

A SOPRONI TŰZTORONY HELYREÁLLÍTÁSÁNAK BEMUTATÁSA



Dr. Almási József,



Dr. Oláh M. Zoltán,



Nemes Bálint,



Petik Árpád,



Petik Csaba

A Soproni Tűztorony mai formáját az 1676. évi tűzvészt követően nyerte el. A városháza építésekor (1896.) a torony aljában komoly repedések támadtak, ezért megerősítés gyanánt az addigi széles kocsí átjárót igen erősen leszűkítették. A 2000-es évek elején három jelentős függőleges repedés volt megfigyelhető a torony hengeres törzsén. A bajok megelőzése érdekében ekkor indult el a helyreállítás tervezése. A fellelhető irodalmi adatok és a helyszíni vizsgálatok a torony teljes körű felújításához vezettek. A dolgozat ezt a folyamatot mutatja be a kapcsolódó erőtani számításokra támaszkodva, az elvégzett megerősítési megoldásokon és munkálatokon át. Az olvasó bepillantást nyerhet a műemléki szerkezet bonyolult erőtani ellenőrzési folyamatába és a mai kor technikai színvonalának és adottságainak megfelelő építéstechnológiai eljárásaiba, ami megvalósította a soproniak 100 éves álmát, hogy a torony aljában lévő átjárót teljes szélességében ismét használhassák.

Kulcsszavak: tűztorony, fa- és kőszerkezet, meghibásodások, műemléki helyreállítás, megerősítések

1. A TŰZTORONY RÖVID TÖRTÉNETE

A Tűztorony jel és jelkép. A város jelképe, jel a tájban, kapuja és megtestesítője a város történetének.

Scarbantia – mai nevén Sopron – már a római korban és a honfoglalás után is fontos stratégiai szerepet játszott.

A tatárjárás után, 1277 és 1339 között Sopront megerősítették, elkészült a hármass falgyűrű.

A négyzetes toronytest magassága a belső városfal pártázata fölé emelkedhetett. A torony bejárata a belső városfal gyilokjárójához is kapcsolódott. A toronyba felmenni az őrőségnek kaputól jobbra álló épületében elhelyezett lépcsőn lehetett. A négyzetes toronytest, elhagyva a városfalak magasságát, hengerként folytatódik. A belső falfödémek közötti szinteket csigalépcső köti össze. A hengeres toronytest a kutatások bizonyítéka szerint kőkonzolos külső gyilokjáróval volt lezárva. A csigalépcső meglévő maradványai bizonyítják, hogy e szint fölé feltehetően a torony nyitott tetejére kis építményen keresztül még kivezetett (1. ábra, a rajzos ábrák Dr. Oláh Z. munkái).

A Tűztorony 1676. november 28-án egy tűzvészben teljesen kiégett. Az 1680-as években helyreállították, ekkor készült el a reneszánsz loggiaszint, a nyolcszögű toronytest a toronyórával, majd ezen az impozáns barokk toronysisak (2. ábra) (Holl, 1974).

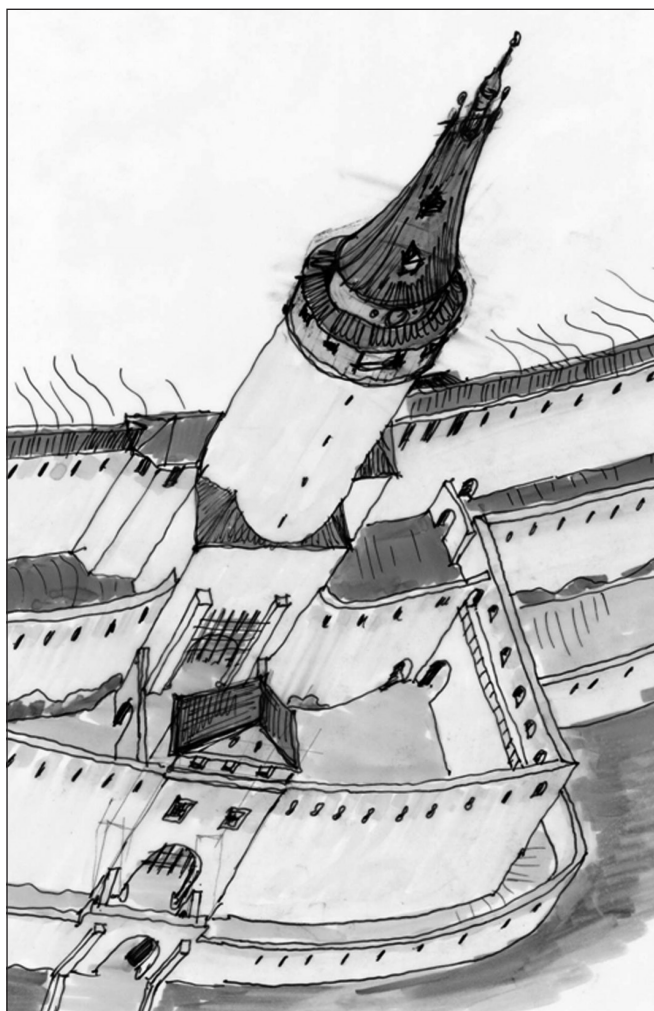
A Tűztorony szerkezeti stabilitása a kapuívok haránt irányú támasztékát biztosító városfalak meglétéig nem volt veszélyeztetve. **Sopron városa a XIX. század végén új városháza építését határozta el.** Ezt megelőzően a belváros szennyvizét és csapadékvizét elvezető közcatornát a toronytest alapozásának átvésésével építették ki. Az új városháza építése bontásokkal kezdődött, ahol a régi városháza épületével együtt elbontották a belső és a középső városfalat, az alsó falszorosban lévő épületeket, az ötszög alakú bástyát és kiemelték a munkagödört (3. ábra).

Az új városháza alapozási síkjának mélysége csaknem eléri a 4 métert. A városfalak elbontásával megszűnt a kapuívok támasztó harántfalak stabilizáló hatása, a munkagödör kiemelésével csökkent a talaj teherfelevő képessége. A Tűztorony kapuívai – különösen a vizesárok felőli boltív – megrepedtek. A korabeli szakértők csaknem egybehangzó véleménye alapján a torony megóvása érdekében a Városkapu mindkét kapuívát aláfalazták. A tömör téglafalazat beton alapra épült, amely lefedi a csatorna bevétele során, a torony alaptestén keletkezett sérülést. A két téglafaltesten az építők egy-egy gyalogos átjárót hagytak meg, így a Városkapu nem szűnt meg teljesen, de közlekedési funkcióját nem volt képes ellátni (4. ábra, a rekonstrukció előtti állapot).

A XX. század második felében, az 1967-1971 közötti műemlék-helyreállítás során ásatásokat végeztek a kibontott területen. Az ásatások során került elő a római kori északi kapu, a Borostyánkő út, a Honfoglalás-kori és Árpád-kori kapuzatok maradványai, valamint a Tűztorony alatti Városkapu megnyitásakor készült Római kapu elfalazása is. Az értékes régészeti és építészeti lelet védelmére elkészült a napjainkban is álló vasbeton létesítmény. Az új épület vasbeton fallal zárja le a kapuudvart, létrehozva a Toronyórház feltételezett egykori tömegét és a romterület fölötti földemével a feltöltött kapuudvar teraszát.

A Toronyórház helyén új lépcső vezet a torony első emeleti bejáratához. A natúr vasbeton építmény terében múzeumi céllal helyreállították az előkerült falmaradványokat (5. ábra), (Kissné Nagy Pál Judit, 1975).

Az 1970-es évek helyreállítási munkái a tervek szerint kiterjedtek volna az elfalazott kapuk kibontására is. A toronyszerkezet mostani megerősítési munkálatainál napvilágra kerültek az 1970 körül megkezdett kapukibontás beavatkozásai. Ekkor a gyalogos átjáró fölött átvették a faltestet a XIII. századi boltozatok alatt a kapuívok külső kökeretéig, mindkét oldalon. Megkezdték továbbá a városháza felőli belső kapuív kibontását



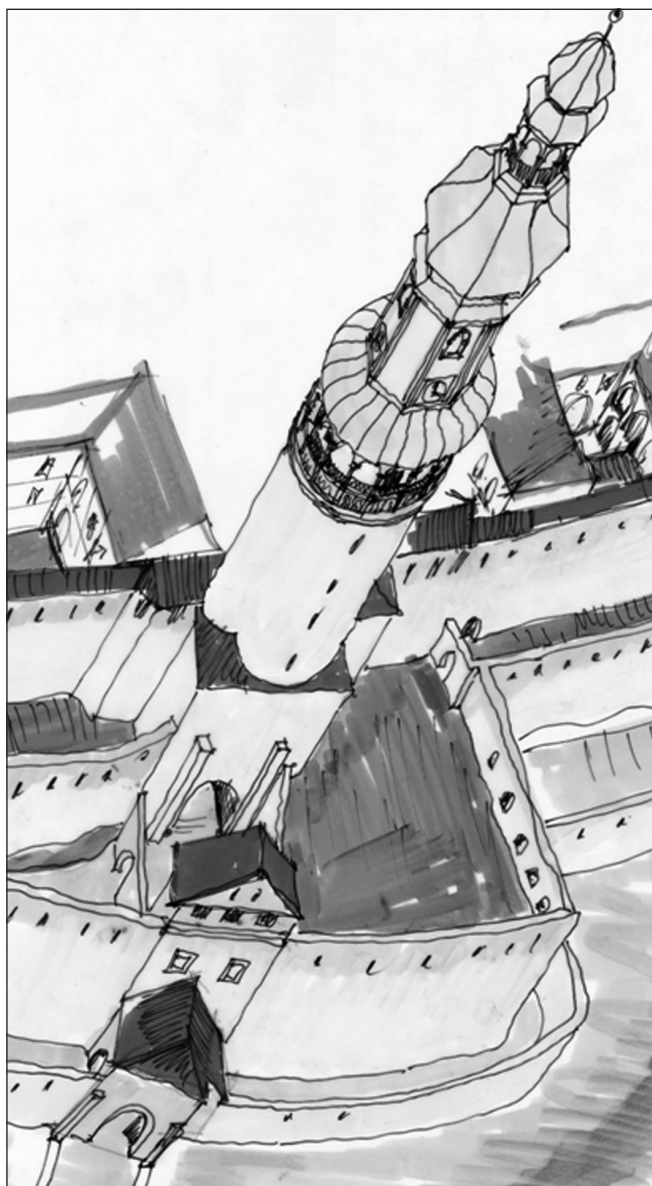
1. ábra: A városfalak és a Tűztorony kialakulása - elméleti rekonstrukció

is a torony falazat mentén. Ezt megelőzően a hengeres toronytesten keletkezett repedéseket vasbeton megerősítő szerkezetek bevéásával igyekeztek kijavítani. A kapukibontás és a torony állékonyságára vonatkozó további vizsgálatok eredményeként végül is a kapuívек kibontása nem valósult meg. A megkezdett bontásokat azonban szerkezetileg nem állították helyre, csak egy éltéglafallal zárták le a kibontott falszakaszt (Sedlmayer, 2002, Konstruma Kft., 2002, Oláh, 2003).

2. A TŰZTORNYON TAPASZTALT MEGHIBÁSODÁSOK

2.1 A 2003-as állapotot meghatározó szakvélemény készítése során tapasztalt meghibásodások

a.) A torony 2002-ben elindított szerkezet-helyreállítási folyamatának elsődleges indítéka az volt, hogy a torony falazatán függőleges repedések voltak tapasztalhatóak, amelyeket a 2002 évi helyszíni szemlén rögzítettünk. Ekkor a **torony törzs hengeres szakaszán három szemmel jól látható függőleges repedés** volt megfigyelhető a múzeum és a városi körút által bezárt észak-nyugati oldalon. Ezeket mutatja a 6. ábra. Az ábrán a repedéseket 1,2,3 sorszámmal jelöltük meg. A repedések a csatlakozó múzeumépület tetőponti szintje fölött indultak és a legfelső csigalépcső ablak alatt



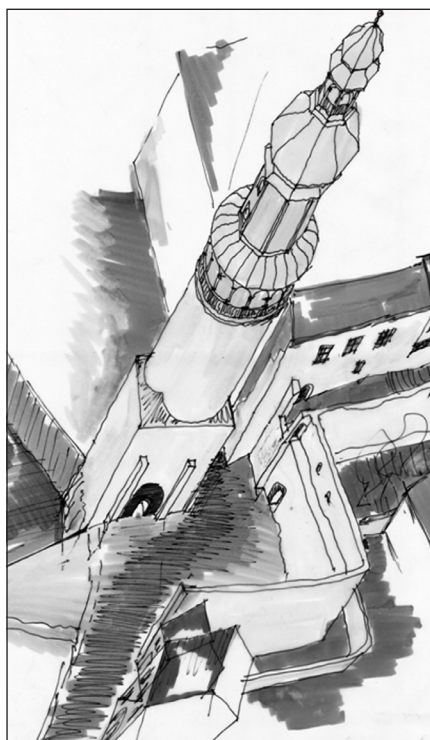
2. ábra: A tűzvész utáni kiépítés, a kapuudvar feltöltése

körbefutó vasbeton erősítő gyűrű alatt értek véget. Hasonló repedéseket észleltek az 1969. év környékén zajló építési munkálatok során. Nagy valószínűséggel a korábban beépített vasbeton gyűrűk nem működtek kellő hatékonysággal.

b.) Repedések voltak észlelhetők még a toronytest belsejében a kívül látható repedésekkel szemkötti oldalon. Ez alapján feltételezhető volt, hogy a kívülről tapasztalt repedések közül kettő átmenő repedés (CAEC Kft., 2003).

2.2 Meghibásodások a XIX – XX. században

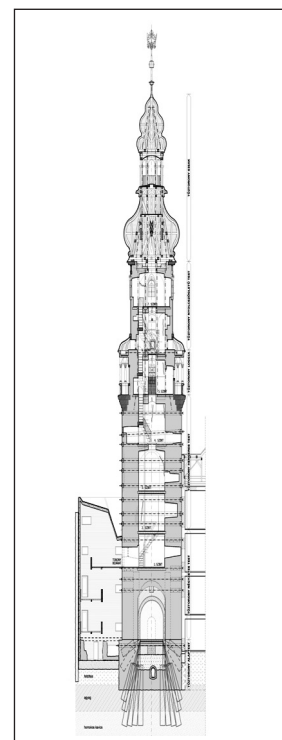
a.) A **torony állapotát leíró első szakvélemények** a környezetének XIX. század végi jelentős átépítésével összefüggésben születtek. Az 1890-es évek második felében született nagyszámú szakvélemény tanúsága szerint a toronyátjáró Városháza felőli oldalán az északi (Előkapu felőli) kapuzatnál, a **boltvállból 70-75 fokban repedés indult ki** az átjáró tengelye irányában felfelé. A boltvállnál a falazat kőanyagának morzsolódását is tapasztalták. Továbbá a torony elvált a szomszédos építményektől (7. ábra). A repedés kialakulásának okát valószínűsíthetően Hegedűs Gyula, a Sopron megyei Államépítészeti Hivatal vezetőjének jelentése írja le legpontosabban. Jelentése szerint a repedések oka a boltövek oldalnyomásában



3. ábra: A Tűztorony körül eltávolították a városfalakat. A torony megroppant



4. ábra: A Tűztorony a rekonstrukció előtt

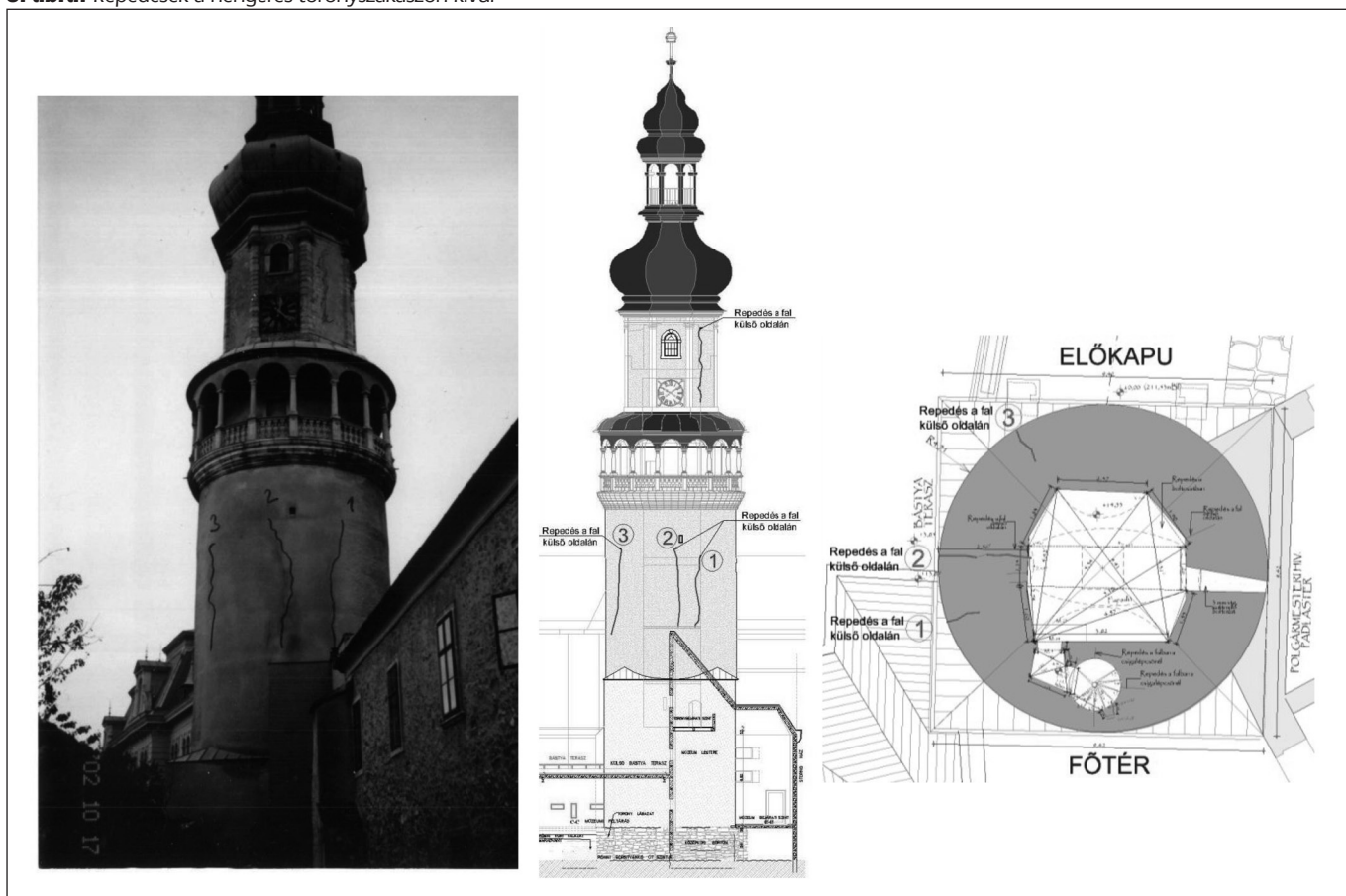


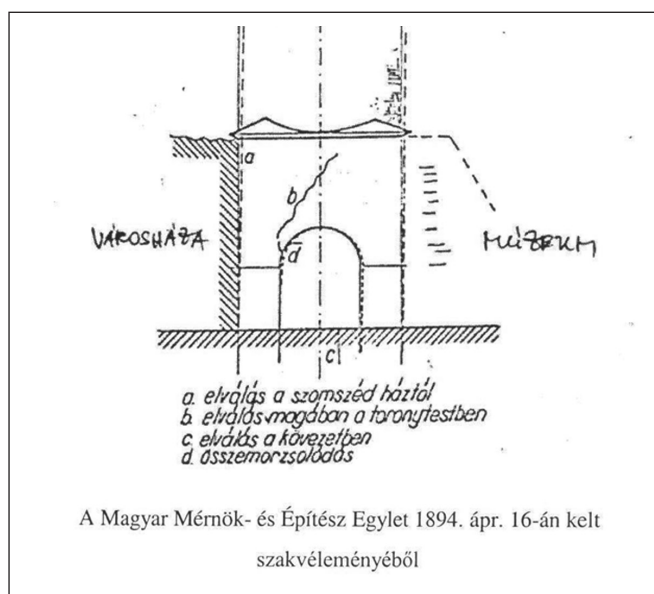
5. ábra: A Tűztorony függőleges metszete

keresendő. Korábban a Mérnök és Építész Egylet szakvéleményében említett másod- és harmadrendű repedéseket nem tartotta jelentősnek, lévén azok a csatlakozó építményeknél mutatkoztak. Nem értett egyet a korábbi szakvéleményekkel, amelyek szerint a repedések kialakulásához a csatlakozó falak elbontása vezethetett. Véleménye szerint a repedések oka a Városháza alapjainak kiemelésekor a megtámasztás megszűntében keresendő.

Javításként szakvéleményében az átjáró teljes kifalazását javasolta, ami egy 1,0x2,1 m méretű átjáró nyílás megtartásával valósult meg, válogatott téglá és pc. habarcs felhasználásával az 1900-as évek elejére. A repedés kialakulásában további szerepet játszhatott a torony alapozásának 1850-es évekbeli átvágása a városi csatornával, illetve a tornyot oldalról megtámasztó bástyafalak elbontása. Ezek a repedések a 2002. évi helyszíni szemléken már

6. ábra: Repedések a hengeres toronyszakaszon kívül





7. ábra: Az átjáró boltozat károsodása az 1890-es években

nem voltak láthatóak a korábbi javítások, vakolás és átjárószűkítés miatt.

b.) A toronyról készített korábbi szakvélemények második hulláma a torony és környezetének 1970-es évekbeli felújításához köthető.

A legátfogóbb szakvéleményt ezen időszak végén a BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke készítette (1974), amely a torony alábbi meghibásodásait említi:

- Az 1969-1970 közötti naplóbejegyzések tanúsága szerint a **torony hengeres részén több függőleges repedést** tapasztaltak kívül és belül. A repedések helyéről pontos információ nem maradt fenn. A repedéseket a tervező „vasbeton varrattal” javasolta összefűzni, ezen túl három vasbeton gyűrű építését rendelte el a hengeres szakaszon. Akkor három vasbeton gyűrűt építettek a toronytörzs összefogására, az elsőt közvetlenül a négyszögletes toronytest fölött, a másodikat alulról a második és harmadik ablak között, a harmadikat a legfelső ablak alatt alakították ki.
- 1971-ben az átjárót leszűkítő befalazást részlegesen kibontották és 1973-ban tartott helyszíni szemlén megállapították, hogy **repedések jelentek meg a fölötté lévő csigalépcső kőfokain**. Ekkor a szakértők a befalazás eredeti állapotát visszaállították.

2.3 A 2011-2012-es rekonstrukciós munkálatok során készített feltárásoknál tapasztalt meghibásodások

A 2002-2003. évi vizsgálatok csak helyszíni szemlékre terjedhettek ki, mivel műemléki okok miatt és a helyreállítási munkálatok megkezdésének bizonytalansága miatt komolyabb szerkezeti feltárásokra nem volt lehetőség. Nem lehetett biztosítani a torony külső megfigyeléséhez szükséges állványzatot, valamint a torony felső szakaszán lévő faserkezet rézlemez burkolatának megbontását sem.

A rekonstrukció során lehetőség nyílt feltárások készítésére.

A feltárások során egyrészt a faserkezetű torony szakaszon volt meghibásodás tapasztalható, miután a rézlemez fedést a faserkezet elemeiről eltávolították.

a.) A legjelentősebb meghibásodás a faserkezetű toronyrész alkotó nyolc ötszögletű – a +37,00 és 48,70 m szintek



8. ábra: Károsodott ötszögletű oszlop a harangterasz szinten

közötti kb. 12 m hosszú - függőleges faoszlop esetében volt tapasztalható a harangszinten.

A harangszinten (+45,00 – 48,70 m) már az előzetes részleges feltárások (2012. május-június) azt mutatták, hogy az oszlopok közül három, megerősítése válhat szükségessé.

A feltárás utáni faszakértői vélemény (Müller, 2011) a fa

9. ábra: A hengere toronyrész falazatának függőleges repedése



meghibásodása miatt is készült (8. ábra). A **rézlemez fedés és díszítő elemek** lebontása után a faszerkezet teljesen láthatóvá vált. Ebből kiderült, hogy három északi oldali oszlopot már jó 100 évvel ezelőtt szükségessé vált megerősíteni. Ezek a megerősítések az oszlopmagasság mentén eltérő mértékben történtek meg. Megerősítésül a faoszlop belső oldalára laposvasat erősítettek fel.

A faszakértői vélemény ezen három oszlopon vörös korhadást és rovarrágást állapított meg, további megerősítést javasolva.

b.) A faszerkezetek feltárt másik jelentős, aggodalomra okot adó meghibásodása a +48,70 m szinten a felső kúpos faszerkezet (sisak) és harangszinti oszlopok kapcsolatánál jelentkezett. A **lekötések hiánya, károsodása** vagy elégtelensége volt tapasztalható. Mindkét szinten a lekötéseket megerősítettük.

c.) A tapasztalt meghibásodások másik köre a **valószínűleg leverésével vált láthatóvá a falazatoknál**. A falazatok felületén felismerhetőkké váltak utólagos átépítések, bontások, beavatkozások nyomai, amelyek a falazat teherbírását lokálisan gyengítették. Ilyen gyengítés a hengeres toronyszakasz észak-nyugati oldalán bevéselt WC-lefolyó, amely mentén az egyik jelentős függőleges repedés is kialakult (lásd a 2. számú repedést a 6. és 9. ábrán).

2.4 A Tűztorony tervezett szerkezet helyreállítása

A szerkezet helyreállítási munkái elsősorban a fenti káros hatások megszüntetésére, a károsodások felszámolására irányultak. A következő tervezői elhatározások születtek:

- a torony alatti altalaj és az alapozás megerősítése,
- a négyzetes toronytest megerősítéséhez a falazat injektálása és a vízszintes erők felvételére irányuló feszítópázmák elhelyezése,
- a hengeres toronytesten a fafödémek helyett vasbeton födémek készüljenek, kívül gyűrűirányú feszítópázmák fogják össze és segítsenek elhárítani a fal inhomogenitásának következményeit,
- a loggiaszinten és a nyolcszögű toronytest minden szintjén a boltozat legyen megerősítve,
- a sisak lehorgonyzását is biztosító függőleges feszítópázmák stabilizálják a faszerkezetű toronytestet és a pázmák vasbeton tárcsához legyenek lehorgonyozva.

A kivitelezési munkálatok során dönt el, hogy a faszerkezetű toronysisaknál – a csúcstól az oszlopok mentén és gyűrűirányban – több helyen az ácsszerkezeti javítások mellett feszítópázmákkal szükséges megerősíteni a rácsos tartó fagyűrűt. A harangszinten, az alatta lévő rácsos tartó fagyűrűvel együtt az oszlopokat függőleges acéllemezzel is meg kellett erősíteni a faanyag korhadása miatt bekövetkezett szerkezeti károsodás következményeinek felszámolása érdekében.

A szerkezet megerősítése mellett épületszerkezeti beavatkozásokkal együtt, mint a deszkázat cseréjével, réz lemezfedés javításával kívántuk elérni a teljes helyreállítást. A torony külső és belső vakolása a falazat felületi rétegeit stabilizálta és megakadályozta a víz és savas eső bejutását. A kőszervezetek hidrofóbizálása, a falazat helyenként szükséges kiegészítése a falazat homogenitását tovább növelte. A sisak bádogozásának javítása, a párkányok lefedése a torony homlokzati nyílászáróinak kijavítása segített kiküszöbölni az időjárás szerkezet károsító hatásait.

A Tűztorony szerkezet helyreállítási munkái azon túl, hogy a torony állékonyságát biztosítják és megóvják állapotát, arra is

irányultak, hogy a kapuk XIX. század végi téglafalazásai kibonthatók legyenek. Az alapjaitól stabilizált torony elfalazott kapuívei belülről kifelé haladva alaplemezen nyugvó, szakaszosan elkészülő vasbeton keretekkel fokozatosan váltak kibonthatóvá. Az új megerősítések alig néhány centiméterrel csökkentették a középkori kapu méretét, mert a XIII. századi külső kapuzat kökerete és a XX. századi, Fő tér felőli domborműves kapuzat a vasbeton ívek előtt megmaradt. A helyreállítási munkák eredményeként a XIX. század végi elfalazás 100 év után megszűnt és a Tűztorony alatt újra megnyílt Sopron város kapuja.

2.5 A műemléki szerkezetek sikeres helyreállításának feltételei

A műemléki szerkezetek általában 100 évet meghaladó korúak, esetünkben a tűztorony több száz éves. Az eltelt hosszú időszak alatt az építéstudomány igen sokat fejlődött, új anyagok, új technológiák jelentek meg és a szerkezetek erőtanai elemzésével foglalkozó statika tudománya is rengeteg ismerettel és új lehetőségekkel bővült.

Fontos, hogy elődeink munkáját értékeljük és elismerjük, amikor – mai szemmel nézve – igen szűkös lehetőségeik közepette hosszú évtizedekre, évszázadokra maradandó alkotásokat hoztak létre.

A sikeres helyreállítás alapvető feltétele, hogy minél mélyrehatóbban megismerjük a szerkezet felépítését, anyagainak, a korszak építési adottságait, szokásait, lehetőségeit és mindezt a technika jelenlegi állásának megfelelően értelmezzük, elemezzük, kihasználva a jelenleg rendelkezésre álló ismeretek nyújtotta lehetőségeket.

Az elmúlt évtizedekben többször volt próbálkozás, hogy a korábban befalazott kapuátjárót „kibontsák”, a korábbi nyílásméretet visszaállítsák. Mindez a korábbi technikai feltételek miatt nem járhatott sikerrel, mert nem álltak rendelkezésre azok a korszerű eljárások és anyagok, amelyek például a korábban meggyengített alapozás „fájdalommentes” megerősítését lehetővé tették volna, hiszen az itt alkalmazott jet-grouting technológia akkor még nem létezett. Vagy nem volt ismeretes, hogyan lehet egy gyenge szilárdságú fal teherbírását növelni, mert ismeretlen volt az alkalmazható injektáló anyag és gépi felszerelés, nem beszélve a tényleges szilárdság növekedésének ellenőrzésére szolgáló ultrahangos technikáról, ami a megbízható kivitelezés egyik fontos eleme volt. Ide sorolható a zsírozott csúszó feszítő kábelek alkalmazása is, ami lehetővé tette a toronytest földrengésre való megerősítését.

Végeredményben megállapíthatjuk, hogy az új anyagok és új technológiák, valamint a statika tudományának, a helyszíni vizsgálati módszereknek fejlődése, a gondosan végrehajtott és szigorúan ellenőrzött kivitelezői munka együttesen tették lehetővé, hogy a soproni Tűztorony szerkezete hosszú időre, tartós módon megerősítést nyerjen és a soproniak 100 éves álma valóra váljon, hogy a toronyátjáró újból kiszélesedjen.

3. A TORONY ERŐTANI ELLENŐRZÉSE ÉS MEGERŐSÍTÉSE

3.1 A műemléki szerkezetek erőtanai elemzésének általános problémái

A műemléki szerkezetek helyreállításához szükséges erőtani elemzések, számítások teljes körű végzésének számos akadálya van:

- a pontos geometriai adatok rendszerint hiányoznak,
- a szerkezet „belső részével” kapcsolatos adatok hiányosak, nem következetesek, egymásnak ellentmondanak,
- az anyagok szilárdsági jellemzői ismeretlenek, ezek meghatározása bonyolult, költséges, hiányoznak a korszerű vizsgálati eljárások,
- az anyagok szilárdsági jellemzőinek változása igen tág határok között mozog a természetes anyagok jellemzőinek megfelelően,
- az építési mód, sorrend, korábbi változások rendszerint nem ismertek,
- a jelenleg fennálló meghibásodás meghatározása sem lehetséges teljes bizonyossággal,
- a műemléki tartószerkezet erőtani elemzésére vonatkozó szabványok hiányosak.

Az erőtani ellenőrzés során külön foglalkozunk a torony faszerkezetű részével (3.2 fejezet), a falazott toronytesttel (3.3. fejezet), valamint a kapuátjáró visszabővítésével. Az egyes fejezetek kitérnek az alkalmazott megerősítésekre, illetve a végrehajtás minőségellenőrzésére is.

A torony erőtani ellenőrzését három módon végeztük el: kézzel, rúd modell, és héj modell segítségével, a szükséges pontosság és praktikusság szerint változtatva ezek alkalmazását. A következőkben e modellek számítási eredményeiből csak részleteket ismertetünk.

Az erőtani ellenőrzés következő kivonatos részét a CAEC Kft (2006) számítása alapján állítottuk össze.

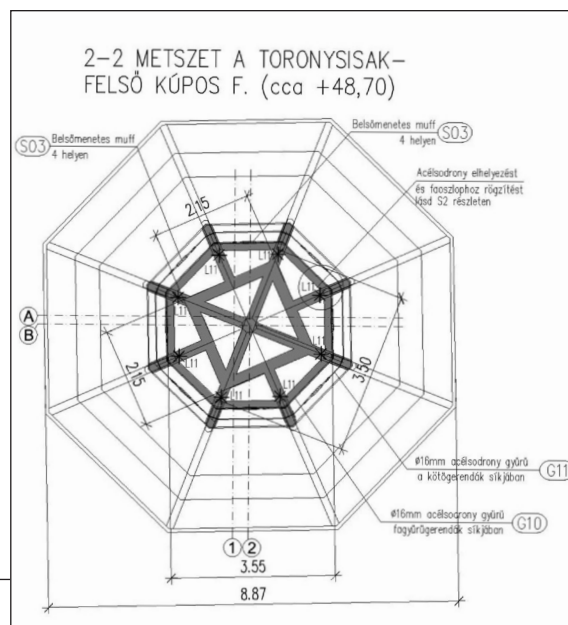
3.2 A faszerkezetű toronyrész ellenőrző számítása

3.2.1 A faszerkezetű toronyrész szerkezetének kialakítása

A tűztorony felső, 20 méter magas szakaszán faszerkezetű toronyrész található (+37,20 – 58,02 m, 10., 11., 12. ábrák).

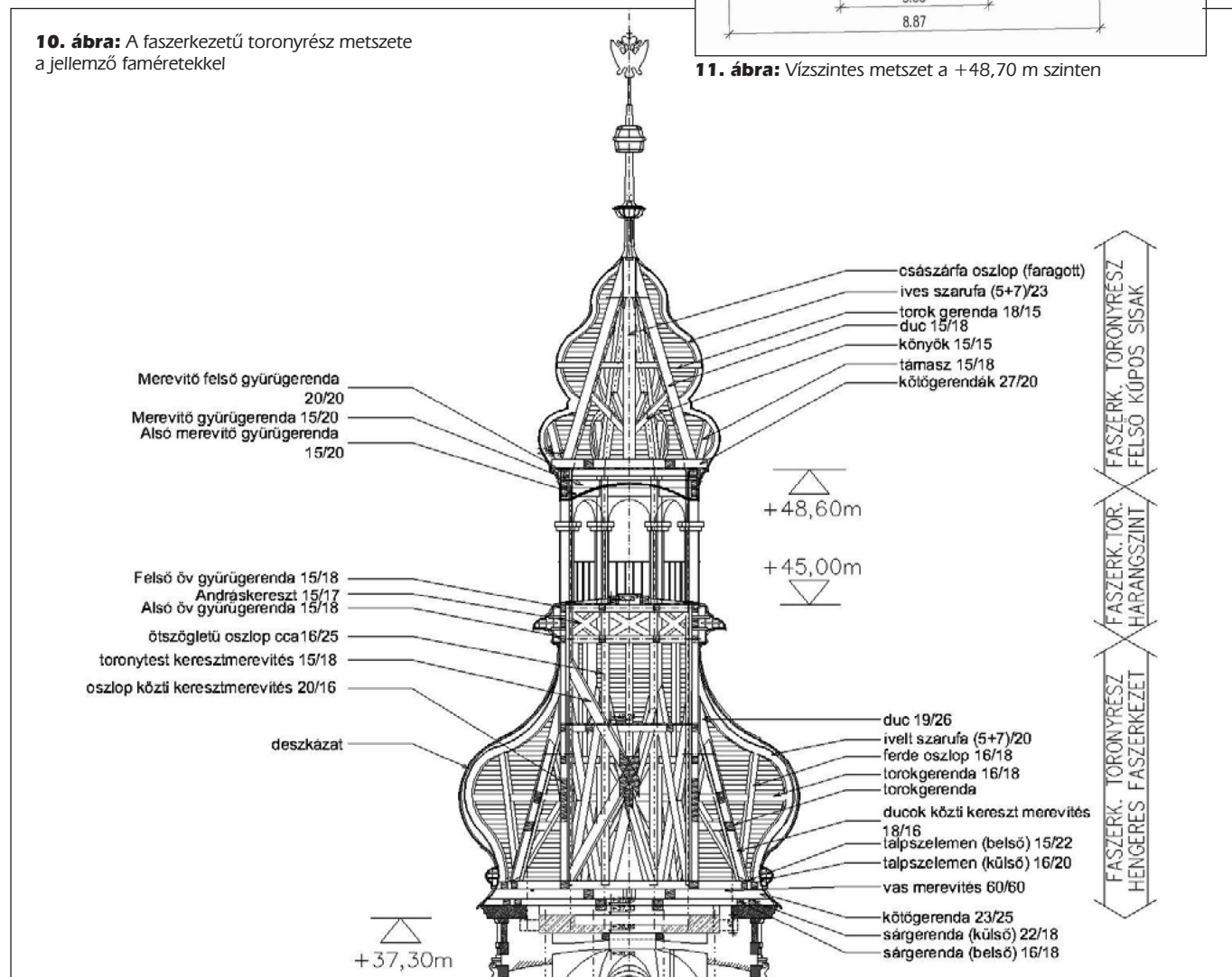
A toronysisak három jellegzetes tartószerkezeti szakaszból áll:

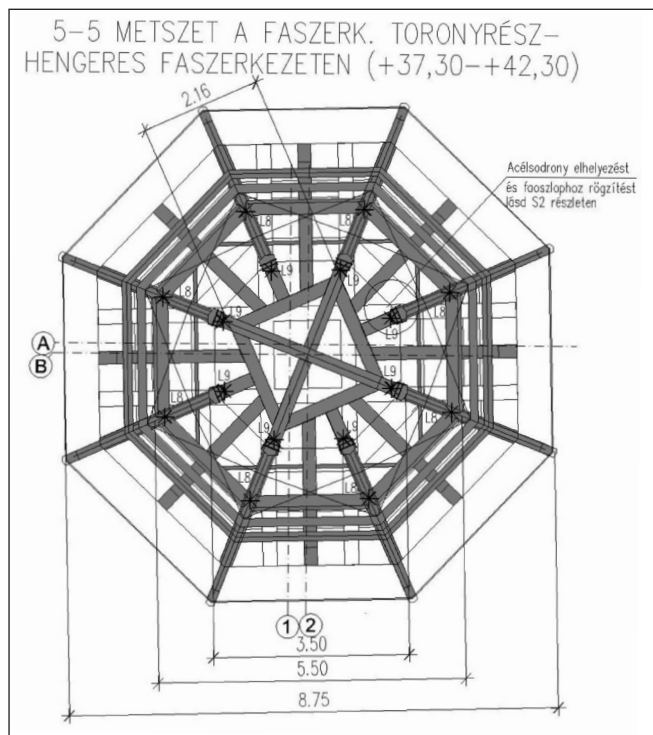
- Felső kúpos faszerkezet +48,60- +58,00m, a toronysisak
- Felső terasz +45,00- +48,60m, a harangszint
- Hengeres faszerkezet +37,30- +45,00m



11. ábra: Vízszintes metszet a +48,70 m szinten

10. ábra: A faszerkezetű toronyrész metszete a jellemző faméretekkel





3.2.2 A meglévő faszerkezetek anyaga:

Vörös fenyő, a faanyagvédelmi szakvélemény alapján (Müller, 2011)

A faanyagot az EN 14081-1 szabvány szerint osztályba soroltuk: – S13, ami az EN 1912:2004 szabvány szerint a C30 szilárdsági osztálynak felel meg.

A számítás során figyelembe vett szilárdságok tervezési értékeit az MSZ EN 338:2010 szabvány alapján a C30 szilárdsági osztálynak megfelelően állapítottuk meg:

$$f_{m,k} = \mathcal{O}(N/m^2);$$

$$f_{c,0,k} = 3 \, N / m^2;$$

$$f_{t,0,k} = 8 \ N / m^2;$$

$$E_{0,mean} = 12000 \text{ N / m}^2$$

3.2.3 A figyelembe vett terhek

Önsúly teher

A faszerkezet önsúlyát a sisak szerkezet 3D modellje alapján pontosítottuk 590 kg/m^3 sűrűséggel számolva (10., 11. és 12. ábrák). Ezek alapján a felső kúpos faszerkezet önsúlya: $G = 51 \text{ kN}$

A teljes toronysisak önsúlya: $G_e = 201 \text{ kN}$

Széltéher

A szélterheket az MSZ EN 1991 szabvány alapján határoztuk meg, a max. szélesség: $v=160 \text{ km/h}=44,4 \text{ m/s}$ mellett, $2,41 \text{ kN/m}^2$ torlónyomással.

A gépi számításhoz pontosított szélteher eloszlást vettünk fel, amely a henger vízszintes metszetében pontonként változó szélnyomás, illetve szélszívás értéket ad. A magasságtól függően változó max. torlónyomás és annak keresztmetszet menti eloszlása következő értéket adja:

w=-6,93 és +2,86 kN/m² között változó, az MSZ-EN 1991-1-4:2007 szabvány 7.27 ábrájának megfelelő eloszlással.

Földrengés teher

A toronyra működő földrengés terhet az MSZ-EN-1998-1:2008 szabvány alapján a következő kiindulási adatok figyelembe vételével határoztuk meg. Földrengésből az igénybevételeket egyszerű kézi módszerrel és gépi számítással is meghatároztuk.

Földrengés paraméterek

- *Szeizmikus számítási paraméterek:*

Altalaj: C osztály $S = 1,15$

Talajgyorsulási csúcs paraméter: Sopron $a_g=0,10\text{ g}$

MMK szerinti redukált talajgyorsulás: $a_{\text{ek}} = 0,7 \cdot a_g = 0,07 \text{ g}$

Épület rezgési ideje: $T = C_t \cdot H^{0,75} \stackrel{\text{egk}}{=} 0,2 \text{ s}$

C, téglafalazatnál = 0,025

H = épület magasság

Épület viselkedési tényezője: $q = 1,5$

Vízszintes teher paramétere:

$$S_d = \frac{a_g \cdot S \cdot 2,5}{q} = 1,2$$

Vízszintes teher földrengésből: $F_v = S_d \cdot m = S_d \cdot G/g$

$G =$ az elmozduló teher súlya

Tervezési talajgyorsulás: $a_g = 0,780 \text{ m/s}^2$

Az épület fontossági tényezője: $\gamma_{\text{I}} = 1,0$

Viselkedési tényező: $q = 1,5$

Talajtípus: C típusú

3.2.4 Az igénybevételek kézi számításának eredményei

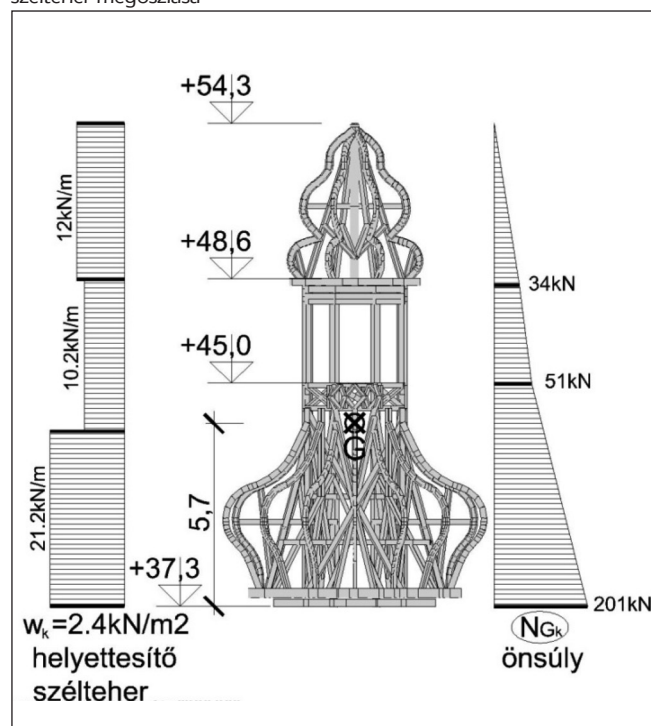
3.2.4.1 A Statikai modell

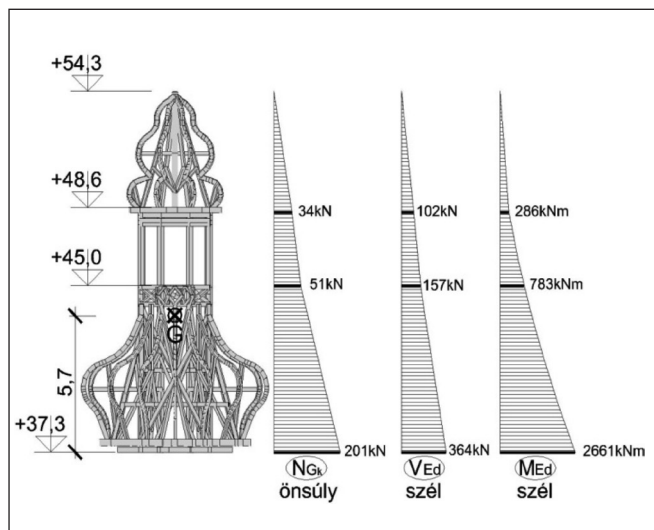
A kézi számítás során a torony faszerkezetű részét kb. 17,00 m magas konzol rúdként vettük figyelembe.

Előzetes vizsgálataink alapján arra a következtetésre jutottunk, hogy a faserkezet kicsi önsúlya miatt a földrengés teher ezen a toronyszakaszon nem mérvadó, így ezt itt csak közelítően számítottuk.

3.2.4.2 Az önsúly és szélteher eloszlása a magasság mentén (13. ábra)

13. ábra: A faszerkezetű toronyrészen az önsúly és a helyettesítő szélteher megoszlása





14. ábra: A faserkezetű toronyrész igénybevételei

3.2.4.3 A nyomaték, normálerő, nyíróerő értékei (14. ábra)
Az igénybevételekből számított rüderőket a 3.2.4.5 pont alatt ismertetjük.

3.2.4.3 Közelítő igénybevételek földrengéssből a +37,30 m szinten:

$$G_k = 201 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,fr} @ 1,32 G_k / g = 27 \text{ kN}$$

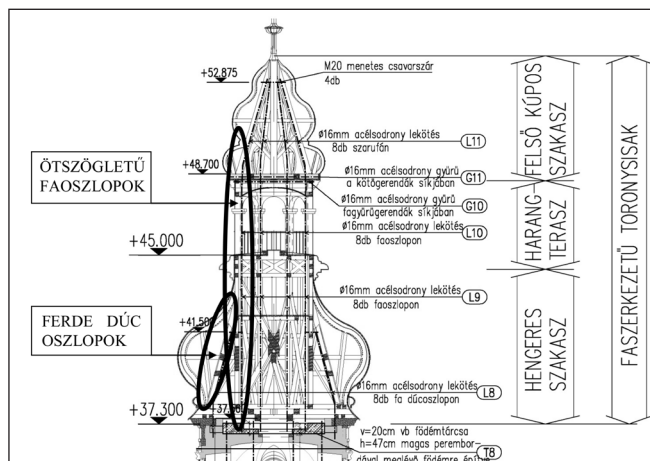
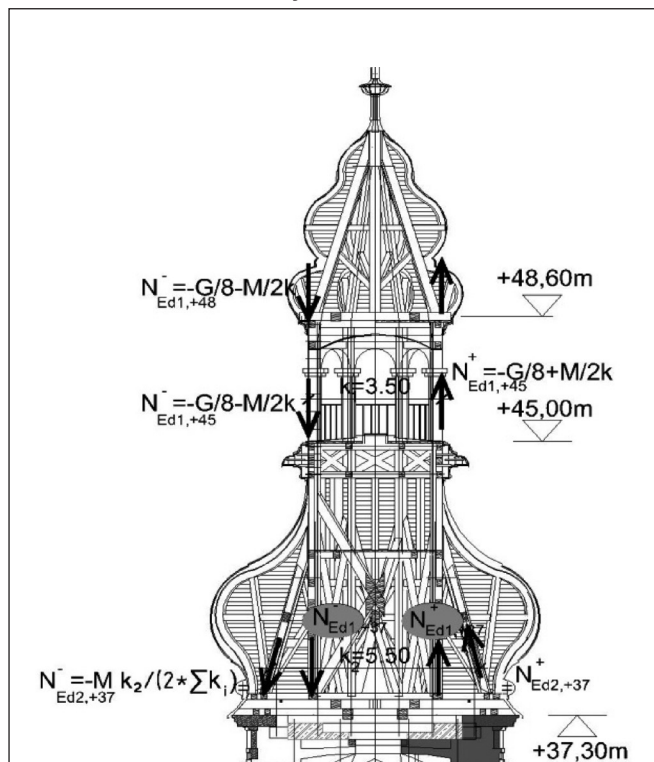
$$M_{Ed,fr} @ 27 * 5,70 = 154 \text{ kNm}$$

Ezen igénybevételi értékek a 3.2.4.3 pontban meghatározott értékeknél jelentősen kisebbek, így a farudak és a lekötések ellenőrzésénél nem ezek a mértékadók.

3.2.4.3 A farúd elemekben ébredő erők a +48,6 m, +45,0 m és a +37,3 m szinten

A faserkezetű toronyrész egyik legkényesebb szakasza a +45,0 m feletti harangszint, ahol a vízszintes és függőleges terhek hordására csak a nyolc végigmenő (befogott) ötszögletű oszlop áll rendelkezésre, amelyeket a +48,6 m szintnél három egymás feletti fa gyűrűgerendával kötöttek össze (15. ábra).

15. ábra: A faserkezetű toronyrész rüderői



16. ábra: A faserkezetű toronyrész és acélsodrony lekötés jelrendszere – függőleges metszet

A felső sisak lekötéséből származó normálerők a következők: a nyolc ötszögletű oszlop tetején a +48,60 m szinten $E_{d,48} = 36,5 \text{ kN}$ (húzás, nyomás), a +45,0 harangszinten $E_{d,45} = -120 \text{ kN}$ (nyomás), valamint a +37,30 m szinten $E_{d,37} = -144 \text{ kN}$ és +85 kN a függőleges oszlopban, továbbá $E_{d,37} = -172 \text{ kN}$ és +172 kN a ferde kitámasztó dúcokban (15. és 16. ábra).

3.2.5 Megerősítések a faserkezetű toronyrészben

A toronysisakot alkotó „testek”, mint a nyolc oszlopból álló torony hasáb és kúp része a +37,30 m és a +48,60 m szinten kapcsolódnak egymáshoz, ahol a függőleges irányú húzó- és nyomóerők továbbítása szükséges.

Ezek a kapcsolatok az építési kornak megfelelően alkalmazott fákötésekkel és csekély számú laposvas elemmel voltak megoldva. Ezek a kapcsolatok kevésbé képesek húzóerők továbbítására, ma már ezekre megbízhatóan számítani nem lehet.

A toronysisak-lekötés megerősítésének egyik módja lehetett volna ha a hagyományos kötéseket helyileg húzások felvételére megerősítjük fémszerkezettel. A kapcsolatok bonyolultsága miatt ezen megerősítések geometriája igen bonyolult lett volna és ez a kialakítás csak a héjazatok teljes lebontása után állt volna rendelkezésre, így ez reálisan nem volt megvalósítható.

Ezért, valamint a lokális megerősítések helyett, inkább a sisak elemeinek integrált, a teljes magasságban áthaladó acélsodronykábeles megerősítési módját választottuk, ami a helyi csomóponti kapcsolatok erősítésén túlmenően a sisak általános megerősítését és stabilizálását is szolgálja.

A megerősítő, lekötő sodronykötelek anyaga:

A kábel anyaga a tervek szerint a Carl Stahl Hungária Kft által forgalmazott, rozsdamentes sodronykötél és ennek szerelvényei...

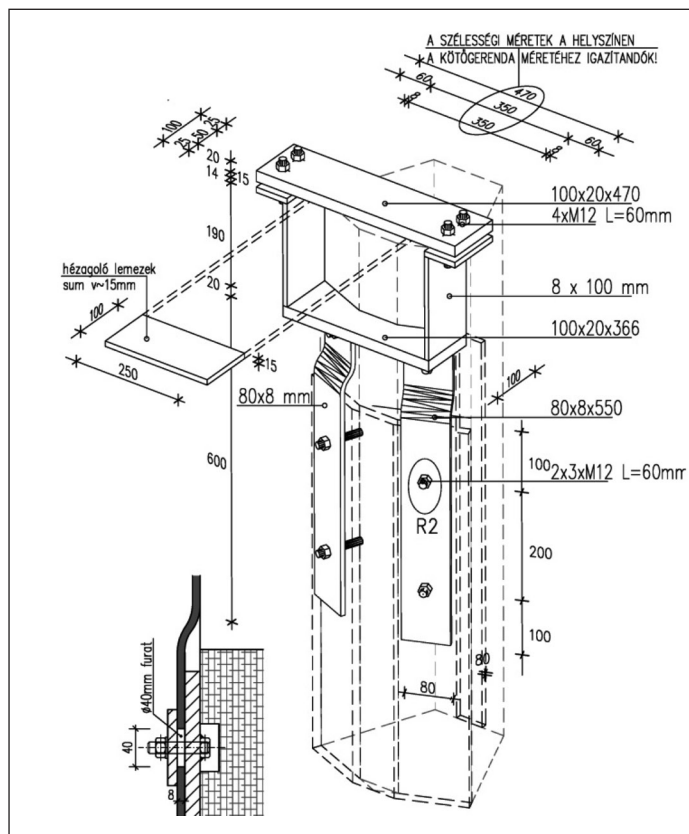
Az alkalmazott $\text{Æ} 16 \text{ mm}$ -es rozsdamentes sodronykötél anyagának jele I.4401 I 6x36 WS+IWRC, felülete $150,8 \text{ mm}^2$, maximális terhelhetősége 140 kN (928 N/mm^2), szakítószilárdsága 1370 N/mm^2 .

Az oszlopok mentén vezetett függőleges kábelek mellett a +48,60 m szintű irányváltásnál, valamint a függőleges faoszlopokat gyűrű irányban merevítő farácsos szerkezet (+45,04 m) szintje alatt vízszintes gyűrű irányú kábeleket is elhelyeztünk a faserkezet külső felületén.

A toronysisakot lekötő acél sodronykábelek a +37,30 m szinten kialakított új vasbeton. földmentárcsába vannak lehorgonyozva. Ezen földmentárcsa húzóerőt átvivő módon az alsóbb toronytesttel össze van kötve (16. ábra).

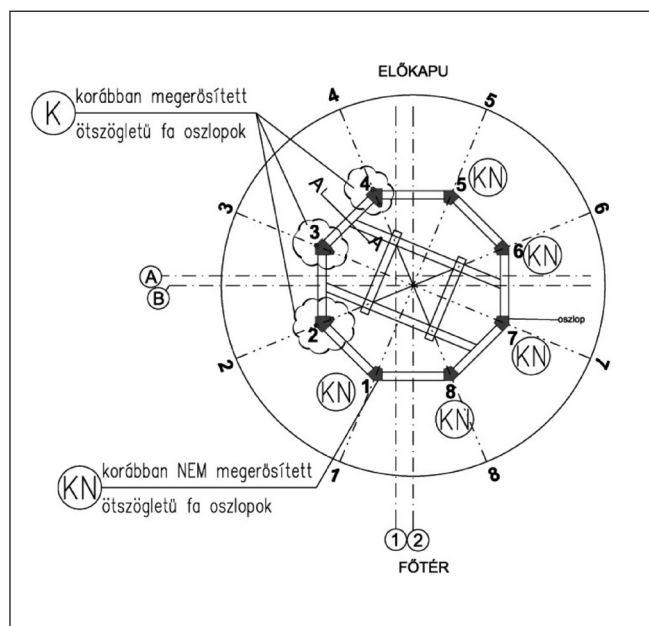
3.2.5.1 A harangszinti oszlopok megerősítése

A lekötő sodronyrendszer mellett a harangszinten (+45,00 -

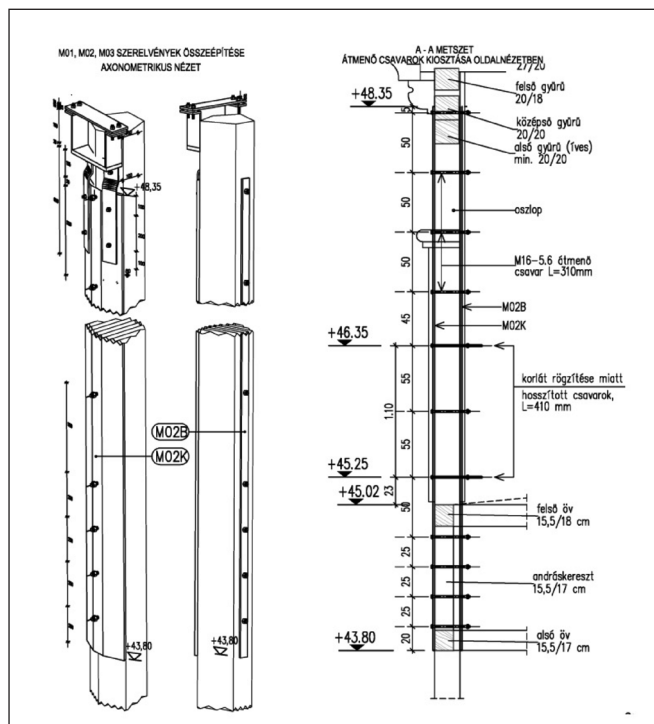


17. ábra: Acélszerkezetű lekötő szerelvény (M03) a +48,70 m szintnél

3.2.5.1 A toronysisak lekötésének megerősítése



erősítése nélkül is növeli a felső harangszint és felső kúpos faszerkezet globális vízszintes merevségét és teherbírását. (16. és 17. ábrák)



19. ábra. A harangszinti ötszögletű oszlopokat megerősítő acélszerelvény kialakítása

3.3 A falazott toronytest erőtani ellenőrzése és megerősítése

3.3.1 A falazott toronytest szerkezetének kialakítása

A torony alapozása és felszerkezeti része a +37,30 m szintig falazott szerkezetből készült, a fontosabb geometriai méreteket és keresztmetszeti kialakításokat a 21. ábra mutatja.

3.3.1 Terhek

3.3.1.1 Állandó teher:

Az önsúly terhet a 3D rúdszerkezeti modellben felvett geometria és a fa elemek sűrűségének figyelembe vételével (automatikusan) határoztuk meg, és vonal mentén megoszló teherként került a rúdelemekre.

3.3.1.2 Szélteher

Az önsúly és szél teheresetekből a teherbírási és használati határállapotokhoz szükséges teherkombinációkat az Eurocode szabályai szerint hoztuk létre (22. és 25. ábra). Lásd még a 3.2.3 pontot.

A szélteher eloszlása a magasság mentén

A szélteher magasság menti eloszlását a 23. ábrán adottak szerint vettük fel.

3.3.1.3 Földrengés teher

A toronyra működő földrengés terhet az MSZ-EN-1998-1:2008 szabvány alapján a következő kiindulási adatok figyelembe vételével határoztuk meg.

Földrengés paraméterek

	Paraméterek
	Elmozdulási viselkedési tényező: $q_d = 1,5$
Spektrum (vízszintes)	
	Paraméteres alak
	Az épület fontossági tényezője: $\gamma_1 = 1$
	Talajtípus: C Type 1
	Tervezési talajgyorsulás: $a_g = 0,780 \text{ m/s}^2$
	Viselkedési tényező: $q = 1,5$
	Talajparaméter: $S = 1,15$
	Az állandó spektrál-gyorsulási szakasz kezdete: $T_B = 0,200 \text{ s}$
	Az állandó spektrál-gyorsulási szakasz vége: $T_C = 0,600 \text{ s}$
	Az állandó elmozdulás spektráltartományának kezdete: $T_D = 2,000 \text{ s}$
	Spektrum alsó határának szorzója: $\beta = 0,2$
Kombinációs módok	
	Modális válaszok kombinációja: Automatikus
	Viszkózus csillapítás: $\xi' = 0,05$
	Szeizmikus hatás összetevőinek kombinációja: SRSS
Csavaróhatás	
	Külpontossági koefficiens = 0,05

3.3.2 Igénybevételek, feszültségek, alakváltozások

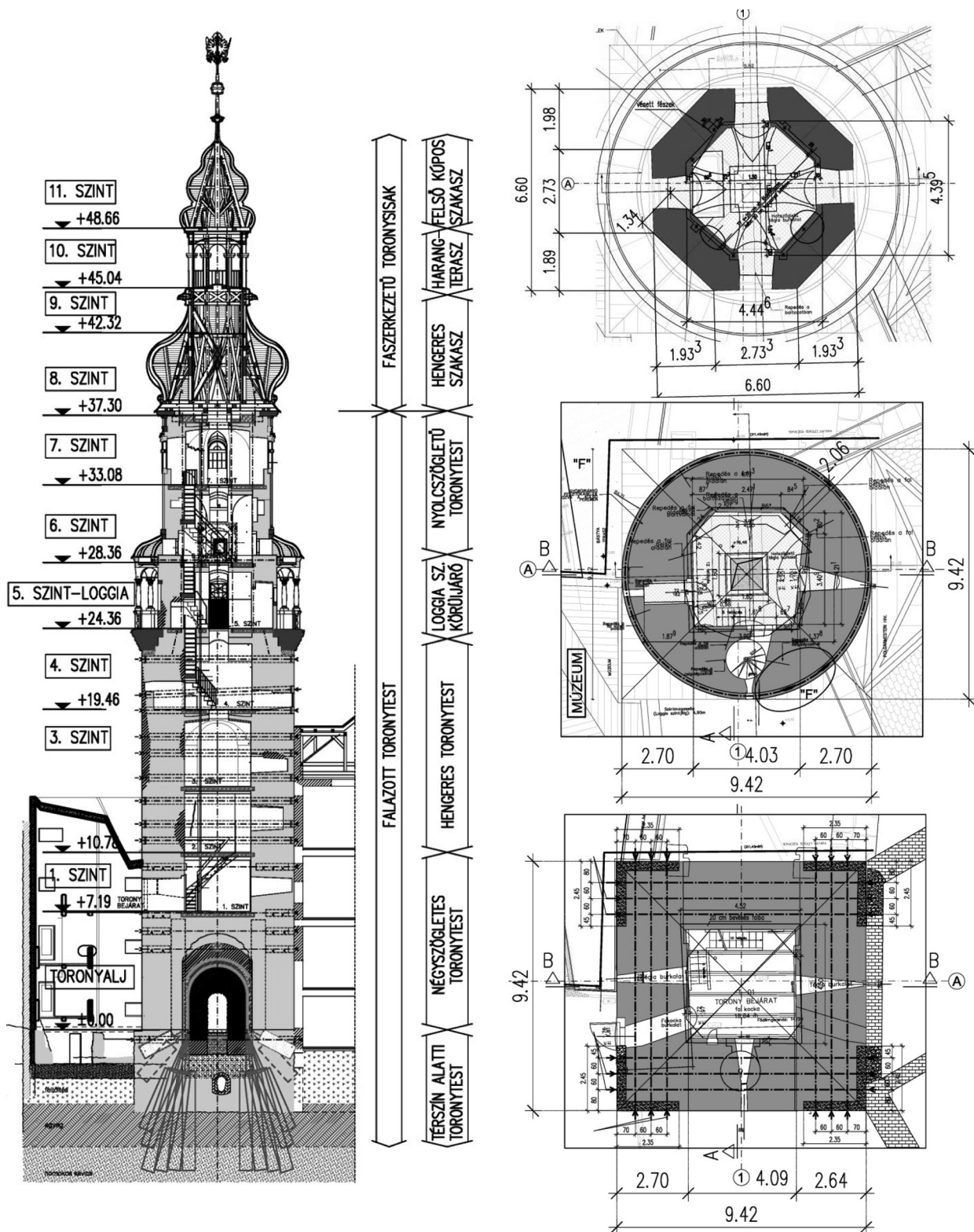
3.3.2.1 A számítási modell (24. ábra)

A szélterhek kerület menti megoszlását a hengeres testekre érvényes tervezési előírás szerint vettük figyelembe (22. és 25. ábra).

3.3.2.2 A számított vízszintes elmozdulások (26. ábra)

20. ábra: A harangszinti ötszög keresztmetszetű oszlopokat megerősítő acélszerelvény és a kicserélt poligonális gyűrű egy része





21. ábra: A falazott toronytest kialakítása a megerősítésekkel

- A falazott toronyszakasz maximális vízszintes elmozdulása használati (SLS) gyakori teherkombinációban a +37,0 m szinten (26. ábra):

$$e_{x,Ed} = 57 \text{ mm} < H/150 = 246 \text{ mm}$$

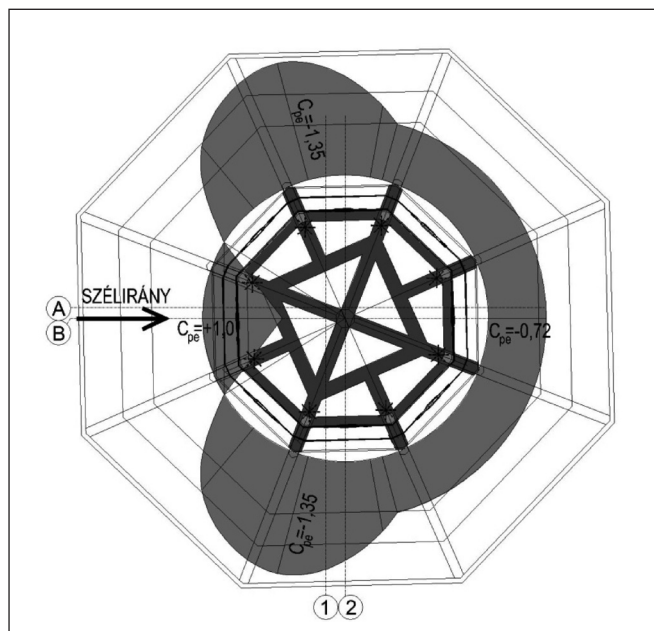
- A falazott toronyszakasz maximális vízszintes elmozdulása szeizmikus teherkombinációban a +37,0 m szinten (26. ábra):

$$e_{x,szeizmikus} = 129 \text{ mm} < H/75 = 493 \text{ mm}$$

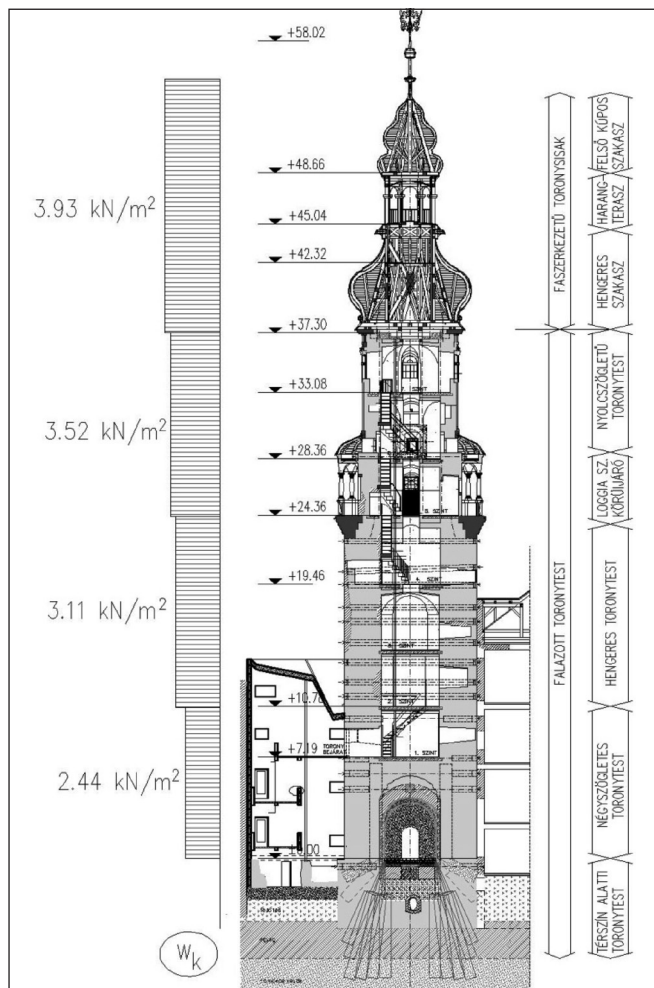
Ha a számított elmozdulási értékekből a falazat elfordulási alakváltozását meghatározzuk $57/37000 = 1,54 \cdot 10^{-3}$, $< 0,004$ (MSZ EN 1998-3/C4.2) a használati állapotban, illetve

szeizmikus állapotban $129/37000 = 3,49 \cdot 10^{-3}$ radian értéket kapunk. Ez kisebb, mint az elfordulási képesség határértéke: $0,008H_0/D = 0,008 \cdot 37000/9400 = 31,49 \cdot 10^{-3}$ (MSZ EN 1998-3/C4.2 pont). Tehát mind használati, mind földregézési állapotra a torony vízszintes elmozdulása a tervezési határértékek alatt marad.

Használati állapotban a szélterhekből származó elmozdulások messze elmaradnak a $H/500$ határértéktől. A földregézés teher esetén az elmozdulások jóval meghaladják a szélterhekből meghatározott értéket, de jelentősen kisebbek, mint az EC8 szabványban a szintek között eltolódás korlátozására megfogalmazott érték (0,5 %).



22. ábra: A szélteher megoszlása a faszerkezetű toronyrészén gyűrű irányban – C_{pe} nyomási tényező

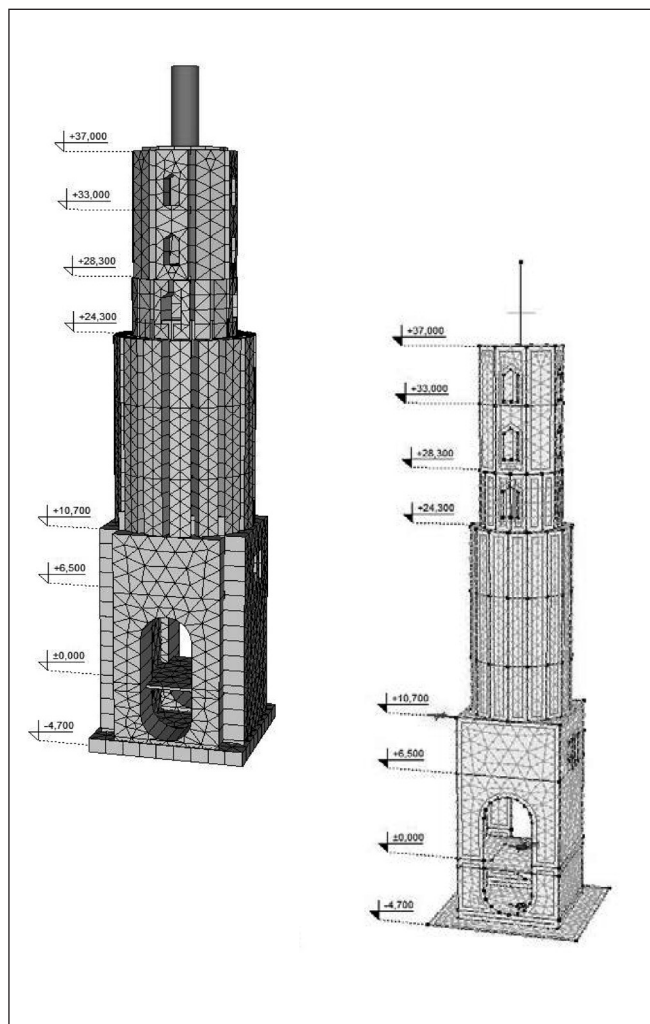


23. ábra: A szélteher megoszlása a tornyon az előzetes kézi számítás szerint

3.3.2.3 Igénybevételek

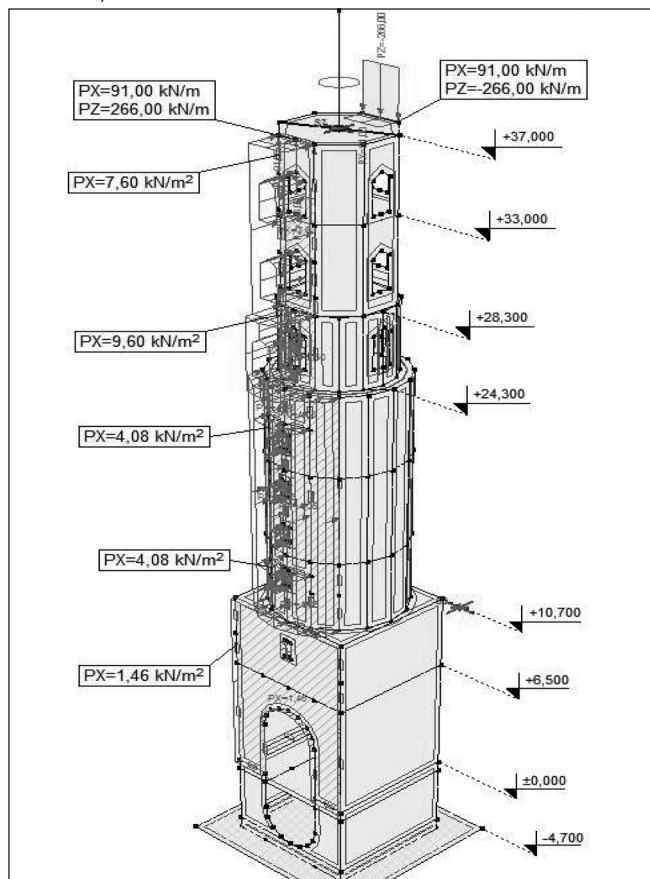
A számított igénybevételeket a 27. és 28. ábrákon ismer-tetjük.

(Folytatása következik.)

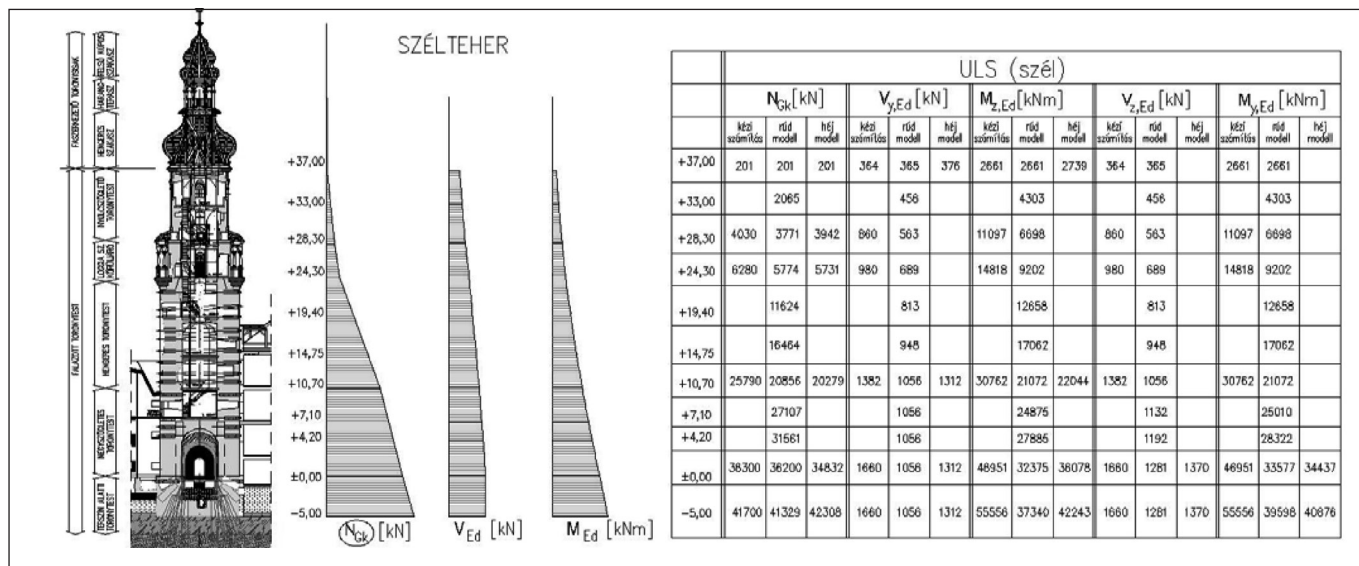
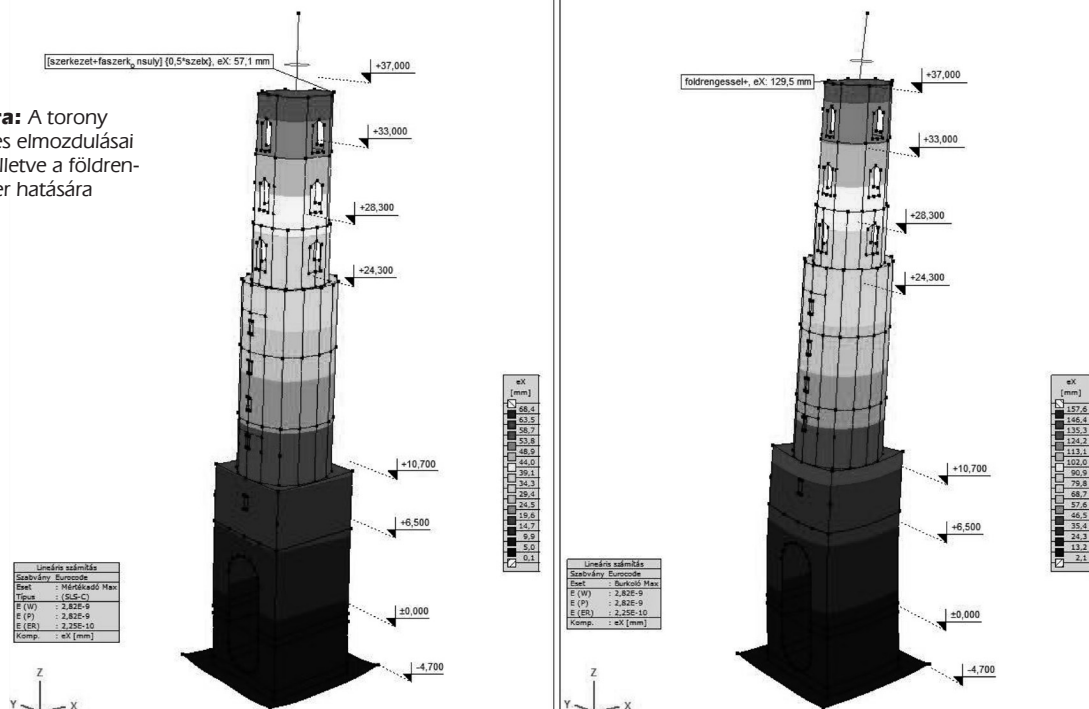


24. ábra: Héj modell geometria

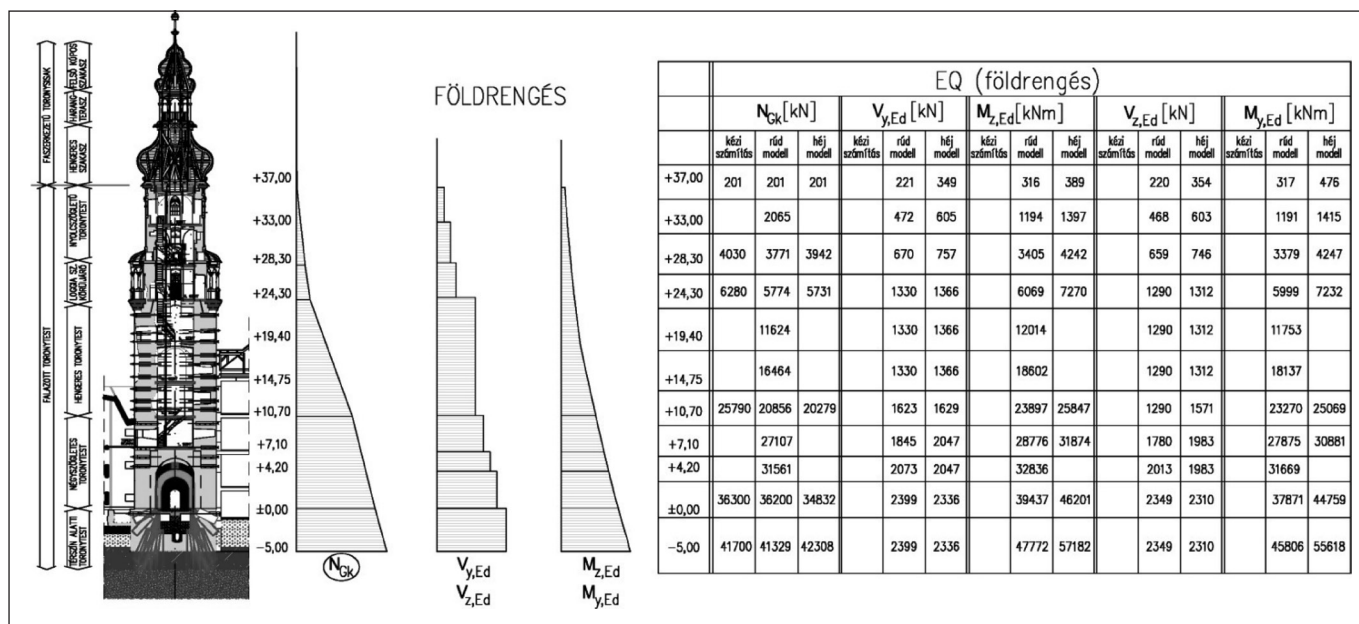
25. ábra: A szélterhek a héj modellen (helyettesítő teher karakterisztikus értéke)



26. ábra: A torony vízszintes elmozdulásai a szél-, illetve a földrengés teher hatására



27. ábra: Igénybevételek tervezési értékei önsúly+szél ULS teherkombinációkban az egyes számítási modellek esetén



28. ábra: Igénybevételek tervezési értékei önsúly+földrengés szeizmikus teherkombinációkban az egyes számítási modellek esetén