

A SOPRONI TŰZTORONY HELYREÁLLÍTÁSÁNAK BEMUTATÁSA – 2.



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 építéskor (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

(Folytatás a Vasbetonépítés 2013/03. számából)

3.3.4. A falazat ellenőrzése

3.3.4.1. A falazat szilárdsági értékei

A torony falazott szakasza szabálytalan terméskő falazattal készült. A kő alapanyaga környékbeli bányákból származó, változó szilárdságú mészkő (lásd 29., 30., 31. ábrákat).

A falazatból mintavételre és roncsolásos vizsgálatok készítésére, szilárdságának meghatározására közvetlen a tervezés megkezdése előtt nem volt lehetőség. Egyéb adat híján a falazat szilárdsági adatainak meghatározásakor a korábbi szakvélemények megállapításaira, a falazati szabványok előírásaira, valamint a szakirodalomban fellelhető adatokra kellett támaszkodnunk.

a.) A falaszilárdságra vonatkozóan a BME vasbetonszerkezetek tanszéke (dr. Bölcskei Elemér; dr. Szerémi László) által 1974-ben készített szakvélemény adatai adják a legátfogóbb képet, amelyben a falazat függőleges határfeszültségét az akkor érvényes MSZ 15000-es szabványsorozatnak megfelelően adták meg, roncsolásos és Schmidt kalapácsos vizsgálatokra támaszkodva

$\sigma_{H, függ} = 0,7 \text{ N/mm}^2$ értékben.

A vízszintes fugák irányába ható nyomó igénybevételekre a határfeszültséget:

$\sigma_{H, vízsz} = 0,35 \text{ N/mm}^2$ értékben állapították meg.

A törőkísérletek alapján a szakvélemény a kőalapanyag átlagos szilárdságára $10,9 \text{ N/mm}^2$ -t állapított meg.

A habarcs morzsolódási tényezője alapján a becsült habarcs-szilárdság $0,25 \text{ N/mm}^2$ volt.

b.) Amennyiben a BME szakvéleményben megadott kő és habarcsszilárdságot figyelembe véve az MSZ-EN 1996-1-1:2009 szabvány 3.7.2 pontja szerint meghatározzuk a falazat nyomó-szilárdságának karakterisztikus értékét, akkor az alábbiakat kapjuk:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} = 0,8 \cdot 0,45 \cdot 10,8^{0.7} \cdot 0,25^{0.3} = 1,26 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{1,26}{3} = 0,42 \text{ N/mm}^2$$

Az anyagoldali biztonsági tényezőt a maximális $\gamma_M = 3,0$ értékre vettük fel, mivel a kiinduló adatok meghatározása kevés számú vizsgálaton alapul.

c.) A falazat húzó szilárdságára (f_t) a falazat kezdeti nyíró-szilárdságának becsült értékét vettük fel ($f_{vk,0} = 0,025 \text{ N/mm}^2$) abból kiindulva, hogy a kőfal elemei közötti húzási tönkremenetelt nem a köelemek húzási törése, hanem a köelemek közötti tapadási nyírószilárdság szabja meg, ami a habarcs szilárdságától függ. Kedvező hatással lehet itt is a húzószilárdságra a fellépő nyomás, a nyírószilárdsághoz hasonlóan (lásd d. pont alatt).

d.) A falazat nyírószilárdságát az MSZ EN 1996-1 szabvány 3.6.2. (4) pontja szerint is meghatároztuk. A nyírószilárdság értéke függ a falazatban ébredő normálfeszültségektől, ezért értékét toronyszakaszonként határoztuk meg a következő összefüggéssel:

$$f_{vd} = (0,5 \cdot f_{vk,0} + 0,4 \cdot \sigma_d) / \gamma_M$$

A falazat kezdeti nyírószilárdságának becsült értéke az MSZ-EN 1996-1-1:2009 szabvány 3.4 táblázata alapján, a fenti habarcsszilárdságot figyelembe véve:

$$f_{vk,0} = 0,025 \text{ N/mm}^2$$

A σ_d átlagos nyomófeszültség változását a torony magassága mentén a következő ábrán mutatjuk be (29. ábra).

Ezen kiindulási adatok alapján a falazat tervezési nyíró-szilárdsága a különböző torony-szakaszokon a következő értékre adódik:

Nyolcszögletes toronyszakasz +33,0 m szint fölött:

$$f_{vd33} = 0,005 \text{ N/mm}^2$$

Nyolcszögletes toronyszakasz +33,0 m és +28,3 m szint között:

$$f_{vd28} = 0,0175 \text{ N/mm}^2$$

Loggia szinti toronyszakasz +28,3m és +24,30 m szint között:

$$f_{vd24} = 0,031 - 0,04 \text{ N/mm}^2 \text{ -közötti érték.}$$

Hengeres toronyszakaszon +24,30 m és +10,70 m szint között:

$$f_{vd11} = 0,031 - 0,06 \text{ N/mm}^2 \text{ közötti érték}$$

Négyszetes toronyszakaszon +10,70 m és +0,00 m szint között:

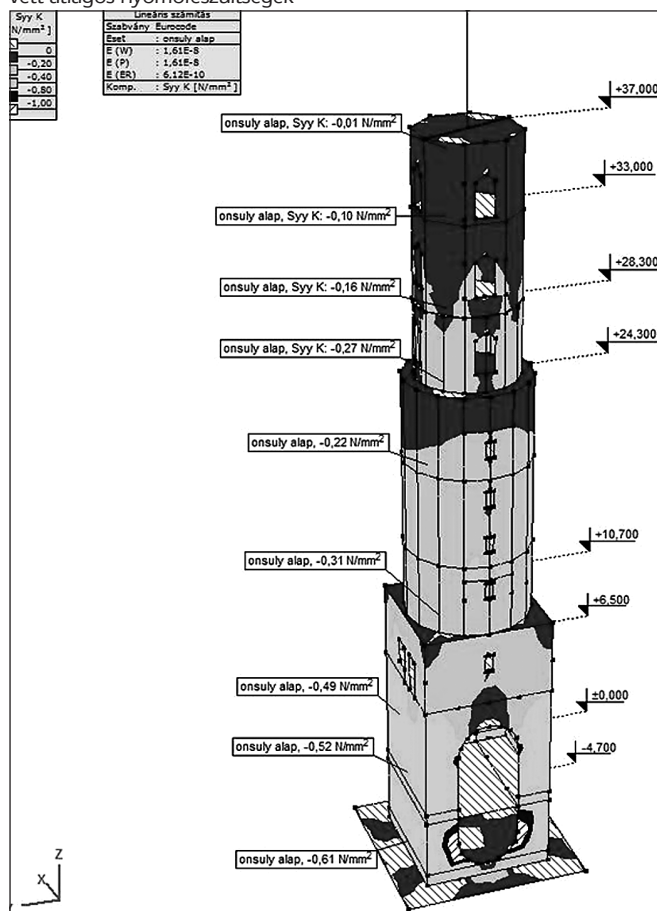
$$f_{vd11} = 0,055 - 0,11 \text{ N/mm}^2 \text{ közötti érték.}$$

e.) Tervezési szilárdságok a torony ellenőrzésekor

Figyelembe véve a Tűztorony használati tapasztalatait, a Tűztorony falazata nyomószilárdságának tervezési értékeként a Vasbetonszerkezetek Tanszék által megadott:

$f_d = 0,70 \text{ N/mm}^2$ értéket fogadjuk el.

29. ábra: A falazat nyírószilárdságának meghatározásánál figyelembe vett átlagos nyomófeszültségek



1. táblázat: Feszültségek „tervezési értékei”

Magassági hely*	Függőleges nyomó-feszültségek	Függőleges húzó-feszültségek	Faltest nyíró feszültségei min.	Faltest nyíró feszültségei max.	Gyűrű irányú húzó-feszültségek múzeumi oldal	Gyűrű irányú húzó-feszültségek Főtér oldal	Gyűrű irányú húzóerők múzeum felől	Gyűrű irányú húzóerők Főtér felől
	[N/mm²]				[kN/m]			
+37,0	-0,05	+0,02	0,02	0,02	-	-	-	-
+33,0	-0,39	+0,09	0,03	0,04	+0,10	+0,16	126,3	86,9
+28,3	-0,46	+0,06	0,03	0,04	+0,19	+0,27	229,2	151,7
+24,3	-0,67	+0,04	0,03	0,03	+0,35	+0,31	149,5	110,1
+10,7	-0,61	-	0,02	0,04	+0,28	+0,26	93,1	93,1
+6,5	-0,60	-	0,03	0,05	-	-	-	-
+0,00	-0,94	-	0,08	0,06(0,24)	-	-	-	-
-4,70	-1,06	-	0,07	0,04	-	-	-	-

*Magassági helyre vonatkozóan lásd a 29. ábrát



30. ábra: A kő jellemző struktúrája és a falazat jellemző képe

Mivel ezt $\gamma_M = 3,0$ biztonsági tényezővel határozták meg, a falazat nyomószilárdságának karakterisztikus értéke cca. $f_k = 2,1 \text{ N/mm}^2$ értékre adódik.

Ezen értékből számítva a falazat rugalmassági modulusa:

$$E_0 = K_E f_k = 1000 \cdot 2,1 = 2100 \text{ N/mm}^2$$

Berepedt keresztmetszetet figyelembe véve, a falazat rugalmassági modulusa ennek felére becsülhető.

A nyírószilárdság tervezési értékeit a megerősítés előtti állapotra az előzőekben a d. pont alatt adott értékekkel fogadjuk el.

3.3.4.2. A számított feszültségek

Praktikussági okokból az alábbiakban az igénybevételek tervezési értékei helyett mindjárt a feszültség tervezési értékeit adjuk meg, önsúly + földrengés mértékadó teherkombinációból (1. táblázat).

3.3.5. Megerősítés a nyolcszögletű toronyrészen

3.3.5.1. A megerősítés elvei a nyolcszögletű torony szakaszon (+24,3 és +37,0 m között)

A nyolcszögletű részen a kváderes kőoszlopok közötti kitöltő falazatok egyikében függőleges repedés volt tapasztalható, továbbá a boltöveken repedések voltak észlelhetők.

Az erőtani számítások szerint a viszonylag nagy magasságú faszerkezetű toronysisak kicsi függőleges terheléseket, de nagy vízszintes erőket ad át a torony e szakaszára. Így a falazat elsősorban nyírásra van igénybe véve, valamint a faszerkezetű toronysisak leborulása ellen mutatkozott gyengének, ami a falazatban húzásokat idézhet elő.

Az észlelt meghibásodások és a számításból adódó hatások ellensúlyozására a következő megerősítéseket alkalmaztuk:

- *függőlegesen vezetett nyolc acél Dywidag feszítő rúd beépítése* a falazatba a +24,30 és a +37,00 szintek között, hogy annak nyírási teherbírását fokozzuk, a leborító nyomatékából keletkező húzásokat felvegyük (31. ábra),
- *a meglévő földemek fölött új vasbeton földmentárcsák kialakítása* (a +24,30, +33,00 és +37,00 m szinten) az ablaknyílásokkal szabdaltnál jobb együttműködése és a nyírási teherbírás növelése érdekében,
- *a falazat gyűrűirányú összefogása* (a +28,30 m szinten) lágyvasalásból és feszítópázmákból kialakítva a gyűrűirányú húzóerők felvételére.

3.3.5.2. Megerősítés a húzóerők felvételére a nyolcszögletű toronyszakaszon

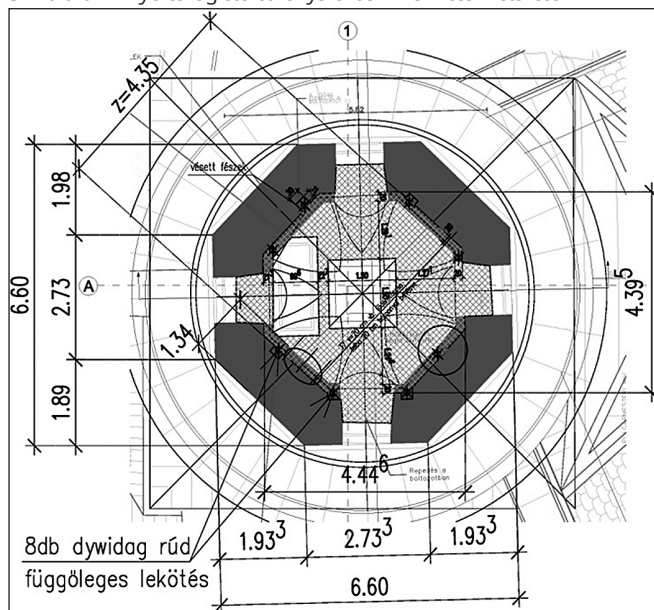
A függőleges húzóerők felvételére nyolc Ø46 mm Dywidag feszítórúdat helyeztünk el a 31. ábrának megfelelően.

Az igénybevételek tervezési értéke tartós és ideiglenes teherkombinációkban (ULS szél), valamint szeizmikus teherkombinációban a +24,30 m szintnél a 3.3.3.4 pont igénybevételei ábrái alapján:

1. Minimális normálerő + maximális nyomaték – (ULS szél)
 $N_{Ed,min} = 5774 \text{ kN}$ (nyomás)
 $M_{Ed} = 9202 \text{ kNm}$
2. Maximális normálerő + nyomaték – (ULS szél)
 $N_{Ed,max} = 1,35 \times 5774 = 7795 \text{ kN}$
 $M_{Ed} = 9202 \text{ kNm}$
3. Szeizmikus teherkombináció
 $N_{Ed} = 5774 \text{ kN}$
 $M_{Ed} = 7270 \text{ kNm}$

A fenti igénybevételek párok közül az 1. ULS –szél eset okozza

31. ábra: A nyolcszögletű toronyszakasz vízszintes metszete



a legnagyobb húzást a toronyszakaszon, így a következő b.) bekezdésben részletezett Dywidag-rúd ellenőrzést erre az esetre mutatjuk be.

a.) A falazat tiszta nyomásra történő ellenőrzése:

Nyomaték nélküli esetben a falazatban a nyomófeszültség tervezési értéke $A = 21,2 \text{ m}^2$ felület esetén:

$$\sigma_{fal,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{1,35 \cdot 5774}{21,2} = 369 \text{ kN/m}^2$$

azaz $0,369 \text{ N/mm}^2$, ami jóval elmarad a falazat nyomószilárdságának tervezési értékétől ($0,7 \text{ N/mm}^2$).

b.) A Dywidag-rúd ellenőrzése

Egy függőleges feszítórúdban a külső terhekből származó max. húzóerő $z = 4,35 \text{ m}$ kar esetén (31. ábra).

$$N_{Ed,rúd}^+ = \frac{9202}{4,35} \cdot \frac{1}{2} - \frac{5774}{8} = 336 \text{ kN}$$

Amennyiben egy feszítórúdban 100 N/mm^2 feszítő feszültséggel való „előfeszítésből” számítjuk a rúdban keletkező húzóerőt, úgy az alábbi értéket kapjuk:

$$N_{Ed,rúd}^{spann} = 100 \cdot 1690 = 169 \text{ kN}$$

A Dywidag-rúdban fellépő húzóerő tervezési értéke:

$$N_{Ed,rúd}^{össz} = 336 + 169 = 505 \text{ kN}$$

a Dywidag-rúd húzási teherbírásának tervezési értéke:

$$N_{Rd,rúd} = 1690 \cdot 630 = 1064 \text{ kN}$$

tehát a húzóerő felvétele biztosított.

Tehát az ULS állapotban a feszítórúd még jelentős tartalékkal rendelkezik a „leborításból” származó húzóerőkkel szemben, azonban így bizonyos, hogy a földrengéses állapotban a „dinamikusan” fellépő vízszintes erőből származó húzásokat is biztonsággal fedezzük.

Az ellenőrzés alapján a megerősítésre betervezett feszítórúd (jelentős alakváltozás nélkül) képes a toronyszakaszban fellépő húzás felvételére, így a falazat károsodásának mértéke – szélterhelés, illetve földrengés esetén – csak kicsiny lesz.

c.) A gyűrűirányú feszítőkábelek ellenőrzése a +28,30 m szinten, a loggia szakaszon

Maximális gyűrűirányú húzóerő tervezési értéke a loggia szakaszon:

$$n_{Ed,\varphi} = 229 \text{ kN/m}$$

A loggia ablaknyílások fölötti falsáv magasságán integrált gyűrűirányú húzóerők tervezési értéke:

$$N_{Ed,\varphi} = 1,60 \times 229 = 370 \text{ kN}$$

A beépített gyűrűirányú feszítőkábelek húzási teherbírása:

a gyűrűvasalás mennyisége és folyási szilárdsága:

$$\text{- feszítópázmáknál: } A_{sp} = 4 \times 150 = 600 \text{ mm}^2$$

$$f_{p0,1} = 1500 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{- lágyvasalásnál: } A_{sl} = 4 \times 314 = 1256 \text{ mm}^2$$

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rd} = 600 (1500 - 200) + 1256 \times 435 = 1326 \text{ kN} > N_{Ed,\varphi} = 370 \text{ kN}$$

A beépített gyűrűirányú feszítőkábelek húzási teherbírása jelentősen meghaladja a fellépő gyűrűirányú húzóerők tervezési értékét. A feszültségek ilyen jelentős korlátozása mellett, ezen igénybevételei szinttel elkerülhető a toronyszakasz jelentős gyűrűirányú alakváltozása és megrepedése a megerősítés után.

3.3.5.3. Húzóerők továbbítása a hengeres toronyszakaszra

A nyolcszögletű és a loggia szakasz alján, a +24,30 m szinten

az önsúlyból származó nyomóerők hatása miatt, már csak a torony keresztmetszeti területének kb. 12%-a húzott, ami nagyságrendileg összesen kb. $F_{Ed,húzás} = 65-70$ kN húzóerőt jelent.

A toronysisak lefordulása ellen a Dywidag-rudakban keletkező húzóerő 336 kN rudanként (lásd- 3.3.5.1/b pontot), és ez nagyobb érték, mint a toronykeresztmetszetben fellépő húzóerő (70 kN), tehát a továbbítandó húzóerő 336 kN/rúd.

A húzóerő lekötésére a hengeres toronyszakaszba 1,0 m mélyen befűrt és beragasztott, Ø16mm betonacél csapokat terveztünk. A hengeres toronyszakasz jelentős önsúlya miatt a befűrt tuskézés végéig a húzóerők nullára csökkennek.

Egy Ø16 mm-es, 1 m hosszon befogott tüske által felvehető húzóerő:

$$H_{Rd1} = 16 \cdot 3,14 \cdot 1000 \cdot 1,25 = 40 \text{ kN}$$

A tuskék beragasztásához HILTI HIT, HY-150 ragasztót terveztünk. Egy Dywidag-rúd lekötésére átlagosan szükséges tuskék darabszáma:

$$n = \frac{336}{40} = 8 \text{ db}$$

Így a nyolc Dywidag-rúdban a külső terhekből keletkező maximális húzóerő továbbítására $8 \cdot 8 = 64$ tüske vált szükségessé. Az előbbieken leírt megerősítéseket a 32. ábrán is bemutatjuk.

3.3.6. Megerősítés a hengeres toronyszakaszon

3.3.6.1. A megerősítés elvei és a falazatszilárdság növekedése a hengeres toronyszakaszon

A helyszíni megfigyelések során a hengeres részen tapasztalt függőleges repedések, valamint az erőtani számítások alapján fellépő nyomó- és nyírófeszültségi értékek az alábbi megerősítéseket indokolták (33. ábra):

- a hengeres falban fellépő gyűrűirányú húzóerőket gyűrű irányban futó feszítőpázmákkal és lágyvasalással vegyük fel,
- a feszítőpázmák aljzataként vasbeton gyűrűgerendák épüljenek a hengeres falba,
- a toronyrészben meglévő fa födécek helyett új, 20 cm vastag vasbeton födémtrácsák készüljenek,
- az elhelyezett gyűrű vasalások és födémtrácsák együttesen biztosítsák a falazat nyomó- és nyíró szilárdságának a növekedését,

- a helyi repedések kerüljenek javításra „falvarrási” technológiával.

A nyomószilárdság növekedése a megerősítés által a hengeres toronyszakaszon

A torony hengeres szakaszán átlagosan 1,40 m osztásközzel lágyvasakkal [$A_{sl} = 4 \times 314 = 1256 \text{ mm}^2$] és feszítőpázmákkal [$A_{sp} = 4 \times 150 = 600 \text{ mm}^2$] ellátott vasbeton gyűrűket helyeztünk el.

Az alkalmazott vasbeton gyűrűk abrncsoló hatásuk révén közvetett módon növelik a toronyszakasz falazatának nyomószilárdságát, és így növekszik a torony gravitációs és szél terhekkel, valamint a földrengéssel szembeni ellenállása és biztonsága.

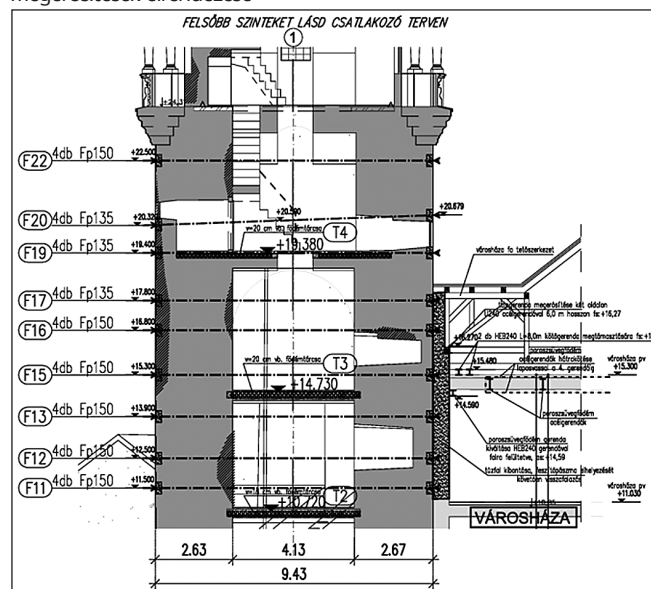
A nyomószilárdság növekedésének becslését a következőkben mutatjuk be:

a.) Az „abrncsolás” hatása

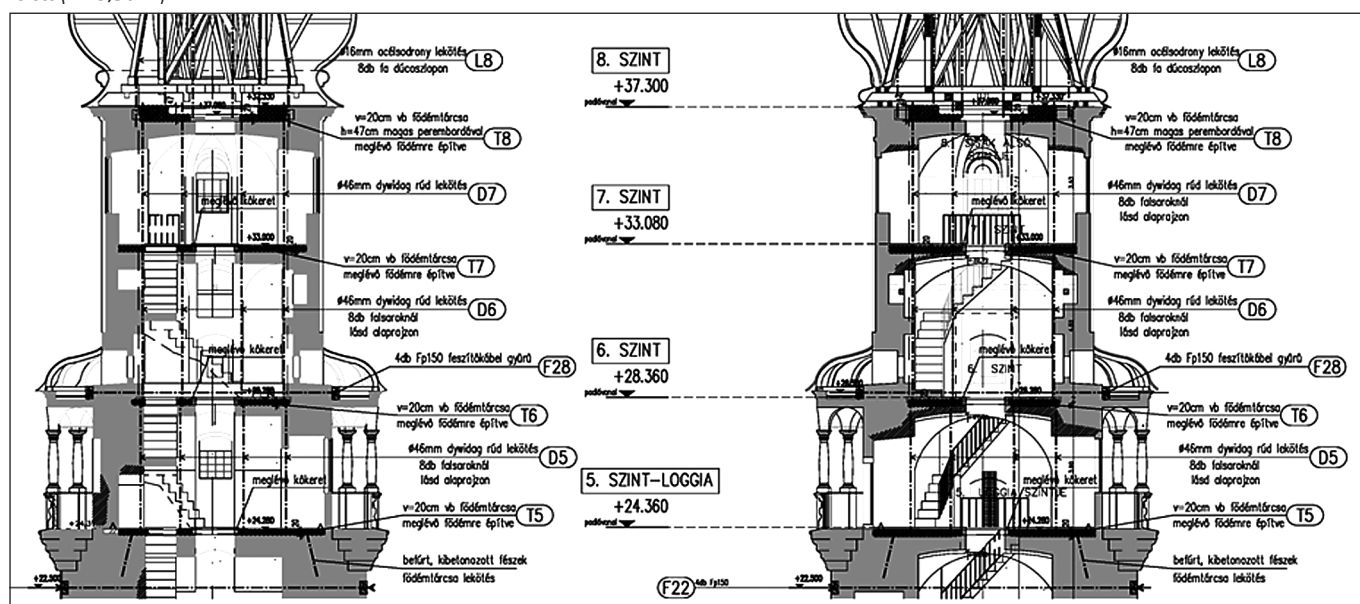
A falazat nyomószilárdságának tervezési értékeit megerősítés nélkül: $f_d = 0,7 \text{ N/mm}^2$ értékben vettük fel.

Az abrncsolás által kifejtett sugárirányú nyomófeszültség növekedést figyelembe vettük.

33. ábra: A hengeres toronyszakasz függőleges metszete – a megerősítések elrendezése



32. ábra: A nyolcszögletű toronyszakasz megerősítése – vízszintes födémtrácsák, függőleges Dywidag-rudak és a gyűrűvasalási rendszer a kerengő felett (+28,30 m)



Az abroncsolás által megnövelt nyomószilárdság tervezési értéke:

$$f_{k,c} = f_k \cdot (1,125 + 2,50 \cdot \sigma_2 / f_k) = 1,3 \cdot f_k$$

$$f_{d,c} = 0,91 \text{ N/mm}^2$$

A hengeres toronytestben a nyomófeszültségek maximális értéke az önsúly és a földrengés együttes hatására lép fel $\sigma_{Ed} = 0,61 \text{ N/mm}^2$ (1. táblázat).

A tervezett megerősítéssel a hengeres toronytestben a megnövekedett tervezési szilárdság ($f_{d,c} = 0,91 \text{ N/mm}^2$) kb. 1,5-szörös biztonsággal haladja meg a fellépő feszültséget.

3.3.6.2. A nyírószilárdság növekedése a megerősítés által a hengeres toronyszakaszon

A hengeres toronyszakaszon az önsúly + szélterhek kombinációjából (ULS) származó nyírófeszültségek átlagos értéke, $\tau_{U,Ed} = 0,02 \text{ N/mm}^2$ nem éri el a toronyszakasz nyírószilárdságának legkisebb tervezési értékét, az $f_{vd} = 0,031 \text{ N/mm}^2$ -t az állandó terhekből származó kisebb nyomófeszültségű felső szakaszon sem (3.3.4.2. pont, valamint az 1. táblázat).

A szeizmikus teherkombinációkból származó magasabb nyírófeszültségek $\tau_{Eq,Ed} = 0,04\text{--}0,05 \text{ N/mm}^2$ (1. táblázat) azonban helyenként már meghaladják a toronyszakasz falazatának nyírási szilárdságának tervezési értékét ($f_{vd} = 0,031 \text{ N/mm}^2$), ezért a nyírószilárdság növelése szükséges volt.

A hengerfalat körül ölelő lágyvas és feszített gyűrűvasak, valamint a vasbeton födém tárcsák együttes működése a hengeres falrész nyírószilárdságának növekedéséhez is hozzájárul.

A gyűrűvasalás – mint nyírási vasalás – a gyűrű-keresztmetszetű hengeres toronyrészben a nyírási teherbírást az alábbi értékkel növeli:

$$V_s = \alpha \cdot \frac{A_v f_{yh} \cdot z}{s} = 0,72 \cdot \frac{(600 + 1256) \cdot 435 \cdot 7630}{1400} = 3168 \text{ kN}$$

Nyírási vasalásként a gyűrűvasalás adatait vettük figyelembe, lásd az előző 3.3.6.2. pontban.

Ebből a nyíróerő értékéből visszaszámított nyírószilárdsági érték növekedés:

$$f_{vds} = \frac{3168 \cdot 10^3}{49,5214 \cdot 10^6} = 0,0639 \text{ N/mm}^2$$

Igy a falazat nyírószilárdságának tervezési értéke

$$f_{vd} = 0,031 + 0,064 = 0,094 \text{ N/mm}^2,$$

amely érték már a földrengéses terhelés esetén is meghaladja a fellépő tervezési nyírófeszültségek maximális értékét ($0,05 \text{ N/mm}^2$).

3.3.6.3. A megerősítés kialakítása a hengeres toronyszakaszon

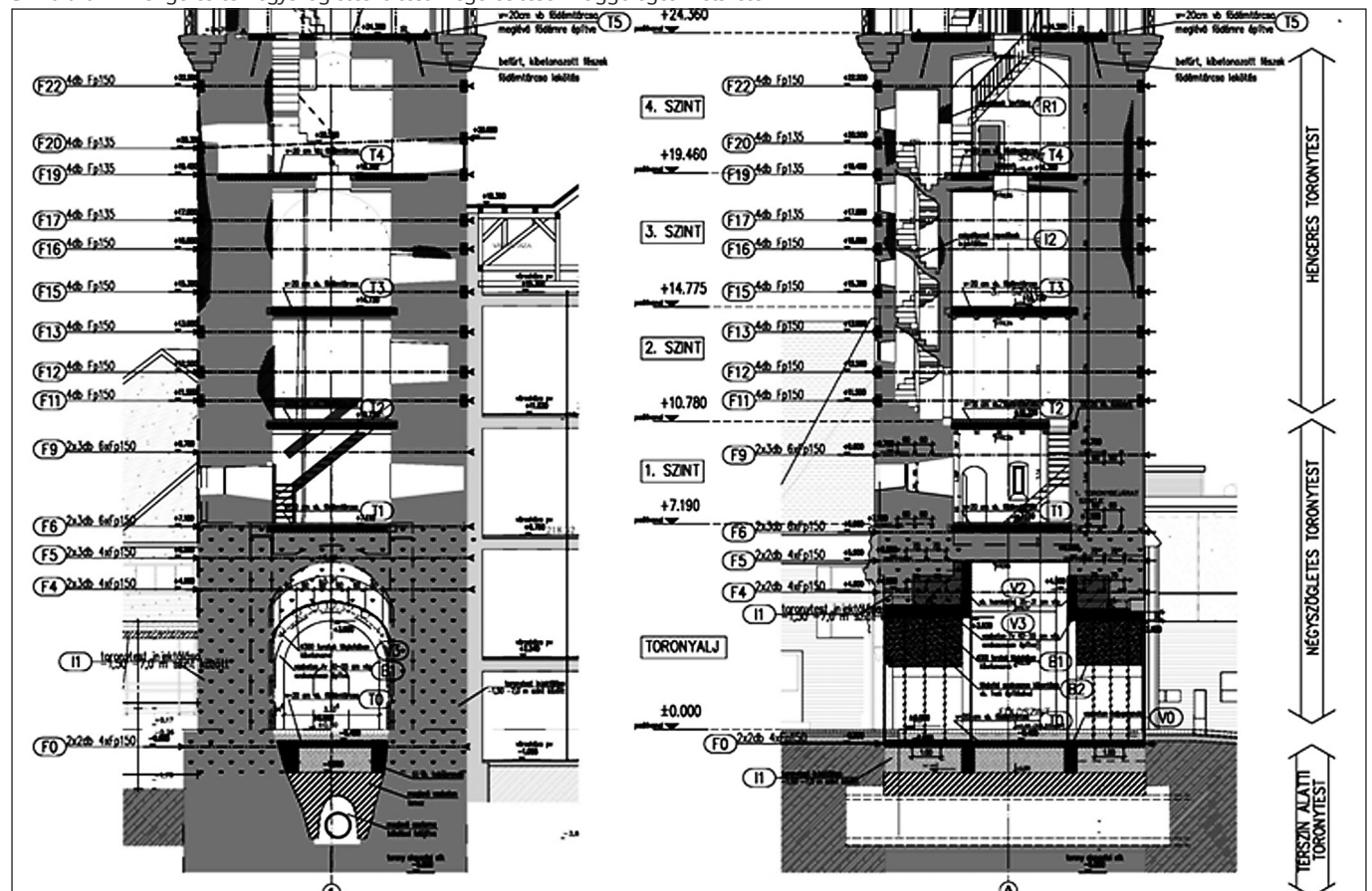
A tapasztalt repedések és a megerősítések főbb jellemzőit a 34. ábra mutatja a 3.3.6.1 pontban adott megerősítési elveknek megfelelően.

A henger-gyűrűs toronyszakasz megerősítése a külső kontúrra helyezett, gyűrűs irányban futó feszítőpázmákkal történt. A feszítőpázmák – a homlokzati adottságokhoz, a környezeti beépítéshez igazodva 1,5–2,5 m távolságban követik egymást.

A nagyobb sűrűségben elhelyezett feszítőpázmákkal az volt a célunk, hogy a toronytest jelentős függőleges nyomásából származó gyűrű-irányú húzásokat kompenzáljuk, valamint a feszítőpázmával a falazat vízszintes irányú nyírási ellenállását növeljük és ezzel mind a szélteherre, mind a földrengés terheire ellenállóbbá tegyük a tornyot.

A meglévő födémekre kerülő új, 20 cm vastag vasbeton

34. ábra: A hengeres és négyszögletes faltest megerősítése – függőleges metszetek



födémhárcsák szintén a torony nyírási ellenállását növelik. A födémhárcsák 20 cm mély bevéséssel kapcsolódnak a kőfalazathoz és biztosítják a falrészek együttdolgozását a kerület mentén.

A feszítópázsma gyűrűk aljataként lágyvasalású vasbeton gyűrűk készültek. A gyűrűk részére a falazat külső felületén körben vízszintes hornyokat alakítottunk ki. A falhornyok 40 cm magasak és 22 cm mélyek, egymástól 1,5-2,5 m-es távolságban vannak. A falhornyok, illetve feszítópázmák kiosztását úgy határoztuk meg, hogy az erőtanai szempontból megfelelőek legyen, és egyben feleljenek meg a toronyban levő áttörések, ablakok által megadott geometriának.

A falhornyokat alul-felül bevágással kértük készíteni, az így közrefogott faldarabot pedig kis teljesítményű vésőgéppel lehetett eltávolítani. A falhornyok kitisztítása után két sorban egymástól 60 cm-enként Ø20 betonacél tuskékat fúrtak-és erasztottak be a falba. A tuskék hossza 40 cm, a befúrás hossza 28 cm. Az alkalmazott ragasztóanyag itt is HILTI HIT-HY 150 volt (35. ábra).

A tuskézés elhelyezését követően a falhornyba 6 cm vastag, erősen vasalt lövellt betonkéreg épült. A kéregbe tervezett vasalás gyűrűirányban 4Ø20, függőlegesen Ø12/20 volt.

A vasalt lövellt beton kéreg egyrészt biztosítja a pázmák megfelelő felfekvési felületét, az egyenletes teherátadást, másrészt a gyűrűirányban elhelyezett vasalás önmagában is hozzájárul a toronytest nyíró- és nyomószilárdságának megnöveléséhez. A lövellt beton (Kreston LB4 keverék) felületének végleges síkját simítással alakították ki a pázmák egyenletes felfekvése érdekében (36. ábra).

35. ábra: A lövellt betonkéreg lágyvasalása a feszítópázsma gyűrűk hornyjaiban



36. ábra: A lövellt betonkéreg és a feszítópázsma gyűrűk



3.3.7. A négyszögű toronyrész megerősítése és a kapuátjáró kialakítása

3.3.7.1. A megerősítés elvei a négyszögletes toronyrészen

A hengeres szakaszon tapasztalt függőleges irányú repedések, valamint az erőtanai számításokból meghatározott igénybevételek azt mutatták, hogy a nyomófeszültségek tervezési értékei igen közel esnek a falazat tervezési nyomószilárdságához. Az átjáró kialakítása és újbóli „kinyitása”, azaz a korábbi falazat kibontása jelentősen nagyobb nyírófeszültségeket ébreszt, mint a figyelembe vehető nyírószilárdsági értékek, ezért az alábbi megerősítéseket tartottuk szükségesnek (34., 40. és 41. ábrák):

- a falazat injektálása cementbázisú injektáló anyaggal a falazat nyomószilárdságának növelése érdekében,
- két főirányban feszítópázmák elhelyezése a boltváll és a +10,70 m-es szint között, valamint a terepszint alatt (-0,60 m) az irányváltó erőkből adódó ferde húzások ellensúlyozására,
- a meglévő födém fölött, (+10,30 m), valamint a terepszint alatt új, 20 cm vastag vasbeton födémhárcsák kialakítása a terhek egyenletesebb átadásának elősegítése érdekében mind az átjáró szakaszon, mind az alapozásnál.
- vasbeton kiváltó boltívek beépítése a befalazás szakaszos kibontásával, a terepszint alatti talpgerenda rendszerről indítva, a boltívek nyírási teherbírásának növelése érdekében.

3.3.7.2. A falazat szilárdságnövelése

A.) A nyomószilárdság növelése injektálással

A négyszögletes toronyszakasz nyomószilárdságát Technowato quick-mix VP-III. különleges minőségű cement kötőanyag injektálásával növeltük a -1,50 m és +7,0 m közötti toronyszakaszon. A falazat megnövelt nyomószilárdságának a kiviteli tervek előírásai alapján el kellett érni az $f_{d,inj} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ -t, amit az injektálás utáni roncsolásos és roncsolásmentes vizsgálatokkal kellett igazolni. Az ÉMI Nonprofit Kft. vizsgálati az injektálás után az előírt megnövelt tervezési szilárdság értéket visszaigazolták (ÉMI 2012).

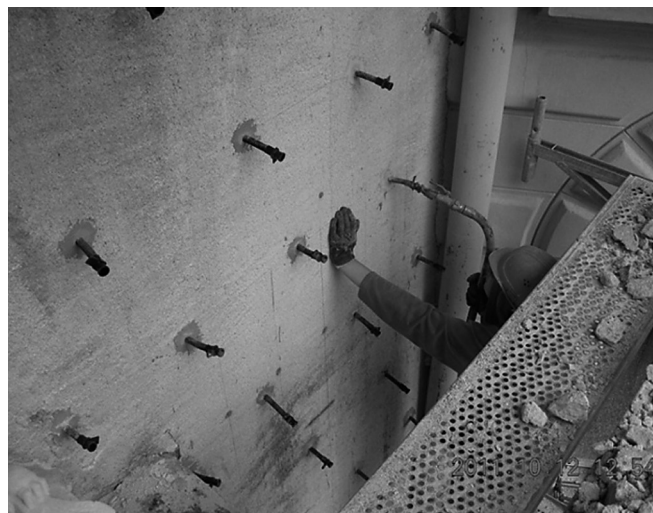
A1.) Az injektálás helyei, anyaga

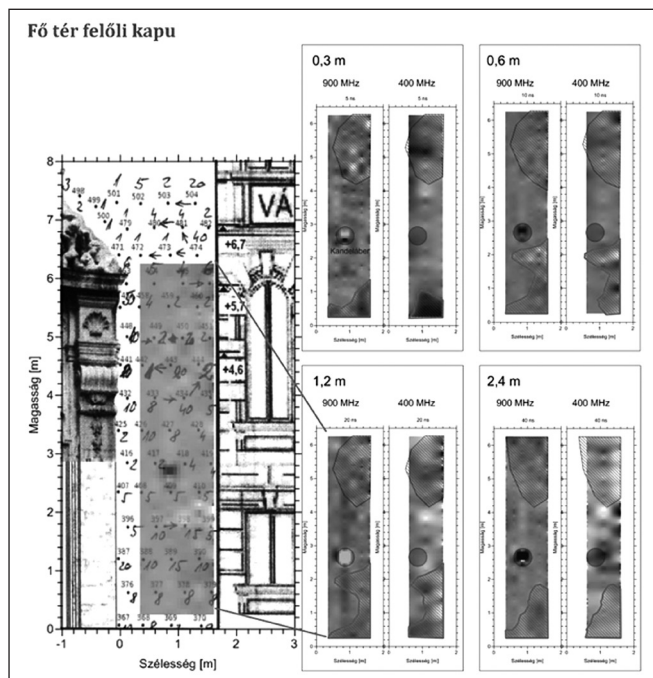
A munkák megkezdése előtt próbainjektálás készült, melyből három helyen Ø50 mm magfurat mintát vettek legalább 7 napos korban, melyen a beinjektált habarcs szilárdságát vizsgálták. Ennek 28 napos korban el kellett érni a kiviteli terven előírt 2 N/mm^2 nyomófeszültség-határt.

Az injektálási pontokon mérték az injektált anyag mennyiségét (37., 38., és 39. ábra).

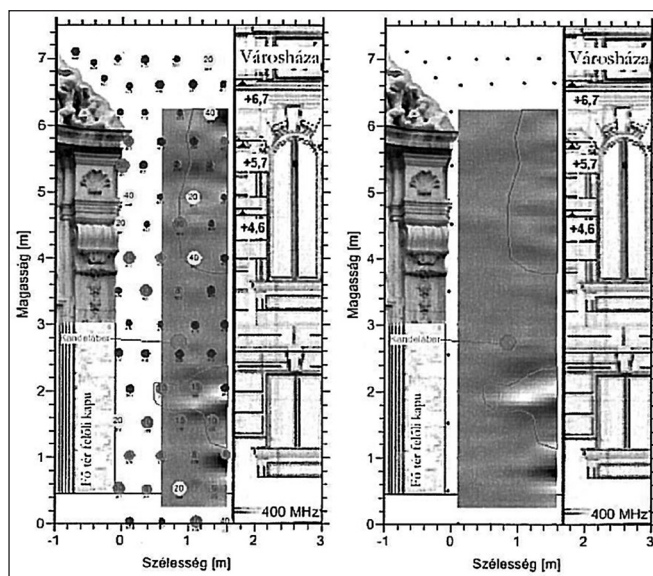
A -1,50 és +7,0 m szintek között a torony kőfalazatának nyomó- és nyírószilárdságát mindenhol egyenletesen növelni kellett, ezért e szakaszon a teljes faltömböt injektálták.

37. ábra: Injektáló csomók a Főtér felőli toronyfalon (Mingeo Kft, 2011)





38. ábra: Ultrahangos vizsgálat eredményei a Fő tér felőli faltestben az injektálás előtt (Mingeo Kft, 2011. dec.)



39. ábra: Injektálás előtti és utáni radarkép a Fő tér felőli toronyfal esetében (Mingeo Kft, 2011)

A2.) Ultrahangos ellenőrzés az injektálás előtt és után

Az ellenőrző mérés az injektálást megelőzően 2011. októberében, az injektálás után 2011. november közepén történt, a mérési módszer mindkét mérésnél azonos volt. (Mingeo Kft 2011).

A mérések zöme injektálás után is a 2000 m/s alatti, kis szilárdságú közet mérési tartományába esett. Növekedés a torony belsejében végzett mérések esetében volt tapasztalható. A mért falazat anyag szilárdsága ez alapján 10 N/mm² alatt valószínűsíthető.

A3. Az injektált falazat helyszíni és labor vizsgálata (ÉMI)

Az ÉMI Nonprofit Kft. a következő vizsgálatokat (ÉMI, 2012.) végezte a négyszögletes toronyszakaszon az injektálás hatékonyságának igazolására és az előírt 2 N/mm² tervezési nyomószilárdság teljesülésére. Vizsgálataik az alábbiak voltak:

- endoszkópos furat vizsgálat, az injektáló anyag eloszlásának, kitöltöttségének vizsgálatára,
- a feszítőpázsma-csoportok részére készített 100 mm átmérőjű furatok szemrevételezéses vizsgálata,
- fűrt magminta vétel és laboratóriumi nyomószilárdságvizsgálat,

- Schmidt kalapácsos helyszíni roncsolásmentes nyomószilárdság-vizsgálat.

Az ÉMI által elvégzett laboratóriumi szilárdságvizsgálatok a következő eredményeket mutatták az injektált fal alapanyagaigra vonatkozóan:

Kőanyag: nyomószilárdság átlag – $f_{bm} = 51,1 \text{ N/mm}^2$

Injektáló habarcs: nyomószilárdság átlag – $f_{mm} = 39,3 \text{ N/mm}^2$

A felsorolt vizsgálatok alapján az ÉMI Nonprofit Kft. szakértői állásfoglalásában a következő megállapításokat tette:

„A falazat felületén végzett helyszíni Schmidt- kalapácsos vizsgálatok alapján a falazat habarcsának átlagos nyomószilárdsága: 6,6 N/mm²-re tehető.

A laboratóriumi vizsgálatok alapján a falazat átlagos nyomószilárdsága 3,25 N/mm².”

Az állásfoglalásban az elvégzett vizsgálatok alapján kijelentették, hogy a falazat elvárt átlagos nyomószilárdsága minden esetben meghaladja a tervező által elvárt minimum 2 N/mm² értéket.”

Ezek alapján az injektálás sikeresnek tekinthető.

B.) A falazat szilárdságának növelése feszítéssel

Az átjáró kapu jelentős részét a 20. század elején befalazták, így csak kb. 1,2 m széles és 2,0 m magas átjáró maradt. Itt is emlékeztetünk arra, hogy a torony megerősítésének egyik fontos célja volt a kapubefalazás kibontása.

Az falazat szilárdságának növelésére alkalmazott feszítési megoldásokat a 40. és 41. ábrák szemléltetik.

C. A falazat növelt szilárdsági értékei

C1. A növelt nyomószilárdság tervezési értéke

Ezen adatok alapján az injektált falszakaszon a falazat megnövelt nyomószilárdságának karakterisztikus (f_k) értéke az MSZ EN 1996-1-1:2009 3.6.1.2 pont szerint

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

$$K = 0,8 \cdot 0,45 = 0,36$$

a falazóelem szabványos nyomószilárdsága (f_b) EN 772-1 alapján átszámítva az ÉMI Kft. által 50x50x50mm próbatesten meghatározott átlag nyomószilárdságból:

$$f_b = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 51,1 = 34,75 \text{ N/mm}^2$$

az injektálóhabarcs nyomószilárdsága az MSZ EN 1996-1-1:2009 szerint maximális M20 habarcs szilárdsági osztálynak megfelelően. $f_m = 20 \text{ N/mm}^2$ értékkel vehető figyelembe. Így az injektált falazat nyomószilárdságának karakterisztikus értéke:

$$f_k = 0,36 \cdot 34,75^{0,7} \cdot 20^{0,3} = 10,6 \text{ N/mm}^2$$

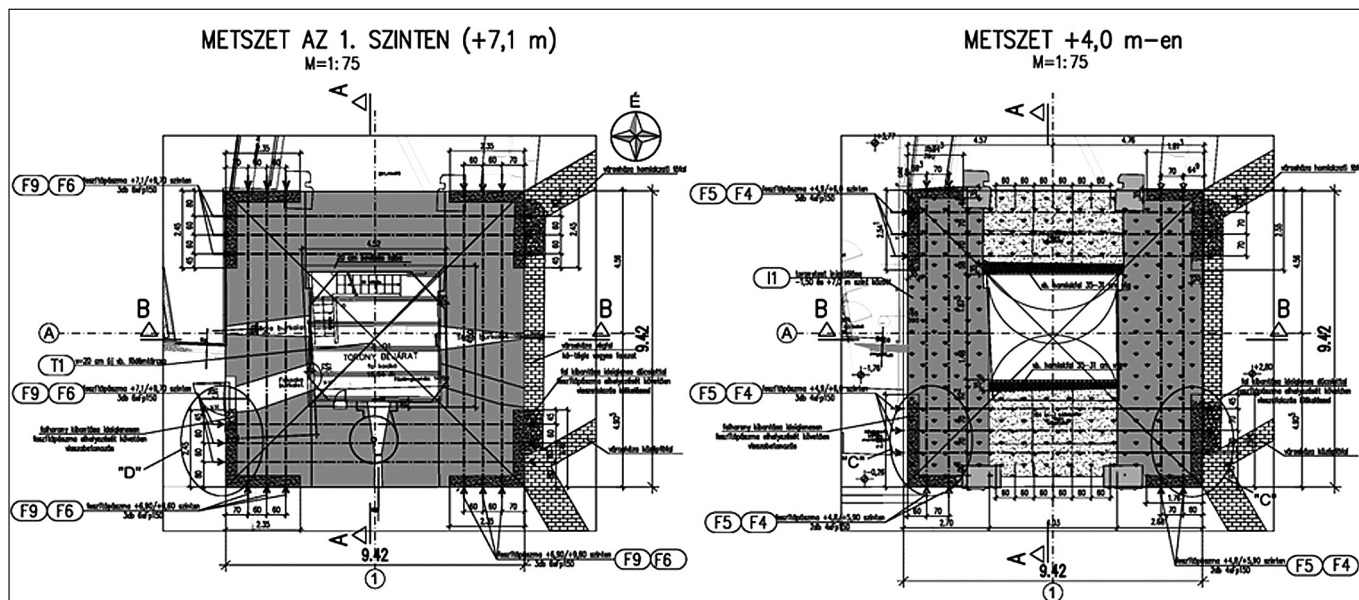
Az injektált falszakasz -1,5 m és +7,0 m szintek között megnövelt nyomószilárdság tervezési értéke, $\gamma_M = 3$ biztonsági tényező mellett:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{10,6}{3} = 3,53 \text{ N/mm}^2$$

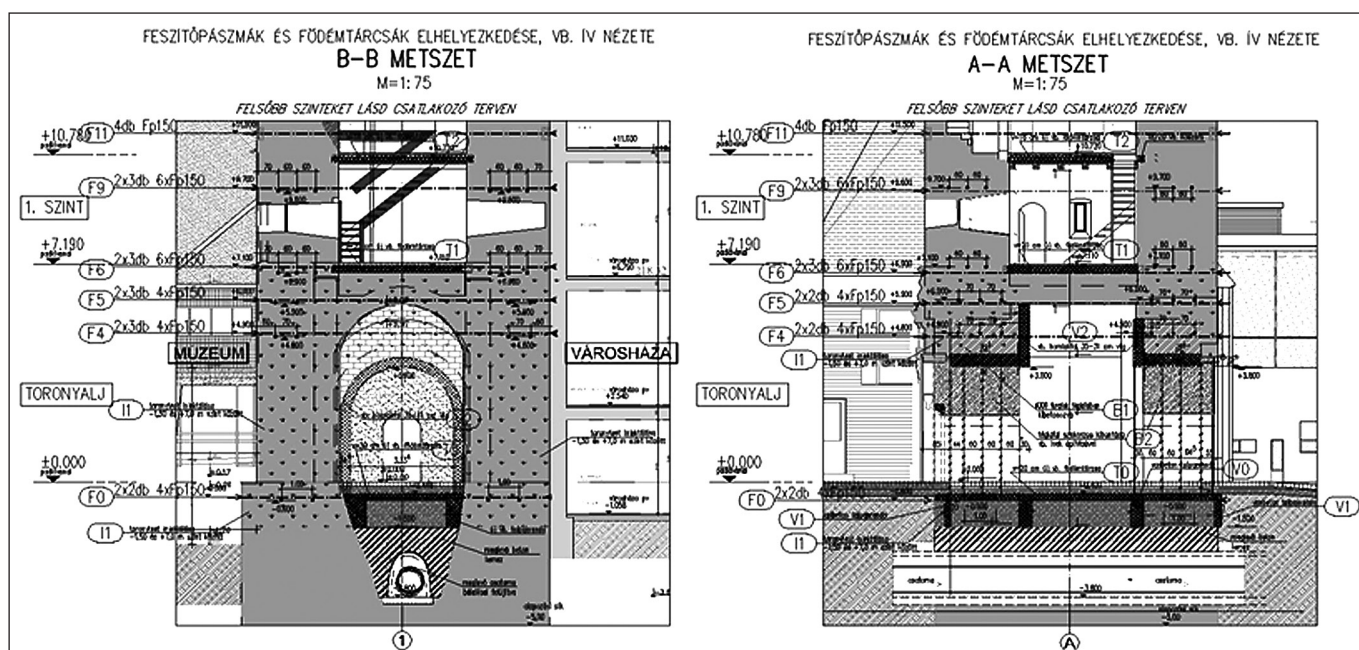
Itt jegyezzük meg, hogy szilárdságnövelés céljaként a kiviteli terveken a tervezési szilárdságra 2,0 N/mm² volt megadva, ami teljesült.

C2. Megerősítés a nyírószilárdság növelésére a a négyszögletes toronyrészén

A nyírószilárdság növekedését a falszakasz felső részén (+4,25



40. ábra: A négyszögletes toronytest megerősítése – vízszintes metszetek



41. ábra: A négyszögletes toronytest megerősítése – függőleges metszetek

–10,70 m között) a falazat injektálása és a vízszintes kábelek „szorító hatása” eredményezi, az alsó részen (0,00 – 4,25 m között) az injektálás és a vasbeton. kiváltó boltív hatása adja.

C2A.) A falazat nyírószilárdságnak tervezési értéke megerősítés nélkül a 3.3.4.1 pont alapján:

- $A + 10,70 \text{ m és } +4,25 \text{ m szint között:}$
 $f_{vd11} = 0,055 - 0,073 \text{ N/mm}^2$ közötti érték
- $A + 4,25 \text{ m és } +0,00 \text{ m szint között:}$
 $f_{vd6} = 0,098 - 0,11 \text{ N/mm}^2$ közötti érték

C2B.) Az injektálással megerősített falszakasz megnövelt kezdeti nyírószilárdságának tervezési értéke (a habarcs szilárdság növekedése következtében):

$$f_{vd} = \frac{f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d}{\gamma_M},$$

ahol $f_{vk0} = 0,3 \text{ N/mm}^2$ MSZ EN 1996-1-1:2009 3.4 táblázat alapján, M20 osztályba sorolt injektáló habarccsal teljesen kitöltött fugákat feltételezve, a nyomó feszültségek (σ_d) 29. ábrán látható értékeivel:

- $A + 7,0 \text{ m és } +4,25 \text{ m szint között:}$
 $f_{vd7,inj} = 0,149 - 0,156 \text{ N/mm}^2$ közötti érték
- $A + 4,25 \text{ m és } +0,00 \text{ m szint között:}$
 $f_{vd6} = 0,181 - 0,189 \text{ N/mm}^2$ közötti érték

C2C.) A feszítőkábeleknek, mint nyírási vasalásnak a nyírószilárdságra való növelő hatása (tervezési érték) a +7,0 m és +4,25 m szint között:

Az „abroncsoló” feszítő vasalást a négyszög keresztmetsetű toronyrészen nyírási vasalásnak tekintve, meghatározzuk ennek nyírási teherbírását ($V_{Rd,s}$), majd ezt a falfelületre fajlagosítjuk.

- abroncsoló vasalás mennyisége a boltváll környezetében egy faltestben síkonként:
 $A_{sp} = 3 \times 4 \times 150 = 1800 \text{ mm}^2$
- feszítőpásmák síkok kiosztási távolsága: $s = 1100 \text{ mm}$
- a feszítőpásmák nyírási teherbírása

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sp} f_{yw}}{s} \cdot z \cdot \cot(\Theta) = \frac{1800 \cdot (1500 - 200)}{1100} \cdot 2700 = 5743 \text{ kN}$$

Ez a nyírási teherbírás a falazat tervezési nyírószilárdságát az alábbi értékkel növeli a 2700 x 2700 mm-es felületű faltestre-szen: $\gamma_M = 3,0$ biztonsági tényező mellett:

$$\Delta f_{vd, fesz, 1} = \frac{5743 \cdot 10^3}{(2700 \cdot 2700) \cdot 3,0} = 0,26 \text{ N/mm}^2,$$

C2D.) A feszítőkábelek részleges feszítésének további nyírószilárdság növelő hatása (tervezési érték) a +7,0 m és +4,25 m szint között a „vízszintes nyomások” következtében:

$$\Delta f_{vd, fesz, 2} = \frac{0,4 \cdot \sigma_d}{\gamma_M},$$

- abroncsoló vasalás mennyisége a boltváll környezetében egy faltestben síkonként:

$$A_{sp} = 3 \times 4 \times 150 = 1800 \text{ mm}^2$$

- Kezdeti feszítő feszültség (előfeszítés): $f_p = 200 \text{ N/mm}^2$

- Kezdeti feszítőerő síkonként, faltestenként:

$$F = 1800 \cdot 200 = 360\,000 \text{ N} = 360 \text{ kN}$$

- Feszítés hatására a faltestben keletkező nyomófeszültség:

$$\sigma_d = \frac{360\,000}{1100 \cdot 2700} = 0,12 \text{ N/mm}^2$$

- A nyírószilárdság tervezési értékének növekedése a feszítés hatására:

$$\Delta f_{vd, fesz, 2} = \frac{0,4 \cdot 0,12}{3,0} = 0,016 \text{ N/mm}^2,$$

C2E.) A vasbeton kiváltó boltövek nyírási teherbírásának hatása a falazat nyírószilárdságának tervezési értékének növekedésére a +0,00 és +4,25 m szint között:

- A vasbeton kiváltó boltövek „oszlopai” általában 35x50 cm keresztmetszetűek, kengyelezésük folyóméterenként 5 db Ø10/15, ezek alapján nyírási teherbírásuk:

$$V_{Rd} = \frac{5 \cdot 2 \cdot 78,5 \cdot 430 \cdot 0,75 \cdot 350}{150} \cdot 0,5 = 297 \text{ kN/m}$$

Ezt a nyírási teherbírást a 2,7 x 1,0 m felületű faltestre vetítve, annak nyírószilárdságának tervezési értékét ez a következő értékkel növeli:

$$\Delta f_{vd, vb} = \frac{297\,000}{2700 \cdot 1000} = 0,11 \text{ N/mm}^2,$$

C2F.) A négyszögletes toronyszakasz megerősítések hatására megnövekedett nyírószilárdságának tervezési értéke az egyes jellemző szintek között:

A megnövekedett nyírószilárdság tervezési értékét az A-D pontok alatt számított „növekmények” értelemszerű összegzésével kapjuk.

• A +10,70 m és +7,70 m szint között (megerősítés nélküli szakasz):

$$f_{vd11} = 0,055 \text{ N/mm}^2, \text{ illetve } f_{vd8} = 0,066 \text{ N/mm}^2$$

• A +7,70 m és +7,00 m szint között (megerősítés feszítőpázsma abroncsolással):

$$f_{vd7, növ} = 0,066 + 0,26 + 0,016 = 0,342 \text{ N/mm}^2$$

• A +7,00 m és +4,25 m szint között (megerősítés feszítőpázsma abroncsolással és injektálással):

$$f_{vd5, növ} = 0,149 + 0,26 + 0,016 = 0,425 \text{ N/mm}^2$$

• A +4,25 m és -0,40 m szint között (megerősítés vasbeton kiváltó boltövekkel+injektálással):

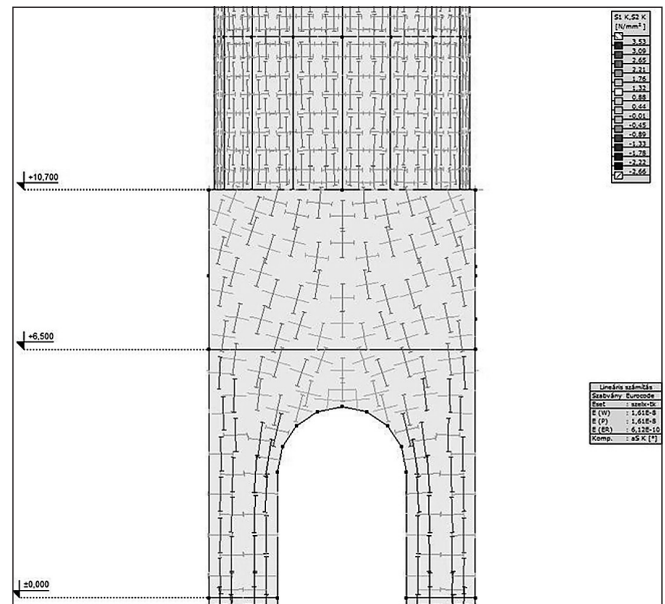
$$f_{vd4, növ} = 0,181 + 0,11 = 0,291 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd0, növ} = 0,189 + 0,11 = 0,299 \text{ N/mm}^2$$

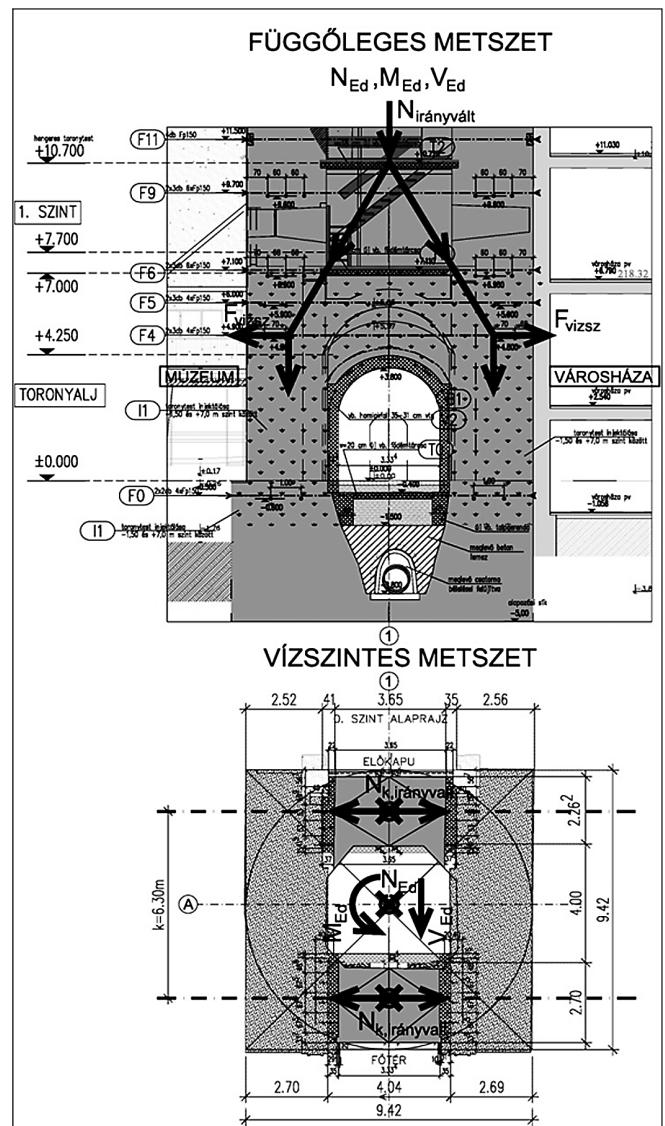
3.3.7.3. A számított erők és feszültségek a kapuzatnál

3.3.7.3.1. A négyszögletes toronytestben fellépő igénybevételek tervezési értéke az egyes jellemző szinteken, a feszültségek ellenőrzése

A torony igénybevételi ábráit lásd a 3.3.3.4 és 3.3.4.2. fejezetekben. Az alábbiakban a négyszögletes toronyszakasz további



42. ábra: Trajektória vonalak: az erők szétterjedése az átjáró boltövek környezetében a szűkítés kibontása után



43. ábra: Irányváltó erők az átjáró boltozatnál

jellemző szakaszhatárainak szintjein megadjuk az igénybevételek tervezési értékeit, amelyekből a falazat nyomó- és nyírófeszültségének tervezési értékeit meghatároztuk. Az ellenőrzés során ezeket a tervezési feszültségeket vetjük össze a korábbi pontban meghatározott tervezési szilárdságokkal.

A torony falazatában a *nyomófeszültségek maximuma* az önsúly + szélteher ULS kombinációjából származott, így az „irányváltó erők” (lásd később) meghatározása szempontjából is ez tekinthető mértékadónak (43. ábra).

A külső hatásokból származó nyíróerők maximális tervezési értéke, így a *nyírófeszültségek maximális értéke* a szeizmikus teherkombinációkból származik, amelyet a két főirányban meghatározott nyíróerő eredőjeként számítottunk ki..

A hengeres toronyszakaszról a négyzetes toronyszakaszra átadódó, közel függőleges erőfolyam, a boltozatos átjárót alátámasztó „két falpillérre” irányváltással jut el, így az erőfolyam irányváltoztatása következtében a négyszögletes faltestben ferde húzófeszültségek, azaz nyírófeszültségek alakulnak ki. Lásd a 42. ábra trajektória vonalait:

Az irányváltó erő kb. 28,9 %-a a függőleges erőnek.

A.) Ellenőrzés a +10,70 m és +7,70 m szint között (megerősítés nélküli toronyszakasz)

A torony alaprajzi keresztmetszete itt 9,4 x 9,4 m. A keresztmetszeti jellemzők:

$$A = 73,5473 \text{ m}^2, \quad W = 1,381 \cdot 10^2 \text{ m}^3$$

A1.) önsúly+szél - ULS kombináció:

- Az igénybevételek tervezési értéke:

A 3.3.3.4 pont igénybevételi ábrái alapján:

1. Minimális nyomás + hajlítás a +10,70 m szinten

$$N_{Ed} = 1,35 \times 20856 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = 21072 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = 1056 \text{ kN}$$

2. Maximális nyomás + hajlítás a +7,70 m szinten

$$N_{Ed} = 1,35 \times 26187 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = 24326 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = 1119 \text{ kN}$$

3. Irányváltó erő tervezési értéke az N_{Ed} és M_{Ed} értékek alapján:

$$N_{d, \text{irányvált, max}} = 0,289 (1,35 \times 26187/2 + 24326/6,3) = 6224 \text{ kN}$$

Irányváltó erőből származó többlet nyíróerő:

$$\Delta V_{\text{irányvált, max}} = 0,23 \cdot \frac{6224}{2 \cdot \lg(60)} = 413 \text{ kN}$$

Ellenőrzés:

Ellenőrzés hajlításra + nyomásra:

$$\sigma_{Ed, \text{fal}} = -\frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{W}$$

1. $N_{\min} + M_{Ed}$ eset a +10,70 m szinten

$$\sigma_{Ed, 10.7} = -0,111 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_d = -0,70 \text{ N/mm}^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

2. $N_{\max} + M_{Ed}$ eset a +7,70 m szinten

$$\sigma_{Ed, 7.7} = -0,648 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_d = -0,70 \text{ N/mm}^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

Ellenőrzés nyírásra: (+7,70m szint):

$$\tau_{Ed} = \frac{3}{2} \frac{V_{Ed}}{A} + \frac{\Delta V_{\text{irányvált, max}} \cdot 4}{A}$$

$$\tau_{Ed, 7.7} = 0,044 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{vd11} = 0,066 \text{ N/mm}^2$$

A számított feszültségek tervezési értékei kisebbek, mint ezen a magassági szinten a falazat nyomószilárdság, illetve nyírószilárdság tervezési értékei.

A2./ Önsúly + földrengés szeizmikus kombináció:

- Az igénybevételek tervezési értéke:

1. Minimális nyomás + hajlítás a +10,70 m szinten

$$N_{Ed} = 20856 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = \sqrt{25847^2 + 25069^2} = 36007 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = \sqrt{1629^2 + 1571^2} = 2263 \text{ kN}$$

2. Maximális nyomás + hajlítás a +7,70 m szinten

$$N_{Ed} = 26187 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = \sqrt{30734^2 + 29782^2} = 42796 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = \sqrt{1629^2 + 1571^2} = 2263 \text{ kN}$$

3. Irányváltó erő tervezési értéke az N_{Ed} és M_{Ed} értékek alapján:

$$N_{d, \text{irányvált, max}} = 0,289 (26187/2 + 42796/6,3) = 5747 \text{ kN}$$

Irányváltó erőből származó többlet nyíróerő:

$$\Delta V_{\text{irányvált, max}} = 0,23 \frac{5747}{2 \cdot \lg(60)} = 381 \text{ kN}$$

Ellenőrzés:

Ellenőrzés hajlításra + nyomásra:

$$\sigma_{Ed, \text{fal}} = -\frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{W}$$

1. $N_{\min} + M_{Ed}$ eset a +10,70 m szinten

$$\sigma_{Ed, 10.7} = -0,018 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_d = -0,70 \text{ N/mm}^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

2. $N_{\max} + M_{Ed}$ eset a +7,70 m szinten

$$\sigma_{Ed, 7.7} = -0,659 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_d = -0,70 \text{ N/mm}^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

Ellenőrzés nyírásra: (+7,70 m szint):

$$\tau_{Ed} = \frac{3}{2} \frac{V_{Ed}}{A} + \frac{\Delta V_{\text{irányvált, max}} \cdot 4}{A}$$

$$\tau_{Ed, 7.7} = 0,066 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{vd11} = 0,066 \text{ N/mm}^2$$

A számított feszültségek tervezési értékei kisebbek, mint ezen a magassági szinten a falazat nyomószilárdság, illetve nyírószilárdság tervezési értékei.

A.) Ellenőrzés a +4,25 m és +7,70 m szint között (megerősített toronyszakasz)

A toronykeresztmetszet cca. 9,4 x 9,4 m négyzetes hasáb, belül cca. 4,0 x 4,0 m négyzetes üreggel a +4,25 m szintnél két cca. 2,70 x 9,40 m keresztmetszetű falpillérre érkezik (43. ábra). Ez tekinthető az új átjáró kapuzat keresztmetszetének.

A keresztmetszeti jellemzők:

$$A = 73,5473 \text{ m}^2, W = 1,381 \cdot 10^2 \text{ m}^3.$$

B1.) Őnsúly + szél – ULS kombináció:

- Az igénybevételek tervezési értéke:

3.3.3.4 pont igénybevételi ábrái alapján:

1. Maximális nyomás + hajlítás a +4,25 m szinten

$$N_{Ed} = 1,35 \times 31561 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = 28322 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = 1192 \text{ kN}$$

2. Irányváltó erő tervezési értéke az N_{Ed} és M_{Ed} értékek alapján:

$$N_{d,irányvált,max} = 0,289 (1,35 \times 31561/2 + 28322/6,3) = 7456 \text{ kN}$$

Irányváltó erőből származó többlet nyíróerő:

$$\Delta V_{irányvált,max} = \frac{7456}{2 \cdot \lg(60)} = 2152 \text{ kN}$$

Ellenőrzés:

Ellenőrzés hajlításra + nyomásra: $\sigma_{Ed,fal} = -\frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{W}$

1. $N_{min} + M_{Ed}$ esete +7,70 m szinten lásd „A1/2” pontban

2. $N_{max} + M_{Ed}$ esete +4,25 m szinten

$$\sigma_{Ed,7.7} = -1,178 \frac{N}{mm^2} < f_{d,inj} = -3,53 \text{ N/mm}^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

Ellenőrzés nyírásra: (+4,25m szint):

$$\tau_{Ed} = \frac{3}{2} \frac{V_{Ed}}{A} + \frac{\Delta V_{irányvált,max} \cdot 4}{A}$$

$$\tau_{Ed,7.7} = 0,195 \frac{N}{mm^2} < f_{vd,5,növ} = 0,425 \text{ N/mm}^2$$

A számított feszültségek tervezési értékei kisebbek, mint ezen a magassági szinten a megerősített falazat nyomószilárdság, illetve nyírószilárdság tervezési értékei.

B2.) Őnsúly + földrengés szeizmikus kombináció:

- Igénybevételek tervezési értéke:

1. Minimális nyomás + hajlítás a +7,70 m szinten, lásd „A2/2” pontban

2. Maximális nyomás + hajlítás a +4,25 m szinten

3.

$$N_{Ed} = 31561 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = \sqrt{37603^2 + 36430^2} = 52356 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = \sqrt{2047^2 + 1983^2} = 2845 \text{ kN}$$

4. Irányváltó erő tervezési értéke az N_{Ed} és M_{Ed} értékek alapján:

$$N_{d,irányvált,max} = 0,289 (31561/2 + 52356/6,3) = 6962 \text{ kN}$$

Irányváltó erőből származó többlet nyíróerő:

$$\Delta V_{irányvált,max} = \frac{6962}{2 \cdot \lg(60)} = 2010 \text{ kN}$$

Ellenőrzés:

Ellenőrzés: hajlításra + nyomásra: $\sigma_{Ed,fal} = -\frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{W}$

1. $N_{min} + M_{Ed}$ esete +7,70 m szinten, lásd „A2/2” pontban

2. $N_{max} + M_{Ed}$ esete +4,25 m szinten

$$\sigma_{Ed,4.2} = -1,292 \frac{N}{mm^2} < f_{d,inj} = -3,53 \text{ N/mm}^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

Ellenőrzés nyírásra: (+4,25 m szint):

$$\tau_{Ed} = \frac{3}{2} \frac{V_{Ed}}{A} + \frac{\Delta V_{irányvált,max} \cdot 4}{A}$$

$$\tau_{Ed,4.25} = 0,231 \frac{N}{mm^2} < f_{vd,5,növ} = 0,425 \text{ N/mm}^2$$

A számított feszültségek tervezési értékei kisebbek, mint ezen a magassági szinten a megerősített falazat nyomószilárdság, illetve nyírószilárdság tervezési értékei.

B.) Ellenőrzés a ±0,0 és a -4,25 m szintek között

A toronykeresztmetszet +4,25 és 0,00 m szint között az átjáró melletti két darab cca. 2,70 x 9,40 m keresztmetszetű falpilleből áll.

A keresztmetszeti jellemzők:

terület: keresztmetszeti modulus:

$$A = 53,3 \text{ m}^2, W_{min} = 74,76 \text{ m}^3$$

C1.) Őnsúly + szél - ULS kombináció:

- Az igénybevételek tervezési értéke:

3.3.3.4 pont igénybevételi ábrái alapján:

1. Maximális nyomás + hajlítás a +0,00 m szinten

$$N_{Ed} = 1,35 \times 36200 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = 33577 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = 1281 \text{ kN}$$

2. Irányváltó erő a ±0,00 szinten már nem lép föl.

Ellenőrzés:

Ellenőrzés hajlításra + nyomásra: $\sigma_{Ed,fal} = -\frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{W}$

1. $N_{min} + M_{Ed}$ esete +4,25 m szinten lásd „B1/2” pontban

2. $N_{max} + M_{Ed}$ esete +0,00 m szinten

$$\sigma_{Ed,0.0} = -1,366 \frac{N}{mm^2} < f_{d,inj} = -3,53 \text{ N/mm}^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

Ellenőrzés nyírásra: (+0,00m szint):

$$\tau_{Ed} = \frac{3}{2} \frac{V_{Ed}}{A} + \frac{\Delta V_{irányvált,max} \cdot 4}{A}$$

$$\tau_{Ed,0.0} = 0,036 \frac{N}{mm^2} < f_{vd,0,növ} = 0,299 \text{ N/mm}^2$$

A számított feszültségek tervezési értékei kisebbek, mint ezen a magassági szinten a megerősített falazat nyomószilárdság, illetve nyírószilárdság tervezési értékei.

C2.) Őnsúly + földrengés szeizmikus kombináció:

- Az igénybevételek tervezési értéke:

3.3.3.4 pont igénybevételi ábrái alapján:

1. Minimális nyomás + hajlítás a +4,25 m szinten, lásd „B2/2” pontban

2. Maximális nyomás + hajlítás a +0,00 m szinten

$$N_{Ed} = 36200 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = \sqrt{46201^2 + 44759^2} = 64326 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = \sqrt{2336^2 + 2310^2} = 3285 \text{ kN}$$

3. Irányváltó erő a ±0,00 szinten már nem lép föl

Ellenőrzés:

Ellenőrzés hajlításra + nyomásra: $\sigma_{Ed,fal} = -\frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{W}$

1. $N_{min} + M_{Ed}$ esete +4,25m szinten, lásd „B2/2” pontban

2. $N_{max} + M_{Ed}$ esete +0,00m szinten

$$\sigma_{Ed,7.7} = -1,54 \frac{N}{mm^2} < f_{d,inj} = -3,53 N/mm^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

Ellenőrzés nyírásra: (+0,00m szint):

$$\tau_{Ed} = \frac{3}{2} \frac{V_{Ed}}{A} + \frac{\Delta V_{irányvált,max}}{A} \cdot 4$$

$$\tau_{Ed,7.7} = 0,092 \frac{N}{mm^2} < f_{vd0,növ} = 0,299 N/mm^2$$

Az elvégzett ellenőrzések alapján megállapítható, hogy a torony alsó szakasza a kiszélesített kapuátjáró esetén is a végrehajtott megerősítésekkel megfelel, tehát a szűkített kapunyílás kibontható, a torony állékonyasága biztosított.

3.3.8. Az alapozás megerősítése

3.3.8.1 Az alapozás felső síkjára átadódó igénybevételek tervezési értékei

A 9,4 x 9,4 m-es alaptestre átadódó igénybevételek:

1. Maximális normálerő esetén (ULS – szél teherkombináció):

$$N_{max,Ed} = 57116 kN$$

$$V_{Ed} = 1370 kN$$

$$M_{min,Ed} = 42243 kNm$$

2. Minimális normálerő esetén (szeizmikus teherkombináció):

$$N_{min,Ed} = 42308 kN$$

$$V_{Ed} = 3286 kN$$

$$M_{max,Ed} = 79769 kNm$$

3.3.8.2. Alapozás ellenőrzése megerősítés előtt

A torony alapozási síkja eredetileg a víz alatti sovány, puha agyagrétegben volt (kb. -4,40 - -5,00 m szinten), amelynek talajfizikai tulajdonságai [Geotechnikai szakvélemény, Petik és Társai Kft. (2003)] a következők:

- nedves térfogatsűrűség: $\gamma_n = 19,8 kN/m^3$
- belső súrlódási szög: $\varphi = 17,0^\circ$
- kohézió: $c = 29,6 kN/m^2$

Az eredeti alaptest alatti talajtörés ellenőrzése MSZ EN 1997-1:2006 „D” melléklete alapján, mint mélyített síkalapozás figyelembe vételével történt, $\gamma = 1,4$ teherbírás oldali parciális biztonsági tényező mellett:

1. Talajtöréssel szembeni ellenállás biztonságának ellenőrzése a maximális normálerő esetére (ULS szél teherkombináció)

$$R_d = 47010 kN < N_{Ed,alap} = 68342 kN$$

2. Talajtöréssel szembeni ellenállás biztonságának ellenőrzése a minimális normálerő esetére (szeizmikus teherkombináció)

$$R_d = 28262 kN < N_{Ed,alap} = 50463 kN$$

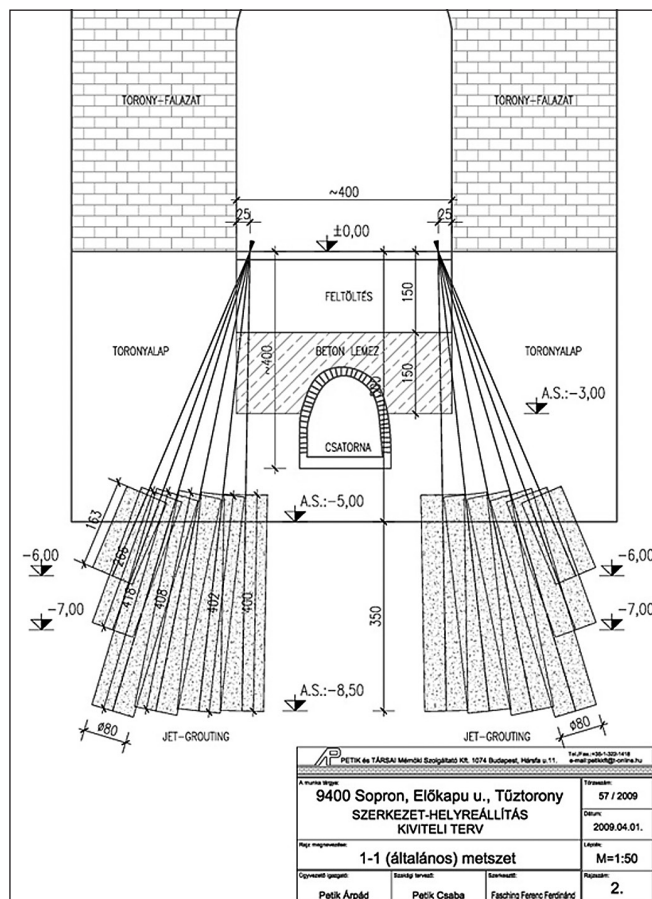
A számítási eredmények szerint a torony eredeti alapozásának talajtöréssel szembeni ellenállása az MSZ EN szabványsorozat által előírt biztonságot nem éri el sem önsúly+szél ULS, sem szeizmikus teherkombinációkban.

Ezért az alapozás megerősítése volt szükséges az előírt biztonsági szint eléréséhez.

3.3.8.3. A torony megerősített alapozásának teherbírása

Az alapozás megerősítését a Petik és Társai Kft tervezte (2009.) Megerősítésként a kapu átjárónál található két faltest (2,7 x 9,4 m) alatti jet-cölöpök a cca. -2,30-3,00 m szintről indulnak és a cca. -8,5 m mélyen lévő homokos kavicsos talajban végződnek (lásd 44. ábrán).

Az alapozási síkon található iszapos, homoklisztes, ka-



44. ábra: Az alapozás megerősítése jet-grouting cölöpökkel - függőleges metszet

vicsos homok számítás során figyelembe vett talajfizikai tulajdonságai:

- nedves térfogatsűrűség: $\gamma_n = 20 kN/m^3$
- belső súrlódási szög: $\varphi = 33,0^\circ$
- kohézió: $c = 0,0 kN/m^2$

A megerősített alaptest, mint mélyített síkalap alatti talajtörés ellenőrzése MSZ EN 1997-1:2006 „D” melléklete alapján:

1. Talajtöréssel szembeni ellenállás biztonságának ellenőrzése maximális normálerő esetére (ULS szél teherkombináció)

$$R_d = 194941 kN > N_{Ed,alap} = 69962 kN$$

2. Talajtöréssel szembeni ellenállás biztonságának ellenőrzése minimális normálerő esetére (szeizmikus teherkombináció)

$$R_d = 106942 kN > N_{Ed,alap} = 51091 kN$$

3. Alapozás elcsúszás vizsgálata

Az elcsúszásvizsgálatot a maximális vízszintes erőre végezzük el az MSZ EN 1998-5 szabvány 5.3 pontja szerint

a.) Statikai vizsgálat

A jet cölöpök nyírt keresztmetszete összesen: 2 x 3,25m x 9,40 m

$$A_{cc} = 61,1 m^2$$

Nyomófeszültség minimuma a jet cölöpökben:

$$\sigma_{cp} = 42308/61,1 = 0,692 N/mm^2$$

A jet cölöpök nyírási ellenállását a próba jettelésből nyert nyírószilárdság figyelembe-vételével határoztuk meg. A jet cölöpök nyomószilárdsága az ÉMI (2011) vizsgálatai alapján elérte az előírt C4 szilárdságot, így a számítás során figyelembe vett anyagszilárdságok a következők voltak:

$$f_{ck} = kb. 4,0 N/mm^2$$

$$f_{ctd,pl} = 0,283 N/mm^2$$

A nyírószilárdság tervezési értéke:

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd,pl}} = 0,525 N/mm^2$$

A nyírófeszültségek tervezési értéke az ellenőrző számítás alapján nem haladja meg a jet-grouting cölöpök nyírószilárdságát:

$$\tau_{cp} = \frac{3}{2} \frac{V_{Ed}}{A_{cc}} = 0,081 \text{ N/mm}^2 < f_{cvt} = 0,525 \text{ N/mm}^2$$

b.) Geotechnikai vizsgálat

A jet cölöpök alsó szintjén meghatározott nyírási ellenállás az elcsúszással szemben, a jet cölöpök függőleges felületén fellépő passzív földnyomás biztonság javára történő elhanyagolásával:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \cdot \frac{\tan(\delta)}{\gamma_M} = 42308 \cdot \frac{\tan(22)}{1.4} = 12209 \text{ kN}$$

amely nyírási ellenállás meghaladja a nyíróerő tervezési értékét.

$$F_{Rd} = 12209 \text{ kN} > V_{Ed} = 3286 \text{ kN}$$

A jet-grouting cölöpökkel megerősített alapozás a hatályos nemzeti szabványok által előírt biztonsággal képes továbbítani a torony igénybevételeinek tervezési értékét az altalajra, a talajtöréssel szembeni ellenállása megfelelő.

3.4 A kapuátjáró visszabővítése

A tűztorony rekonstrukciójának egyik fontos célkitűzése volt a leszűkített kapuátjáró újbóli kiszélesítése.

3.4.1. A visszabővítés feltételei és módszere

A kapuátjáró szélesítéséhez fontos kielégítendő feltételek teljesítése volt szükséges, mint:

- a felső torony szakaszok megerősítése,
- a kapu környezetében a faltest szilárdságának növelése, továbbá
- az alapozás megerősítése.

Mindezek mellett a korábbi befalazás visszabontása elővigyázatosságot kívánt meg, ezért a visszabontást szakaszosan végeztük és a „megmaradt falrészek” összekapcsolásához belső vasbeton íveket, valamint azokat kitámasztó új talplemezt építettünk be.

3.4.2. A vasbeton ívek szakaszos építése

A homlokfal mögötti vasbeton ívek 50-70 cm-es szakaszokban épültek. A homlokfal betonozását követően 14 napos korban lehetett kibontani a homlokfal mögötti 50-70 cm sávban a meglévő téglafalazatot (45. ábra).

A kibontott téglafal mögött láthatóvá vált a torony kőfalazata, ahová Ø20 betonacél tuskákat fűrtak és ragasztottak be 60 cm-es kiosztással. A befűrási mélység 40 cm volt. Ez a tuskázás köti az új vasbeton ívet a torony kőfalazatához.

A meglévő kifalazás kibontása alul a -0,60 m-es szintig történt. A falazatra 20 cm vastagságban vasbeton talplemez készült, amelybe a vasbeton ívek indításához 2x5Ø16 tuskázás került.

A vasbeton ívek vasalása a következő lépésekben készült el:

- először az oszlopok vasalását szerelték be, amelyet a kivésett falhoronyba egyben be lehetett tolni, majd a csatlakozó Comax-vasalást ki kellett hajlítani, és a nyitott kengyelezést S kengyelekkel lezárni,
- az oszlopok fölött szintén egyben elkészült az íves gerenda vasalása, amelyet be kellett emelni és az oszlopok vasalásával toldó vasakkal összekötni. Az íves gerendavasalást is a comaxok kihajtásával kellett csatlakoztatni az előző ütemben elkészült vasbeton szerkezethez. Ennek kihajlítását követően a nyitott kengyelezést S kengyelekkel zárták le.

A későbbi ütemben a vasbeton ívhez csatlakozó további vasbeton ívekhez a kapcsolatot az oszlop vasaláshoz és az

íves gerenda vasaláshoz rögzített Comax Ø12/15 vasalási csatlakozóval teremtettük meg. A következő vasbeton ív ütem építését a megelőző ív 14 napos korában lehetett megkezdeni a fenti műveleti lépések ismétlésével.

Az építés során a boltívek és a torony négyszögletes részének fokozott megfigyelését írtuk elő. Repedés, egyéb káros elmozdulás nem volt megfigyelhető.

A kibontás utáni állapotot a 46. és 47. ábrákon láthatjuk.

4. A HELYREÁLLÍTÁSI MUNKÁLTOK TANULSÁGAI

A torony helyreállítása mintegy tízéves munkával valósult meg. A többszáz éves torony kialakítási részleteiről, geometriájáról és anyagainak állapotáról kellő megalapozottságú véleményt formálni igen összetett feladat. Az adatok összegyűjtéséhez, a feltárásokhoz szükséges pénz a folyamat kezdetén csak szűkösen állt rendelkezésre. A működés melletti vizsgálatok is csak korlátozottan voltak lehetségesek. Korántsem biztos, hogy a tulajdonos lehetőségei egy átfogó felújításhoz elegendőek, ezért többszöri nekirugaszkodással fokról-fokra haladhattak csak előre a tervezők – jóval több energiát befektetve, mint egy új építmény tervezésébe.

A torony életével kapcsolatos írásos anyagok száma és mennyisége itt is – mint egyéb műemléki épületeknél – eléggé szegényes volt. Csak a véletlennek volt köszönhető, hogy a felújítás építész tervezője korábban az Országos Műemléki Felügyelőségnél dolgozott és Sopron védműveivel foglalkozott, és statikus tervezője az lett, aki korábban a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén dolgozván, emlékezett az 1972-74 évi szakvéleményre, mert más forrásból az nem állt rendelkezésre. Mindezek arra is figyelmeztetnek általában, hogy az építmények tervezési és kivitelezési dokumentációját a jövőben sokkal gondosabban kell őrizni. Csak reményünket tudjuk kifejezni, hogy a torony most született dokumentációja a 100 év múlva esedékes felújításkor a jövő nemzedéke számára rendelkezésre fog állni.

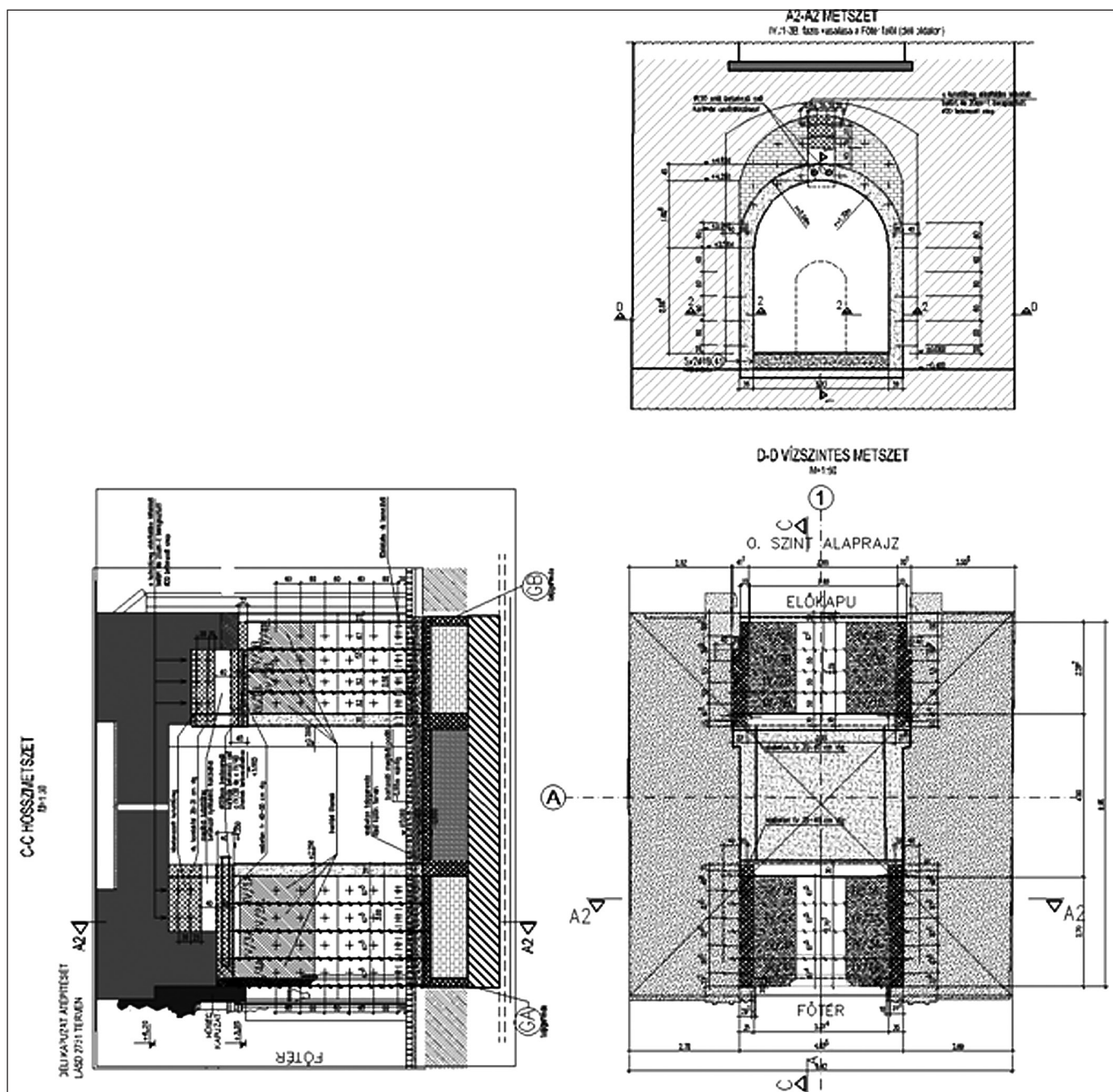
Igen komoly nehézséget okozott a torony faszerkezetének vizsgálata, elsősorban a mai színvonalon elvárható szilárdsági vizsgálatok és adatok hiánya miatt.

Hasonlóan hiányosak voltak az ismereteink a nagy vastagságú kőfal struktúrájáról és szilárdsági állapotáról. Csak fokozatosan vált világossá, hogy ennek építéskor még a várfalaknál alkalmazott – „két erős kéreg között” kitöltés – elvet sem alkalmazták, hanem viszonylag gyenge szilárdságú, szabálytalan köelemekből, vastag habarcsba rakott falból hozták létre a kapuzat feletti toronyrészt.

A kapuzat környékén – a négyszögletes szakasznál – kváderes kőfalazatot találtunk, amely mintegy teljes szabályossággal a térszint alatt 4,0 m-es mélységig megtalálható volt. Az itt alkalmazott injektálások – térszint alatt jet-grouting, térszint felett cement - az mutatták, hogy a falazatnak mintegy 5-10 %-os porozitása volt, amit sikerült megszüntetni a lefolytatott minőségellenőrzések eredményei szerint.

A sikeres helyreállítás további két kulcsfigurája a kivitelező és a független műszaki-ellenőr, akiknek a feladat összetettsége miatt igen jó koordináló képességgel, a hagyományos és új építési módok alkalmazása és ellenőrzése, valamint az anyagok területén széles ismeretekkel kell hogy rendelkezzenek, miközben a pénzügyeket állandó kontroll alatt kell, hogy tartsák.

A sok szakterület közül említjük az alapozások megerősítésében jártas „jet-grouting-os” szakembereket, a nagymagasságú tornyot állványozókat, a kőműves munkákat végzőket, a kő-fűrészelés és -fűrés szakembereit, a feszítő rudakat és



45. ábra: A vasbeton ívek kiviteli tervének részlete



46. ábra: A vasbeton ívek építése, az ívek fémzsuzata

kábeleket beépítőket, a faserkezetek megerősítését végző ácsokat, a műemléki rézborítások készítőit, a falvarrások szakértőit, a falak injektálását végző specialistákat és annak kitöltöttségét ellenőrző radiológus mérnököket, nem szólva



47. ábra: A kibontott kapuzat új képe az Előkapu és a Fő tér felől

az egyedi fémzsuzatok megalkotóiról, és az egyáltalán nem rutinszerű betontechnológiáról.

Szólnunk kell arról, hogy a helyreállítás hosszú távú eredményességét – legalább is a tervezők ezt nagyon remélik – az alkalmazott új technológiák adta lehetőségek kihasználása és ezek jó illeszkedése a szerkezet megerősítéséhez a torony műemléki értékeinek megtartását segítette elő ezen értékek megsértése nélkül. Bízunk benne, hogy a torony mai csodálói

mindezekből a komoly beavatkozásokból már nem észlelnék semmit, csak örömmel haladnak át a Főtérrel az Előkapu tér felé a szélesre tárt átjárón. Köszönet mindazoknak, akik közreműködtek a sikeres munkában.

5. HIVATKOZÁSOK

- BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke – Dr. Bölcskei Elemér, Dr. Szerémi László (1974. április) Szakvélemény a soproni Tűztorony jelenlegi állapotáról, különös tekintettel a kapu befalazás esetleges kibontására.
- CAEC Kft. – Dr. Almási József, Dr. Vándor András, Nemes Bálint (2003) Állapotmeghatározó statikai szakvélemény a soproni Tűztoronyról
- CAEC Kft. A Soproni Tűztorony statikai számításai a kiviteli tervezéshez (2006)
- ÉMI Építésügyi Minőségellenőrző Innovációs Nonprofit Kft. (2011.04.14) - Vizsgálati Jegyzőkönyv – Jet-grouting oszlopokból készített próbatestek MSZ 4715-4:1987 szabvány
- ÉMI Építésügyi Minőségellenőrző Innovációs Nonprofit Kft. (2012.02.29) – Szakértői állásfoglalás Sopron Tűztorony falazat megerősítéséről
- Dr. Gömöri János: A Várostorony nagyobb építésszei és alapásatások régészeti vizsgálata 2003.
- Holl Imre: Sopron Középkori Városfalai IV. Archeológiai Értesítő 100. évfolyam 73. év 2. sz. 1974. Sopron Tűztorony <http://Maex.Sopron.hu> 2002.
- Kissné Nagy Pál Judit: A várostorony és környéke helyreállítása Sopronban, Magyar Építőművészet 1975/5
- Konstruma Kft. Állapotfelmérési szakvélemény építészeti, tartószerkezeti, geotechnikai, művészettörténeti, régészeti, geológiai, faanyagvédelmi szakterületeken 2002.
- Mingeo Kft. – Nagy Péter (2011. október.) Értékelés a Sopron Tűztorony injektálás előtti geofizikai vizsgálatáról
- Mingeo Kft. – Törös Endre, Taller Gábor, Nagy Péter (2011. december.) Értékelés a Sopron Tűztorony geofizikai vizsgálatáról
- Müller Imre okl. erdőmérnök – (2011.05.22.) Faanyagvédelmi szakvélemény a soproni tűztorony faszerkezeteinek faanyagvédelmi vizsgálatáról
- Dr. Oláh Mihály Zoltán - a Soproni Tűztorony építésének története és a változások elméleti rekonstrukciója 2003.
- Országos Műemléki Felügyelőség: Sopron Tűztorony és Előkapu Helyreállítási Terv 1971. Jegyzőkönyvek, Naplóbejegyzések
- Petik és Társai Kft. – Petik Árpád (2003. november) Geotechnikai szakvélemény a Sopron, Tűztorony általaj és alapozás viszonyairól
- Petik és Társai Kft. – Petik Árpád (2003. november) Statikai számítás Sopron, Tűztorony alapozás vizsgálatához
- Petik és Társai Kft. – Petik Árpád, Petik Csaba (2009. március) Sopron, Tűztorony Jet-groutingos alapmegerősítés kiviteli terve szerint végzett nyomószilárdság vizsgálatáról
- Sedlmayer János: A Sopron Tűztorony középkori kialakításának és mai állapotának vizsgálatához elméleti rekonstrukció (1200-1680) 2002.

6. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A torony helyreállítás munkájában részt vett szakembereknek és cégeknek, valamint szervezeteknek köszönetünket és elismerésünket fejezik ki a szerzők, melyet az alábbi felsorolással is nyomatékosítani kívánnak:

Megrendelő: Sopron Önkormányzata Dr. Fodor Tamás polgármester. Tanácsadói: BME Dr. Sajtos István, Dr. Armuth Miklós. Városi főépítész: Kuslics Tibor; Lebonyolító: SVF Kelemen Imre, Bors Péter; Kivitelező: Stettin-Hungaria: Kóbor Csaba, Trimmel Csaba, Dubics Zoltán; Műszaki ellenőrzés: Céh, Nyerges Tamás; Szakértők: Sedlmayer János, Dr. Horváth Zoltán, Dr. Vándor András. Alvállalkozók: Technovato Almásky Pirokska; EMAB Táskai Andor; Mingeo Nagy Péter; K&K Betontechnik Koncz Lóránt., ÉMI Prém Dóra.

Dr. Almási József (1940) okl. építőmérnök (1964), műszaki doktori fokozat (1972). 29 éves oktatás a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén, több, mint 200 szakvélemény készítése, 1995 óta a CAEC Kft. ügyvezetője. 2002-ben Palotás díjjal kitüntetve. A BME címzetes egyetemi docense. A *fib* Magyar tagozatának tagja.

Dr. Oláh Mihály Zoltán (1954) okl. építészmérnök (1979), városrendezési és városgazdasági szakmérnök, doktori fokozat (1987). 1989 óta a Konstruma Kft. ügyvezetője és alapítója.

Petik Árpád (1950) okl. építőmérnök (1974), 1974-1991 között az FTV munkatársa, osztályvezetője, 1991 óta a Petik és Társai Kft. ügyvezetője. Geotechnikai konferenciák rendszeres előadója, szakmai publikációi olvashatók voltak a Mélyépítéstudományi Szemlében. Három szolgálati szabadlomban tulajdonostárs.

Petik Csaba (1974) okl. építőmérnök (1997), 1997 óta a Petik és Társai Kft. geotechnikai tervezője, szakértője. Magyar és külföldi geotechnikai konferenciák előadója, 2008-ban meghívott előadó a BME Mérnökgeológiai és Építőanyagok Tanszékén, szakmai publikációja olvasható a Mélyépítés folyóirat 2002/7 számában,

Nemes Bálint (1976) okleveles építőmérnök (1999), műszaki ellenőr, 1999 óta tervezőmérnök a CAEC Kft.-nél. az –A SEI (IABSE) 2/2006 számában megjelent publikáció társszerzője, előadó a 2012. évi Műemlékeink Védelme Konferencián, Ráckevén.

RETRO FITTING THE FIRE TOWER OF SOPRON

The tower got today form 1676 after a fire. During the construction of the City hall (1896), appeared large cracks on the tower direct above the passage, and to strengthen the tower they narrowed down the passage width. At the beginning of the year 2000 it were observed three vertical cracks on the cylindrical part of the tower. To avoid the collapse the design work of reconstruction was started. This article give a possibility for the reader to follow up this reconstruction process from the historical study through the structural analysis, the used building technology, quality control until the construction works. The reader can get an impression how complicated a structural design of a historical building is, what kind of possibilities are given with the today materials and technology, which together made possible the 100 year old dream of Sopron, to have again a wider passage through the tower.