

Floridai könnyűbeton-kompozit szerkezetű, négyzetes lakóépület tervezési tapasztalatai

Design experience of a Florida four storey residential building with a lightweight concrete and composite structure

DEZSŐ Zsigmond vezető tervező, MAGYAR Máté tervező

HydraStat Kft., Debrecen, Maróthi Gy. u. 4., +36 52 453 413,
hydrastat@hydrastat.hu, www.hydrastat.hu

Abstract

The building located on the Florida oceanfront has been designed with a special custom structure in order to minimize the need for live labor. In addition to the strict deflection limits of the long spans and cantilevers, the main design challenges were the exceptional loads and actions due to the unique local conditions - coastal erosion, tsunamis, and hurricanes. For the design of the cast in-situ concrete structure to be built without the use of on-site formwork, only prefabricated and pre-assembled, partly self-supporting structural solution could be taken in to account. The unusual structural solution - that is not used in the Hungarian practice -, due to the special design, manufacturing and construction problems of the lightweight concrete composite structure, has provided a great deal of experiences for the future, fully supported by a 1:1 scale model experiment.

Keywords: lightweight concrete, composite, prefabricated structure, coastal erosion, tsunami, hurricane

Kivonat

A floridai óceáni partszakaszra épült lakóépület, az élőkommunka igény minimalizálására különleges egyedi szerkezeti kialakítással épült. A tervezést nehezítette a nagy fesztávolságok és konzolos kinyúlások szigorú alakváltozási korlátozásai mellett, a helyszíni adottságokhoz meghatározott rendkívüli terhek és hatások – úgy, mint parti erózió, cunami és hurrikán – figyelembe vétele is. A helyszíni zsaluzás nélküli, de mégis monolitikus tartószerkezetek kialakításában, csak új technológiára épülő előregyártott és előszerelt, részben önhordó szerkezeti megoldás jöhetett számításba. A kialakításában szokatlan – a hazai gyakorlatban nem alkalmazott megoldás, mint a – merevaccélbetétes, szerkezeti könnyűbeton öszvérszerkezet különleges tervezési, gyártástechnológiai és kivitelezési problémái miatt, az 1:1-es modellkísérlettel alátámasztva számos tapasztalattal szolgált a jövőre nézve.

Kulcsszavak: könnyűbeton, kompozit, előregyártott szerkezet, parti erózió, cunami, hurrikán

1. BEVEZETÉS

Különös tervezési feladattal kereste meg irodánkat egy építető. Olyan épületszerkezeti megoldások alkalmazását kérte tervezendő épületén, melyek a lehető legkevesebb helyszíni munkával, gyors és költséghatékony beruházást tesznek lehetővé, figyelembe véve a floridai – Miami-tól északra Fort Lauderdale városában, az óceán partmenti sávjába eső – építési helyszín adta különleges körülményeket is. Ilyen nehezítő körülmények voltak: a partszakasz viharos hullámzás okozta súlyos eróziójának és cunaminak, valamint a hurrikánnak a figyelembe vétele, melyek miatt ezen floridai partszakasz, viharvédelmi szempontból a legmagasabb veszélyeztettségű zónák közé esik. További igényként merült fel az épület teherhordó szerkezeti rendszerének monolitikus kialakítása, olyan részben önhordó előregyártott elemekből összeépítve, melyek teljes egészében biztosítják a betonozáshoz szükséges zsaluzatot is.

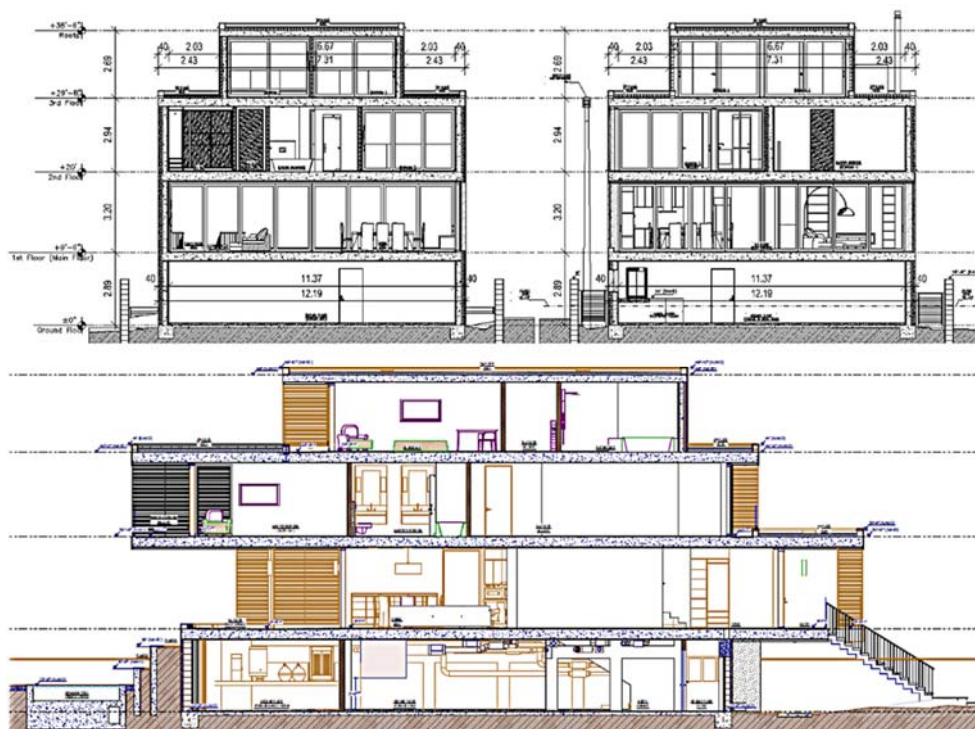
A tervezés szokásos menetét nehezítette még az is, hogy bár sikerült megegyezni az Eurocode használatában – melyet a hatóságok is elfogadtak – mégis komoly fejtörést okozott, a hatóságok eltérő szokásainak megfelelni, ahol a műszaki paramétereiből adódó gazdaságos kialakítást, bizonyos szokásjogok felülírták. További nehézséget jelentett, a hazánkban is járatos, decimális SI mértékegységektől eltérő mértékegységek, mint a ft (feet), az inch, vagy a lb (pound) használata. Így a hatékony ellenőrzés és átláthatóság érdekében, a számítás és a terveket is, mindkét mértékegységnek megfelelően elkészítettük.

2. ELŐZMÉNYEK

2.1. Az épület ismertetése

Az épület derékszögű négyszög alaprajzú, önálló dilatációs egységből álló jellemzően kéttámaszú, a terhelési irányra merőlegesen konzolos, alul-felül sík kompozit, merevacél betétes lemezszerkezetű födémekkel, a garázs szinten monolit vasbeton pillérvázal, míg a fentebbi szinteken homlokzati hosszfőfalas szerkezeti rendszerben kialakítva. A födém mezők jellemzően 11,40 m falközméretűek, az erre merőleges konzolok kinyúlásai 4,00-5,00 m közöttiek (1. ábra). A lakóház fő tömege a teret négy szintre osztva garázs + magas földszint + I-II. emelet + lapostető kialakítással készült, kb. 3,00 m-es szintkülönbségekkel.

Az épület alapozási szerkezeteit – az általunk megadott terhelések figyelembe vételével – az amerikai partner, cölöpökkel tervezte kialakítani. Ezzel azonban az építető nem volt megelégedve, így kérte, hogy azt is tervezzük át, a gazdaságosság maximális szem előtt tartása mellett. Ennek eredményeként a teher eloszlásához igazított alaprajzi elrendezésben, a cölöpöket összefogó, folytonos monolit vasbeton lemezsávokat terveztünk, kevesebb cölöpszámmal kialakítva.



1. ábra. A tervezett épület hossz- és keresztmetszetei

2.2. A felszerkezeti rendszerrel szemben támasztott megrendelői igények:

Az épület tartószerkezeti különlegességét nem csak a viszonylag nagy fesztávok és konzolkinyúlások okozták, hanem az építés helyszíne és az ebből fakadó speciális tervezési feladatok, valamint a megrendelő által támasztott szerkezeti követelmények. Ezeket az alábbiak voltak:

- **előregyártás** (lehető legnagyobb mértékben előregyártott, előreszerelt épületszerkezetek)
- **moduláris rendszer** (találjunk ki egy olyan modulrendszert, mely a legkevesebb elemszám mellett lefedi a geometriát, és a legjobban kitölti egy tengeri konténer térfogatát)
- **minimális súly** (a modulelemek a lehető legkisebb súlyúak legyenek, a szállítási költségek minimalizálása érdekében)
- **monolitikus szerkezet** (ugyanakkor ne legyen hagyományos könnyűszerkezetes ház, hanem a vázszerkezetet a helyszínen kibetonozva egy „kvázi” monolit vasbeton jellegű épületet tervezzünk)
- **minimális élőmunka** (lehetőleg helyszíni zsaluzás nélkül, a drága élőmunka csökkentése érdekében)
- **nagy fesztáv** (a jellemzően 11,37 m-es fesztáv nem csökkenthető, a belső terek variálhatósága, mobilizálása érdekében a tiszta belméret szabadon kell maradjon)

A feladat tehát az volt, hogy tervezzünk egy olyan, bárhol a világon előregyártható, előszerelhető moduláris elemrendszert, mely könnyen szállítható, biztosítja a szabad fesztávolságot és lehetővé teszi a monolitikus kialakítást, a betonnal történő helyszíni kiöntését.

3. TERHEK ÉS HATÁSOK

Az óceán partra vonatkozóan a Florida állam Környezetvédelmi Minisztériuma meghatározta azokat a területeket, ahol speciális tervezési kritériumok betartása szükséges. Figyelembe kellett vennünk a NFIP (Nemzeti Árvízbiztosítási Program) által meghatározott árvízvédelmi zónákat és az ezekre vonatkozó szabályokat is. Mivel az építési telek közvetlenül az óceán partján, a CCCL (Partmenti Építési Irány Vonal) által határolt területen helyezkedik el, és árvíz- és viharvédelmi szempontból a legmagasabb veszélyeztetettségű VE zónába esik, ezért itt a legszigorúbbak a különleges tervezési kritériumok, illetve itt a legnagyobbak az épületeket érő speciális terhek és hatások. Ehhez egy amerikai (környezetvédelmi és infrastruktúra fejlesztési) cég elkészítette a telekre vonatkozó Tengerparti Tervezési Jelentését. Ebben meghatározták az árvíz- és hullámszinteket, a viharok és hurrikánok 100 éves várható visszatérési periódusában fellépő hatásokat. A különleges tervezési kritériumok és speciális terhek és hatások az alábbiak:

- a felszíni erózió és a lokális kimosódás hatását,
- az első lakószint magasságának meghatározását,
- az épületszerkezetekre ható hullám terhelést,
- az épületekre ható szélterhelést.

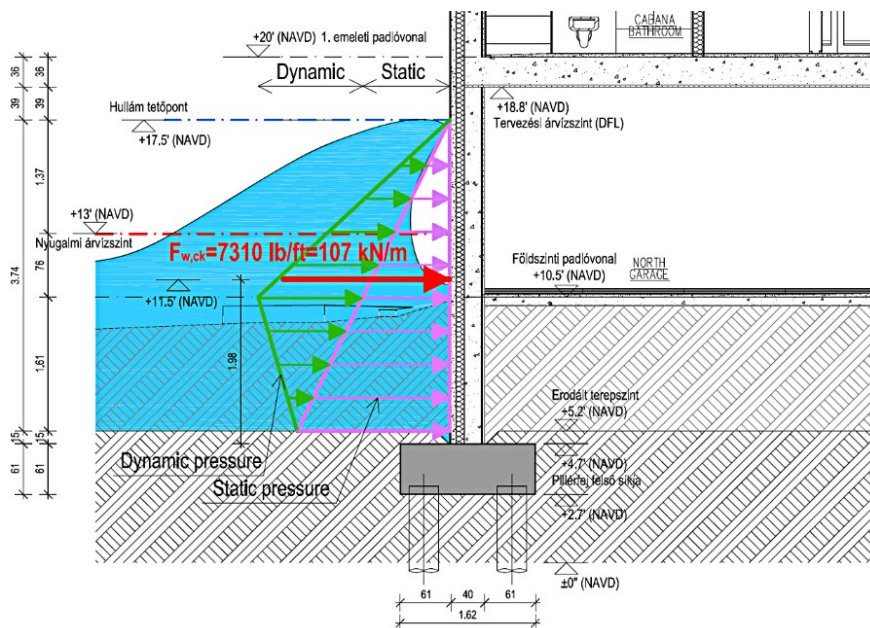
3.1. Felszíni erózió és a lokális kimosódás hatása:

Az FDEP (Florida Állam Környezetvédelmi Minisztériuma) meghatározta és ábrázolta az árvíz és a hullámok által okozott felületi erózió szintvonalát, és megadta az eredeti és az erodált terepsíkok diagramját.

Eszerint az épületünk tenger felőli szélének távolsága a CCCL-től 103 ft (kb. 32 m), és épp itt a legnagyobb a felületi erózió magassága, így az eredeti terepvonal és az erodált terepvonal közti magasságkülönbség, ami kb. 1,60 m mélységű eróziót feltételez. Ezen adatok alapján került meghatározásra a cölöp alapozást összefogó fejtömbök felső síkja, melyek így elég mélyre kerültek ahhoz, hogy a vízáramlás okozta erózió és a lokális kimosódás hatása károsítaná az alapozási szerkezetünket.

3.2. A tervezési árvízszint, illetve az első vízszintes tartószerkezet alsó síkja:

A viharok és hurrikánok 100 éves várható visszatérési periódusának figyelembevételével meghatározott árvíz- és hullámszintek az alábbiak: (2. ábra).



2. ábra. A tervezett épület hossz- és keresztmetszetei

A piros szaggatott vonal jelzi a nyugalmi árvíz szintet, míg a kék szaggatott vonal a hullámzást is magába foglaló BFE, azaz a legmagasabb alap árvízszintet. Ehhez tartozik, a tervezési árvízszint (DFL), mely meghatározza az épület vízszintes tartószerkezetének legalacsonyabban elhelyezhető magasságát. Ezeket a tartószerkezeteket, azaz a garázs feletti földemet olyan függőleges tartószerkezetekkel (pillérekkel) kell gyámolítani, melyek lehetővé teszik a nagy sebességgel mozgó hullámok és a víz áramlását az épület alatt.

3.3. Épületszerkezetekre ható hullámterhelés:

A képen (2. ábra) látható az épület függőleges felületeire ható hullám- és árvízhatás nyomáeloszlása, mely két részből tevődik össze: a víz hidrosztatikai nyomásából, valamint a hullám hatás dinamikus terheléséből. Ezen megoszló terhelések vonalmenti eredőjének karakterisztikus értéke: 107 kN/m, mely oldalnyomásra is méreteztük a függőleges tartószerkezeteket, az alaptestbe befogott, felül vasbeton gerendaráccsal összefogott, kb. 40/40 cm (15,99”), 8 ϕ 25 fővasalású oszlopokat. A kitöltő falakat úgy kellett kialakítani, hogy a dinamikus hullámterhelések alatt kitörjenek, ezzel csökkentve a hullámhatásnak kitett felületek a terhelését. Ezek az úgynevezett „breakaway” falak kibetonozás nélküli zsalukő téglából készültek.

3.4. Épületekre ható szélterhelés:

Tekintettel arra, hogy a Floridát érő szélhatások lényegesen nagyobbak, mint amiket a hazai viszonyaink között megszoktunk, így érdeklődéssel elemeztük az Amerikai Egyesült Államokban alkalmazott szélhatásokat, melyek alkalmazott szélsébség kiindulási értékeit a ASCE 7-16 szerint vettük figyelembe.

Az amerikai szélsébségi értékek legalacsonyabb értéke is – ami 40 m/s – nem sokkal kisebbek, mint a Magyarországon alkalmazott, szabvány szerinti 23,6 m/s kétszerese. Az építési helyszín, Fort Lauderdale a 170 mph, azaz a 76 m/s-os zónába esik, ami több mint 3-szor nagyobb szélsébséget jelent, mint hazánkban. A ASCE 7-16 szerint homlokzati zónák szerint – a mértékegységek átváltásával – a homlokzatra jellemzőbb belső zónában a szél támadta oldalon közel -4,00 kN/m² a vízszintes szélnyomás, míg a szélárnyékos oldalon, a vele egy időben működő szélszívás értéke +3,59 kN/m². Ezekre Magyarországon 23,6 m/s-os kiindulási szélsébséget figyelembe véve, nyílt terepi beépítési osztályhoz tartozó torlónyomás értékkel számolva, a széltámadta oldalon 1,20 kN/m² szélnyomás, míg a szélárnyékos oldalon -1,05 kN/m² szélszívás értékeket kapunk. Ezek az értékek még a harmadát sem érik el annak, mint amire méreteznünk kellett az épületet.

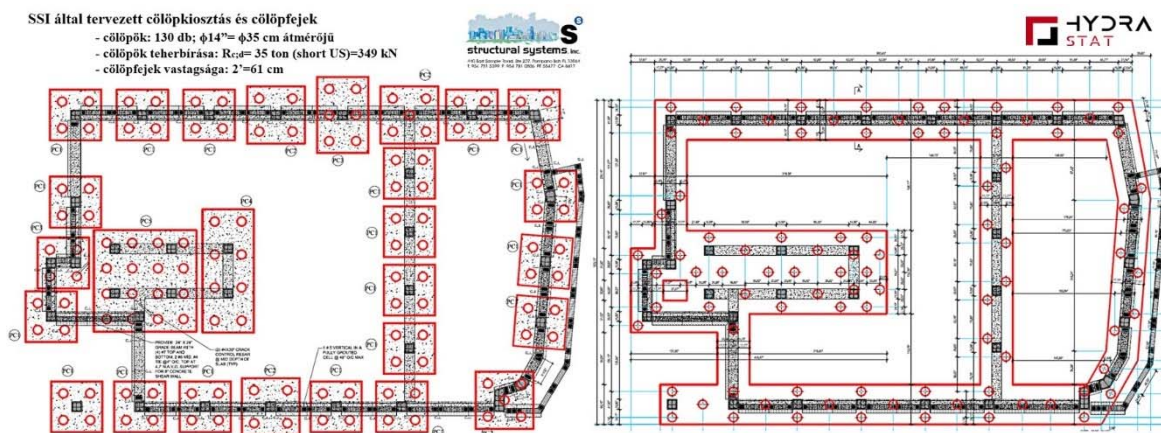
4. SZERKEZETI LEÍRÁS

Az épület szabadon álló, egy önálló dilatációs egységű, négy szintes épülettömb, független teherhordó szerkezettel. Teherhordó szerkezeti rendszere a földszinten (garázsszint) az alapozási szerkezetekbe befogott monolit vasbeton oszlopok, felszerkezete hosszfőfalas, ahol a zsalupanelekből összerakott, monolitikusan kibetonozott két homlokzati vasbeton fal alkotja a függőleges teherhordó szerkezeteket, míg a hasonló szerkezeti rendszerrel kialakított, önhordó merevacélbetétes zsaluzati kéreggel ellátott földemelemek, szerkezeti könnyübetonnal kiöntve, kéttámaszú síklemekként hidalják át a közel 12,0 m-es szabadnyílást. A földemelemek szabad végeinél, teherhordási irányukra merőlegesen jelentős konzolos kinyúlások is készültek.

Az épület merevítését a belső lépcsőházi mag, illetve az épület teljes magasságában végig futó hossz- és haránt irányú vasbeton falai és a részlegesen befogott földszinti pillérek együttesen biztosítják.

5. ALAPOZÁS

Az épület alapozásának megtervezésére az építető megbízott egy floridai mérnöki irodát, mely során minden pillér és befogott „vázpillér” önálló fejtömbbel kialakított cölöpcsoportot kapott (3. ábra). Ennek eredményével már az építéskivitelezés kezdetén elégedetlen volt az építető, így ezt követően azzal a kéréssel fordult felénk, hogy próbáljuk meg az alapozást is racionálisabb módon kialakítani, illetve mi megtervezni.



3. ábra. Eredeti és áttervezett alapozási terv

Ezért átosztottuk a cölöpöket, melyeket egy összefüggő, folytonos monolit vasbeton lemezsávval fogtunk össze az alaprajzi elrendezéshez és a tehereloszláshoz igazítva (3. ábra). Így az önálló cölöpfejtömbökből álló rendszer helyett, egy „kvázi” kombinált alapozási rendszer alkalmazásával egyszerűsítettük a fejtömbök rendszerét, egy összefüggő fejgerendával, ezzel csökkenteni tudtuk a cölöpök számát és a süllyedések mértékét is. A módosított alapozási terv nem csak olcsóbb és egyszerűbb lett, hanem az alsó szintű hullámterhelésre ellenálló befogott pilléreinek is nagyobb befogási merevséget biztosít.

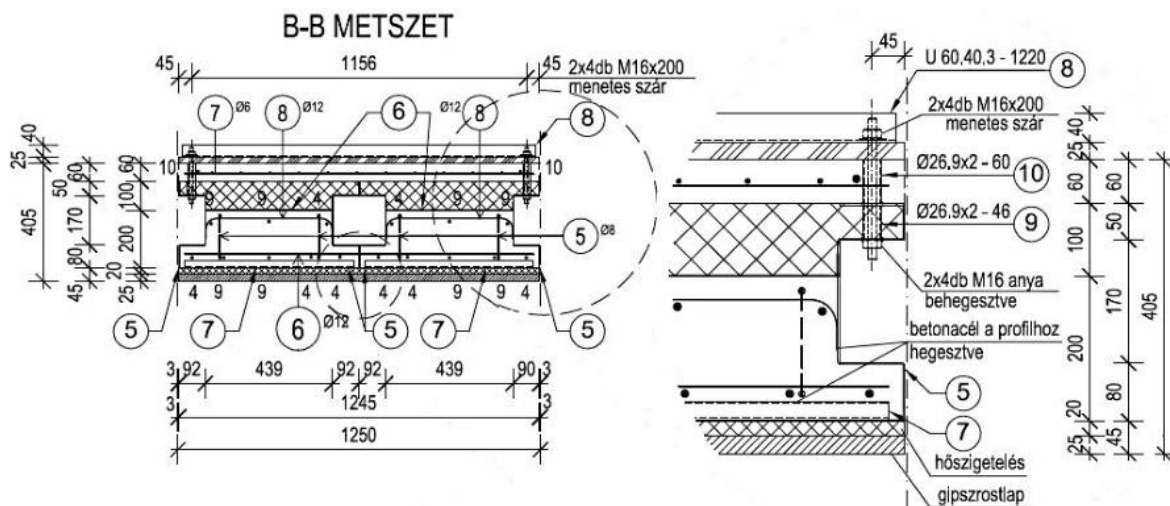
6. FELSZERKEZET

Olyan, több rétegből álló fal- és födémrendszert kellett kitalálni, mely moduláris rendszerben szerelhető, azaz könnyen mozgatható és szállítható kisebb egységekre bontható. A méretrendnek igazodnia kellett a zsaluzatot, illetve a burkolatot adó panelek gyári méretrendjéhez és a szállító konténerek paramétereire is. Így mind a fal-, mind a födém előregyártott elemeinek gyártási szélessége 1250 mm lett, a zsaluzatot is biztosító kétrétegű erősített gipszrostlapok méretéhez igazodva.

A falpanelek szintmagassággal készültek, míg a födémek legnagyobb gyártási hossza 3,00 m lett. Az épület összefüggő felszerkezetét a szintenként azonos szerkezeti kialakítású, egymásra épülő szintek alkotják. A fal- és födémmodulok azonos szélességű kialakítása biztosítja, a fal- és födémek problémamentes összeépítését, és a szükséges hosszban sorolt egymásmellé építésüket. A monolitikus kialakítást, a falak szintenként történő, egy szinten belüli együtemű kibetonozása, majd a csatlakozó födémek szerelése és szintén együtemű betonozása biztosítja. A szerkezeti elemeket Európában teljes mértékben előregyártották, bele integrálva a gépészeti és elektromos csöveket, kábeleket, és dobozokat is. A próbaszereléseket követően az elemeket konténerekben hajóval a helyszínre szállították, majd ott szintenként összeszerelve a helyszínen szerkezeti könnyűbetonnal kibetonozták.

6.1. Falszerkezetek kialakítása

A falpanelek vázát egy speciálisan kialakított „S” alakú, vékonyfalú szelvényekből összeállított, zárt szelvényekkel, valamint a perforált lemezek között elhelyezett armatúrával merevített szendvics szerkezet alkotja, mely a helyszínen kibetonozható. Kívülről került rá még 7 cm hőszigetelés, 2,5 cm vastag 2 rtg.-ű gipszrostlap, valamint a kőburkolat. Belső oldalon pedig hagynunk kellett még 7 cm függőleges légrést a gépészeti, elektromos szerelvények számára, így rögzítve a belső oldali gipszrost lapokat. A speciális „S” alakú vékonyfalú profilok összeforgatásával kialakul egy függőleges négyszög keresztmetszetű áttörés, melyben a gépész szabadon közlekedhet, és befordulhatott a födémek síkjába (4. ábra).



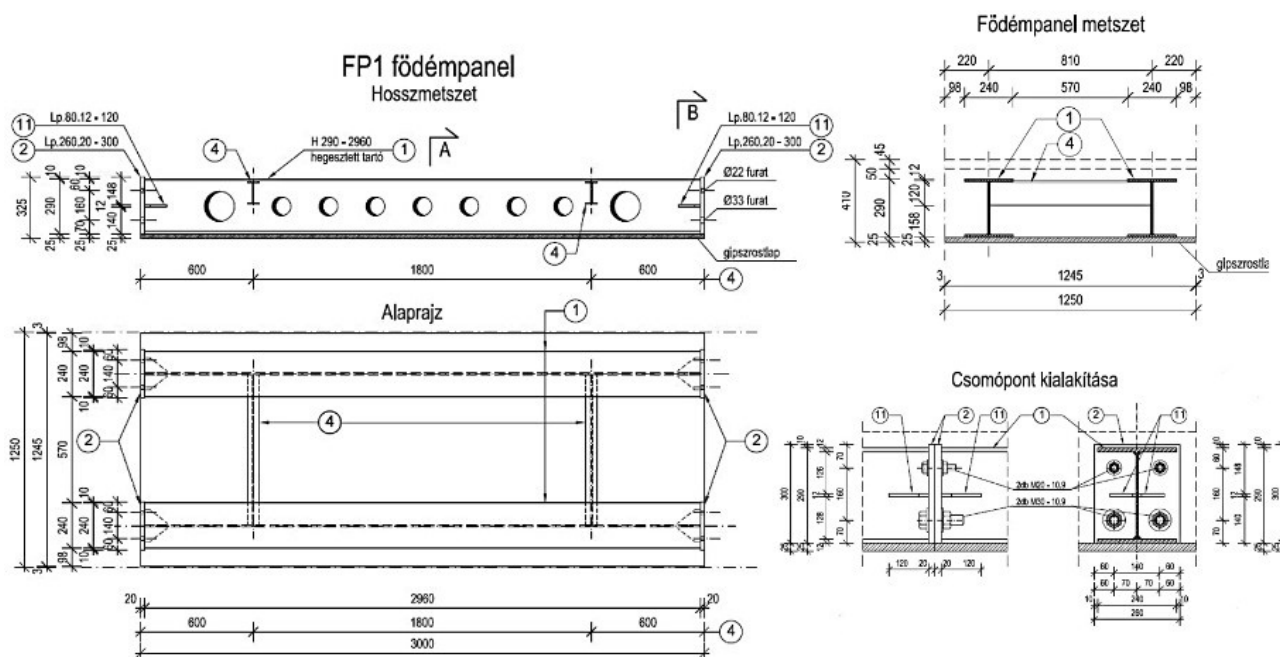
4. ábra. Falpanel kialakítása

Nagy kihívást jelentett a kétoldali betonnyomás felvétele, amit perforált lemezek közé kellő sűrűségben elhelyezett átkötő betonacélokkal oldottunk meg, így elkerülhető volt a falpanelek külső oldali kihasadása.

A falpanelek együttdolgozását, illetve a monolitikus hatást, a panelek csatlakozásainál lévő „S” alakú profil gerincének körüregét átjáró beton biztosítja. A pontos szerelhetőség az „S” alakú profilokba beépített szögvasaknak volt köszönhető, melyekre ráhúzva pontosan illeszkedtek a következő falelemek. A falpanel leggazdaságosabb, optimális kialakítása, hosszas tervezési folyamat és próbagyártások, próba betonozások eredményeképpen alakulhatott ki. Az üresen maradt gépészeti strangokat a helyszínen kibetonozták.

6.2. Födém szerkezetek kialakítása

A födemelemek méreteit, a zsaluzatot is biztosító kétrétegű erősített gipszrostlap méretei határozták meg, így 1250 mm szélesek és maximum 3000 mm hosszúak lehettek. Fő tartószerkezetüket 2-2 db 29 cm magas és 24 cm övszélességű hegesztett H szelvény alkotta, az igénybevételektől függően eltérő merevséggel, azaz 10-25 mm-es öv- és 6-12 mm-es gerinclemez vastagságokkal. Az egyes elemek gerendáit homloklemez csavarozott kapcsolattal illesztettük egymáshoz a kb. 12 m-es fesztávolság áthidalására. Az acélgerendák gerinclemezeit a födémbe vezetett gépészeti csövezés számára kör alakú áttörésekkel láttuk el, melyek a kibetonozott födémcsövek keresztirányú monolitikus együttdolgozását is biztosították (5. ábra).



5. ábra. Födémpanel kialakítása

A panelek acélgerendáit, a szállíthatóság és a szerelési merevsége érdekében, 2-2 db szelvényel kötöttük össze a felső öv síkjában. Az így kialakuló kompozit, merevacélbetétes födémkonstrukció teljes szerkezeti vastagsága 29+5, azaz 34 cm. Tehát az acéltartók felső övlemezeire került a helyszínen egy hálós vasalás is, és 5 cm vastag rábetonozás a födémszerkezet teljes szerkezeti vastagságának eléréséhez, mely biztosította az elemek teherhordási irányára merőleges együttműködését.

A konzolos szakaszokon a keresztirányú teljes magasságú H szelvény volt, melyhez oldalirányba is csavaros kapcsolat biztosította a konzolos csatlakozó szerkezet keresztirányú nyomatékainak bevezetését.

A tervezés elején még EPS kikönnnyítést terveztük, de a födémbe kerülő gépészeti szerelvényekkel történő ütközések miatt, inkább a könnyűbeton kiöntés alkalmazása mellett döntöttünk. Ez esetben azonban, a födém nagyobb önsúlya miatt a szigorú alakváltozási követelmények teljesítéséhez, könnyebb betonra volt szükségünk. Ezért a födémerevségben is figyelembe vett szerkezeti könnyűbetont alkalmaztunk.

7. MINTAELEMEK GYÁRTÁSA

A próbagyártás és próbaszerelés, ilyen összetett technológiájú előregyártás esetén a gyártási folyamat nélkülözhetetlen része, hiszen a sorozatgyártásra kerülő elemek minden szerkezeti elemének a leggazdaságosabb méretűnek és kialakításúnak kell lenni. Sok esetben azonban számítással nem leellenőrizhető, olyan szerelési akadályok miatt szükséges egy-egy szerkezeti elemet változtatni, melynek problémáját csak a gyakorlatban lehet felismerni. Ezért csak a gyakorlat által is bizonyított elemre mondhatjuk, hogy gyártásra kész, sorozatgyártása kezdhető. Jelen esetben azonban többről volt szó, hiszen az elemek szállíthatóságáról, és helyszíni szerelhetőségéről is meg kellett győződni, azaz a gépészeti vezetékek összeépíthetőségéről és a helyszíni betonozhatóságáról is.

7.1. Próbaszerelés

A próbaszerelés során vizsgáltuk a fal- és födémelemek tervezett szerkezeti kialakításait, a gipszrost zsaluelemek falolt csatlakozásainak precíz zárását, és a zsaluzat folytonosságát. A födémeknél a teljes födém „száraz” összeszerelése, gépészeti előszerelése is elkészült, mert a teljes gépészet kialakítása tulajdonképpen az 1:1 –es modellen vált véglegessé.



6. ábra. Fal- és födémelem előszerelése

7.2. Próbaterhelés

A tervek és a gyártás véglegesítése előtt az elemek betonozhatóságát és a szerkezeti könnyűbeton viselkedését is vizsgáltuk, különös figyelemmel annak alkalmazhatósági gyakorlati kérdéseire és viselkedésére. A próbaterhelésre legyártott egy épületszegmens fal és födém betonozása során betontechnológiai kérdések is előtérbe kerültek, mert a szerelvényekkel átszótt falak felülről történő

betonozása hagyományos vibrálást nem tett lehetővé, a födémek esetében pedig a minél könnyebb, de kellően merev szerkezeti könnyűbeton receptúrájának a vizsgálata merült fel.

A falak betonozásához kis szemmagyságú, öntömörödő betont, míg a födémekhez Liaporos könnyűbetont irtunk elő. Mindezeknek megfelelően a szerkezeti betonok anyagjelölése:

- - falaknál: **LC16/18-ρLC1,2-duzzasztott agyagkavics-XC1-16-F3**,
- - födémeknél: **C20/25-XC1-16-F3 -öntömörödő**

A megfelelő betonok alkalmazásához, az előírtak figyelembevételével mellett Dr. Salem Georges NEHME (PhD) okl. építőmérnök, szakmérnök betontechnológus (BME, Építőanyagok és Magasépítés Tanszék egyetemi docens, laborvezető) készített betontechnológiai utasítást, illetve betonreceptúrát. A szerkezeti könnyűbeton esetében a minimálisan elérhető testsűrűség 1460 kg/m^3 -re adódott (Liapor 4-8 25% és 6-16 38% mellett), mert ennél alacsonyabb testsűrűség már csak jelentős szilárdságvesztés mellett lehetett volna elérhető. A mintaelem ezeknek megfelelően készült, így a vizsgálatoknál és a számításaink validációjánál is a tervezetnél nagyobb testsűrűségű betonnal számoltunk.



7. ábra. Fal- és födémelem előszerelése, födém próbaterhelése

A 7. ábrán látható a tervezés során vizsgált és próbaterhelt legáltalánosabb szerkezeti elemeiből összeállított kb. 12 m fesztávolságú tartószerkezet, melyeknek egymás mellé való sorolásával az épület nagy része lefedhető. Először a falszerkezetet adó két falpanel kibetonozása készült el, mely során ellenőriztük a zsaluzatot adó gipszrost kérgék állapotát, illetve a betonozást követő alaktartásukat, az öntömörödő frissbeton oldalnyomásával szemben. Mindemellett hasonlóan, precízen kellett meghatározni a födémkonstrukció minden elemének a szerkezeti méretét is, ahol nehezítette a helyzetet a viszonylag nagy fesztávolságok miatt létrejövő jelentősebb alakváltozás is. Ugyan megfelelő számításokat végeztünk a kompozit szerkezet alakváltozására vonatkozóan, de a számítások bizonytalanságát, nem csak a kompozitok körülményes számítása, hanem a könnyűbeton szerkezeti betonként való alkalmazásának csekély gyakorlati tapasztalt is növelték.

Mindezeket figyelembe véve számítási eredményeinket feltétlenül igazolni kellett modellkísérletekkel. Ezt egy általános elemsáv, szerkezeti szegmens megépítésével (1:1-es modellkísérletével) a tényleges helyzetnek megfelelően a falpanelekkel alátámasztva végeztük el. Az alakváltozásokat a födémek toldási pontjaiban mértük, összesen 4 helyen.

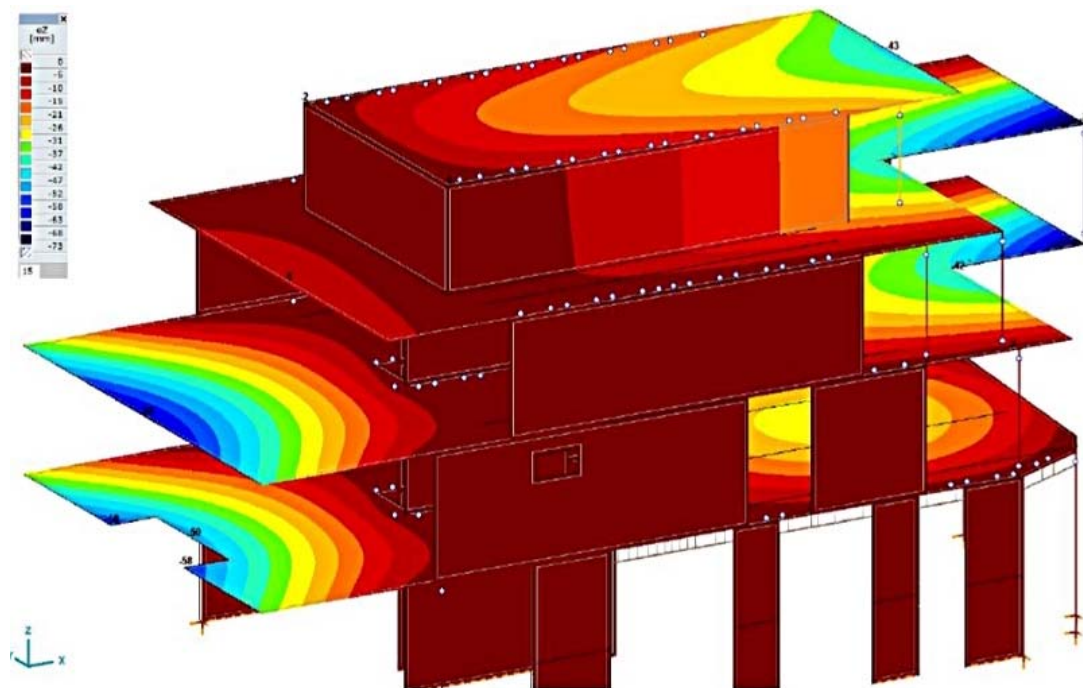
Először kibetonozás nélküli, összeszerelt födémszakasz saját önsúlyának hatására történő lehajlását vizsgáltuk, majd beton nélküli födémszakaszt 600 kg/m^2 -es megoszló (9000 kg egyenletesen elosztott össz) terhelésre, mely a födémbe kerülő könnyűbeton és rétegrend együttes terhelésének felel meg. Az önsúlyból 15 mm-es legnagyobb lehajlási értéket mértünk, mely a terhelés hatására 69 mm-re növekedett. Ezek számításal lényegesen kisebbre (8 és 45 mm-re) adódtak, melynek oka a csavaros csomópontok túlzott megnyílása, illetve szögelfordulása volt. Ezért a fentiek ismeretében előírtuk a homloklemezkes kapcsolattal csatlakozó födémek összeszerelésénél a csavarok nyomatókkelccsal történő meghúzását és a födém szerkezet kb. 3 cm-es túlemelését. Az alsó M30-as feszített csavarok meghúzási nyomatékát 1962 Nm -ben határoztuk meg. A

túlemelést a felső csavaroknál beépített acéllemezekkel értük el, a középső elem két végén 2 mm-es lemezt, míg a szélső elemek végeinél 1 mm-es lemezt alkalmaztunk. Az így kialakult felhajlás, illetve túlemelés számított értéke 32 mm volt. Így a szerkezeti könnyűbetonnal történő kibetonozást követően, a megszilárdul födém a vízszintes síkba állt be. Ezt követően a kompozit szerkezetű födémmező próbaterhelését három terhelési lépcsőnek megfelelő deponált teherrel végeztük el: 300 kg/m^2 , 420 kg/m^2 és 580 kg/m^2 a kibetonozással együttes önsúly feletti terhelésekre. A teherlépcsők során a középső elem végein mért alakváltozások: 4 mm, 8 mm és 25 mm volt (7. ábra). A próbaterhelési eredmények rövididejű terhekhez tartoznak, a tartós terhek hatására ennél nagyobb alakváltozási értékek adódnának, melyet a túlemelésnél igyekeztünk figyelembe venni. Csak a „száraz” hegesztett acélszelvényű gerendával számolva ezek a lehajlások rendre, lényegesen nagyobbra adódtak ($19 > 4$, $26 > 8$ és $36 > 25$ mm-re), ami a szerkezeti könnyűbeton kedvező merevségi hatását igazolta. Így a szerkezeti könnyűbetonnal kiöntött kompozit födémek kedvezőbb merevségi hatásukkal túlteljesítették a várakozásainkat, mivel a statikai számításainknál a könnyűbeton együttdolgozását és merevségét nem tudtuk eléggé egzakt módon figyelembe venni.

8. GYÁRTÁS ÉS KIVITELEZÉS TECHNOLÓGIAI KÉRDÉSEI

A vasalással és gépészettel felszerelt, $1250 \times 3480 \times 470$ mm-es falelemeket és az $1250 \times 3000 \times 325$ mm-es födémeket hatosával kötegelték, majd görgős alacsony profilú emelővel konténerekbe rakták. A hajóval Miami-ba szállított fal- és födémeket a helyszínen szintenként összeszerelték és kibetonozták. A szerelésnél a földszinti falelemek elhelyezése, a már kész pilléreket összefogó monolit vasbeton gerendában elhelyezett „szögvastüskékre” történő egyszerű ráhúzás jelentett, a falelemek „S” alakú profiljaiba illeszkedve, mely lehetővé tette az induló elemek azonnali pontos és gyors elhelyezhetőségét. A falelemek kibetonozása az öntömörödő beton alkalmazásának köszönhetően minden szinten gond nélkül lezajlott, akárcsak az ezt követő födémek összeszerelése és kibetonozása.

A próbaszerelés során szerzett tapasztalatok és a próbaterhelési adatok – az acéllemezes ékek beépítésével – lehetővé tették az ortogonálisan anizotróp szerkezet jelentősen eltérő geometriai viszonyaiból, illetve a födémperemekre terhelő, viszonylagosan nagy kinyúlású konzolos szerkezeti kialakításaiból adódó számottevő és rendszertelen lehajláskülönbségek (8. ábra) precíziós túlemeléssel történő kiegyenlítését. A legnagyobb számított lehajlások elsősorban a konzolokat tartó belső födémeknél mezőközepén, illetve a konzolvégeken (max. 73 mm) jelentkeztek.



8. ábra. Alakváltozási, illetve lehajlási ábra

A helyszíni szerelés helyi építőipari segéd munkások közreműködésével történt, a próbaszerelésnél is jelenlévő két szerelő irányítása mellett. Ez a födém elemek elhelyezésén túl, a csatlakozások teherhordó feszített csavarjainak nyomtatékkulcsos meghúzásából, az előre beszerelt gépészeti vezetékek illesztéseinek összeépítéséből és a felső hálós vasalás elhelyezéséből állt (9. ábra). A födém elemek szerkezeti könnyűbetonnal történő kibetonozásához a környékbeli betongyár szállította saját receptúrája alapján a szerkezeti könnyűbetont, majd a betonozáshoz hagyományos betonszivattyú helyett, egy kisebb méretű estrich-betonpumpát használtak.

A helyszíni kivitelezésnél is gondot okozott a megfelelő szilárdságú és kellően könnyű beton kikeverése, így a próbaterhelésnél már tapasztaltak alapján a tervezettnél magasabb, közel 1600 kg/m^3 térfogatsúlyú szerkezeti könnyűbeton beépítéséhez is hozzájárultunk. Különösen azért, mert azt tapasztaltuk, hogy ma egyszerű építkezési helyszínen bedolgozható formában a Liapor vázlatos receptúra ajánlása szerinti LC20/22- ρ LC1,3 magas betonszilárdság melletti kellően alacsony testsűrűségű betont, nem tudunk elérni, sem itthon, sem Floridában!

Különös figyelmet igényelt a sós vízi páras levegő a hazai viszonyokhoz képest, de az óceán közeli épületeknél kifejezetten kedvező a Liapor-os könnyűbeton alkalmazása, mert a tengeri sós közeget is jobban bírja mint a normálbeton.

A falpanelek elhelyezése és kibetonozása szintenként 3-4 napot vett igénybe, míg a födémpanelek beemelése és szerkezeti összeszerelése, a túlemelési acéllemezek beépítésével együtt, kb. egy hétig tartott. További kb. egy hetet vett igénybe a készre szerelt gépészeti csövezések végleges ragasztott és hegesztett illesztése. Mindezekkel együtt a három szint teljes helyszíni szerkezetépítése – a falban és födémekben elhelyezett gépészeti szereléssel együtt! – két hónapig tartott.



9. ábra. Födém helyszíni szerelése és a szerkezetkész épület az óceán felől nézve

9. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Egyre szélesebb körben merül fel igényként az épületszerkezetek monolitikus kialakítása mellett, a gyorsabb építési időt és kevesebb helyszíni élőmunka ráfordítást lehetővé tévő technológiák alkalmazása. Erre egy példa a kompozit szerkezeti könnyűbeton felhasználásával épült floridai lakóépület, ahol sikerült olyan szerkezeti konstrukciót kitalálni, amely a lehető legnagyobb mértékben megfelelt a megrendelő sokrétű igényeinek. Így a tervezet tartószerkezet a gépészettel is maximálisan előszerelt, moduláris méretrendű, minimális súlyú, könnyen szállítható elemekből áll, mely a helyszíni élőmunkaigény jelentős csökkentése mellett, összeszerelt állapotában biztosítani tudja az azonnali betonozás lehetőségét, a tartószerkezet végleges állapotának monolitikus kialakítását. Mindezt a nagy fesztávolságok és konzolkinyúlások mellett, a rendkívüli hatásokkal terhelt környezetben is biztonságos formában.

Az előregyártott elemes szerkezeti rendszer tervezése bizonyította, hogy az intelligens, objektum orientált modellezés (BIM) a bonyolult, sokrétű előregyártott szerkezeti elemek megjelenítését és megértését

jelentősen megkönnyíti, így a BIM rendszerek alkalmazása bizonyos esetekben kis épületeknél is lehet hasznos és gazdaságos.

A bemutatott példa a szerkezeti könnyűbeton felhasználásának lehetőségeire, illetve korlátaira is számos tapasztalattal szolgál. Így legfőképpen arra, hogy a minél magasabb szilárdsághoz tartozó kis térfogatsúly optimális arányának, illetve párosíthatóságának kiválasztását elsősorban nem a tervezés során megkívánt követelmény határozza meg, hanem alapvetően a helyszíni lehetőségek szerint előállítható olyan receptúra, mely akadály nélkül megvalósítható.

A szerkezeti könnyűbetonok betervezhetőségéhez fontos lépés a jövőben a piac, kutatókkal szembeni elvárása, a szerkezeti könnyűbetonok rugalmassági modulusának részletes kutatása, a számításba vehető pontosabb meghatározása.

A nem szokványos szerkezeti elemek tervezése, gyártása és szerelése bizonyítja a vasbeton építésben rejlő további lehetőségeket. Megállapítható, hogy szokatlan körülmények között is, a monolitikus vasbeton szerkezetek is lehetnek gazdaságosan „előregyárthatók”, mely a mind nagyobb gépészeti igényeket is figyelembe véve, egyre nagyobb helyszíni élőmunka igény csökkenéshez vezethet. Az újabb technológiai megoldások vizsgálata a jövő útkeresésének szerves része, mely nélkülözhetetlen a modernkori tervezésében.