilyen módon ismertek voltak a megtámasztási viszonyok, felépítettük a kísérleti elrendezés modelljét (21. és 22. ábra), és ezen végeztük el a burkolatot helyettesítő rúdmerevségek verifikációját.

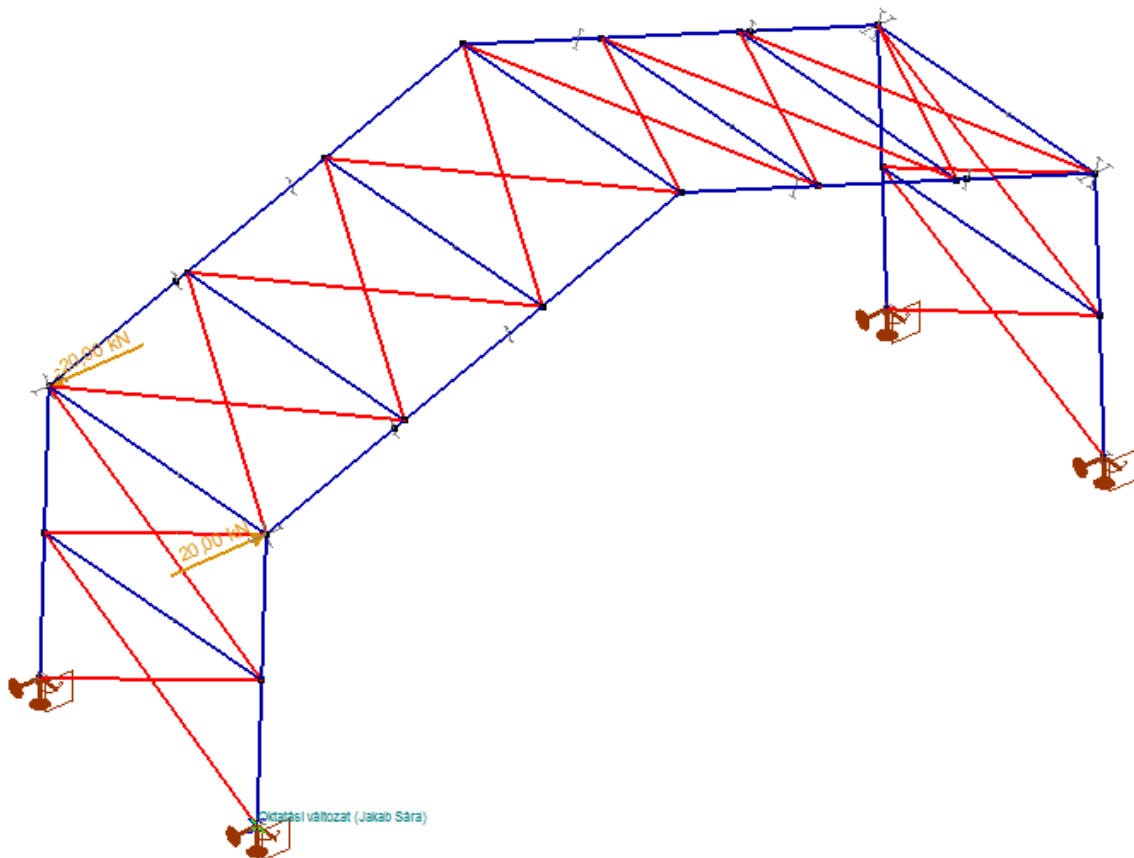


21. ábra A kísérleti elrendezés látványterve a végelelemes modellben

A verifikációt úgy hajtottuk végre, hogy a kísérletből az egyes keretoszlopokra kapott merevségeket felsoroztuk a modellen, a tényleges kísérlethez hasonlóan alkalmazott 20 kN-os terhelő erővel, és a helyettesítő rácskozás megfelelő átmérőjének megválasztásával igyekeztünk visszakapni ezeket az elmozdulásokat. Azért nem a ténylegesen mért elmozdulásokat közelítettük a modellel, mert a kísérletek során kapott erő-elmozdulás

diagramok sok esetben tartalmaztak ugrásokat, szabálytalanságokat, azonban a meredekségüket, vagyis az egyes oszlopok merevségét, minden esetben a diagramok lineáris szakaszán néztük.

Kezdetben azzal a feltételezéssel éltünk, hogy a 16 mm átmérőjű szélrácsok csak húzást képesek felvenni, és így szerettük volna elvégezni a verifikációt, azonban a végeleemes modellezés azt az eredményt adta, hogy ilyen módon a W-RW (csak szélrácsokat tartalmazó) konfiguráció sokkal lágyabb, mint a kísérlet alapján. Megnéztük, és a húzott-nyomott rácsrudakat tartalmazó modell sokkal jobban közelítette a kísérletek során kapott elmozdulásokat. Ez a mi elgondolásunk szerint azért lehet így, mert a csarnok szerelése során feszítést vihettek a szélrácsokba, így a feszítőerő leépüléséig mindkét szélrács dolgozott. Mivel ezt a fajta pontatlanságot, ami a kézzel beállított feszítőerő mértékére vonatkozik, nem lehet kiszűrni, és mivel a húzott-nyomott rácsrúd alkalmazásával jobban közelítettük a valós viselkedést, ezért végül az alkalmazott helyettesítő rudak mindenhol képesek húzás, illetve nyomás felvételére egyaránt.

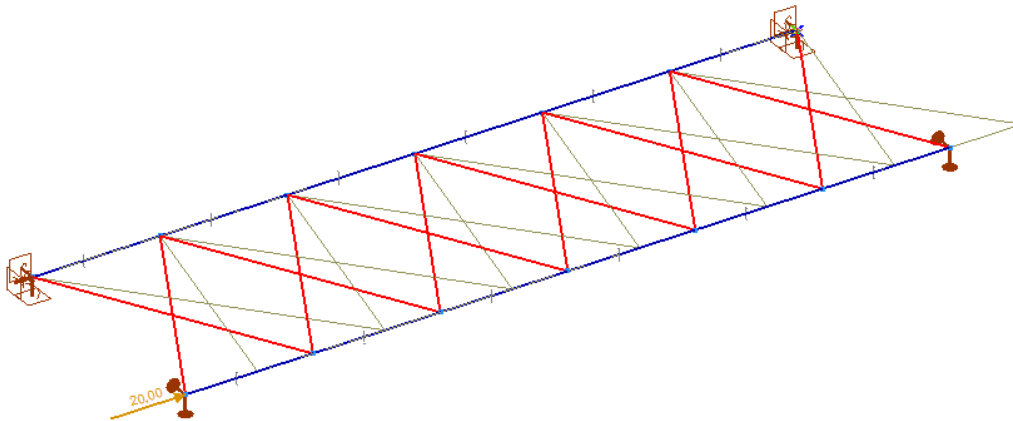


22. ábra A kísérleti elrendezés végeleemes modellje

A fejezet végén láthatók táblázatosan összefoglalva (10. és 11. táblázat), a verifikáció során megkapott helyettesítő rudak átmérői, továbbá százalékosan kiértékelve, hogy ezek milyen pontossággal közelítik a kísérleti eredményeket. A táblázat sötétszürke mezőiben vannak a numerikus modell eredményei, a fehérben, pedig a kísérlet során kapott merevségek, és az ezekből számított elmozdulások. A százalékos összehasonlítás a számított és a valós értékek különbségét mutatja, a valós értékekhez viszonyítva.

4.3.2. A Stressed Skin Design modellek verifikációja

Az Eurocode tartalmaz egy eljárást a trapézlemez burkolatok nyírási merevségének meghatározására, ami jó megközelítést jelent a gyakorló mérnökök számára. Ezzel a Stressed Skin Design számítással két velünk párhuzamosan dolgozó hallgató (Kenéz Ágnes és Rác Annamária) foglalkozott részletesen a TDK munkája keretében. Ez a számítás azonban csak az egyoldali trapézlemez burkolat merevségének számítására tesz ajánlást. Az összehasonlítás végett, a Kenéz Ágnes és Rác Annamária által számított merevségekre is végeztünk verifikációt, és elvégeztük a számított helyettesítő rácsozás és a valós szélrács hatásának összegzését is (9. táblázat). Mivel az Eurocode által megadott merevség a burkolat síkjában értelmezendő, ezért ezekhez a verifikációkhoz egy más fajta modellt alkalmaztunk (23. ábra).



23. ábra A kísérleti elrendezés végelelemes modellje

Szelemen	Trapézlemez	EC szerint [kN/mm]	Számított elmozdulás [mm]	Alkalmazott rúdátmérő [mm]	VEM programmal számított elmozdulás [mm]	Százalékos eltérés	Átmérő szélráccsal
Z150	LTP45	1,397	14,32	4,7	13,80	-3,6%	16,7
	LTP20	3,454	5,79	7,2	5,88	1,6%	17,5
Z200	LTP45	1,489	13,43	4,7	13,80	2,8%	16,7
	LTP20	4,078	4,90	8	4,77	-2,8%	17,9

9. táblázat Helyettesítő rúd merevségek meghatározása

Szerkezeti elemek			Konfiguráció	Merevségek átlagai konfigurációnként [kN/mm]				Elmozdulások átlagai konfigurációnként [mm]				Terhelő erő [kN]	Rácsrúd átmérő
Szelemen	Falvázartó	Trapézlemez		A	B	X	Y	A	B	X	Y		
-	-	-	F-RW (15)	1,238	0,928	0,932	0,734	16,155	21,552	21,459	27,248	20	
				1,025	1,025	0,850	0,850	19,512	19,512	23,524	23,524		
				-17%	10%	-9%	16%	21%	-9%	10%	-14%		
-	-	-	W-RW (14)	12,130	12,544	9,580	5,047	1,649	1,594	2,088	3,963	20	φ16
				22,779	22,779	6,412	6,412	0,878	0,878	3,119	3,119		
				88%	82%	-33%	27%	-47%	-45%	49%	-21%		
Z200	Z150	LTP20	WPEI-RW (1)	31,929	17,546	6,513	8,671	0,626	1,140	3,071	2,307	20	φ22
				14,674	14,674	7,593	7,593	1,363	1,363	2,634	2,634		
				-54%	-16%	17%	-12%	118%	20%	-14%	14%		
			PEI-RW(2)	37,528	12,213	7,232	5,387	0,533	1,638	2,765	3,713	20	φ16
				22,727	22,727	6,400	6,400	0,880	0,880	3,125	3,125		
				-39%	86%	-12%	19%	65%	-46%	13%	-16%		
			PE-RW (3)	20,322	7,009	4,111	3,418	0,984	2,853	4,865	5,851	20	φ8
				11,370	11,370	3,470	3,470	1,759	1,759	5,763	5,763		
				-44%	62%	-16%	2%	79%	-38%	18%	-2%		
			WPE-RW (4)	17,480	18,922	9,055	7,903	1,144	1,057	2,209	2,531	20	φ19
				17,021	17,021	7,087	7,087	1,175	1,175	2,822	2,822		
				-3%	-10%	-22%	-10%	3%	11%	28%	12%		
Z200	Z150	LTP45	WPEI-RW (1)	11,501	11,557	13,292	6,159	1,739	1,731	1,505	3,247	20	φ24
				13,765	13,765	7,862	7,862	1,453	1,453	2,544	2,544		
				20%	19%	-41%	28%	-16%	-16%	69%	-22%		
			PEI-RW(2)	32,825	11,388	6,047	3,648	0,609	1,756	3,307	5,482	20	φ10
				34,364	34,364	4,360	4,360	0,582	0,582	4,587	4,587		
				5%	202%	-28%	20%	-4%	-67%	39%	-16%		
			PE-RW (3)	28,169	5,399	3,695	2,419	0,710	3,704	5,413	8,268	20	φ7
				7,547	7,547	3,005	3,005	2,650	2,650	6,655	6,655		
				-73%	40%	-19%	24%	273%	-28%	23%	-20%		
			WPE-RW (4)	19,376	17,956	7,987	7,929	1,032	1,114	2,504	2,522	20	φ20
				16,038	16,038	7,273	7,273	1,247	1,247	2,750	2,750		
				-17%	-11%	-9%	-8%	21%	12%	10%	9%		

10. táblázat Helyettesítő rúdmerevségek meghatározása

Szerkezeti elemek			Konfiguráció	Merevségek átlagai konfigurációnként [kN/mm]				Elmozdulások átlagai konfigurációnként [mm]				Terhelő erő [kN]	Rácsrúd átmérő
Szelemen	Falvázartó	Trapézlemez		A	B	X	Y	A	B	X	Y		
Z250	Z200	LTP20	WPEI-RW (1)	17,468	16,130	6,512	5,806	1,145	1,240	3,071	3,445	20	φ18
				18,315	18,315	6,882	6,882	1,092	1,092	2,906	2,906		
				5%	14%	6%	19%	-5%	-12%	-5%	-16%		
			PEI-RW(2)	32,939	10,286	6,451	5,115	0,607	1,944	3,100	3,910	20	φ14
				34,783	34,783	5,833	5,833	0,575	0,575	3,429	3,429		
				6%	238%	-10%	14%	-5%	-70%	11%	-12%		
			PE-RW (3)	8,388	6,303	3,937	3,201	2,384	3,173	5,080	6,248	20	φ7
				7,547	7,547	3,005	3,005	2,650	2,650	6,655	6,655		
				-10%	20%	-24%	-6%	11%	-16%	31%	7%		
			WPE-RW (4)	17,403	3,864	6,894	7,457	1,149	5,176	2,901	2,682	20	φ20
				16,038	16,038	7,273	7,273	1,247	1,247	2,750	2,750		
				-8%	315%	5%	-2%	9%	-76%	-5%	3%		
Z250	Z200	LTP45	WPEI-RW (1)	12,947	12,673	8,584	7,054	1,545	1,578	2,330	2,835	20	φ22
				14,674	14,674	7,593	7,593	1,363	1,363	2,634	2,634		
				13%	16%	-12%	8%	-12%	-14%	13%	-7%		
			PEI-RW(2)	31,308	7,537	4,068	3,430	0,639	2,654	4,916	5,831	20	φ9
				18,332	18,332	3,925	3,925	1,091	1,091	5,096	5,096		
				-41%	143%	-4%	14%	71%	-59%	4%	-13%		
			PE-RW (3)	28,014	5,224	3,407	2,214	0,714	3,828	5,870	9,033	20	φ6
				5,179	5,179	2,542	2,542	3,862	3,862	7,867	7,867		
				-82%	-1%	-25%	15%	441%	1%	34%	-13%		
			WPE-RW (4)	16,427	19,330	6,117	4,444	1,218	1,035	3,270	4,500	20	φ17
				20,121	20,121	6,660	6,660	0,994	0,994	3,003	3,003		
				22%	4%	9%	50%	-18%	-4%	-8%	-33%		

11. táblázat Helyettesítő rúdmerevségek meghatározása

4.3.3. A verifikáció értékelése

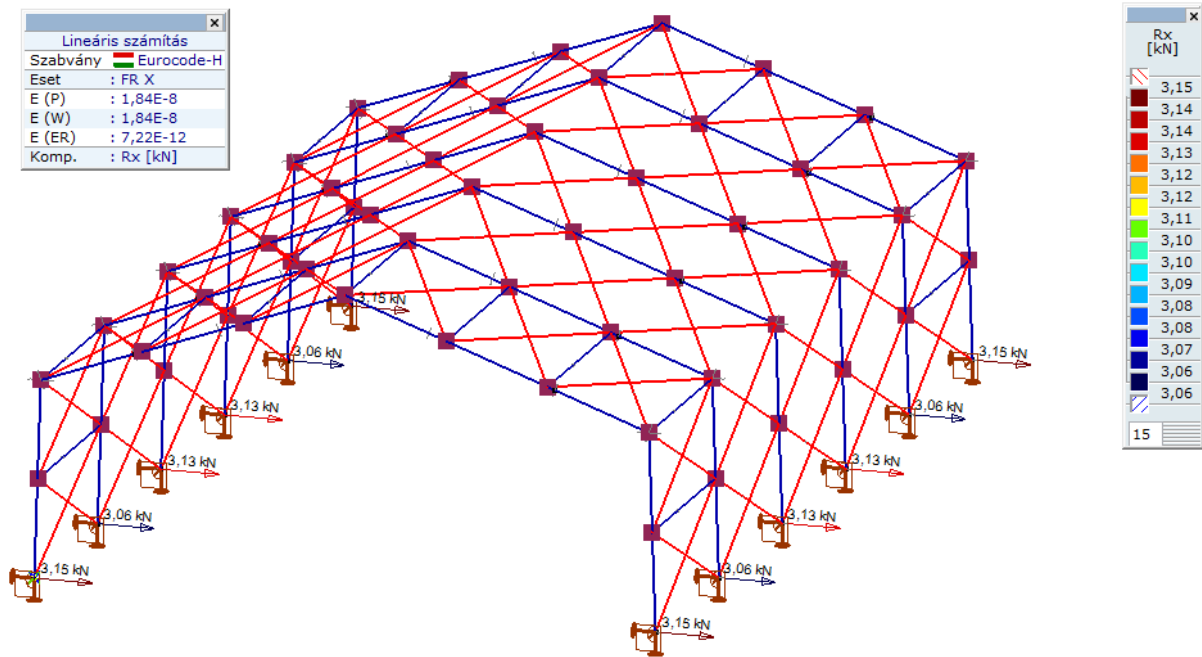
Mivel valós kísérletek eredményeit próbáltuk közelíteni egy számítógépes modellel, ráadásul nem egy, hanem négy oszlopnak a merevségét (elmozdulásait) kellett visszakapnunk a numerikus modellből, ezért ez nem volt egy egyszerű feladat. Néhány kísérletnél egy oszlopon volt 2-3 mm-es eltérés, az összes többi esetben és oszlopon 5-10 %-on belüli eltérések voltak. Nyilván ebben az is szerepet játszik, hogy a méréseink is tartalmaznak némi pontatlanságot, hiszen nem zárt laborkörülmények között dolgoztunk, hanem a szabadban, ahol az időjárási körülmények is befolyásolhatták a méréseinket. (10.-11. táblázat)

A modell verifikációt elvégeztük a Stressed Skin Design alapján számított merevségekre is, amik 4 %-os pontosságon belül közelítik a számított merevségeket (9. táblázat).

4.3.4. A modellezés folyamata

A mintaépületet felépítettük a verifikált rúdkeresztmetszetek alkalmazásával, nyolcféle konfigurációban, oly módon, hogy mindig a két szélső mező tartalmazott csak szélrácsokat. A lentebb (4.4. fejezetben) látható összehasonlító táblázatokban a konfiguráció jelölések tehát egy közbelső mezőre vonatkoznak. A nyolcféle konfiguráció úgy adódott, hogy Z200-Z150, illetve Z250-Z200 szelemen párokat variáltunk LTP45 és LTP20-as trapézlemezekkel, amiket csak kívül vagy kívül és belül is alkalmaztunk.

Mind a nyolc modellen földregésszámítást végeztünk a programmal, a mintapéldákban már részletezett szeizmikus paraméterek mellett. Ilyen módon összehasonlítható a hat számításból kapott földregésteher értéke.

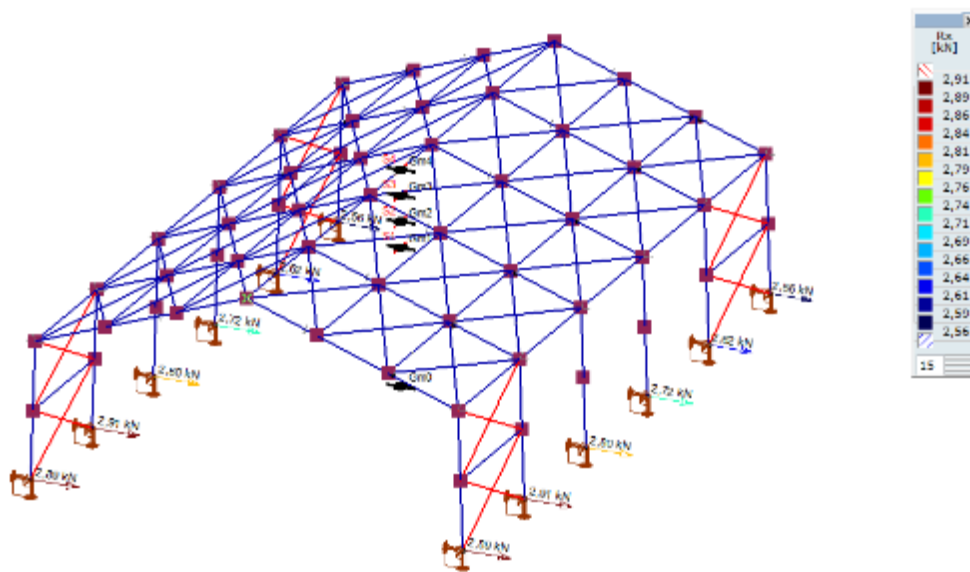


Oktatási változat (Opoldusz Máté)

24. ábra A mintaépület végeselemes modellje

Ahogy az előző fejezetben említettük, az Eurocode tartalmaz egy eljárást a trapézlemez burkolatok nyírási merevségének meghatározására, ez az úgynevezett Stressed Skin Design. Ez a számítás csak az egyoldali trapézlemez burkolat merevségének meghatározására tesz ajánlást. Így felépíthettünk négy modellt, melyeken az Eurocode javaslata alapján számított merevségekkel vettük figyelembe a burkolat hatását. Így tehát azoknál a csarnok kialakításoknál, melyek csak külső burkolatot tartalmaznak mind a hat számítási eljárás elvégezhető volt, míg a külső-belső burkolatot tartalmazó kialakítások esetében igazából, csak öt eredményünk volt.

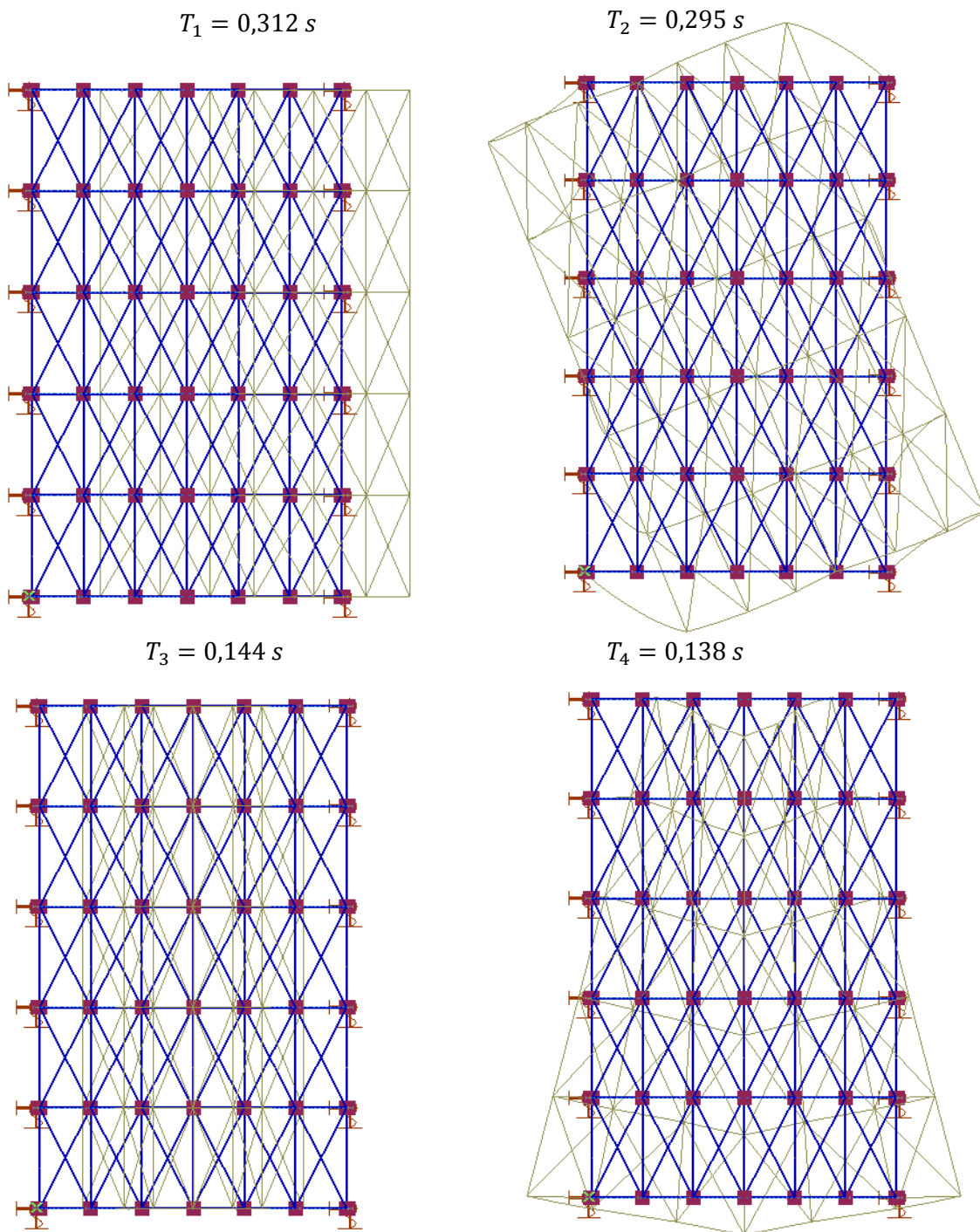
Utolsó lépésként végeztünk egy olyan vizsgálatot, melyben az Eurocode egyszerűsítő feltételezéseit alkalmazó numerikus modellt futtattuk le olyan módon, hogy kiegészítettük a szélső mezőben használt hosszkötésekkel (Eurocode hosszkötésekkel). Ennek nyilván csak az oldalfalakban volt jelentősége, a tetőt továbbra is végtelen merev tárcsaként kezeltük (25. ábra).



Országos Vállalat (Opolnák Vállalat)

25. ábra A mintaépület végeselemes modellje Eurocode alapú merev födémes számításánál, hosszkötésekkel

4.3.5. A numerikus modellből kapott rezgésalakok

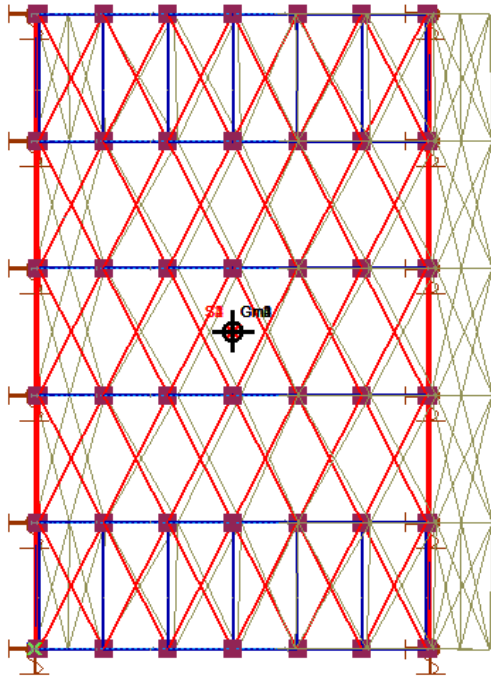


26. ábra Az Eurocode merev födémmel első négy rezgésalakja felülnézetben (PE-RW Z250-Z200-LTP20)

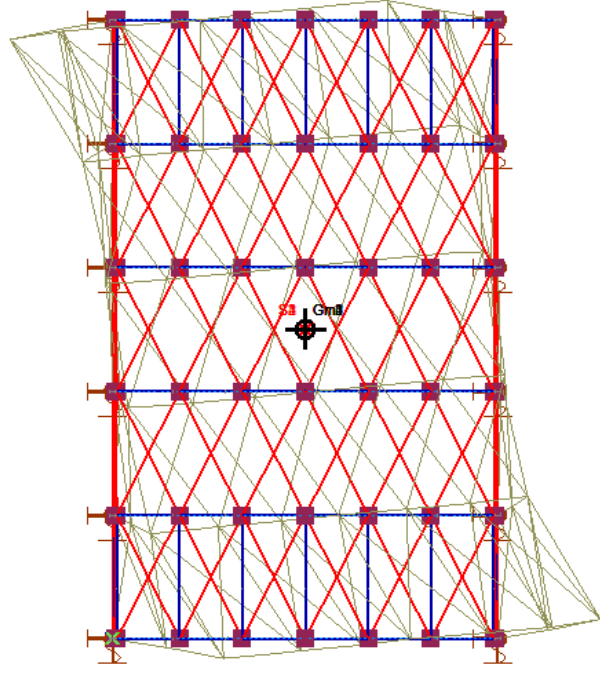
Ebben a fejezetben összehasonlítjuk a két szignifikánsan eltérő modell rezgésalakjait. Az első eset (26. ábra) azt mutatja be, amikor csak egy merev födémmel dolgoztattuk együtt a kereteket. A második (27. ábra) pedig azt mutatja be, amikor a teljes épületen valamilyen lágy burkolatot feltételeztünk.

Azt látjuk, hogy a második, elcsavarodó rezgésalak kivételével a lágy burkolatot feltételező modell rezgésidejei nagyobbak, tehát valóban lágyabban viselkedik a szerkezet ezen rezgésalakok esetén. Azonban a második rezgésalnál a lágy burkolattal felépített modell viselkedik merevebben, ennek kisebb a rezgésideje, ami annak tudható be, hogy az oldalfalak jelentős csavaró-merevséget kölcsönöznek az épületnek.

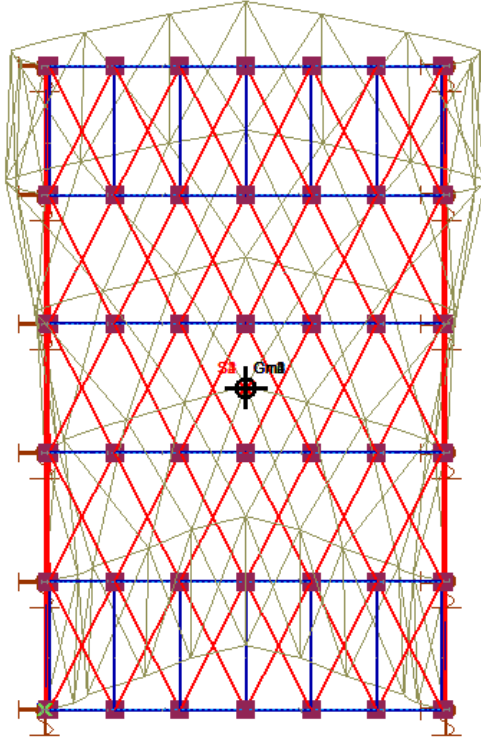
$$T_1 = 0,316 \text{ s}$$



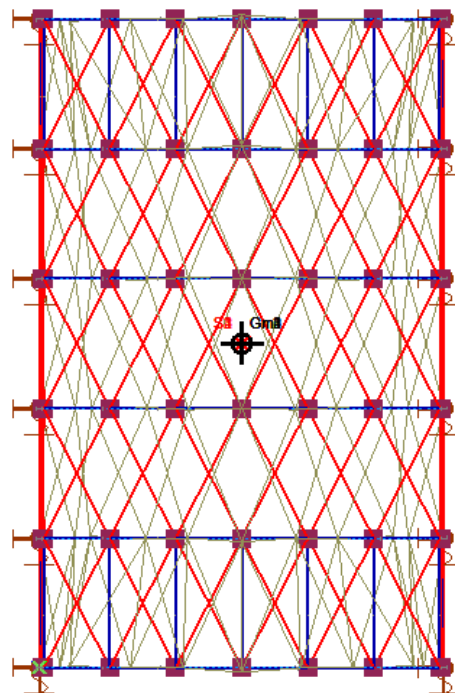
$$T_2 = 0,180 \text{ s}$$



$$T_3 = 0,158 \text{ s}$$



$$T_4 = 0,148 \text{ s}$$



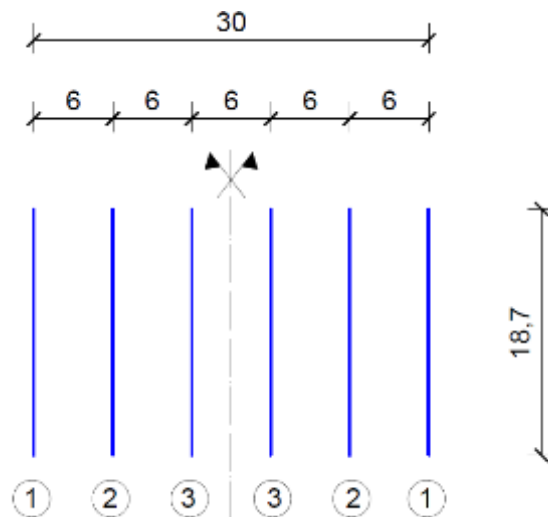
27. ábra A „valós modell” első négy rezgésalakja felülnézetben (PE-RW Z250-Z200-LTP20)

5. Eredmények kiértékelése, értékelő elemzése

A öt, illetve bizonyos esetekben hat eljárásból, a nyolc féle konfigurációra kapott alapnyíróerőket a következőkben táblázatosan összefoglaltuk. A kapott eredmények adott eljáráson belül is különböznek aszerint, hogy a modellen földrengésszámítás során definiáltuk-e az Eurocode által ajánlott, de általunk a korábbiakban leírt okok miatt túlzónak vélt, 5%-os excentricitást. A táblázatok alatt minden esetben feltüntettük, hogy a terheket külpontosság figyelembevételével, vagy a nélkül határoztuk-e meg.

Az eljárások megnevezéseit egyértelműsítő 5. táblázat a 2. fejezet végén található.

Az összehasonlító táblázatokban 1 - 3-ig jelöltük a keretállásokat, ennek értelmezését segíti a 28. ábra.



27. ábra A mintaépület felülnézeti vázlata

5.1. Egyszerűsített eljárás és az IBC összehasonlítása

A kétféle számítási eljárás minden konfiguráció esetén a várt eltéréseket adta. Ez azt jelenti, hogy a szélső keretben az Eurocode alapján számított terhek jóval meghaladják az IBC ajánlása alapján számítható értékeket. Az eltérés itt a példánkban 40-45% körül változott (12.-13. táblázat), mind a kézi, mind a numerikus modellen végzett számítás esetében. Ez nem elhanyagolható különbség, továbbá az is könnyen belátható, hogy egy több keretállást tartalmazó csarnok esetén a különbség tovább nőhet, hiszen a földrengésteher külpontossága egyre nagyobb hatással van az Eurocode számítás eredményeire, míg az IBC alapú számítást nem befolyásolja.

5.2. A „valós modell” összehasonlítása az egyszerűsített eljárás, az Eurocode merev födémmel és az IBC eredményeivel

A 12. táblázatban az egyes keretekre jutó, Eurocode és az IBC alapján kézzel számított földrengés terheket hasonlítottuk össze a valós merevségekkel végzett numerikus modell, külpontosság feltételezése nélküli futtatásának eredményével. Jól látható, hogy az Eurocode merev födémmel, a feltételezett külpontosság révén jelentősen túlbecsüli a csarnok kereteire ható, földrengésből származó terheket. A szélső keretnél közel 30%-kal nagyobb terhek jöttek ki az Eurocode által javasolt számítással, de a középső (a földrengésteher külpontossága által kevésbé érintett) keretek esetén is mintegy 10%-kal nagyobbak az Eurocode alapján számított terhek, mint valós merevségeket használó modell futtatásának eredményei. Leginkább a 2-es (szélétől számítva 2.) számú keret esetén figyelhető meg egy olyan tendencia, hogy minél nagyobb a burkolat merevítő hatása, annál nagyobb különbség adódik a két módszer eredményei között.

Konfiguráció	Keretállás	Egyszerűsít. eljárás [kN]	IBC [kN]	"Valós modell" [kN]	Egyszer./ IBC	Egyszer./ Valós	IBC/Valós
PE-RW Z200-Z150 LTP20	1	6,958	5,039	5,440	38%	28%	-7%
	2	6,467	6,521	5,420	-1%	19%	20%
	3	5,975	5,630	5,460	6%	9%	3%
PE-RW Z200-Z150 LTP45	1	6,958	5,039	5,520	38%	26%	-9%
	2	6,467	6,521	5,460	-1%	18%	19%
	3	5,975	5,630	5,500	6%	9%	2%
PE-RW Z250-Z200 LTP20	1	7,346	5,231	5,640	40%	30%	-7%
	2	6,828	6,905	5,820	-1%	17%	19%
	3	6,309	6,014	5,860	5%	8%	3%
PE-RW Z250-Z200 LTP45	1	7,346	5,231	5,800	40%	27%	-10%
	2	6,828	6,905	5,740	-1%	19%	20%
	3	6,309	6,014	5,800	5%	9%	4%
PEI-RW Z200-Z150 LTP20	1	8,075	5,591	6,300	44%	28%	-11%
	2	7,505	7,625	6,120	-2%	23%	25%
	3	6,915	6,734	6,260	3%	10%	8%
PEI-RW Z200-Z150 LTP45	1	8,075	5,591	6,300	44%	28%	-11%
	2	7,505	7,625	6,100	-2%	23%	25%
	3	6,915	6,734	6,280	3%	10%	7%
PEI-RW Z250-Z200 LTP20	1	8,464	5,783	6,620	46%	28%	-13%
	2	7,866	8,010	6,540	-2%	20%	22%
	3	7,269	7,118	6,620	2%	10%	8%
PEI-RW Z250-Z200 LTP45	1	8,464	5,783	6,640	46%	27%	-13%
	2	7,866	8,010	6,560	-2%	20%	22%
	3	7,269	7,118	6,640	2%	9%	7%

12. táblázat Az Egyszerűsített számítás, az IBC (külpontossággal) és a valós merevségekkel (excentricitás nélkül) számított földrengésterhek összehasonlítása

Az IBC ajánlás alapján történő számítás valamivel jobban közelíti a „valós modell” viselkedését, azonban a legkisebb tömegű, tehát a szélső keretállások tekintetében alábecsüli a földrengésből származó terheket. Az IBC alapján számolt alap-nyíróerő értéke a szélső keret esetén 7-13%-kal kevesebb a „valós” végeelemes modellből kapott eredményeknél, az eltérés értelemszerűen annál nagyobb, minél merevebb a szerkezet, hiszen a számításban semmilyen összemerevítést nem vettünk figyelembe a keretállások között. A 2-es és 3-as közbenső keretek esetén ugyanez a tendencia figyelhető meg, de ezekben az esetekben az IBC alapú számítás valamennyire túlbecsüli a valós merevségeket használó modellből kapott értékeket.

Konfiguráció	Keretállás	Eurocode merev főd. [kN]	IBC [kN]	"Valós modell" [kN]	Eurocode/IBC	Eurocode/Valós	IBC/Valós
PE-RW Z200-Z150 LTP20	1	6,600	4,860	6,100	36%	8%	-20%
	2	6,220	6,200	5,960	0%	4%	4%
	3	5,760	5,420	5,660	6%	2%	-4%
PE-RW Z200-Z150 LTP45	1	6,600	4,860	6,100	36%	8%	-20%
	2	6,220	6,200	6,000	0%	4%	3%
	3	5,760	5,420	5,680	6%	1%	-5%
PE-RW Z250-Z200 LTP20	1	6,940	5,040	6,180	38%	12%	-18%
	2	6,540	6,540	6,000	0%	9%	9%
	3	6,060	5,760	5,940	5%	2%	-3%
PE-RW Z250-Z200 LTP45	1	6,940	5,040	6,500	38%	7%	-22%
	2	6,540	6,540	6,380	0%	3%	3%
	3	6,060	5,760	6,020	5%	1%	-4%
PEI-RW Z200-Z150 LTP20	1	7,520	5,360	6,660	40%	13%	-20%
	2	6,980	6,940	6,400	1%	9%	8%
	3	6,540	6,400	6,360	2%	3%	1%
PEI-RW Z200-Z150 LTP45	1	7,520	5,360	6,800	40%	11%	-21%
	2	6,980	6,940	6,560	1%	6%	6%
	3	6,540	6,400	6,440	2%	2%	-1%
PEI-RW Z250-Z200 LTP20	1	7,940	5,520	7,080	44%	12%	-22%
	2	7,460	7,540	6,900	-1%	8%	9%
	3	6,900	6,740	6,740	2%	2%	0%
PEI-RW Z250-Z200 LTP45	1	7,940	5,520	6,640	44%	20%	-17%
	2	7,460	7,540	6,560	-1%	14%	15%
	3	6,900	6,740	6,640	2%	4%	2%

13. táblázat Az Eurocode merev fődémmel, az IBC és a valós merevségekkel számított földrengésterhek összehasonlítása (excentricitással)

Amennyiben a valós viszonyokat modellező végeelemes számítás során is figyelembevettük az Eurocode által ajánlott 5%-os excentricitást, akkor a 13. táblázatban látható eredményeket kaptuk. Ebben az esetben elmondható, hogy az IBC alapú számítás nyilván még inkább alulbecsüli a valós merevségeket tartalmazó numerikus modellen számított alap-nyíróerőket, hiszen azok a külpontosságából származó csavarás következtében nőttek, míg az IBC alapú

számítás eredményei változatlanok maradtak. Ami ennél fontosabb, hogy az Eurocode merev födémmel történő számításához viszont közelebbi értékeket kaptunk, bár továbbra is elmondható, hogy az Eurocode túlbecsüli a „valós modellből” kapott földrengésterheket, és az eltérés ekkor is a szélső keret esetén a legjelentősebb. Megfigyelhető, hogy az eltérés mértéke jelentősen változhat az alkalmazott burkolat függvényében, sokkal inkább, mint az előző (12. táblázat) összehasonlító táblázat esetében. Ez annak tudható be, hogy mivel itt már figyelembe vettük a külpontosságot a valós merevségekkel számoló modellben, ezért a falak merevítő hatásának jelentősége megnőtt, a csavaró hatás miatt.

Érdeemes megfigyelni az alap-nyíróerő megoszlását az egyes keretek között, mind a négy számítási módszer esetében. Az Egyszerűsített számítás és az Eurocode merev födémmel történő futtatása során, a figyelembe vett külpontosság, valamint a kereteket tökéletesen együttműködőnek feltételezett födém miatt, a szélső keret kapja a legnagyobb terhelést, és a földrengésterher értéke a csarnok közepe fele haladva egyre csökken a kereteken. Az IBC ajánlás mintájára történő számítás során a kapott földrengésterher értéke elsősorban az egyes keretekre redukált tömeggel arányos. Így a szélső (1-es) keretre ható alap-nyíróerő értéke a legkisebb, az egyik beljebb elhelyezkedő (2-es) keret esetében pedig a legnagyobb, hiszen e mellett az egyik mező szélrácsokat is tartalmaz a burkolaton kívül, így ennek a keretállásnak lesz a legnagyobb a rezgő tömege. Tendenciáiban a valós merevségeket használó modell, amennyiben nem definiálunk rajta excentricitást (12. táblázat), az IBC alapú számítással mutat hasonlóságot. Azonban a kereteket összemerevítő hatás figyelembevételének következtében, a földrengésterher eloszlása sokkal kiegyenlítettebb a keretek között, mint az IBC alapú számítás esetében.

Amennyiben a „valós modellen” is feltételezünk külpontosságot (13. táblázat), az alap-nyíróerő eloszlás az Eurocode alapján végzett számítás eredményeihez hasonlóan alakul, de az alap-nyíróerők összege kisebb lesz, megoszlásuk a keretek között pedig egyenletesebb. A nagyobb alakváltozó képesség következtében ugyanis a valóságban nem keletkezik olyan nagymértékű elcsavarodás a szerkezetben, mint ahogy azt az Eurocode a merev födém alkalmazásával feltételezi.

Konfiguráció	Keretállás	Eurocode merev főd. [kN]	IBC [kN]	"Valós modell" [kN]	Eurocode/ IBC	Eurocoe/ Valós	IBC/Valós
PE-RW Z200-Z150 LTP20	1	5,460	4,860	5,440	12%	0%	-11%
	2	5,520	6,200	5,420	-11%	2%	14%
	3	5,520	5,420	5,460	2%	1%	-1%
PE-RW Z200-Z150 LTP45	1	5,460	4,860	5,520	12%	-1%	-12%
	2	5,520	6,200	5,460	-11%	1%	14%
	3	5,520	5,420	5,500	2%	0%	-1%
PE-RW Z250-Z200 LTP20	1	5,740	5,040	5,640	14%	2%	-11%
	2	5,820	6,540	5,820	-11%	0%	12%
	3	5,820	5,760	5,860	1%	-1%	-2%
PE-RW Z250-Z200 LTP45	1	5,740	5,040	5,800	14%	-1%	-13%
	2	5,820	6,540	5,740	-11%	1%	14%
	3	5,820	5,760	5,800	1%	0%	-1%
PEI-RW Z200-Z150 LTP20	1	6,220	5,360	6,300	16%	-1%	-15%
	2	6,200	6,940	6,120	-11%	1%	13%
	3	6,280	6,400	6,260	2%	0%	2%
PEI-RW Z200-Z150 LTP45	1	6,220	5,360	6,300	16%	-1%	-15%
	2	6,200	6,940	6,100	-11%	2%	14%
	3	6,280	6,400	6,280	2%	0%	2%
PEI-RW Z250-Z200 LTP20	1	6,560	5,520	6,620	19%	-1%	-17%
	2	6,640	7,540	6,540	-12%	2%	15%
	3	6,640	6,740	6,620	1%	0%	2%
PEI-RW Z250-Z200 LTP45	1	6,560	5,520	6,640	19%	-1%	-17%
	2	6,640	7,540	6,560	-12%	1%	15%
	3	6,640	6,740	6,640	1%	0%	2%

14. táblázat Az Eurocode merev fődémmel, az IBC és a valós merevségekkel számított földrengésterhek összehasonlítása (excentricitás nélkül)

Végeztünk olyan számításokat is, melyeknél az excentricitást figyelmen kívül hagytuk, nem csak a „valós modell”, de az Eurocode alapján feltételezett merev fődémmel együttdolgoztatott keretek földrengésterhek számítása esetén is (14. táblázat). Ami ebben az összehasonlító táblázatban új eredmény, az az Eurocode merev fődémmel és a valós merevségekkel számító modell eredményeinek értékelése. Elmondható, hogy az így kapott értékek eltérése 1-2%-on belül marad.

5.3. A „valós modell” összehasonlítása az Eurocode merev földemmel és a Stressed Skin Design eredményeivel

A következőkben, azt vizsgáljuk, hogy az Eurocode Stressed Skin Design eljárása mennyire tudja jól közelíteni a tényleges burkolati merevségeket. Három féle variációban hasonlítottuk össze a kapott merevségeket.

Amennyiben nem számolunk a külpontosságokkal, az eredmények 1-3%-os eltéréseket mutatnak, ami nem meglepő annak fényében, amit már a 14. táblázatban is láttunk. Ez alapján megállapítható, hogy amennyiben nem veszünk figyelembe excentricitást, nincs jelentős hatása a burkolat merevségek változásának a földrengésterhek alakulására (15. táblázat).

Konfiguráció	Keretállás	Eurocode merev föld. [kN]	Stressed Skin Design [kN]	"Valós modell" [kN]	Eurocode/ Stressed	Eurocode/ Valós	Stressed/ Valós
PE-RW Z200-Z150 LTP20	1	5,460	5,540	5,440	-1%	0%	2%
	2	5,520	5,480	5,420	1%	2%	1%
	3	5,520	5,500	5,460	0%	1%	1%
PE-RW Z200-Z150 LTP45	1	5,460	5,520	5,520	-1%	1%	0%
	2	5,520	5,460	5,460	1%	1%	0%
	3	5,520	5,480	5,500	1%	0%	0%
PE-RW Z250-Z200 LTP20	1	5,740	5,800	5,640	-1%	2%	3%
	2	5,820	5,740	5,820	1%	0%	-1%
	3	5,820	5,800	5,860	0%	1%	-1%
PE-RW Z250-Z200 LTP45	1	5,740	5,800	5,800	-1%	1%	0%
	2	5,820	5,740	5,740	1%	1%	0%
	3	5,820	5,800	5,800	0%	0%	0%

15. táblázat Az Eurocode merev földemmel, a Stressed Skin Design és a valós merevségekkel számított földrengésterhek összehasonlítása (excentricitás nélkül)

Ha az Eurocode ajánlása alapján járunk el, tehát figyelembe vesszük a földrengésterhek 5%-os külpontosságát, akkor az Eurocode merev földemmel és a „valós modell” eredményei között az egyik főbb táblázatban (13. táblázat) már ismertett eltéréseket kapjuk, azaz, hogy az Eurocode merev földemmel túlbecsüli a valós terheket. Legnagyobb mértékű ez az eltérés a szélső keretknél (7-12%) és a differencia a csarnok közepe felé csökkenő tendenciát mutat. Ugyan ez a tendencia áll fent az Eurocode merev földemmel, és a Stressed Skin Design ajánlása alapján meghatározott burkolat merevségekkel számoló numerikus modell eredményei között, de ebben az esetben az eltérés mindössze 5-8%. Ebből már következnek a 16. táblázat utolsó oszlopának eredményei, melyek azt mutatják, hogy a Stressed Skin Design alapján számított merevségek igen jó közelítést adnak a valós értékekre, továbbá fontos megjegyezni, hogy az

ezekkel számított alap-nyíróerők értékei fölülről közelítik a „valós modell” eredményeit (16. táblázat).

Konfiguráció	Keretállás	Eurocode merev főd. [kN]	Stressed Skin Design [kN]	"Valós modell" [kN]	Eurocode/ Stressed	Eurocoe/ Valós	Stressed/ Valós
PE-RW Z200-Z150 LTP20	1	6,600	6,140	6,100	7%	8%	1%
	2	6,220	6,020	5,960	3%	4%	1%
	3	5,760	5,680	5,660	1%	2%	0%
PE-RW Z200-Z150 LTP45	1	6,600	6,280	6,100	5%	8%	3%
	2	6,220	6,160	6,000	1%	4%	3%
	3	5,760	5,720	5,680	1%	1%	1%
PE-RW Z250-Z200 LTP20	1	6,940	6,400	6,180	8%	12%	4%
	2	6,540	6,260	6,000	4%	9%	4%
	3	6,060	5,980	5,940	1%	2%	1%
PE-RW Z250-Z200 LTP45	1	6,940	6,580	6,500	5%	7%	1%
	2	6,540	6,460	6,380	1%	3%	1%
	3	6,060	6,040	6,020	0%	1%	0%

16. táblázat Az Eurocode merev fődémmel, a Stressed Skin Design és a valós merevségekkel számított földregésterhek összehasonlítása (excentricitással)

A 17. táblázat azt mutatja be, hogy amennyiben az Eurocode szerint járunk el, akár merev fődém feltételezésével, akár a Stressed Skin Design szerint számolt merevségek figyelembevételével, az mennyiben tér el a „valós modell” eredményeitől, ha ez utóbbin nem alkalmazunk külpontosságot. Az látható ebből a táblázatból, hogy bár így jelentősen nagyobbak az Eurocode mindkét feltételezése alapján kapott terhek, de a Stressed Skin Design sokkal jobban közelít.

Konfiguráció	Keretállás	Eurocode merev főd. [kN]	Stressed Skin Design [kN]	"Valós modell" [kN]	Eurocode/ Stressed	Eurocoe/ Valós	Stressed/ Valós
PE-RW Z200-Z150 LTP20	1	6,600	6,140	5,440	7%	21%	13%
	2	6,220	6,020	5,420	3%	15%	11%
	3	5,760	5,680	5,460	1%	5%	4%
PE-RW Z200-Z150 LTP45	1	6,600	6,280	5,520	5%	20%	14%
	2	6,220	6,160	5,460	1%	14%	13%
	3	5,760	5,720	5,500	1%	5%	4%
PE-RW Z250-Z200 LTP20	1	6,940	6,400	5,640	8%	23%	13%
	2	6,540	6,260	5,820	4%	12%	8%
	3	6,060	5,980	5,860	1%	3%	2%
PE-RW Z250-Z200 LTP45	1	6,940	6,580	5,800	5%	20%	13%
	2	6,540	6,460	5,740	1%	14%	13%
	3	6,060	6,040	5,800	0%	4%	4%

17. táblázat Az Eurocode merev fődémmel, a Stressed Skin Design és a valós merevségekkel számított földregésterhek összehasonlítása (excentricitással kivéve a valós modellben)

5.4. A „valós modell” összehasonlítása az Eurocode merev födémmel és az Eurocode hosszkötésekkel eredményeivel

Konfiguráció	Keretállás	Eurocode merev föd. [kN]	Eurocode hosszkötés. [kN]	"Valós modell" [kN]	EC merev/ EC hosszk.	EC merev/ Valós	EC hosszk./ Valós
PE-RW Z200-Z150 LTP20	1	6,600	5,780	6,100	14%	8%	-5%
	2	6,220	5,820	5,960	7%	4%	-2%
	3	5,760	5,600	5,660	3%	2%	-1%
PE-RW Z200-Z150 LTP45	1	6,600	5,780	6,100	14%	8%	-5%
	2	6,220	5,820	6,000	7%	4%	-3%
	3	5,760	5,600	5,680	3%	1%	-1%
PE-RW Z250-Z200 LTP20	1	6,940	6,100	6,180	14%	12%	-1%
	2	6,540	6,120	6,000	7%	9%	2%
	3	6,060	5,900	5,940	3%	2%	-1%
PE-RW Z250-Z200 LTP45	1	6,940	6,100	6,500	14%	7%	-6%
	2	6,540	6,120	6,380	7%	3%	-4%
	3	6,060	5,900	6,020	3%	1%	-2%
PEI-RW Z200-Z150 LTP20	1	7,520	6,600	6,660	14%	13%	-1%
	2	6,980	6,540	6,400	7%	9%	2%
	3	6,540	6,380	6,360	3%	3%	0%
PEI-RW Z200-Z150 LTP45	1	7,520	6,600	6,800	14%	11%	-3%
	2	6,980	6,540	6,560	7%	6%	0%
	3	6,540	6,380	6,440	3%	2%	-1%
PEI-RW Z250-Z200 LTP20	1	7,940	6,980	7,080	14%	12%	-1%
	2	7,460	7,000	6,900	7%	8%	1%
	3	6,900	6,720	6,740	3%	2%	0%
PEI-RW Z250-Z200 LTP45	1	7,940	6,980	6,640	14%	20%	5%
	2	7,460	7,000	6,560	7%	14%	7%
	3	6,900	6,720	6,640	3%	4%	1%

18. táblázat Az Eurocode merev födémmel, az Eurocode hosszkötésekkel és a valós merevségekkel számított földrengésterhek összehasonlítása (excentricitással)

Utolsó lépésként végeztünk egy olyan vizsgálatot, melyben az Eurocode egyszerűsítő feltételezéseit alkalmazó numerikus modellt futtattuk le olyan módon, hogy kiegészítettük a szélső mezőben használt hosszkötésekkel. A 18. táblázatban ennek az eredményei láthatók összehasonlítva a valós merevségeket használó modell és az eredeti Eurocode merev födémmel történő számításának eredményeivel. Ekkor mindhárom esetben definiáltuk az 5 %-os külpontosságot. A táblázat rámutat arra, hogy az oldalfalakban elhelyezett hosszkötések jelentősen csökkentik a földrengésterheket. Ez azt eredményezte, hogy az ilyen módon jelentős merevségekkel felruházott Eurocode hosszkötésekkel a modell a lágyabb konfigurációk esetében 1 - 5 %-kal alábecsüli, tehát a biztonság kárára téved a „valós modell” eredményeihez képest és egyedül a PEI-RW Z250-Z200-LTP45 konfiguráció ad kielégítő, biztonság oldalán lévő eredményeket.

Konfiguráció	Keretállás	Stressed Skin Design [kN]	Eurocode hosszötés. [kN]	"Valós modell" [kN]	Stressed/ EC+hosszk.	Stressed/ Valós	EC+hosszk./ Valós
PE-RW Z200-Z150 LTP20	1	6,140	5,780	5,440	6%	13%	6%
	2	6,020	5,820	5,420	3%	11%	7%
	3	5,680	5,600	5,460	1%	4%	3%
PE-RW Z200-Z150 LTP45	1	6,280	5,780	5,520	9%	14%	5%
	2	6,160	5,820	5,460	6%	13%	7%
	3	5,720	5,600	5,500	2%	4%	2%
PE-RW Z250-Z200 LTP20	1	6,400	6,100	5,640	5%	13%	8%
	2	6,260	6,120	5,820	2%	8%	5%
	3	5,980	5,900	5,860	1%	2%	1%
PE-RW Z250-Z200 LTP45	1	6,580	6,100	5,800	8%	13%	5%
	2	6,460	6,120	5,740	6%	13%	7%
	3	6,040	5,900	5,800	2%	4%	2%

19. táblázat A Stressed Skin Design, az Eurocode hosszötésekkel és a valós merevségekkel számított földrengésterhek összehasonlítása (excentricitással kivéve a valós modellben)

A 19. táblázatban azt vizsgáltuk, hogy miként viszonyul a hosszötésekkel kiegészített Eurocode és a Stressed Skin Design alapján felvett modell egymáshoz, illetve a „valós modell” eredményeihez. Az látható, hogy a hosszötésekkel kiegészített modell a Stressed Skin Design alapú modellhez képest is kisebb alap-nyíróerőket eredményez. Így azonban jobban közelíti a valós merevség alapján készített modell eredményeit, abban az esetben, ha az Eurocode hosszötésekkel és a Stressed Skin Design alapú modelleken igen, míg a „valós modelleken” nem alkalmaztunk külpontosságot.

Tehát a TDK munka során ezeket a vizsgálatokat végeztük el, a fenti táblázatokban látható összehasonlítások tettünk. Ebben a fejezetben igyekeztünk kiemelni az általunk fontosnak ítélt szempontokat, és ezek fényében értékelni az eredményeket. A vizsgálatok alapján levonható konklúziókat az összefoglalásban fogjuk részletezni.

6. Összefoglalás

Eredeti célunk az volt, hogy megvizsgáljuk azoknak a jelenleg rendelkezésünkre álló számítási eljárásoknak a helytállóságát, melyek acélsarnokok földrengésterhének számítására szolgálnak. Természetesen nem állt módunkban az összes eljárást elemezni, a dolgozat során csak a legelterjedtebb módszerekre tértünk ki.

Vizsgálataink alapjául az a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék, illetve a Rutin Kft. közös szervezésében megvalósuló teljes léptékű kísérletsorozat szolgált, melyben 2014. nyarán vehettünk részt. A kísérlet során egy acél csarnok két keretállását vizsgáltuk azzal a céllal, hogy elemezzük a burkolati- és merevítő rendszerek hatását a teljes csarnok merevségére.

A vizsgálat érdekében a teljes léptékű kísérletek alapján igyekeztünk olyan végeelemes modellt felépíteni, ami a burkolatok hatását a valós merevségükkel veszi figyelembe. Ennek eredményei szolgáltatták az összehasonlítások alapját.

Fontos szempontját képezte a vizsgálatainknak az Eurocode-nak az az előírása, hogy a földrengésterheket 5 %-os excentricitással kell figyelembe venni, ami jelentősen megnöveli a földrengésből származó alap-nyíróerők értékét. Véleményünk szerint ez nem reális feltételezés ipari acélsarnokok esetén, ezért az összehasonlításokat kétféle módon végeztük el, aszerint hogy a „valós modellen” figyelembe vettük-e a külpontosságot vagy nem.

Az IBC alapú számítások erősen eltérnek a csarnok valós viselkedésétől, mert ez a módszer teljesen elhanyagolja a keretek együttdolgozását, ezáltal olyan elhanyagolásokat tesz, ami miatt bizonyos keretállások esetében a biztonság kárára téved. Emiatt ennek a módszernek a használatát nem javasoljuk.

Ezzel szemben általánosságban elmondható, hogy az Eurocode merev födémet feltételező eljárása jelentős (20-23% - os) túlméretezéshez vezet. Azonban létezik az Eurocode Stressed Skin Design nevű ajánlása a burkolati merevségek meghatározására. Azokon a modelleken, amelyekben ezeket a merevségeket használtuk, azt tapasztaltuk, hogy jobban (21 % helyett körülbelül 13 % pontossággal) közelíti a „valós modellen” számított földrengésterheket. Továbbá az is elmondható, hogy ha a valós merevségeket használó modellen mégis definiáljuk az Eurocode által előírt excentricitást, ez a módszer akkor is megfelelő (felülről közelítő) eredményeket ad, ráadásul igen nagy pontossággal (1 - 2 %).

Megvizsgáltunk továbbá egy olyan lehetőséget, amikor az Eurocode merev födémet feltételező eljárását kiegészítettük úgy, hogy a merev födémén kívül az oldalfalakba beépítettük a

ténylegesen elhelyezett hosszkötéseket, a burkolatmerevségeket viszont nem vettük figyelembe. Érdekes módon ez adta a legpontosabb közelítést (6 - 8 %), abban az esetben, ha a „valós modellen” nem alkalmaztunk külpontosságot. Ellenben, ha mégis szükséges figyelembe venni a külpontosságot, már a biztonság kárára téved ez a modell.

Konklúzióként, az általunk végzett vizsgálatok alapján megállapíthatjuk, hogy bár szerintünk nem szükséges figyelembe venni 5 %-os külpontosságot acélsarnokok esetén, ami a hosszkötésekkel kiegészített Eurocode modell alkalmazását indokolná, mégis a biztonság javára az Eurocode Stressed Skin Design eljárásának használatát javasolnánk. Fontos megemlítenünk, hogy ez az ajánlás még eléggé kiforratlan, sok irányba fejleszthető, például láthattuk, hogy nem foglalkozik többrétegű burkolatokkal sem. Az is elképzelhető, hogy további pontosításokkal még jobb közelítést adhat. Ezt a témát Kenéz Ágnes és Rác Annamária hallgatótársunk tanulmányozták TDK munkájuk keretében [8].

7. Szakirodalmi hivatkozások

- [1] Dulácska E., Joó A. L., Kollár L. – Tartószerkezetek tervezése földrengési hatásokra, Akadémiai Kiadó, 2008.
- [2] MSZ EN 1993 Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése
- [3] MSZ EN 1998 Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre
- [4] A. L. Joó, L. Kollár, L. Dunai – Seismic design of steel industrial buildings by reduced DOF models, Steel – a New and Traditional Material for Building – Dubina & Ungureanu (eds), pp. 519-527, Proceedings of International Conference in Metal Structures Poiana Brasov, Romania, September 20-22, 2006
- [5] www.plcmets.pbworks.com
- [6] Teniszcsarnok tervdokumentáció (Met-Szoft Kft.)
- [7] R. Bachman, R. Drake, M. Johnson, T. M. Murray – Seismic Design Guide for Metal Building Systems, Based on the 2000 IBC, Metal Building Manufacturing Association, International Code Council, 2008
- [8] Kenéz Á., Rácz A. – Acélsarnokok trapézlemez burkolatának merevítő hatása, TDK dolgozat, BME, 2014
- [9] Wusinczky I., Gazdus H. – Acélsarnokok földrengés-érzékenysége, TDK dolgozat, BME, 2007
- [10] Schaul P. – Trapézlemezes burkolat merevségének hatása acélsarnokok viselkedésére, MSc Diplomamunka, BME, 2013
- [11] AxisVM12 Hallgatói változat
- [12] PTC Mathcad Student Edition