



M Ű E G Y E T E M 1 7 8 2

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem
Építőmérnöki kar
Tudományos Diákköri Konferencia 2013

Acél hűtőtorony rácsszerkezet térbeli csomópontjának numerikus analízise

Készítette: Óvári Zoltán

Konzulens: Dr. Vigh László Gergely, Egyetemi docens
BME Hidak és Szerkezetek Tanszék

Absztrakt

A természetes szellőztetésű hűtőtoronyok alakja forgásfelület, tipikusan forgási hiperboloid, henger vagy csonka kúpfelület. Acélszerkezetű hűtőtorony esetén térbeli rácsos szerkezetet tervezünk osztott vagy cső szelvényekkel, ahol az egyes rácsrudak csatlakozási pontjai térbeli kialakításúak. A csomópont általában rendkívül összetett, a hatékony szerelhetőséget, gyárthatóságot, valamint a kellő teherbírást és merevséget számos csomóponti komponens együttes alkalmazásával érjük el. Így a csomópont tartalmazhat áthatásos hegesztett cső-cső kapcsolatot, karimás toldást, merevítő bordát, esetlegesen csapos kapcsolatot. Igénybevétel szempontjából a kapcsolat erőjátéka szintén összetett: a domináns tengelyirányú normálerők, kéttengelyű hajlítás és nyírás, valamint a csomóponton belül kialakuló lokális nyírt, hajlított zónák komplex térbeli erőjátékot eredményeznek. Az Eurocode 3 1-8 része az egyszerűbb kialakítású és terhelésű kapcsolatok teherbírás vizsgálatára ad egyszerű módszert, de a hűtőtorony komplex csomópontjának vizsgálata ezekkel a módszerekkel nem vagy csak nehezen végezhető el.

Az Eurocode szabványok általánosságban lehetőséget adnak a csomópont viselkedésének fejlett numerikus analízis és szimuláció alapú vizsgálatára. A komplex kialakítás és erőjáték miatt ugyanakkor kérdéses az alkalmazandó modellezési és analízis szint. A csomópont viselkedését a szerkezeti elemek szilárdsági tönkremenetele mellett nagymértékben befolyásolja a sík lemezes elemek stabilitásvesztése, a csőfal horpadási jelenségei, a húzott és/vagy hajlított csavarozott karimás kapcsolat képlékeny viselkedése és a hegesztett áthatásos kapcsolati kialakítás következtében létrejövő tönkremeneteli módok. Az egyes tönkremeneteli módok interakciója is felléphet. A probléma összetettségét növeli, hogy az egyes tönkremeneteli módok különböző szabványrészek hatálya alá tartoznak.

A TDK dolgozat célja egy ilyen csomópont teherbírás vizsgálatához szükséges modellezési és analízis szintjének megállapítása. A vizsgálatot a korábbi BSc diplomamunkámban megtervezett hűtőtorony egy jellemző csomópontján hajtom végre. A csomópontot az Eurocode szabványok egyszerű eljárásainak adaptálásával terveztem meg a biztonság oldalán való feltételezésekkel.

A csomópont fejlett analíziséhez különböző térbeli numerikus modelleket fejlesztetek ki Ansys környezetben. A modellfejlesztés különböző célú szoftverek integrált alkalmazását teszi szükségessé (AUTODESK Inventor, Workbench). Az egyes modellek az alkalmazott elemtípusban (héjelemes vagy testelemes modell), anyagmodellben, imperfekció-modellben és a modellezett részletekben térnek el. Az elkészült modellek segítségével a szabvány által javasolt különböző típusú numerikus analízissorozatot hajtok végre. Lineáris statikai analízis segítségével elemzem a csomópont rugalmas feszültségeloszlását, lineáris stabilitási vizsgálattal meghatározom a releváns horpadási alakokat. Ezek eredményeit a szabványos eljárásban közvetlenül beépítve pontosítható a kézi módszer szolgáltatta teherbírás. Nemlineáris analízis-sorozat segítségével a teherbírást közvetlenül is meghatározom. A vizsgálat-sorozatot minden modell-típuson végrehajtom.

Az eredmények kiértékelésével meghatározom a csomópont teherbírását, elemzem a szerkezet térbeli viselkedését. Az egyes modelleket és analízis-szinteket összehasonlítva meghatározom a tervezésben a teherbírás ellenőrzéséhez alkalmazható modell típusát, a geometriai és anyagmodell szükséges részletességét és az alkalmazandó analízis szintet.

Abstract

Natural draft cooling towers can be rotation surface shape, cylindrical or truncated conical surface shape, but they are mainly hyperboloid of rotation shape. In the case of steel structure cooling towers we design a spatial truss structure, which consists of divided or tube segments, where the connected points of each diagonals have been spatially designed. The joint is usually quite complex; we can obtain efficient serviceability, manufacturability, adequate strength and rigidity by applying several joint components together. Therefore the joint can contain penetrating weld tube to tube connections, rimmed patch, stiffening rib or perhaps pin connectors. As far as strained is concerned the power relation of the joint is also quite complex, because of the dominant forces, the double shaft bending and cutting, and the local cut and bent zones emerging from the joint all result in a complex spatial power relation. Eurocode 3 Part 1-8 describes a simple method to carry out power relations analysis of more simply formed and loaded joints; however the analysis of the cooling tower's complex joint cannot be done easily or at all with these methods.

In general Eurocode regulations allow us to carry out an advanced numerical analysis and simulation based examination of joint behaviour. Due to complex formation and power relation the applied modelling level and the level of analysis are questionable. Besides the static wearing of the structural elements, the behaviour of the joint is also highly influenced by the stability loss of plate elements, the tube denting phenomena, the elastic behaviour of tensile and or bolted flanged joints and the wear modes resulting from penetration welding. The interaction of the individual wear modes can also occur. The complexity of the problem is increased by the fact that the different wear modes are defined by different chapters of the regulation.

The aim of my research paper written for the Scientific Students' Associations Conference is to determine the necessary level of modeling and analyzing in order to carry out such a joint capacity analysis. I carry out the analysis at a characteristic joint of the cooling tower, which I have previously designed in my BSc degree thesis. The joint has been designed by adapting the simple standards of Eurocode regulations while assuming to obey safety rules.

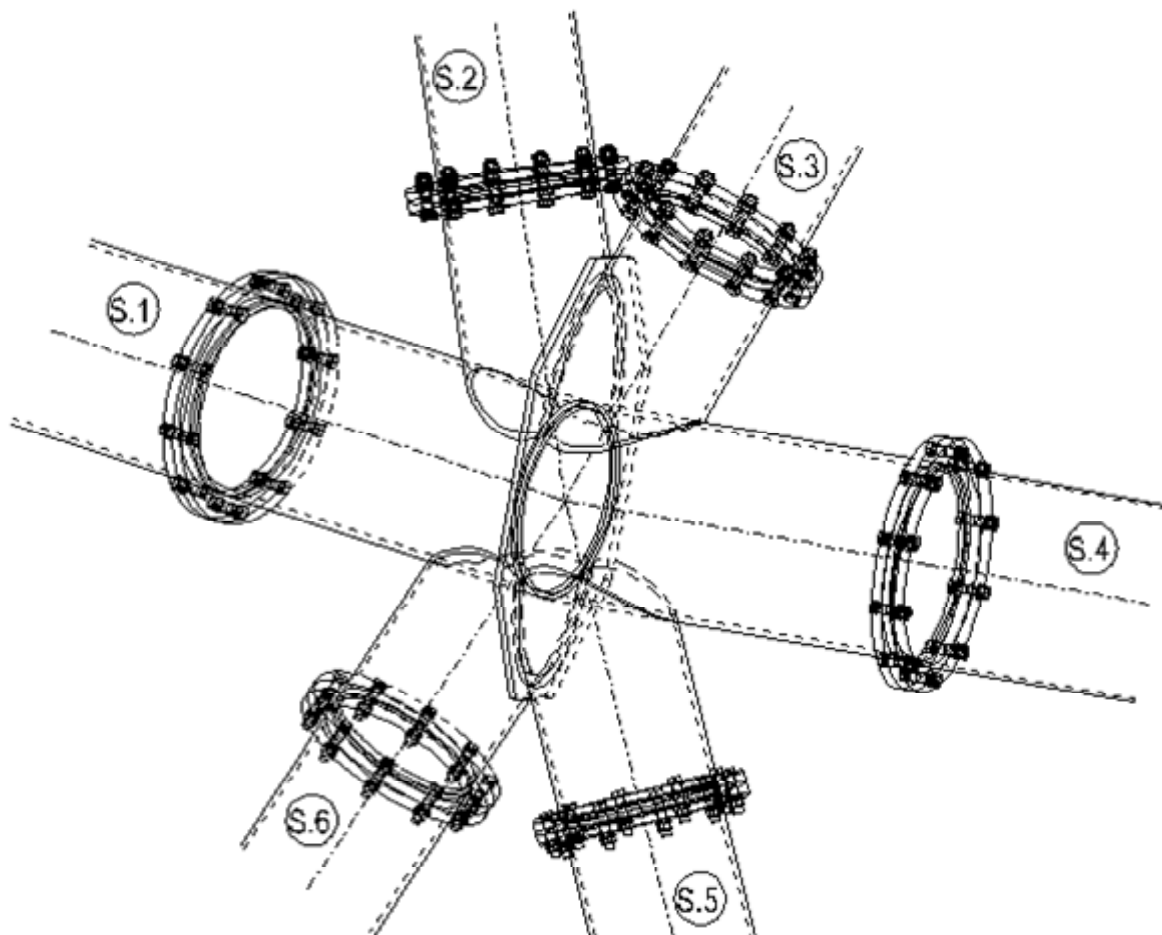
To obtain an advanced joint analysis I will develop several spatial numerical models in Ansys environment. Model development requires to use different types of integrated softwares, such as AUTODESK Inventor and Workbench. The models differ in the types of elements applied e.g. shell element or bulky element model, material model or imperfection models are used and they also differ in the details described by the models. After that I will adopt the pre-made models to carry out different types of numerical analyses suggested by the standard. Then I analyse the flexible stress distribution of the joint by linear statistical analysis and I define the relevant buckled shapes by stability analysis. If these results are directly built in the standard procedure then the load capacity provided by the manual method can be refined. As a next step I determine the load capacity directly by non-linear analyses. I perform these survey series on each model type. I define the load capacity of the joint by evaluating the results, then I analyse the spatial behaviour of the structure. Finally I define a model, which could be applied in design for checking load capacity. I also determine the necessary details of the geometric and material model and the applicable level of analysis. I define this model by comparing each model and the levels of analysis.

Tartalom

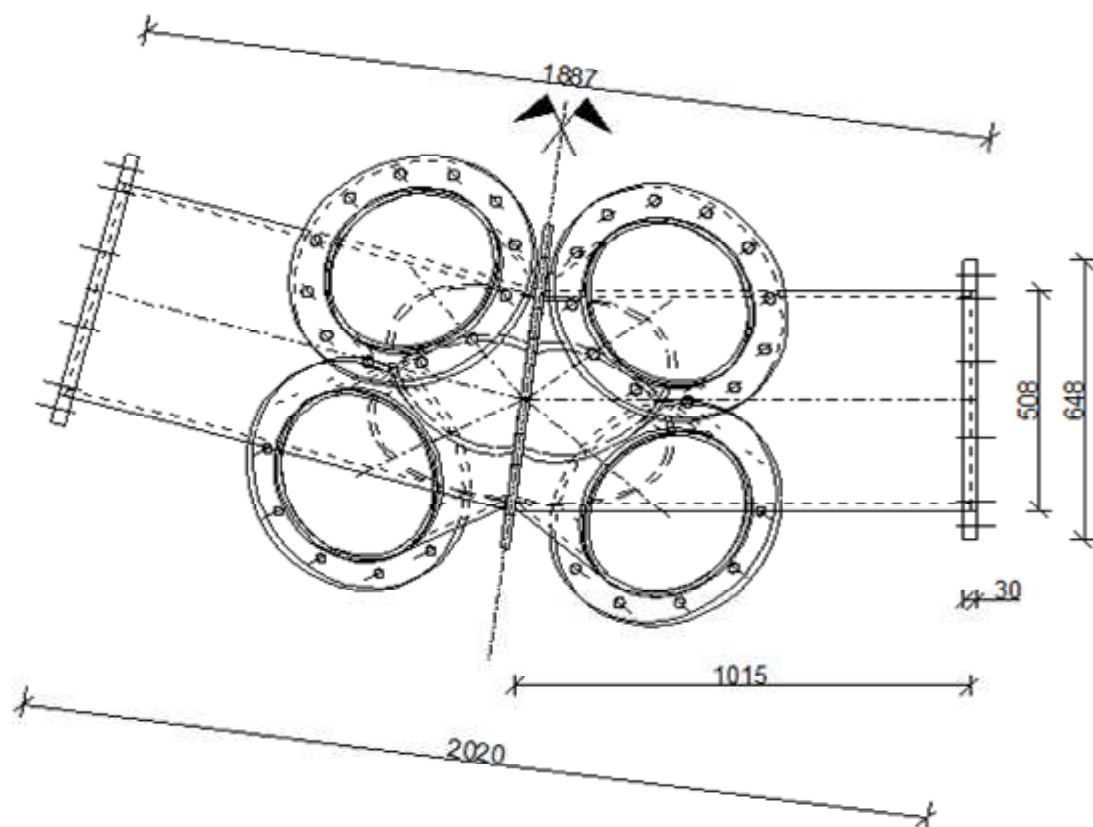
Absztrakt	1
Abstract	2
1. Bevezetés	4
1.1 Probléma felvetés	6
1.2 Megoldási stratégia	7
2. Vizsgált szerkezet	8
2.1 Szerkezeti felépítés	8
2.2 Jellemző terhek	10
2.3 Szerkezet vizsgálatának menete	11
3. Hűtőtorony csomópontjának statikai viselkedése	11
3.1 Csomóponti kialakítás	11
3.2 Csomópont statikai viselkedése	12
3.3 Tönkremeneteli módok	12
3.4 Numerikus analízis módszerek és modellezés	12
3.5 Eurocode szerinti méretezés módjai	15
3.5.1 Kézi Számítás	15
3.5.2 Numerikus analízis elve	17
4. Numerikus modell	20
4.1 Geometriai modell	20
4.2 Anyagmodell	24
4.3 Teher és megtámasztási modell	25
5. Csomóponti teherbírás vizsgálata	28
5.1 Stabilitásvesztési módok	28
5.1.1 Karimás kapcsolat stabilitása	28
5.1.2 Csillagcsomópont stabilitása	30
5.2 Karimás kapcsolat vizsgálata	34
5.2.1 Karimás kapcsolat vizsgálata C. típusú terhelési esetre	34
5.2.2 Karimás kapcsolat vizsgálata A. típusú terhelési esetre	35
5.3 Csillagcsomópont vizsgálata	36
5.3.1 Csillagcsomópont vizsgálata A. típusú teherre	36
5.3.2 Csillagcsomópont vizsgálata B. típusú teherre	37
6. Javasolt geometriai konfigurációk vizsgálata	38
6.1 Stabilitás vizsgálat	38
6.2 Karimás kapcsolat vizsgálata	41
6.3 Csillagcsomópont vizsgálata	42
7. Összefoglalás	43
8. Irodalom jegyzék	44
Számítási melléklet	45

1.Bevezetés

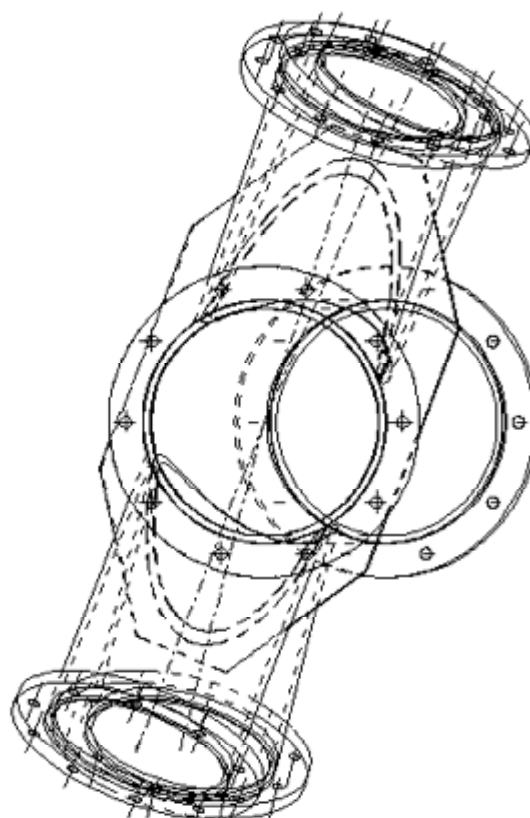
Egy acél térrács szerkezet térbeli csomópontjának teherbírás vizsgálata körültekintő vizsgálatot igényel. Az Eurocode lehetőséget ad kézi úton történő vizsgálatokra azonban a numerikus vizsgálat lehetőségeit is kínálja. Ma a piacon lévő szoftverek segítségével egy ilyen csomóponti vizsgálat sokrétű lehet. Célom, hogy az általam készített modell minden felmerülő vizsgálatra alkalmas legyen, ezáltal a különböző tönkremeneteli módokat bemutathassam.



1.1 ábra: Csomópont általános nézete



1.2 ábra: Felülnézet



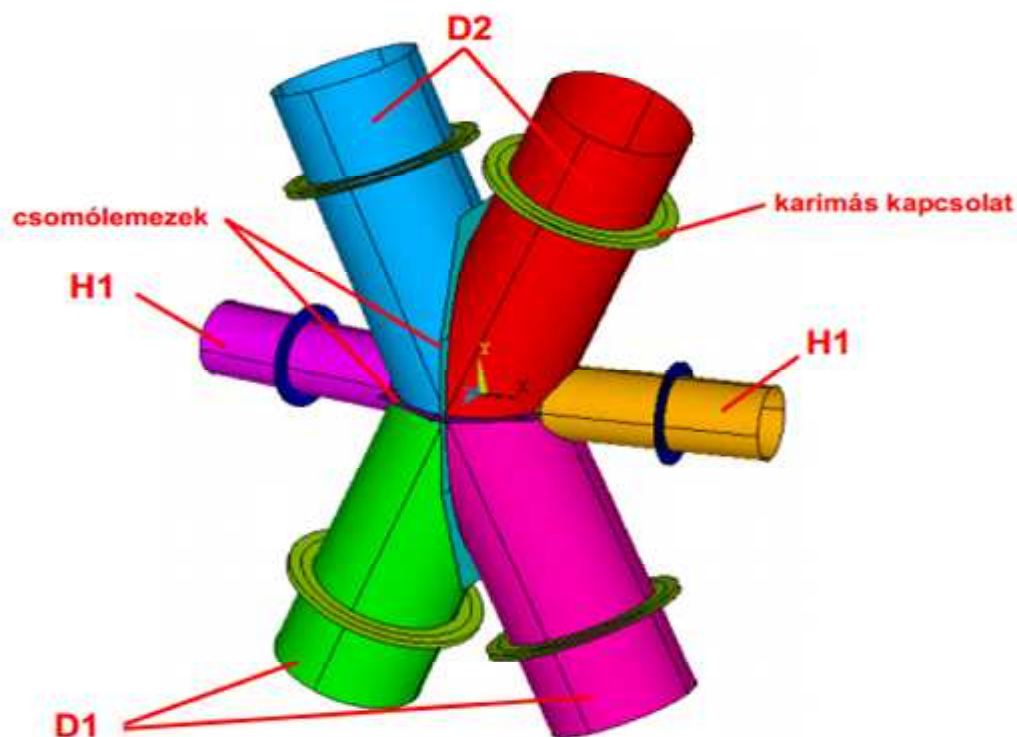
1.3 ábra: Oldalnézet

1.1 Probléma felvetés

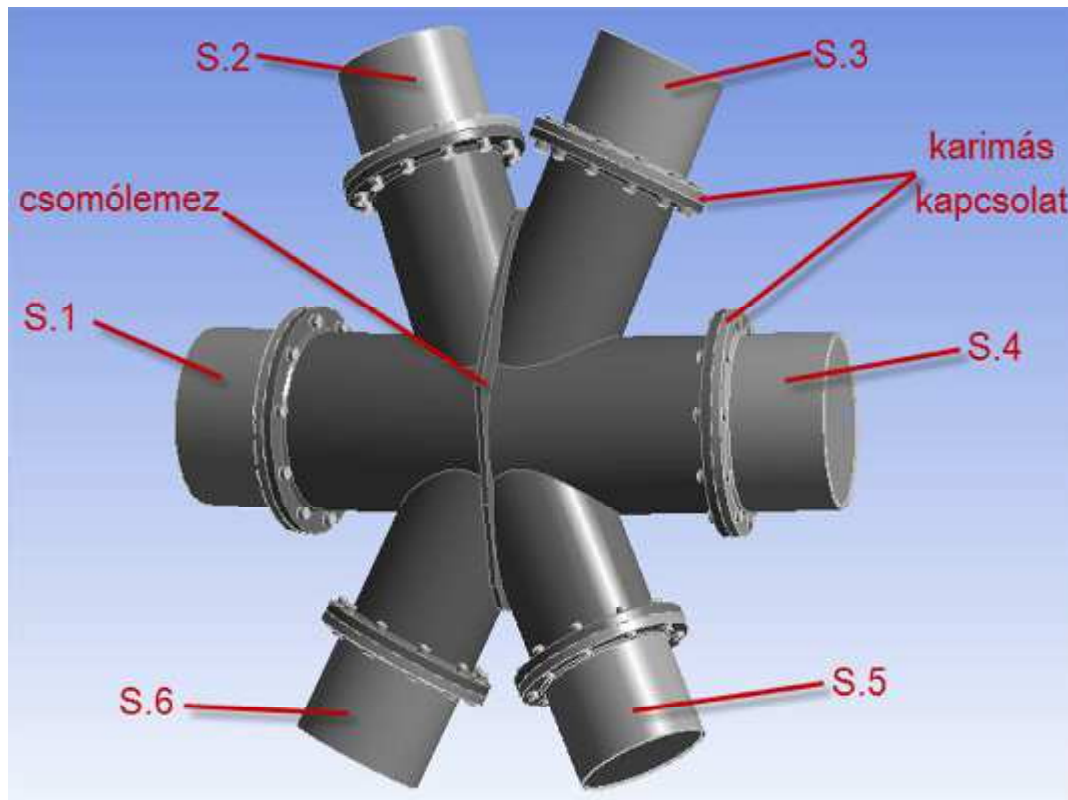
Az általam vizsgált csomópont nehézségét az adja, hogy a különböző méretű és vastagságú zárt csőszelvényekkel kialakított térrács szerkezet rúdelemei különböző szögekben találkoznak és áthatási révén a csatlakozási pontokon nem ismert az erőjátéka. A csomópont kialakítása és a további kapcsolatok miatt sem tipizálható, így a vizsgálat bonyolultsága még fokozottabb.

Az előírt szabványrendszer különböző analízis típusokat javasol a feladat vizsgálatára. Céлом, hogy a különböző analízis és modell típusok közül meghatározzam azt a szintet, amellyel javasolt egy ilyen probléma megoldása és egy csomópont megtervezése.

A vizsgálat elvégezhető kézi számítás útján és numerikus modell segítségével. Numerikus modellezés során különböző programok használatával héj és testelemes modellezés készülhet. Héjelemes modellezésnél egy fejlett program segítségével rugalmas feszültség analízisre továbbá stabilitás vizsgálatra van szükség. Jelen esetben elkészült egy héjelemes modell az Axis VM program segítségével. A vizsgálat nehézségét az adja, hogy program nem kezeli az íves felületeket. Ezen probléma megoldásaként javallott egy fejlettebb program szerinti analízis. Ezen vizsgálat során további nehézségekbe ütközik a tervező. A héjelemes modellezés korlátja a rugókkal modellezett csavaros karimás toldás ahol egy pontban definiálható a csavarkapcsolat (1.4 ábra). Pontosabb vizsgálat lehet a testelemmel modellezett, ANSYS környezetben vizsgált csomópont (1.5 ábra).



1.4 ábra: Héjelemmel készült modell[8]



1.5 ábra: Testelemmel készült modell

Továbbá felmerülhet a kérdés, hogy ha a kezdő tervező egy nem szokványos kialakítású csomóponttal találkozik a való életben, hogyan lehet elkezdni egy ilyen vizsgálatot, hogyan célszerű tervezni és mire szükséges odafigyelni a rendelkezésre álló adatszolgáltatás mellett.

Ezen pontokat mérlegelve kezdtem meg munkámat. Egy rácsszerkezet térbeli csomópontjának numerikus vizsgálatát testelemes modellel.

1.2 Megoldási stratégia

Munkám kiindulási alapját a BSc Diplomamunkám szolgáltatja, ahol egy acélszerkezetű hűtőtornyot terveztem a megadott adatok alapján. Az akkoriban megtervezett torony szelvényméreteit felhasználva és a terhelési esetekkel dolgozom.

A szakirodalmat felkutatva és az Eurocode adta lehetőségeket vizsgálva tárgyalom a megoldási lehetőségeket és analízis típusokat.

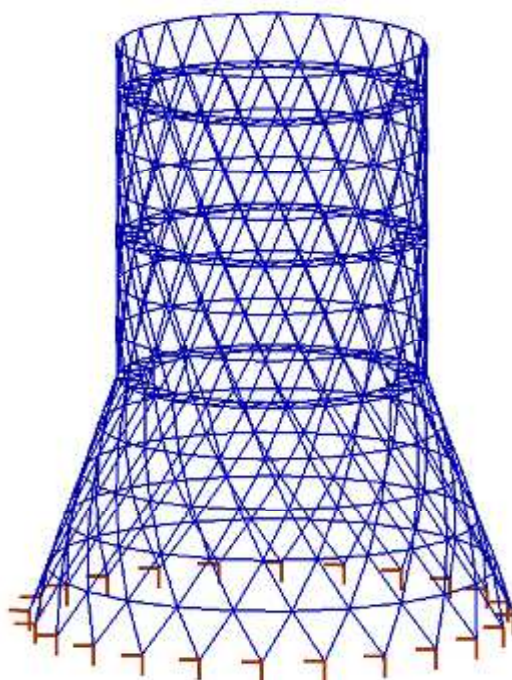
A torony egy jellemző csomópontján bemutatom a vizsgálat menetét és a modellezés részleteit, lehetőségeit. A készített modell által nyújtotta lehetőségeket tárgyalom. Lineáris statikai analízis segítségével elemzem a csomópont rugalmas feszültségeloszlását, lineáris stabilitási vizsgálattal meghatározom a releváns horpadási alakokat. Ezek eredményeit a szabványos eljárásban közvetlenül beépítve pontosítható a kézi módszer szolgáltatata teherbírás. Nemlineáris analízis-sorozat segítségével a teherbírást közvetlenül is meghatározom. A vizsgálat-sorozatot minden modell-típuson végrehajtom.

2. Vizsgált szerkezet

2.1 Szerkezeti felépítés

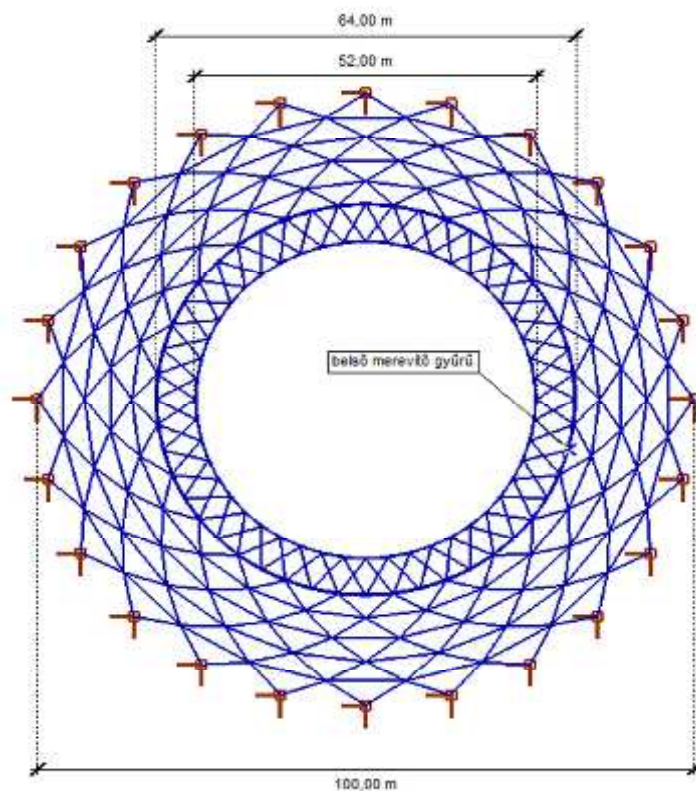
BSc diplomamunkámban egy acélszerkezetű hűtőtornyot terveztem. A hűtőtornyok feladatának ismertetése előtt, tisztáznunk kell általánosságban a hűtőtornyok által kiszolgált gépészet működését, hogy megértsük ezeknek a szerkezeteknek a szerepét. A hűtőtornyok jellemzően hőerőművek kiszolgáló létesítményei. Az erőművekben tüzelőanyag elégetésével hőenergiát nyernek, mely felhasználásával nagy nyomáson túlhevített vízgőzt állítanak elő, melynek expanziója révén a turbinák energiát termelnek. Ez leghatékonyabban gőzturbinák alkalmazásával érhető el. Ezen turbinák azon az elven működnek, hogy az expanzióhoz szükséges nyomáskülönbséget a turbinatér mögötti fáradt gőz kondenzációjával hozzák létre, ám ez a folyamat nagymértékű hőelvonást vesz igénybe. Ezt a hőelvonást az úgynevezett kondenzátor térben keringetett víz végzi el. Többféle kialakítású hűtési rendszer létezik. Ezek közül az egyik a hűtőtornyos hűtés. A természetes szellőztetés esetén a huzat a toronyban keletkező kürtőhatás miatt alakul ki.

A természetes szellőztetésű tornyok alakja mindig valamilyen forgásfelület, általában forgási hiperboloid, henger vagy csonka kúpfelület.

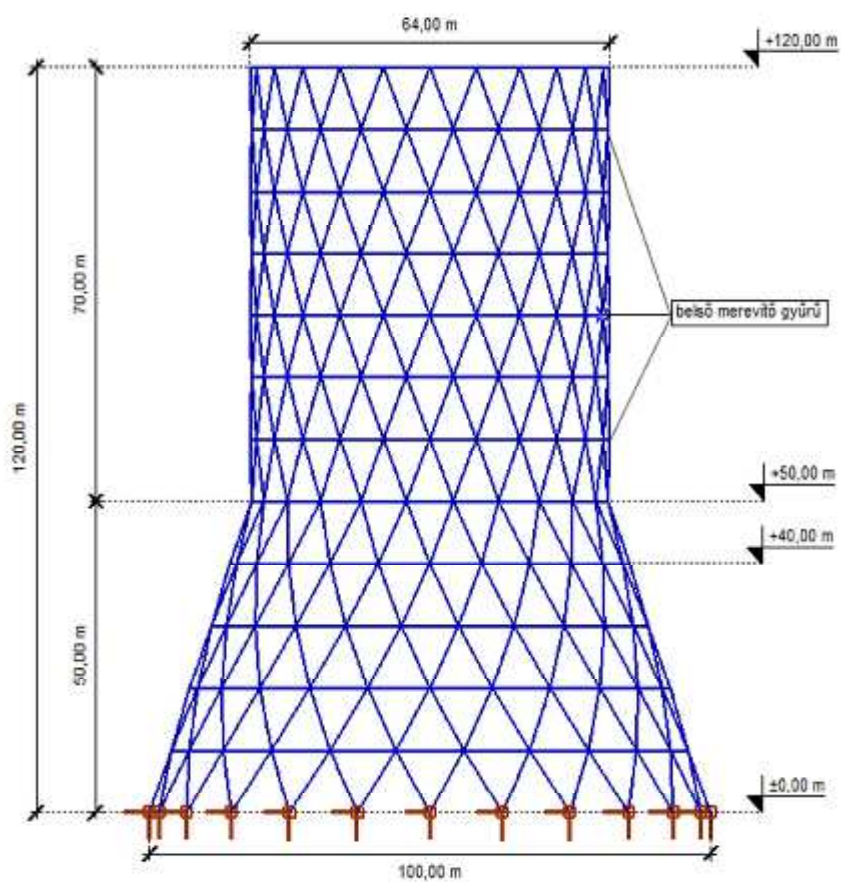


2.1. ábra: Hűtőtorony általános nézete

A képen látható 24 szegmensű körszimmetrikus szerkezet magassága 120,00 méter. Az alsó átmérője 100,00 m, míg a felső kürtő átmérő 64,00 méter. Magassági értelemben 10 méterenként a tornyot alkotó vízszintes – gyűrűirányú – rudakat átlós szerkezeti rudak kötik össze. Az első ötven méteren csonkakúp alakú azután henger alakú. A tornyon belül három „szinten”, pontosan a +50,00; +80,00 és a +110,00 szintmagasságon mercvített gyűrűket helyeztem el melyek elhelyezkedésének sugara 6 méterrel rövidebb, mint a külső, henger felület sugara.



2.2. ábra: Felülnézet



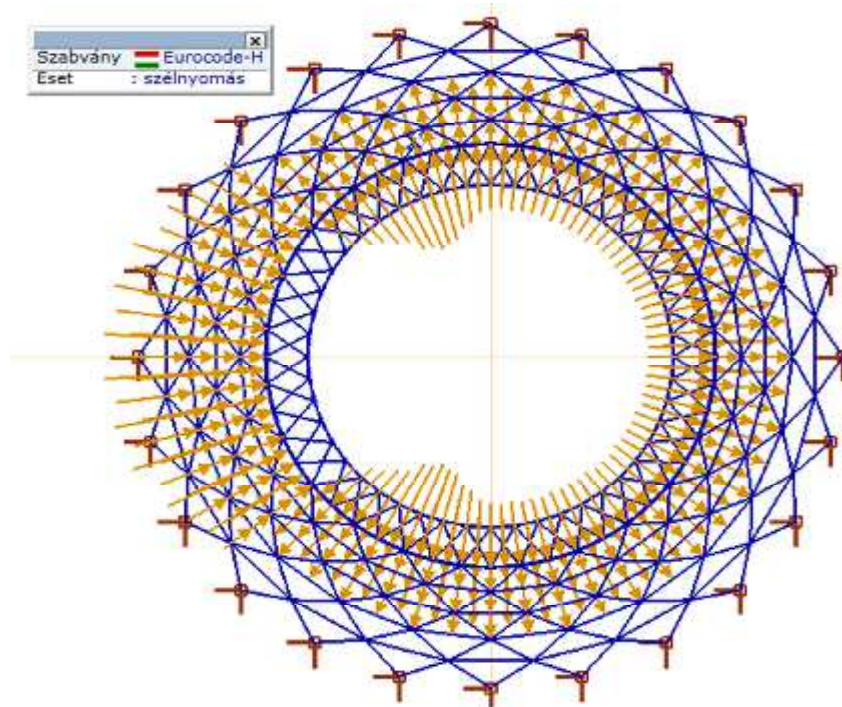
2.3. ábra: Oldalnézet

2.2 Jellemző terhek

A hűtőtornyok legfontosabb terhe a szélteher, mivel a nagy magasság, és a torony nagy méretei miatt ez jelentős nagyságú lehet. A statikus vizsgálat során, a tornyon összetett alakú torlónyomás alakul ki, amelyre a szabványok és különböző szakirodalmak ajánlást adnak. A toronyra ható szélterhek jelentősen függenek a torony felületi érdességétől. Így bizonyos esetekben a tornyokon meridián irányú bordázást szoktak elhelyezni, melynek feladata a levegő áramlásának megtörése, és ez által a szélteher nagyságának csökkentése. A bordázás alkalmazásával a szélteher szívási maximuma felére – harmadára csökkenthető szabványtól függően.

A szél dinamikus összetevőjének figyelembe vétele bonyolult feladat, melyet manapság számítógépes szimulációkkal vagy pedig szélcsatornás kísérletekkel lehet vizsgálni. Ilyen modellkísérletekre új szerkezeti kialakítás, a toronyhoz közel fekvő jelentős méretű épület vagy pedig a tornyok egymásra hatásának vizsgálata során van szükség. Fontos továbbá a szerkezet gerjesztése a szélteher hatására. Amennyiben a torony sajátfrekvenciája egybeesik a szél gerjesztő frekvenciájával, akkora igénybevételek alakulhatnak ki a szerkezetben, amelyek már károsodást okozhatnak. További tervezési helyzetet idéz elő az az eset, amikor a torony hűtődeltált a megfelelő üzem miatt lezárják. Ekkor a torony belsejében alacsony nyomású terület alakul ki, amely körszimmetrikus szélszívást okoz a torony teljes belső felületén. Ennek a tehernek a nyomási tényezője fele a maximális nyomási tényezőnek.

Egy kijelölt irányban a szélnyomás eloszlása látható az alábbi ábrán. Fontos, hogy a szél iránya változhat, ezért gyűrűirányban azonos igénybevételek kialakulását kell feltételezni.



2.4. ábra: Szélnyomás eloszlása

További jellemző terhek: hőmérsékletteher, támaszmozgások, rendkívüli terhek

2.3 Szerkezet vizsgálatának menete

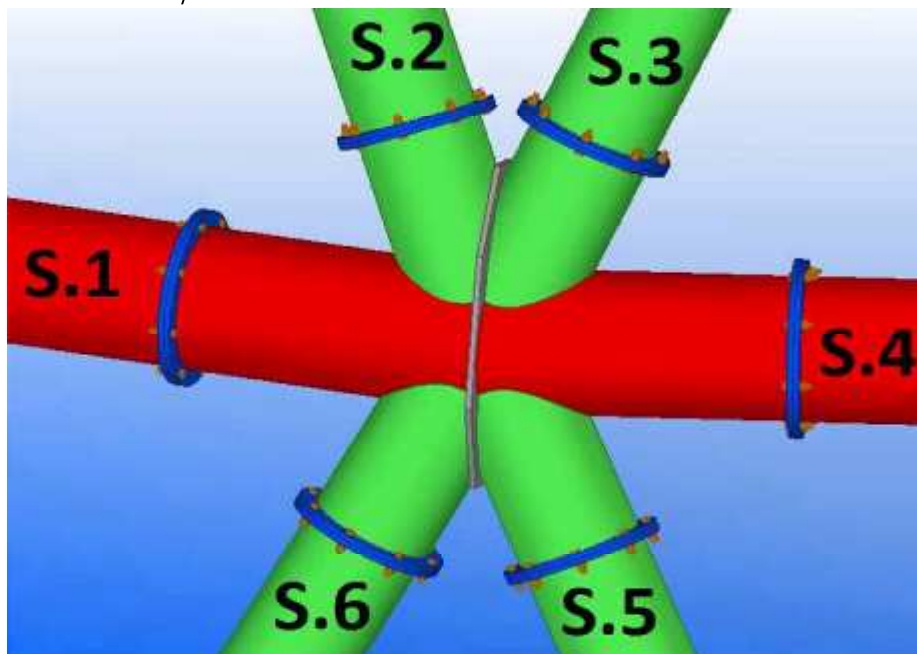
Az egész szerkezet vizsgálata az Axis VM program segítségével készült lineáris analízis útján. A szabvány által előírt tervezési paraméterek és teherkombinációk felhasználásával a rúdigénybevételeket meghatároztam majd az acéltervező modul segítségével a rudak méreteit optimalizáltam. Természetesen egy rúdon kézi számítással is meghatároztam a szilárdsági majd a stabilitási teherbírást is. Az itt kapott igénybevételek és elemméretek segítségével a torony negyedik szintjén (+40,00 m szintmagasságon) egy csomópontot kiválasztva határoztam meg a csomópont kialakítását és teherbírását kézi számítás során. A számítási mellékletben megtalálható az idevonatkozó részlet.

3. Hűtőtorony csomópontjának statikai viselkedése

3.1 Csomóponti kialakítás

Az ún. csillag csomópontba hat darab rúd csatlakozik. Két vízszintes rúd 508×11-es, a felső két ferde rúd 406,4×12,5-ös majd az alsó kettő 406,4×8,8-as. A gyűrűirányú rudak közötti szögtörés 7.5 °. Az ezekbe becsatlakozó ferde rudak sugár és gyűrű irányban is különböző szögtöréssel csatlakoznak a csomópontba. Mind a hat rúd anyag minősége: S235 JR. A szerkezetet alkotó rudak szilárdsági és stabilitás vizsgálata korábban elkészült ezért ezen vizsgálatokkal jelenleg nem foglalkozok.

A csomópontot Tekla Structures programmal szerkesztettem ki. A hegesztett, áthatásos csomópontokba az egyes rudak csavarozott karimás kapcsolattal kötnek be, amelynek vizsgálatát a csomópont belső részeinek tönkremenetelétől elkülönítve, független modellen hajtható végre. Sajátossága, hogy karimás kapcsolattal kialakított csomópontok CNC kódfile-ok alapján előre legyártható majd a helyszínen összeszerelhető a tornyot alkotó rúdelemekkel. A CNC technológiával készült szerkezeti elem nagy pontossággal készíthető el így ez a modellezés előnyévé válhat.



3.1. ábra: Csillag csomópont

A képen jól látható, hogy a rudak találkozásainál egy csomólemezt helyeztem el mely, merevítésként szolgál. Előnye a kialakításnak, hogy a karimákon belül a szelvények vastagsága változtatható így a teherbírása jelentősen növelhető.

3.2 Csomópont statikai viselkedése

A kialakított csillag statikai viselkedését leginkább két darab „K” csomóponttra lehet hasonlítani, egy alsó és egy felső „K” csomópont. Azonban ez nem tartalmazza a közbeiktatott lemezt így erre az EC által javasolt különböző geometriai feltételek betartására is szükség van. Ezenfelül a térbeli jellege miatt egy biztonsági szorzót is figyelembe kell venni. $\mu=0,9$. Az így elkészült kézi számítás a számítási mellékletben megtalálható.

3.3 Tönkremeneteli módok

A csomópont geometriai és anyagi nem-linearitást figyelembe vevőmodellel vizsgálható. Eszerint a csomópontot nem az első folyás vagy rugalmas stabilitásvesztés határállapotaiban vizsgáljuk, hanem az elem képlékeny többletteherbírása kihasználható: a szerkezeti elem (vizsgált csomópont) egészét tekintve a képlékeny határállapot (képlékeny folyás, képlékeny héjstabilitás) megengedett. [3], [4], [8].

A csomópontban így az alábbi tönkremeneteli módokat szükséges vizsgálni:

- 1) szilárdsági tönkremenetel: teljes cső keresztmetszet / lemez képlékenyedése,
- 2) héjstabilitás a csomóponton belül: cső szelvény horpadása, gyűrődése,
- 3) héjstabilitás a karimás kapcsolat környezetében,
- 4) lemezstabilitás: csomólemez horpadása,
- 5) karimás kapcsolat tönkremenetele:
 - a) csőfal és karima folyása,
 - b) csavarszakadás/kigombolódás,
 - c) csőfal folyása és csavar tönkremenetel.

A karimás kapcsolat tönkremeneteli módjai (3. és 5.) jelen vizsgálat tapasztalatai szerint a többi módtól elkülöníthetők, így azok külön analízis keretében vizsgálhatóak. Az 1., 2., 4., tönkremeneteli módok és az egymásra hatás vizsgálata a bemutatni kívánt numerikus modell segítségével komplex módon kezelhető.

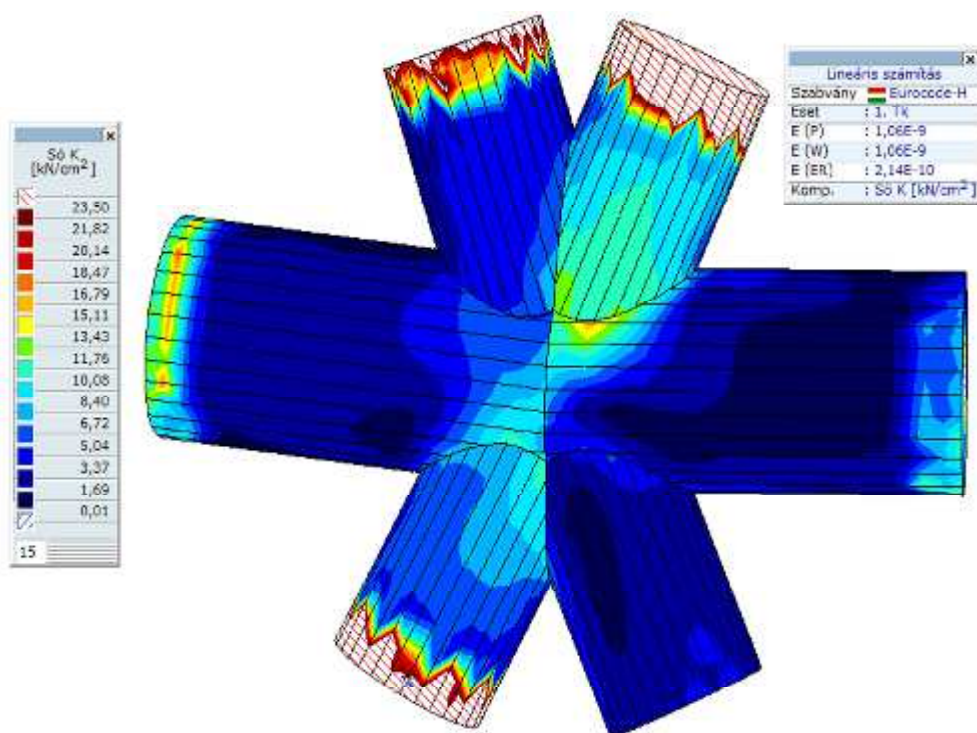
3.4 Numerikus analízis módszerek és modellezés

Numerikus analízis több módja is lehetséges jelen vizsgálatban. Szükséges megemlítenem, hogy a csomópont vizsgálatokor a teljes torony igénybevételeiből vett lokalizált, tehát a 4. szinten vett mértékadó igénybevételeket kell teherként megadni. Továbbá nagyon fontos, hogy a modellezés során arról az adott helyről olvassuk le az igénybevételeket ameddig modelleztük a csomópontot. Végeselemes program használata során szükséges megadnunk legalább egy támaszt. Az általam választott támasz minden esetben az S.5 –ös jelű rúd mert ezen a rúdon jelennek meg a legkisebb rúdigenybevételek.

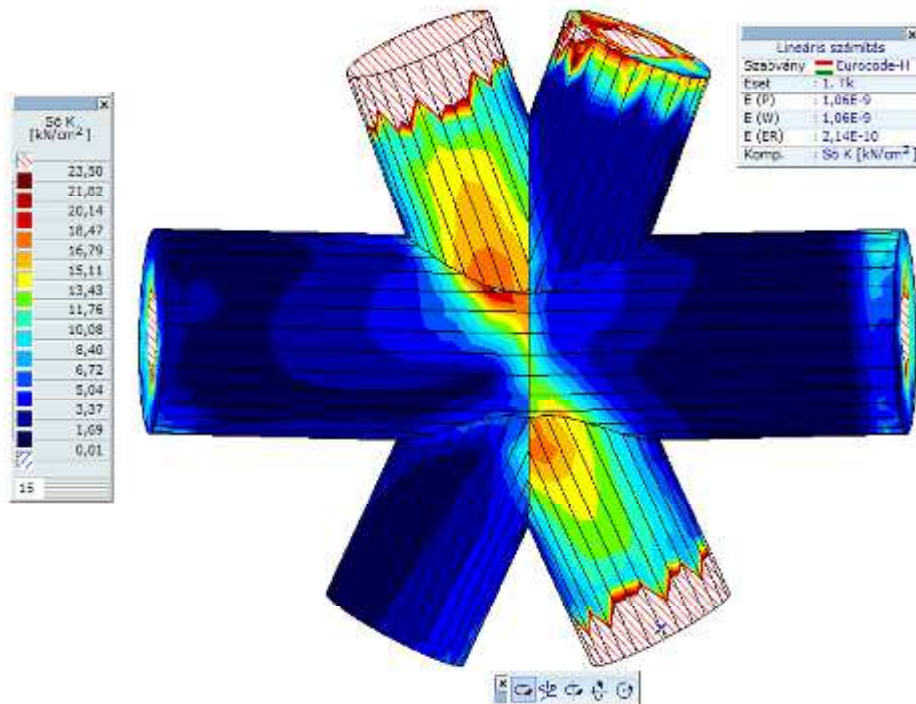
Korábbi BSc diplomamunkámban a csomópontot az Axis VM 11 programmal vizsgáltam héj elemekből felépítve. A program nem képes íves héj elemeket kezelni ezért a csőszelvényt 30 részre osztottam majd az áthítás funkció segítségével kiszerkeszthető a modell geometriája. A vizsgálat során a modellezendő részt a karimákig terjed. A csövek végeit lezártam egy lemezzel melynek rugalmassági modulusa három nagyságrenddel nagyobb, mint a szerkezeti acélé. A vizsgálatok során rugalmas feszültség analízist használva azt tudtam vizsgálni, hogy a folyási határállapotot hol éri el a megadott teherre a kialakított csomópont. Jelentősebb vizsgálati forma azonban a lineáris stabilitás vizsgálat ahol a közbeiktatott lemez horpadását tudtam ellenőrizni. Ezzel a két módszerrel az EC által megadott csomólemez vastagságát tudtam csökkenteni, amely nagyon fontos méretezési kérdés volt. A szabvány által előírt geometriai feltételek alapján a lemez vastagságának 25mm vastagnak kell lennie, ezt az értéket végül 20mm vastagságúra tudtam csökkenteni.

A lineáris analízisből nyert feszültség eloszlást az alábbi ábrák mutatják. A csőfalak végein ébredő feszültségek meghaladják a 235N/mm^2 folyáshatárt. Ennek oka feltételezhetően az, hogy a rudak végeit lezárt lemez egyensúlyi középpontjába helyezett terhelés a csőfalak sugarával egyenlő külpontosság miatt keletkezik. Ennek megoldásaként javallott a rudak peremére elhelyezni az erőt vagy a lemezen felületi megoszló teherként definiálni a terhet. Mivel ez nem terjed ki a csomópont közvetlen környezetére ezért a továbbiakban eltekinthetünk ettől.

Az ábrán látható, hogy a csomópont belső oldalán lokális feszültség csúcs alakul ki. Ennek kiterjedése kicsi, vélhetően a numerikus diszkretizáció eredménye.

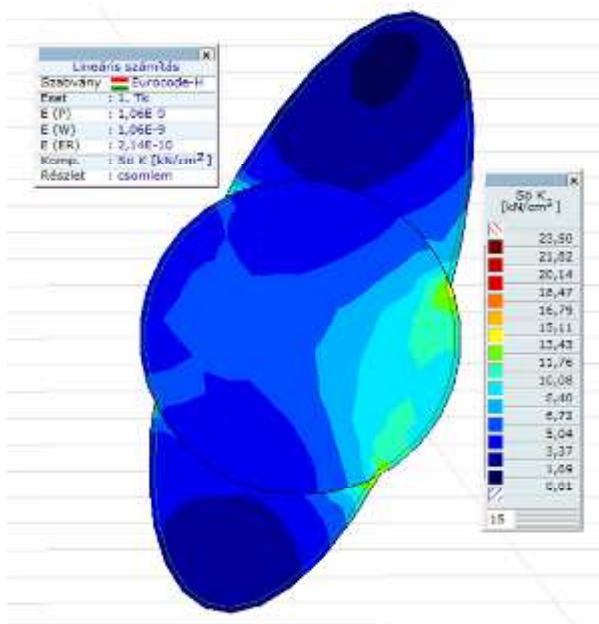


3.2 ábra: Feszültségeloszlás a csomóponton (külső oldal)

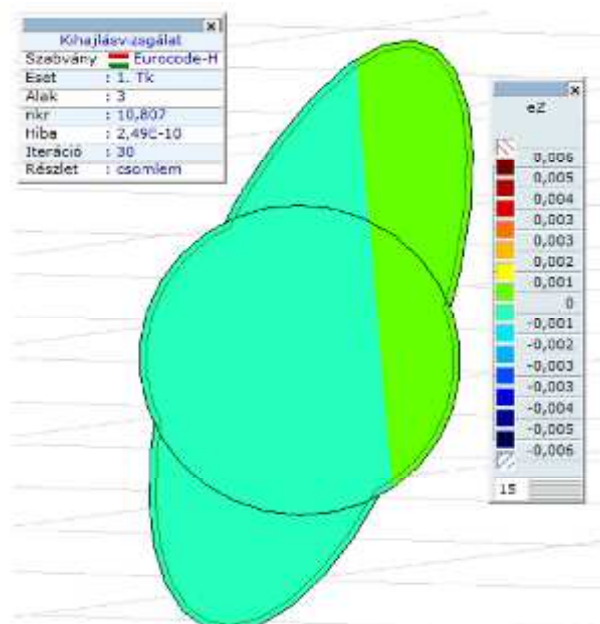


3.2 ábra: Feszültségeloszlás a csomóponton (belső oldal)

Az alábbi ábrákon látható a csomópontba helyezett csomólemez feszültség eloszlása és a program által vezérelt kihajlás vizsgálat. Az itt megjelenő lemez vastagsága 20mm az EC által előírt 25 mm helyett. Mivel az ábrán látható, hogy lineáris analízis során a feszültségek nem érik el a folyáshatárt, továbbá a lineáris stabilitás vizsgálat eredményeképpen a kritikus teher paraméter értéke is 10 felett van, kijelenthető, hogy a 20mm vastagságú csomólemez alkalmas a teherbírásra.



3.3 ábra: Csomólemez feszültségeloszlása



3.4 ábra: Csomólemez harmadik kihajlási alakja

Pontosabb vizsgálathoz azonban szükség van egy fejlettebb programra, mely képes kezelni az íves felületet és anyagi nem-linearitást. Jelen esetben az EC3 1-5 szabvány által megadott legmagasabb szintű geometriai- anyagi- nemlineáris imperfekt modellen való vizsgálatot írja elő. Erre a feladatra a legalkalmasabb program az ANSYS melyben lehetséges héj vagy test elemen végzett analízis.

Korábbi kutatási jelentés készült: Dr. Dunai László, Dr. Vigh László Gergely és Dr. Kövesdi Balázs: Acélszerkezetű hűtőtorony csomópontjának vizsgálata. A vizsgálatok során közel hasonló geometriai felépítéssel készült héjelemes analízis. [8]

3.5 Eurocode szerinti méretezés módjai

3.5.1 Kézi Számítás

A csomópont ellenőrzését az [2] kiegészítve az [6] előírásai alapján elvégezhető. A feltételezett statikai viselkedés tehát a karimás kapcsolatokra és a két darab „K” csomópont a közbeiktatott csomólemezzel elvégezhető a méretezés.

A karimás kapcsolat mértékadó tönkremenetelei [2], [7]:

a) homloklemez folyásához tartozó ellenállás:

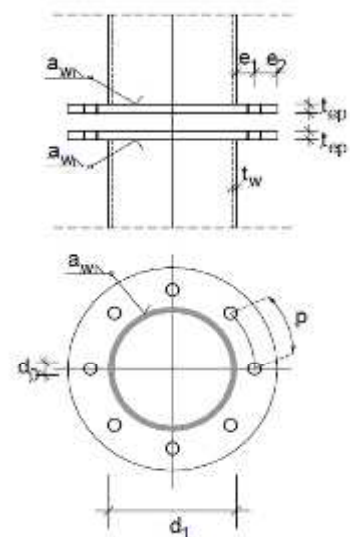
$$N_{T.Rd.1} := \frac{t_{ep}^2 \cdot f_{yp} \cdot \pi \cdot f_3}{2 \cdot \gamma_{M0}}$$

b) csavartöréshez tartozó ellenállás:

$$N_{T.Rd.3} := n \cdot F_{t.Rd}$$

c) a homloklemez folyásával egyidejű csavar tönkremenetelhez tartozó ellenállás:

$$N_{T.Rd.2} := \frac{n \cdot F_{t.Rd}}{\left(1 - \frac{1}{f_3} - \frac{1}{f_3 \cdot \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right)}\right)}$$



3.5 ábra: CHS csomópont csavarozott kialakítása[7]

A két darab K csomópont tönkremenetelének lehetőségei a betartott geometriai feltételek alapján [2], [8]:

A térbeli jelleg miatt szükséges egy $\mu = 0,9$ csökkentő tényező alkalmazása.

Csőszelvények esetén

a) övrúd felső felének képlékeny törése:

$$N_{1.Rd} := \frac{k_g \cdot k_p \cdot f_{y,0} \cdot t_0^2}{\sin(\theta_1)} \cdot \left(1.8 + 10.2 \frac{d_1}{d_0} \right) \cdot \frac{1}{\gamma_{M5}}$$

$$N_{2.Rd} := \frac{\sin(\theta_1)}{\sin(\theta_1)} \cdot N_{1.Rd}$$

b) rácsrúd szakadása:

$$N_{3.Rd} := f_{y,1} \cdot t_1 \cdot (2 \cdot d_1 - 4 t_1 - b_{e.ov} - b_{eff}) \cdot \frac{\frac{\pi}{4}}{\gamma_{M5}}$$

c) csomópont tervezése mértékadó nyomatékra:

$$M_{ip,1.Rd} := \frac{f_{y,0} \cdot t_0 \cdot d_1^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \sin(\theta_1)}{\left[4 (\sin(\theta_1))^2 \right]} \cdot \frac{1}{\gamma_{M5}}$$

$$M_{op,1.Rd} := \frac{f_{y,0} \cdot t_0 \cdot d_1^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{3 - \sin(\theta_1)}{\left[4 (\sin(\theta_1))^2 \right]} \cdot \frac{1}{\gamma_{M5}}$$

Így végül a csomópont ellenállását az alábbi képlet alapján határozhatjuk meg:

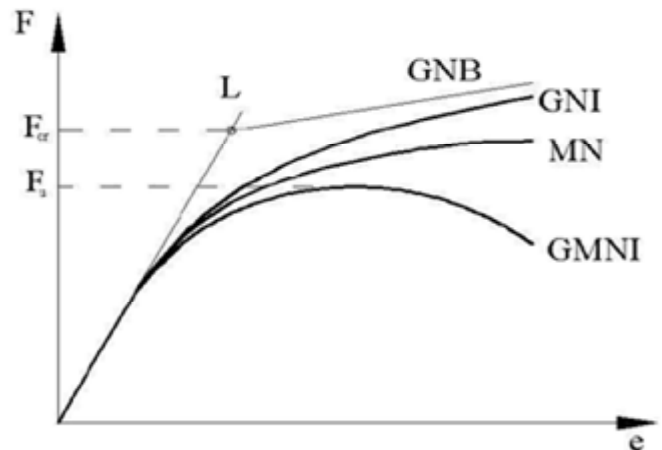
$$\frac{N_{Ed}}{\mu \cdot N_{1.Rd}} + \left(\frac{M_{3.ip.Ed}}{\mu \cdot M_{ip,1.Rd}} \right)^2 + \frac{M_{3.op.Ed}}{\mu \cdot M_{op,1.Rd}}$$

A méretezés során a csomópontba elhelyezett csomólemez vastagságát a $t_{,1}$ és $t_{,2}$ falvastagságok kétszeresének írja elő [8]. Tehát: $t_{,1} = 2 \cdot (\max(t_{,1}, t_{,2}))$. Esetünkben ez 25 mm. [6]

3.5.2 Numerikus Analízis elve

A komplex szerkezeti részleten belül mind síklemezekből, mind héjfelületekből álló szerkezeti részletek megtalálhatóak. A teherbírás vizsgálatát ezért az EC3-1-6 előírásainak megfelelően hajtható végre, kiegészítve az EC3-1-5 lemezes szerkezetekre vonatkozó egyes előírásaival. Az EC3-1-6 szerint a szerkezeti részlet fejlett analízise, teherbírasi vizsgálata végrehajtható, imperfekciókat tartalmazó, anyagi és geometriai nemlineáris analízis alapján. Felhasznált szabványok: [3],[4],[5].

- L : lineáris analízis
 GNB : geometriailag nemlineáris instabilitási analízis
 GNI : geometriailag nemlineáris(másodrendű) analízis
 MN : anyagi nemlineáris analízis
 GMNI: geometriai- és anyagi nemlineáris imperfektanalízis



3.6 ábra: Analízis típusok

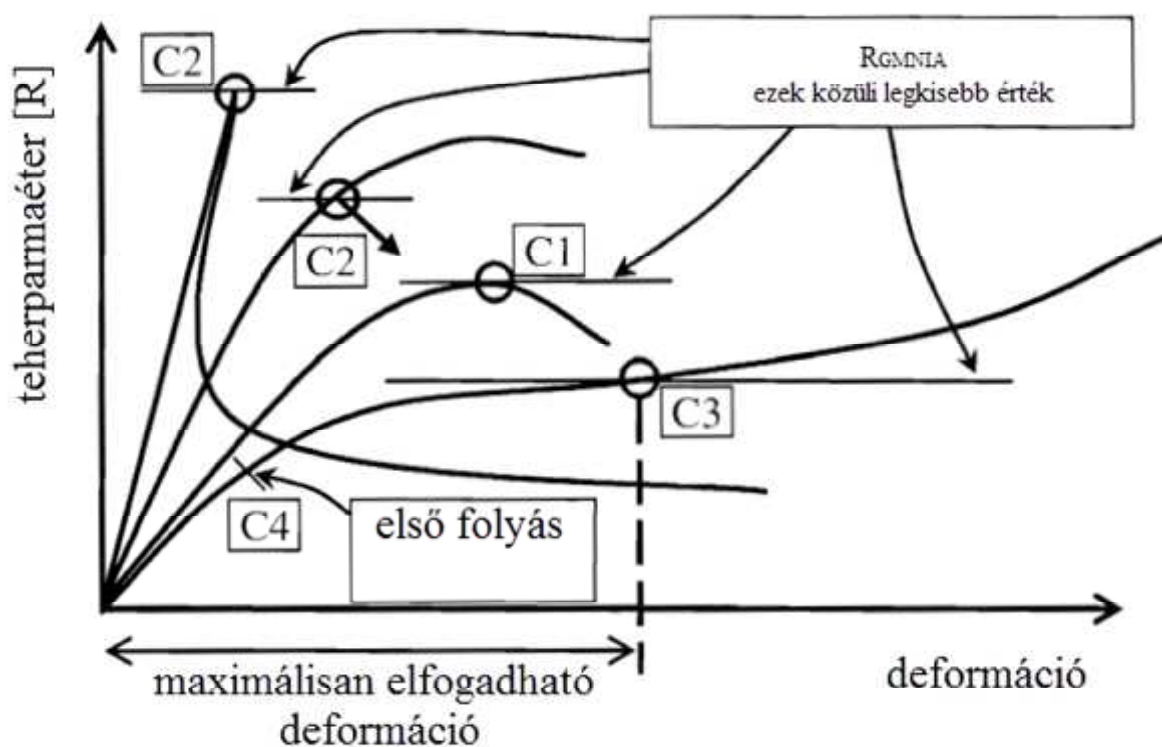
A vizsgálathoz a következő analízissorozatot célszerű követni:

1. Lineáris analízis: a feszültségállapot értékelésére, valamint a következő lineáris horpadási analízishez alkalmazzuk.
2. Lineáris horpadási analízis: a horpadási alakok meghatározására, a kritikus teherparaméter, az elemkarcsúság meghatározására, valamint az imperfekciók előállítására.
3. Anyagi nemlineáris analízis: a képlékeny teherbírás meghatározására.
4. Geometriai és anyagi nemlineáris analízis: a GMNIA eredményeivel való összevetés alapján az imperfekciók helyes felvételének ellenőrzése.
5. Geometriai és anyagi nemlineáris analízis imperfekt szerkezeten: a teherbírás meghatározására.
6. Geometriai és anyagi nemlineáris analízis imperfekt szerkezeten (GMNIA-10): előző pontban alkalmazott imperfekció amplitúdóját 10%-kal csökkentjük; az analízis célja annak ellenőrzése, hogy megfelelő imperfekciót választottunk-e.

A teljes analízis sorozatot (LA, LBA, MNA, GMNA, GMNIA, GMNIA-10). Az elvégzett analízisek: LA, LBA, GMNIA. Az elhagyott analízis lépések az imperfekciók helyességének igazolására szolgálnak; ezt elegendő a végső esetben végrehajtani. Az egyes analízisek eredményeképpen meghatározható az α teherparaméter, amely megmutatja, hogy a tervezési teher szint hányszorosánál következik be a tönkremenetel.

A teherbírást a következő határállapotok alapján, az azokhoz tartozó legkisebb teherparaméterként definiáljuk:

- C1: maximális teher (tipikusan a GMNIA alapján),
- C2: egyensúlyelágazási pont (tipikusan LBA),
- C3: maximális elfogadható deformáció,
- C4: alternatív, biztonság javára történő közelítésképpen az első folyás határállapota



3.7 ábra: Teherbírás a különféle határállapotok alapján, [5]

Jelen vizsgálat során minden esetben a C1 pont határozza meg a teherbírást.

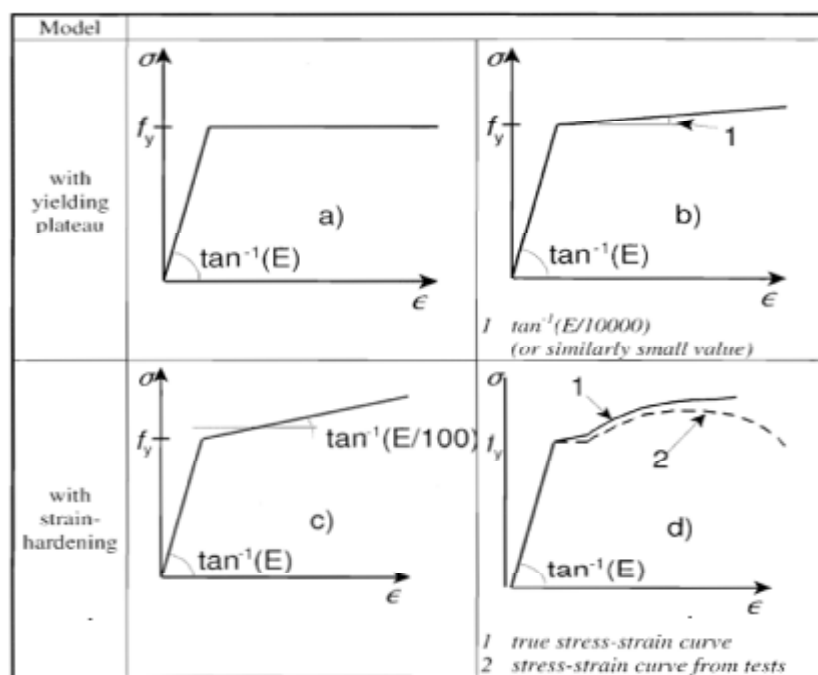
Az EC3-1-6 szerint a következő imperfekciók hatását figyelembe kell venni:

- a) geometriai imperfekciók (ovalizálódás, egyéb eltérés a névleges geometriától, hegesztések környezetében található szabálytalanságok, külpontosság, eltérés a névleges falvastagságtól, megtámasztások egyenetlensége, stb.).
- b) anyagi imperfekciók: sajátfeszültségek, inhomogenitás, anizotrópia.

A tényleges imperfekciók helyettesítő geometriai imperfekcióval vehető figyelembe.

A különböző mértékadó helyettesítő imperfekciókat kombinálható. A szabvány szerint a helyettesítő geometriai imperfekció alakját/jellegét tekintve lehet a kritikus horpadási sajátalak (LBA analízisből). Az imperfekció alakjának meghatározásakor a szerkezeti elem részletkialakításait és megtámasztásait a lehetőségekhez mérten a biztonság javára kedvezőtlen módon kell modellezni. Jelen vizsgálatban feltételezhető, hogy a gyártási pontatlanság hatása a teherbírás értékére nem jelentős, valamint a szabványban megadott egyéb imperfekciók pontos követése a hűtőtorony csomópont komplex részleténél nem kivitelezhető. Így lehetőség van arra, hogy kizárólag a sajátalak jellegű imperfekciókkal számoljunk. [5], [8].

Az anyagi nemlineáris analízishez az EC 3 1-5 szolgáltat különböző típusú anyagmodelleket.

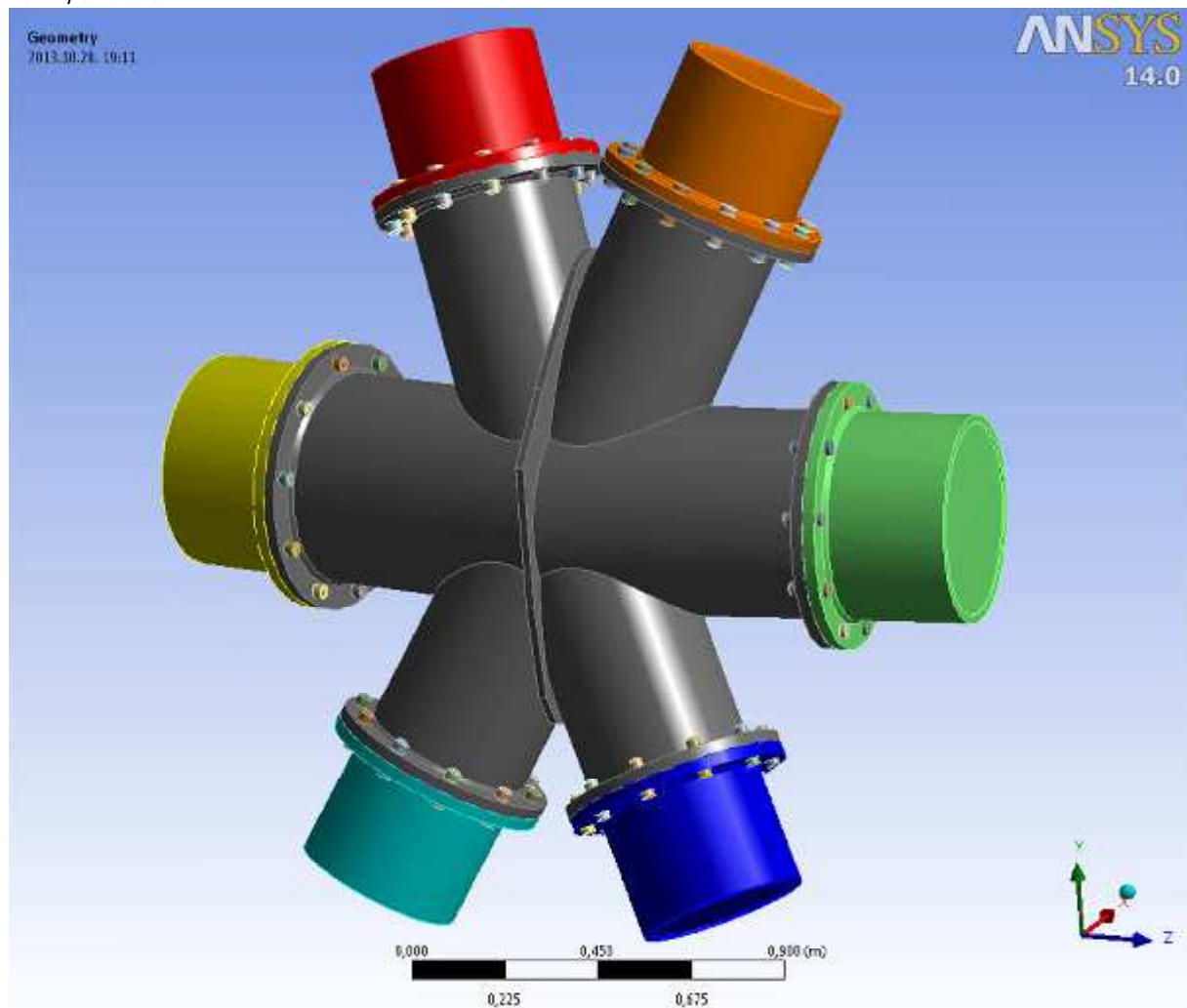


3.8. ábra: EC3 1-5 szerinti anyagmodellek, [4]

4. Numerikus modell

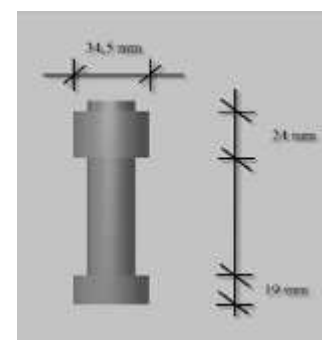
4.1 Geometriai modell

A testteles modell megépítése a legegyszerűbben az AUTODESK Inventor szoftver segítségével készíthető el. A programban lehetséges a legapróbb részletekig kidolgozni a csomópontot és környezetét. Jelen esetben elkészült a karimás kapcsolatok varrattal történő illesztései majd a csavarok és az illesztendő rácsrúd egy rövidebb szakasza. Az így kapott geometriai modell exportálható STEP file-ba ami importálható ANSYS Workbench környezetbe.



4.1 ábra: Geometriai modell

A geometria méreteit a korábban EC által meghatározott falvastagságok és kapcsolatok alapján vettem fel. A csavarok kialakításánál a csavaranya és csavarfej paramétereit az [1] által megadott kigombolódási méretek szerint modelleztem.

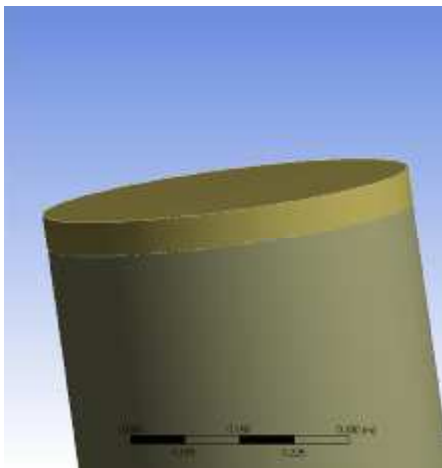


4.2 ábra: Csavar geometriája

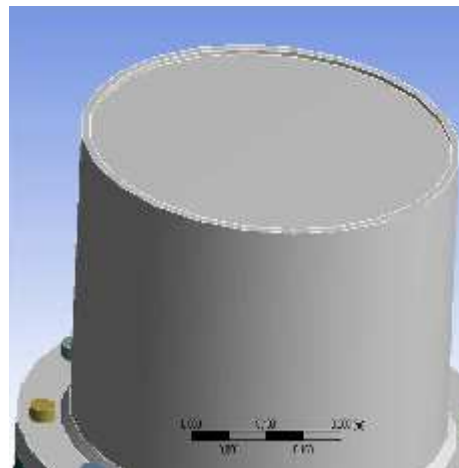
A modellezett kisebb rácsrúdelemek végét szükséges lezárni egy lemezzel, mivel az erre elhelyezett erők oválisosodást idéznek elő. Ennek elkerülésére két megoldás lehetséges:

Az első esetben a rudak végeit egy 5 cm vastag testel zárom le melynek a rugalmassági modulusa három nagyságrenddel nagyobb. Előnye, hogy az oválisosodás elkerülhető és a tönkremeneteli módokat nem hamisítja meg a lezáró lemez.

Második esetben egy a lezáró véggel analóg megoldás, hogy egyfajta tömítést helyezek a rúdcsomókba, ennek rugalmassági modulusa ugyan nem változtatható, de a hálózási problémák elkerülése miatt előnyös.



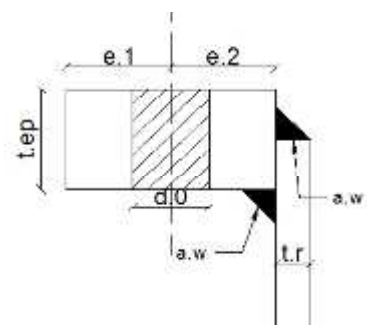
4.3.a ábra: Lemezzel lezárt rúdvég



4.3.b ábra: Tömített rúdvég

A modellezés során a mértékadó teher a nyomóerő, azonban a karimás kapcsolat tönkremeneteli módjaihoz húzóerő szükséges. Jelen esetben mivel a kapcsolat kialakítása „külpontos” így szükséges nyomásra is vizsgálni a kapcsolatot.

A karimák és a zárt csőszelvények varrattal történő rögzítését a mellékelt ábra mutatja. A varratok szilárdsági ellenőrzése a számítási mellékletben megtalálható.



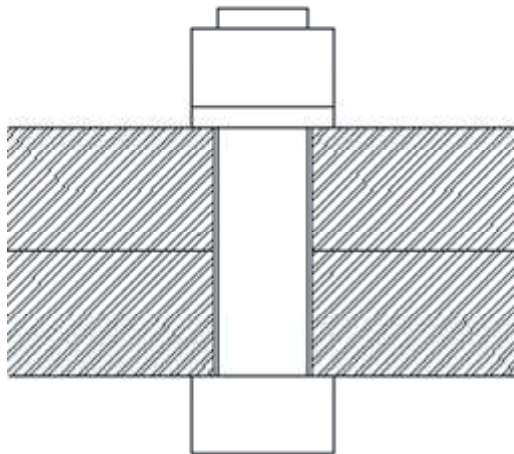
4.4 ábra: Karima kialakítása

A véglezárások és varratok elhelyezése után a csavar kialakítás többféleképpen megoldható. A program által kínált kontaktfelületek különbségeit vizsgálom.

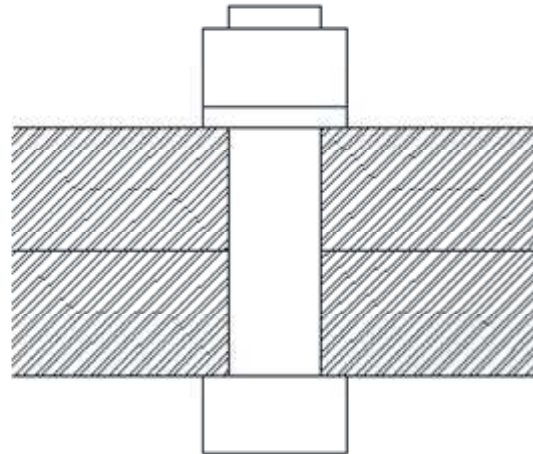
A valóságban egy M.22-es csavarhoz tartozó furat $d_0 = 24$ mm átmérőjű a szerelhetőség miatt. Ebben az esetben, a geometriai modellben is létrehozható ez az 1 mm-es hézag azonban a program is érzékeli ezt így nem lehetséges kontaktot megadni a két elem között.

4.5.a ábra.

Másik variációként azt a megoldást vizsgálom, hogy nem veszem figyelembe a hézagot, tehát a karimában a furat átmérője és a csavar átmérője is $d=22$ mm, 4.5.b ábra. A csavar palástja és a furat közötti kontaktfelület mindenképpen súrlódásmentes, azonban a csavarfej és csavaranya belső oldalai a karimákkal létezhet „erősen ragasztott” vagy „elválaszthatatlan” formában. Az elválaszthatatlannak beállított kontaktfelületekkel modellezett csavarkapcsolat nem reális így a modellen erősen ragasztottnak definiáltam.



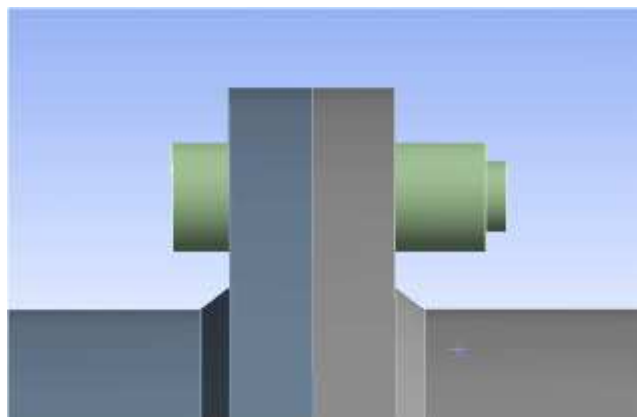
4.5.a ábra: Hézaggal kialakított csavarfurat



4.5.b ábra: Pontosan illeszkedő csavarfurat

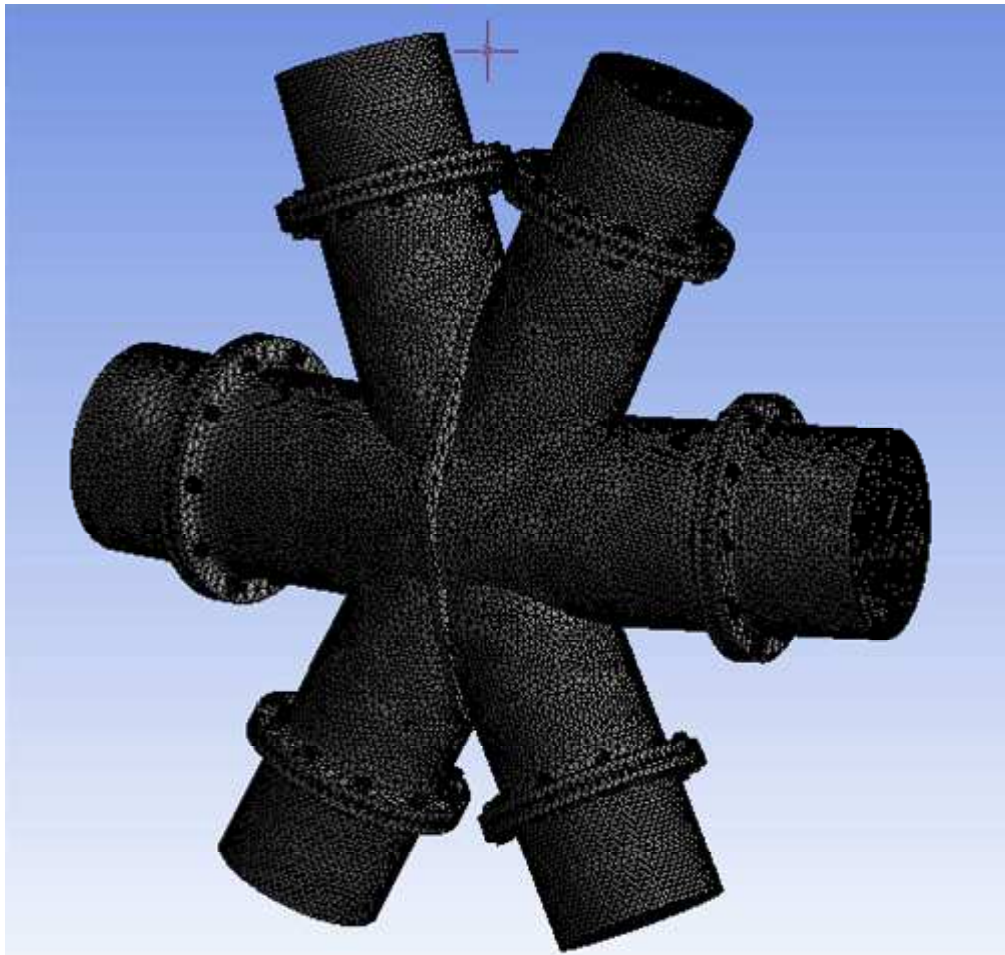
A csavar kialakítás két fajta variációja közötti különbségek vizsgálatára több modellt készítettem melyek eredményeit erő-elmozdulás diagramon ábrázolva mutatom be a későbbiekben.

A testelemes modell egyik előnye, hogy a térbeli kiterjedést megfelelően tudjuk modellezni. Jelen vizsgálat során ennek fontos szerepe a karimás kapcsolat kialakításánál van. A kapcsolat kialakításánál a kézzel vagy héj elemmel számolt és modellezett eredmények a csavarok tengelyirányában lévő elméleti ponttal számolnak. Azonban a testelemes modell esetén a varrat és a csavaranya kiterjedése miatt más eredményeket kaphatunk. Továbbá a csavarfej kigombolódása is modellezhető. Így egy komplex modellben lehetséges vizsgálni a teljes csomópontot.



4.6 ábra: Csavar és karima képe

A végeselemes modellben a hálóméretet a vizsgálatokhoz megfelelő sűrűségűre vettem fel. Az általam ebben a modellben használt hálófelosztás a csavarokra 1 cm míg az egész testre 2cm. Külön testek érintkezési felületein fontos, hogy a csomóponti hálók egy pontba essenek. Ezt a legkönnyebben úgy érhetjük el, ha a körív mentén az íves peremeket- mivel azok kerületei megegyeznek - egyenlő részekre osztjuk vonalmenti hálófelosztással, jelen esetben ezt 200 elemre osztottam a karimák pereménél. Az így kapott karimás modellen a csomópontok száma 121612, az elemek száma 51771. Míg a globális modell esetén a csomópontok száma 542022 az elemek száma 284445.



4.7 ábra: Hálófelosztás

4.2 Anyagmodell

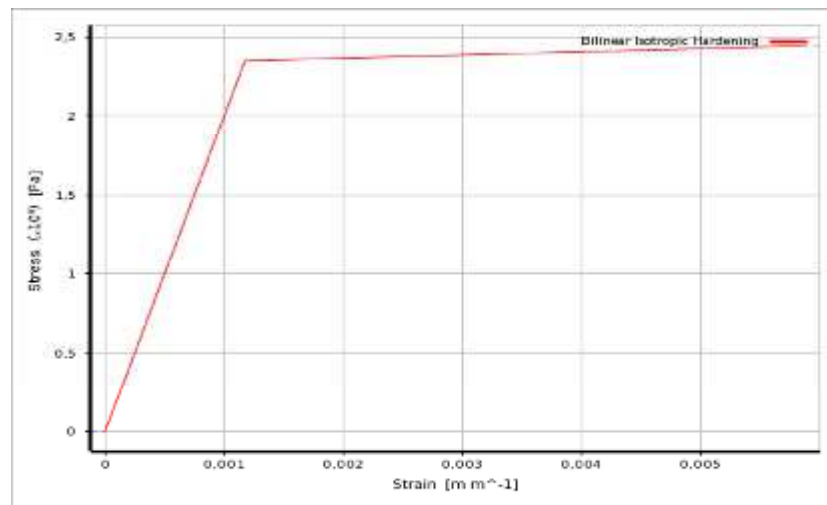
Az alkalmazott anyagmodell lehetőségeit az EC3 1-5 kínálja. Az általam választott a rugalmas felkeményedő bilineáris anyagmodell, mely a folyáshatár eléréséig lineárisan rugalmasan viselkedik ($E = 206000 \text{ MPa}$), majd a folyáshatár elérése után $E/100$ meredekséggel keményedik.

Felhasznált anyagminőség: S235

$E_{r.l.g.mod} = 206 \text{ GPa}$

Poisson tényező: $\nu = 0,3$

Tangens modulus: $E_{r.l.g.mod}/100$

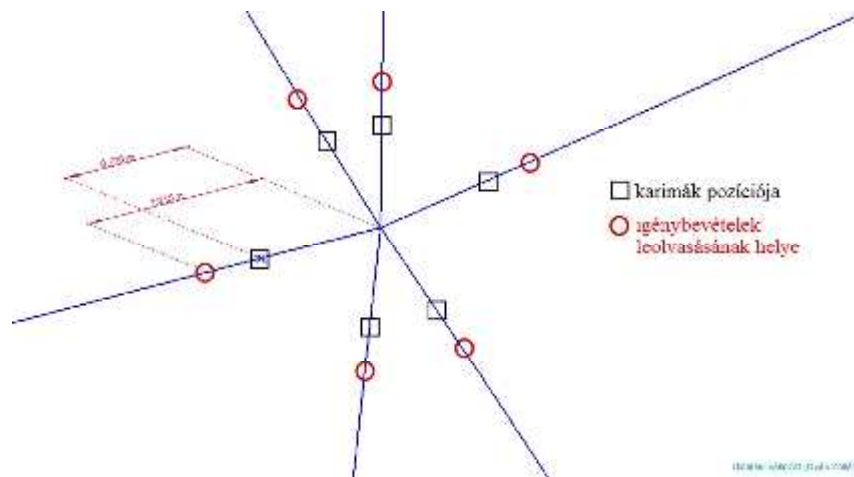


4.8 ábra: Alkalmazott bilineáris anyagmodell

4.3 Teher és megtámasztási modell

A teher elrendezés szempontjából az egész torony 4. szintjén helyezkedik el a csomópont így az innen leolvasott mértékadó igénybevételek alkalmazásával vizsgálom a csomópontot.

A tornyon a mértékadó teher a szél melynek iránya változhat ezért a kapott igénybevételeket szükséges gyűrűirányban azonosnak feltételezni. A szerkezet térrács jellege miatt a jellemző igénybevétel a rúderő azonban megjelenik kétirányú hajlítás és kétirányú nyírás is.

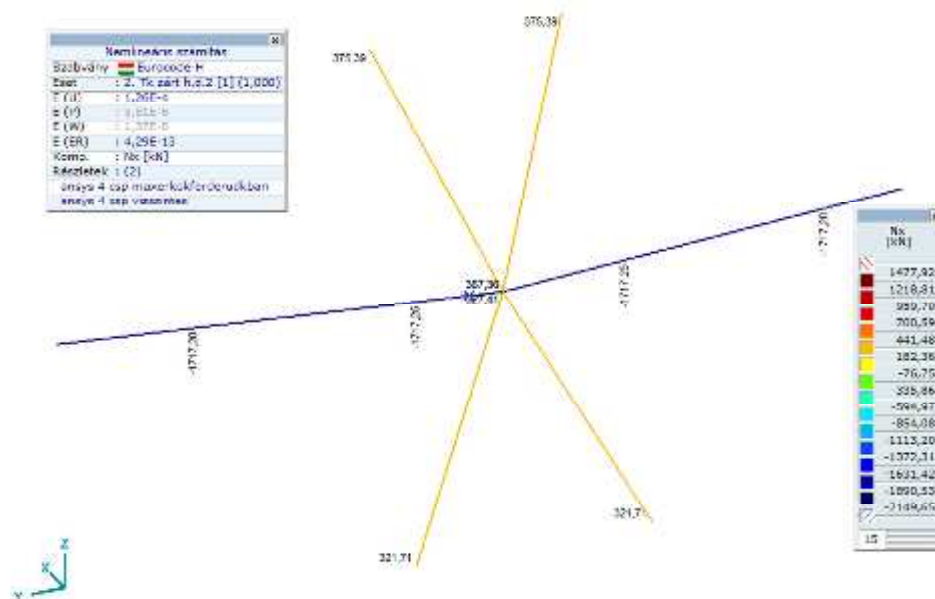


4.9 ábra: Globális szerkezeten az elhelyezkedő karimák

Két jellemző terhelési esetre szükséges vizsgálni a csomópontot. Az első esetben a két gyűrűirányú vízszintes rúdra esik a két legnagyobb nyomóerő [A. terhelési eset]. A második esetben a ferde S3 és S6 jelű rúdra esik a mértékadó nyomóerő [B. terhelési eset].

Egy harmadik eset vizsgálata is szükséges, amelyre a karimás kapcsolatokat kell méretezni, ez a gyűrűirányban megjelenő húzó erő azonban ezen a szinten ez kb. harmada a mértékadó nyomóerőnek [C. terhelési eset].

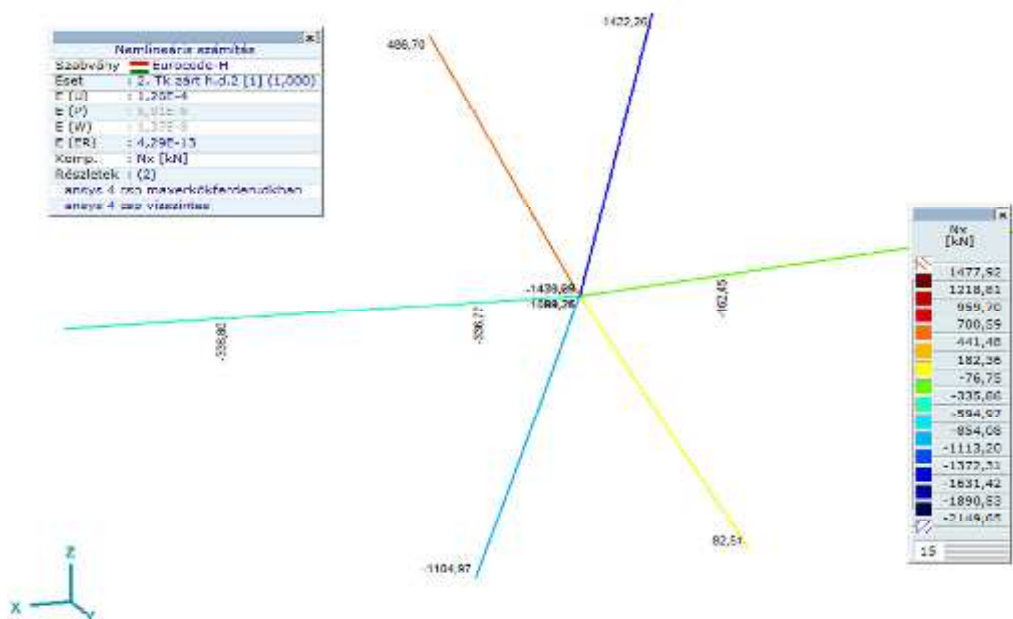
A felhasznált értékek az alábbi táblázatokban olvashatóak (4.1, 4.2, 4.3 táblázat)



4.10 ábra: A. típusú tehereset

A.eset	S1	S2	S3	S4	S5	S6	
N	1 717 250	368 770	368 770	1 717 250	326 520	326 520	[N]
My	62 440	56 570	-56 570	-62 440	-59 230	59 230	[Nm]
Mz	13 340	38 820	38 820	13 340	48 350	48 350	[Nm]
Vy	-8 710	-24 800	-24 800	-8 710	28 940	28 940	[N]
Vz	55 770	32 160	-32 160	-55 770	38 000	-38 000	[N]

4.1 táblázat: A.típusú tehereset igénybevételei



4.11 ábra: B. típusú tehereset

B.eset	S1	S2	S3	S4	S5	S6	
N	-336 770	480 090	-1 428 870	-162 450	87 320	-1 100 150	[N]
My	-18 290	5 210	26 620	-30 100	-18 030	21 760	[Nm]
Mz	-19 710	10 950	13 620	13 060	3 270	24 910	[Nm]
Vy	2 010	-9 260	-7 740	-9 410	8 410	14 060	[N]
Vz	-14 340	-4 870	9 310	1 030	12 380	-14 500	[N]

4.2 táblázat: B.típusú tehereset igénybevételei

C.eset	S1	
N	699 770	[N]
My	-1 460	[Nm]
Mz	53 810	[Nm]
Vy	5 500	[N]
Vz	51 600	[N]
T	-14 660	[Nm]

4.3 táblázat: C.típusú tehereset igénybevételei

Megtámasztásként az S5 jelű rúd végeire helyezek fix befogást. Ennek a támasznak az adott rúderőt kell visszaadnia. Azonban ez nagyon minimális eltérések, mint például önsúly, geometriai változók és az Axis globális modellből kivett értékek kerekítései miatt nem tökéletesen adja vissza a rúderőket. Ez az eltérés csak minimális így figyelmen kívül hagyható.

5. Csomópont teherbírás vizsgálata

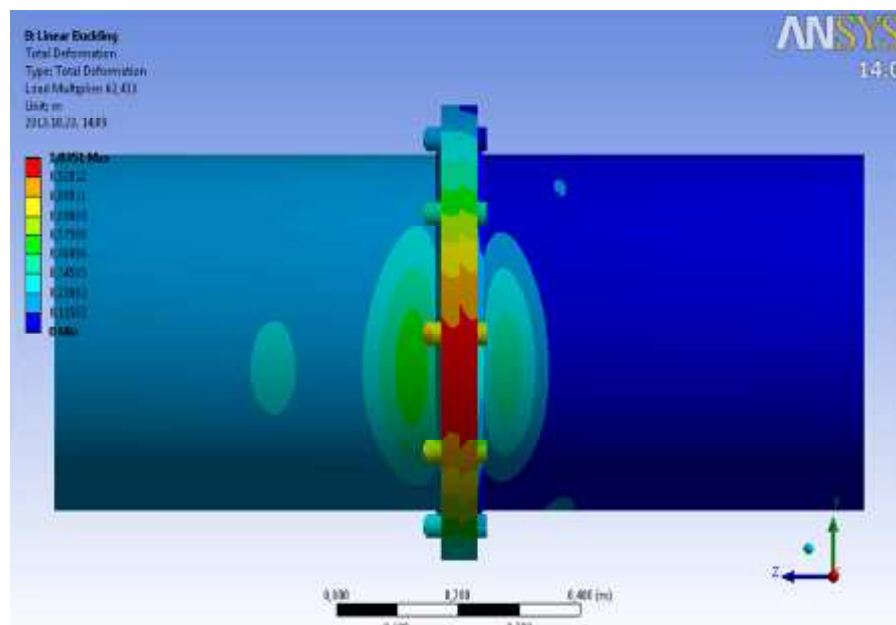
A vizsgálatokat ANSYS Workbench környezetben végzem, ezen belül „Static Structural” és „Linear Buckling” modulban. Elsőként stabilitás vizsgálatot végzek a modelleken, hogy meghatározzam a kihajlási és horpadási alakokat, majd Newton-Raphson módszert használva teherbírást határozok meg geometriai és anyagi nem-lineáris analízissel (GNMA). A teljes vizsgálatához minden esetben szükség van az geometriai és anyagi nemlineáris imperfekt modellen végzett analízisre (GNMIA) továbbá a geometriai és anyagi nemlineáris analízis imperfekt modellen (GNMIA-10)-re. Az eredményeket erő- elmozdulás diagramon közlöm. Az $\alpha=1$ érték a globális szerkezet vizsgálatából számított rúdigenybevételeket jelenti.

5.1 Stabilitásvesztési módok

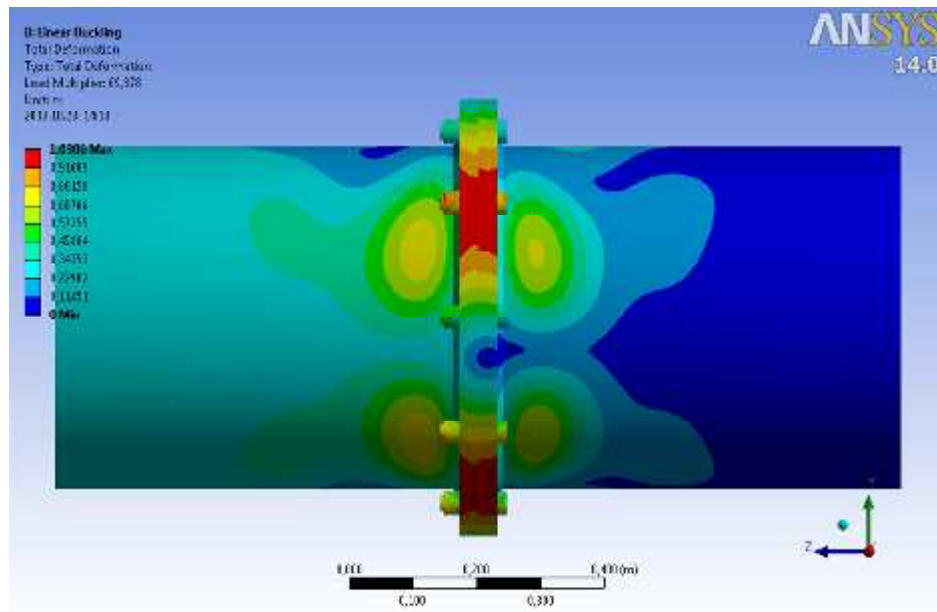
Első lépésként lineáris stabilitás vizsgálatot végzek a modelleken. Ahogy azt már említettem a karimás kapcsolat külön modellen vizsgálható.

5.1.1 Karimás kapcsolat stabilitása

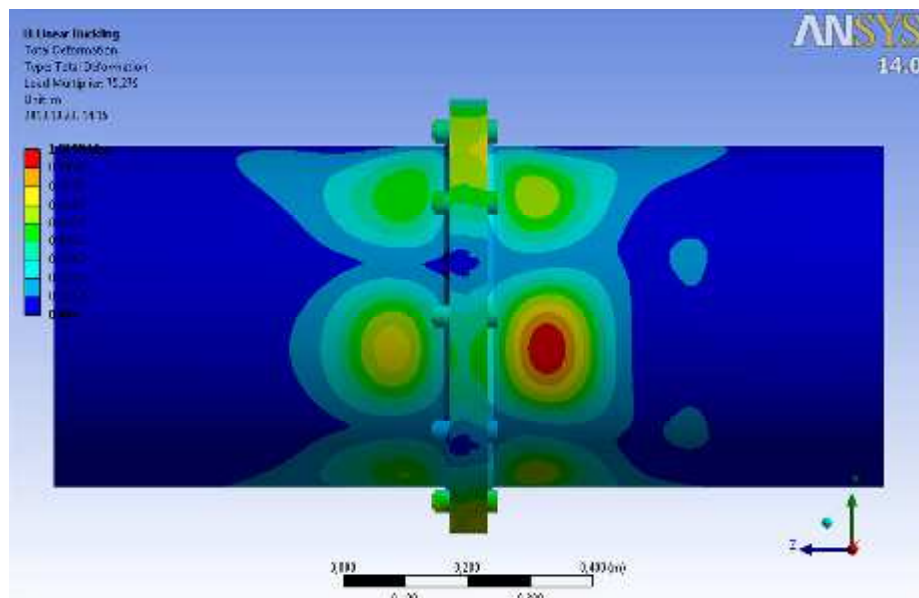
A. teheresetre vizsgálva, jelen esetben az S1 és S4 jelű rudakra ható terhelést jelent.



5.1.a ábra: Karimás kapcsolat első kihajlási alakja



5.1.b ábra: Karimás kapcsolat második kihajlási alakja

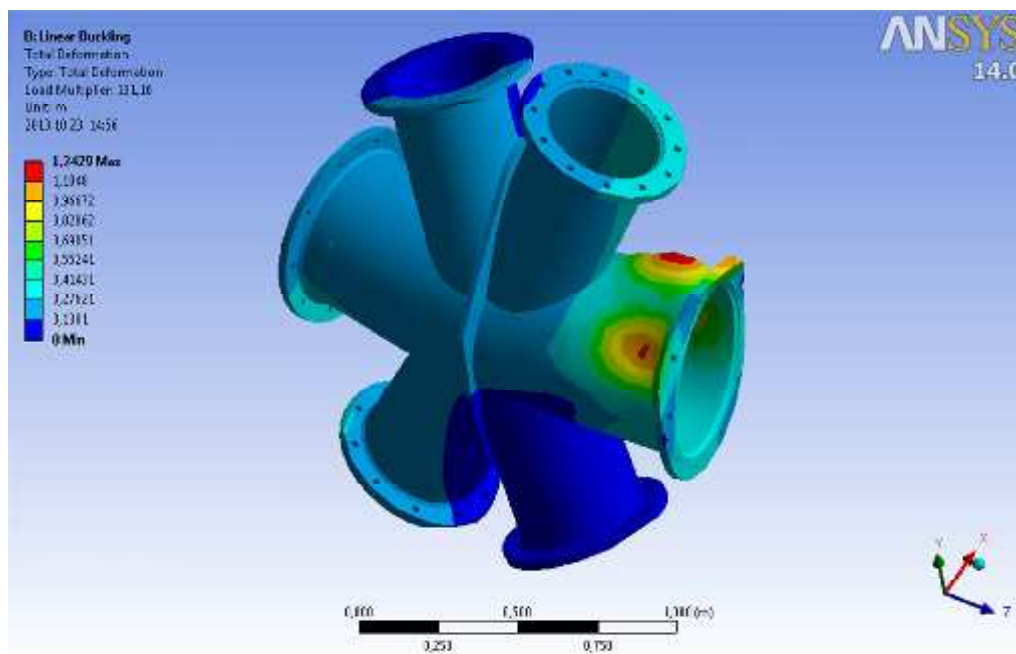


5.1.c ábra: Karimás kapcsolat harmadik kihajlási alakja

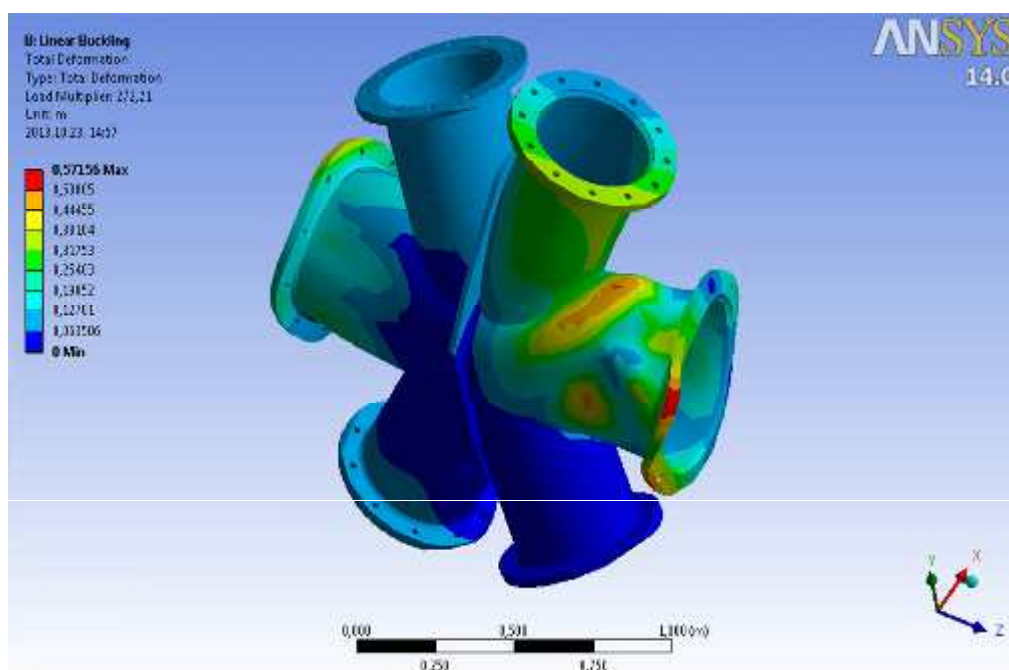
A fenti ábrákon látható a karimás kapcsolat első három stabilitás veszteségi alakja. Az első esetben az $\alpha_{cr} = 62,433$. Ebből látható, hogy a tönkremenetel módja nem mértékadó. Az ábrából látható, hogy a karimás kapcsolatok közelében és a karima peremén keletkezik stabilitásvesztés. A továbbiakban megengedhető az az egyszerűsítés, hogy a teljes csomópont geometriájának nem szükséges tartalmaznia mind a kétoldali karimát.

5.1.2 Csillag csomópont stabilitása

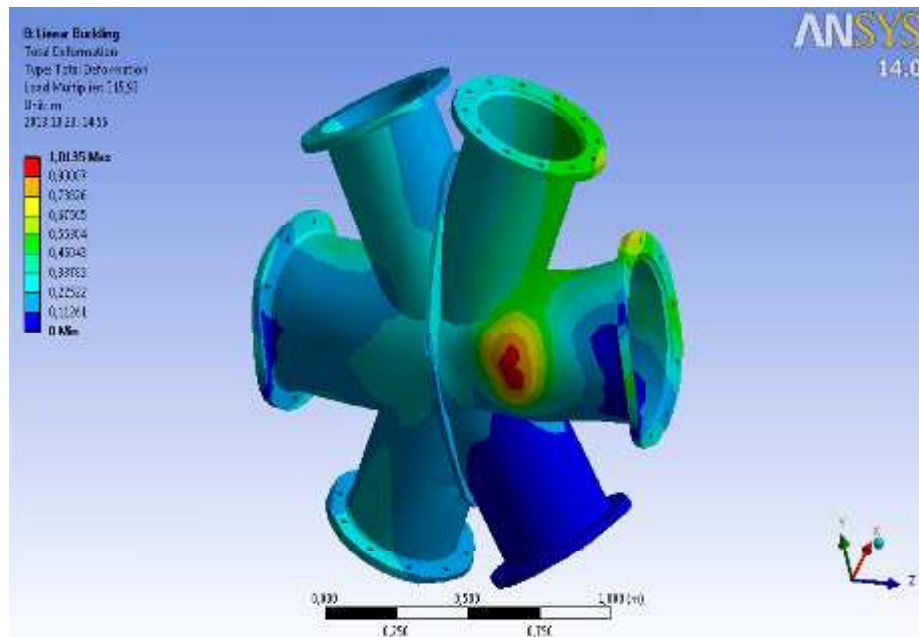
A. tehereset (maximális nyomóerő az övrudakban)



5.2.a ábra: Csillag csomópont harmadik kihajlási alakja



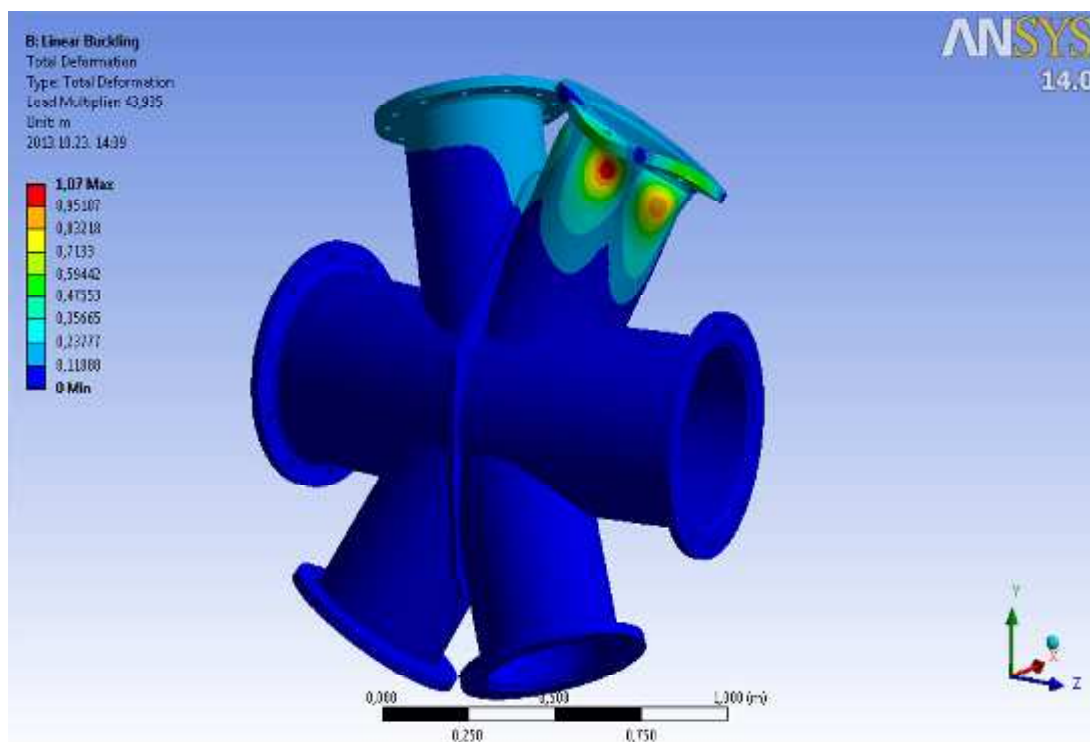
5.2.b ábra: Csillag csomópont kilencedik kihajlási alakja



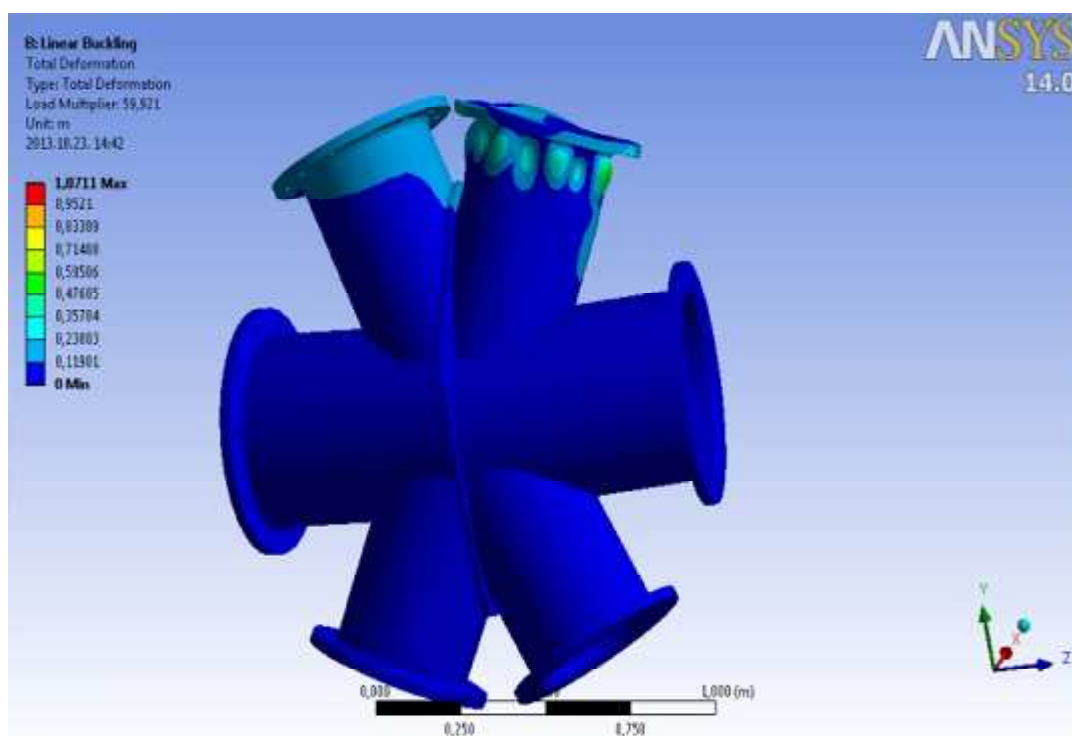
5.2.c ábra: Csillag csomópont huszadik kihajlási alakja

Az 5.2 a, b, c ábrán látható a három jellemző kihajlási alak. Az a) ábra a harmadik kihajlási alakhoz tartozik. Az első két kihajlási alak a megtámasztás miatt kialakuló alakok ezért ezektől eltekintek. A harmadik alakhoz tartozó kritikus teherparaméter értéke 131,16. Ekkora érték esetén nem alakulhat ki a stabilitásvesztés, tehát a csomópont lineáris stabilitás analízisre biztonságosnak mondható. Az 5.1.1 fejezetben tárgyalt stabilitás veszteségi módok alapján látható, hogy karimák kihajlása együttesen történik meg, ezért nem jelent problémát, ha a geometriai modellt egyszerűsítjük és csak a csillagot vizsgáljuk.

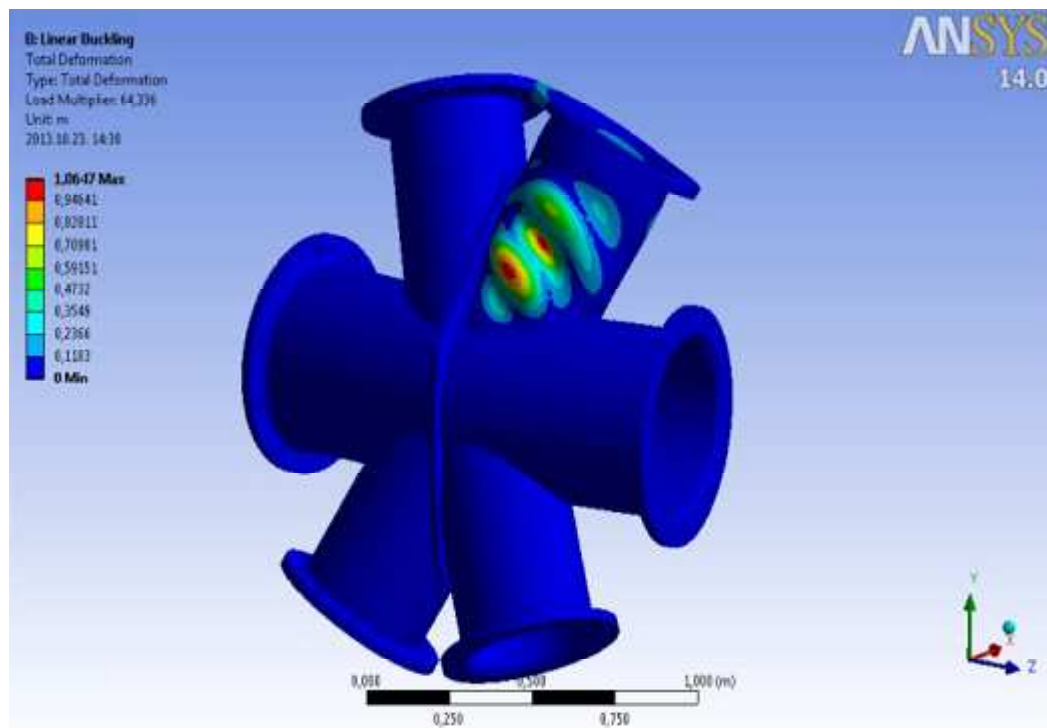
B. tehereset (maximális nyomóerő a ferde rudakban)



5.3.a ábra: Csillag csomópont harmadik kihajlási alakjai



5.3.b ábra: Csillag csomópont kilencedik kihajlási alakja



5.3.c ábra: Csillag csomópont huszadik kihajlási alakja

Az 5.3 a, b, c ábrán látható a három jellemző kihajlási alak. Az a) ábra a harmadik kihajlási alakhoz tartozik. Az első két kihajlási alak a megtámasztás miatt kialakuló alakok, ahogy az a másik terhelési esetre is jellemző, ezért ezektől eltekintek. A harmadik alakhoz tartozó kritikus teherparaméter értéke 43,935. Ekkora érték esetén nem alakulhat ki stabilitásvesztési mód tehát a csomópont lineáris stabilitás analízisre biztonságosnak mondható.

Ahogy az mindkét terhelési esetben megfigyelhető, elsőként a karimák környezetében a csőszelvényű rudakon jelenik meg horpadási alak.

Mértékadó terhelési esetnek mondható a B. terhelési eset, ezt a későbbiekben látni fogjuk a geometriai és anyagi nemlineáris analízis során is.

5.2 Karimás kapcsolat vizsgálata

Globális szerkezeti rácsrúdelem: 508×11

Csomóponti rúdelem: 508×16

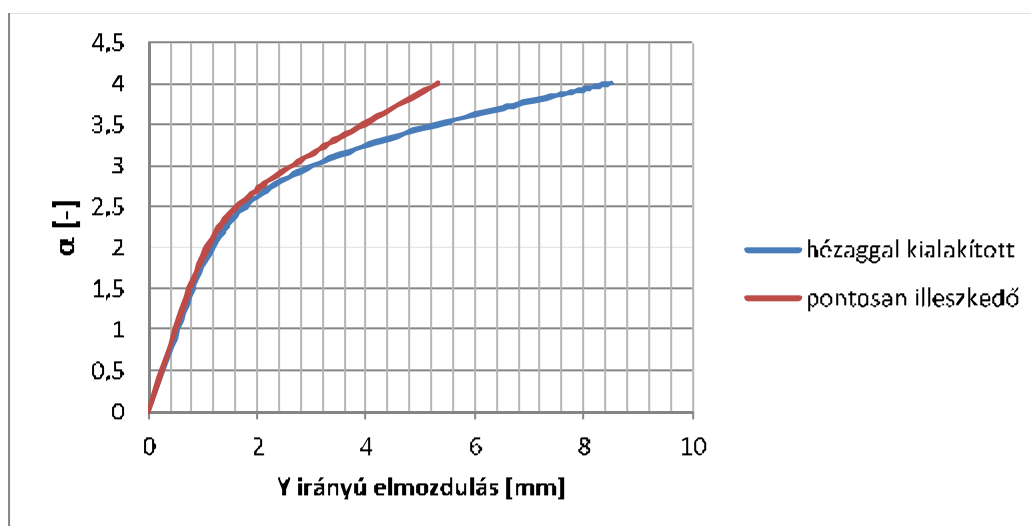
Karimák vastagsága: 30mm

Karimák gyűrű vastagsága 70mm

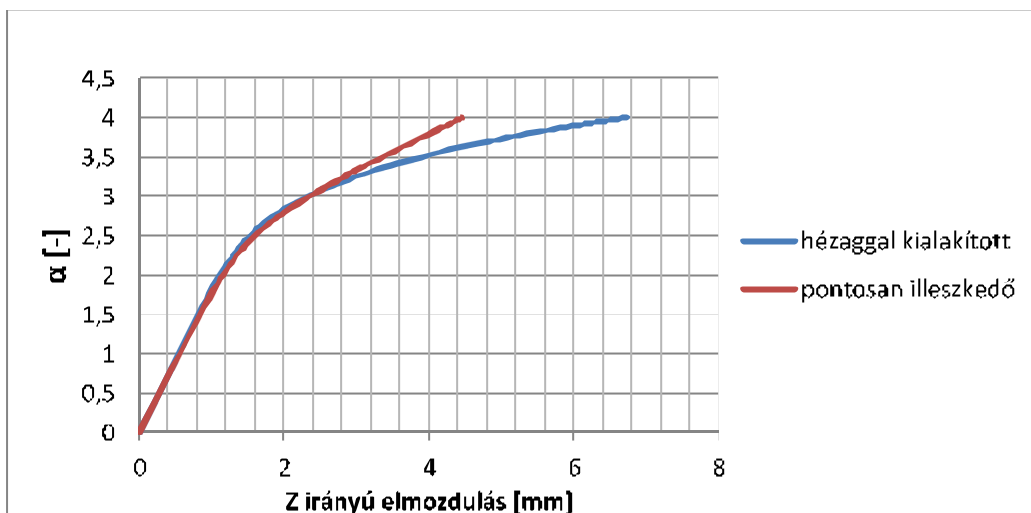
Alkalmazott csavarok: 10× M.22 10.9

5.2.1 Karimás kapcsolat vizsgálata C. típusú terhelési esetre

A terhelést a C. típusú estre vizsgálom. A kézi számítás során számolt húzóerő ettől sokkal nagyobb, értéke 1520kN. ez az erő tartalmazza a nyomatékából számolt egyenértékű húzóerőt is, amelyet nem csak a húzott csavarokra adtam rá, hanem a nyomott csavarokra, amely nagy biztonság javára való közelítést jelent. Ezen vizsgálat során eldönthető a 4.1 pont alatt tárgyaltak, miszerint a csavaros karimás kapcsolat kialakítása a valóságnak megfelelően vagy attól eltérően szükséges e modellezni.



5.4.a ábra: Karimás kapcsolat: erő – elmozdulás görbe

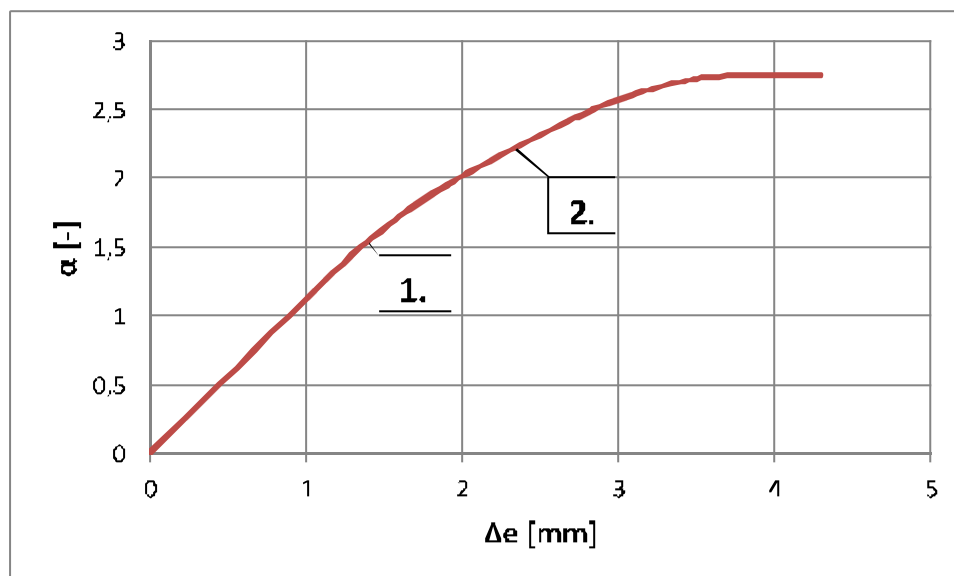


5.4.b ábra: Karimás kapcsolat: erő – elmozdulás görbe

A fenti ábrákból látható, hogy a hézaggal kialakított, tehát a valóságnak megfelelő csavar és furat átmérő modellezése szükséges. Továbbá az is látható, hogy a kézi számítás során tervezett karimás kapcsolat nagy biztonsági ráhagyással készült. A húzásra tervezett kapcsolat nem kihasználta. Ezért ennek újbóli tervezése szükséges.

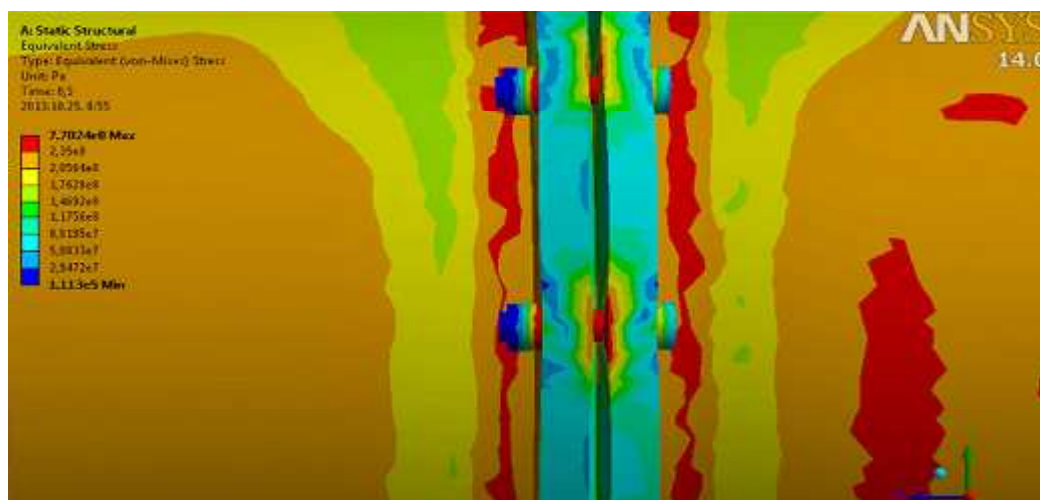
4.5.2 Karimás kapcsolat vizsgálata A. típusú terhelési esetre

A karimás kapcsolatot elsősorban húzásra tervezzük, azonban ezen a szerkezeti részleten jelentős terhelés a rúdtengely irányú nyomás. Ahogy azt már említettem a karima kialakítása külpontos (lásd: 4.4 ábra) ezért szükség van az A. típusú terhelési esetre vizsgálni a csavarozott karimás kapcsolatot.



5.5 ábra: Karimás kapcsolat: erő – elmozdulás görbe

1. Csőszelvényen kialakuló lokális feszültség csúcsok a karima környezetében.
2. A csőszelvény és a karima találkozásánál kialakuló képlékenyedés.



5.6 ábra: Feszültségeloszlás

A fenti feszültség eloszlási ábrából látható, hogy a csőszelvény a karima környezetében lépi túl a folyási feszültséget. Ez a pirossal jelzett tartomány, azonban a maximális feszültség a modellen 770 MPa. A 10.9-es csavarminőséghez tartozó folyási feszültség 900 MPa. Eszerint ez a fajta külpontosság nem befolyásolja a csavar tönkremenetelt.

5.3 Csillagcsomópont vizsgálata

A csomóponton belül a rúdelemek falvastagságait megváltoztatom, ahogy azt a kézi számításban tettem és igazoltam:

S.1 és S.4-es jelű rúd esetén: 11 mm $\rightarrow$ 16 mm

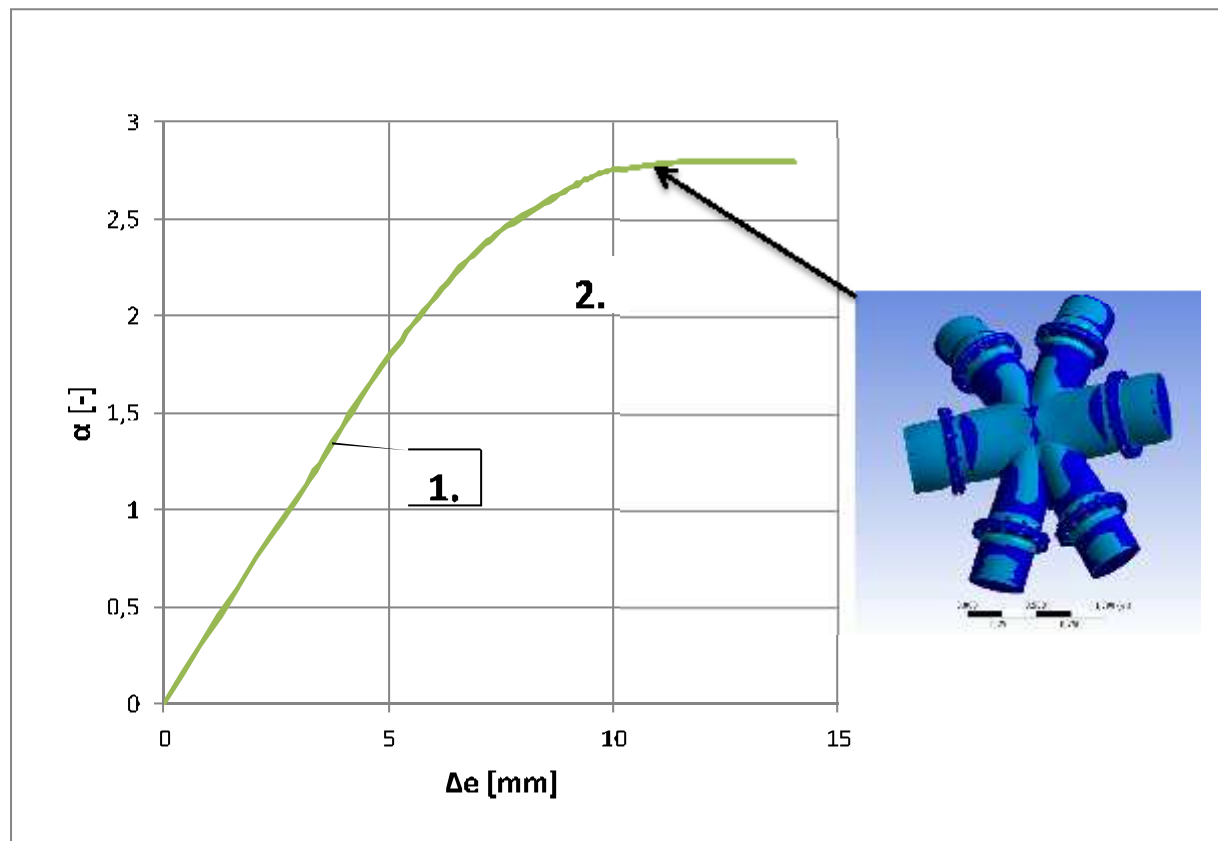
S.2 és S.3-as jelű rúd esetén: 12,5 mm $\rightarrow$ 12,5 mm

S.5 és S.6-os jelű rúd esetén: 8,8 mm $\rightarrow$ 12,5 mm

Csomólemezt vastagsága: 20 mm

A rudak átmérőit változatlanul hagyom.

5.3.1 Csillagcsomópont vizsgálata A. típusú teherre



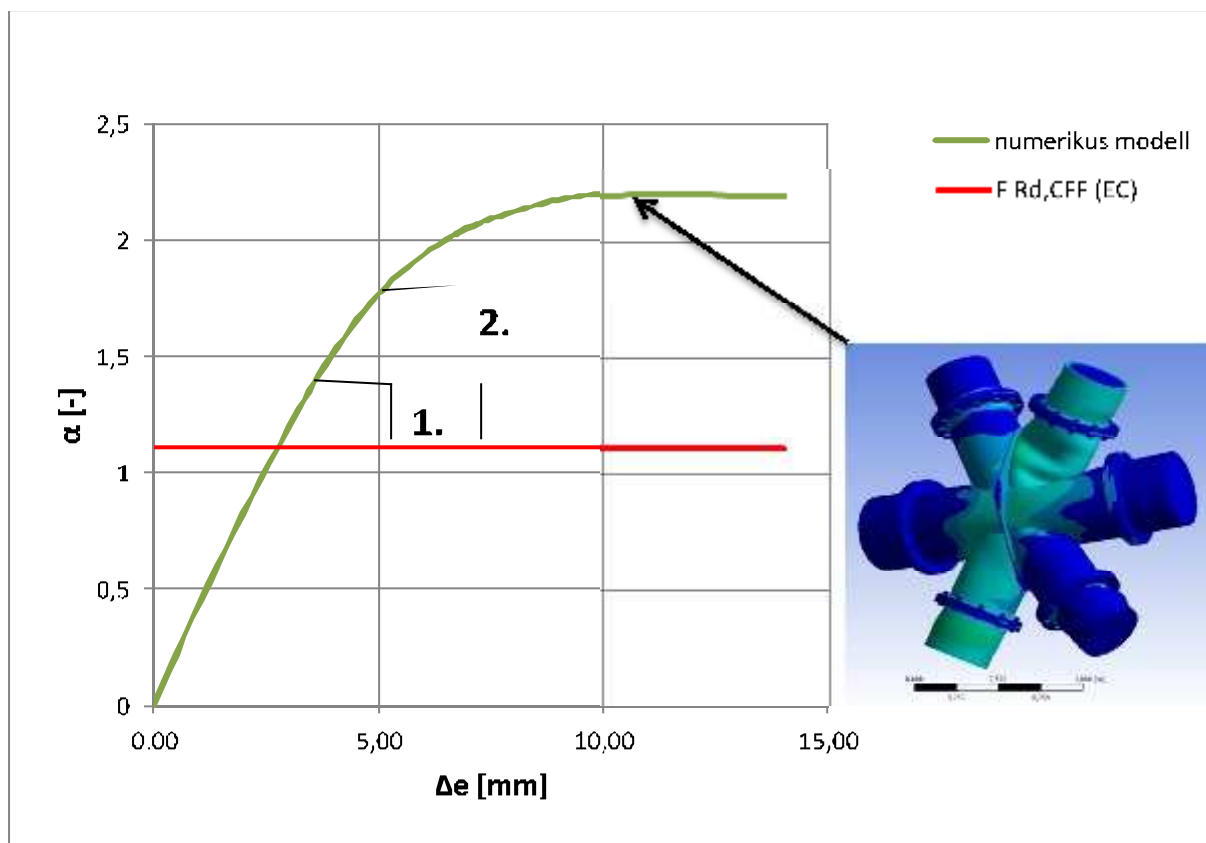
5.7. ábra: Teherparaméter – elmozdulás görbe

1. Vízszintes szerkezeti rúdelemek teherbírásának kimerülése.
2. Folyási határfeszültség túllépése a karimák környezetében.

A fenti ábrán az S1 és S4 jelű rúd erő- elmozdulás diagramja látható. A kézi számítás során K csomópont tönkremenetelei szerint lett méretezve a csomópont. Ez a terhelési eset nem

tartozik a vizsgált tönkremenetekhez. Azonban szükséges mégis vizsgálnunk ezt a fajta terhelést, mert a vízszintes irányú rudak szögtörése és a csomóponti lemez erőjátéka nem teljesen ismert. Megfigyelhető a csomóponti rúdelemek ovalizációja. Az ábrán látható, hogy a gyűrűirányú szerkezeti rúdelemek, az $\alpha = 1,35$ teherorzónál, stabilitás vizsgálat során a teherbírása kimerül. Ebből látható, hogy a rúdelem teherbírása jóval kisebb, mint a csomóponté, tehát jelentősen túltervezett a csomópont.

5.3.2 Csillag csomópont vizsgálata B. típusú teherre



5.8. ábra: Teherparaméter – elmozdulás görbe

1. Vízszintes szerkezeti rúdelemek teherbírásának kimerülése.
2. Folyási határfeszültség túllépése a karimák környezetében.

Az S3-as jelű csomóponti rúdelem gyűrődése és az S4-es jelű csomóponti rúdelem felső felének horpadása a tönkremenetel módja. Ezzel egyidejűleg a karimák környezetében megjelenő képlékenyedés figyelhető meg.

A kézi számítás során a B. teheresetre méreteztem a csomópont. A tervezési teher szintet a [2] és [8] alapján a piros vonal jelzi. Mértékadó tönkremeneteli mód az övrúd felső felének képlékeny tönkremenetelére, $F_{Rd,CFF}^{(EC)} = 1,11$. Az S3-as jelű szerkezeti rúdelem stabilitási vizsgálat szerint az $\alpha = 1,39$ teherparaméter esetén veszíti el teherbírását. Ezek alapján jól látható, hogy a csomópont valóban túltervezett és a csomópontot alkotó rudak falvastagságai jelentősen csökkenthetők.

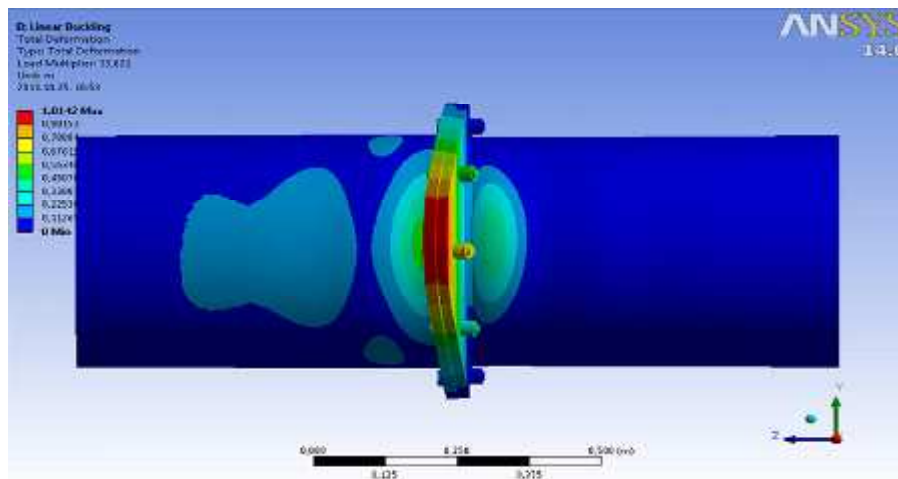
6. Javasolt geometriai konfigurációk vizsgálata

Ahogy az az előző pontokban láthattuk a csomópont jelentősen túltervezett. A modell alkalmas több konfiguráció vizsgálatára. Először a karimás kapcsolatot vizsgálom melyben a karimák vastagsága 30 mm. Ezt az értéket 20 mm-re csökkentem. Továbbá a csavarminőségen is gyengíték. 10.9-es csavarminőség helyett 5.6-os csavarminőséget alkalmazok.

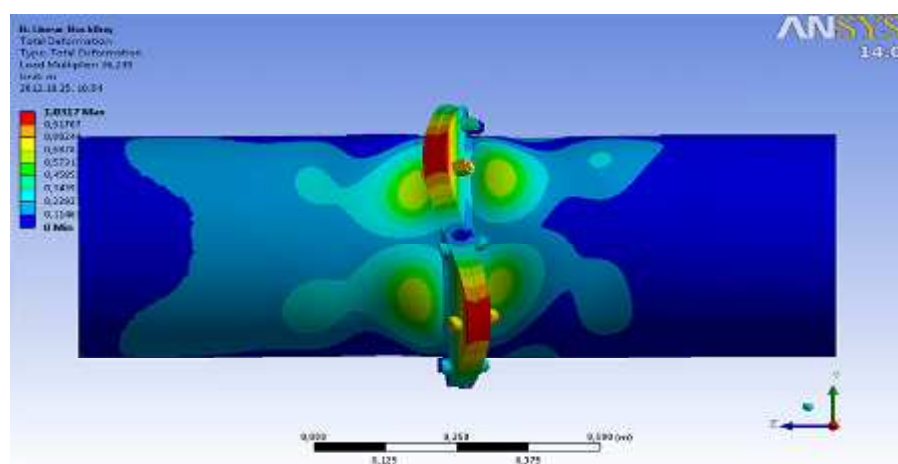
A csillag csomópont tervezése során egy fontos kérdés volt a csomólemez vastagsága. Egy olyan vizsgálatot kívánok elvégezni, melyben a csomólemez elhagyásával vizsgálom a kialakított csomópontot.

6.1 Stabilitás vizsgálat

6.1.1 Karimás kapcsolat stabilitása



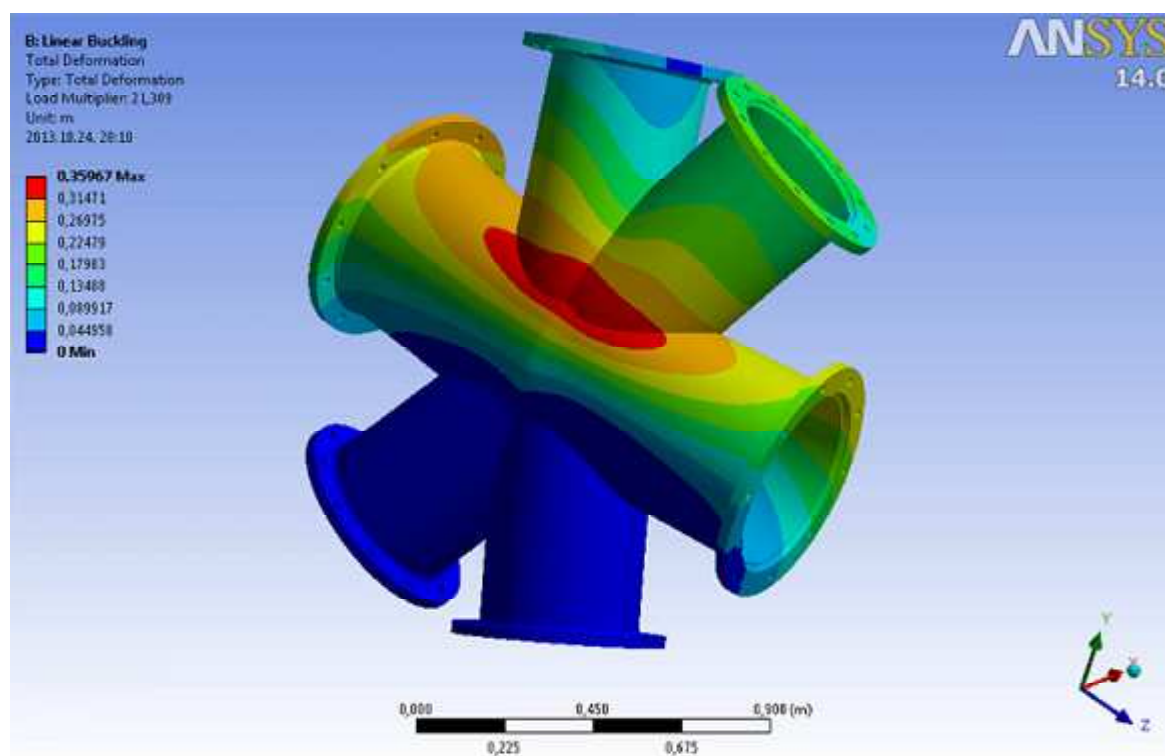
6.1.a ábra: Karimás kapcsolat első kihajlási alakja



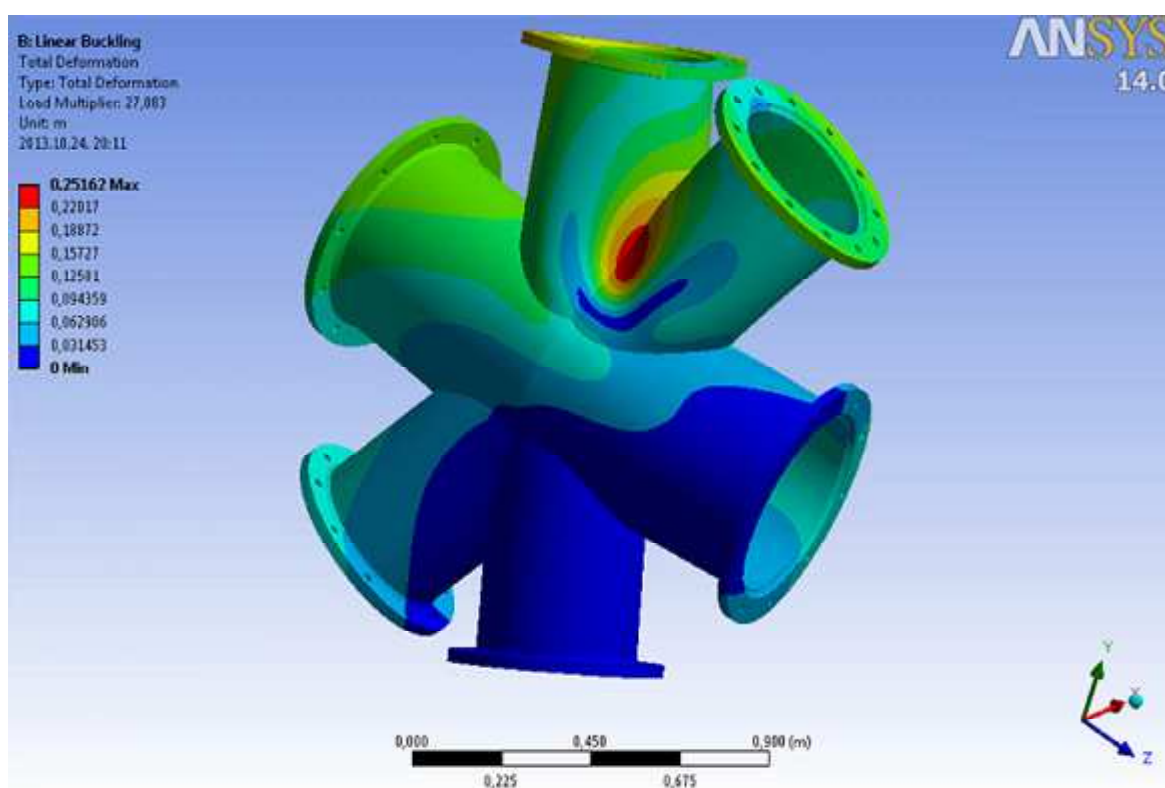
6.1.b ábra: Karimás kapcsolat második kihajlási alakja

Az fenti ábrákon látható, hogy a hasonló alakok jelennek meg mint az 5.1.1 pont alatt tárgyaltakban. A vékonyabb karimák eredményeképpen a kritikus terhelési paraméterek értékei közel felére csökkennek. $\alpha_{cr} = 33,6$.

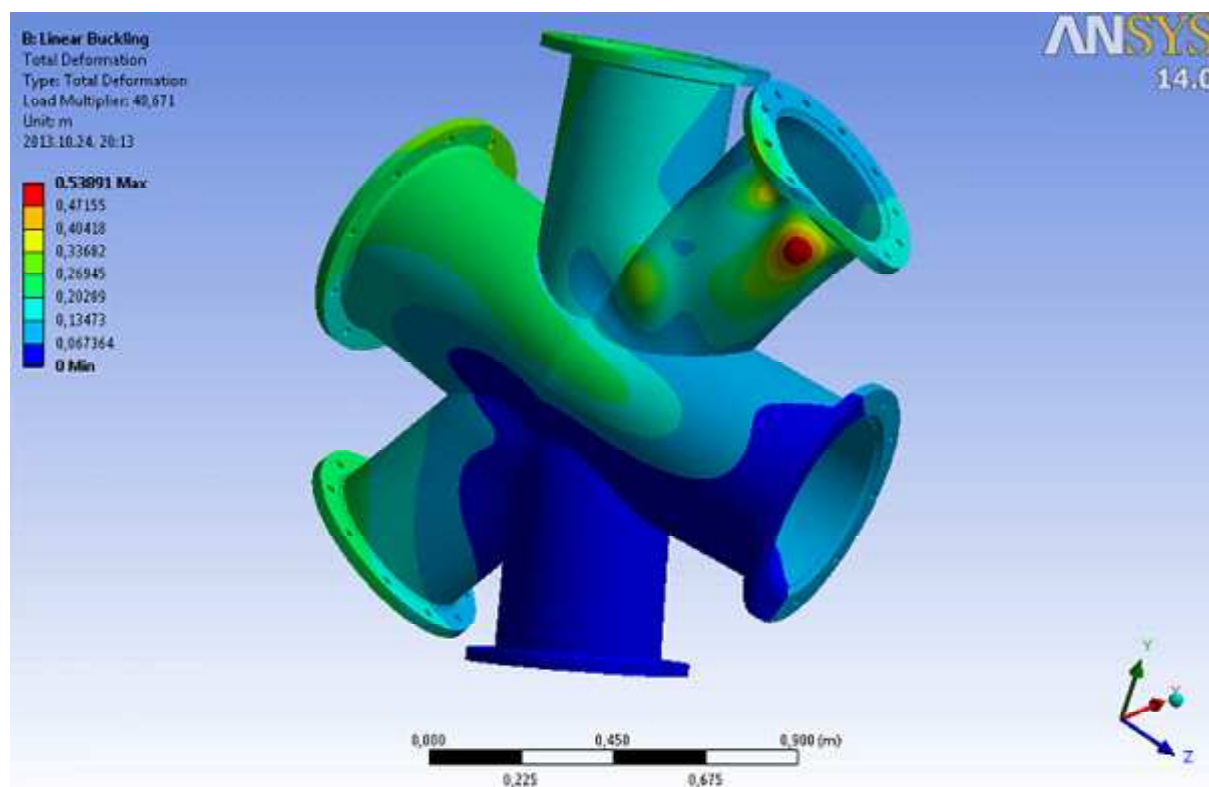
6.1.2 Csomópont stabilitása



6.2.a ábra: Csillag csomópont harmadik kihajlási alakja



6.2.b ábra: Csillag csomópont negyedik kihajlási alakja



6.2.c ábra: Csillag csomópont kilencedik kihajlási alakja

A 6.2 a,b,c ábrán láthatóak a csomópont kihajlási alakjai, rendre a harmadik, negyedik és kilencedik. A harmadik alakhoz tartozó α_{cr} értéke 21,3. Az a) és b) jelű ábrákon megjelenő alakok a lemez hiánya miatt következnek be. Körülbelül α_{cr_40} teherparaméteres értéknél jelenik meg hasonló alak, mint a csomólemezzel kialakított csomópontnál (ld 5.1.2 fejezet).

6.2 Karimás kapcsolat vizsgálata

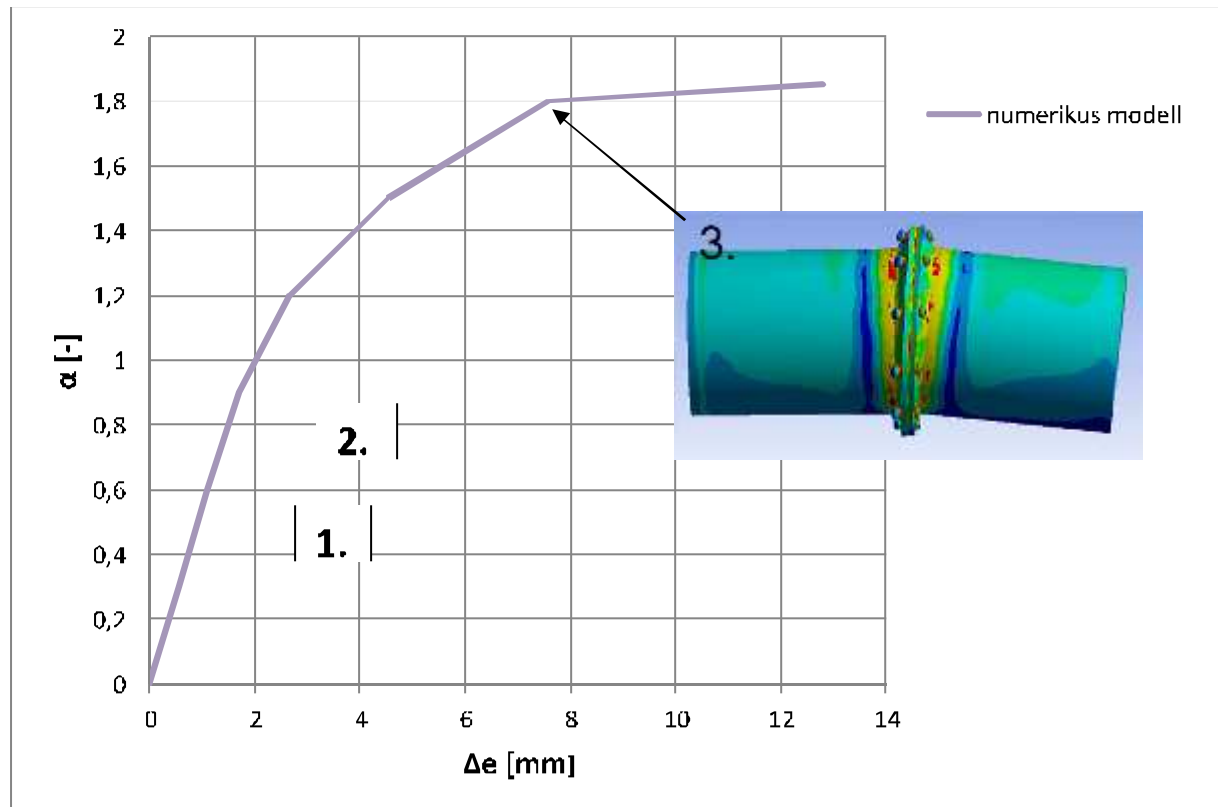
Globális szerkezeti rácsrúdelem: 508×11

Csomóponti rúdelem: 508×16

Karimák vastagsága: ~~30mm~~ -> 20mm

Karimák gyűrű vastagsága 70mm

Alkalmazott csavarok: ~~10× M22 10.9~~ -> 10× M22 5.6



6.3 ábra: Karimás kapcsolat: teherparaméter – elmozdulás görbéje

1. A csavarokban lokálisan megjelenik a folyási határfeszültség (500 MPa, a képletek alapján 600 MPa -al a csavarok szakító szilárdságával számolunk).
2. A csőszelvényben lokálisan - a karima környezetében - megjelenik a folyási határfeszültség. (235 MPa)
3. A karimás kapcsolat tönkremenetele. Tönkremeneteli mód: A csőszelvény szilárdsági tönkremenetele a csavar tönkremenetellel egyidejűleg.

6.3 Csillag csomópont vizsgálata

A B. teherestre vizsgálom a csomópontot.

A csomóponton belül a rúdelemek falvastagságait megváltoztatom, ahogy azt a kézi számításban tettem és igazoltam:

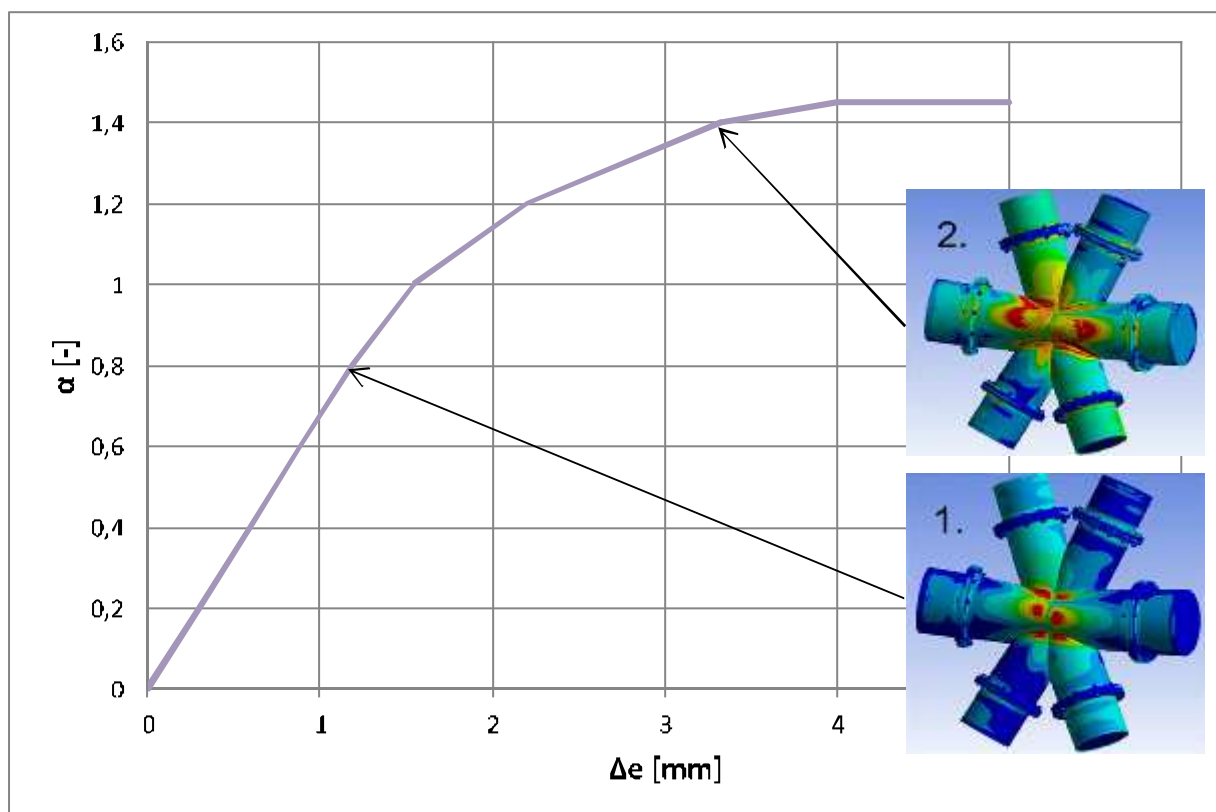
S.1 és S.4 es jelű rúd esetén: 11mm -> 16mm

S.2 és S.3 as jelű rúd esetén: 12.5mm -> 12.5mm

S.5 és S.6 os jelű rúd esetén: 8.8mm -> 12.5mm

Csomólemezt vastagsága: ~~20 mm~~ -> $\emptyset$

A rudak átmérőit változatlanul hagyom.



6.4 ábra: Csillag csomópont: teherparaméter – elmozdulás görbéje

1. A lemeznélküli csomóponton piros színnel jelölt tartományon a feszültség átlépi a 235 MPa folyáshatárt. Ez analóg a kézi számítás során számolt tönkremeneteli móddal, ami az övrúd felső felének képlékeny törése.

2. A csomóponton a képlékeny tartomány egyre nagyobb, emellett az övrudak horpadása figyelhető meg.

A fentiek alapján belátható, hogy a csomólemez hiánya miatt a csomópont teherbírása jóval kisebb. Ezért szükség van a lemezre azonban ennek kézi számítása nehéz.

7. Összefoglalás

Munkám során egy hűtőtorony rácisos szerkezetének jellemző csomópontját vizsgáltam test modellen végrehajtott anyagi és geometriai nemlinearitást tartalmazó analízis segítségével. A vizsgálat lineárisan rugalmas analízist, lineáris horpadási analízist (Axis VM), anyagi nemlineáris analízist és geometriai nemlineáris analízist (ANSYS) is tartalmaz. A vizsgálatokat az EC3-1-6 ajánlásai alapján végeztem el.

A vizsgálat eredményei alapján a következő megállapítások tehetők:

- 1) A csavarozott karimás kapcsolatok az alkalmazott igénybevételekre megfelelnek. A kézi számítás és fejlett numerikus analízis különbsége alapján elmondható, hogy a kézi eljárás jelentős tartalékot tartalmaz.
- 2) A csomópont esetében egyértelműen meghatározható a mértékadó tehereset. A mértékadó tönkremenetel az S3-as jelű rúd karimán belüli szakaszán a lokális képlékenyedés vagy héjhorpadás.
- 3) A megerősített csomópont az EC3 1-6 szerinti geometriai és anyagi nemlineáris analízis és az EC3 1-8 szerinti kézi számításhoz képest jelentős tartaléka van.
- 4) A csomóponton belül a függőleges csomólemezekre minden esetben szükség van. Vastagságának meghatározásához további vizsgálatok szükségesek.
- 5) A testelemmel készült modell alkalmas a különböző tönkremenetek bemutatására. A karimák esetén a héjhorpadás, csavarszakadás, karima és környezetének lokális képlékenyedése. Globális csomópont esetén a lokális képlékenyedés, héjhorpadás, ovalizáció.
- 6) Az Axis VM programmal készült lineáris feszültség analízis eredményei nem adnak pontos eredményeket, a geometria nehézkes megoldása miatt. Azonban a csomólemez horpadás vizsgálatára alkalmas a modell.
- 7) A testelemes modell pontosabb eredményekkel szolgál, mint a héjelemmel készült modell, a csavarok precíz modellezése végett.

Munkám során a használt elektronikai segédeszköz adatai: Processzor Intel(R) Core 2 Duo CPU; Memória: 4,00GB ; 64 bites operációs rendszer. Az analízis során a programok futási ideje a karimák esetén: 5-8 óra; a globális csomópont esetén: 16 – 28 óra.

8.Irodalomjegyzék

- [1] Ádány-Dulácska-Dunai-Fernezelyi-Horváth: Acélszerkezetek 1. Általános eljárások
- [2] Ádány-Dulácska-Dunai-Fernezelyi-Horváth: Acélszerkezetek 2. Speciális eljárások
- [3] Eurocode 3 : Design of steel structures Part 1-4 :General rules - Supplementary rules for stainless steels (October 2006)
- [4] Eurocode 3 : Design of steel structures Part 1-5 : Plated structural elements (October 2006)
- [5] Eurocode 3 : Design of steel structures Part 1-6 : Strength and Stability os shell Structures (February 2007)
- [6] Eurocode 3 : Design of steel structures Part 1.8 :Design of joints (June 2004)
- [7] Dr. Katula Levente Tamás: Csőszelvényű rudak, csavarozott, karimás kapcsolatainak méretezése, Segédlet
- [8] Dr. Dunai L, Dr. Vigh L G, Dr. Kövesdi B: Acélszerkezetű hűtőtorony csomópontjának vizsgálata - Kutatási jelentés, BME Hidak és Szerkezetek Tanszék. Budapest, 2011. Május

Számítási melléklet

1. Teherbírási határállapotok vizsgálata

1.1. S,1 rúd ellenőrzése

Anyagminőség: S 235

Folyási határhoz tartozó
feszültség:

$$f_y := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Rugalmassági modulus:

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nyírási rugalmassági modulus:

$$G := 81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Alaki tényező:

$$\epsilon := \sqrt{\frac{235 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y}} = 1$$

1.1.1. rúd jellemzők

Hossz: $l := 9294 \text{ mm}$

Felteletelezett befogási viszonyok: mindkét végén befogott.

1.1.2. Keresztmetszeti jellemzők: ROR 508 -11

$d := 508 \text{ mm}$

$t_r := 11 \text{ mm}$

$R := \frac{d}{2} = 254 \text{ mm}$

$r := R - t_r = 243 \text{ mm}$

$A := R^2 \cdot \pi - r^2 \cdot \pi = 171.751 \cdot \text{cm}^2$

$I_y := \frac{\pi(R^4 - r^4)}{4} = 53055.991 \cdot \text{cm}^4$ $I_x := I_y$

$I_t := 0.769 \cdot E \cdot \frac{I_y}{G} = 105777.925 \cdot \text{cm}^4$

$W_{pl,y} := 2 \left[\left(R^2 \cdot \frac{\pi}{2} \right) \cdot \frac{1R}{3\pi} - \left(r^2 \cdot \frac{\pi}{2} \right) \cdot \frac{1r}{3\pi} \right] = 2717.543 \cdot \text{cm}^3$

$W_{pl,z} := W_{pl,y}$

$W_{el,y} := \frac{I_y}{R} = 2088.819 \cdot \text{cm}^3$

Osztályba sorolás:

$$50 \cdot \epsilon^2 = 50 > c_0 := \frac{d}{t_r} = 16.182$$

tehát a szelvény 1. km-i osztályú

1.1.3. Rúdon megjelenő mértékadó igénybevételek



A mértékadó igénybevétel:

Normál erő: $N_{Ed} := 1760.33 \text{ kN}$

Nyomaték:

$K1 = \text{rúd közép}$ $M_{Ed,y,K1} := 6.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{Ed,z,K1} := 141.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$M_{Ed,K1} := \sqrt{M_{Ed,y,K1}^2 + M_{Ed,z,K1}^2} = 141.168 \text{ kNm}$$

$K2 = \text{rúd vég}$ $M_{Ed,y,K2} := 22.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{Ed,z,K2} := 118.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$M_{Ed,K2} := \sqrt{M_{Ed,y,K2}^2 + M_{Ed,z,K2}^2} = 120.073 \text{ kNm}$$

Nyíróerő:

$V_{Ed,y} := 55.75 \text{ kN}$ $V_{Ed,z} := 10.10 \text{ kN}$

$$V_{Ed} := \sqrt{V_{Ed,y}^2 + V_{Ed,z}^2} = 56.712 \text{ kN}$$

1.1.4. Szilárdsági vizsgálat

$$\gamma_{M0} := 1$$

a.) Tiszta nyomás

$$N_{cRd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 4036.145 \cdot \text{kN} > N_{Ed} = 1760.33 \cdot \text{kN} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{cRd}} = 43.614 \cdot \%$$

Tiszta nyomásra megfelel.

b.) Tiszta hajlítás

$$M_{Ed} := \max(M_{Ed,K1}, M_{Ed,K2}) = 141.168 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{Rd} := \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 638.623 \cdot \text{kNm} > M_{Ed} = 141.168 \cdot \text{kNm} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 22.105 \cdot \%$$

Tiszta hajlításra megfelel.

c.) Hajlítás és nyomás interakciója

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cRd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 65.719 \cdot \%$$

Hajlítás és nyomás interakcióra megfelel.

d.) Nyírási vizsgálat:

$$A_v := 2 \cdot \frac{A}{\pi}$$

$$V_{cRd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1483.496 \cdot \text{kN} \quad V_{Ed} = 56.712 \cdot \text{kN} \quad \frac{V_{Ed}}{V_{cRd}} = 3.823 \cdot \%$$

Nyírásra megfelel.

e.) Nyírás és hajlítás interakciója

$$V_{cRd} \cdot 0.5 = 741.748 \cdot \text{kN} > V_{Ed} = 56.712 \cdot \text{kN} \quad \text{Nem kell interakcióra vizsgálni.}$$

2. Csillag csomópont vizsgálata

2.1. karimás-csavározott kapcsolatok a 4. "szinten"

A karimás kapcsolat távolsága a rúd tengelyeinek metszéspontjától kb. kétszerese az átmérőnek.

mérlékadó húzóerő a 4."szinten": $N_{Ed} := 696.70 \text{ kN}$

7. teherkombináció
(nyitott hűlődellák eselén)

Az S.1 és S.4 es jelű gyűrűirányú rudaknál alakul ki, ezért az ehhez tartozó keresztmetszeti adatokhoz határozom meg a karimás kapcsolat méreteit.

Csavarminőség : M 22-10.9 $I_{ub} := 1000 \frac{N}{mm^2}$ $I_{yb} := 900 \frac{N}{mm^2}$

csavar átmérő $d_{cs} := 22 \text{ mm}$ furatátmérő : $d_0 := d_{cs} + 2 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$

húzott keresztmetszet: $A_s := d_{cs}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 380.133 \cdot mm^2$

csavar húzási ellenállása: $F_{t,Rd} := \frac{0.9 \cdot A_s \cdot I_{ub}}{\gamma_{M2}} = 273.696 \cdot kN$

csavarszám : $n := 10$

lemez folyáshálára: $I_{yp} := 235 \frac{N}{mm^2}$

homloklemez vastagsága: $t_{cp} := 30 \text{ mm}$

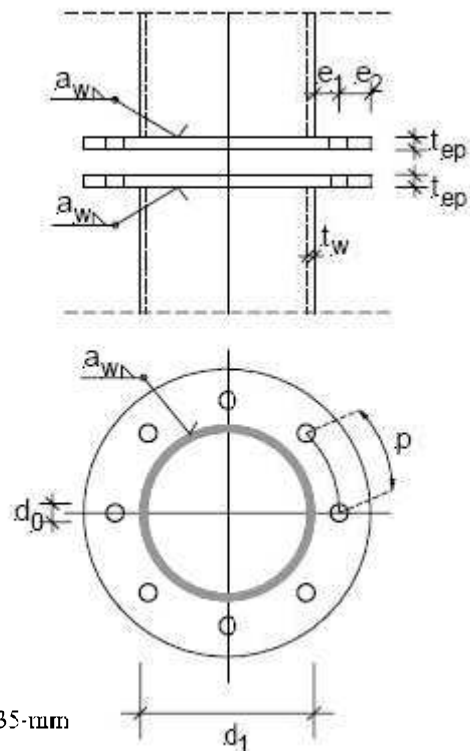
zártszelvény vastagsága: $t_r = 11 \cdot mm$

csőszelvény külső átmérője: $d = 508 \cdot mm$

csavartengely távolsága a csőszelvény külső falától: $e_1 := 35 \text{ mm}$

csavartengely távolsága a homloklemez szélétől: $e_2 := 35 \text{ mm}$

effektív csavartávolság: $e_{eff} := \min(e_2, 1.25 \cdot e_1) = 35 \cdot mm$



segédmennyisgek :

$$r_1 := \frac{d_1}{2} - e_1 - e_{eff} = 321 \cdot mm \quad r_2 := \frac{d_1}{2} - e_1 = 0.289 \text{ m} \quad r_3 := \frac{d_1 - t_r}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$k_1 := \ln\left(\frac{r_2}{r_3}\right) = 0.151 \quad k_3 := k_1 + 2 = 2.151 \quad I_3 := \frac{1}{2 \cdot k_1} \cdot \left[k_3 + \sqrt{(k_3^2 - 4 \cdot k_1)} \right] = 13.765$$

a csavarkép geometriai feltétele:

$$p_{\min} := 2,2 \cdot d_0 = 52,8 \cdot \text{mm}$$

$$p_{\max} := \min(14 \cdot t_{\text{cp}}, 200 \text{ mm}) = 200 \cdot \text{mm}$$

$$p := \left(\frac{d_1}{2} + c_1 \right) \cdot \frac{\pi}{n} = 90,792 \cdot \text{mm}$$

$$p_{\min} < p < p_{\max} \quad \text{Lehát a geometria megfelel}$$

A homloklemez folyásához tartozó ellenállás:

$$N_{T.Rd.1} := \frac{t_{\text{cp}}^2 \cdot f_{yp} \cdot \pi \cdot I_3}{2 \cdot \gamma_{M0}} = 4573,154 \cdot \text{kN}$$

A homloklemez folyásával egyidejű csavar tönkremenetelhez tartozó ellenállás:

$$N_{T.Rd.2} := \frac{n \cdot F_{t.Rd}}{\left(1 - \frac{1}{I_3} - \frac{1}{I_3 \cdot \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right)} \right)} = 1751,274 \cdot \text{kN}$$

A csavartöréshez tartozó ellenállás:

$$N_{T.Rd.3} := n \cdot F_{t.Rd} = 2736,956 \cdot \text{kN}$$

kapcsolat teherbírása:

$$N_{Rd} := \min(N_{T.Rd.1}, N_{T.Rd.2}, N_{T.Rd.3}) = 1751,274 \cdot \text{kN}$$

mértékadó rúderő:

$$N_{Ed} = 696,7 \cdot \text{kN}$$

$$\text{A kihasználtság: } \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 39,782 \cdot \%$$

Nyomatékkal növelt tervezési érték számítása:

$$M_{Ed.1} := \sqrt{(55,70 \text{ kNm})^2 + (1,57 \text{ kNm})^2} = 55,722 \cdot \text{kNm}$$

csavarok tengelytől való távolsága:

$$h_1 := \left(\frac{d}{2} + c_1 \right) = 289 \cdot \text{mm} \quad h_2 := 246 \text{ mm} \quad h_3 := 142 \text{ mm}$$

Egyenértékű tervezési erő:

$$P_{\max} := \frac{M_{Ed.1} \cdot \left(\frac{d}{2} + c_1 \right)}{h_1^2 + 2h_2^2 + 2h_3^2} = 65,761 \cdot \text{kN}$$

$P_{\max}$ a legtávolabbi csavarhoz tartozó húzó erő, a többi csavarban kevesebb erő ébred a nyomatékból de a biztonság javára való közelítés képpen mindegyik csavarhoz ezt az erőt adom hozzá.

$$N_{Ed.m} := n \cdot P_{\max} + N_{Ed} = 1354,313 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Így a kihasználtság: } \frac{N_{Ed.m}}{N_{Rd}} = 77,333 \cdot \%$$

mértékadó nyomaték és a hozzátartozó normálerőre az egyenértékű teher:

$$M_{Ed,2} := \sqrt{(83.6 \text{ kNm})^2 + (11.6 \text{ kNm})^2} = 84.401 \text{ kNm} \quad \text{egyidejű normálerő:} \quad N_{Ed} := 597 \text{ kN}$$

Egyenértékű tervezési erő:

$$P_{\max} := \frac{M_{Ed,2} \cdot \left(\frac{d}{2} + e_1 \right)}{h_1^2 + 2h_2^2 + 2h_3^2} = 99.607 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,M} := n \cdot P_{\max} + N_{Ed} = 1593.07 \text{ kN}$$

Igy a kihasználtság:

$$\frac{N_{Ed,M}}{N_{Rd}} = 90.966\%$$

Lehát a karimás
kapcsolat megfelel.

A többi rúdra a karimás kapcsolat számításának menete megegyezik az előbb bemutatottal ezért ennek részletezésétől eltekintek és az adatokat összegyűjtve láblázatosan közlöm:

csavaradatok			homloklemez adatok			
Rúd jele	csavartípus	csavarszám (n)	vastagság (t.ep)(mm)	e.1 (mm)	e.2 (mm)	csavarok távolsága(p) (mm)
S.1 és S.4	M.22 10.9	10	30	35	35	75
S.2 és S.3	M.24 10.9	12	30	40	40	75
S.5 és S.6	M.22 10.9	10	30	35	35	63,6

teherbírás				
Egyenértékű húzóerő				
Rúd jele	N.t +M.egy	M.t+N.egy	kapcsolat teherbírása	kihasználtság (%)
S.1 és S.4	1354,313	1593,07	1755,338	90,8
S.2 és S.3	2213,096	2274,725	2511,544	90,6
S.5 és S.6	899,848	1593,977	1773,383	89,9

(4.4. táblázat, karimás kapcsolatok kihasználtságai a negyedik szinten)

Az 3. táblázatban látható, hogy a nyíró igénybevételek minimálisak ezért a csavarok nyírási és a nyírással kapcsolatos interakciók vizsgálatától eltekintek.

A varratok ellenőrzése:

Az S.1 és S.4 es rúd karimás kapcsolata esetén:

A karimás kapcsolatokat úgy kell kialakítani hogy a karimába $t_{ep}/2$ mélységig a rudat rá kell illeszteni. Így a kerület mentén kettős varrat alkalmazható.

$$F_{w,Ed} := \frac{N_{Ed} \cdot M}{d \cdot \pi} \cdot 1 \text{ cm} = 9,982 \cdot \text{kN}$$

korrekciós tényező: $\beta_w := 0,8$

szakadó szilárdság: $f_u := 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

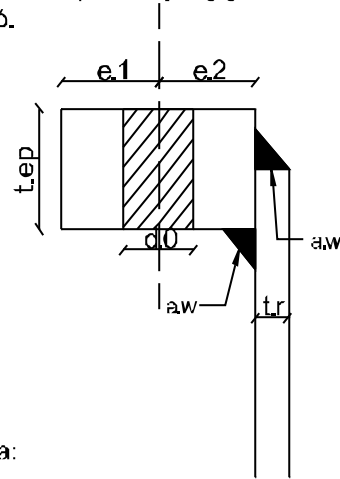
a rúdelem falvastagsága: $t_r = 11 \cdot \text{mm}$

A varrat gyökméretét meghatározza a rúd falvastagsága:

gyökméret: $a_w := \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot 5 \text{ mm} = 4,33 \cdot \text{mm}$

$$F_{w,Rd} := \frac{f_u \cdot a_w}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot 1 \text{ cm} = 9 \cdot \text{kN} \quad 2F_{w,Rd} = 18 \cdot \text{kN} > F_{w,Ed} = 9,982 \cdot \text{kN}$$

kihasználtság : $\frac{F_{w,Ed}}{2F_{w,Rd}} = 55,456\%$ tehát a varrat megfelel.



A többi rúdra a karimás kapcsolat varratainak számítási menete megegyezik az előbb bemutatottal ezért ennek részletezésétől eltekintek és az adatokat táblázatosan közlöm:

	teherbírás		varratok			
	Egyenértékű húzóerő					
Rúd jele	N.t+M.egy	M.t+N.egy	varrat (a) (mm)	varrat- hossz (mm)	varrat teherbírás (kN)	kihasználtság (%)
S.1 és S.4	1354,313	1593,07	10,00	3190,2	5742,43	27,74
S.2 és S.3	2213,096	2274,725	10,00	2549,7	4589,42	49,56
S.5 és S.6	899,848	1593,977	8,00	2549,7	3671,54	43,41

(4.5. táblázat, varratok kihasználtságai a negyedik szinten)

2.2 Csomópont vizsgálata

A csomópontot két darab K csomópontként ellenőrzöm egy "felső" és egy "alsó" K csomópontot. A csomópont rúdelemei nincsenek egy síkban ezért egy μ csökkentő tényezőt alkalmazok.

$$\mu := 0.9$$

A csomóponton belül a rudak falvastagságainak növelése szükséges:

$$\begin{array}{llll} \text{S.1 és S.4 es rúd:} & d_0 := 508\text{mm} & t_0 := 11\text{mm} & \rightarrow t_0 := 16\text{mm} \\ \text{S.2 és S.3 es rúd:} & d_1 := 406.4\text{mm} & t_1 := 12.5\text{mm} & \rightarrow t_1 := 12.5\text{mm} \\ \text{S.5 és S.6 es rúd:} & d_2 := 406.4\text{mm} & t_2 := 8.8\text{mm} & \rightarrow t_1 := 12.5\text{mm} \end{array}$$

A csomópontba ahol a rudak találkoznak egy csomólemezt helyezek melynek adatai:

$$d_p := 500\text{mm} > d_0 - 2t_0 = 476\text{mm}$$

$$t_p := 25\text{mm} > 2t_2 = 17.6\text{mm} > 2t_1 = 25\text{mm}$$

$$I_{y,p} := I_{y,0} = 23.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

átfedés mértéke a felső K csomóponton:

$$p_f := \frac{d_1}{\cos(90\text{deg} - \theta_1)} = 444.173\text{mm} \quad q_f := \tan(90\text{deg} - \theta_1) \cdot d_0 = 224.055\text{mm}$$

$$\lambda_{ov,f} := \frac{q_f}{p_f} = 50.443\%$$

átfedés mértéke az alsó K csomóponton:

$$p_a := \frac{d_2}{\cos(90\text{deg} - \theta_2)} = 442.82\text{mm} \quad q_a := \tan(90\text{deg} - \theta_2) \cdot d_0 = 219.831\text{mm}$$

$$\lambda_{ov,a} := \frac{q_a}{p_a} = 49.643\%$$

A csomópont környezetében ébredő feszültség:

$$N_{P,Ed} := N_{1,Ed} - (N_{2,Ed} \cdot \cos(\theta_1) + N_{3,Ed} \cdot \cos(\theta_1)) = -111.796\text{kN}$$

$$\sigma_{P,Ed} := \frac{N_{P,Ed}}{A} + \frac{M_{1,ip,Ed}}{W_{el,0}} = -12789.213 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\eta_p := \frac{\sigma_{P,Ed}}{f_{y,0}} \cdot \frac{1}{\gamma_{M5}} = -0.054$$

csomópont tervezése mértékadó normálerőre:

geometriai feltételek:

$$\begin{array}{lll}
 \text{övrudak esetén:} & 10 < \frac{d_0}{t_0} < 50 = 1 & \frac{d_0}{t_0} = 31.75 \\
 \text{rácsrudak esetén:} & 10 < \frac{d_1}{t_1} < 50 = 1 & \frac{d_1}{t_1} = 32.512 \\
 \text{öv és rácsrudak esetén:} & 0.2 < \frac{d_1}{d_0} < 1 = 1 & \frac{d_1}{d_0} = 0.8 \\
 & 0.2 < \frac{d_2}{d_0} < 1 = 1 & \frac{d_2}{d_0} = 0.8
 \end{array}$$

A geometriai feltételek megfelelnek ezért [10.] alapján a tönkremeneteli módok közül csak az övrúd felső felének képlékeny tönkremenetele vagy a rácsrúd kiszakadása jöhet létre.

2.2.1 A "felső" K csomópont méretezése:

Mértékadó normálerő: $N_{Ed} := \max(N_{2,Ed}, N_{3,Ed}) = 1376.43 \cdot \text{kN}$ S. 2 es rúderő a 2. tk.ból

segédmennyiségek :

$$\begin{array}{lll}
 \text{a rudak közli hézag:} & g := -1 \cdot q_f = -0.224 \text{ m} & q := \frac{g}{t_0} = -14.003
 \end{array}$$

$$\gamma := \frac{d_0}{2 \cdot t_0} = 15.875 \quad k_g := \gamma^{0.2} \left(1 - \frac{0.024 \cdot \gamma^{1.2}}{1 - \exp(0.5q - 1.33)} \right) = 2.889$$

$$b_{cfl} := \frac{10}{d_0} \cdot \frac{f_{y,0} \cdot t_0}{f_{y,1} \cdot t_1} \cdot d_1 = 163.84 \cdot \text{mm} \quad =< \quad d_1 = 406.4 \cdot \text{mm}$$

$$b_{c.ov} := \frac{10}{d_p} \cdot \frac{f_{y,p} \cdot t_p}{f_{y,1} \cdot t_1} \cdot d_1 = 406.4 \cdot \text{mm} \quad =< \quad d_1 = 406.4 \cdot \text{mm} \quad \text{ezért:} \quad b_{c.ov} := d_1$$

$$n_p = -0.054 < 0 \quad \text{ezért:} \quad k_p := 1$$

a) övrúd felső felének képlékeny törése:

$$N_{1,Rd} := \frac{k_g \cdot k_p \cdot f_{y,0} \cdot t_0^2}{\sin(\theta_1)} \cdot \left(1.8 + 10.2 \cdot \frac{d_1}{d_0} \right) \cdot \frac{1}{\gamma_{M5}} = 1892.26 \cdot \text{kN}$$

$$N_{2,Rd} := \frac{\sin(\theta_1)}{\sin(\theta_1)} \cdot N_{1,Rd} = 1892.26 \cdot \text{kN}$$

b) *rácsrúd szakadása:*

$$N_{3,Rd} := f_{y,1} \cdot l_1 \cdot (2 \cdot d_1 + 4 \cdot l_1 + b_{c,ov} + b_{c,fl}) \cdot \frac{1}{\gamma_{M5}} = 3075.466 \text{ kN}$$

mértékadó húzóerő a rácsrudakban: $N_{Ed,h} := 730.47 \text{ kN}$ (3. teherkombinációból)

$$\frac{N_{Ed,h}}{N_{3,Rd}} = 23.752\% \quad \text{tehát a mértékadó lönkremenelet az övrúd felső felének képlékeny lönkremenelete.}$$

c) *csomópont tervezése mértékadó nyomatlékra:*

$$d_1 = 406.4 \text{ mm} < d_0 - 2 \cdot l_0 = 476 \text{ mm} \quad k_{11} := 1 - 0.3 \cdot u_p \cdot (1 + u_p) = 1.015 \quad k_{11} := 1$$

$$M_{ip,1,Rd} := \frac{f_{y,0} \cdot l_0 \cdot d_1^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin(\theta_1)}{[4 \cdot (\sin(\theta_1))^2]} \cdot \frac{1}{\gamma_{M5}} = 400.967 \text{ m.kN}$$

$$M_{op,1,Rd} := \frac{f_{y,0} \cdot l_0 \cdot d_1^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{3 + \sin(\theta_1)}{[4 \cdot (\sin(\theta_1))^2]} \cdot \frac{1}{\gamma_{M5}} = 419.178 \text{ m.kN}$$

a csomópont ellenállása:

$$\frac{N_{Ed}}{\mu \cdot N_{1,Rd}} + \left(\frac{M_{3,ip,Ed}}{\mu \cdot M_{ip,1,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{3,op,Ed}}{\mu \cdot M_{op,1,Rd}} = 90.714\%$$

2.2.2 Az "alsó" K csomópont méretezése:

Az alsó K csomópont méretezése megegyezik az előzőekben bemutatottal ezért csak az eltérő adatokat és a végeredményt közlöm.

rudak övrúddal bezárt szöge: $\theta_2 = 66.6 \text{ deg}$

A csomóponton belül a szelvények megvastagítása szükséges:

$$d_0 = 0.508 \text{ m} \quad l_0 := 11 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad t_0 := 16 \text{ mm}$$

$$d_2 = 0.406 \text{ m} \quad l_2 = 8.8 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad t_2 := 12.5 \text{ mm}$$

A számítás menete megegyezik a "felső" K csomópont számítási menetével ezért ennek részletezésétől eltekintek.

A csomópont kihasználtsága: 89,42%