

CONTRIBUȚII LA CALCULUL SPAȚIAL AL INFRASTRUCTURILOR CENTRALELOR HIDROELECTRICE

Teză destinată obținerii
titlului științific de doctor inginer
la
Universitatea "Politehnica" din Timișoara
în domeniul INGINERIE CIVILĂ
de către

Ing. Samuel Muj

Conducător științific: prof.dr.ing.Popa Gheorghe
Referenți științifici: prof.univ.dr. Stematiu Dan
prof.univ.dr.ing. Breabăn Virgil
conf.univ.dr.ing. Lazăr Gheorghe

Ziua susținerii tezei: 14.07.2008

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

- | | |
|------------------------|---|
| 1. Automatică | 7. Inginerie Electronică și Telecomunicații |
| 2. Chimie | 8. Inginerie Industrială |
| 3. Energetică | 9. Inginerie Mecanică |
| 4. Ingineria Chimică | 10. Știința Calculatoarelor |
| 5. Inginerie Civilă | 11. Știința și Ingineria Materialelor |
| 6. Inginerie Electrică | |

Universitatea „Politehnica” din Timișoara a inițiat seriile de mai sus în scopul diseminării expertizei, cunoștințelor și rezultatelor cercetărilor întreprinse în cadrul școlii doctorale a universității. Seriile conțin, potrivit H.B.Ex.S Nr. 14 / 14.07.2006, tezele de doctorat susținute în universitate începând cu 1 octombrie 2006.

Copyright © Editura Politehnica – Timișoara, 2008

Această publicație este supusă prevederilor legii dreptului de autor. Multiplicarea acestei publicații, în mod integral sau în parte, traducerea, tipărirea, reutilizarea ilustrațiilor, expunerea, radiodifuzarea, reproducerea pe microfilme sau în orice altă formă este permisă numai cu respectarea prevederilor Legii române a dreptului de autor în vigoare și permisiunea pentru utilizare obținută în scris din partea Universității „Politehnica” din Timișoara. Toate încălcările acestor drepturi vor fi penalizate potrivit Legii române a drepturilor de autor.

România, 300159 Timișoara, Bd. Republicii 9,
tel. 0256 403823, fax. 0256 403221
e-mail: editura@edipol.upt.ro

Cuvânt înainte

Teza de doctorat a fost elaborată pe parcursul activității mele ca doctorand cu frecvență în cadrul Facultății de Hidrotehnică, Universitatea Politehnică din Timișoara, cât și în următorii ani sub îndrumarea directă a domnului prof. univ. dr. ing. Popa Gheorghe. Lucrarea se dorește a fi un pas înainte în domeniul structurilor centralelor hidroelectrice, privind analizarea lor prin metoda elementelor finite.

La baza calculelor moderne stau calculele clasice, datorită cărora astăzi structurile se comportă bine, dar trecerea spre alte metode de calcul (elementele finite) aduce o ușurință privind calculele formelor neregulate, dar și problemele diferite pe care le implică această metodă a elementelor finite. Programele de calcul au luat amploare odată cu răspândirea calculatorului.

Lipsa energiei pe plan mondial va duce la creșterea numărului de centrale hidroelectrice, care implică dezvoltarea acestui domeniu, realizarea de studii pe diferite cazuri, pentru a cunoaște bine comportarea acestora, și a obține un o energie cât mai mare și totodată pură.

În teză s-a pus accent pe metodele de calcul clasice și pe metodele elementelor finite cu programele de calcul bazate pe acestea. S-a studiat prin comparație modul de comportare al diverselor structuri de mare anvergură din țara noastră, pentru a observa modul de lucru al programelor bazate pe metoda elementelor finite. S-au stabilit mai exact pașii care trebuie parcurși în cazul în care se folosește o astfel de analiză, cât și avantajele și dezavantajele ei.

Ca și studiu de caz a fost aleasă centrala hidroelectrică de la Subcetate de pe râul Strei, o centrală relativ nouă, care a suferit pe parcursul construcției modificări atât în ceea ce privește proiectarea cât și execuția. S-a stabilit modul de comportare a acestei centrale și modul de distribuție al eforturilor prin masivul de beton.

Mulțumiri deosebite se cuvin conducătorului de doctorat prof. univ. dr. ing. **POPA GHEORGHE**, pentru înalta și atenta competența cu care am fost îndrumat pe întreaga durată a elaborării tezei, comisiei de doctorat având în componența sa pe domnul prof. dr. ing. **Teodor Eugen MAN**, decanul Facultății de Hidrotehnică de la Universitatea "Politehnică" din Timișoara, domnului prof. univ. dr. ing. **Dan STEMATIU** din cadrul Universității Tehnice de Construcții București, domnului prof. univ. dr. ing. **Virgil BREABĂN** din cadrul Universității „Ovidius” Constanța, precum și domnului conf. dr. ing. **Gheorghe LAZĂR** din cadrul Universității "Politehnică" din Timișoara, pentru străduința de a analiza lucrarea și efortul de a participa la susținerea publică a tezei.

De asemenea, doresc să mulțumesc colectivului catedrei de Construcții Hidrotehnice și Îmbunătățiri Funciare de la Facultatea de Hidrotehnică, domnului prof. univ. dr. ing. **Michael ION**, care m-a susținut în toată această perioadă, **colegilor** de la Facultatea de Hidrotehnică pentru sprijinul și înțelegerea acordată, precum și colectivului de conducere de la CHE Subcetate.

Multe mulțumiri **familiei** pentru susținerea oferită.

Timișoara, iulie 2008

ing. Samuel Muj

Samuel Muj

Contribuții la calculul spațial al infrastructurilor centralelor hidroelectrice

Teze de doctorat ale UPT, Seria _ Nr. _ Editura Politehnica, 2008, 204 pagini, 173 figuri, 10 tabele.

ISSN:1842-581X

ISBN (10) 973-625-358-9; ISBN (13) 978-973-625-358-4

Cuvinte cheie:

Metodă, elemente finite, centrale, discretizare, analiză, simulare, eforturi, deformații, contact, infrastructură.

Rezumat,

Această lucrare abordează un domeniu care nu este cunoscut cu exactitate, acel al calcului infrastructurii centralelor hidroelectrice, cu toate implicațiile acestora în domeniul elementelor finite și a programelor de calcul bazate pe aceste metode. S-a studiat modul de comportare al diverselor structuri hidrotehnice, după diferite moduri de aplicare a metodei elementelor finite și s-a realizat un studiu de caz asupra centralei hidroelectrice de la Sucetate, județul Hunedoara, de pe râul Strei. În urma acestui studiu s-a obținut modul de comportare al acestor centrale de joasă cădere, distribuția eforturilor în zonele cu geometrii deosebite și mărimea eforturilor unitare normale, tangențiale și principale, precum și deformațiile acestora.

Cuprins

1	Introducere	Pag.
1.1	Clasificarea centralelor hidroelectrice	5
1.2	Problemele centralelor hidroelectrice	12
1.3	Prezentarea centralei hidroelectrice de la Subcetate	15
2	Metode de calcul ale infrastructurii centralelor hidroelectrice în regim static și dinamic	33
2.1	Particularități ale infrastructurii centralelor hidroelectrice	33
2.1.1	Rolul infrastructurii	33
2.1.2	Infrastructura centralelor cu turbine cu cameră deschisă	33
2.1.3	Infrastructura centralelor cu turbine cu ax vertical și carcasă spirală din beton	34
2.1.4	Infrastructura centralelor cu turbine cu ax vertical și carcasă spirală metalică	35
2.1.5	Infrastructura centralelor cu turbine cu ax orizontal și carcasă metalică	35
2.1.6	Infrastructura centralelor cu turbine cu acțiune	36
2.1.7	Rosturile infrastructurii	37
2.2	Stabilirea încărcărilor care acționează asupra centralelor hidroelectrice, în special asupra infrastructurii acestora	38
2.3	Metode de calcul în regim static	42
2.4	Metode de calcul în regim dinamic	52
2.4.1	Analiza seismică a ansamblului centralei	52
2.4.2	Calculul seismic al suprastructurii	55
2.4.3	Analiza dinamică luând în calcul echipamentele hidromecanice	56
3	Metoda elementelor finite și programe de calcul pentru structuri plane și spațiale	57
3.1	Metoda elementelor finite	57
3.1.1	Ecuțiile de echilibru	63
3.1.2	Pașii de bază într-o analiză prin elemente finite	64
3.2	Discretizarea domeniilor continue	65
3.3	Grade de libertate	67
3.4	Reprezentarea reazemelor și a interacțiunii dintre structură și teren de fundare	69
3.5	Realizarea legăturilor dintre diferite tipuri de elemente	70
3.6	Stabilirea tipului de analiză pentru modelul ales	71
3.7	Modul de transfer al forțelor gravitaționale către	74

	noduri	
3.8	Programe de calcul bazate pe metoda elementelor finite	77
4	Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea	80
4.1	Relațiile efort-deformații în programele de calcul bazate pe metoda elementelor finite	80
4.2	Analiză bidimensională (2D)	83
4.2.1	Analiză cu elemente liniare	84
4.2.2	Analiză cu elemente pătratice	91
4.3	Concluzii	97
4.4	Analiză tridimensională (3D)	99
4.4.1	Analiză folosind elementele liniare	99
4.4.2	Analiză folosind elemente pătratice	105
4.5	Concluzii	112
4.6	Analiză după diferite tipuri de discretizări	113
4.6.1	Discretizarea grosieră	113
4.6.2	Discretizare fină	123
4.6.3	Discretizare după forma izoenergeticilor	128
4.6.4	Discretizarea funcție de zonele cu concentrări de eforturi	135
4.7	Analiză structurală neliniară	137
5	Studiu de caz – Centrala hidroelectrică Subcetate	140
5.1	Prezentarea centralei hidroelectrice de la Subcetate	140
5.2	Realizarea modelului	142
5.3	Discretizarea modelului	150
5.4	Analiza modelului	156
5.5	Rezultatele analizei	158
5.6	Interpretarea rezultatelor	189
6	Concluzii generale	190
6.1	Conținutul lucrării	190
6.2	Concluzii privind utilizarea metodei elementelor finite în calculul structurilor hidrotehnice	193
6.3	Concluzii privind rezultatele obținute	195
6.4	Contribuții personale	198
6.5	Recomandări	200
7	Bibliografie	201

1. Introducere

1.1. Clasificarea centralelor hidroelectrice

Principalele modalități de clasificare a centralelor hidroelectrice sunt următoarele:

I. În funcție de tipul energiei primare a apei utilizate:

Centrale hidroelectrice utilizând energia apei acumulate gravitațional în lacuri de acumulare;

Centrale hidroelectrice care folosesc acumulări realizate și prin pompaj;

Schema unei asemenea centrale se prezintă în figura 1.1.1. Ea lucrează pe principiul pomparei apei în timpul consumului minim de energiei, respectiv prin turbinarea în orele de vârf.

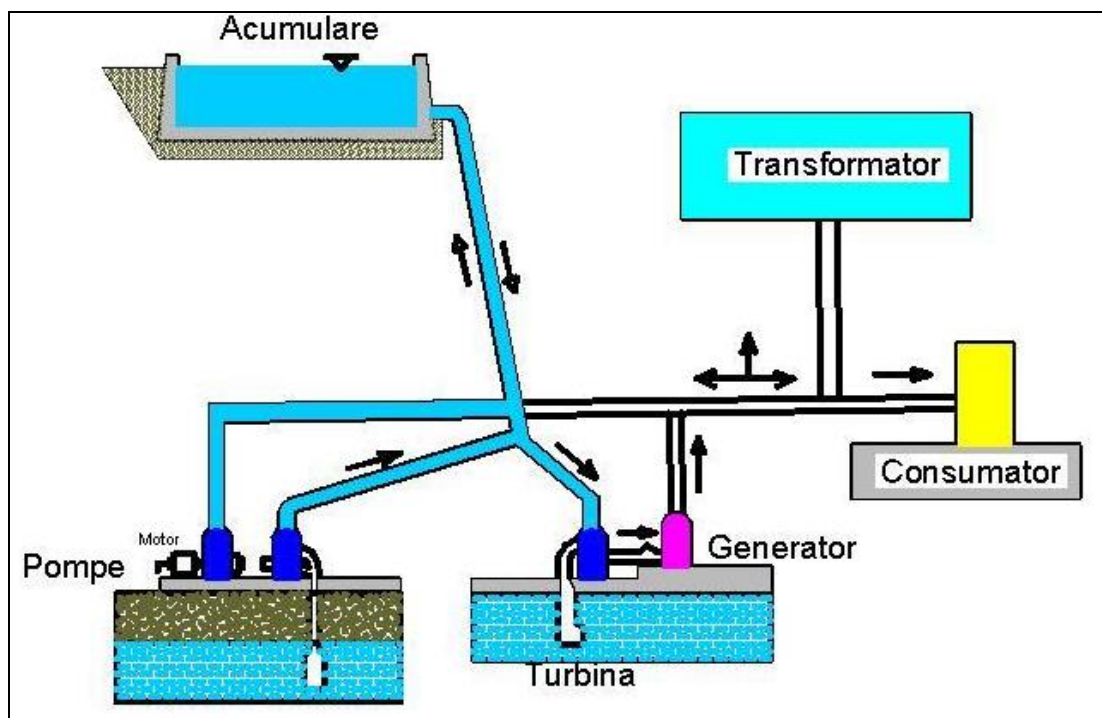


Fig.1.1.1

Centrale utilizând energia mareelor;

Acest tip de centrală are o mică răspândire pe plan mondial, cea mai cunoscută fiind hidrocentrala Rance (Franța).

II. În funcție de poziția lor în diverse zone geografice.

Centrale situate la câmpie (șes);
Centrale situate în zonele de dealuri;
Centrale situate în regiunile muntoase;

III. În funcție de schema generală de amenajare energetică:

Centrale hidroelectrice independente;
Centrale hidroelectrice cuplate funcțional cu alte centrale, funcționând ca centrale în cascadă. Aceste centrale funcționează de obicei la vârf.

IV. În funcție de modul de funcționare zilnică:

Centrale care lucrează la vârf.
Centrale care lucrează la bază.

V. În funcție de importanța folosinței energetice în cadrul schemei generale de amenajare prin prisma gospodăririi apelor.

Centrale hidroelectrice a căror acumulare servește exclusiv scopului hidroenergetic;
Centrale hidroelectrice a căror acumulare și mod de exploatare permite și realizarea altor folosințe, cea energetică nefiind cea principală;

VI. În funcție de căderea brută, după A. Ludin:

Centrale de cădere mică , la care $H < 15$ m (între N apele amonte și aval, fig. 1.1.2);
[4]

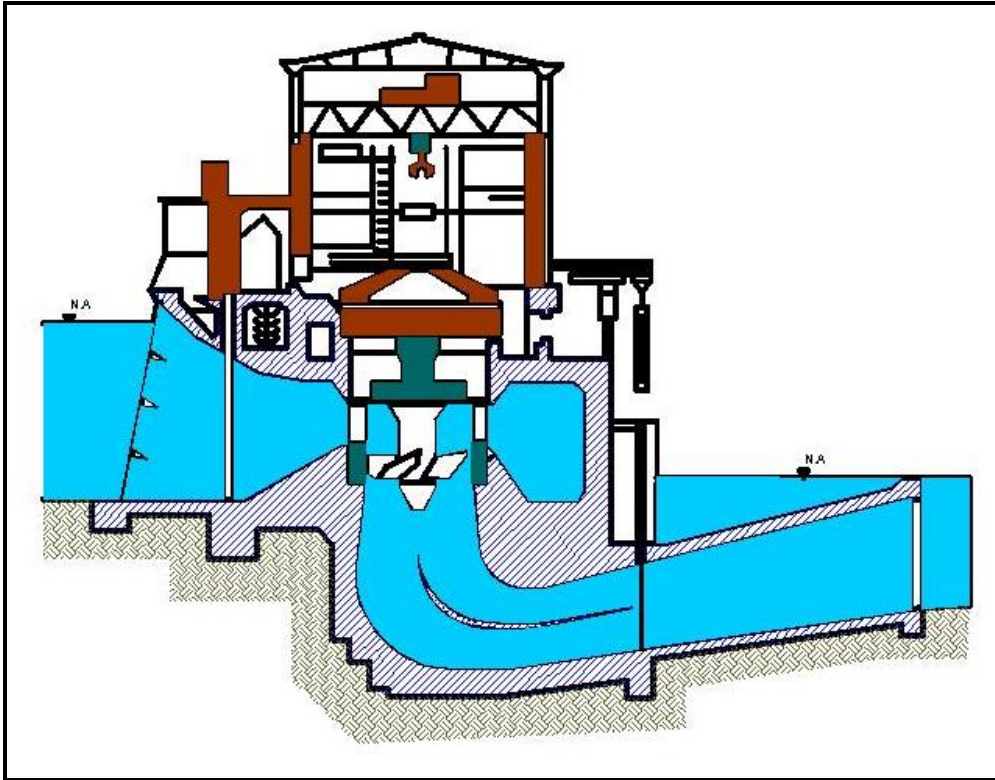


Fig. 1.1.2.

Centrale hidroelectrice de cădere medie cu $H=10-50$ m, (fig. 1.1.III);

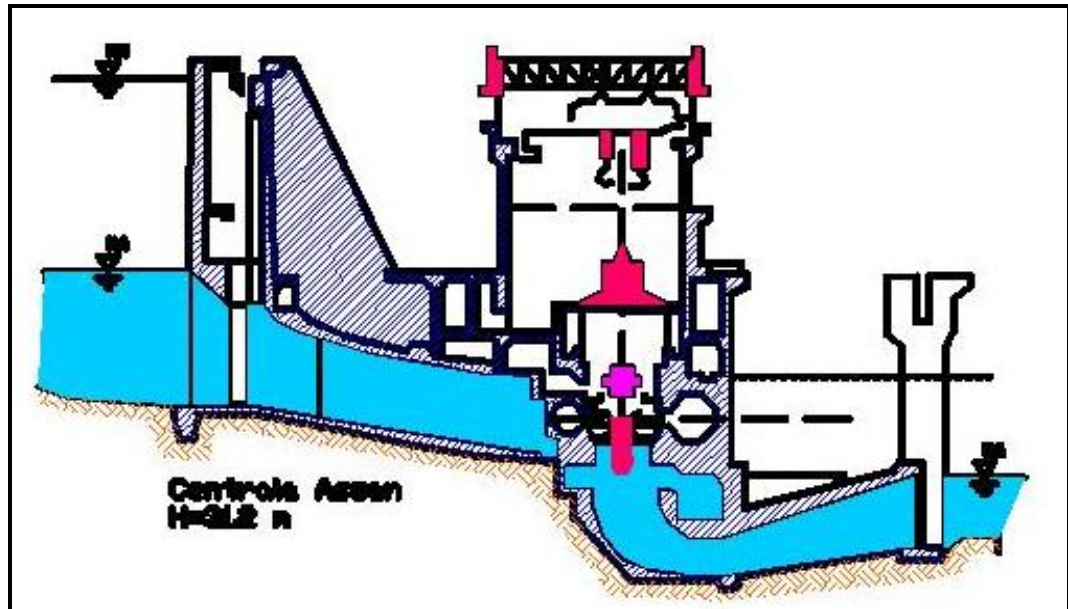


Fig. 1.1.3.

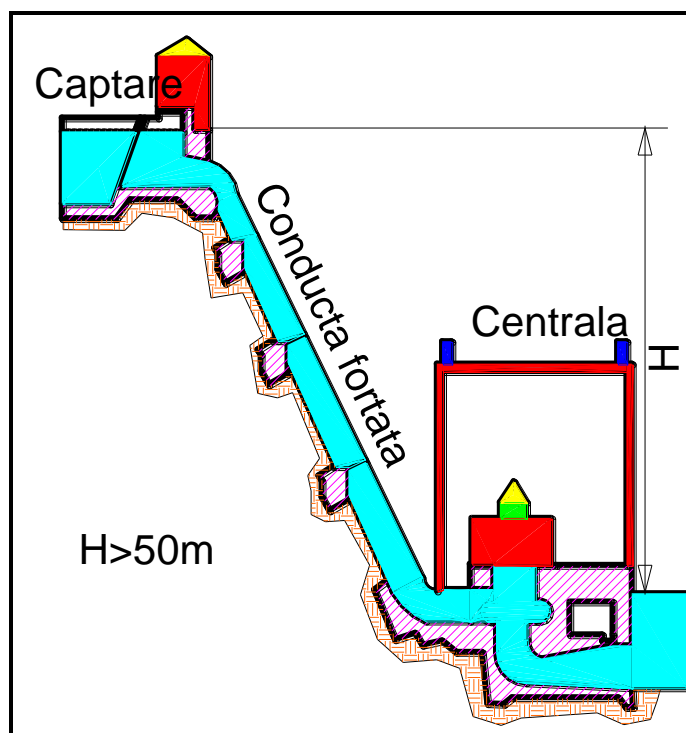


Fig. 1.1.4.- Centrale cu cadere mare la care $H > 50m$

Schemele acestor tipuri de centrale se poate observa în figura 1.1.IV. . Aceste limite după care au fost clasificate centralele sunt alese arbitrar, clasificarea fiind folosită doar în scopul recunoașterii unor elemente esențiale ale centralelor cât și a diferențelor dintre acestea.

La centralele de mare cădere, legătura dintre acumularea de apă și centrală se realizează printr-o conductă forțată sau printr-o galerie de aducțiune. Căderea la turbină a centralei se realizează prin acea conductă forțată sau galerie. [1]

1.2. Problemele centralelor hidroelectrice

Problemele construcțiilor hidrotehnice sunt cele privind fenomenele de cedare. Cedarea unei construcții hidrotehnice, eveniment de maximă importanță ce poate surveni în perioada ei de existență, este un fenomen deosebit de complex, atât în ce privește geneza, cât și modul în care se desfășoară. Ca durată fenomenul de cedare se desfășoară într-un interval mai lung sau mai scurt. Caracterul lent sau brusc al cedării îl conferă modul sesizabil în timp al modificării aspectelor care definesc condițiile de echilibru ale obiectului în cauză, prin care se ajunge treptat, cuantificat în rate succesive, la starea limită în care construcția cedează.

La originea (în prima etapă a) fenomenului de cedare se află de fapt, carențele procesului de realizare a construcțiilor reprezentat de studii-cercetare, proiectare, execuție și de activitatea de exploatare-întreținere a amenajărilor. Aceste patru compartimente, care constituie sursa și *prima etapă a procesului cauzal*, sunt responsabile că induc premisele accidentelor în viața construcțiilor.

În etapa a doua, a procesului de cedare intervin solicitările: acțiunea multiplă a apei, acțiunea termică, acțiunea seismică, care fie că au fost luate în considerare fie că au fost omise, fie din modul în care s-au aplicat prevederile reglementărilor în vigoare în privința relației siguranță-risc calculat, fie din cauza soluțiilor constructive adoptate în punctele sensibile, capacitatea de rezistență poate fi depășită, deschizând drum fenomenelor negative.

În etapa a treia se manifestă efectele solicitărilor, care în procesul de cedare, devin cauze pentru treapta ulterioară evoluției.

Se cunoaște din datele statistice, că pe plan mondial posibilitatea de accidente, la baraje este relativ mare, situând acest gen de construcții în categoria lucrărilor la care gradul de siguranță este nesatisfăcător.

O opinie privind cedările construcțiilor hidrotehnice, a lui Biswas, Eberhardt și Gruner, în perioada anilor '70 este: „ *Orice baraj, care realizează o acumulare de apă, prezintă un pericol potențial care nu trebuie nici subestimat, nici supraevaluat. Deși nivelul cunoștințelor și supravegherea comportării pot reduce riscul unui dezastru, aceasta nu poate fi însă niciodată înlăturat. Toate lucrările omului poartă în ele germenele propriei decăderi și chiar distrugerii.*”

O altă opinie este formulată de Huggenberger, Serafim și Guerreiro, care susțin un punct de vedere diferit. *Huggenberger afirmă: „ Bazat pe 45 de ani de experiență în proiectarea și dezvoltarea aparaturii de măsură mecanice și electrice, montate în mai mult de 130 de baraje și pe experiența dobândită în acest domeniu, sunt convins că ruperile pot fi înlăturate.”* Huggenberger sugerează că o evaluare cuprinzătoare a siguranței barajelor s-ar putea baza pe o computerizare și supraveghere continuă, incluzând observarea betonului, a fundațiilor, a apei de infiltrație etc..., analize tehnice bazate pe investigarea stărilor de eforturi, comportarea în regim plastic, precum și studii fundamentale.

Se spune că progresul tehnic va readuce, evident, numărul de cedări, dar oricâte măsuri s-ar lua, inclusiv o supraveghere continuă și competentă a

comportării construcțiilor, oricât s-ar micșora numărul cedărilor, pericolul de cedare rămâne datorită erorilor ce decurg din ignoranță, hazard și riscul asumat.

Opiniile și părerile sunt de aproximativ 30, respectiv 15 ani. Astăzi tehnologia a evoluat, computerizarea este la un stadiu înalt, programele de calcul sunt și ele bine dezvoltate, totuși unde ne aflăm, în ceea ce privește siguranța construcțiilor hidrotehnice. Cel puțin la noi în țara problema proiectării și a execuției de construcții hidrotehnice este aproape stagnată, ceea ce ne duce doar la supravegherea construcțiilor existente, sau prin încercarea simulării comportării lor cu ajutorul tehnologiei moderne.

Cunoașterea comportării în totalitate a ansamblului construcție-teren de fundare, este practic imposibilă, motiv pentru care va exista întotdeauna un risc, iar tehnologia modernă se bazează tot pe o experiență anterioară a fenomenelor întâlnite.

Prin termenul de *tehnologie modernă*, se referă la modelele experimentale împreună cu supravegherea și simularea computerizată. În ultimul timp programele de calcul în domeniul ingineriei s-au dezvoltat pe baza metodei elementelor finite, care se va aborda în capitolul următor al acestei teze, această metodă fiind bună și satisfăcătoare în cadrul proiectării, atât timp cât nu există una mai bună. Desigur că această metodă deși este exactă are unele inconveniente.[2]

Fenomenele de cedare sunt de diverse categorii, care se vor prezenta pe scurt:

A) Clasificarea după amploarea și efectele formelor de cedare

- formele de cedare sunt clasate în două categorii: distrugerii și accidente, cu subclasificări la fiecare subcategorie.

B) Clasificarea după perioada de existență a construcției în care se produce cedarea

C) Clasificare după locul în care a apărut cedarea

- deversarea peste coronamentul construcției, în fundația construcției, în structura de rezistență a barajelor din materiale locale, la elementele de etanșare din materialele pământoase, în structura barajelor din beton, la elementele de etanșare din materiale nepământoase, la construcții și instalații anexe barajelor.

D) Clasificarea după modul în care fenomenele de cedare se desfășoară în timp

- cedări lente, cedări rapide și cedări bruște, combinații ale acestora.

E) Clasificarea după mărimea solicitărilor la care se produce cedarea

- forme de cedare la solicitări reduse, situate sub valoarea celor la care a fost conceput să reziste obiectul în cauză.

- forme de cedare la solicitările ce au stat la baza concepției obiectului în cauză.

- forme de cedare la solicitări excepționale ce n-au fost luate în considerare la definirea obiectului.

F) Clasificarea după obiectul afectat al amenajării

- cedări la construcțiile de retenție și captare, la construcțiile de derivare, la cele de folosirea a apei și la cele conexe și anexe.

G) Clasificarea după cauzele care au generat fenomenele de cedare

- nerespectarea condițiilor de stabilitate, avarierea construcției sau fundației
- nerespectarea condițiilor de durabilitate
- nerespectarea condițiilor de funcționalitate
- alte cauze: seisme, explozii, acțiuni deliberate

O altă clasificare ar fi a cauzelor din categoria deficiențelor umane:

- nivelul cunoștințelor umane
- posibilitățile limitate ale studiilor de teren
- volumul și calitatea studiilor de teren
- calitatea proiectelor
- calitatea execuției lucrărilor
- modul în care se efectuează exploatarea și întreținerea amenajărilor
- modul în care se efectuează supravegherea comportării construcțiilor

Din statisticile efectuate rezultă că cedările construcțiilor hidrotehnice au fost în mare parte din cedarea fundațiilor (40%), adică problemele mari sunt în special la infrastructură. Din seism doar 2%, ceea ce arată o comportare mai satisfăcătoare a construcțiilor la seism. (statistică întocmită de ONU în 1970 la Geneva, sau Thiriot). Ca și procent, locul doi în cauze îl ocupă descărcătorii de ape mari, cei care produc avarii de 23%.

La noi în țară din punct de vedere al distrugerilor, centralele ocupă penultimul loc, cu un procentaj de 4.3%, și acestea sau produs în mare parte din cauza incidentelor. [3]

1.3. Prezentarea centralei hidroelectrice de la Subcetate

În cadrul amenajării hidroenergetice a râului Strei pe sectorul Subcetate – Simeria, s-a realizat centrala de tip baraj, CHE Subcetate fiind amplasată pe malul stâng al râului Strei și face corp comun cu barajul. Centrala de la Subcetate are un debit instalat de $2 \times 50 \text{ m}^3/\text{s}$, cu un $H_{\text{brut}}=14.5\text{m}$, necesară celor două turbine Kaplan KVB6.4-14, cu hidrogenatoarele aferente lor. Suplimentar s-a montat un descărcător de ape mari (by pass) și un CEMP cu o turbină FO 230/720. Cota ± 0.00 a centralei este 279.50 mdM, care corespunde cotei ax rotor turbină Kaplan.

CHE Subcetate se află în construcție încă din perioada 1991, iar astăzi se află în stadiul de finisaje (2005).



Fig. 1.3.1.

Imaginea de mai sus reprezintă o vedere din aval a centralei. Se poate observa stadiul de lucru din șantier. În vederea amonte a centralei se vor putea observa pilele centralei, o imagine frontală a centralei nefiind posibilă.



Fig. 1.3.2

Următoarea imagine prezentată, este o vedere de pe centrala spre amonte a viitorului lac de acumulare.



Fig. 1.3.3



Fig. 1.3.4 - Vederea spre aval de pe centrala de la Subcetate

Observând nișele batardourilor împreună cu unul dintre inginerii constructori ai acestei centrale, domnul inginer Victor Codrea:



Fig. 1.3.5



Fig. 1.3.6 - Imagine a grătarului dintre pile

Centrala de la Subcetate este echipată cu stavile segment, care la ora la care s-au realizat imaginile, era ridicată. Se va prezenta o vedere amonte și una aval a stavilei:



Fig. 1.3.7 – Vedere amonte a stăvililor



Fig. 1.3.8 - O vedere a pilelor din aval:



Fig. 1.3.9 - O vedere a modului de rezemare al stavilei pe culee;



Fig. 1.3.10

Centrala de la Subcetate, se află în stadiul de finisaje, acestea fiind după cum se va putea observa, finisaje moderne realizate din gresie și faianță, tâmplărie PVC, vopsele lavabile, etc...



Fig. 1.3.11



Fig. 1.3.12

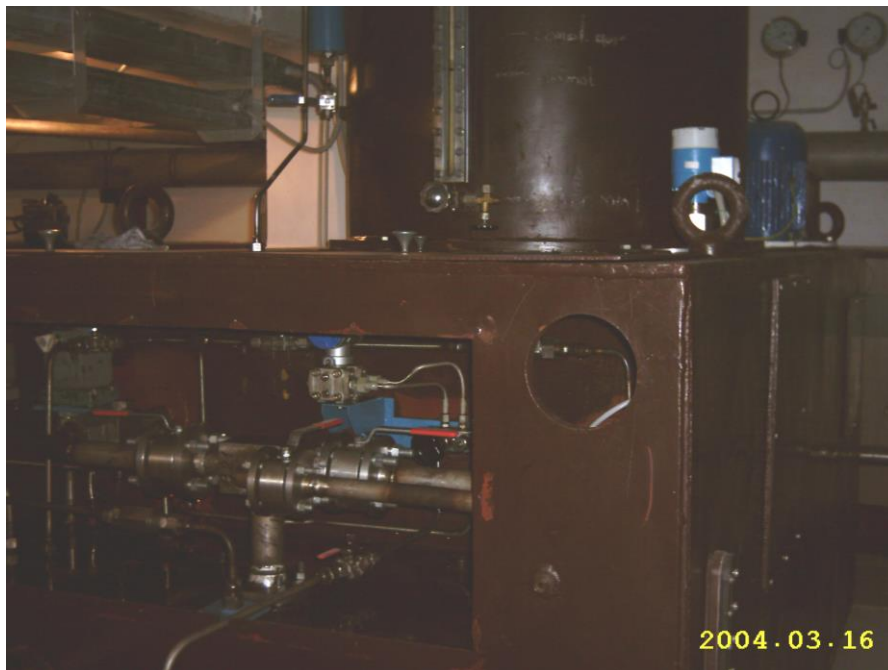


Fig. 1.3.13



Fig. 1.3.14



Fig. 1.3.15

În imaginea de mai jos se poate observa camera spirală a centralei:



Fig. 1.3.16



Fig. 1.3.17 - Turbina cu ax orizontal, montată pentru deservirea CHE Subcetate:



Fig. 1.3.18

În figura ce urmează se va prezenta o secțiune transversală prin centrala de la Subcetate:

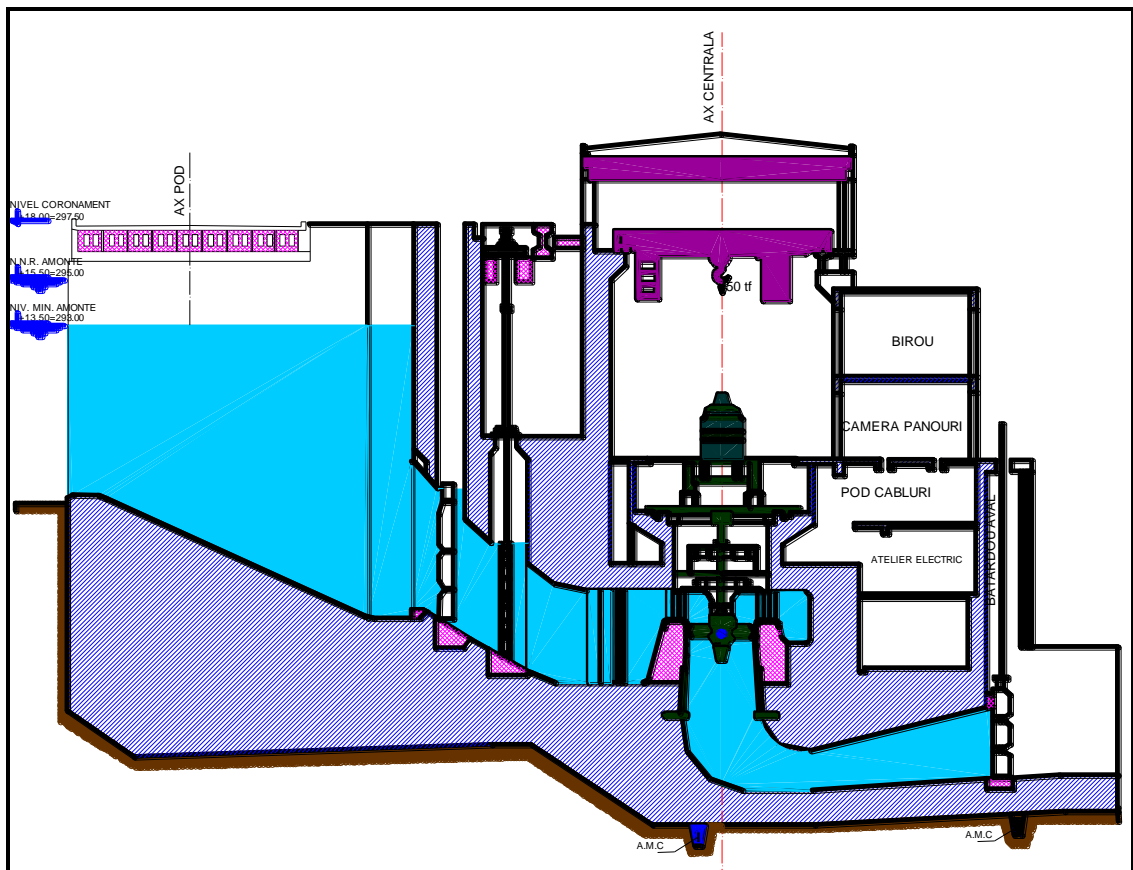


Fig. 1.3.19

Ca amplasament al centralei pe râul Strei se poate observa că se află în aval de centrala de la Sântă Mărie Orlea și înainte de Plopi (fig 1.3.20).

Centrala de la Subcetate este de același tip ca și cele din apropiere cum ar fi cea de la Sântă Mărie Orlea sau Plopi. Are o putere instalată de $P_i=11.5$ MW, și o energie $E_m=21.9$ GWh/an. [5]

Din mai multe motive obiective centrala de la Subcetate a fost aleasă pentru studiu. Ea fiind una dintre ultimele centrale care se execută în România, care a suferit unele modificări în faza de proiectare și sigur una dintre cele mai moderne centrale de tip baraj executate la noi în țară.

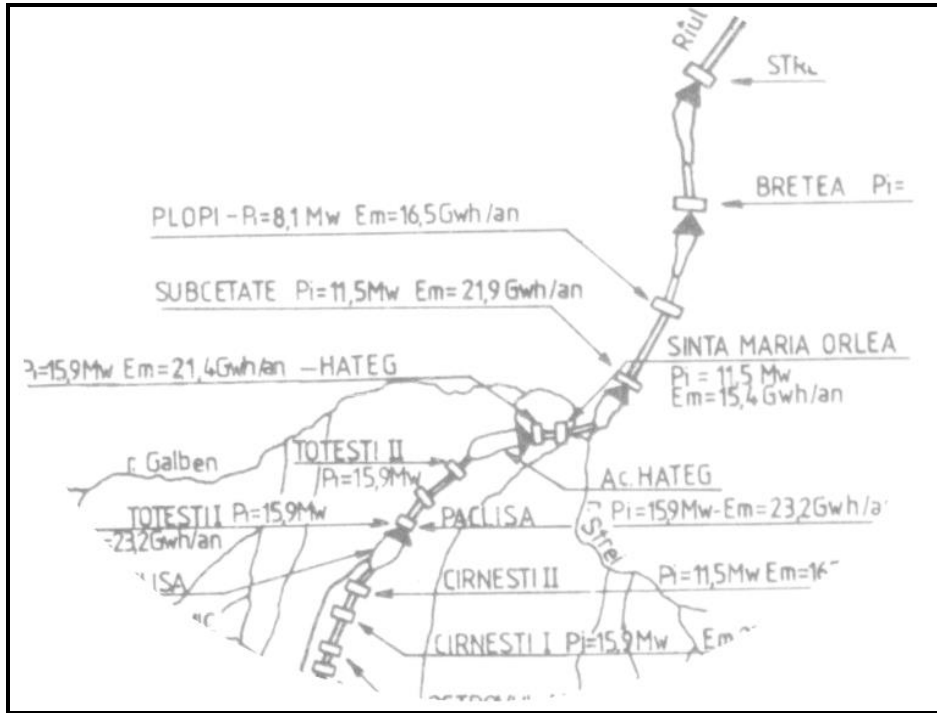


Fig. 1.3.20

2. Metode de calcul ale infrastructurii centralelor hidroelectrice în regim static și dinamic

2.1. Particularități ale infrastructurii centralelor hidroelectrice

2.1.1. Rolul infrastructurii

Infrastructura are rolul de a susține echipamentul principal al centralei. Ea cuprinde golurile și canalele necesare pentru accesul și evacuarea apei de acționare a turbinelor, pentru cablurile electrice, conductele de aer, instalațiile de ulei sub presiune și pentru alte instalații de aer auxiliare. Infrastructura cuprinde de obicei două blocuri distincte, blocul agregatelor și blocul de montaj.

Blocul agregatelor, ca alcătuire și dimensiuni, este influențat de următorii factori:

- *fluxul hidraulic* (racordul cu conducta forțată sau cu bieful din amonte, carcasa spirală și aspiratorul)
- *echipamentul principal* (turbine și generatoare)
- *condițiile de montaj și demontaj* ale echipamentului principal

La centralele cu grupuri, cu aspiratoare, amplasarea aspiratoarelor determină înălțimea masivului infrastructurii. Lungimea blocului este dependentă de prezența vanelor cu închidere rapidă din fața turbinelor.

În infrastructură există încăperi anexă cum ar fi: stații de pompare centralizate, stații de compresoare, gospodării de ulei, instalațiile apei de răcire, etc.

Platforma de montaj trebuie să asigure condițiile necesare pentru montarea și demontarea echipamentului principal. [7]

2.1.2. Infrastructura centralelor cu turbine cu cameră deschisă

Turbinele cu cameră deschisă se folosesc numai la centralele de joasă cădere, rotorul fiind amplasat într-o cameră cu nivel liber. La centralele de acest tip se folosesc ca elemente constructive caracteristice priza, camera turbinei, aspiratorul și canalul inferior.

Priza este parte prin care pătrunde apa din bieful amonte în camera turbinei. Aici mai intră în componența prizei, pragul, grătarul și stavilele.

Camera turbinei poate fi dreptunghiulară, în cazul centralelor mai vechi, sau sub alte forme mai complicate, chiar spirale, realizate la centralele mai noi.

Aspiratorul se realizează de cele mai multe ori din metal, dar și în unele cazuri din beton sau beton armat. Secțiunea trece de la o formă circulară la una dreptunghiulară (fig.2.1.1), [8]:

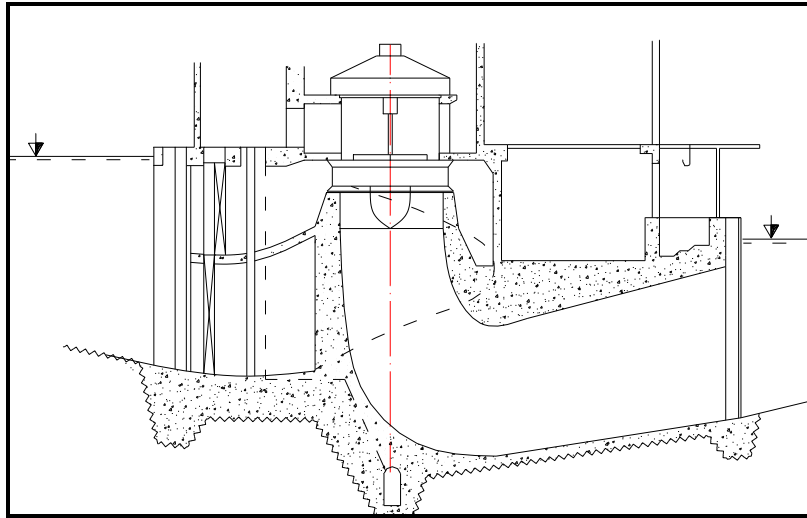


Fig. 2.1.1

2.1.3. Infrastructura centralelor cu turbine cu ax vertical și carcasă spirală din beton

Acest tip de turbină este folosit până la căderi de 30 m, însă nu este recomandabil la căderi de peste 20 m, datorită complicațiilor care apar la construcția de beton a carcasei din beton armat. Camera de acces a apei este închisă, lucrând sub presiune. (figura 2.1.2).

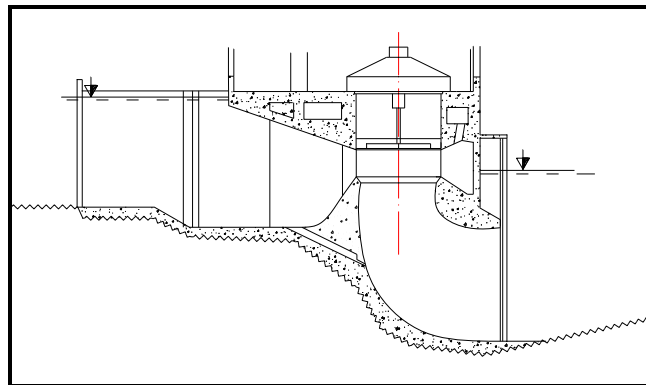


Fig. 2.1.2

2.1.4. Infrastructura centralelor cu turbine cu ax vertical și carcasă spirală metalică

Aceste tipuri de turbine se folosesc pentru orice puteri, la căderi mai mari de 15 m. Sunt situații când o astfel de carcasă este mai economică și pentru căderi mai mici de 15 m, prin faptul că evită lucrările de cofrare foarte complicate. Viteza maximă a apei în camerele spirale metalice este de 6 m/s. (figura 2.1.3).

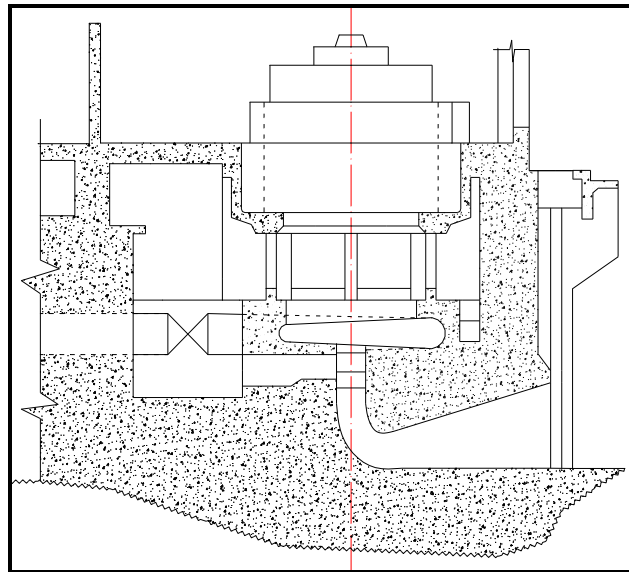


Fig. 2.1.3

2.1.5. Infrastructura centralelor cu turbine cu ax orizontal și carcasă metalică

Acest tip de turbină se utilizează numai la căderi mari. Conducta forțată coboară sub carcasă spirală și printr-o porțiune în contrapantă realizează racordul cu aceasta (vezi figura 2.1.4). Agregatele se pot dispune la orice cotă cu respectarea înălțimii de aspirație limită. [12]

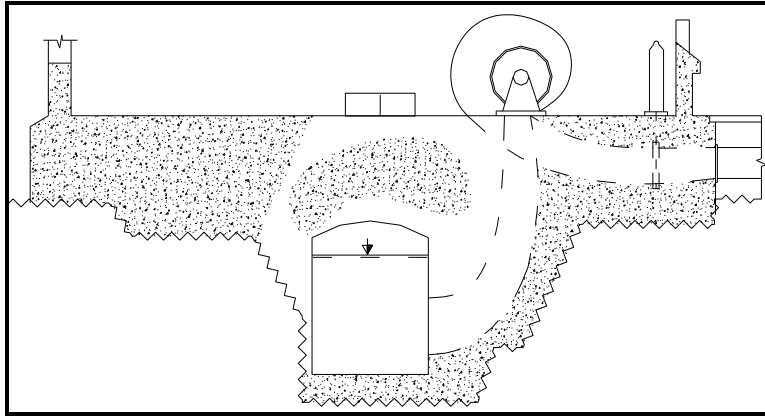


Fig. 2.1.4

2.1.6. Infrastructura centralelor cu turbine cu acțiune

Turbinele cu acțiune de tip Pelton necesită infrastructuri mai puțin complicate decât turbinele cu reacțiune (Francis, Kaplan, etc). Axul lor poate fi vertical sau mai frecvent orizontal. Dimensiunile și dispoziția infrastructurii se stabilesc în general de către constructorul turbinei. (figura 2.1.5).

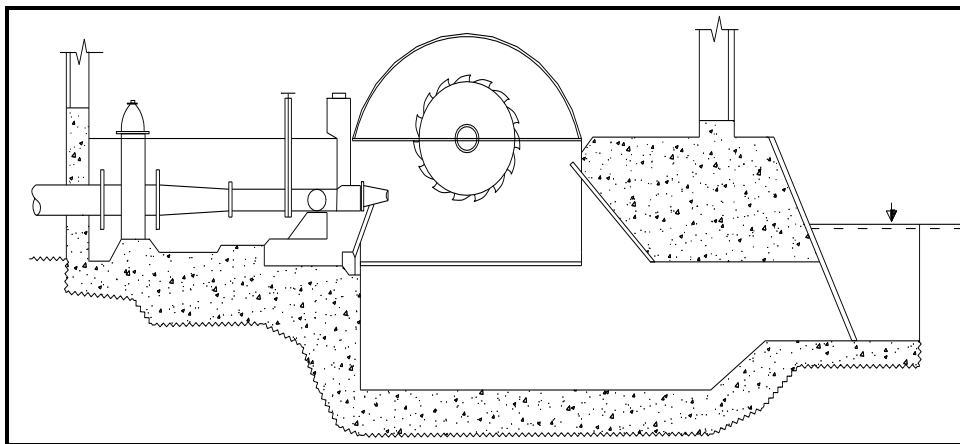


Fig. 2.1.5

2.1.7. Rosturile infrastructurii

Rosturile de dilatație permanente ale infrastructurii se prevăd la 40...60 m. La centralele mai mici cu 1 sau 2 agregate, care se încadrează în lungimile de 40...50 m, nu sunt necesare rosturi de dilatație. Blocul agregatelor și blocul de montaj sunt concepute în acest caz ca o construcție unitară

La elementele subțiri aflate sub presiunea apei – zidurile de presiune din amonte și aval și pereții camerei spirale – rosturile de lucru sunt etanșate cu tole dispuse înaintea armăturii, tole care împiedică infiltrația și protejează armătura împotriva coroziunii. La interiorul clădirii zidul de presiune amonte este dublat de un perete mască, cu rol arhitectonic care creează și un spațiu de ventilație și drenaj. Rosturile de dilatație se pot prevedea și la distanțe mai mici, dacă sunt denivelări importante între cota de fundare a blocurilor de montaj și cota de fundare a blocurilor agregatelor. [10]

Condiții de fundare

Condițiile de fundare trebuie să îndeplinească un rol foarte important, în special la centralele baraj, care sunt supuse la solicitări asemenea stăvilărilor din restul deschiderii. La acest tip de centrale studiile de teren trebuie să determine toți coeficienții geotehnici necesari: eforturile admisibile, coeficientul de frecare statică, coeziunea, coeficientul de permeabilitate etc. Pentru asigurarea acestor coeficienți se i-au măsuri de stabilitate la fel ca în cazul barajelor.

Fundațiile se duc de obicei până la roca de bază, iar în cazul unor terenuri mai slabe se folosesc fundații pe chesoane. Pentru reducerea infiltrațiilor pe sub centrală se folosesc ecrane din palplanșe sau piteni din beton, care se duc până la stratul impermeabil sau la roca de bază.

În cazul centralelor-baraj și al uzinelor de derivație, condițiile de fundare nu influențează dimensiunile în plan ale infrastructurii. Acestea sunt date după cum am amintit, din amplasarea echipamentului principal și auxiliar.

În terenuri cu infiltrații mari de apă se evită fundarea la mare adâncime pentru-ca să se evite afluxul mare de apă care ar apărea în execuție. [1]

2.2. Stabilirea încărcărilor care acționează asupra centralelor hidroelectrice, în special asupra infrastructurii acestora

Încărcările ce acționează asupra centralei hidroelectrice sunt diverse, unele având efect asupra structurii, dar altele de o intensitate mai mică pot fi neglijate. În general forma și dimensiunile infrastructurii sunt determinate în primul rând de tipul și gabaritul turbinei, iar în al doilea rând de tipul agregatului. Noțiunea de agregat include aici turbina, generatorul, cum și toate echipamentele auxiliare, aferente acestora. Nu există date exacte cu privire la spațiul necesar pentru o turbină de o cădere și putere dată. Astfel la dimensionarea infrastructurii, nu se prea poate ține cont de niște date exacte, în ceea ce privește echipamentul hidromecanic, astfel că infrastructura se dimensionează după unele date bazate pe experiență din care se pot determina niște dimensiuni aproximative.

Din cauza acestei aproximări a dimensiunilor infrastructurii centralelor, ele pot rezulta deseori destul de mari, mărindu-se astfel greutatea proprie a centralei.

În cazul centralelor baraj de tip fluvial (de joasă cădere), care reprezintă subiectul tezei de doctorat, cele care preiau presiunea apei din amonte, reprezintă construcții spațiale complexe, alcătuite dintr-un număr mare de elemente cu contur complicat și rigiditate variabilă, legate monolit. Calculul unui astfel de sistem practic este imposibil și ca urmare în practica de proiectare se admit aproximații de diferite grade privind comportarea statică și dinamică a sistemului.

În stabilirea încărcărilor care acționează asupra infrastructurilor centralelor hidroelectrice, se vor face deasemenea unele aproximații, deoarece o valoare anume este dificil de stabilit.

Încărcările se grupează și ele în ipoteze de încărcare. Astfel că avem unele ipoteze de încărcare în timpul execuției centralei și alte ipoteze în cazul funcționării centralei. [1]

2.2. Stabilirea încărcărilor care acționează asupra centralelor hidroelectrice, în special asupra infrastructurii acestora 39

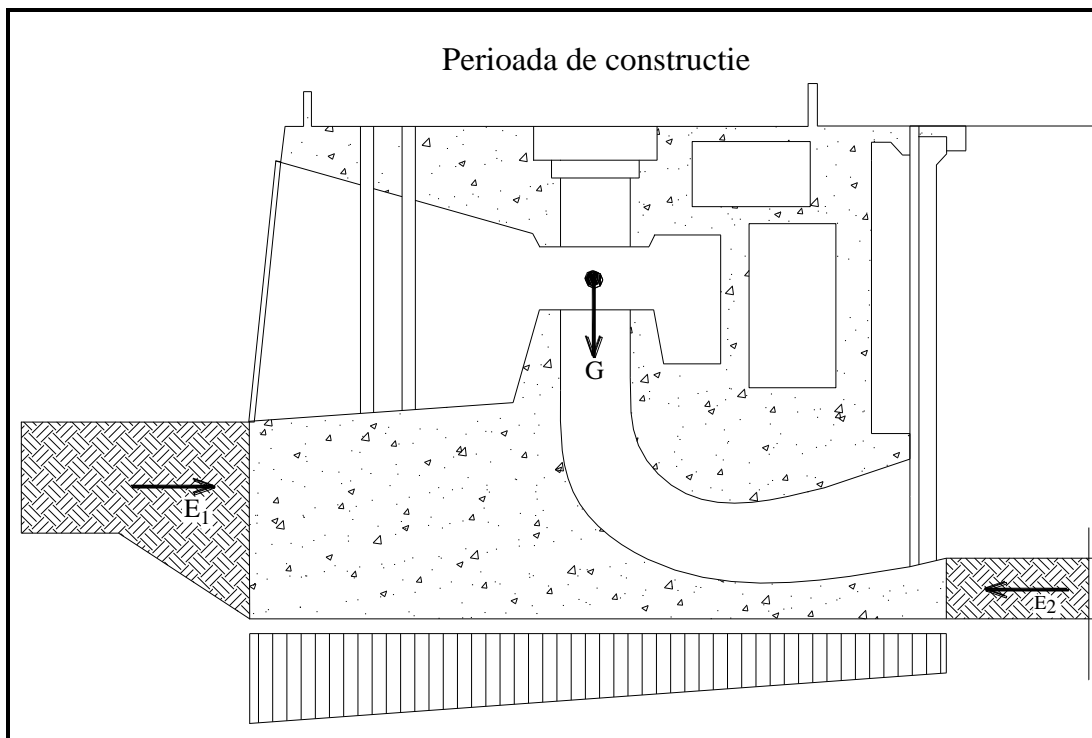


Fig. 2.2.1

40 Metode de calcul ale infrastructurii centralelor hidroelectrice în regim static și dinamic – 2

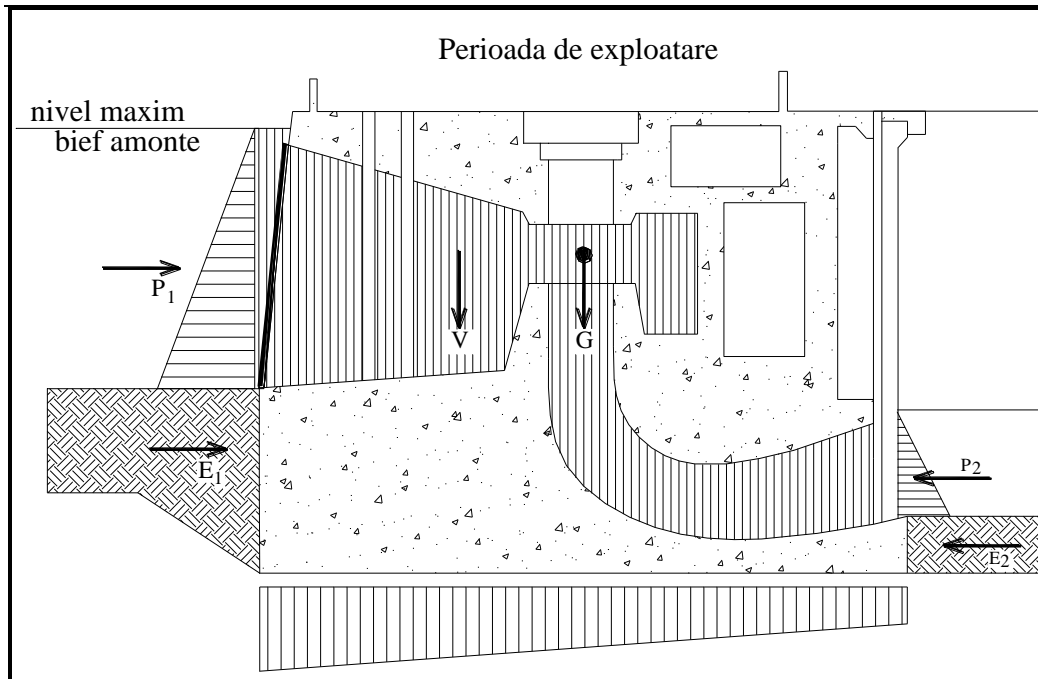


Fig. 2.2.2

2.2. Stabilirea încărcărilor care acționează asupra centralelor hidroelectrice, în special asupra infrastructurii acestora 41

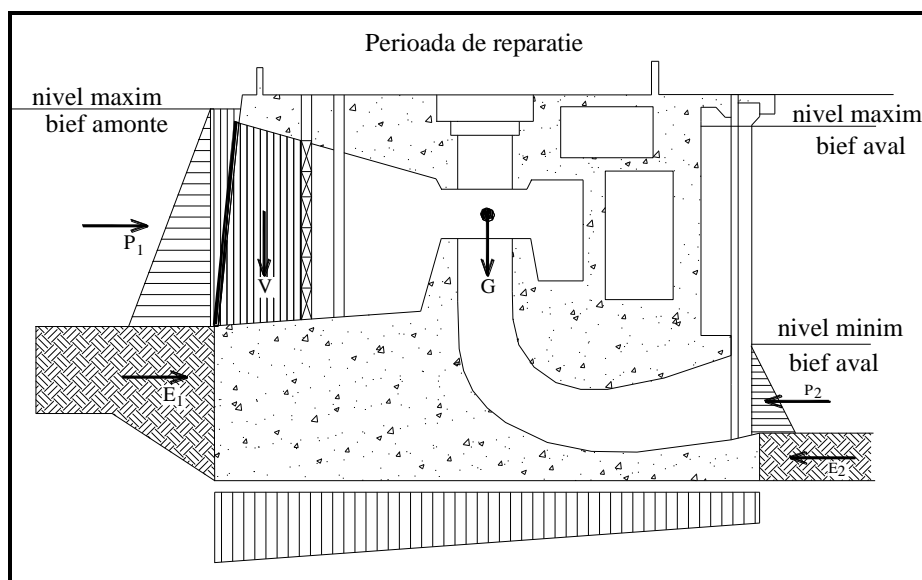


Fig. 2.2.3

În timpul execuției centralei, infrastructura se încarcă cu greutatea proprie a anumitor stadii de execuție, apoi se încarcă cu echipamentul hidromecanic necesar centralei. Spre final la execuția suprastructurii, infrastructura va fi încărcată și cu aceasta, în care intră și greutatea utilajelor din sala de montaj, și greutatea macaralei. Pe lângă toate acestea mai pot apărea și alte încărcări neprevăzute, în infrastructură din cauza nerespectării normelor prevăzute de către fabricantul părții hidromecanice. Acestea pot afecta structura până acolo în cât pot produce fisuri în betonul turnat inițial. Acest lucru se poate întâmpla când la unele centrale cu carcase spirale din metal, aceste se montează vara la temperaturi ridicate, și când carcasa este parțial acoperită de umbra și parțial este expusă la soare. Se pot produce dilatări ale camerei spirale până la 12 cm la un diametru de 9 m. Astfel de încărcări nu s-au luat niciodată în calcul, datorită greutății stabilirii lor. Aceste încărcări pot fi introduse în categoria celor excepționale.

În timpul exploatării centralei se poate lua ca ipoteze de încărcări următoarele:

- *ipoteza condițiilor normale de exploatare*: greutatea proprie a centralei, presiunea apei la nivelul retenției normale și extraordinare, subpresiunea în ipoteza funcționării dispozitivelor de drenare și combatere a infiltrațiilor, împingerea pământului, inclusiv a aluviunilor după colmatarea biefului amonte, presiunea valurilor presiunea vânturilor și alte sarcini.
- *ipoteza condițiilor extraordinare de exploatare*: intervin în plus solicitările seismice, presiunea apei la trecerea debitelor maxime de verificare, subpresiunea în cazul perturbării dispozitivelor de drenaj.

2.3. Metode de calcul în regim static

La centralele mici și mijlocii calculul static se efectuează prin împărțirea întregii centrale în elemente separate și analizarea lor după schemele statice tip (grinzi, plăci, cadre etc.). La centralele mari, unde dimensiunile centralei și sarcinile transmise fundației sunt importante, un astfel de calcul, deși asigură rezistența necesară pentru elementele izolate, nu va asigura rezistența întregii construcții pe o direcție normală față de cea adoptată la calculul elementelor izolate. În acest caz este necesar a se considera întreaga centrală ca o grindă de formă neregulată. Se face încovoierea generală a structurii, așezată pe o fundație deformabilă și încărcată cu forțe distribuite funcție de natura terenului.

Metoda de calcul care răspunde corect modului real de comportare al construcției constă din:

- calculul rezistenței generale a clădirii pe direcția curgerii;
- calculul rezistenței generale a clădirii pe direcția normală curgerii;
- calculul elementelor clădirii, luate separat, la sarcinile locale.

Analiza completă din punct de vedere static a clădirii centralei cuprinde:

- verificarea stabilității generale și a eforturilor în fundație;
 - verificarea rezistenței generale pe două direcții;
 - calculul canalului (conduței) de intrare;
 - calculul camerei spirale;
 - calculul aspiratorului;
 - calculul planșeului generatoarelor;
 - calculul elementelor secundare (pile aval, planșee intermediare, puțuri etc.);
 - calculul suprastructurii (inclusiv grinzi podului rulant și stâlpii de susținere).
- Analiza statică nu are decât un caracter de verificare și determină armarea necesară. Dacă anumite elemente nu corespund condițiilor de rezistență se va proceda la sporirea dimensiunilor lor, dar întotdeauna fără a stânjenii condițiile funcționale.

Verificarea stabilității generale și a eforturilor în fundație

Pentru a determina coeficientul de siguranță la alunecare se ia în considerație combinația de încărcări corespunzătoare forțelor orizontale maxime și a forțelor verticale minime. Eforturile tangențiale de frecare se consideră uniform distribuite pe proiecția orizontală a fundației și numai în cazurile când este asigurată aderența se consideră și efectul lor pe suprafețe înclinate al fundației. Condiția de stabilitate la alunecare este dată de relația $k \sum H \leq f(\sum V - S)$, unde $\sum H$ – suma forțelor orizontale; $\sum V$ – suma forțelor verticale; f – coeficientul de frecare statică dintre talpă și terenul de fundație; k – coeficientul de siguranță; S – rezultanta subpresiunilor.

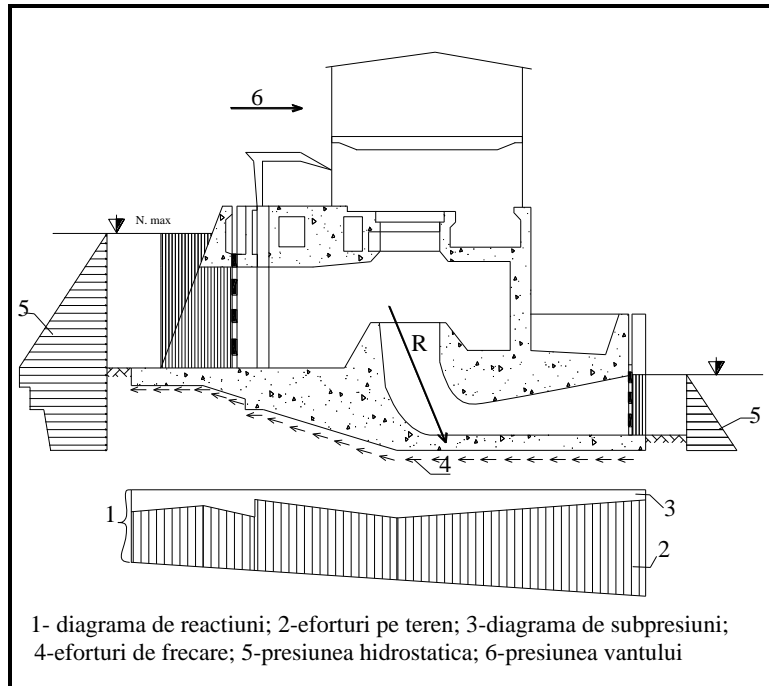


Fig. 2.3.1

Dacă cu dimensiunile constructive admise nu este satisfăcut coeficientul de siguranță la alunecare se va proceda la:
adâncirea infrastructurii;

- execuția unor pînți mai adânci;
- execuția unor puțuri umplute cu nisip, care străbat diferitele straturi ale fundației;
- legarea cu un avanradier ancorat;
- încărcarea suplimentară cu apă sau pământ;

reducerea subpresiunilor etc.

În general la centralele baraj se iau aceleași măsuri constructive ca în cazul barajelor.

Distribuția presiunilor pe teren

Se determină în vederea găsirii valorilor maxime și minime ale acestor încărcări spre a se evita apariția de eforturi care să depășească capacitatea portantă a terenului.

Calculul se face în trei ipoteze:

- ipoteza de exploatare la nivel normal de retenție
- ipoteza de exploatare la ape mari
- ipoteza de reparații.

44 Metode de calcul ale infrastructurii centralelor hidroelectrice în regim static și dinamic – 2

Distribuția de eforturi se consideră constantă după direcția normală curgerii și se

determină cu formula: $\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$, unde: ΣV – componenta verticală a

rezultantei

e – excentricitatea rezultantei

A – aria suprafeței de fundație

B – lățimea fundației pe direcția excentricității

Tasarea fundației

La centralele mari, care transmit încărcări mari terenului de fundație și unde ștraturile de adâncime sunt antrenate la preluarea lor, pot apărea tasări importante. În afară de *rezistență admisibilă* apare și noțiunea de *tasare admisibilă*. Pentru a evita aceste tasări sunt necesare măsuri constructive în vederea uniformizării eforturilor pe teren.

Calculul aspiratorului

La determinarea sarcinilor care acționează asupra elementelor de rezistență ale aspiratorului se iau în considerație două ipoteze de încărcare:

- funcționarea normală a agregatului, când pe radierul aspiratorului acționează de jos în sus reacțiile terenului și subpresiunea, iar la partea interioară acționează presiunea apei corespunzătoare nivelului aval;
- oprirea bruscă a agregatului, când pe radier acționează de jos în sus reacțiunile terenului și supresiunea, iar la partea interioară există o depresiune produsă de oprirea bruscă a curgerii debitului; valoarea absolută a depresiunilor depinde de timpul de închidere a vanei turbinei, de lungimea aspiratorului, de viteza inițială a apei și de rugozitatea aspiratorului; în cazul centralelor mici se ia în considerație, în mod acoperitor, un vid total în interior.

Pentru lucrări importante, în dorința de a realiza construcții economice, se efectuează studii de laborator care stabilesc cu precizie distribuția presiunilor în interiorul aspiratorului pentru cele două ipoteze menționate. În figura de mai jos sunt prezentate distribuțiile de presiune într-un aspirator de mare capacitate, după studiile efectuate de *H. Rohde*.

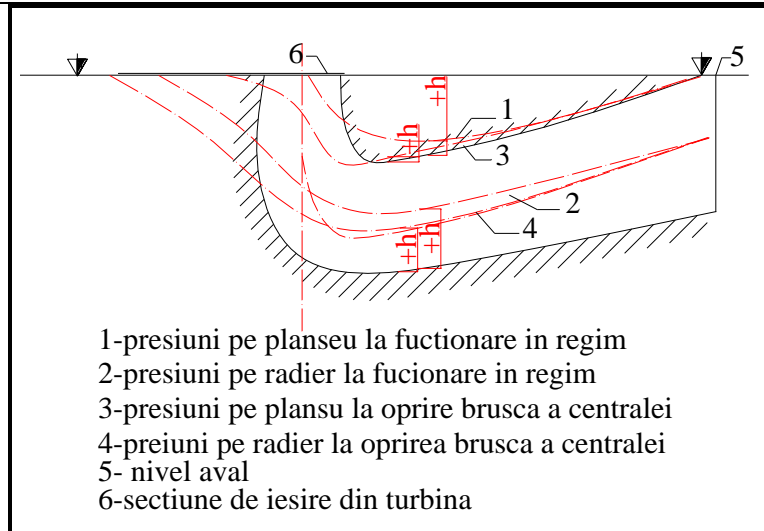


Fig. 2.3.2

Pentru stabilirea schemei statice se ține seama de conlucrarea radierului, pereților despărțitori și a planșeului superior, care formează împreună cu cadrul sau mai multe cadre perpendiculare pe direcția curgerii. Dacă grosimea radierului este mare în raport cu a celorlalte elemente (pereți despărțitori, pile intermediare) el poate fi dimensionat ca o grindă continuă. Când grosimile acestor elemente sunt apropiate, se consideră în calcul un cadru mic (fig. 2.3.3 - a). Dacă unii dintre pereții despărțitori sunt mai groși, se pot considera drept cadre separate încastrate în pereți (fig. 2.3.3 - b). În zona cotului aspiratorului, unde înălțimea secțiunii este mai redusă, se poate considera că radierul și planșeul superior sunt încastrate în pereții intermediari (fig. 2.3.3 - c).

Dat fiind că solicitările ca și dimensiunile geometrice sunt variabile în sensul curgerii, pentru efectuarea calcului static tuburile de aspirație se împart în zone. Zonele se aleg astfel ca să cuprindă elementele geometrice și solicitările caracteristice. În toate cazurile zona cotului se tratează ca o problemă separată, datorită geometriei sale distincte. [1]

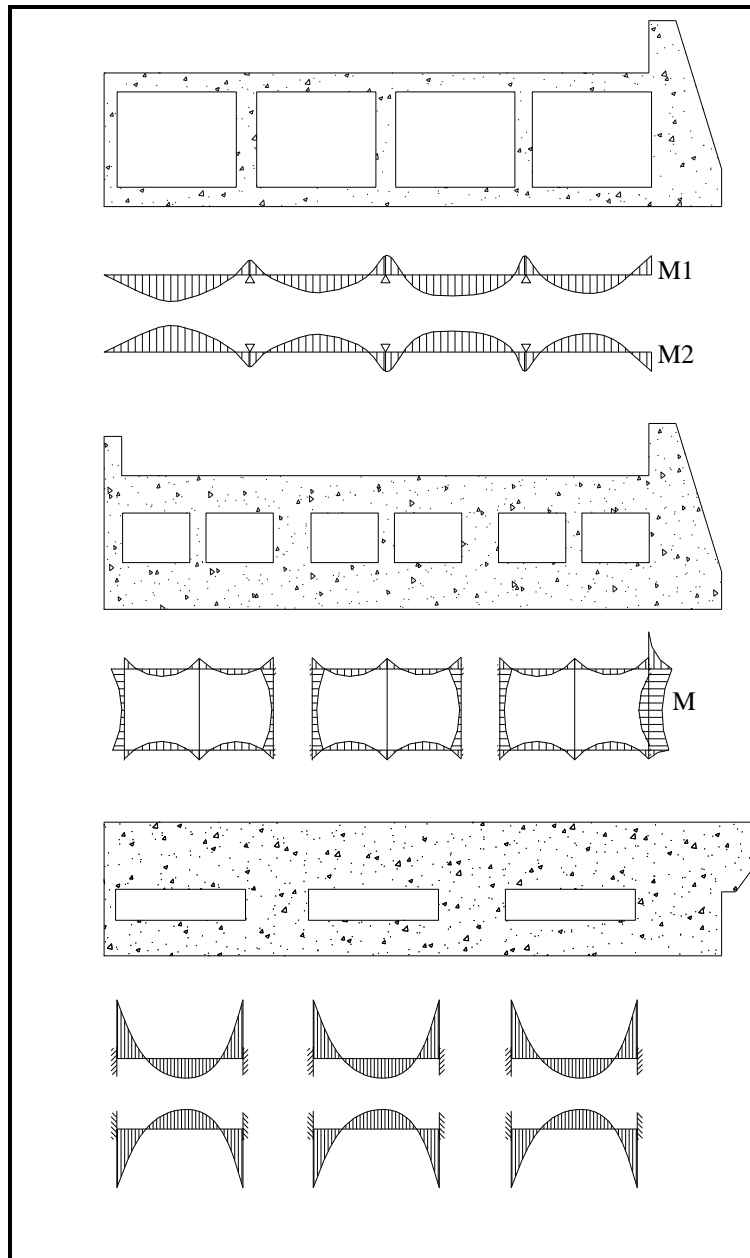


Fig. – 2.3.3 - (a,b,c)

Radierul aspiratorului se aproximează în zona cotului, atunci când pilele intermediare sunt mai scurte, cu o placă trapezoidală încastrată pe trei laturi, dublu armată (fig. 2.3.4). Latura a patra se poate considera liberă sau că sprijină pe pile intermediare. Când în difuzorul aspiratorului nu există pile, placa cotului poate fi calculată aproximativ ca jumătatea unei plăci circulare, încărcată uniform. Dacă există o singură pilă, reacțiunea în reazem a pilei se determină din egalitatea săgeților la încovoierea plăcii circulare, încărcată cu o sarcină uniformă, respectiv cu una concentrată. (fig. 2.3.5)

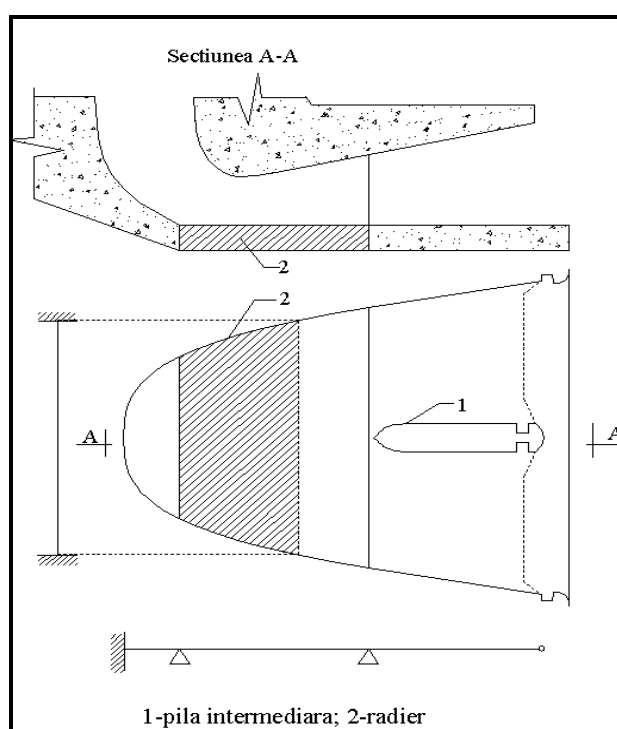


Fig. 2.3.4

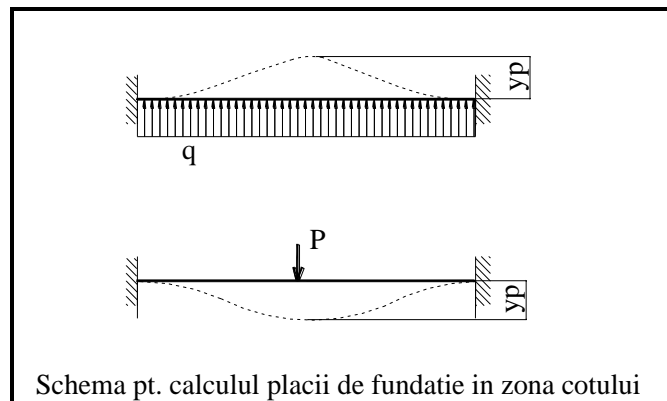


Fig. 2.3.5

Stabilirea celor două momente după cele două direcții x și y vor fi:

$$M_x = M_R \cos \alpha; \quad M_y = M_R \sin \alpha$$

unde α este unghiul dintre momentul rezultat și direcția de armare.

La calculul planșeului superior al aspiratorului dificultatea o reprezintă stabilirea schemei statice. Se admite că planșeul se descompune în fâșii perpendiculare pe axul longitudinal al aspiratorului, calculându-se fiecare fâșie la sarcina corespunzătoare.

Pereții intermediari sunt solicitați atunci când o turbină este oprită și celelalte funcționează. Se iau ca încărcări împingerea pământului și a apei subterane, în ipoteza compartimentului gol.

Dacă infrastructura este împărțită prin rosturi transversale în blocuri calculul aspiratorului se face considerând elemente independente, static determinate, în acord cu secționarea realizată de rosturi.

Calculul camerei spirale

Analiza statică a camerei spirale cuprinde zidurile laterale, planșeul peste camera spirală și conul de reazem al statorului turbinei. Pentru determinarea încărcărilor zidurilor și planșeului camerei spirale se iau în considerare trei ipoteze de lucru:

-*ipoteza exploataării normale*, când acționează presiunea apei din interior corespunzătoare nivelului din bieful amonte; în rosturile dintre blocurile agregatelor nu există apă;

-*ipoteza opriri bruște a grupului*, când acționează forțele indicate anterior și în plus suprapresiunea dinamică produsă de oprirea bruscă;

-*ipoteza de reparații*, când în interiorul camerei nu există apă, dat fiind că batardourile sunt coborâte și apa epuizată; în exterior acționează presiunea apei corespunzătoare nivelului din aval; la blocurile marginale, în funcție de distribuția constructivă, mai pot apare împingerea pământului, împingerea apei subterane.

Pentru calculul static al conului de reazem al statorului turbinei se va considera presiunea apei din camera spirală, suprapresiunea dinamică produsă de oprirea bruscă, secțiunea din interiorul aspiratorului și sarcinile transmise de grup.

O primă metodă pentru calculul zidurilor și planșeului constă în a admite planșeul ca și o placă inelară din beton cu un gol excentric (golul turbinei), încastrată sau rezemată pe contur. Calculul se face prin împărțirea ei într-o serie de fâșii, gradul de încastrare al acestora în elementele vecine fiind stabilit funcție de rigiditatea elementelor.

O a doua schemă statică ia în considerare conlucrarea dintre planșeu și pereți, considerând întreaga structură ca fiind împărțită în mai multe cadre. În figura de mai jos este arătată secțiunea orizontală prin camera spirală și secțiunile radiale caracteristice după H. Rohde.

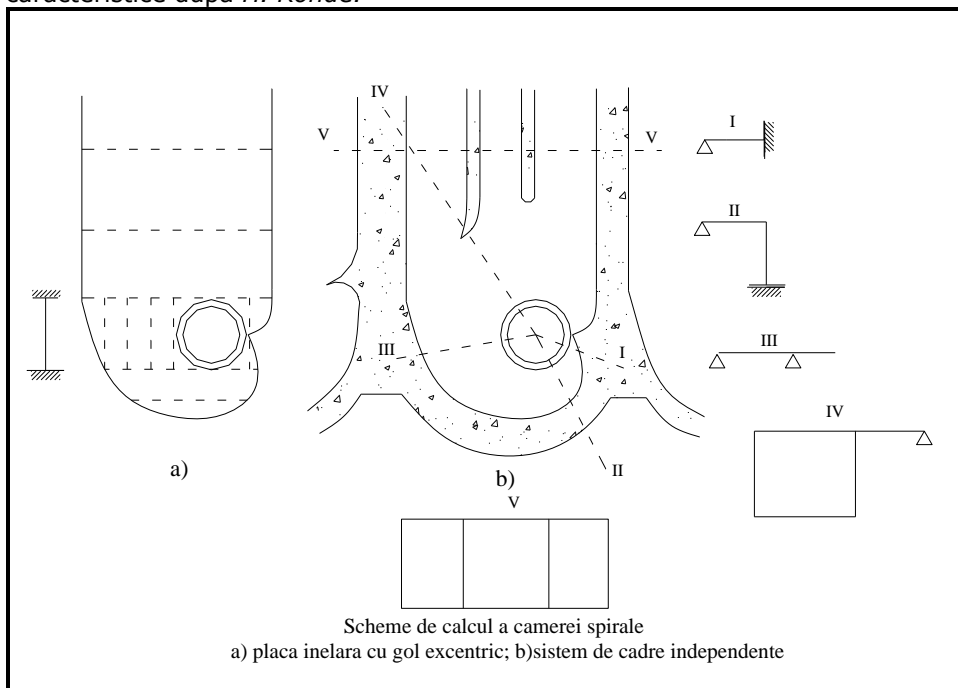


Fig. 2.3.6

Bazată pe cea de a doua metodă, care este cea mai răspândită, o schemă statică (*Goleman și Rudakov*) care corespunde cel mai corect modului real de comportare al structurii consideră că: zidurile laterale și partea din amonte a planșeului formează niște cadre cotite; partea aval a planșeului alcătuiește o placă compusă din grinzi care sprijină pe zidul aval și pe inelul statorului; zidul aval al camerei spirale, de formă cilindrică, este compus dintr-o rețea de grinzi verticale și inele semicirculare orizontale. Cadrele se calculează pe lățime unitară. Stâlpul încastrat în radier, iar rigla se consideră fie încastrată, dacă deasupra statorului turbinei există un inel rigid de beton armat, fie particulară în celelalte cazuri. Armarea se va face conform solicitărilor care apar în plăcile de calcul.

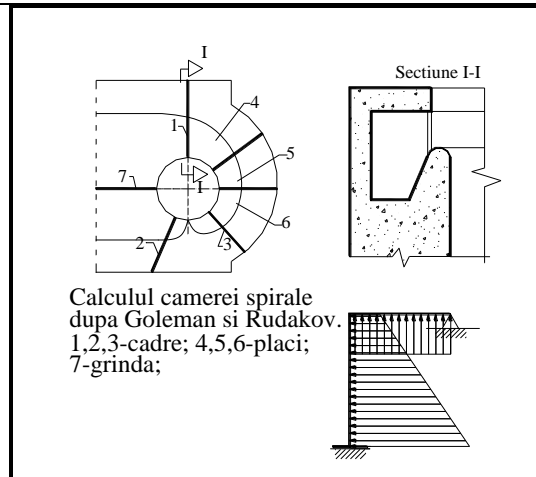


Fig. 2.3.7

La calculul peretelui aval se împarte sarcina totală în două sarcini componente, una repartizată unui sistem de grinzi verticale, în care a fost secționat fictiv peretele, cea dea doua inelului orizontal. Punând condiția ca săgețile celor două elemente să fie egale, se determină cota parte din sarcina totală care revine fiecărui element.

$$p_{inel} = 2 \frac{H \cdot l^4}{64R^2 h^2 + l^4}, \text{ în care } H = 0.5(q_1 + q_2)$$

Din diagrama trapezoidală de încărcare se scade sarcina preluată de inel p_i și cu diferența se încarcă grinziile verticale. Armătura inelară corespunde solicitării axiale:
 $P = p_{inel} \cdot 0.5 \cdot R$

La calculul conului de reazem al statorului turbinei, spre a se ține seama de comportarea statică reală, conul se împarte în arce orizontale, cu lungimea variind cu cota, și în console verticale.

Calculul canalelor de admisie

În cazul centralelor de joasă cădere canalul sau conducta de admisie face corp comun cu infrastructura și reprezintă un element al ei. Calculul se face considerând canalul ca formând un sistem de cadre perpendiculare pe direcția curgerii. În zona de după stavile și batardouri, solicitările se încadrează în două ipoteze de lucru:

- când grupul este în funcțiune și acționează de jos în sus reacțiunile terenului și subpresiunea, iar de sus în jos presiunea apei corespunzătoare nivelului din amonte; dacă construcția este împărțită în blocuri, atunci în rosturile din pile acționează presiunea apei sau la blocurile extreme de

pe pereții laterali poate acționa împingerea pământului, presiune apei subterane, etc.

când grupul este în reparație organul de închidere din amonte este închis și deci acționează solicitările de mai sus amintite, mai puțin presiunea apei.

În zona nișelor pentru stavile și batardouri se ține seama de slăbirea secțiunii pilei și se întocmește un calcul special. Zona slăbită de nișe se consideră ca o grindă L, care transmite sarcinile pe direcția orizontală.

Calculul fundațiilor generatorului

Fundațiile generatoarelor grupurilor mari sunt supuse unor solicitări importante. Pentru grupuri cu ax vertical ele sunt: solicitări elastice, date de greutatea proprie a fundației generatorului, de încărcarea planșeului sălii mașinilor și de greutatea statorului generatorului, și solicitări dinamice, produse de greutatea rotorului generatorului, a turbinei și a arborelui acestuia, de presiunea axială a apei și de momentele de torsiune.

Calculul planșeului sălii mașinilor

Planșeul se calculează la sarcinile datorate așezării și manevrării echipamentului în perioada de montaj. În vederea determinării cât mai exacte a acestor sarcini este necesar să se alcătuiască scheme de montaj ale echipamentului principal. Întrucât la manipularea pieselor echipamentului apar inerent șocuri, sarcinile statice se multiplică cu coeficienți de impact $\varphi=1,20\dots1,40$. Pentru dimensionarea planșeului se determină o încărcare uniformă, care are formula:

$$q=(0,7\dots0,10)\cdot G \quad (\text{t/m}^2)$$

unde **G** este greutatea rotorului generatorului împreună cu arborele, în **t**.

Capacele care acoperă diferite goluri din planșeul sălii mașinilor se calculează, pentru situațiile curente la o sarcină uniform distribuită $q=500 \text{ kg/m}^2$.

Calculul cadrelor din sala mașinilor

Încărcările de calcul pentru cadrele principale ale clădirii centralei sunt:

- sarcinile transmise de podul rulant
- sarcinile transmise de riglele superioare care susțin acoperișul
- sarcinile de montaj

Sarcinile transmise de podul rulant se determină pentru poziția cea mai defavorabilă a podului pe direcția longitudinală, care variază între 2% și 10% din sarcinile transportate de podul rulant.

Sarcinile de montaj pot fi preponderente uneori, astfel încât la unele centrale se dimensionează în mod special două cadre la care urmează să se transmită sarcinile în timpul asamblării podului rulant. [1]

2.4. Metode de calcul în regim dinamic

Ansamblul constructiv al centralelor hidroelectrice, alcătuit dintr-o infrastructură masivă și rigidă și o suprastructură ușoară și relativ elastică, încastrată în infrastructură, prezintă o bună rezistență la solicitările seismice. Deși sunt numeroase exemple de centrale care au fost supuse acțiunii cutremurelor, nu se cunosc cazuri de avarii structurale importante, care să fi scos din funcțiune centrala. Părțile avariate au fost limitate în zona de suprastructură, constând din fisuri ale grinzilor, mai rar ale stâlpilor și crăpăturilor în pereții de umplutură.

Modurile posibile de avariere a centralelor constau din:

- alunecarea pe fundație, către aval, a ansamblului centralei, ca urmare a forțelor de inerție și a presiunii hidrodinamice din cele două biefuri;
- tasări și rotiri în plan vertical ale infrastructurii, implicând deverticalizarea axului turbinelor și scoaterea din funcțiune a centralei;
- rotiri în plan orizontal ale blocurilor centralei, ca urmare a torsiunii introduse de asimetria maselor, la centralele cu două turbine pe bloc, atunci când un grup este în funcție și celălalt în revizie, conducând la strivirea contactului la rosturi;
- fisurări în jurul golurilor funcționale, în special în zonele cu muchii vii;
- fisurări în zonele de variație bruscă a rigidității, în special la contactul infra-suprastructură;
- fisurări ale elementelor zvelte de suprastructură grinzi de rulare, ferme de fațadă și acoperiș și crăpături în pereții de umplutură ai încăperilor anexe.

2.4.1. Analiza seismică a ansamblului centralei

Calculul seismic al centralelor supraterane se efectuează în baza conceptului existenței a două tipuri de componente structurale: infrastructura, considerată ca structură rigidă; suprastructura, considerată ca o structură elastică, încastrată perfect în infrastructură.

Analiza seismică a centralei privește verificarea stabilității la alunecare, răsturnare și rotire în plan orizontal și evaluarea eforturilor pe teren sub acțiunea încărcărilor curente și a celor suplimentare introduse de cutremur.

Pentru calcul, încărcările seismice sunt considerate convențional, ca forțe aplicate static pe structură. O analiză seismică completă ar presupune discretizarea ansamblului centrală-teren de fundare-biefuri, într-un sistem cu un număr finit de grade de libertate și aplicarea metodelor de analiză dinamică specificate mai înainte. O asemenea analiză este extrem de dificilă, datorită caracterului spațial al structurii

2.4. Metode de calcul în regim dinamic

și numeroaselor elemente și goluri funcționale, care măresc foarte mult numărul gradelor de libertate. De altfel în literatura de specialitate nu există nici un fel de precizare cu privire la o analiză dinamică completă a centralelor hidroelectrice.

O atenție specială se acordă metodelor recente de calcul seismic, în special a celor care modelează comportarea construcțiilor hidrotehnice în stadii limită postelastice. Pe această bază se studiază mecanismele de cedare la cutremur a construcțiilor hidrotehnice și se cuantifică mai realist rezervele lor de rezistență la aceste acțiuni.

În analiza statică, în predicția cedării structurii sau a procedurii unor deformații inadmisibile se pot aplica două concepții. În prima parte dintre acestea sunt aplicate metodele de echilibru limită, ignorându-se caracteristicile de deformabilitate ale materialelor și considerându-se caracteristicile de deformabilitate ale materialelor și considerându-se numai mecanismul de rupere. În condițiile unor evaluări bune ale proprietăților de rezistență ale materialelor, predicții ale cedării totale pot fi făcute cu o acuratețe satisfăcătoare.

În cea de-a doua concepție, inițial sunt stabilite relații constitutive pentru materiale și apoi soluții complete pentru deformații se obțin la acțiunea tuturor încărcărilor prin rezolvare. Aceste soluții sunt posibile numai prin aplicarea unui procedeu de discretizare numerică, cum este procedeul elementelor finite și folosirea calculatoarelor performante. Aceste metode comparate cu metodele de echilibru limită asigură o modelare mai realistă și mai precisă a comportării structurilor până în momentul cedării, dar și costul lor este mai ridicat.

În probleme de analiză dinamică cele două concepții nu se pot aplica din următoarele motive:

încărcarea este ea însăși dependentă de deformații și în consecință nu poate fi stabilită dinainte;

rezistența materialului este de obicei dependentă de rata deformațiilor, de istoria deformațiilor și de presiunea în pori generată de istoria deformațiilor;

durata încărcării este de obicei atât de scurtă încât chiar dacă apar fisuri, curgeri sau se produc local ruperi complete, deformațiile totale suferite de structură pot fi nesemnificative;

Totuși o combinație între metodele de analiză dinamică liniar elastică și cele de echilibru limită poate fi aplicată pentru a stabili dacă proiectul îndeplinește criteriile de siguranță. Astfel un proiect poate fi considerat sigur în următoarele condiții:

toate eforturile dinamice generate din combinațiile de încărcări care includ cutremurul de calcul rămân în limite elastice;

nici un mod de cedare nu poate fi găsit considerând mișcările maxime estimate și reducerile dinamice ale proprietăților de rezistență ale materialelor.

Schema de încărcare pentru verificarea seismică a ansamblului centralei este prezentată în figura de mai jos. [1]

54 Metode de calcul ale infrastructurii centralelor hidroelectrice în regim static și dinamic – 2

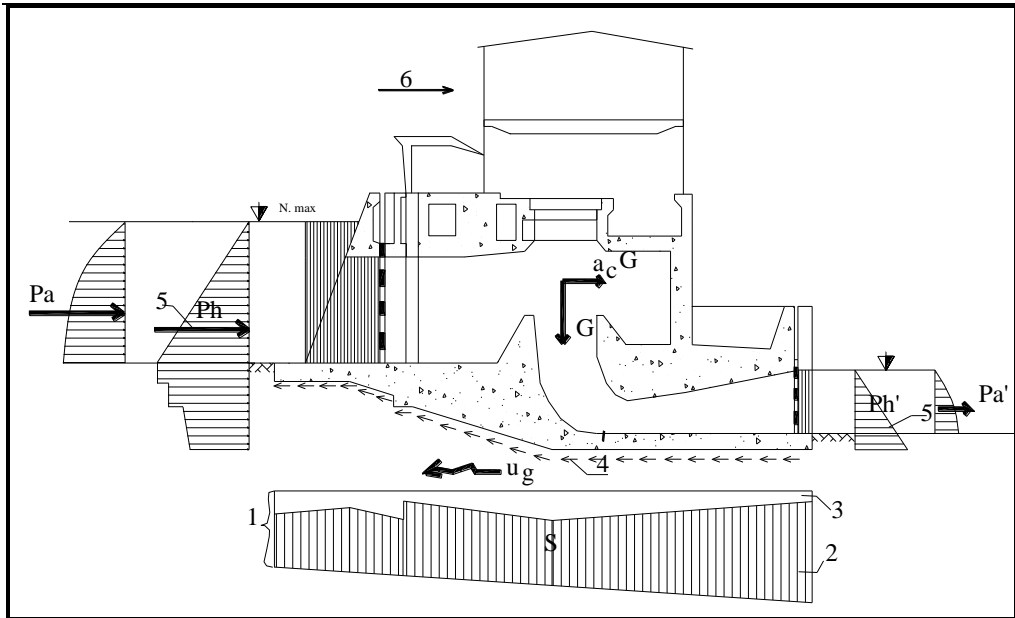


Fig. 2.4.1

Caracteristicile cutremurelor de calcul (intensitate, frecvențe dominante, distribuție spațială, durată) se stabilesc pe baza informațiilor și studiilor seismologice din amplasament.

Informațiile primare se obțin din zonarea seismică a teritoriului. În România la proiectarea barajelor sau a centralelor de tip baraj, care au clasele de importanță III, IV, V și pentru fazele preliminare de proiectare la barajele de clase de importanță I și II, gradul de intensitate seismică a amplasamentului se stabilește conform STAS 11100-1-77. Pentru suprastructură se va folosi P100-2006

În tabelul 2.1 se reprezintă corespondența dintre gradul de intensitate seismică și coeficientul de intensitate seismică, care reprezintă raportul dintre accelerația maximă a mișcării seismice a terenului (considerată cu o perioadă medie de revenire la 50 de ani) corespunzătoare zonei seismice de calcul și accelerația gravitației.

Tabelul 2.1

Grad de intensitate seismică MSK-64	Coefficient de intensitate seismică $k_s=c/g$
6	0,07
6,5	0,09
7	0,12
7,5	0,16
8	0,20
8,5	0,26
9	0,32

2.4. Metode de calcul în regim dinamic

Cutremurele de calcul, în mod special pentru barajele de clasele importanță I și II, se stabilesc pentru două niveluri de solicitare:

- cutremurul de proiectare de bază (DBE – design basis earthquake)
- cutremurul maxim posibil (MCE – maximum credible earthquake)

Forțele de inerție se determină pentru punctele de concentrare a maselor elementelor din centrală cu relația:

$$\mathbf{F}_k = \mathbf{a}_c \mathbf{Q}_k,$$

unde \mathbf{F}_k - forța de inerție ce acționează pe direcția cutremurului în dreptul masei concentrate k ;

\mathbf{Q}_k - rezultanta încărcărilor gravitaționale la nivelul k ; \mathbf{a}_c - coeficientul seismic de calcul.

La de terminarea rezultantei Q_k se consideră, pe lângă greutatea proprie, și încărcările utile și permanente.

Coeficientul \mathbf{a}_c se consideră constant pe înălțime și este produsul a doi factori: $\mathbf{a}_c = \mathbf{k}_s \mathbf{k}_t$, unde k_s depinde de gradul de importanță al construcției, iar k_t de natura terenului de fundare. La centralele la care centrul maselor este mai ridicat atunci coeficientul seismic se determină cu o altă formulă:

$$a_{c,h} = a_c \left(1 + 0.5 \frac{h}{h_G} \right),$$

unde $\mathbf{a}_{c,h}$ -coeficientul seismic la nivelul h față de fundație.

h_G - înălțimea centrului de greutate.

Legea de distribuție a presiunii suplimentare se poate lua după *Westergaard*:

$$p_z = 0.707 a_c \gamma \sqrt{Hz}; \quad P_a = \frac{2}{3} \cdot \frac{7}{8} \cdot \gamma \cdot a_c \cdot H^2, \text{ sau după Karman:}$$

$$p_z = 0.707 \cdot \gamma \cdot \sqrt{z(2H - z)}; \quad P_a = \frac{\pi}{4} \cdot 0.707 \cdot \gamma \cdot a_c \cdot H^2 \quad [10]$$

2.4.2. Calculul seismic al suprastructurii

Indiferent de tipul de centrală, suprastructura are un pronunțat caracter de construcție industrială, cu flexibilitate ridicată, având elementele de rezistență încastrate în infrastructură.

Calculul static al suprastructurii se poate face prin simplificări ale structurii spațiale, în cadre plane cu grinzi și stâlpi, la care se vor calcula la fiecare nivel forța masică.

Un calcul seismic riguros se poate face printr-o discretizare spațială a ansamblului structural - cadre, stâlpi, ziduri de presiune, etc, în cazul utilizării elementelor finite.

Calculul convențional, prevăzut în toate normele moderne de proiectare, introduce încărcările din cutremur sub forma unor forțe seismice ce acționează lateral asupra maselor structurii.

Încărcările seismice orizontale care acționează asupra construcției se determină pentru fiecare mod propriu de vibrație. Încărcarea care acționează la nivelul k , corespunzătoare modului de vibrație i , se determină cu relația:

$$\mathbf{F}_{k,i} = \mathbf{k}_s \beta_i \psi \eta_{k,i} \mathbf{G}_k$$

\mathbf{k}_s - coeficient seismic (0,07...0,32)

β_i - coeficient dinamic ($\beta_i = 3/T_i$ (timp)); ($\beta_i = 0,75 \dots 2,0$)

ψ - coeficient de reducere a efectelor încărcărilor seismice (0,15...0,20)

56 Metode de calcul ale infrastructurii centralelor hidroelectrice în regim static și dinamic – 2

$\eta_{k,i}$ - coeficient de distribuție al forțelor seismice sau conform P100-2006 se

calculează după formula:

$$F_t = F_b \frac{m_i s_i}{\sum_{i=1}^n m_i s_i}$$

Efortul total de calcul într-o secțiune a unui element al structurii de rezistență se

determină cu relația:

$$N = \sqrt{\sum_1^3 N_i^2}$$

Pentru toate verificările încărcarea seismică se înscrie în gruparea extraordinară de încărcări, suprapunându-se cu încărcările gravitaționale, cu încărcările temporare de scurtă durată, reduse cu un coeficient de simultaneitate de 0.8 și cu acțiuni termice. Se recomandă considerarea ipotezelor lac gol și lac plin, iar pentru lac plin, cazul grupurilor în exploatare sau în reparații.

Pe lângă solicitarea dinamică din seism, mai apar în infrastructură solicitări dinamice provenite de la echipamentul hidromecanic. Pentru a ține seama de efectele dinamice se introduc în calcul coeficienții de impact: pentru fiecare din greutatea părților rotative ale agregatelor $\varphi=2$; pentru greutatea părților fixe ale agregatelor $\varphi=1,5 \dots 2,0$; pentru momentele de torsiune $\varphi=2,0$;

2.4.3. Analiza dinamică luând în calcul echipamentele hidromecanice

Echipamentele hidromecanice au un rol important în cazul stabilirii încărcărilor care acționează dinamic asupra infrastructurii centralelor hidroelectrice. Ele introduc oscilații în structura centralelor, provenite de la arborii turbinelor.

Din studiul oscilațiilor se cunoaște că atunci când pulsația forței perturbatoare este egală cu pulsația oscilațiilor proprii ale unui sistem, avem de-a face cu fenomenul de rezonanță și amplitudinea oscilațiilor forțate crește foarte mult ajungând teoretic infinită. Această concluzie se referă numai la oscilațiile permanente. În cazul oscilațiilor de torsiune, folosind metoda deformațiilor, rezultă în cazul unui sistem format din două mase, că perioada oscilațiilor proprii ale sistemului este exprimată prin relația:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{J_1 J_2 I}{G \cdot J_p (J_1 + J_2)}}$$

unde J_1, J_2 , sunt momentele de inerție, iar J_p momentul de inerție polar al arborelui. GJ_p este rigiditatea la răsucire a secțiunii transversale.

Arborii turbohidrogeneratoarelor se pot considera sisteme complexe oscilante, cu un număr infinit de mare de forme de oscilații.

Toate calculele privitoare la oscilațiile și pulsațiile proprii ale arborelui sunt date de către producătorul echipamentelor, astfel că acestea se pot introduce ca și solicitări dinamice în structura centralelor.

Mai există și alte tipuri de solicitări ale grupurilor hidromecanice, acestea având loc chiar și în timpul montării lor, datorită dimensiunilor mari (în cazul unor centrale de o putere mai mare) ale camerelor spirale, statorului, a aparteului director etc. [12]

3. Metoda elementelor finite și programe de calcul pentru structuri plane și spațiale

3.1. Metoda elementelor finite

Metoda elementelor finite s-a dezvoltat cu precădere în urma apariției pe piață calculatoarelor, atât cele de mare putere cât și a calculatoarelor personale.

Elementele finite; se pare că nici o altă familie a metodelor de aproximare nu a avut un așa mare impact asupra teoriei și practicii metodelor numerice în timpul secolului douăzeci. Metoda elementelor finite este folosită în toate domeniile ingineriei și poate folosi modele naturale care sunt caracterizate de ecuații diferențiale parțiale. Au fost scrise numeroase cărți, monografii, ghiduri de mână (handbooks), memorii și jurnale dedicate acestor studii; numeroase conferințe, simpozioane, workshop-uri cu diferitele aspecte ale metodologiei elementelor finite și cum s-au dezvoltat prin lumea întreagă. La ora actuală există puțin peste 100 000 de publicații despre elementele finite și acest număr crește exponențial odată cu descoperirile acestei puteri de calcul, a metodei elementelor finite. În timp, metoda elementelor finite ar putea deține o poziție fruntașă între metodele de calcul, chiar poate depăși schemele de calcul clasice, care au dominat mult timp. [16]

Se poate pune întrebarea: **De ce elementele finite?** – o întrebare cât se poate de normală, de ce metoda elementelor finite este așa de populară, atât în domeniul ingineriei cât și în cel al matematicii? Există și o altă întrebare, *dacă aceste metode ale elementelor finite posedă proprietăți, care să le facă atrăgătoare și în viitor, în ceea ce privește alegerea metodelor de rezolvare a problemelor dificile din fizică și inginerie?* Răspunsul la aceste întrebări ar fi în primul rând că metoda elementelor finite se bazează pe o ineficiență, pe o variație, formularea condițiilor de margine ale valorilor inițiale ale problemelor. Aceasta este o proprietate critică nu doar fiindcă relatează caracteristicile unei soluții existente foarte neregulate pentru ecuațiile diferențiale, dar totodată și datorită faptului că soluțiile apar într-o cantitate integrală asupra unui domeniu. Simplul fapt că funcția măsurabilă integrală asupra unui domeniu arbitrar poate fi despărțită între o sumă a integralelor asupra unei părți selectate arbitrar de aproape toate subdomeniile despărțite, a căror uniune este domeniul original, este o observație vitală în teoria elementelor finite. Din această cauză analiza unei probleme poate fi făcută exact, sau doar local, asupra unui subdomeniu tipic și făcând subdomeniul suficient de mic astfel încât să poată argumenta că funcțiile polinoame ale gradelor variate sunt adecvate pentru reprezentarea comportării locale a soluției. Această sumabilitate a integralelor este valorificată de o diversitate de programe bazate pe metoda elementelor finite. Aceasta permite analistului să atragă atenția asupra unui domeniu tipic de element finit și să dezvolte o aproximare independentă a ultimei poziții a elementului în discretizarea finală. [19]

Când au apărut elementele finite? Este dificil să fixăm originile metodelor elementelor finite, datorită problemei de bază, în definirea precisă a ce constituie "metoda elementelor finite". Cei mai mulți matematicieni spun că este o metodă a înțelegerii parte cu parte a aproximației polinomiale, și de asemenea originile sunt adesea fixate în anexa lucrării lui COURANT [1943], în care înțelegerea parte cu parte a aproximărilor liniare ale problemelor lui Dirichlet, asupra unei rețele de triunghiuri este discutabilă.

Aproximarea problemelor variaționale pe o rețea de triunghiuri este realizată începând cu 1851 de SCHELLBACH, care a propus o soluție asemenea elementului finit pentru problema lui Plateau de determinare a suprafeței S , a unei arii minime închise de o curbă închisă dată. Schellbach a folosit o aproximare a domeniului, împărțind în triunghiuri prin care suprafața era reprezentată din părți cu informații despre funcțiile liniare, și apoi a obținut o aproximare a soluției la problema lui Plateau, micșorând suprafața S în suprafețe mai mici S_n , respectând coordonatele hexagoanelor formate de șase elemente. Se chiar aproape de convenționala metodă a elementelor finite, dar cu siguranță cu mult o tehnică a elementelor finite decât a lui Courant. Două secole și jumătate mai târziu de când în 1696 Gottfried Leibniz a propus o aproxmare liniară la o problemă propusă de Johann Bernoulli, s-a observat că folosirea aproximațiilor ecuațiilor diferențiale poate fi determinată fără a mai vorbi de elemente infinitezimale ca și în calcul, dar păstrând mărimea elementelor finite. Această idee este de fapt, baza temenului de "**element finit**". [19]

Există diferențe în ceea ce privește discretizarea unui domeniu în triunghiuri pe deoparte și generarea unui domeniu aproximativ punând bucată cu bucată triunghiurile laolaltă, pe de cealaltă parte. În timp ce aceste procese par să fie la fel în unele cazuri, ele pot fi dramatic diferite după modul de impunere ale condițiilor de margine. Nici unul din cei amintiți și nici Syngge care a folosit metoda cu triunghiurile mult mai târziu, nu au fost destul de atenți la detalii privind cum se stabilesc condițiile de margine, sau cu se modelează granița unui domeniu prin elemente, probleme care sunt recunoscute ca fiind importante în metodologia elementelor finite. Anii 1960, au fost cei de formare a metodei elementelor finite. Din 1960 până în 1965 s-au propus o varietate de metode ale elementelor finite. Unele au fost primitive și neortodoxe, altele inovative și de succes. Nu era încă mijlocul anilor 60, când au apărut lucrări științifice despre aproximarea unei curbe bicubice, de Bogner, Fox și Schmit în 1966 și Birkhoff, Schultz și Varga în 1968, care au prezentat cu succes aproximarea elementului finit polinomial. Mulți dezvoltatori, oameni de știință, au considerat că faimoasa conferință despre elemente finite de la Dayton, Ohio USA, a reprezentat marcarea granițelor în dezvoltarea acestui domeniu. S-au realizat întâlniri și mai târziu pentru a discuta ultimele triumfuri sau deznodăminte ale acestei metode, care s-au scris pe pagini de volume și lucrări. Astfel că fără acești oameni de știință amintiți și de alții pe care nu i-am amintit, din perioada anilor '70, această metodă nu putea să se nască și să se dezvolte. [25]

Popularitatea metodei se datorează posibilităților practic nelimitate de a aborda probleme extrem de diverse, legate de câmpul de eforturi, de câmpul termic, de curgerea apei prin medii poroase etc. Ușurința de algoritmare și implementare în

programe de calcul a contribuit, în egală măsură, la includerea elementelor finite în rândul metodelor ingineresti curente.

Efortul de calcul și dificultățile de aplicare a metodei cresc însă rapid cu complexitatea problemei abordate, iar ipotezele simplificatoare, inerent conținute, asociate cu o utilizare eronată a programelor de calcul existente, pot duce la rezultate false. Mai mult, interpretarea rezultatelor devine dificilă în contextul normelor de proiectare existente și numai cunoașterea aprofundată a bazelor de calcul și precizarea obiectivelor calculelor pot conduce la decizii ingineresti corecte.

Metoda elementelor finite este acum ferm acceptată ca și o tehnică puternică pentru soluții numerice a unei varietăți de probleme ingineresti. Aplicațiile acestei metode au o răspândire largă, începând de la analiza eforturilor a unui solid până la soluții din domeniul acustic, fizica neutronului și probleme de dinamica fluidelor. Într-adevăr procesul elementelor finite este stabilit ca metodă numerică generală pentru o soluție a sistemului de ecuații diferențiale parțiale, unde se cunosc condițiile de margine și/sau inițiale.

În inginerie, fizica este aplicată în matematică, trei arii importante ale aplicației metodei elementelor finite pot fi identificate:

Probleme de echilibru unde sistemul nu variază în funcție de timp. Exemple pentru asemenea probleme includ analiza eforturilor a unui sistem liniar elastic, electrostatic, magnetostatic, curgerea fluidelor prin medii poroase.

Probleme Eigenvalue sunt extensii ale problemelor de echilibru în care valorile critice ale unor parametri trebuie determinate. Stabilitatea structurii și determinarea sistemului liniar elastic ale frecvențelor naturale, constituie astfel de probleme.

Probleme de propagare includ probleme de hidrodinamică și analiză dinamică tranzitorie.

Conform cu figura de mai jos, în analiza unei structuri sau a unui sistem structural, acesta este acționat de încărcări exterioare, iar în urma acțiunii forțelor exterioare, structura răspunde acestor acțiuni în diferite forme:

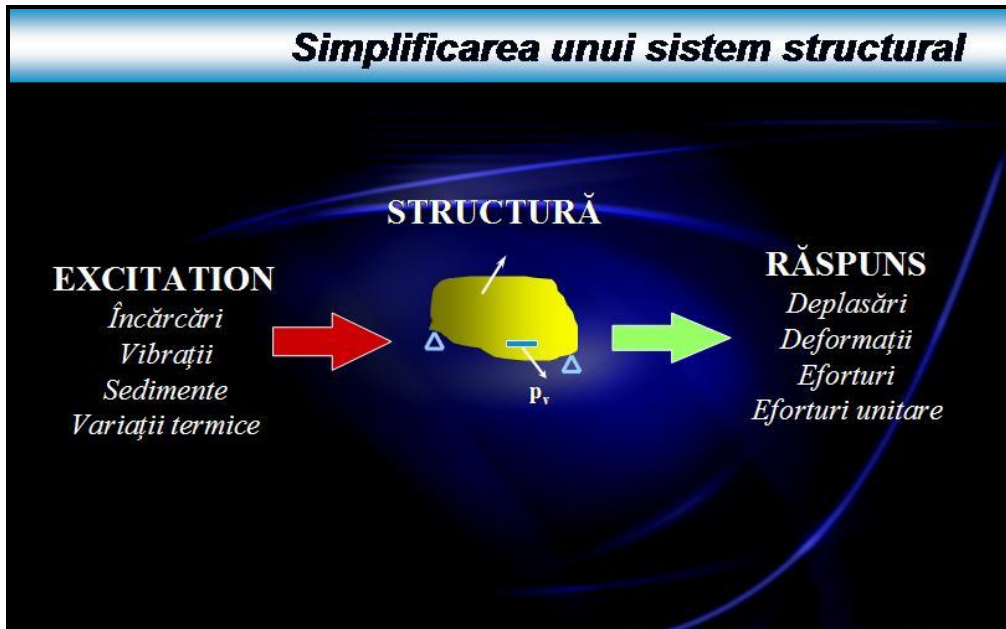


Fig. 3.1.1

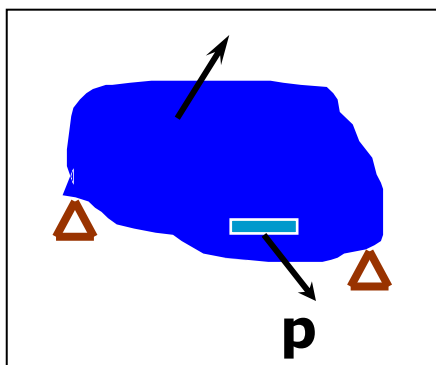


Fig. 3.1.2

În analiza unei structuri, în metoda elementelor finite, aceasta este guvernată de simplă ecuație: Ecuația diferențială:

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + p_{vx} = 0$$

În aplicarea metodei elementelor finite și pentru a putea rezolva o problemă cu ajutorul acestei metode, există trei reguli de bază ca acest lucru să fie posibil, anume:

- A.** Structura așa cum există ea în natură, nu poate fi pe deplin analizată. Ea poate fi testată pentru a obține răspunsuri.
- B.** Se poate analiza doar un „model” al structurii.

C. Așadar este nevoie de o „mașină” (calculator), pentru a modela structura și a o analiza.

Astfel pentru a putea analiza o structură, domeniul nedefinit (Fig. 3.1.2), trebuie definit astfel ca el să poată fi analizat:

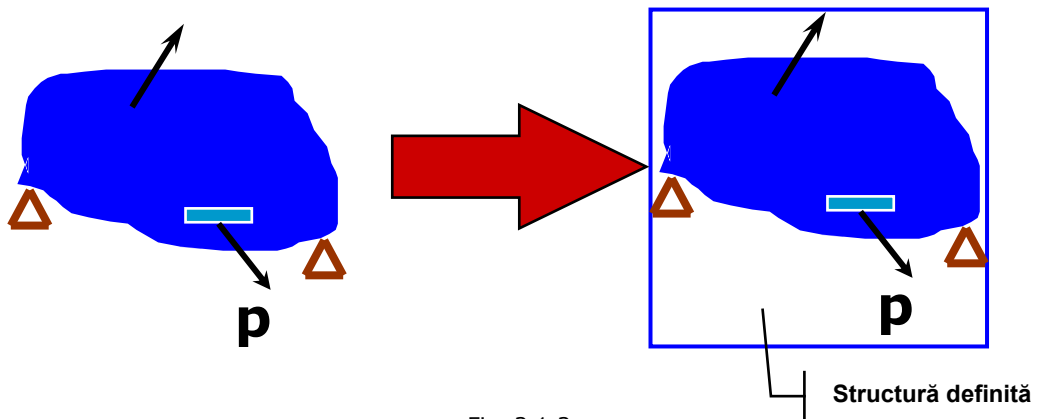


Fig. 3.1.3

Astfel după ce structura propusă pentru analiză este definită pentru a putea fi analizată se va trece la pașii următori în studiul structurii propuse:

Pentru a putea rezolva problema cu ajutorul calculatorului și prin Metoda Elementelor Finite, trebuie să îndeplinim următoarele:

- Analiza elementelor finite (FEA) → Discretizarea soluției într-un problemă continuă, în care putem folosi MEF.
- Metoda elementelor finite (MEF) → O procedură numerică de rezolvare a ecuațiilor diferențiale (parțiale), asociate domeniului de studiu, cu o acuratețe acceptabilă inginerilor.

Rezolvarea problemei se face conform cu figura de mai jos:

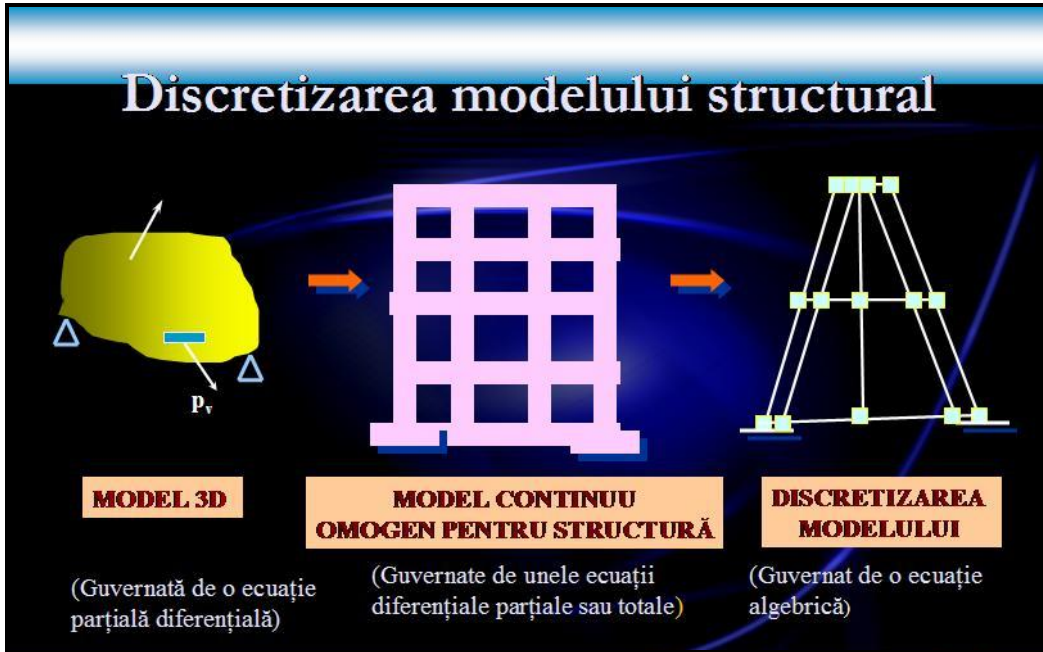


Fig. 3.1.4

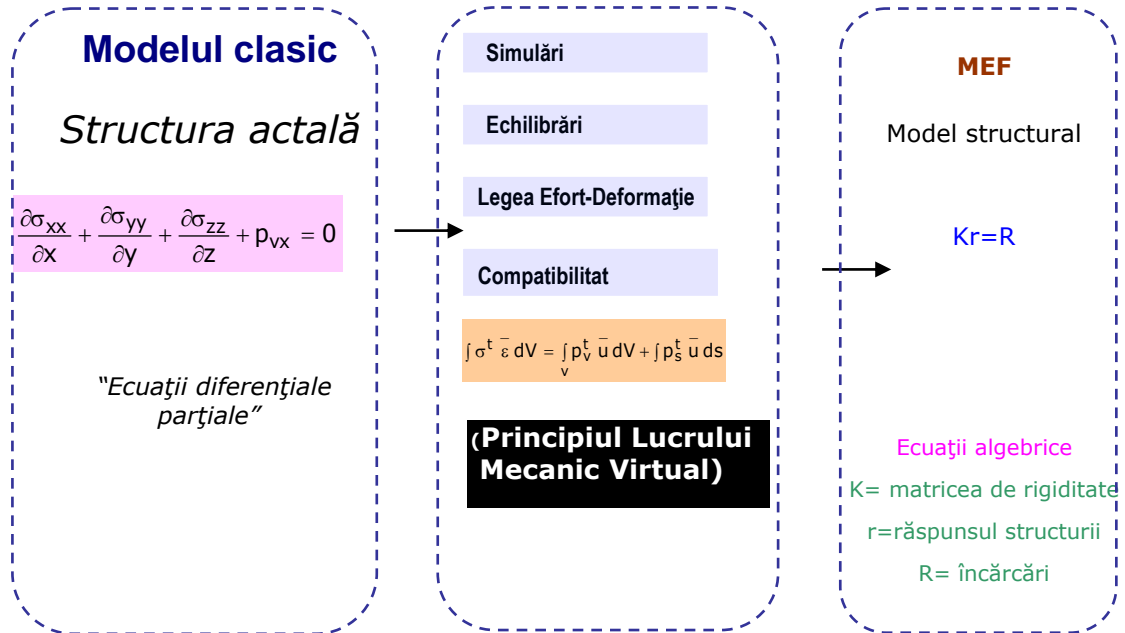


Fig. 3.1.5

În fig. 3.1.5, s-a prezentat trecerea de la conceptul clasic de rezolvare, la MEF. În fig. 3.1.6, se va prezenta schema unui sistem structural simplificat:

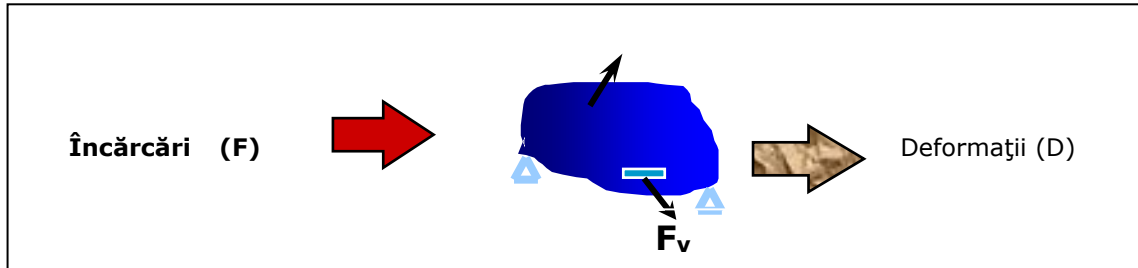


Fig. 3.1.6

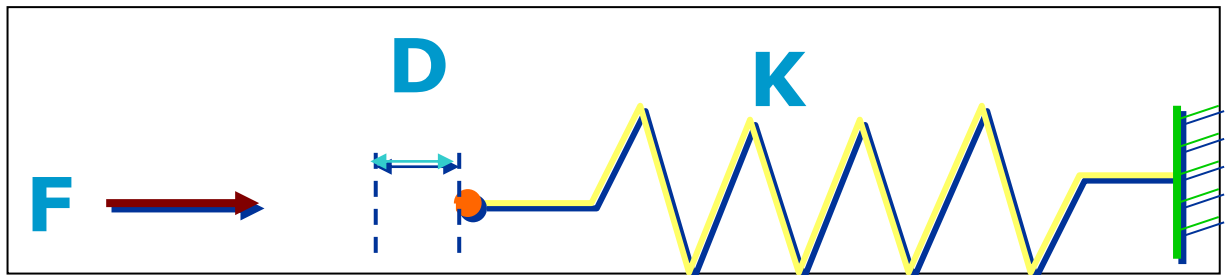


Fig. 3.1.7

Astfel încărcările exterioare notate cu F , acționează asupra unui resort K , pe care-l deformează cu D . Deformațiile D , sunt răspunsul structurii sub acțiunea forțelor exterioare (conform fig. 3.1.7). Din aceste lucruri rezultă că rigiditatea resortului (structurii) este proporțională cu deformația structurii: $F=KD$ (ec. 3.2).

3.1.1 Ecuațiile de echilibru

1. Static – Liniar $Ku = F$ (elastic sau neelastic) (ec. 3.3)
2. Elastic Liniar – Dinamic $M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t)$ (ec.3.4)
3. Static – Neliniar $Ku + F_{NL} = F$ (elastic sau neelastic) (ec.3.5)
4. Dinamic – Neliniar neelastic $M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + F(t)_{NL} = F(t)$ (elastic sau neelastic) (ec.3.6)

3.1.2. Pașii de bază într-o analiză prin elemente finite

A.	Evaluarea Structurii reale	■
B.	Crearea modelului structural	■
C.	Discretizarea modelului în elemente finite	■
D.	Rezolvarea modelului prin elemente finite	■
E.	Interpretarea rezultatelor	■
F.	Semnificațiile fizice ale rezultatelor	■

■	Ingineri
■	Ingineri + Software
■	Software

Pașii A, B, F sunt realizați de către ingineri, iar pașii C, E sunt realizați atât de ingineri cât și de software (soft-iști pentru cazul când se concepe un program de calcul). Pasul D, acela de rezolvare a modelului se rezolvă de către programul software.

Contribuția mare a inginerului se află în pasul A și B, deoarece aceștia doi pași duc la pasul C, respectiv D. Aici poate intervenii cunoștințele în domeniu ale inginerului cât și experiența lui. O evaluare bună a structurii cât și crearea unui model structural bun, astfel încât pasul C să fie realizat cât mai ușor, va da un timp mai scurt de rezolvare și o acuratețe mai bună a rezultatelor. De multe ori din cauza unui model foarte complicat, ceilalți pași nu mai sunt posibili de realizat.

3.2. Discretizarea domeniilor continue

Discretizarea unui domeniu în elemente finite se va face în funcție de tipul de element cu care se dorește a se lucra. În fig. 3.2.1 se prezintă schematic cum se realizează discretizarea în elemente finite:

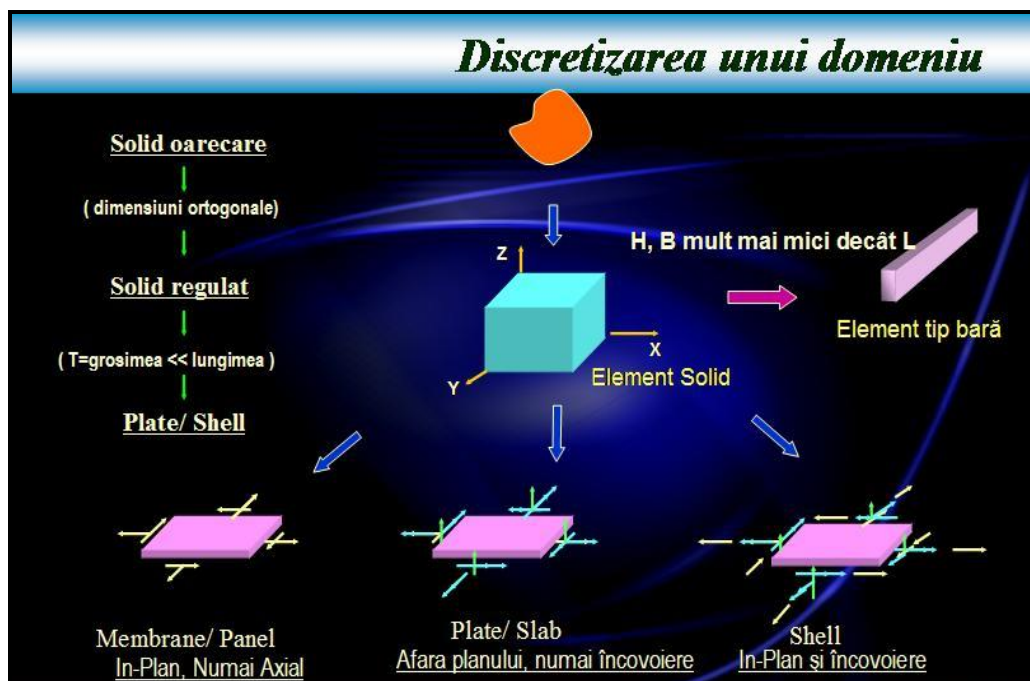
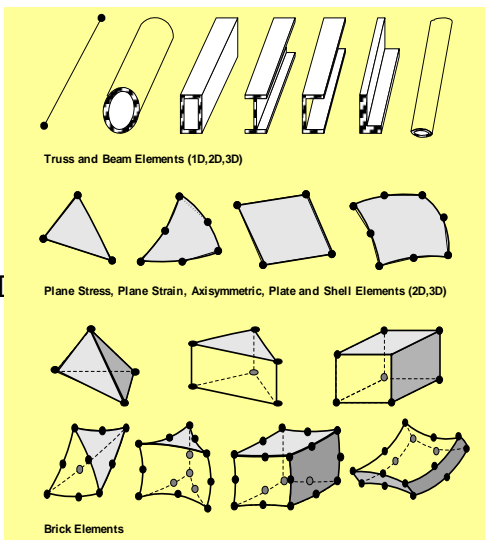


Fig. 3.2.1

Discretizarea unui domeniu se poate face mai întâi într-un element solid oarecare, după care într-unul regulat, iar apoi se poate trece la diferite elemente funcție de tipul structurii care urmează a fi studiată. De exemplu pentru o structură în cadre, elementele folosite sunt cele de tip bară (frame) și elemente Plate/Slab pentru planșee. Pentru o structură de tipul unui baraj, când aceasta se studiază în domeniul 3D (tridimensional), se folosește un element de tip solid.

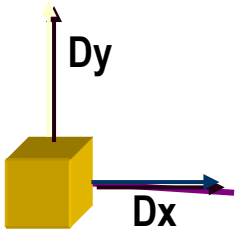
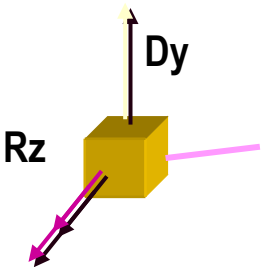
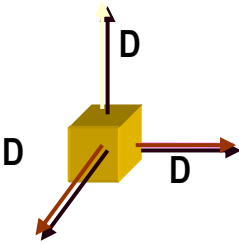
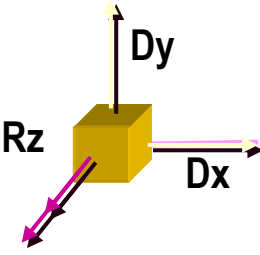
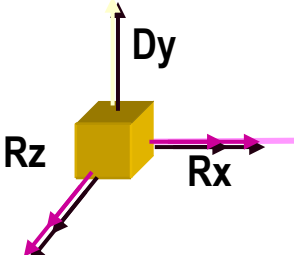
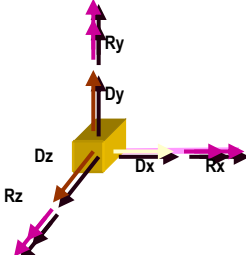
Diferite tipuri de elemente folosite pentru a rezolva o problemă se va prezenta mai jos:

<ul style="list-style-type: none">● Elemente 1 D (tip bară)<ul style="list-style-type: none">— Pot fi folosite în 1D, 2D și 3D— 2-3 Noduri. A, I etc.● Elemente 2 D (tip placă)<ul style="list-style-type: none">— Pot fi folosite în modele 2D și 3D— 3-9 nodes. Grosime● Elemente 3 D (tip cărămidă)<ul style="list-style-type: none">— Pot fi folosite în modele 3D— 6-20 Nodes	 <p>The diagram illustrates three categories of finite elements on a yellow background:</p> <ul style="list-style-type: none">Truss and Beam Elements (1D, 2D, 3D): Shows a 1D truss element (a line with two nodes), a 2D beam element (a rectangular cross-section with nodes at the ends), and a 3D beam element (a cylindrical cross-section with nodes at the ends).Plane Stress, Plane Strain, Axisymmetric, Plate and Shell Elements (2D, 3D): Shows a 2D triangular element, a 2D quadrilateral element, a 3D axisymmetric element (a sector of a circle), and a 3D shell element (a curved surface).Brick Elements: Shows a 3D brick element (a rectangular prism) and a 3D shell element (a curved surface).
--	--

3.3. Grade de libertate

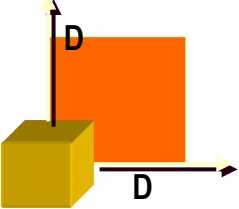
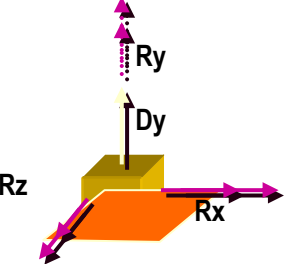
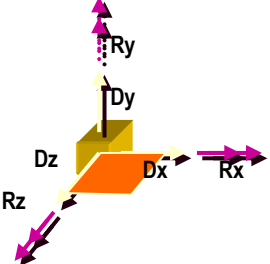
Gradele de libertate pentru elementele unidimensionale (1D), atât într-o analiză bidimensională, cât și una tridimensională, sunt:

Tabelul 3.1

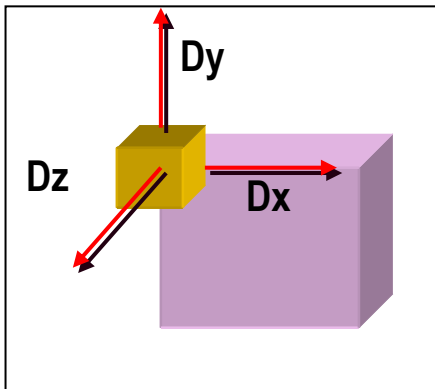
		
Legături 2D	Grindă 2D	Legături 3D
		
Bară 2D	Rețea 2D	Bară 3D

Gradele de libertate pentru elementele unidimensionale (2D):

Tabelul 3.2

		
Membrană	Plate	Shell








Gradele de libertate pentru elementele unidimensionale (3D):



Solid / Cărămidă

3.4. Reprezentarea reazemelor și a interacțiunii dintre structură și teren de fundare

Tabelul 3.3

<p>Reazeme simple: - Fix, articulată, simplu rezemat</p>			
<p>Reazeme elastice: - Tip de resort pt. a reprezenta solul</p>			
<p>Ansamblul Structură - Teren - Folosind elemente 2D plane - Folosind elemente 3D Solide</p>			

3.5. Realizarea legăturilor dintre diferite tipuri de elemente

Deseori într-o analiză structurală se întâlnesc modele structurale la care sunt necesare folosirea mai multor tipuri de elemente finite. De exemplu, dacă se analizează un model alcătuit din teren de fundare, infrastructură și suprastructură, asupra terenului și infrastructurii se va folosi elemente de tip 3D Solid, iar pentru suprastructură, acolo unde sunt cadre spațiale, atunci se va folosi elemente de tip bară, placă etc.

În tabelul de mai jos se va prezenta cum se realizează aceste legături între diferite tipuri de elemente:

Tabelul 3.4

	Truss	Frame	Membrane	Plate	Shell	Solid
Truss	OK	OK	Dz	OK	OK	OK
Frame	Rx, Ry, Rz	OK	Rx, Ry, Rz, Dz	Rx Dx, Dy	Rx	Rx, Ry, Rz
Membrane	OK	OK	OK	Dx, Dy	OK	OK
Plate	Rx, Rz	OK	Rx, Rz	OK	OK	Rx, Rz
Shell	Rx, Ry, Rz	OK	Rx, Ry, Rz, Dz	Dx, Dz	OK	Rx, Rz
Solid	OK	OK	Dz	Dx, Dz	OK	OK

Numărul de grade de libertate sunt reprezentate prin culori:



3.6. Stabilirea tipului de analiză pentru modelul ales

Alegerea tipului de analiză depinde foarte mult de sistemul structural:

- de tipul de încărcare, care acționează asupra sistemului structural;
- de tipul structurii (materialul și geometria care alcătuiesc structura);
- de tipul de răspuns al structurii;

Astfel tipurile de analiză de bază sunt redate în tabelul de mai jos:

Tabelul 3.5

Încărcare	Structură	Răspunsul	Tipurile de bază ale analizei
Statică	Elastic	Liniar	Liniar – Elastic – Analiză Statică
Statică	Elastic	Nelinier	Nelinier - Elastic - Analiză Statică
Statică	Neelastic	Liniar	Liniar – Neelastic - Analiză Statică
Statică	Neelastic	Nelinier	Nelinier – Neelastic - Analiză Statică
Dinamică	Elastic	Liniar	Liniar – Elastic - Analiză Dinamică
Dinamică	Elastic	Nelinier	Nelinier – Elastic - Analiză Dinamică
Dinamică	Neelastic	Liniar	Liniar - Neelastic - Analiză Dinamică
Dinamică	Neelastic	Nelinier	Nelinier - Neelastic - Analiză Dinamică

Alte tipuri de soluții:

- **Analiză Neliniară:**
 - o Analiză P-Delta
 - o Analiză de tip Buckling
 - o Analiză statică de tip Pushover
 - o Analiză neliniară rapidă (FNA)
 - o Analiza marilor deplasări
- **Analiză dinamică:**
 - o Analiză modală și a vibrațiilor libere
 - o Analiza spectrului de răspuns
 - o Analiza dinamică de tip „Steady State”

- **Excitații statice**
 - o Când încărcarea nu variază rapid în timp
 - o Când încărcările pot fi aplicate lent
 - **Excitații dinamice**
 - o Când încărcarea variază rapid în timp
 - o Când forțele de inerție sunt semnificative
- Multe din **încărcările reale** care apar asupra unei structuri sunt dinamice, dar ele se consideră „**Cvasi – Statice**”.
- Multe din **încărcările dinamice** pot fi cuprinse în „**Încărcări statice echivalente**”.
- **Materiale elastice**: care urmăresc aceeași dreaptă de deformații în timpul încărcării cât și a descărcării și se întorc la starea inițială de deformare, efort unitar și deplasare după eliberarea încărcării la care a fost supusă.
- **Materiale neelastice**: sunt cele care nu au aceeași comportare în decursul aplicării succesive ale încărcărilor și descărcărilor repetate și nu se întorc la starea inițială de deformații, eforturi unitare și deplasări, nici chiar după îndepărtarea încărcărilor.
- Comportările materialelor elastice sau neelastice depind mult de treptele de încărcare descărcare.
- **Liniaritatea unui material**, se constată prin faptul că răspunsul său este direct proporțional cu încărcarea; deformațiile se vor dubla, dacă și forța se dublează;
 - **Neliniaritatea materialului** se constată prin faptul că răspunsul său nu este direct proporțional cu încărcarea; deformațiile se pot mărire de 4 ori în timp ce forța de aplicare se dublează.
 - **Răspunsul neliniar** poate fi produs de neliniaritățile geometrice sau de neliniaritățile materialelor sau ambele cauze.

În figura 3.6.1 se prezintă grafic comportările materialelor:

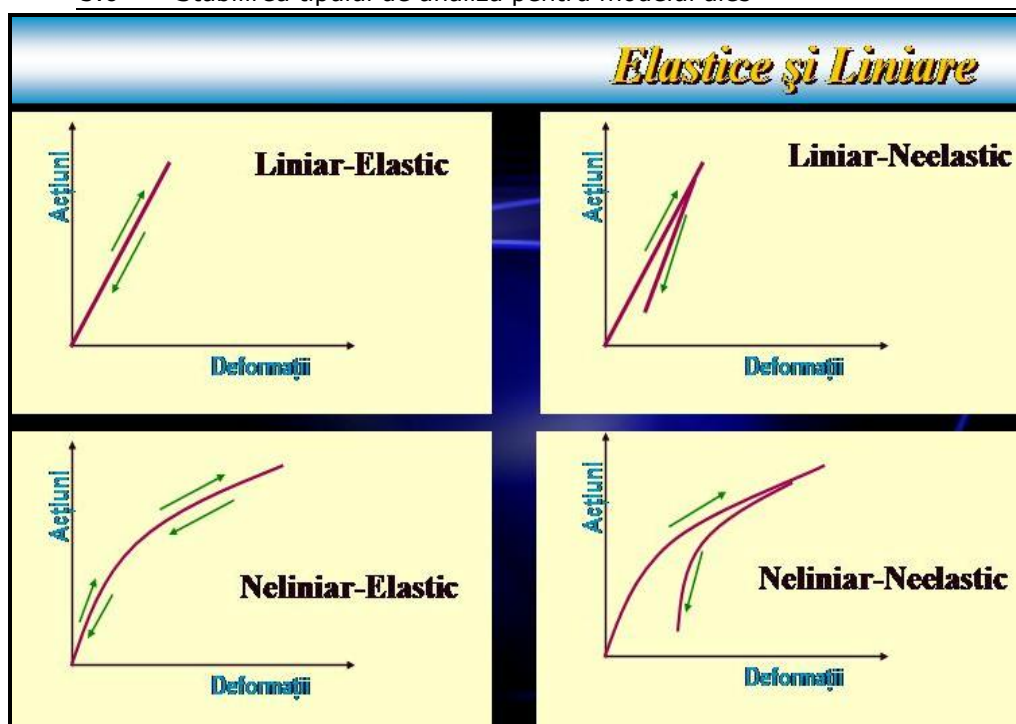


Fig. 3.6.1

Procedeul de trecere de la starea reală la modelul de calcul, a unui material care intră în componența unei structuri parcurge următoarele faze:

- **Model continuu omogen** pe toate cele trei direcții cu particule infinite și proprietăți ale materialelor variabile, deformații caracteristice și stare proprie de eforturi.
- **Structura** de o mărime finită este creată de un ansamblu de substructuri, componente și membre ale structurii.
- **Discretizarea** este procedeul de trecere a structurii la modele de elemente finite pentru a putea determina răspunsul structurii.

Din cele de mai sus se poate spune că structura poate fi considerată un ansamblu de „**Componente fizice**”, numite membre ale structurii, care pot fi: **dale, planșee, grinzi, stâlpi, fundații** (izolate, rețea de grinzi, radier).

Membrii fizici pot fi modelați folosind una sau mai multe „**Componente conceptuale**”, numite elemente: **elemente unidimensionale 1D** (elemente de tip bară), **elemente bidimensionale 2D** (elemente de tip placă, shell) și **elemente tridimensionale 3D** (elemente de tip solid).

3.7. Modul de transfer al forțelor gravitaționale către noduri

Majoritatea încărcărilor sunt încărcări volumetrice generate în masa cuprinsă într-un volum. Trebuie găsite mecanismul și calea de transfer a forțelor către reazeme, printr-un mediu.

Toate tipurile de încărcări statice pot fi aplicate în:

- punct de aplicare a forței
- linie de aplicare a forței
- arie de aplicare a forțelor
- volum de aplicare a forțelor

Mediul prin care se transmite încărcare poate fi:

- un punct
- o linie
- o arie
- un volum
- un sistem constând într-o combinație de medii importante

Reazemele pot fi reprezentate prin:

- punct
- linie
- arie
- volum

În tabelul ce urmează se va prezenta mediile de transfer a forțelor:

Tabelul 3.6

Obiect	Forțe	Geometria mediului	Granița reazemelor
Punc -	Forță în punct Forță concentrată	Nod	Reazem punctual Reazem al stâlpului
Linie	Încărcare pe grindă Încărcare pe	Grindă / Truss Elemente de legătură Element tip Resort	Reazem pe linie Rezem pe perete Reazem pe grindă
Arie	Încărcare pe planșeu Încărcare din vânt	Element tip Plate Element tip Shell Panel/ Plan	Condiții de margine în contact cu solul
Volume	Încărcare seismică Încărcare	Element Solid	Condiții de margine în contact cu solul

Transferul încărcărilor către reazem este foarte greu de efectuat și complexitatea acestui transfer se datorează:

- complexității încărcărilor;
- complexității mediului prin care se face transferul;
- complexitatea tipurilor de reazeme;

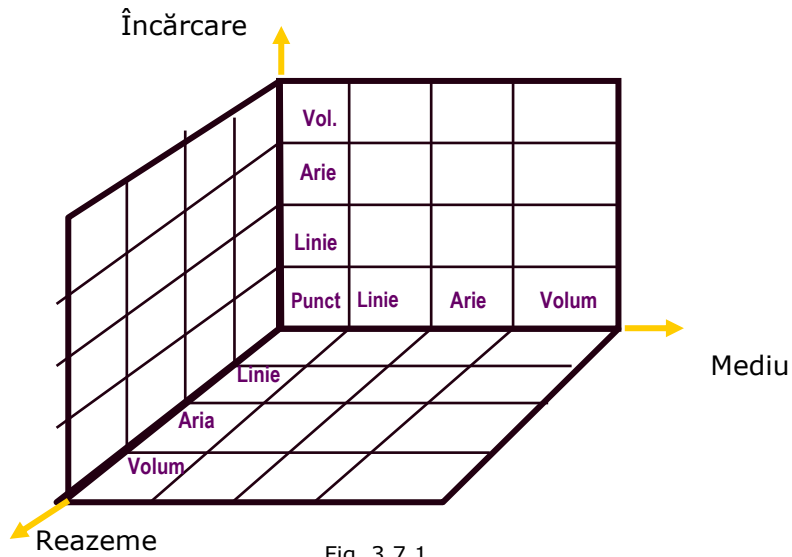


Fig. 3.7.1

O altă exemplificare se prezintă în figura următoare:

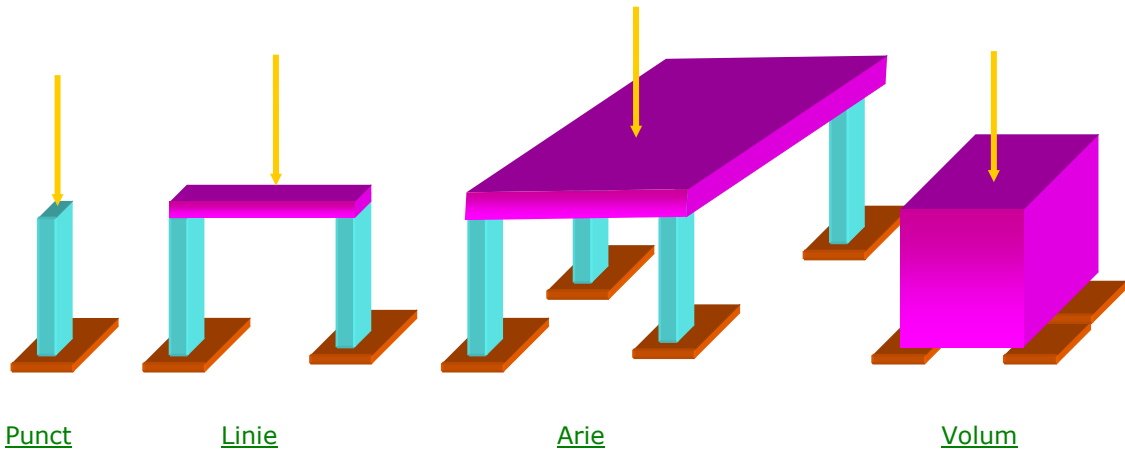


Fig. 3.7.2

Capitolul de față nu-și propune a studia teoria elementelor finite, teorie care este deja studiată de mulți alți matematicieni și ingineri și care se poate găsi mai în detaliu în unele din cărțile amintite în bibliografie.

3.8. Programe de calcul bazate pe metoda elementelor finite

Prin mulțimea de programe de calcul bazate pe metoda elementelor finite, această metodă și-a găsit aplicabilitatea și în alte domenii, decât cele ingineresti, cum ar fi cel medical.

Există o gamă largă de produse software care pot să satisfacă într-o mică sau mai mare măsură cerințele actuale în ceea ce privește rezolvare unor structuri sau a altor domenii. Cu programele software se poate studia de la probleme mici din teoria elementelor finite și până la probleme diverse și complexe, cum ar fi: analiza unei structuri spațiale a unor clădiri cu mai multe niveluri, a unui baraj în arc, analiza curgerii unui fluid printr-un domeniu, a transferului termic de la un corp la celălalt, sau chiar simulare a curgerii sângelui prin inimă și a modului de lucru al plămânului.

Unul din micile programe care pot rezolva o mică problemă din metoda elementelor finite se va prezenta în figura de mai jos:

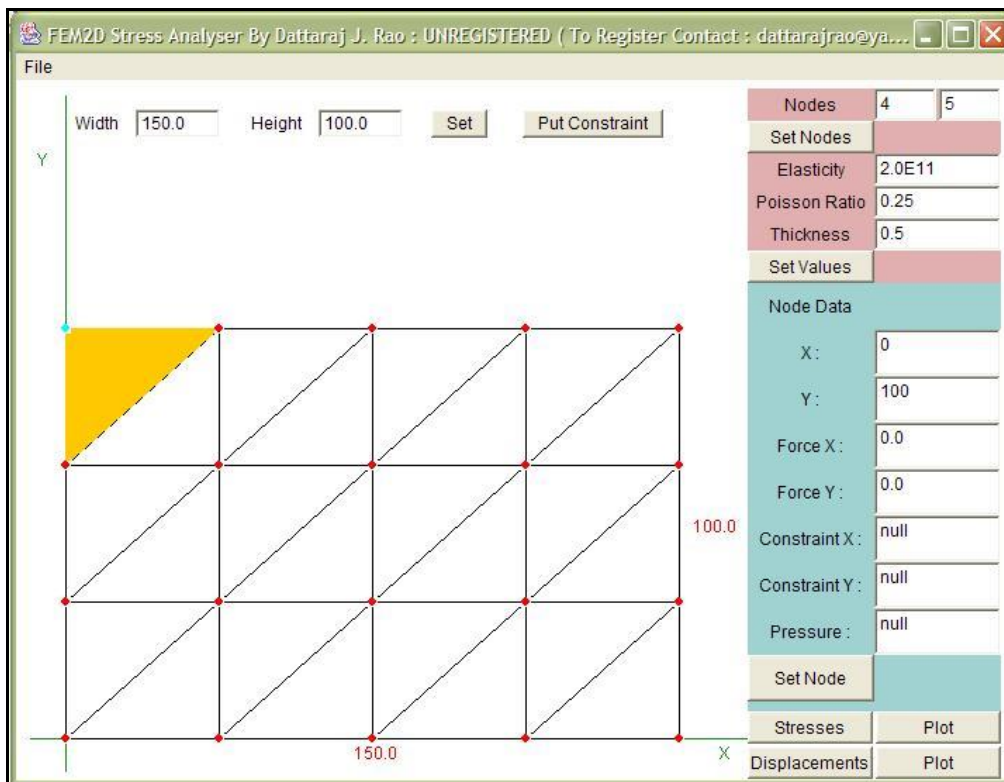


Fig. 3.8.1

După numele său „FEM2D Stress Analyser”, acest mic program poate calcula eforturile și deplasările într-o rețea de elemente finite în domeniul bidimensional, program realizat de indianul Dattaraj J. Rao. [17]

Alte programe de calcul se pot aminti:

- Dezvoltările **Universității Berkeley – California**: multiplele versiuni ale programelor **SAP și ETABS**, programe de calcul pentru structurile civile.
- Multitudinea de programe dezvoltate pentru ingineria mecanică cum ar fi: Pachetul de programe de la COSMOS, ABAQUS, ANSYS, ADINA și multe altele.

Un lucru foarte important este acela că aceste programe performante de calcul, sau dezvoltat odată cu dezvoltarea calculatoarelor. Calculul elementului matricelor de rigiditate, soluția ecuațiilor și evaluarea modului de deformare și al frecvențelor aparțin în totalitate calculatoarelor. Mai mult decât atât este necesară folosirea unei precizii duble pentru „virgula mobilă”, precizie necesară pentru a evita erorile numerice. Așadar, toate numerele trebuie să ocupe 64 bits, din capacitatea de înmagazinare a calculatorului. Unii, au început dezvoltarea analizelor structurale și proiectarea pe calculator pe un IBM-701 în 1957 și de atunci s-a răspândit la o gamă mai largă de sisteme de calcul. De atunci, mulți compilatori Fortran și sisteme de operare au folosit vitezele calculatoarelor din acel timp, care consideră precizia crescând cu până la 50 de procente, datorită creșterii vitezelor calculatoarelor. În următorul tabel se va prezenta unele viteze de calcul cu „virgulă mobilă” ale sistemelor de calcul în decursul timpului:

Tabelul 3.7

Anul	Computer sau procesor	Operații pe secundă	Viteza realtivă
1963	CDC-6400	50 000	1.0
1967	CDC-6600	100 000	2.0
1974	CRAY-1	3 000 000	60.0
1980	VAX-780	60 000	1.2
1981	IBM-3090	20 000 000	400
1981	CRAY-XMP	40 000 000	800
1990	DEC-5000	3 500 000	70
1994	Pentium-90	3 500 000	70
1995	Pentium-133	5 200 000	104
1995	DEC-5000, dezvoltat	14 000 000	280
1998	Pentium II-333	16 500 000	330

Costurile de achiziționare și de întreținere ale unor astfel de sisteme de calcul erau enorme, dar ele s-au redus în timpul celor 20 de ani. În acest timp au apărut și calculatoarele personale al căror cost era destul de ridicat. În anul 1998 cel mai scump procesor pentru un calculator personal era cel de Intel Pentium, care era cam de cinci ori mai rapid decât primul calculator CRAY și costa în jur de 2500 de dolari. Astăzi se poate vorbi și de puteri mult mai mari și costuri mai mici. În tabelul 7 se va prezenta creșterea puterii de calcul prin „virgulă mobilă”, ale calculatoarelor personale în timpul celor aproximativ 20 de ani:

Tabelul .3.8

Anul	INTEL CPU	Viteza MHz	Operații pe secundă	Viteza relativă	Costul
1980	8080	4	200	1	6 000 \$
1984	8087	10	13 000	65	2 500 \$
1988	80387	20	93 000	465	8 000 \$
1991	80486	33	605 000	3 025	10 000 \$
1994	80486	66	1 210 000	6 050	5 000 \$
1995	Pentium	90	4 000 000	26 000	5 000 \$
1996	Pentium	233	10 300 000	52 000	4 000 \$
1997	Pentium II	233	11 500 000	58 000	3 000 \$
1998	Pentium II	333	16 500 000	82 500	2 500 \$

De remarcat că viteza de „virgulă mobilă” a unui Pentium II, nu diferă mult de un procesor Pentium de bază. Creșterea se observă în „viteza de ceas” de la 90 la 333 MHz, care a crescut foarte mult în ultimii trei ani.

Viteza calculatoarelor asumă toate numerele în memoria de stocare rapidă. Pentru un sistem structural mai mare este imposibil a stoca toate datele în memoria de stocare rapidă. Dacă datele trebuie preluate de pe memoria lentă de stocare (unitatea de disketă, hardisk), viteza de calcul se reduce semnificativ. Unele programe de calcul au posibilitate de a conduce toate datele necesare în blocuri mari pentru a minimiza timpul de acces la unitatea de disk. Această psihologie de programare se utilizează astăzi în sistemele de operare Windows. [17]

În viitor calculatoarele personale vor crește în putere și vor scădea la preț, ceea ce poate să bucure pe utilizatori și în special pe inginerii care doresc simulări tot mai aproape de realitate. Astfel, se constată o largă utilizare a calculatoarelor personale în domeniul ingineriei, cu rezultate foarte bune, dar acest lucru nu reduce înlătura posibilitatea ca programele de calcul să conțină erori, sau rezultatele obținute să nu aibă o acuratețe deosebită. În lucrarea „*Part Load Instabilities in Francis Turbines and Pump Turbines*”, autorii M. Stick, P. Stein, și alții din Zurich, Elveția, prezentată la conferința HYDRO 2004, din Portugalia, s-a comparat rezultatele unei simulări (simulare efectuată cu unul din pachetele de programe CFX 5.7 ale CFX Ansys Ltd.), a curgerii apei printre paletel rotorului și tubul aspirator, cu măsurătorile experimentale și au constatat că acuratețea rezultatelor în această simulare cu pachetul de programe CFX 5.7, sunt discutabile. Acesta concluzie ne arată că în unele domenii programele nu pot realiza cu precizii mari modul de comportare al domeniului studiat. [18]

4. Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea

4.1. Relațiile efort-deformații în programele de calcul bazate pe metoda elementelor finite

Aceste programe, bazate pe metoda elementelor finite au o largă răspândire în domeniile ingineresti, astfel că pentru a se putea stabili cât mai exact programul de calcul necesar unei analize structurale a domeniului considerat, se va studia în acest capitol două modele structurale de mare anvergură din țara noastră. Aceste modele au fost alese datorită existenței în literatura de specialitate a mai multor referințe și studii cu privire la modul lor de comportare.

Programele de calcul utilizează o mulțime de tipuri de elemente finite, care să poată realiza cât mai bine simularea unui domeniu prin aceste elemente (aproximativ 200 de elemente, funcție și de tipul programului).

În acest subcapitol se prezintă caracterul structural al unui astfel de program, care s-a folosit pentru simulările structurale.

Pentru materialele cu o comportare liniară relația dintre efort și deformație este dată de ecuația: $\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon^{el}\}$ (4.1.), unde: $\{\sigma\}$ = vectorul efort = $|\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{zx}|^T$

$[D]$ = matricea efort - deformația

$\{\varepsilon^{el}\} = \{\varepsilon\} - \{\varepsilon^{th}\}$ = vectorul deformații elastice

$\{\varepsilon\}$ = vectorul deformații totale = $|\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \varepsilon_{xy}, \varepsilon_{yz}, \varepsilon_{zx}|^T$

$\{\varepsilon^{th}\}$ = vectorul deformațiilor termice

$\{\varepsilon^{el}\}$ = sunt deformațiile care produc eforturile

Vectorul efort este prezentat în figura 4.1.1 - Convenția de semne utilizată în programul este: întinderea se consideră pozitivă și compresiunea negativă.

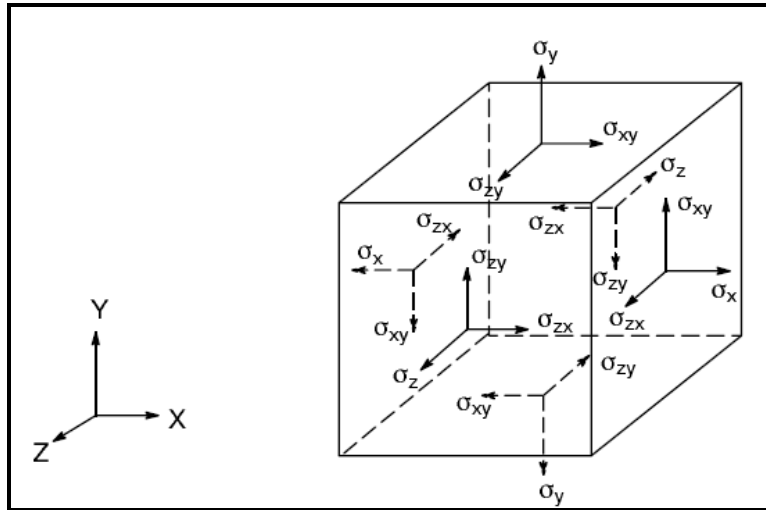


Fig. 4.1.1

De altfel ecuația (4.1.) poate fi inversată astfel: $\{\varepsilon\} = \{\varepsilon^{th}\} + [D]^{-1} \{\sigma\}$
(4.2.)

Matricea de flexibilitate $[D]^{-1}$ este:

$$[D]^{-1} = \begin{bmatrix} 1/E_x & -\nu_{xy}/E_x & -\nu_{xz}/E_x & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{yx}/E_y & 1/E_y & -\nu_{yz}/E_y & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{zx}/E_z & -\nu_{zy}/E_z & 1/E_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{xy} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{yz} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{xz} \end{bmatrix}$$

(4.3.)

unde termenii tipici reprezintă:

E_x = modulul lui Young pe direcția x;

ν_{xy} = coeficientul major a lui Poisson;

ν_{yx} = coeficientul minor a lui Poisson

G_{xy} = modulul transversal în planul xy

Mai de parte se poate explicita fiecare termen din ecuație.

82 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

Din derivata matricei structurale rezultă că deformațiile pot fi reprezentate ca deplasări nodale prin ecuația de mai jos:

$$\{ \varepsilon \} = [\mathbf{B}] \{ \mathbf{u} \} \quad (4.4.)$$

unde: $[\mathbf{B}]$ = matricea deformații-deplasări, bazată pe o funcție a unui element de tip curbă
 $\{ \mathbf{u} \}$ = vectorul deplasărilor nodale

S-au realizat câteva simulări atât în domeniul bidimensional cât și cel tridimensional, comparând între ele, rezultatele obținute din aceste analize, dar s-au comparat și cu rezultatele obținute de alții.

În subcapitolele ce urmează se va prezenta aceste teste comparative. [15], [46]

4.2. Analiză bidimensională (2D)

Analiza bidimensională se recomandă în cazul în care structurile hidrotehnice au un plan vertical median, continuu, față de care grosimile variabile au o dispunere suficient de simetrică pentru a permite tratarea 2D în ipoteza de efort plan (σ_x și σ_y).

Pentru aceasta s-a luat în considerare o structură plană a unui baraj stăvilor, Porțile de Fier I, care are pile independente. Fiind una dintre cele mai mari centrale de putere din România, în literatura de specialitate și se fac diverse referiri și studii asupra acestui model. Această centrală deși este o centrală de mare putere, totuși ea este o centrală de tip baraj cu o cădere maximă de 60,60m.

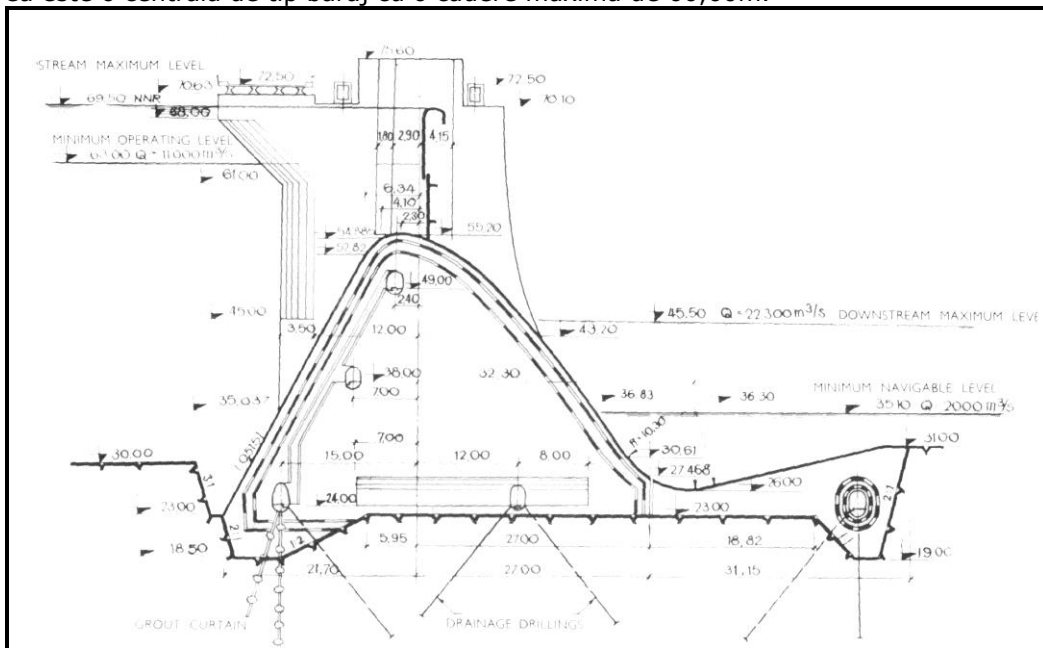


Fig. 4.2.1

Barajul stăvilor Porțile de Fier I are 14 câmpuri deversante, cu lungimea câmpului de 25 m, și grosimea pilei de 7 m. Căderea maximă la centrală este de 60.60 m, dar presiunea hidrostatică maximă este de 54.50 m. Câmpurile deversante sunt barate de niște stavile plane cu dimensiuni de 14.80x25 m. Acest baraj stăvilor conține 620 000 m³ de beton. [1]

În figura 4.2.1, se prezintă o secțiune prin deversorul centralei unde se pot vedea și dimensiunile stăvilorului.

Mai departe s-a trecut la analiza cu elemente 2D liniare.

84 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

4.2.1. Analiză cu elemente liniare

Utilizatori de elemente finite au constatat din experiența lor că în cazul utilizării elementelor liniare într-o analiză se poate ajunge la:

- o finețe în discretizare
- se poate obține aceeași precizie a rezultatelor prin finețea discretizării
- oferă chiar un surplus de informații
- timpul de calcul $t \approx k^3 m^4 / 2$, unde $m = \sqrt[4]{27n}$ și n = numărul de elemente, iar k = numărul gradelor de libertate
- elementele liniare dau o variație globală a eforturilor în zona concentrării [14]

Pentru situația studiată se va alege un element bidimensional liniar folosit de programul ANSYS. Se va prezenta unele caracteristici ale acestui element:

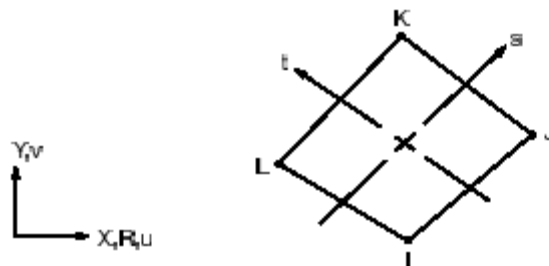


Fig. -4.2.2

Elementul PLANE42 – un element 2D structural liniar, cu patru noduri I,J,K,L și patru laturi. Are două grade de libertate (U_x, U_y), iar ca și caracteristici voi aminti: E_x, E_y, E_z , (module de elasticitate), coeficientul lui Poisson ($\nu_{XY}, \nu_{XZ}, \nu_{ZY}$), coeficienți termici ($\alpha_{PX}, \alpha_{PY}, \alpha_{PZ}$), densitate, gravitație. Ca și încărcări suportă: presiuni, temperaturi, flux. Alte caracteristici speciale: plasticitate, frecare, rezonanță (sunet), abateri mari, deformații mari. [50]

Ca și încărcări s-au folosit presiunile provenite din acțiunea hidrostatică a apei și greutate proprie a stăvilărilor dată de accelerația gravitațională. Subpresiunea s-a introdus după valorile măsurate la talpa radierului stăvilărilor. În figura următoare se va prezenta graficul de variație a subpresiunii, dată de forma radierului, cât și de voalurile de etanșare executate. S-a introdus valorile subpresiunii după valorile arătate cu linie continuă, ceea ce reprezintă reducerea subpresiunii date și de voalurile de etanșare.

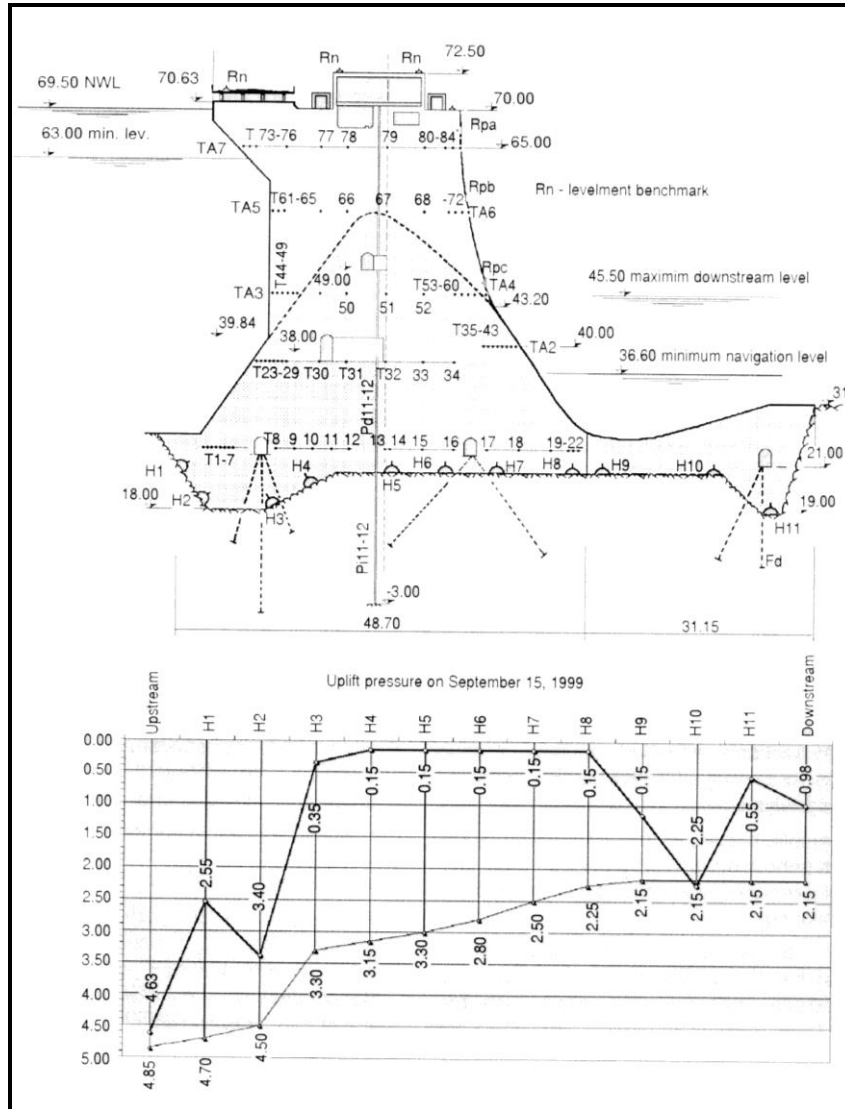


Fig. 4.2.3

În urma încărcării structurii cu cele prezentate s-a trecut la analiza ei. Numărul total de elemente discretizate este de 1016. Numărul total de noduri este de 1115. Numărul gradelor de libertate $K=1115 \times 2=2230$, și atunci $m=2.27 \times 1016=2316$. De aici va rezulta $t=2230^3 \times 2316^4 / 2=1.43E+13s$. Acest timp calculat după formula dată este o aberație pentru zilele de azi, pentru simplu fapt că pe un calculator PIII-700MHz, durata totală de analizare a fost de aproximativ 4.5 secunde.

Discretizarea în elemente finite a barajului stăvilor va fi prezentată în figura ce urmează; se vor putea observa și blocajele introduse la extremitatea terenului de fundare.

86 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

Câteva caracteristici ale materialelor: beton ($E_x=2.4E+9\text{Kgf/m}^2$, $\nu_{XY}=0.17$, $\gamma_b=2450\text{Kgf/m}^3$), rocă ($E_x=7.5 E+9\text{Kgf/m}^2$, $\nu_{XY}=0.26$).

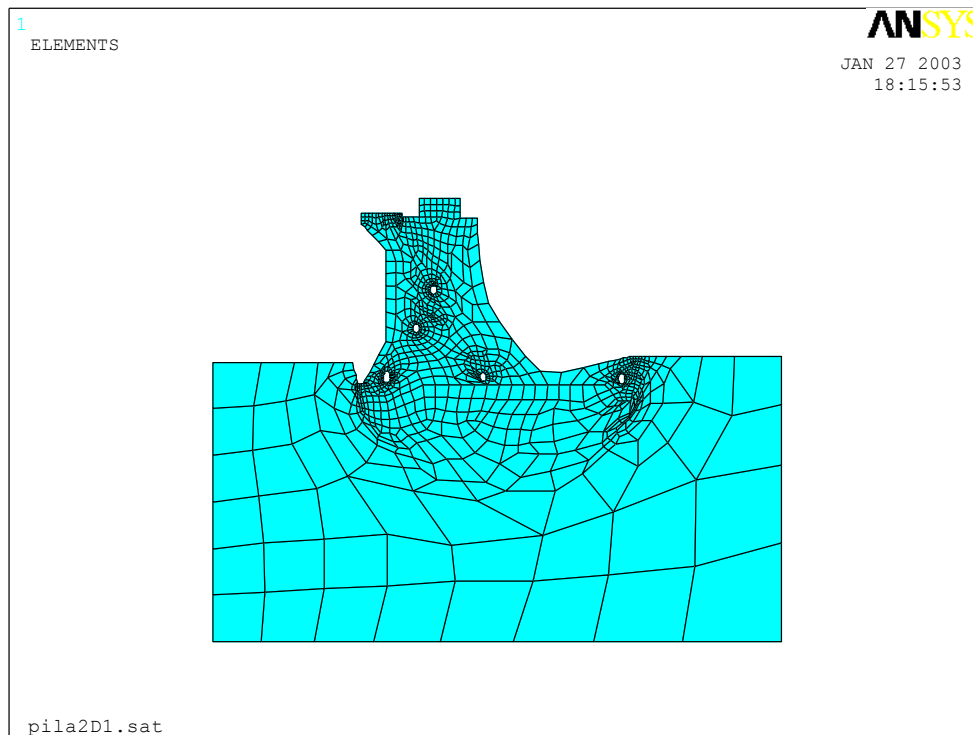


Fig. 4.2.4 - discretizarea

În continuare se va prezenta câteva din rezultatele analizei:

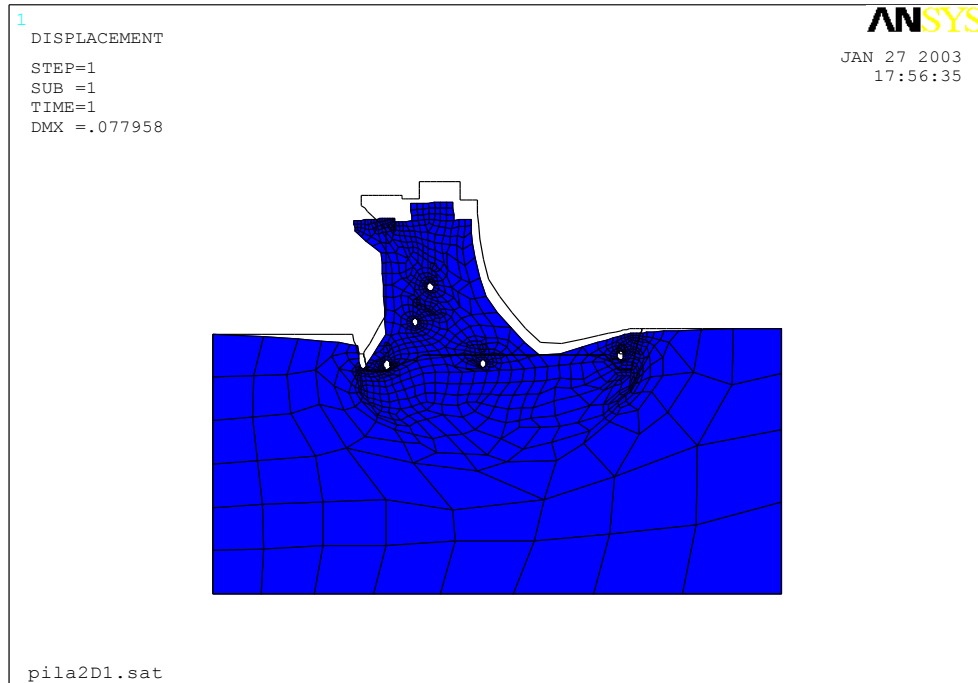


Fig. 4.2.5 - deformata

88 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

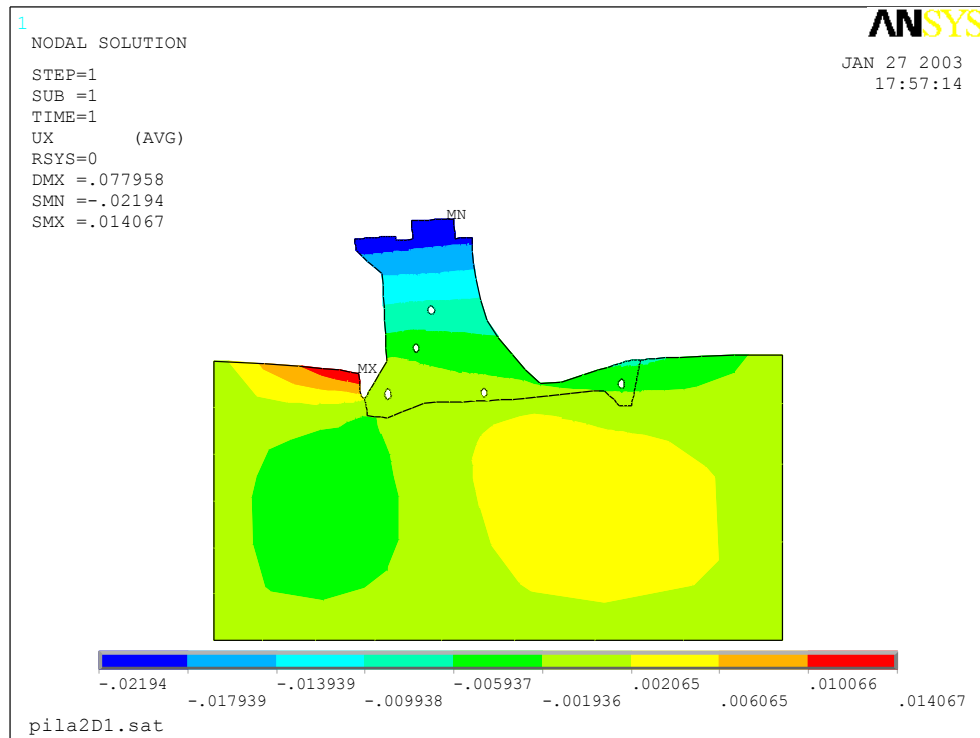


Fig. 4.2.6 – UX – deplasarea după direcția x

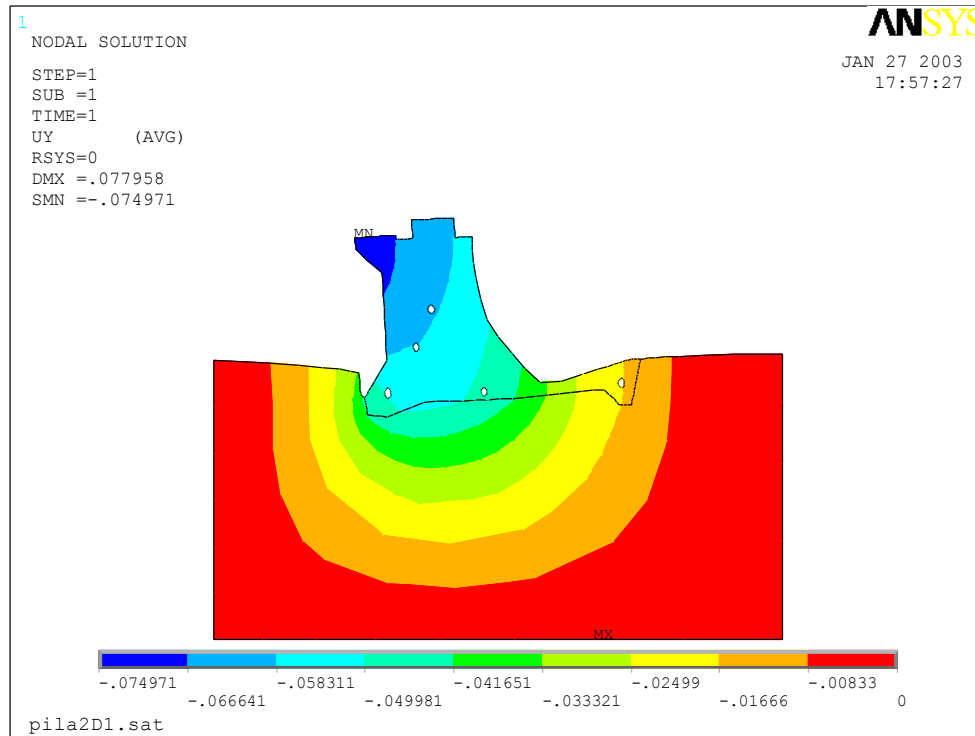


Fig. 4.2.7 - UY - deplasarea după direcția y

90 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

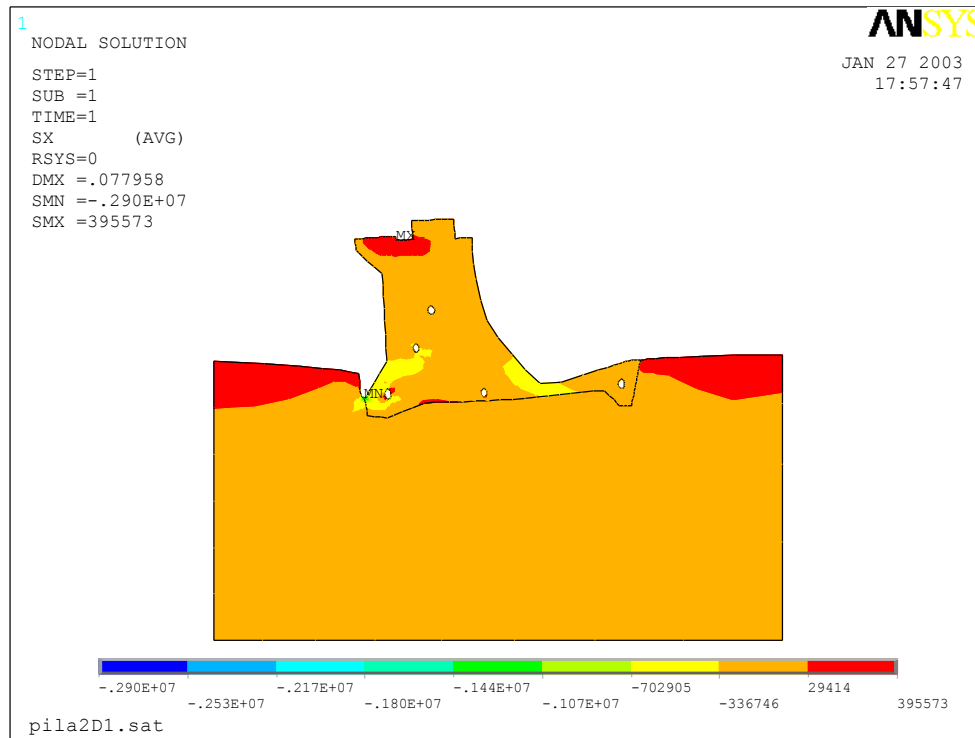
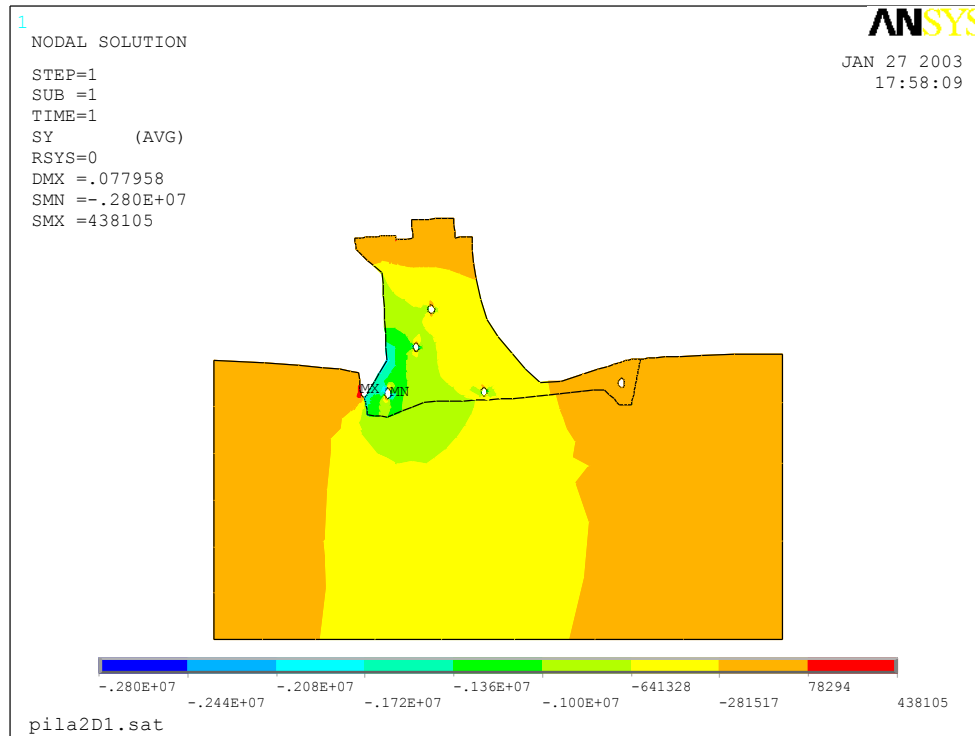


Fig. 4.2.8 -Sx – efortul unitar σ_x

Figura - 4.2.9 – Sy – efortul unitar σ_y

Se prezintă unele valori a celor prezentate: $UX_{max}=0.02194$ m, $UY_{max}=0.074971$ m, $SX_{max}=0.29E+7$ Kg f/m^2 $SX_{max}=395573$ kg f/m^2 , $SY_{max}=-0.28E+7$ Kg f/m^2 și $SY_{max}=438105$ Kg f/m^2 .

4.2.2. Analiză cu elemente pătratice

Elementele pătratice au și ele unele avantaje și dezavantaje dintre care se amintesc:

- aproximează mai bine variația necunoscutelor
- se pot discretiza domenii mai mari
- o discretizare grosieră este posibilă
- timpul de calcul pentru evaluarea matricelor este semnificativ mai mare.
- dă o aproximare mai bună a concentrării de efort, dar în același timp duc la o schimbare de semn în extremitatea elementului, ceea ce derutează
- discretizarea unei geometrii mai complicate se face mai bine cu elemente pătratice
- prezintă unele anomalii în cazul structurilor încărcate cu forțe concentrate. [14]

Timpul de calcul cronometrat pe același calculator în acest caz este de 6.1 secunde. Se prezintă mai departe discretizarea și apoi unele rezultate ca și cele mai de sus:

92 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

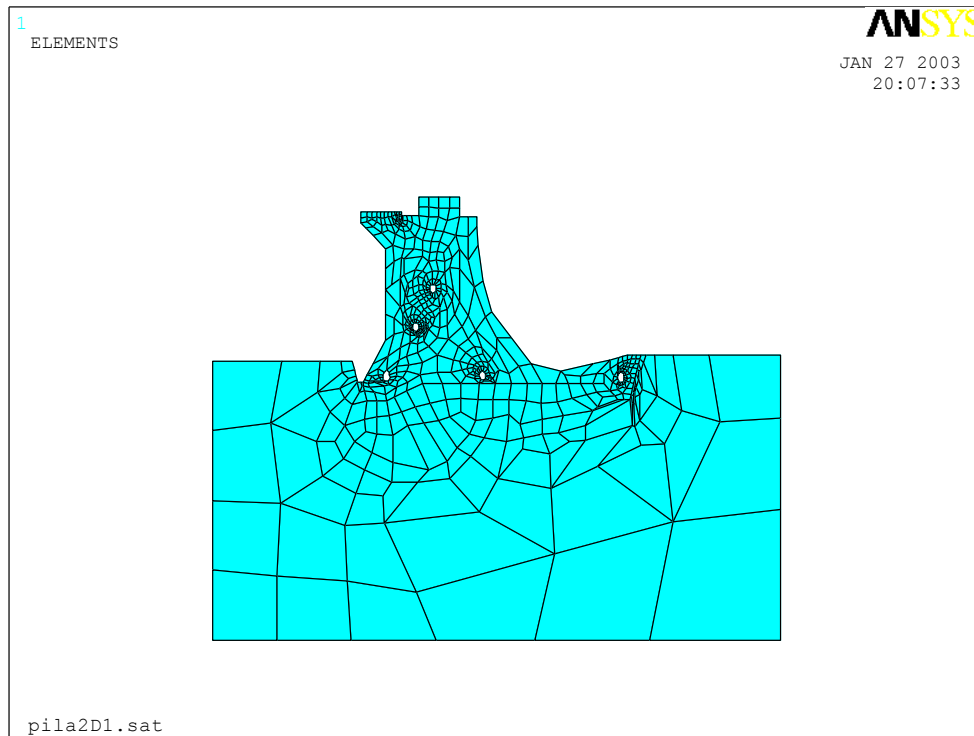


Fig. 4.2.10 – discretizarea

În acest caz numărul total de elemente este 563, iar de noduri de 1841. Elementul utilizat în cazul acesta este PLANE82, un element cu 8 noduri ca și în figura de mai jos:

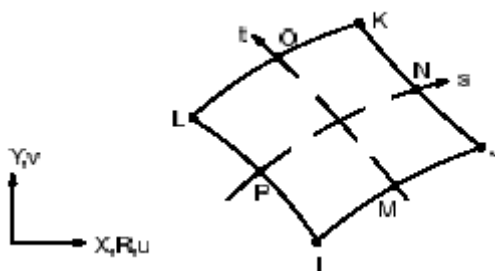


Fig. 4.2.11 – PLANE82

Nodurile I, J, K, L, M, N, O, P, are 2 grade de libertate și în rest ca și elementul de mai sus prezintă aceeași caracteristici principale. Deoarece scara de deformare este mică în acest caz nu se va mai prezenta deformata structurii, ea fiind aceeași ca și formă.

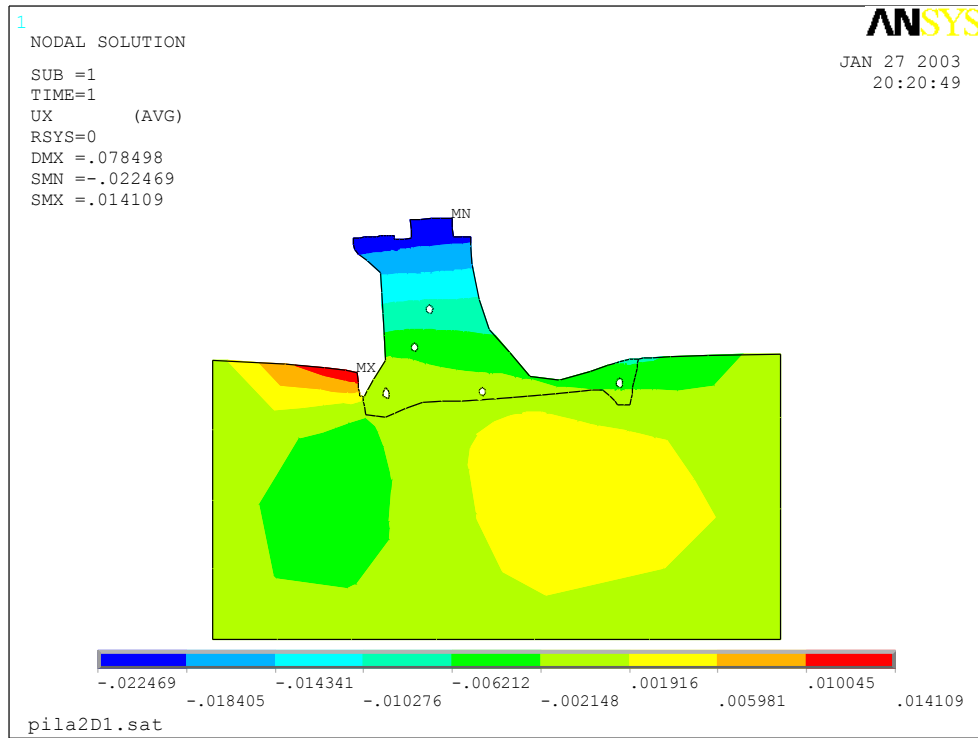


Fig. 4.2.12 - UX

94 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

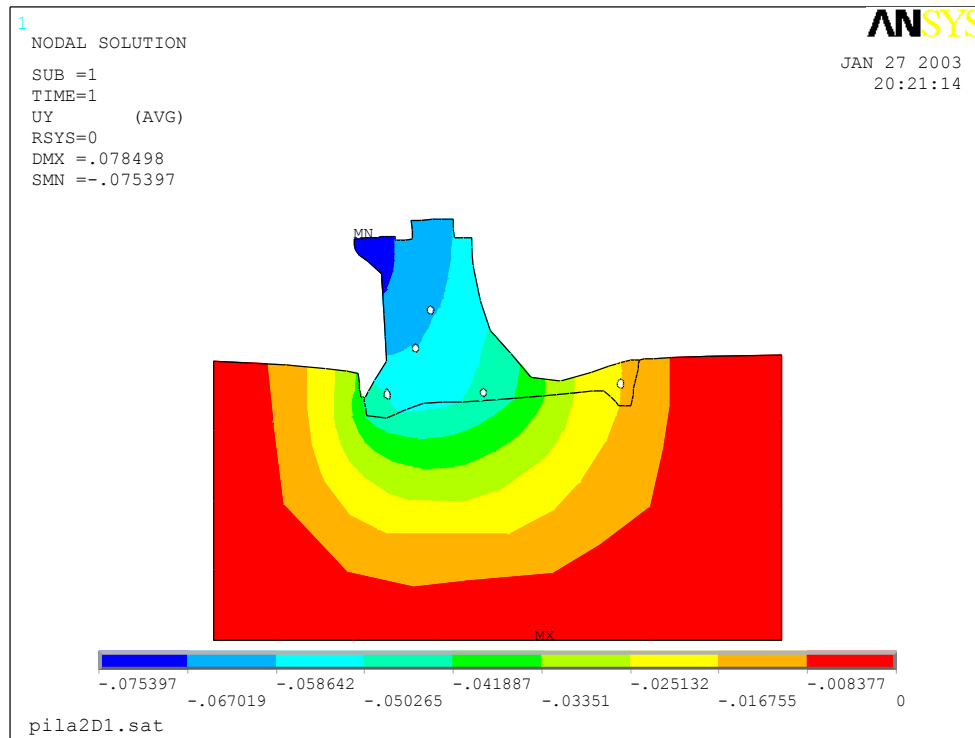


Fig. 4.2.13 - UY

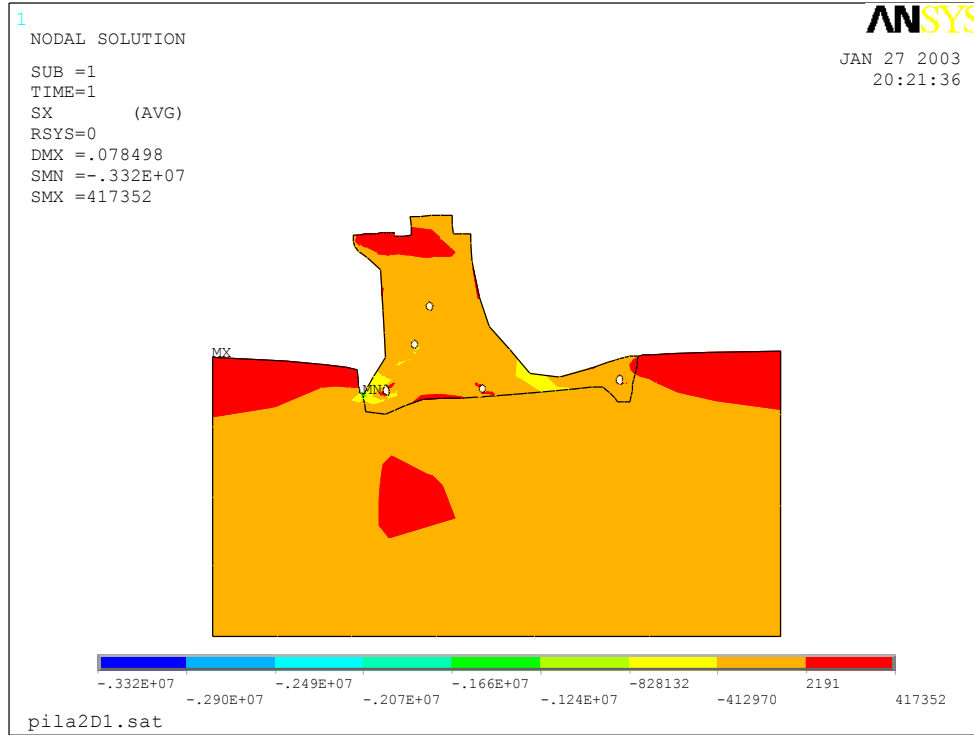


Fig. 4.2.14 - SX

96 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

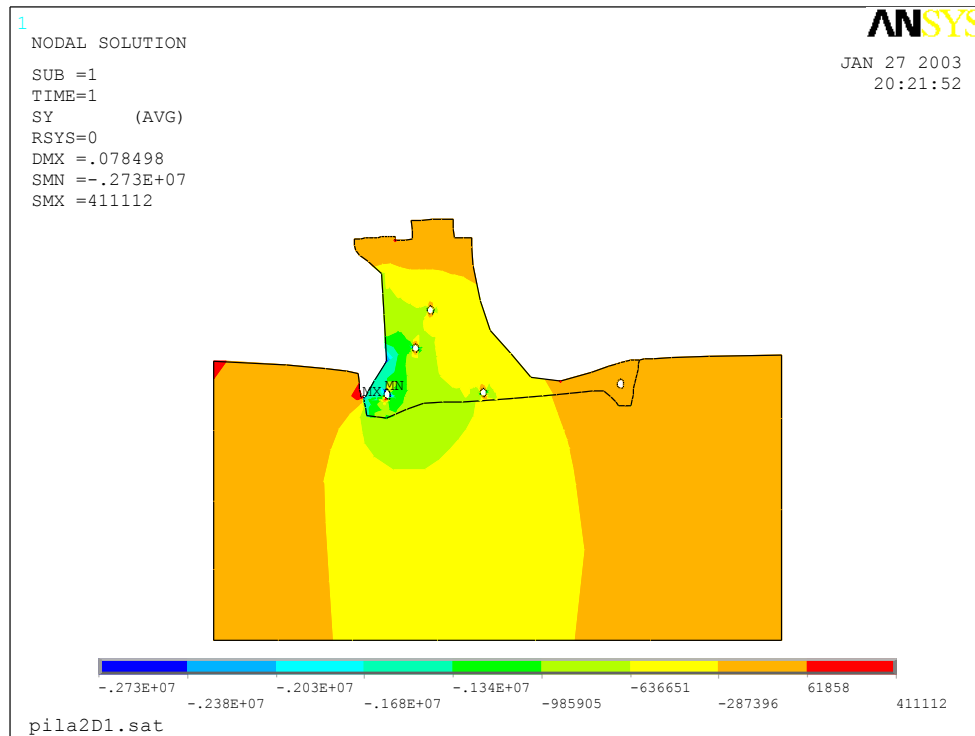


Fig. 4.2.15 - SY

Valorile pentru figurile de mai sus: $UX_{max}=0.022469m$, $UY_{max}=0.075397m$,
 $SX_{max}= -0.332E+7 \text{ Kgf/m}^2$, $SX_{max}=417352 \text{ Kfg/m}^2$, $SY_{max}= -0.273E+7\text{Kgf/m}^2$,
 $SY_{max}= 411112 \text{ Kgf/m}^2$.

4.3. Concluzii

Prin comparația a celor două analize pe un calculator PIII-700MHz cu un program de elemente finite performant, cum este ANSYS, se constată următoarele:

- se constată că timpul de calcul este mai mare în cazul utilizării elementelor de ordin superior, dar totuși ca și valoare este nesemnificativ în cazul unei analize statice cu un număr de elemente care nu depășesc 5000
- finețea în discretizare este arătată de numărul de elemente în cazul celor liniare față de cele de ordin superior 1016 la 563; se poate observa și din discretizare
- în cazul discretizării cu elemente pătratice se poate observa o discretizare mai grosieră decât în celălalt caz
- discretizarea a durat mai puțin în cazul elementelor pătratice
- UX în primul caz este mai mic decât în cel de-al doilea $0.02194 < 0.022469$
- UY în primul caz $<$ decât în al doilea $0.074971 < 0.075397m$
- SX(-) este de asemenea $<$ decât în cazul 2. $-0.290E+7 < 0.332E+7 \approx 13\%$
- SX(+) $395573 < 417352$ este mai mare cu $\approx 5\%$
- SY(-) $0.280E+7 > 0.273E+7$ este mai mare în primul caz cu 2.5%
- SY(+) $438105 > 411112$ este mai mare în primul caz cu $\approx 6\%$
- În cazul lui SX la elementele pătratice se extinde zona de întindere și în plus apare o zonă de întindere și în mijlocul fundației
- SY este mai bine conturat în cazul elementelor pătratice decât în cele liniare

Din cele prezentate este preferabil alegerea elementului liniar, datorită faptului că nu apare zona întinsă în roca de fundare, și că deformațiile dau valori mai mici ceea ce ne convine.

Se vor prezenta în continuare valorile lui SY (efortul unitar după axa y) pentru ambele analize, pe talpa pintelului barajului stăvilărilor.

98 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

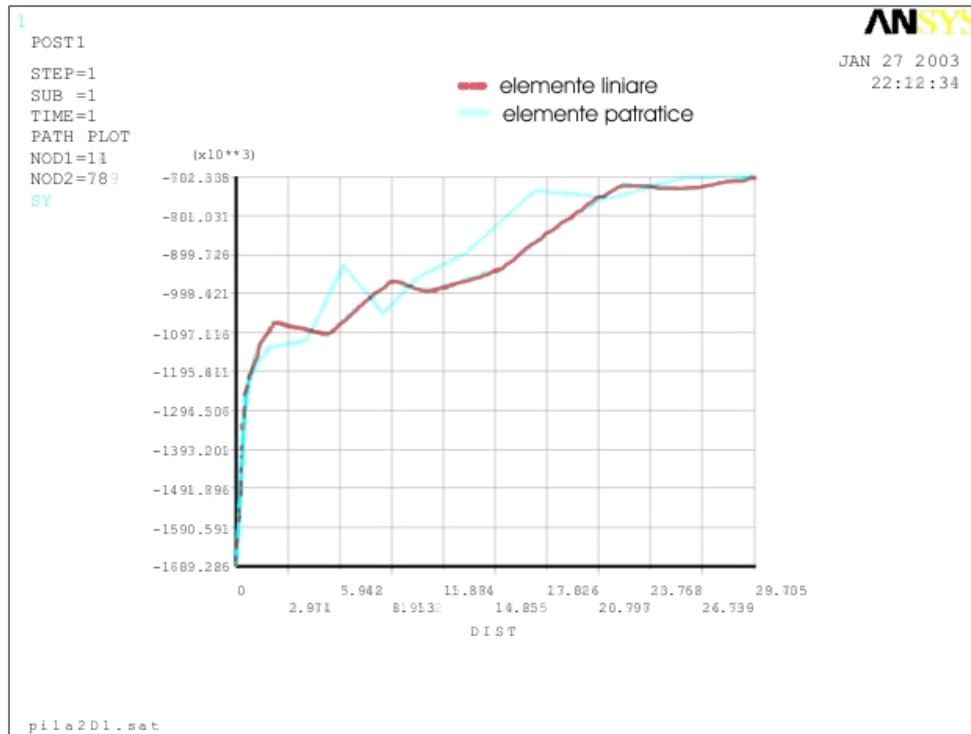


Figura 4.3.1 – SY la pinten (comparație)

4.4. Analiză tridimensională (3D)

În cazul barajelor stăvilor, ansamblul unei deschideri reprezintă o structură tridimensională, formată din cele două pile care sunt unite de câmpul deversat și radierul barajului stăvilor. Ca și în analiza bidimensională s-a luat în calcul și terenul de fundare.

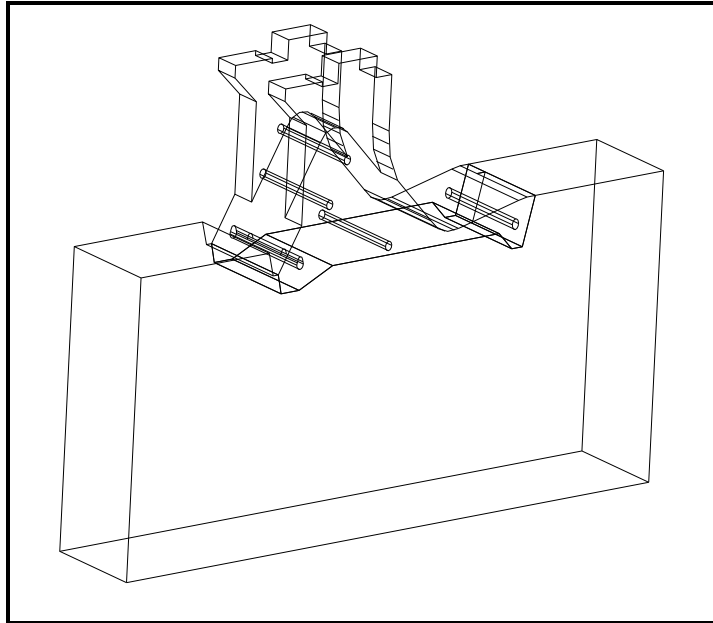


Fig. 4.4.1

4.4.1. Analiză folosind elementele liniare

Structura din figura 4.4.1 s-a discretizat cu elemente liniare de tip paralelipiped, numite BRICK185, un element structural solid cu 8 noduri.

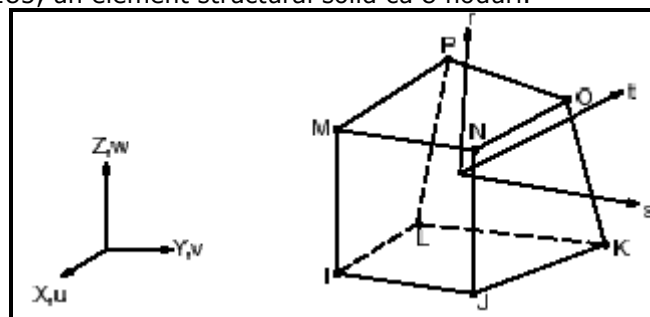


Fig. 4.4.2

Acest element prezintă 3 grade de libertate, proprietăți ale materialelor pe cele trei direcții și unele caracteristici speciale amintite și la celelalte elemente.

100 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

Datorită formei neregulate a structurii, discretizarea nu s-a putut realiza în opțiunea elementului cu cele 8 noduri, ci s-a realizat cu opțiunea tetraedru.

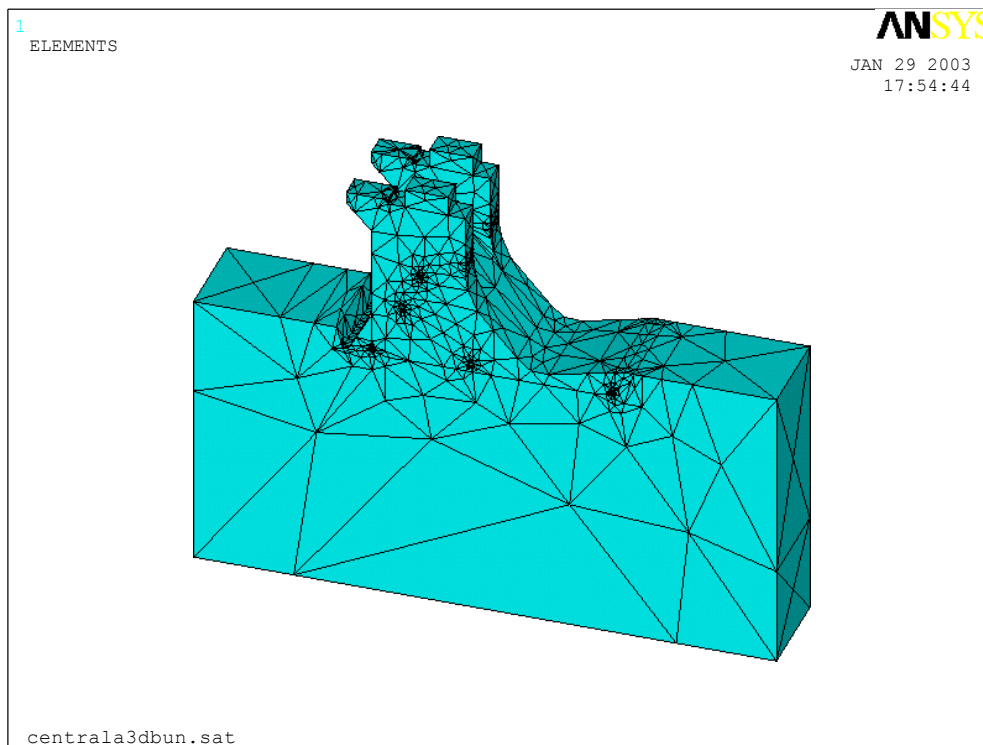


Figura - 4.4.3 – discretizarea

Elementul BRICK185 poate fi discretizat în 3 opțiuni: prima și cea recomandată este cea care respectă forma de cărămidă a elementului, și celelalte 2 opțiuni sunt tetraedru și prismă care nu sunt recomandate de către producător. În cazul amintit nodurile superioare ale elementului adică M,N,O,P se vor cupla pentru a forma un singur nod și de asemenea K și L care vor forma un singur nod pentru ca elementul să poată devenii un tetraedru. Discretizarea este grosieră cu o oarecare îndesire a rețelei în zonele de galerii. Este o discretizare liberă dată de program. Numărul total de elemente este de 21697.

Încărcările de data aceasta s-au distribuit variabil pe arii, sub forma de matrice. Presiunile date de greutatea apei și de împingerea ei și subpresiunea care a respectat valorile măsurate de la talpa barajului stăvilar, după cum s-a putut observa în secțiunea din figura 4.2.3.

Mai departe se va prezenta unele din rezultatele obținute, sub formă de diagrame:

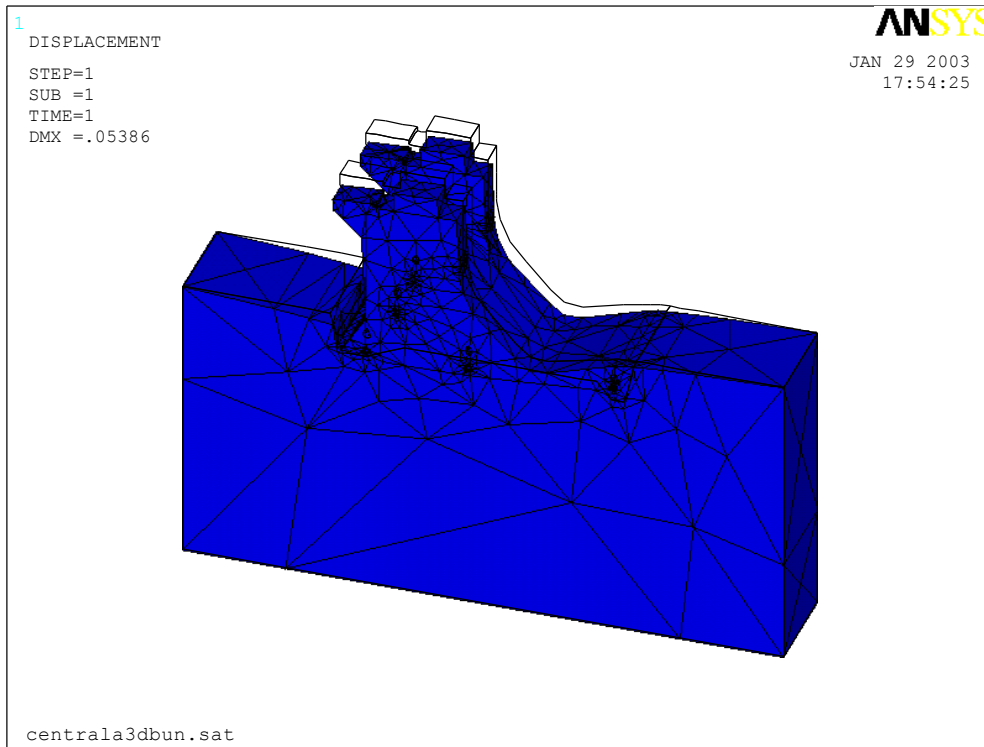


Fig. 4.4.4 – deformata

102 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

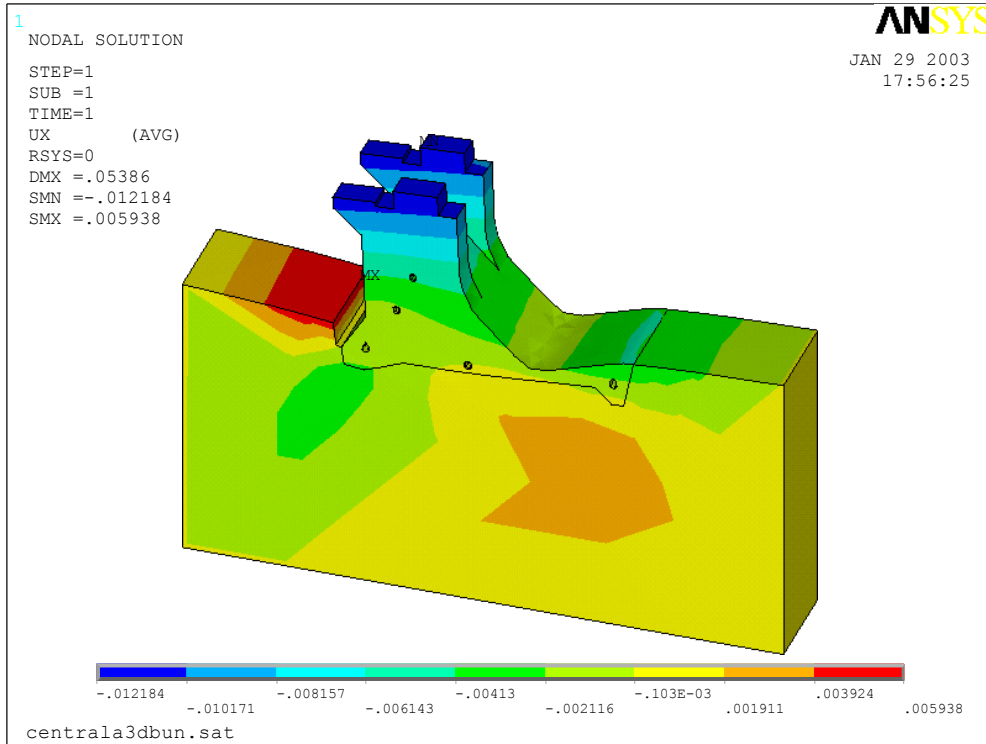


Fig. 4.4.5 – UX

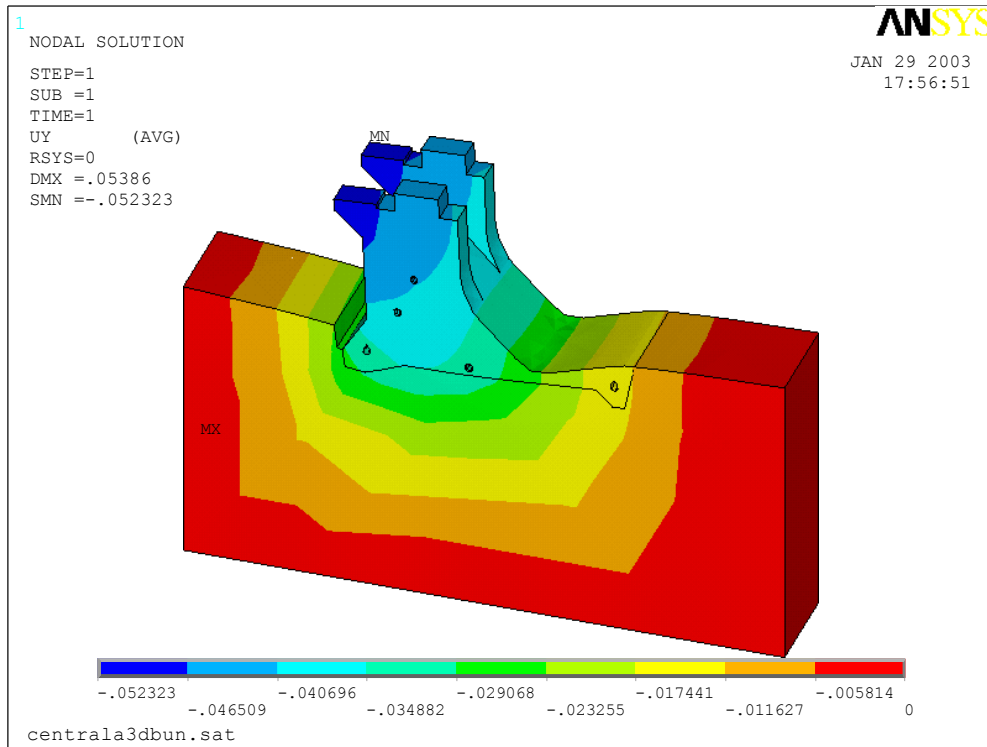


Fig. 4.4.6 -UY

104 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

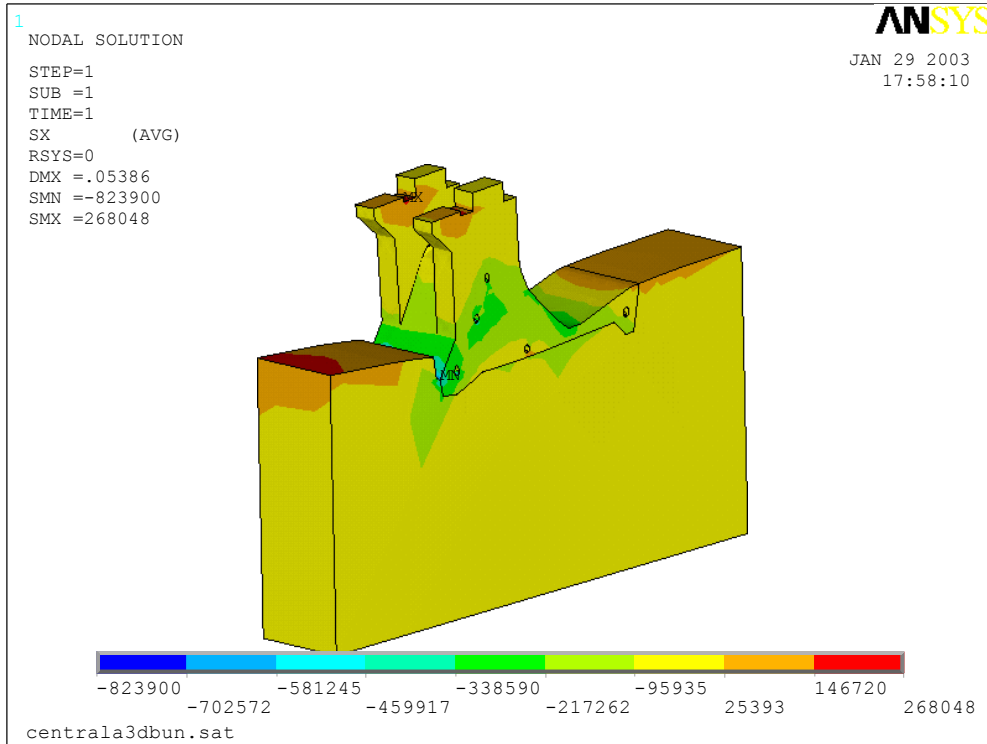


Fig. 4.4.7 - SX

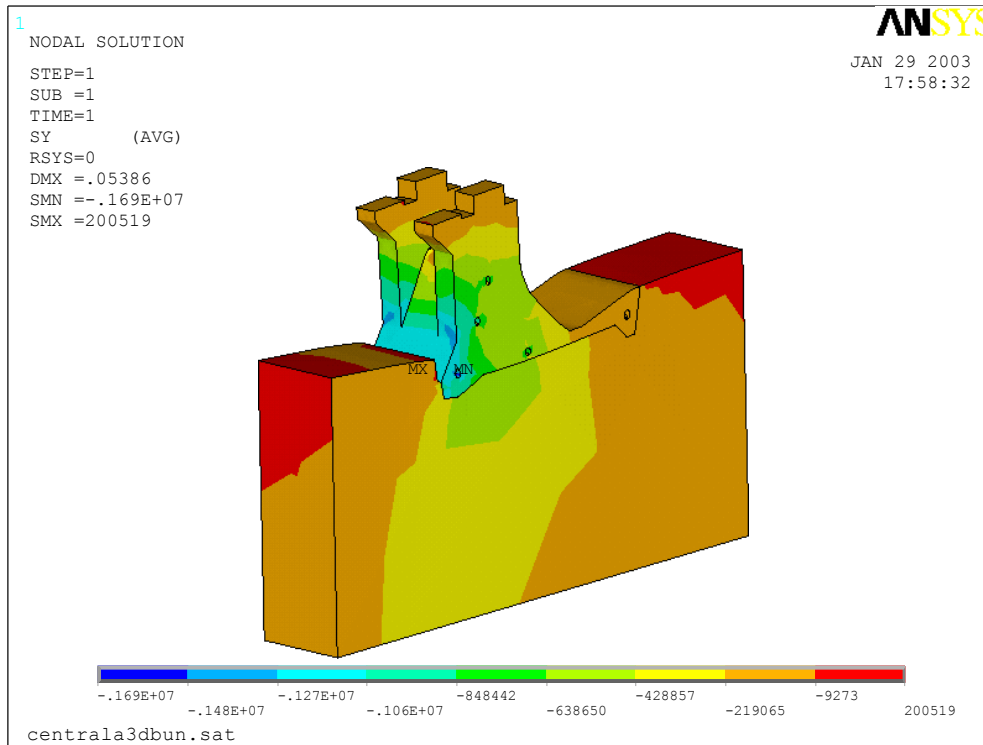


Fig. 4.4.8 – SY

Se prezintă unele rezultate: $UX_{\max}=0.012\text{m}$, $UY_{\max}=0.052\text{m}$, $SX_{\max}=-823900\text{kgf/m}^2$, $SX_{\max}=+268048\text{kgf/m}^2$, $SY_{\max}=-0.17\text{E}+7\text{kgf/m}^2$, $SY_{\max}=+200519\text{kgf/m}^2$

4.4.2. Analiză folosind elemente pătratice

După cum se cunoaște, elementele pătratice tridimensionale au în plus câte un nod pe latură ceea ce face ca elementul să aibă în loc de 8 noduri 20.

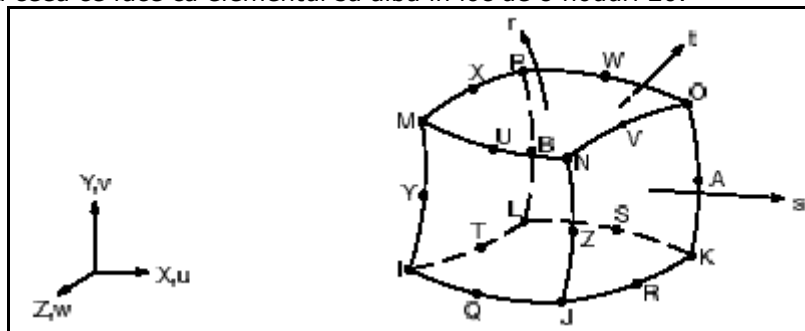


Fig. 4.4.9 – SOLID95

106 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

În figura 4.4.9, se prezintă elementul 3D-Structural Solid care mai poate fi folosit și sub formă de tetraedru, prismă sau piramidă. Se caracterizează prin 3 grade de libertate, proprietăți ale materialelor ca și ale elementelor amintite, suportă încărcări ca: presiuni temperaturi și mai conține unele caracteristici speciale care s-au amintit la celelalte elemente.

Discretizarea s-a efectuat la aceeași gradație ca și în cazul elementelor liniare. Au rezultat un total 20616 de elemente într-o discretizare cu elementele aduse la o formă tetraedrică. În cazul acesta producătorul nu amintește că acest tip de discretizare nu ar fi recomandat. Numărul total de noduri este de 33164.

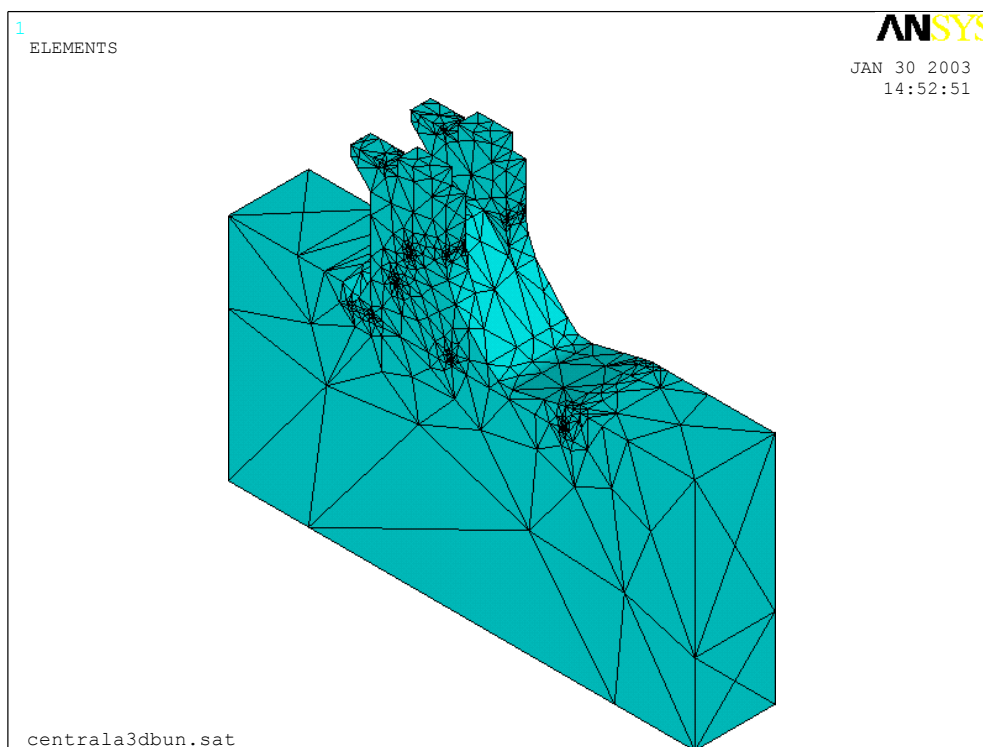


Fig. 4.4.10 – discretizare

Încărcările au rămas același și în consecință s-a putut trece la rularea programului. Mai departe voi ilustra rezultatele:

- deformata structurii
- UX (m)
- UY (m)
- SX (kgf/m²)
- SY (kgf/m²)

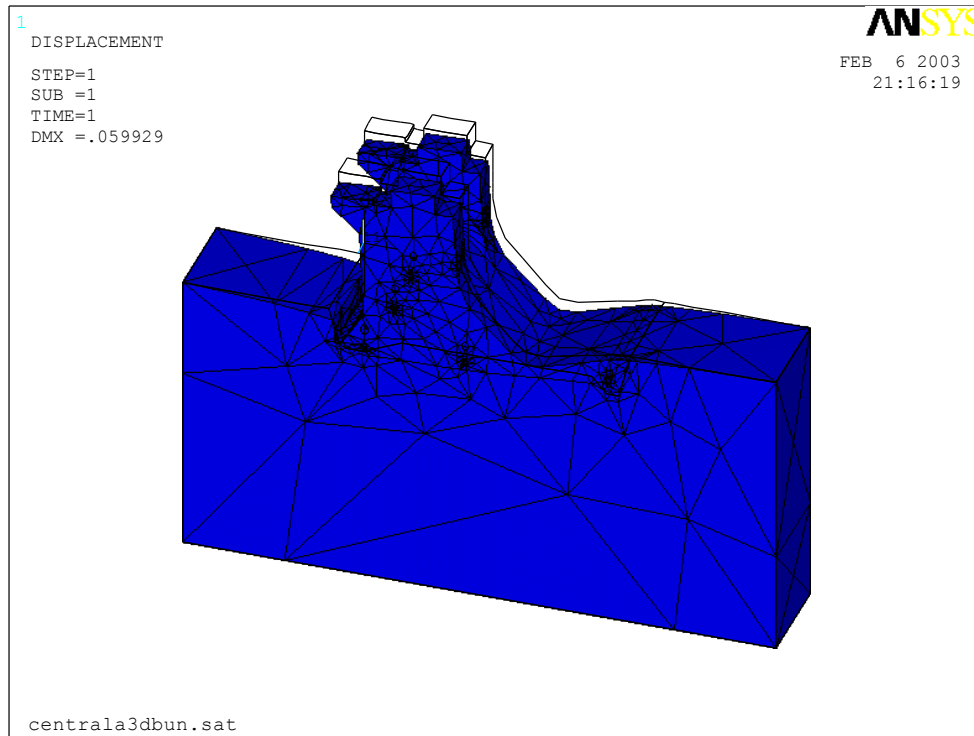


Fig. 4.4.11 – deformata

108 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

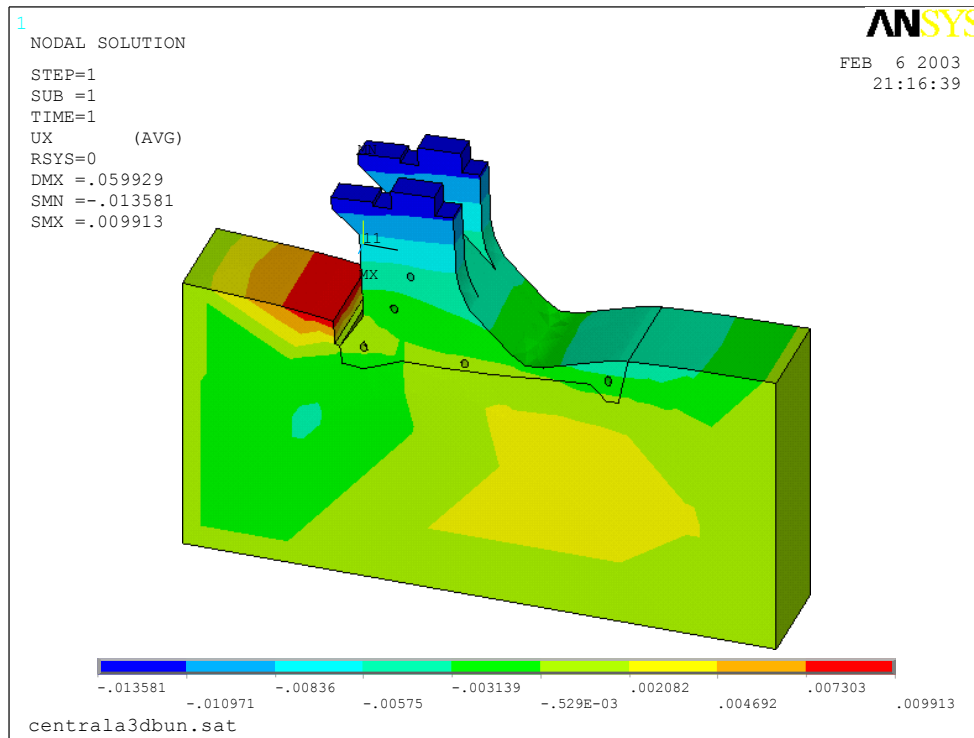


Fig. 4.4.12 - UX

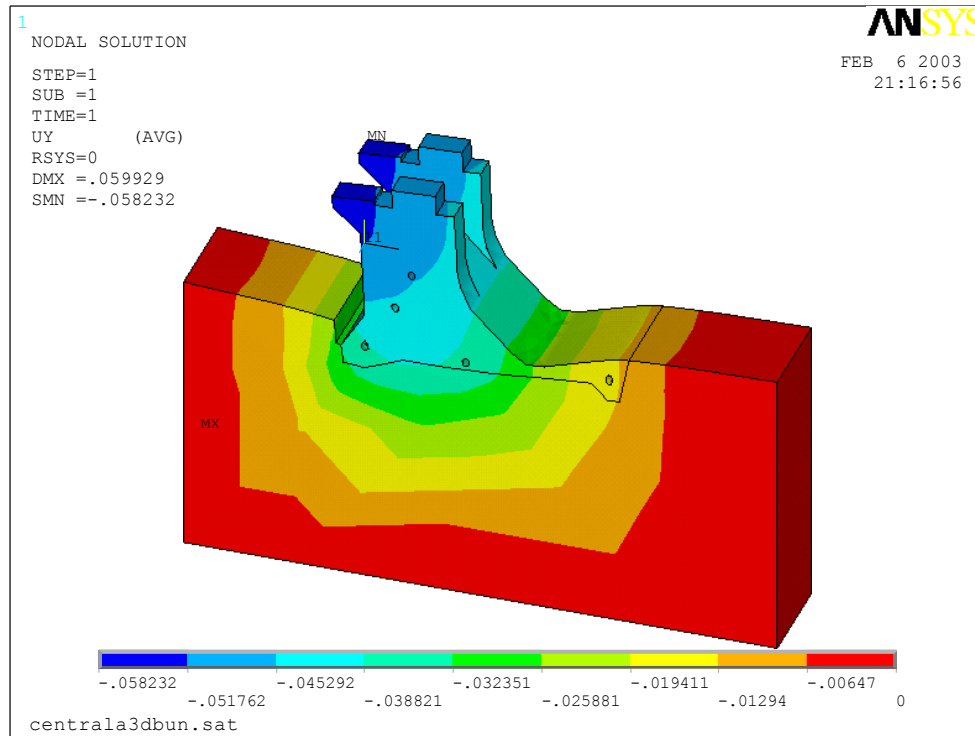


Fig. 4.4.13 - UY

110 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

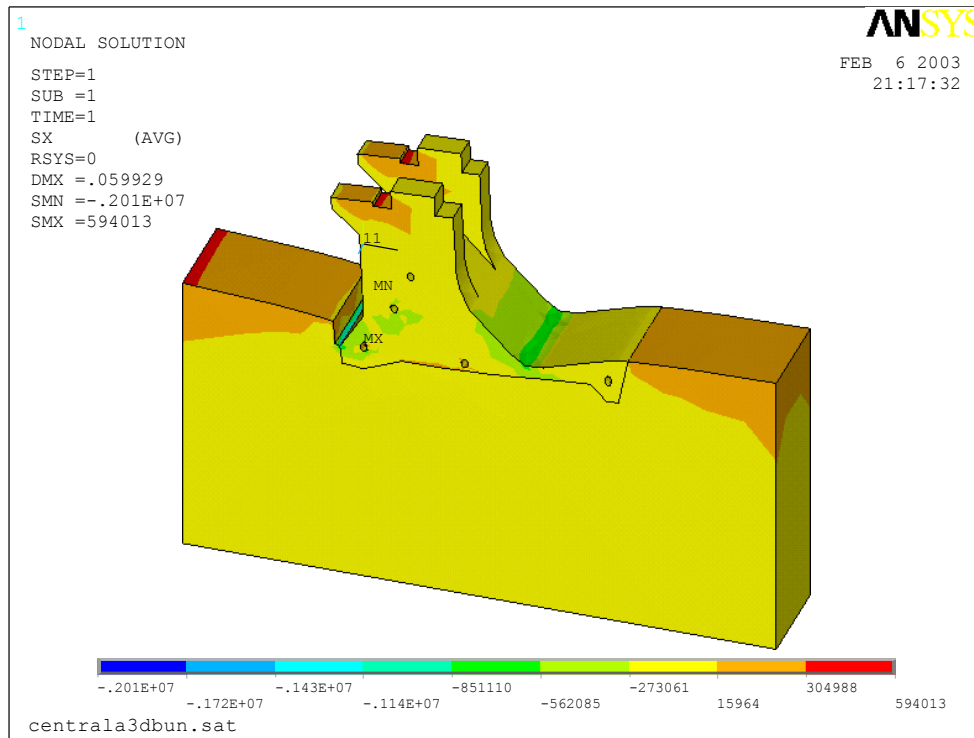


Fig. 4.4.14 - SX

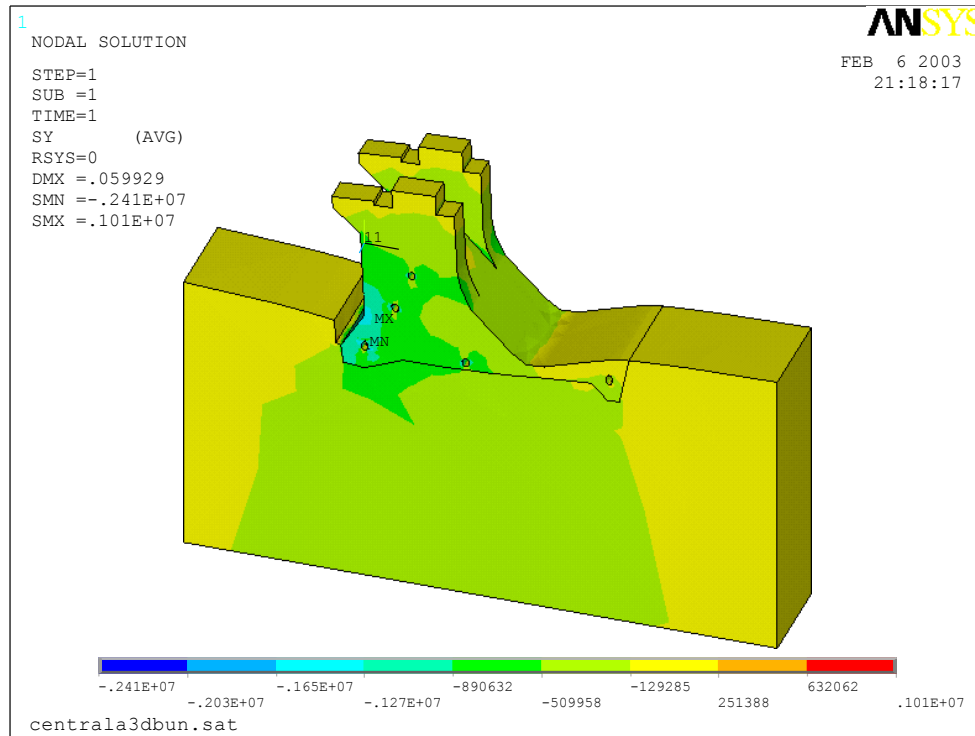


Fig. 4.4.15 -SY

Se prezintă câteva rezultate din această analiză: $UX_{max}=0.013581m$,
 $UY_{max}=0.05823m$,
 $SX_{max}= -0.201E+7kgf/m^2$, $SX_{max}=+594013kgf/m^2$, $SY_{max}=-0.241E+7kgf/m^2$,
 $SY_{max}=+0.101E+7kgf/m^2$

4.5. Concluzii

Din studierea celor două analize tridimensionale cu elemente liniare și pătratice s-au realizat următoarele concluzii:

- dacă în cazul analizei cu elemente liniare, numărul lor a fost de 21697 în cazul cu a doua analiză numărul este de 20616, cam cu 1000 de elemente mai puține.
- În primul caz numărul de noduri era de 11424, dar s-a mărit în cazul al doilea fiindcă elementele au noduri pe laturi la 33164 noduri ceea ce a făcut ca să crească și timpul de lucru al calculatorului, de la 2.20 minute la analiza cu elemente liniare, până la 14 minute (o creștere considerabilă).
- în cazul analizei cu elemente pătratice UX a crescut de la 0.012184m la 0.0.13581m, iar UY de la 0.052323m la 0.05823m
- efortul SX de compresiune a crescut de la 823900 kgf/m² la 2010000kgf/m², iar cel de întindere SX de la 268048 kgf/m² la 594013kgf/m²
- efortul SY de compresiune 0.17E+7 kgf/m² la 0.241E+7 kgf/m², iar cel de întindere de la 200519 kgf/m² la 0.101E+7 kgf/m².
- se pare că din cele ce se observă și din timpul de lucru nu prea este avantajos ca să se lucreze cu elemente pătratice în analize 3D, dar se va vedea dacă acuratețea rezultatelor satisface, astfel se va compara rezultatele cu cele de la analiza bidimensională.
- Se observă că în cazul bidimensional deformațiile sunt aproximativ duble, decât în cazul 3D, ceea ce duce la gândul că structura 3D lucrează ca un tot unitar și deformațiile se reduc. În plus apare cea de-a treia dimensiune, datorită căreia structura se mai eliberează de tensiunile interne și pe cea de-a treia direcție.
- Cu privire la valorile eforturilor unitare, apropiate de valorile celor din analiza bidimensională sunt cele de la analiza cu elemente pătratice 3D.
- Datorită unor rezultate mai bune obținute cu elementele pătratice, se recomandă ca analizele structurale 3D să se efectueze cu astfel de elemente deși timpul de calcul este mult mai mare și în plus este nevoie de mult spațiu de memorie, pentru scrierea fișierelor cu rezultate.
- Dacă se va compara între o analiză bidimensională și una tridimensională, s-ar putea spune că pentru o analiză mai grosieră unde nu sunt foarte importante deformațiile unitare, este recomandat o analiză 2D, dar în cazul în care avem de obținut rezultate în special în zonele de goluri, sau cu concentrări de eforturi este necesară analiza 3D și în special cu elemente pătratice.

4.6. Analiză după diferite tipuri de discretizări

Discretizarea are un rol important în analiza prin elemente finite. Discretizarea poate să decidă în privința fineții rezultatelor și a calității lor.

Din literatura de specialitate care tratează despre gradarea discretizării se pot aminti că la gradarea discretizării trebuie să se țină seama de:

- particularitățile de formă
- tipurile de materiale care intervin
- condițiile de margine

În cazul problemelor de interacțiune structură – teren de fundare, o problemă aparte o constituie limita discretizării în adâncimea terenului.

4.6.1. Discretizarea grosieră

Pentru această analiză am luat în considerare barajul Izvorul Muntelui, un baraj de greutate din beton, cu $H=115.00\text{m}$. Această structură nu face parte din familia centralelor hidroelectrice, dar un astfel de model, după cum s-a amintit la începutul capitolului, a fost studiat prin diverse metode și astfel s-au putut trage unele concluzii, pe care în acest moment vor fi luate prin comparație cu analizele efectuate în acest capitol. Structura barajului s-a discretizat liber în elemente finite, ceea ce a dus la o îndesire a elementelor în zonele galeriilor. Această discretizare liberă este totuși o discretizare grosieră după numărul de elemente din fundație. Această discretizare este făcută cu elemente patrulatere. [14]

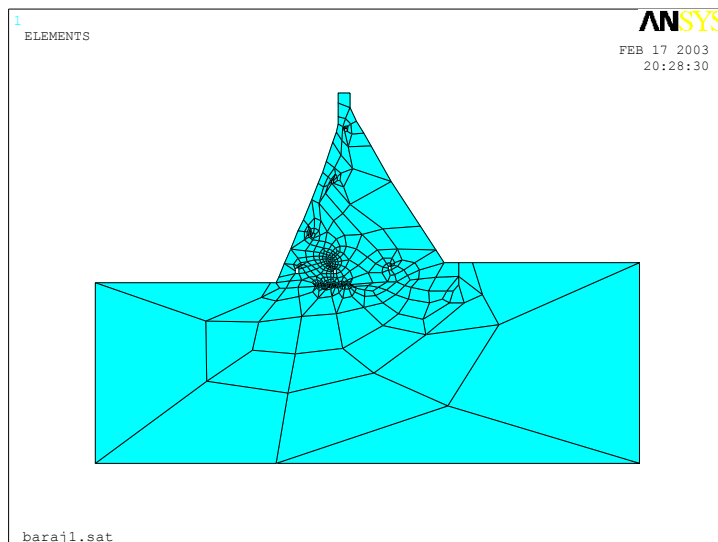


Fig. 4.6.1 – discretizare

Încărcările acestei structuri sunt cele din greutatea și presiunea apei cât și subpresiunea care a fost măsurată la talpa barajului. În urma rulării programului s-au constatat:

114 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

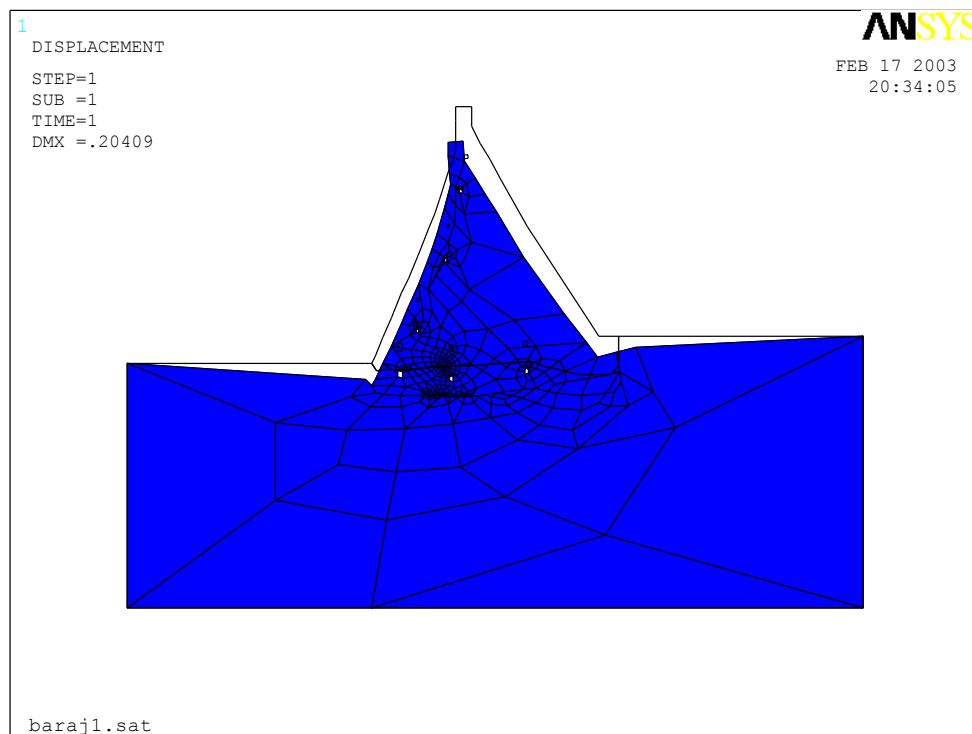


Fig. 4.6.2- deformata

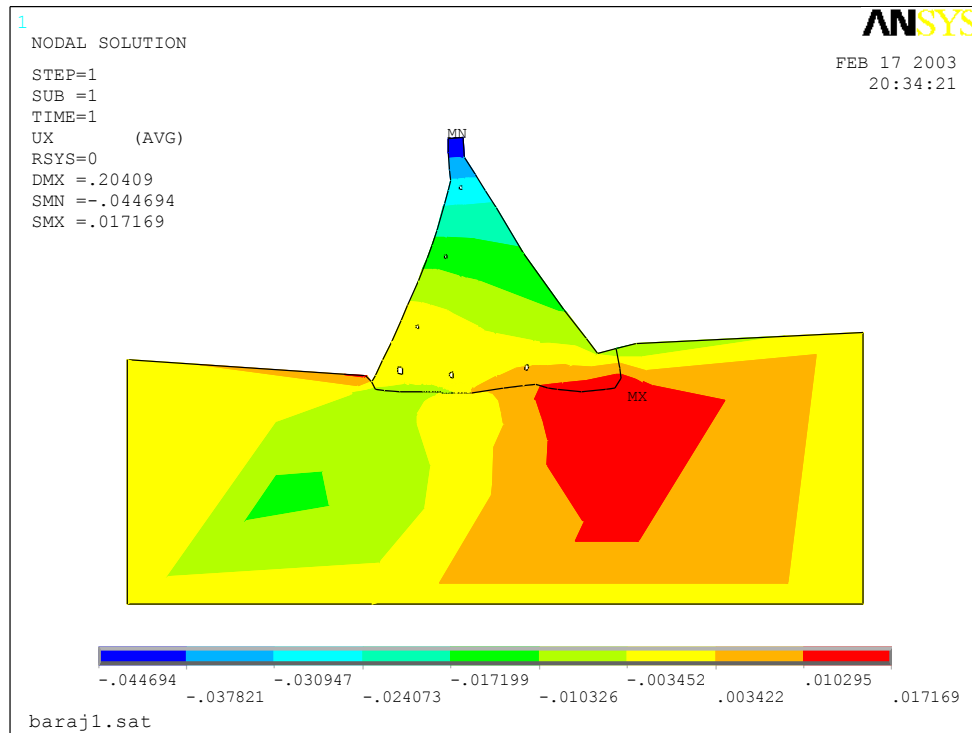


Fig. 4.6.3 – UX

116 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

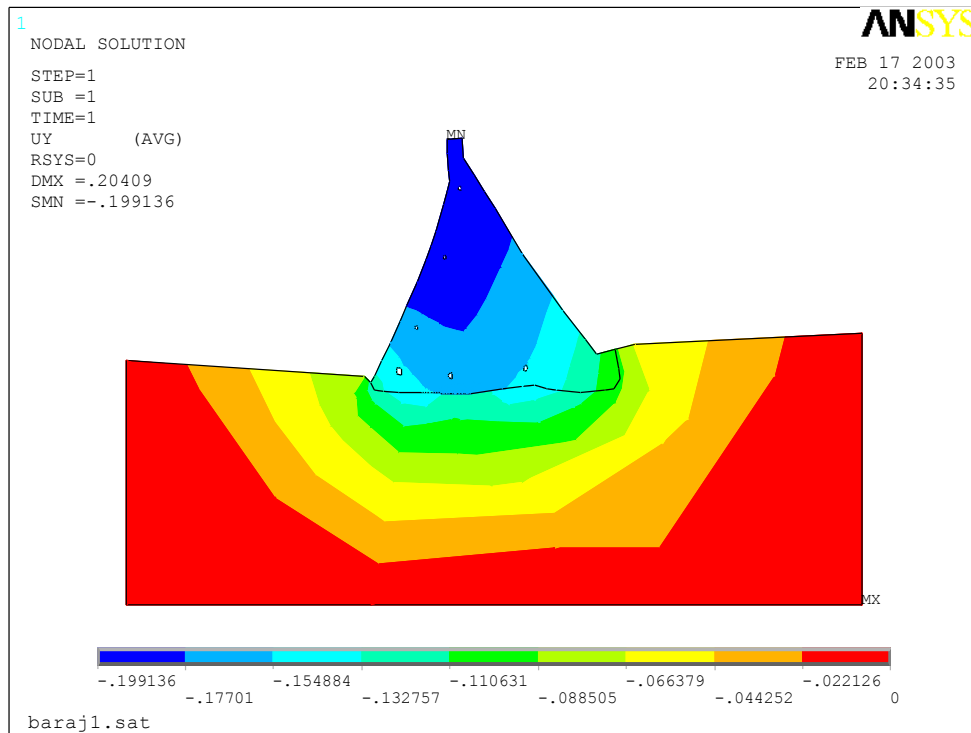


Fig. 4.6.4 -UY

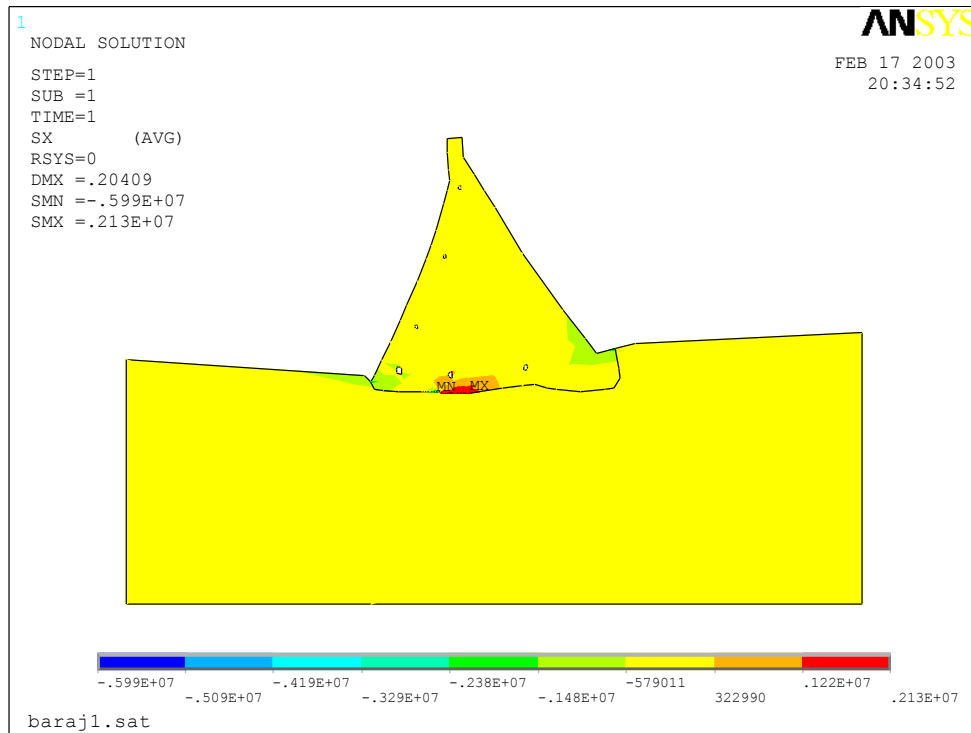


Fig. 4.6.5 -SX

118 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

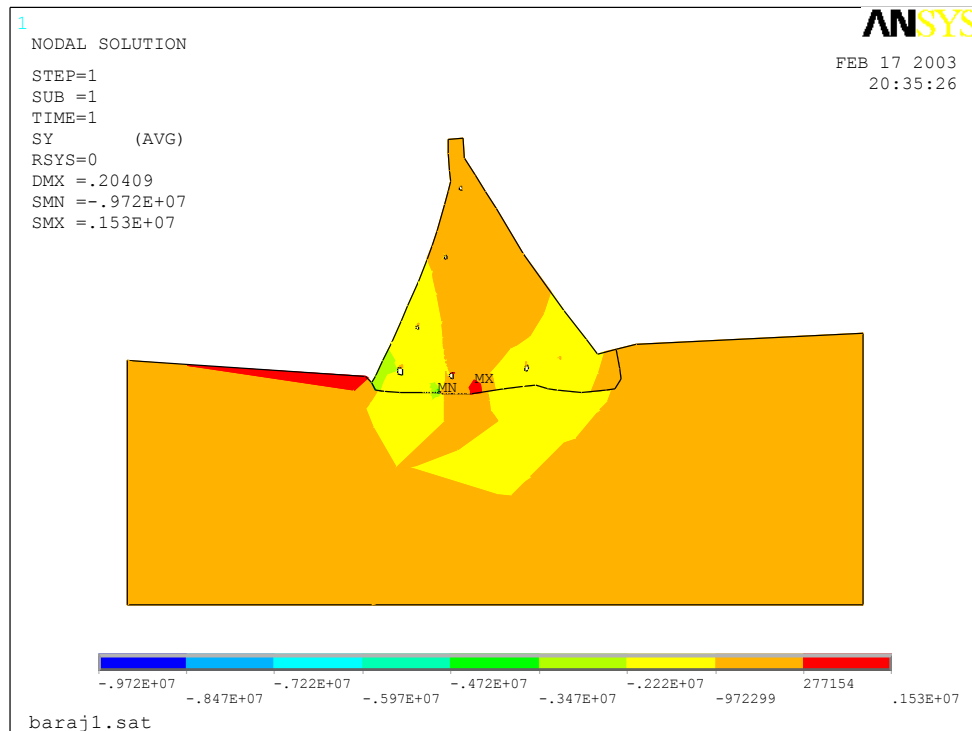


Fig. 4.6.6 – SY

Se poate observa în figurile de mai sus și din diagramele de eforturi, că apar unele zone anormale ale eforturilor la talpa de fundare. Aceste anomalii provin din discretizarea grosieră cu elementele de tip patrulater. În continuare se va considera aceeași structură, doar că de data aceasta va fi discretizată cu elemente triunghiulare și la același grad de discretizare. Discretizarea se va prezenta în figura următoare:

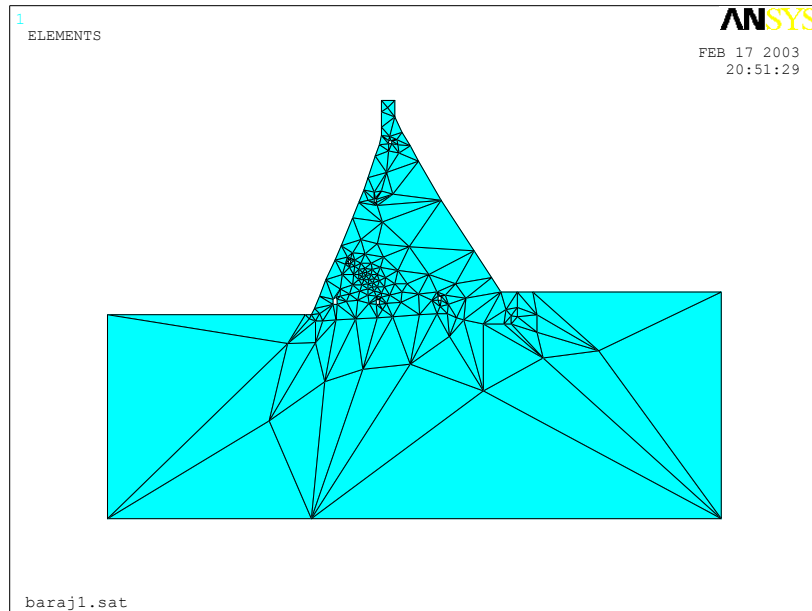


Fig. 4.6.7 – discretizarea prin elemente triunghiulare

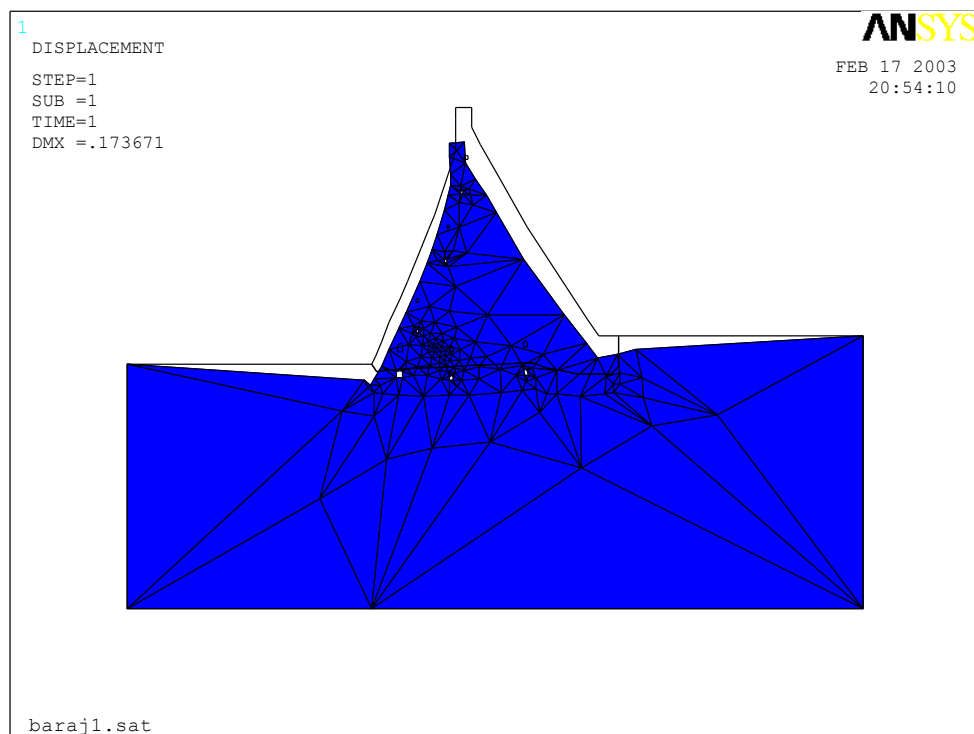


Fig. 4.6.8 – deformata 2

120 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

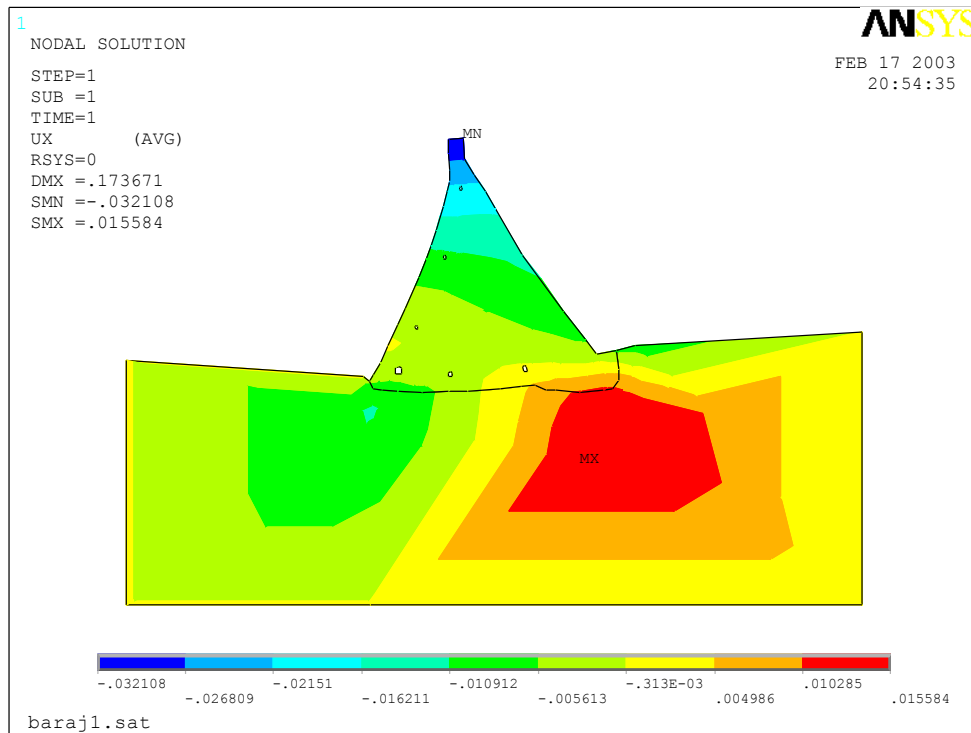
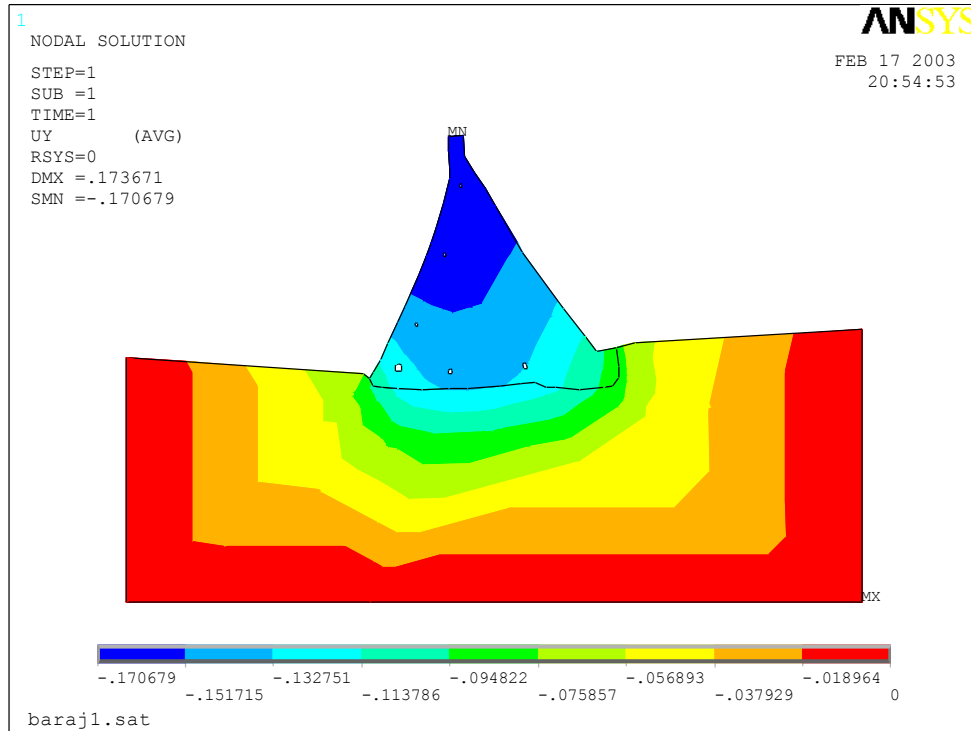


Fig. 4.6.9 – UX₂

Fig. 4.6.10 $-UY_2$

122 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

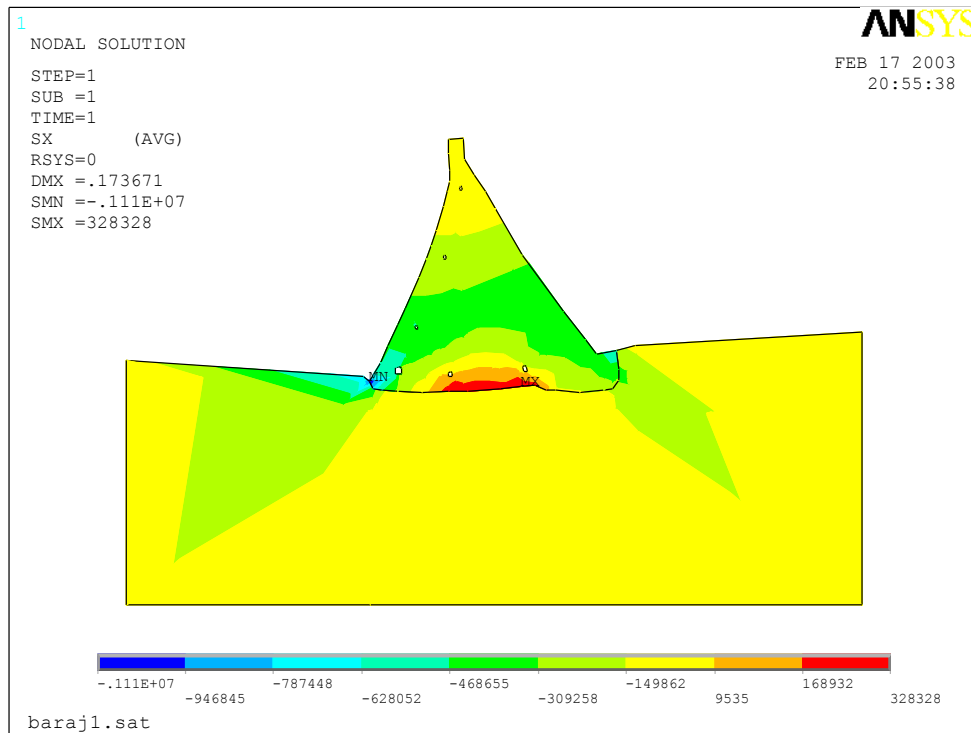
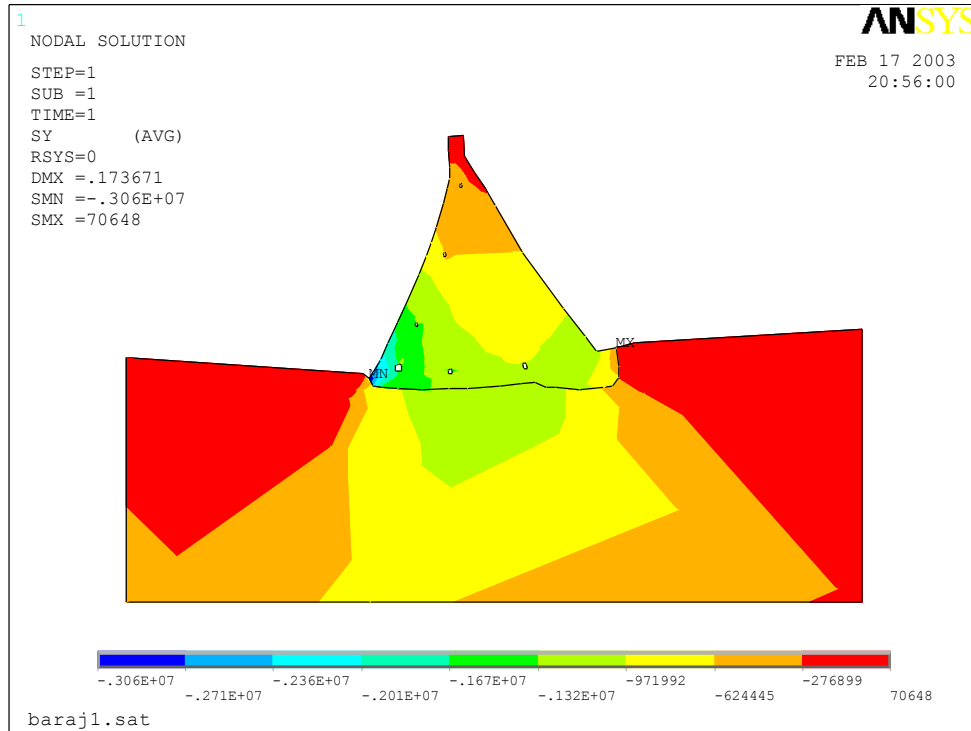


Fig. 4.6.11 – SX₂

Fig. 4.6.12 – SY₂

Din comparația celor două rezultate se pare că există diferență între rezultatele celor două discretizări. Mai întâi în forma diagramelor de eforturi nu sunt aceleași. Intuiția inginerescă ne duce la faptul că cea de-a doua discretizare este cea care a dat rezultate mai bune, deși producătorul programului nu recomandă ca atunci când folosești elementul PLANE42 să discretizezi cu o discretizare de tip triunghiular. Din constatările făcute asupra primei discretizări se pare că nu toate elementele au legătură prin noduri, existând și elemente cu noduri independente care nu sunt legate de celelalte, ceea ce arată că programul a comis o greșeală în această discretizare și rezultatele sunt eronate. În acest caz trebuie o mare atenție în cazul discretizării libere a programului, pentru ca mai apoi să nu apară greșeli în rezultate. Recomandabil este ca să se utilizeze același tip de discretizare asemănător elementului care se va folosi.

4.6.2. Discretizare fină

Dacă data trecută în cazul discretizării cu elemente patrulate s-a comis o greșeală în ce privește conectarea nodurilor de la baza barajului, în acest caz într-o discretizare cu 0.5 gradație față de cealaltă, s-a obținut o discretizare frumoasă a structurii și normal, cu o îndesire a rețelei de elemente între zonele cu goluri. La talpa barajului însă nu mai există probleme de conectare a nodurilor. Mai departe voi prezenta discretizarea și rezultatele obținute în acest caz.

124 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

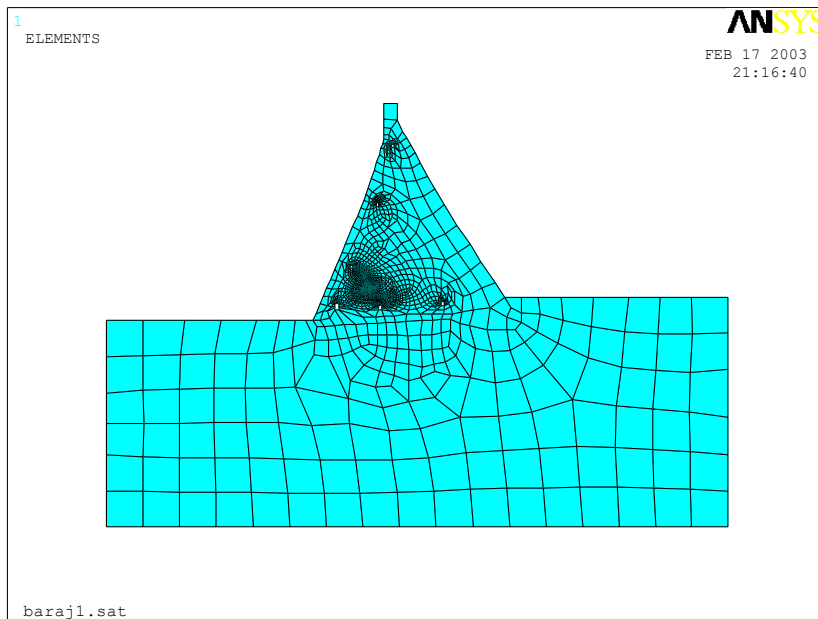


Fig. 4.6.13 – discretizarea

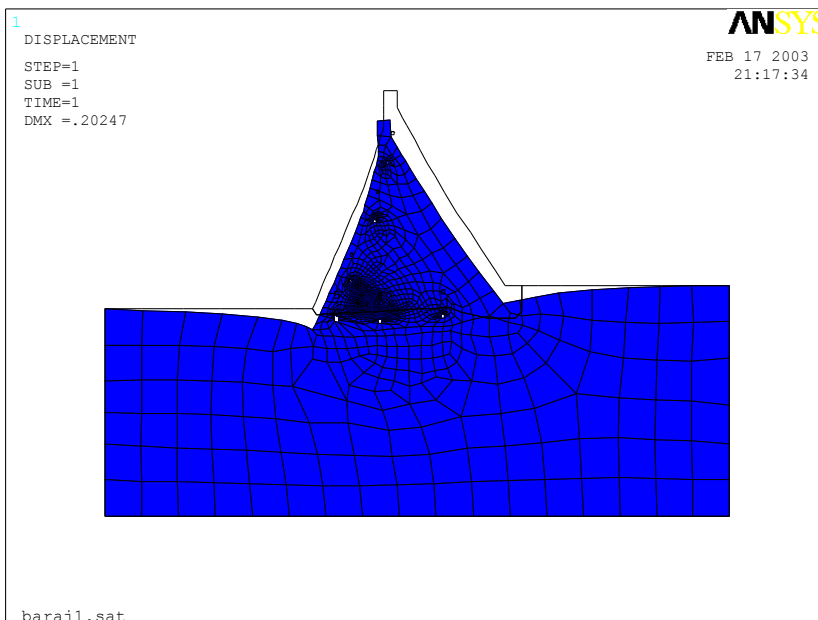


Fig. 4.6.14 – deformata

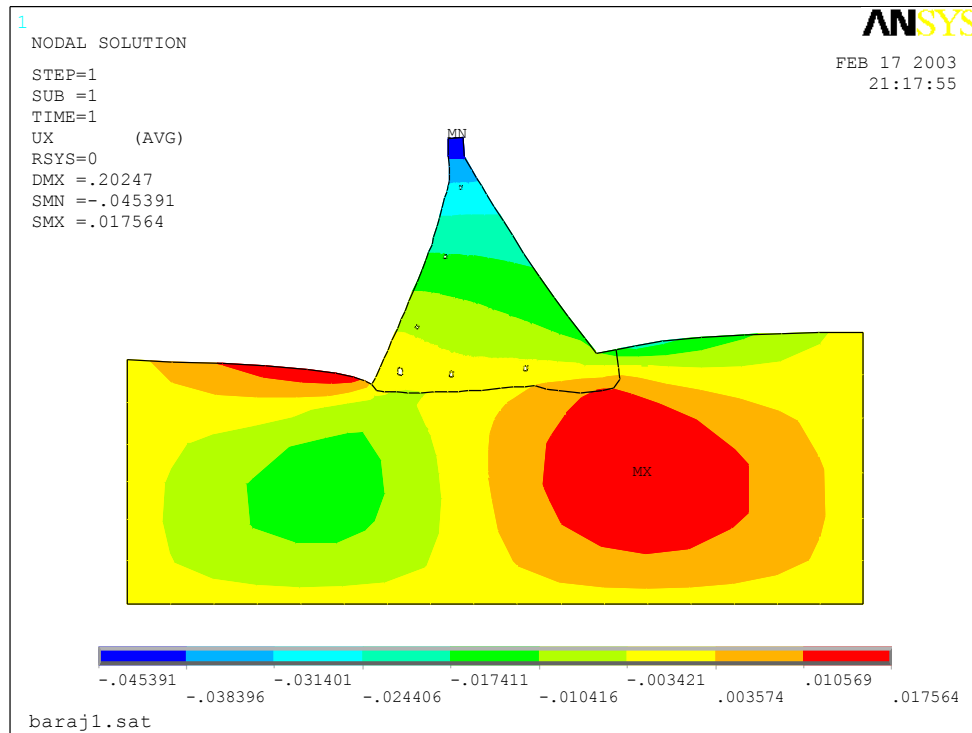


Fig. 4.6.15 -UX

126 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

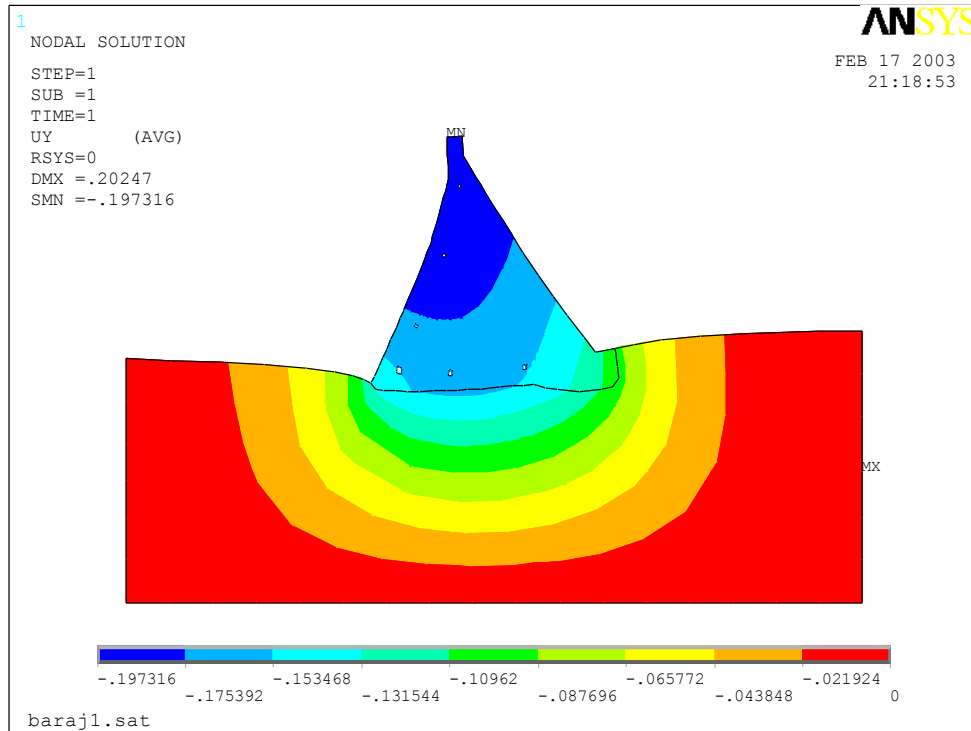


Fig. 4.6.16 -UY

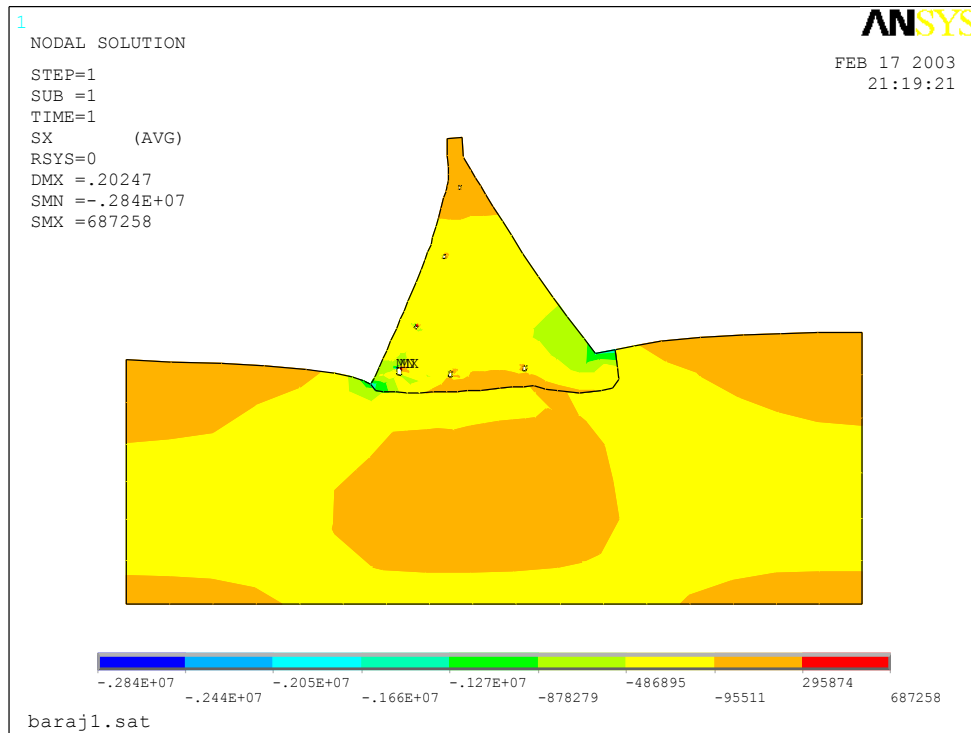


Fig. 4.6.17 – SX

128 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

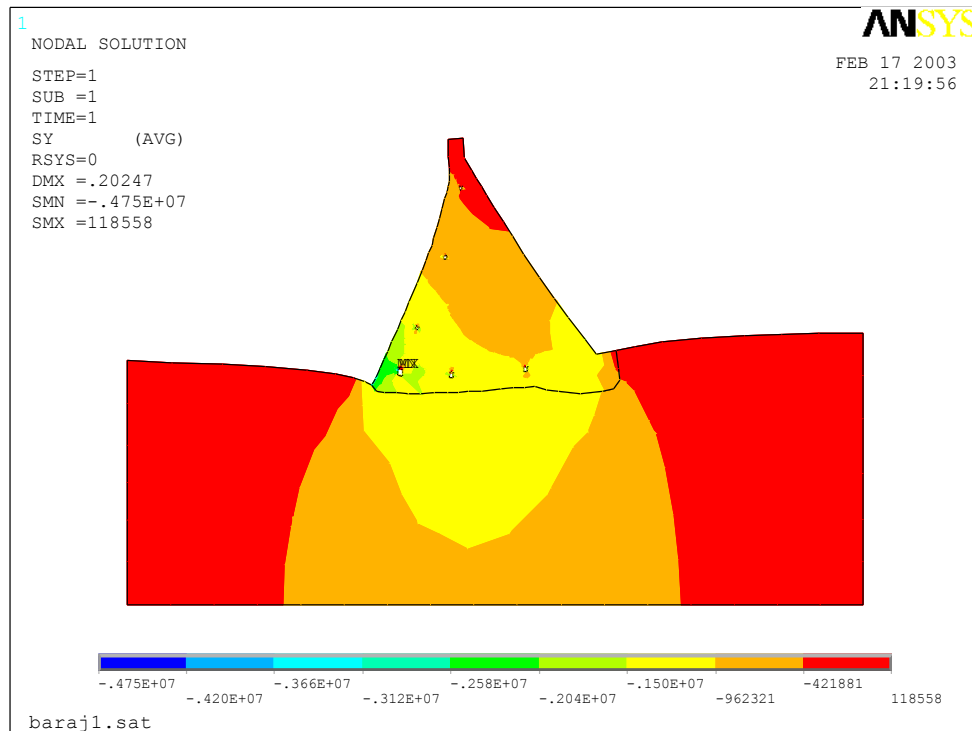


Fig. 4.6.18- SY

Se poate observa și intuiția inginerescă ne confirmă acest fapt, chiar de la deplasările pe cele două direcții x și y, cum contururile suprafețelor de egală deplasare sunt continue și frumos închise. De asemenea și în cazul eforturilor unitare aceste contururi nu sunt niște muchii ascuțite ca și în celelalte cazuri. Este recomandat ca în asemenea cazuri să se facă o discretizare fină pentru obținerea unor rezultate mai bune.

4.6.3. Discretizare după forma izoenergeticelor [14]

În acest scop am luat în considerare aceeași structură, a cărei distribuție de eforturi se poate aproximativ intuii, ceea ce nu poate fi cazul la o centrală hidroelectrică de mici dimensiuni. Trasarea curbilor izoenergeticelor s-a realizat după informațiile găsite în literatura de specialitate, doar că de data aceasta s-a discretizat după liniile de delimitare ale valorilor eforturilor unitare. În imaginea de mai jos se va putea observa de la ce s-a pornit în cazul acestei discretizări.

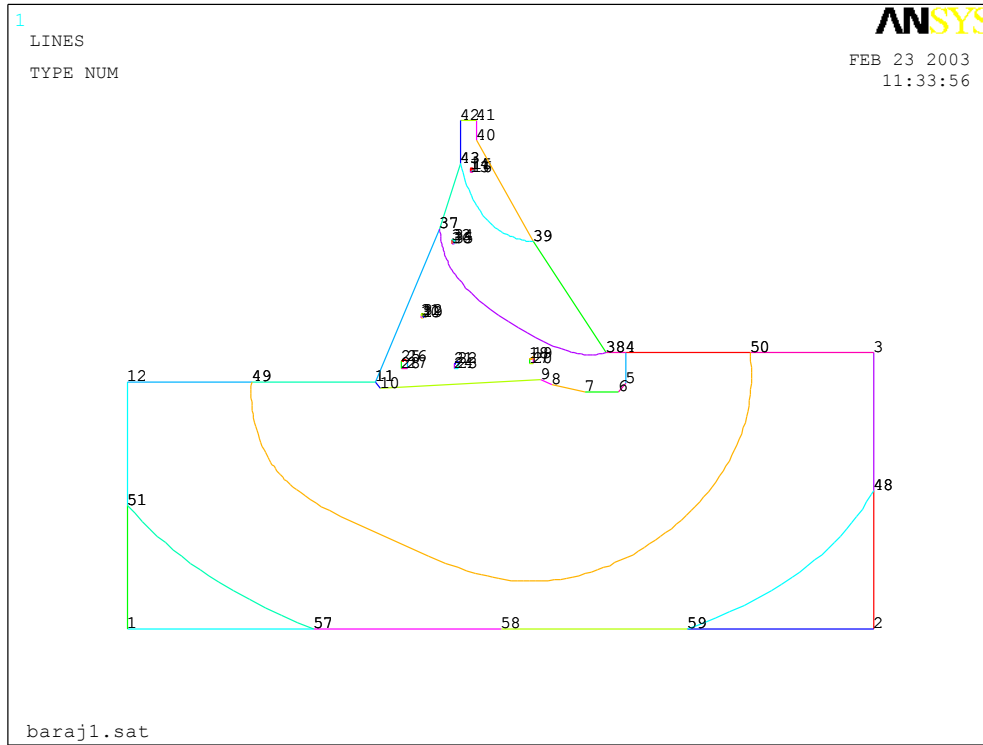


Fig. 4.6.19 – forma de discretizare

S-au trasat niște linii după care s-au divizat ariile existente. Au rezultat alte suprafețe care se vor discretiza mai departe. După curbura acestor linii se va încerca să se traseze linia de curbură a elementelor, după cum se poate observa în cele ce urmează:

130 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

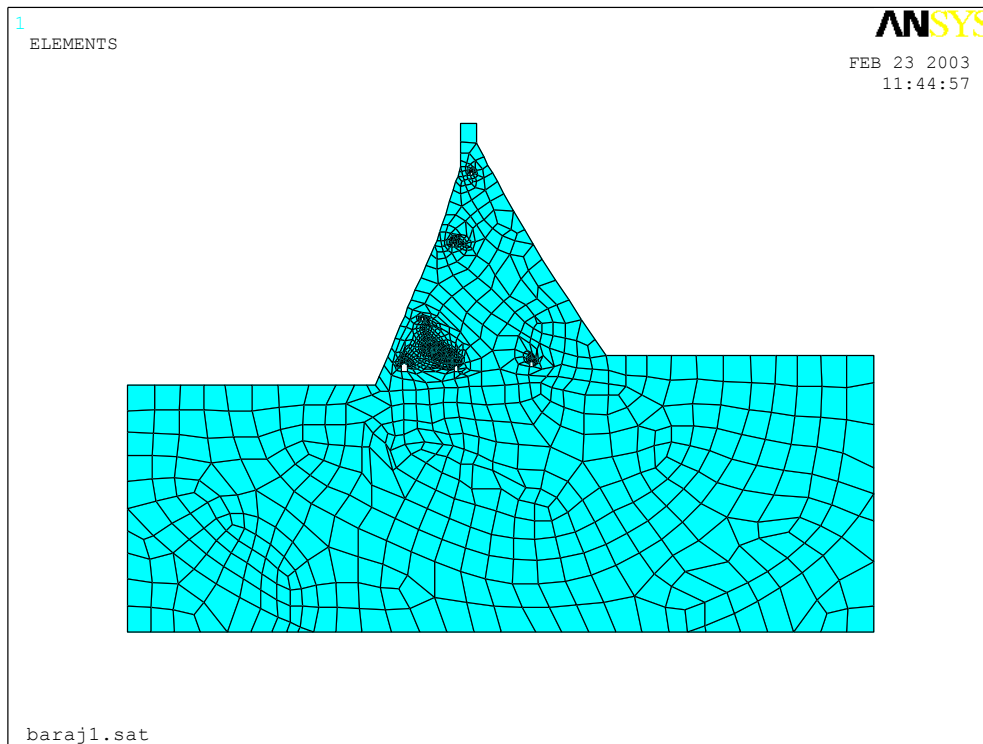


Fig. 4.6.20 – discretizare

Numărul de elemente a rezultat mai mare dar a dus la o mai bună discretizare a structurii. Se vor prezenta mai departe rezultatele ca și în cazurile de mai sus.

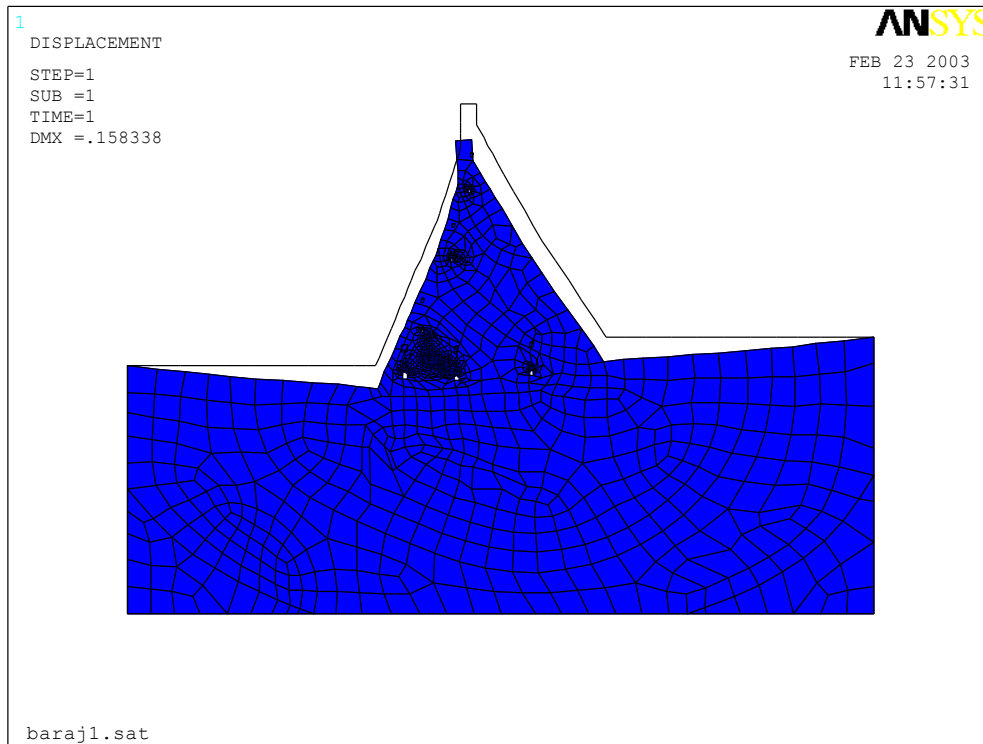


Fig. 4.6.21. - deformata

132 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

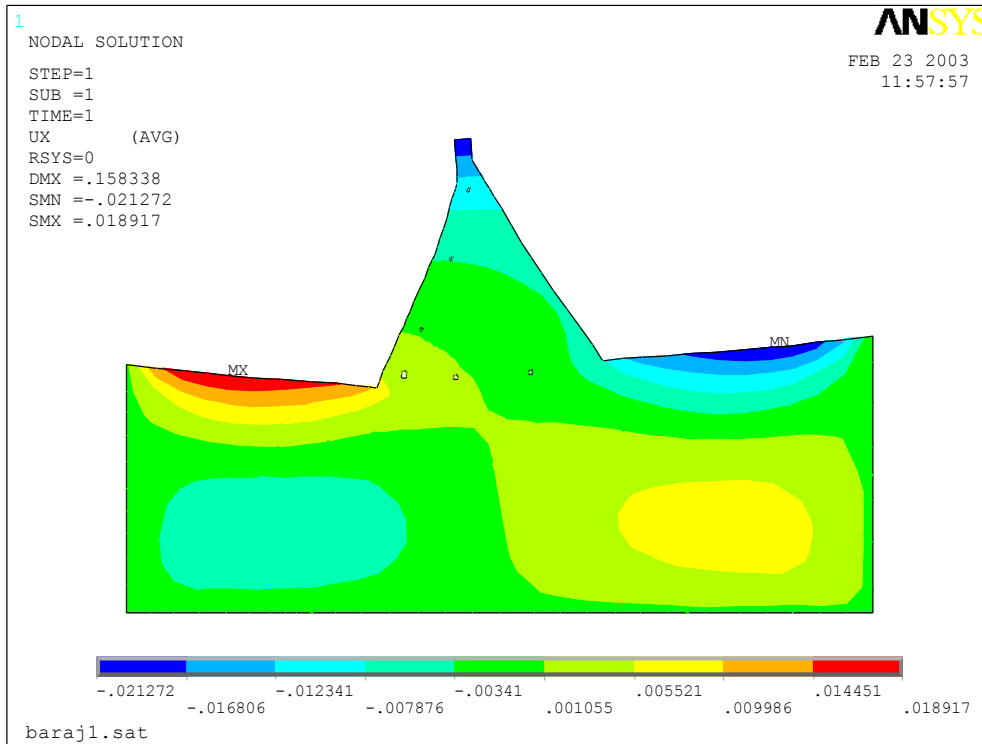


Fig. 4.6.22 – UX

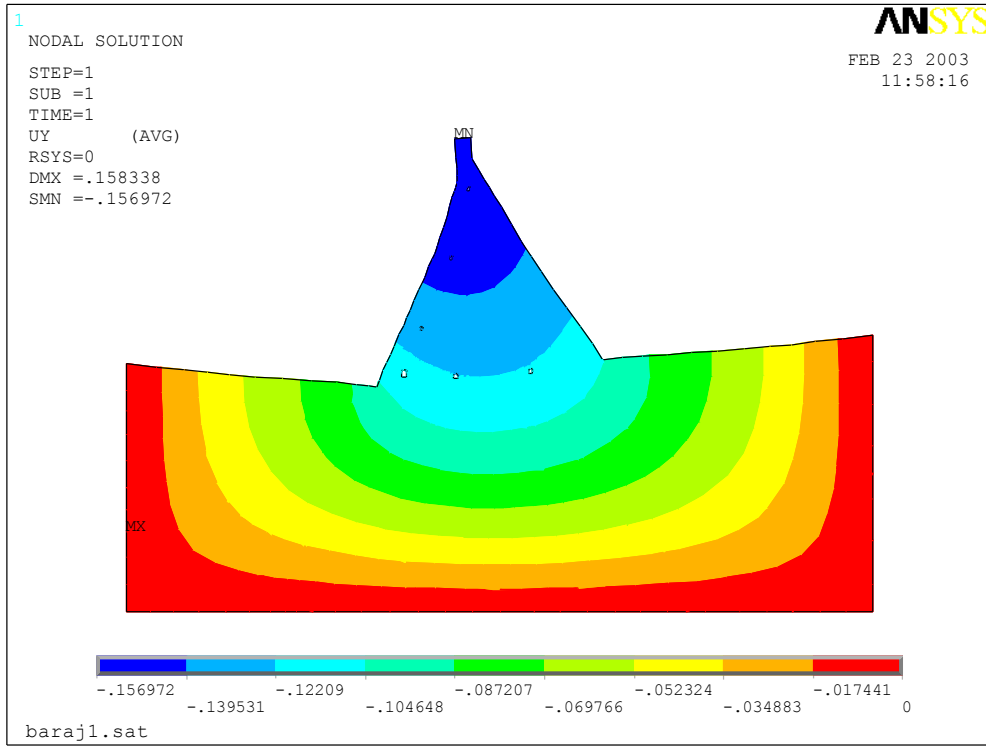


Fig. 4.6.23 – UY

134 Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea - 4

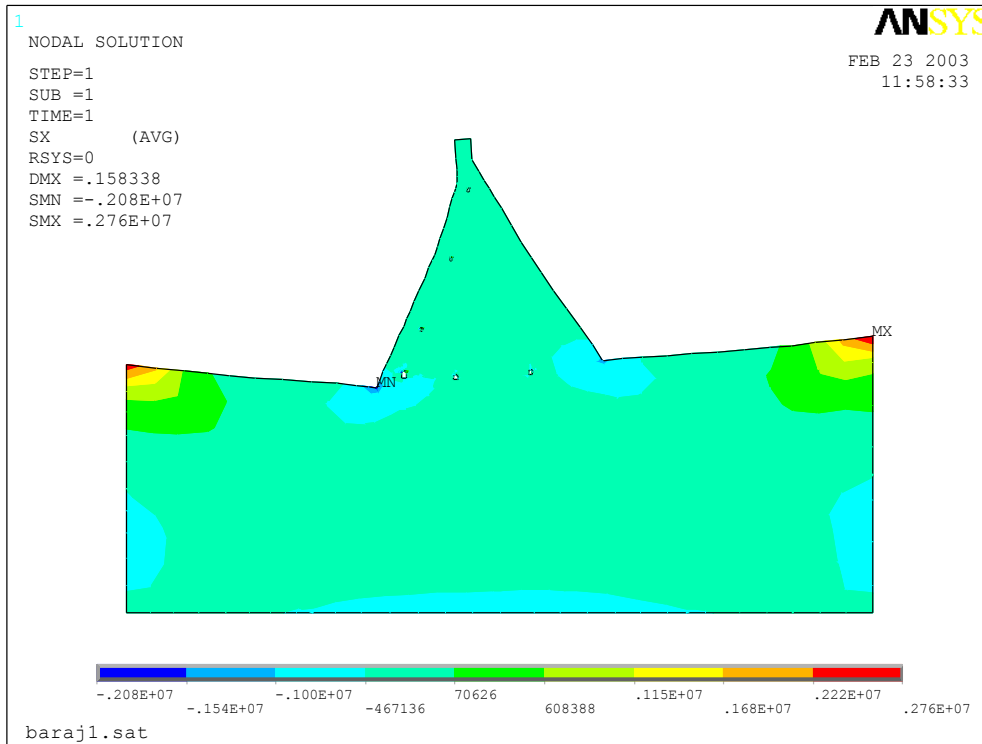


Fig. 4.6.24 – SX

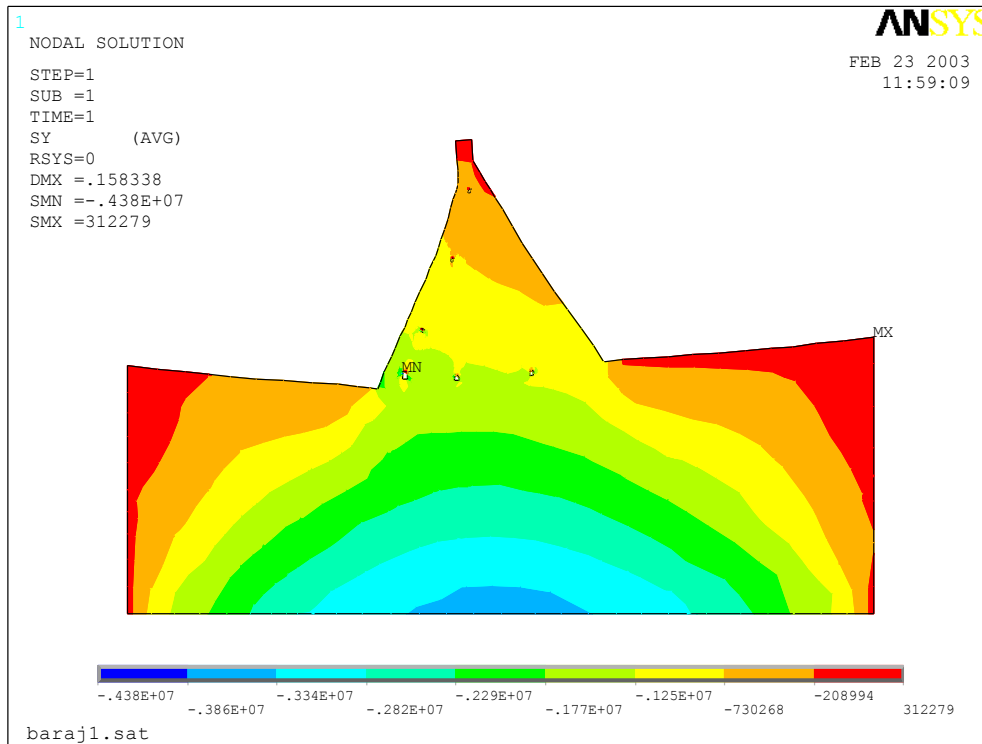


Fig. 4.6.25 -SY

Se poate bine observa liniile de egală deformație sau egal efort și cât de bine conturate sunt aceste linii. Față de cazurile precedente se observă calitatea rezultatelor prin distribuția eforturilor unitare după o intuiție inginerescă. La diagrama lui UY se poate vedea că deplasarea nulă este doar pe o fâșie de pe conturul fundației și nu pe suprafețe mai întinse ca în celelalte cazuri. De asemenea se observă și simetria diagramei SX.

Deși programul Ansys este unul din cele mai performante programe din domeniul aplicațiilor elementelor finite, totuși inginerul poate aduce multe contribuții datorită intuiției sale. Din literatura de specialitate se spune că soluția în primul caz (4.1) diferă de cea exactă cu 22%. În discretizarea fină soluția diferă cu doar 17%, iar în cazul discretizării gradate după forma izoenergeticilor, eroarea a scăzut semnificativ la 2%. Nu s-a făcut o asemenea comparație în această teză, dar se observă din diagrame ca acest lucru este cât posibil de adevărat. [14]

4.6.4. Discretizarea funcție de zonele cu concentrații de eforturi

Concentrările de eforturi se întâlnesc în zonele cu goluri în structură sau în cazul unor zone cu rigidități mari. Concentrarea de efort duce la o discretizare mai fină în

aceste zone, dar literatura existentă spune că nu este recomandabilă o asemenea discretizare din 2 motive:

- numărul de grade de libertate din discretizare crește mult și chiar dacă capacitate memoriei calculatorului este suficientă, timpul de calcul crește prohibitiv.
- Elementele finite cu dimensiuni foarte reduse, asamblate într-o discretizare cu elemente cu dimensiuni normale, afectează precizia numerică a soluției, putând conduce la erori numerice importante.

Există soluții pentru-ca aceste inconveniente să fie îndepărtate, prin mai multe tipuri de discretizări în jurul golului, până se ajunge al o discretizare fină (tip lupă) și astfel se poate rezolva problema. Sigur că până acum s-au întâlnit în cele de mai sus goluri existente în structură astfel încât programul Ansys a făcut singur discretizare mai fină în jurul acestor goluri fără ca să împiedece în vreun fel „vizibil” cele amintite mai sus.

Situația procesoarelor de la calculatoarele personale stă foarte bine, adică astăzi ajungându-se până la un procesor de 3.5 GHz, sau poate chiar și mai mari. Memoria de acces, de asemenea a luat proporții considerabile, de aceea nu pot fi numite probleme, acele probleme pe care și le-au făcut cu câțiva ani în urmă oamenii de știință din acest domeniu, iar capacitățile de stocare pot fi fără număr.

4.7. Analiză structurală neliniară

Analizele statice sunt: liniare și neliniare. Analiza statică este folosită ca să se determine deplasările, eforturile unitare și alte forțe din interiorul structurii. Tipurile de neliniarități pot fi: deformațiile mari, plasticitate, fenomene de alunecare - frecare, elementele de contact și elemente hiper-elastice.

Neliniaritățile structurale se ivesc dintr-un număr de cauze care pot fi grupate în trei categorii:

- a) **Schimbarea statutului** – multe structuri manifestă un comportament neliniar, acestea având un statut dependent. (ca exemplu un cablu suspendat, el poate fi întins când o forță îl trage, sau slăbit când forța îl lasă). Statutul se poate schimba odată cu încărcarea, sau din alte cauze externe (condiții de temperatură).
- b) **Neliniarități geometrice** – dacă o structură experimentează deformații mari, ea își schimbă configurația geometrică, care face ca structura să se comporte neliniar. Un exemplu banal care poate fi experimentat de oricine este undița foarte flexibilă.
- c) **Neliniaritățile materialelor** – mulți factori pot influența proprietățile materialelor, făcându-le pe acestea să se comporte ca și materiale neliniare (răspunsul elasto – plastic al materialelor, temperatura).

În programul Ansys comportamentul neliniar al structurii nu poate fi reprezentat direct cu un set de ecuații liniare. O serie de aproximații liniare succesive împreună cu corecțiile de rigoare sunt necesare spre a rezolva problemele neliniare. [46]

Creșterea încărcării și iterațiile de echilibru – o abordare a soluției neliniare înseamnă a rupe curba de încărcare într-o serie de încărcări segmentale (curba este alcătuită din mici segmente). Astfel încărcarea se împarte în pași și sub pași de încărcare. Cum realizează programul acest lucru pentru a rezolva și a obține soluția? La completarea fiecărui increment al soluției, programul ajustează matricea de rigiditate, să reflecte schimbările neliniare într-o rigiditate a structurii, înainte de a se trece la următorul pas de încărcare. Acest lucru se va face la fiecare pas de încărcare, astfel că va fi inevitabil să nu se cumuleze erori la acești pași și în final ca rezultatul – modelul, să nu fie în echilibru, dar acestea se rezolvă cu:

Iterațiile de echilibru Newton-Raphson – care conduc soluția la un echilibru convergent (cu unele limite de toleranță). Mai departe există o procedură iterativă până când soluția devine convergentă.

O analiză neliniară este organizată în 3 niveluri:

- un nivel „superior”, constând în pași de încărcare care se definesc explicit în unitatea de timp.
- la fiecare pas de încărcare se poate direct prin program, rezolva câteva soluții, ca apoi să aplicăm încărcarea gradual.
- la fiecare sub pas de încărcare, programul va rezolva un număr de iterații de echilibru, ca să obțină o soluție convergentă.

Numărul de sub pași și pasul de timp automat – întotdeauna când se folosesc mai mulți subpași, trebuie să se obțină o balanță între acuratețea rezultatelor și economia de timp. Mai mulți subpași dă de obicei o mai mare acuratețe, dar măresc și timpul de lucru. Dacă printr-o bună intuiție inginerească se poate prevedea comportamentul structurii, și există o garanție că soluția va converge, atunci se pot folosii mai puțini pași. Dacă în schimb structura trece de la o comportare liniară la una neliniară, este normal că pe porțiunea neliniară să existe mai mulți pași de timp. Acest lucru se poate face automat, balansând între acuratețe și economie. Recomandat în special utilizatorilor cu mai puțină experiență.

Încărcarea și direcțiile deplasărilor – dacă se ia în considerare ce se întâmplă cu încărcările în timp ce structura suferă deformații mari, atunci se vor putea observa că unele încărcări își vor menține direcția și după ce structura se deformează, dar altele nu. Programele de elemente finite pot modela ambele tipuri, depinzând de tipul de încărcare aplicată. Accelerația și forțele concentrate își mențin direcții și după deformare, dar presiune care acționează normal pe suprafețe, va fi normală pe suprafețe și după deformare.

Acestea sunt unele considerații privitoare la o analiză neliniară. Betonul este un material, care are o comportare liniară și o comportare neliniară.

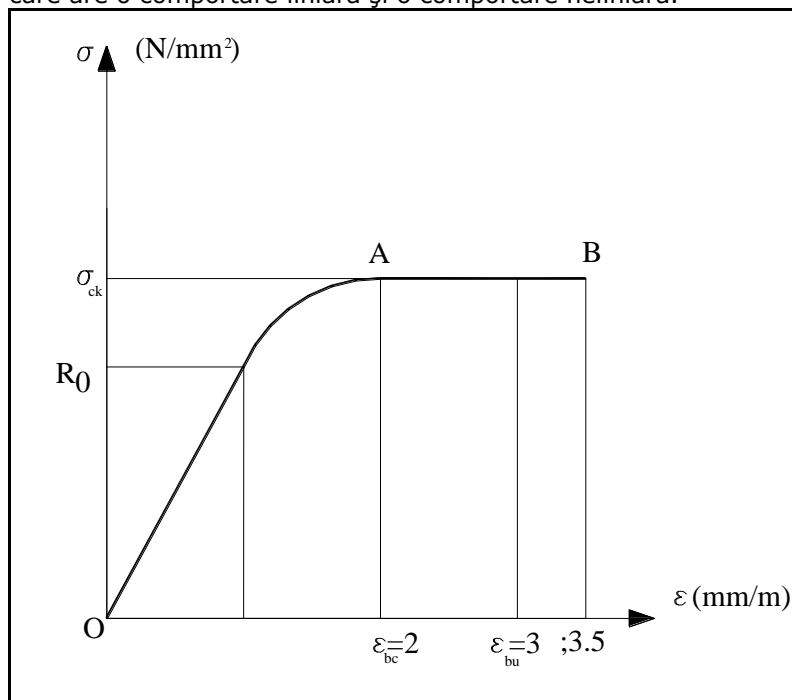


Fig. 4.7.1 – Curba caracteristică

Sub o încărcare statică de lungă durată, betonul are o comportare elastică (liniară), până atinge limita de rezistență la micro fisurare R_0 , după care intră într-o comportare neliniară și mai departe se consideră un palier A B până la limita de deformație ultimă. Această curbă caracteristică este dată de STAS 10107/0-90. [20]

Structurile hidrotehnice de tipul centralelor baraj de mică înălțime nu ajung să se comporte neliniar: structurile nu își schimbă statutul, nu suferă deformații mari care să ducă la neliniarități geometrice și nu ajunge să lucreze în domeniul plastic. Având în vedere afirmațiile de mai sus, consider că nu este necesar un studiu mai amplu în domeniul neliniar al acestor tipuri de structuri.

5. Studiu de caz – Centrala hidroelectrică Subcetate

5.1. Prezentarea centralei hidroelectrice de la Subcetate

În Capitolul 1, s-a făcut prezentarea centralei hidroelectrice de la Subcetate, centrală care s-a ales ca studiu datorită tipului ei și care face parte din obiectul tezei. De asemenea în timpul elaborării tezei centrala era încă în execuție, chiar dacă structura era executată. Un alt motiv datorită căruia s-a ales această centrala ca și obiect de studiu, s-a datorat apropierii de Timișoara.

În cadrul amenajării hidroenergetice a râului Strei pe sectorul Subcetate - Simeria centrala de tip baraj, CHE Subcetate este amplasată pe malul stâng al râului Strei și face corp comun cu barajul. Centrala de la Subcetate are un debit instalat de $2 \times 50 \text{ m}^3/\text{s}$, cu un $H_{\text{brut}}=14.5\text{m}$, necesari celor două turbine Kaplan KVB6.4-14, cu hidrogenatoarele aferente lor. Suplimentar s-a montat un descărcător de ape mari (by pass) și un CHEMP cu o turbină FO 230/720. Cota ± 0.00 a centralei este 279.50 mdM, care corespunde cotei ax rotor turbină Kaplan.

CHE Subcetate se află în construcție încă din perioada 1991, iar astăzi se află în stadiul de finisaje. [5]



Fig. 5.1.1

5.2. Realizarea modelului

Construirea modelului de calcul s-a realizat cu program de desenare (AutoCAD), creându-se volume care reprezentau părți din structura centralei după care s-au asamblat realizându-se astfel structura tridimensională.

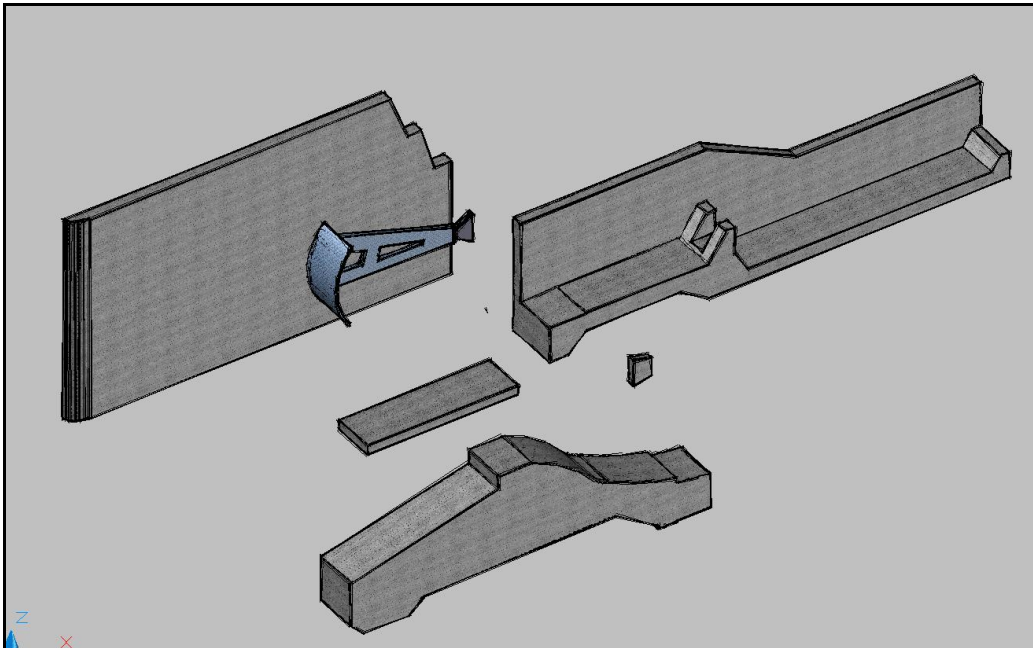


Fig. 5.2.1

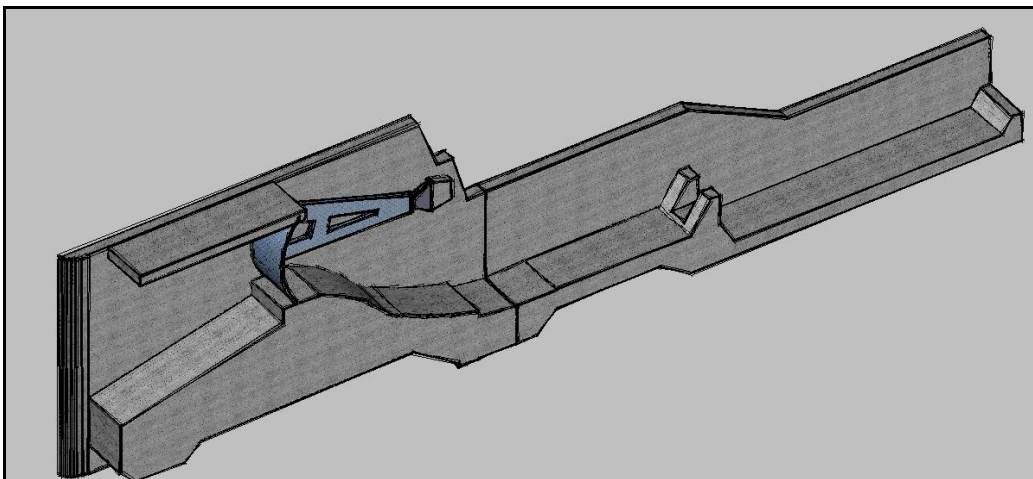


Fig. 5.2.2

Figura 5.2.1. se observă imaginea cu compunerea structurii din volume diferite care se vor asambla conform figurii 5.2.2. Astfel asamblarea mai multor ploturi se realizează prin lipirea și unirea unor volume care compun structura. În figurile următoare se vor prezenta câteva imagini ale structurii asamblate pe ploturi.

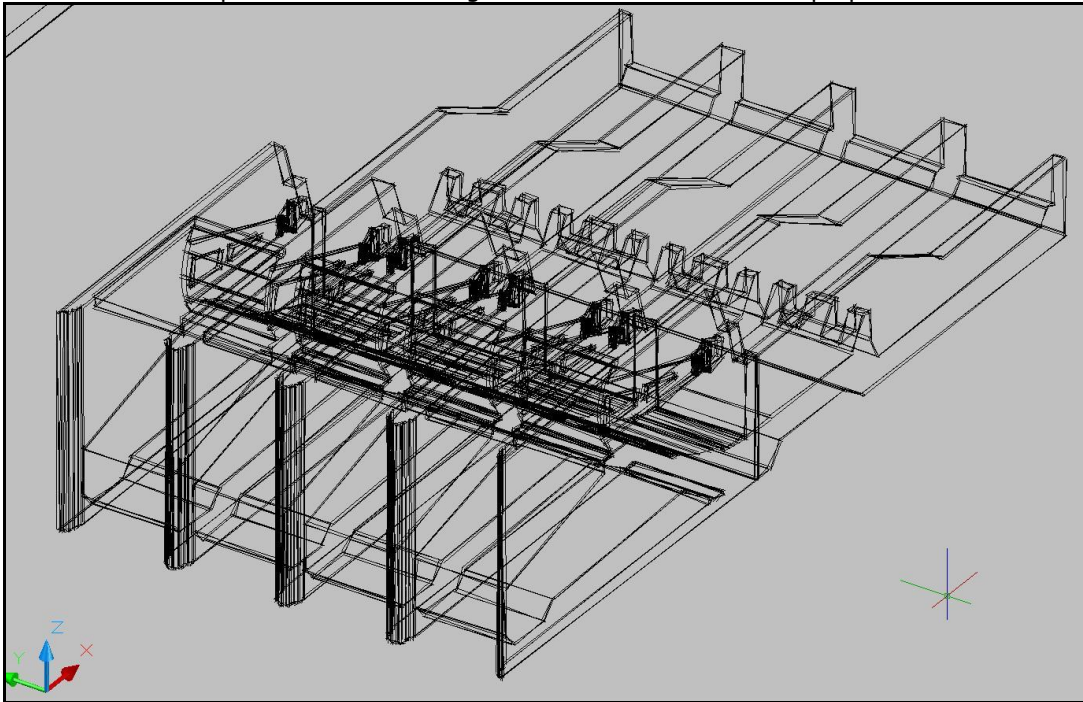


Fig. 5.2.3

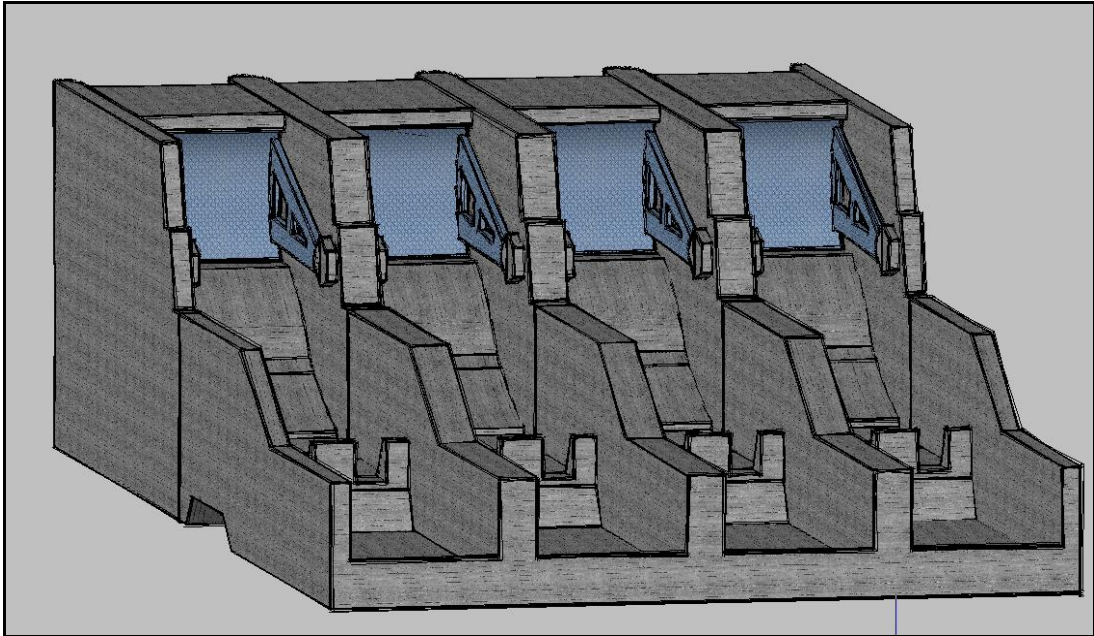


Fig. 5.2.4

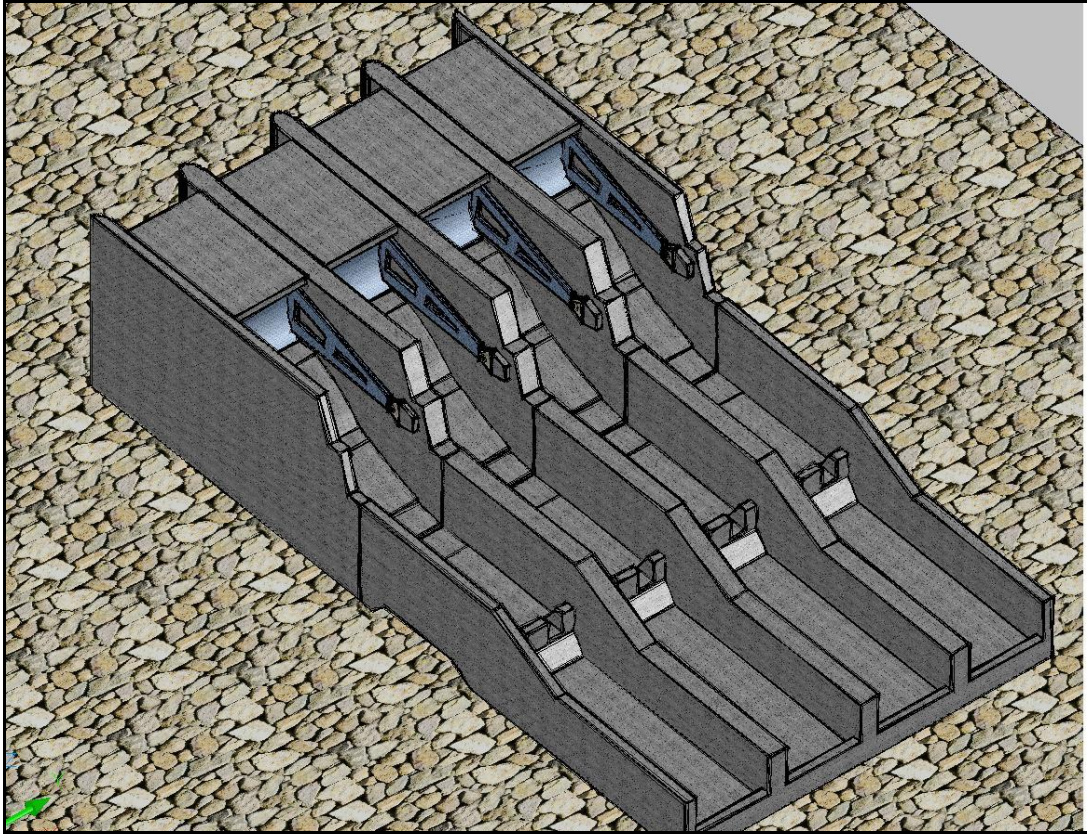


Fig. 5.2.5

Este de preferat ca modelarea structurilor să se realizeze în programe care sunt compatibile între ele, în ceea ce privește importarea și/sau exportarea fișierelor. Modelul exportat în programul de element finit este prezentat în figura 5.2.6. Se pot observa mulțimea de arii care au stat la baza realizării volumelor asamblate pentru structura model.

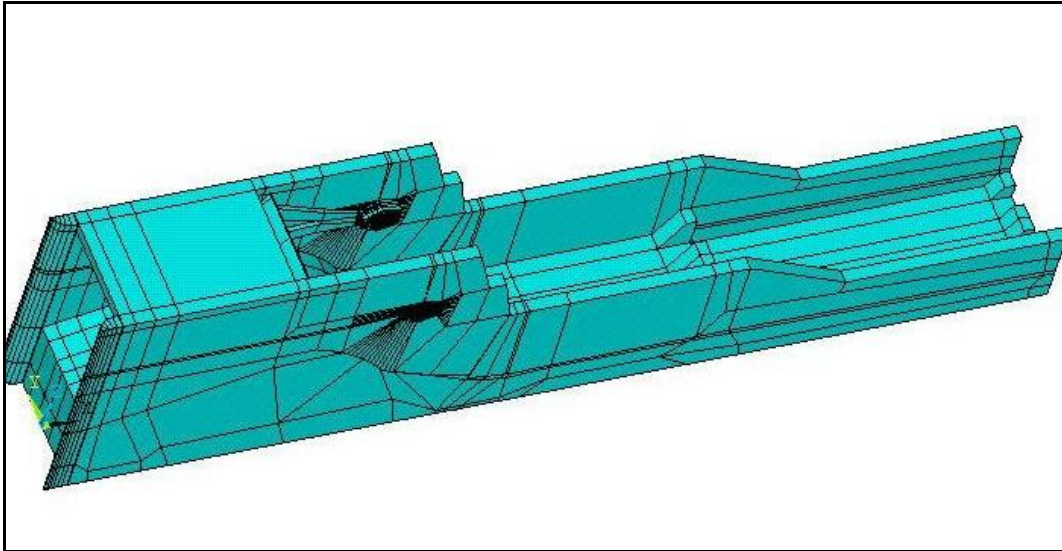


Fig. 5.2.6

Ce este un model?

Conform uneia din biografiile sale, Einstein, la vârsta de 5 ani, a fost foarte atras de a se juca construind modele de case, modele de diferite construcții; jucăria sa preferată erau cărămizile și cărțile de joc cu care construia case. La vârsta aceea nu avea o "viață bogată" în activitatea științifică, dar i se părea că pentru a crea un model, reprezenta un domeniu înalt al fizicii, sau al științei. Esența modelului, este că el ar trebui să fie reprezentarea simplă a unui obiect real sau o situație fizică care servește un caz particular, limitat. De exemplu un copil folosește plastilina ca să realizeze un model de mașină. Modelul de plastilină va fi foarte curbat, creștăturile realizate pe unele suprafețe reprezintă ușile sau ferestrele, și patru discuri din plastilină fixate pe ambele părți reprezintă roțile. Argumentând cu imaginația unui copil, modelul de jucărie realizat încearcă să se apropie pe cât este posibil de mult de atributele unei mașini adevărate, sau realizatorii de jucării încearcă să copieze cât mai real lucrurile adevărate astfel încât copiii să fie atrași de produsele lor. Astfel multe modele complexe de mașini sunt posibile – roțile pot fi realizate dintr-un cerc rotit în jurul unei axe (eng. revolve), alte elemente ale motorului pot fi adăugate, chiar și electromotorul, mecanismul de conducere - volanul, poate fi incorporat împreună cu un sistem de control radio (teleghidate), dar la sfârșitul zilei doar modelul "perfect" al mașinii, incluzând și factorul de scalare, este un prototip, mașina însăși.

În exemplul dat cu modelarea unei mașini, autoturismul modelat este un obiect macroscopic, conținând un număr relativ mic de componente, iar comportarea mașinii este bine cunoscută și previzibilă.

Modelul fizic care s-a dorit a fi studiat, este unul complex, conținând elemente pe care nu le putem observa - urmări comportarea lor, și elemente a căror existență și proprietăți putem doar să le deducem. Multe sisteme fizice (modele), care ne interesează, sunt extrem de complexe, cu multe elemente care interacționează între

ele, guvernând astfel comportarea lor. O cale mai ușoară de a cunoaște modul de comportarea al acestor sisteme (modele), este de a crea modele experimentale și a realiza o serie de experimente controlate asupra acestor modelelor. Astfel, înțelegerea empirică este obținută pe calea comportării modelului afectat de parametrii sistemului, și aceasta este baza metodei experimentale. Oricum, dacă sistemul este unul neliniar, efectul a două schimbări realizate împreună, este foarte diferit de suma schimbărilor aplicate separat, astfel că este imposibil să rezulte destule informații, astfel încât să fie posibil a intui funcționarea în condiții bune, fără a realiza o parcurgere completă a tuturor parametrilor posibili. Alternând între construire și simulare (analiza pe model sub un program de calculator), experimentul poate fi scump sau periculos. De exemplu centralele nucleare din lumea întreagă, în trecut, s-au realizat teste în zonele nelocuite, ale armelor nucleare, iar rezultatele obținute i-au făcut să înțeleagă bine factorii care guvernează natura rezultatelor exploziilor. Mulți dintre cei care au experimentat astfel de lucruri au dorit să continue astfel de experimente nucleare, dar astăzi este bine știut și în general acceptat, că aceste teste ale armelor nucleare dăunează mediului și sunt periculoase pentru viața de pe pământ. Astfel alternativa construirii unui model matematic poate fi atractiv, sau chiar esențial. Programe complexe au fost scrise incorporând toate acele legi de guvernare (toată știința), obținute de la testele realizate înainte, așa că noile arme pot fi testate pe simulatoare de computer, fără ca să fie nevoie să le explodăm. [25]

În cazul modelului ales pentru studiu, din motive bine înțelese nu s-a putut opta pentru prima cale de studiu (experimentală), ci s-a optat pentru simularea pe calculator a unui model complex. S-a modelat un plot începând de la pile și până la disipatorul de energie, inclusiv stavila metalică de tip segment, care în acest caz se va considera închisă.

Primul pas importat la începutul unei analize tridimensionale, după cum s-a amintit și în capitolul 4, este alegerea tipului de element finit și al tipului de discretizare. În ultimii ani puterea calculatoarelor a crescut, ajungându-se, ca simplii utilizatori să poată deține calculatoare cu două procesoare (sau cu două nuclee pe procesor). Este foarte important ca să existe o asamblare foarte bună a volumelor care compun structura, deoarece în caz contrar, la discretizare elementelor finite, s-ar întâmpla o problemă a discontinuității elementelor finite în volumele diferite.

În prima fază când s-a creat modelul tridimensional, s-a încercat să se realizeze cât mai exact cu putință modelul existent. S-a trecut la o discretizarea liberă cu elemente de pătratice de tip Solid 95 (vezi cap. 4.4.2.), considerând că se prestează pentru așa o structură tridimensională complexă. După o primă discretizare, s-a constatat că programul dă unele avertizări în timpul discretizării. Există o prea mare diferență de mărime între elementele finite care compuneau volumele mai mari și mai regulate față de acele volume care compuneau stavila sau elementul de rezemare al stavilei segment. O a doua problemă s-a ivit datorită numărului mare de muchii sub diferite unghiuri și de diferite mărimi, care au rezultat datorită încercării realizării unui model cât mai exact. Din nou discretizarea a avut de suferit (vezi figura 5.2.7 – 5.2.8).

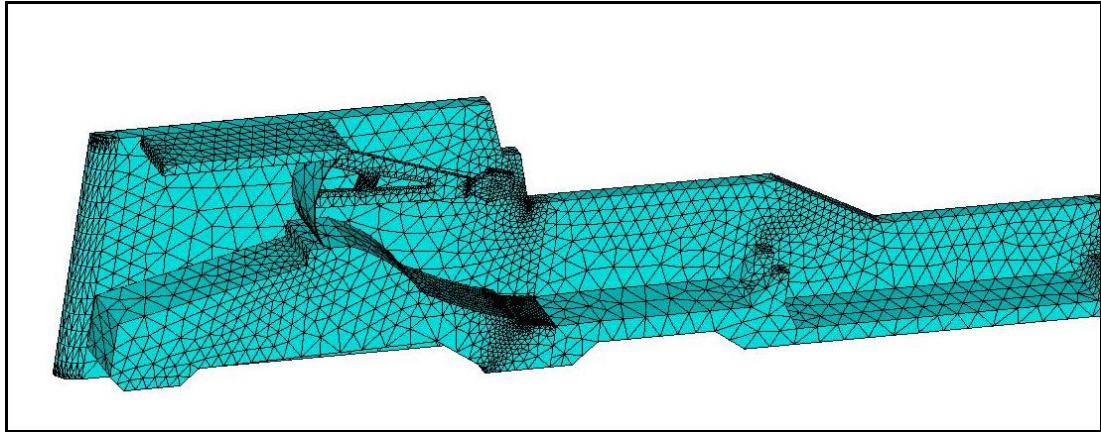


Fig. 5.2.7

S-a lucrat cu diferiți pași de discretizare încercând să se micșorez în zonele cu volume mai mari și apoi să se aducă la mărimi cât mai apropiate. Totodată s-a constatat și existența unor elemente cu unghiuri ascuțite (cu diferențe mari între laturile tetraedrului), care produceau erori și încetinea foarte mult timpul de lucru, iar programul nu reușea să ajungă la o soluție convergentă.

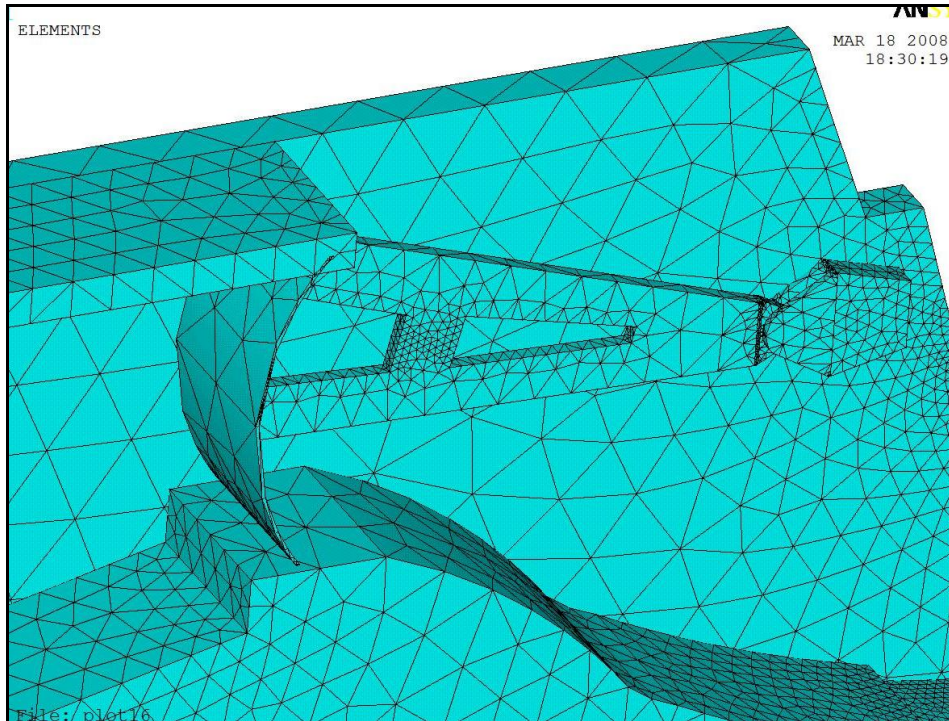


Fig. 5.2.8

De asemenea în acest caz de discretizare, distribuția încărcărilor variabile pe diferite suprafețe, se transmitea diferit la elemente și de la elemente la noduri. Nodurile de la același nivel de presiune se aflau unele mai depărtate sau mai apropiate, funcție de orientarea vârfului tetraedrului. Astfel că apărea o distribuție nenaturală a eforturilor în structură. În acest caz intuiția inginerească a avut un cuvânt de spus. Doar pornind de la premiza: „Time means money” - Timpul înseamnă bani, această soluție cu o discretizare liberă a fost abandonată.

5.3. Discretizarea modelului

Discretizarea modelului s-a realizat cu elemente de formă paralelipiped, folosindu-se elemente finite de tip Solid 45.

Modelul realizat este un plot, tăiat prin mijlocul pilei în partea dreaptă și în partea stângă, stavila segment și canalul de fugă cu disipatorul de energie.

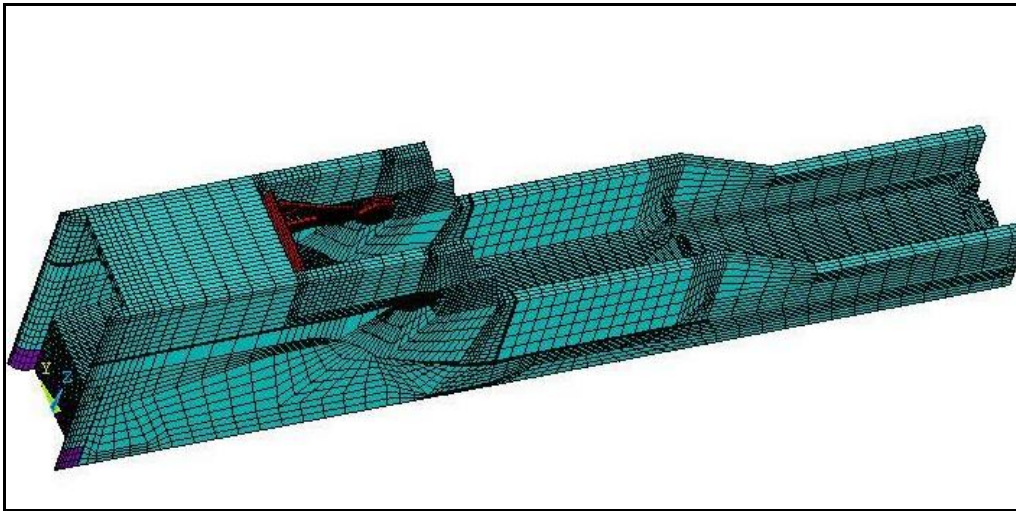


Fig. 5.3.1

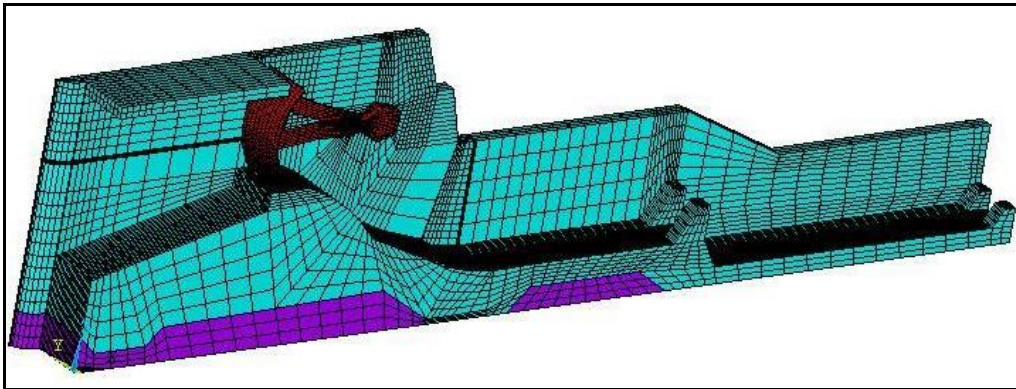


Fig. 5.3.2

În figura 5.3.2. se observă jumătate din structura tridimensională a centralei. Această structură a fost optimizată și introdusă în programul de calcul, astfel calculul s-a realizat pe întreg plotul, dar rezultatele s-au prezentat pe jumătate din secțiunea plotului pentru o mai bună vizualizare a lor.

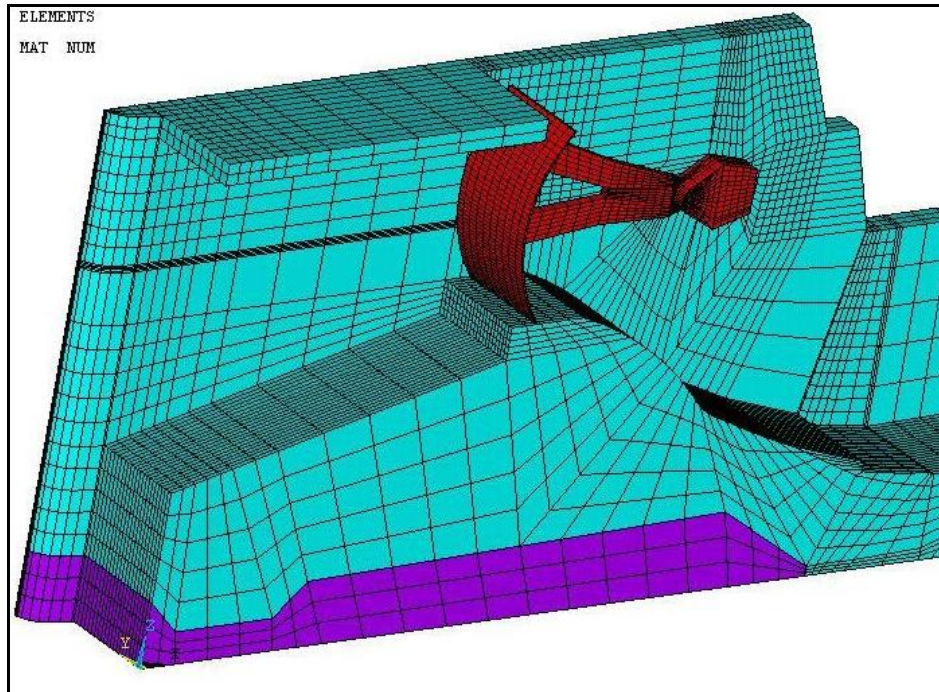


Figura - 5.3.3. -

Fiecare muchie prezentă în ansamblul de volume a trebuit împărțită în segmente după care să se realizeze discretizarea, astfel încât să se obțină aceste elemente paralelipipedice.

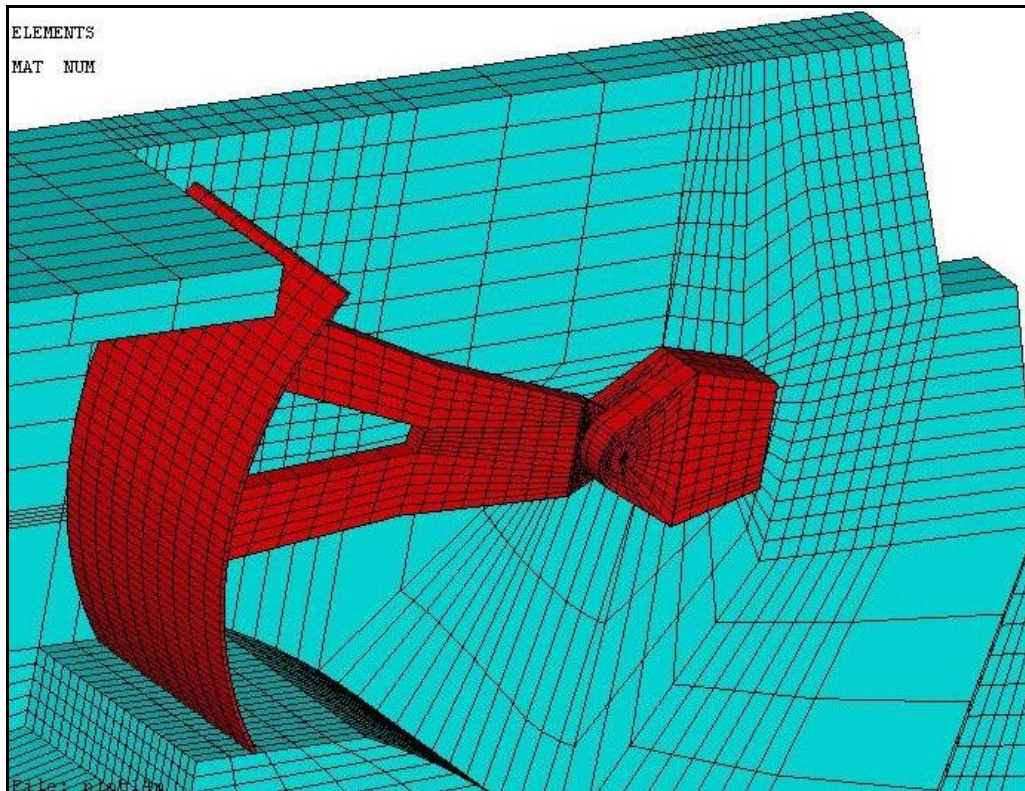


Figura – 5.3.4. –

O problemă a constituit discretizarea stavilei segment și zona de rezemare – articulația realizată din metal și apoi sprijinul ei în structura de beton.

Pentru realizarea articulației cât și a sprijinirii stavilei segment pe beton s-au folosit elemente de contact care vor simula contactul dintre metal și beton, dintre stavilă și structura de beton, pentru transmiterea eforturilor din stavilă spre structura. Elementele de contact folosite sunt CONTA 174 și TARGE 170. În figurile următoare se va prezenta modul de încărcare a structurii centralei cu presiunea apei acționând pe stavilă cât și pe pilele plotului, cât și greutatea ei. [22]

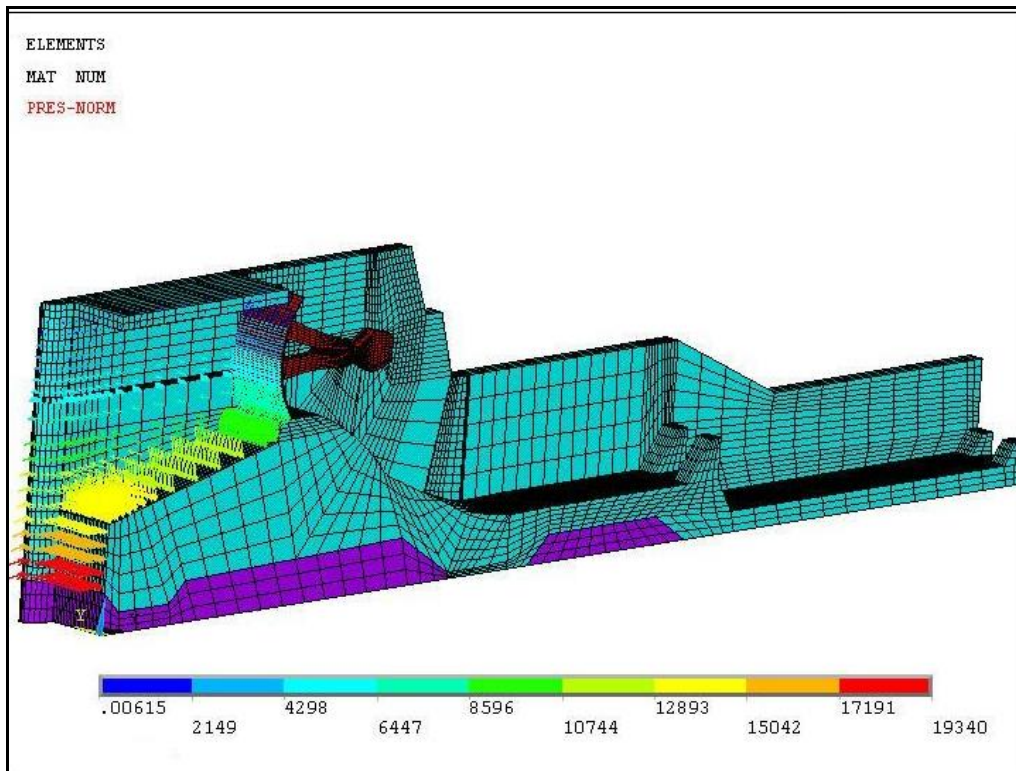


Fig. 5.3.5

Variația încărcării pe înălțime se poate observa în figura de mai sus, presiunea apei pe forma curbă a platelajului stavilei, cât și presiunea radială pe jumătatea pilei din beton. O altă imagine care prezintă variația presiunii apei este figura 5.3.6., în care vizualizarea de sus structurii în cauză, clarifică modul de aplicare al încărcării pe suprafețe sub formă de gradient de presiune.

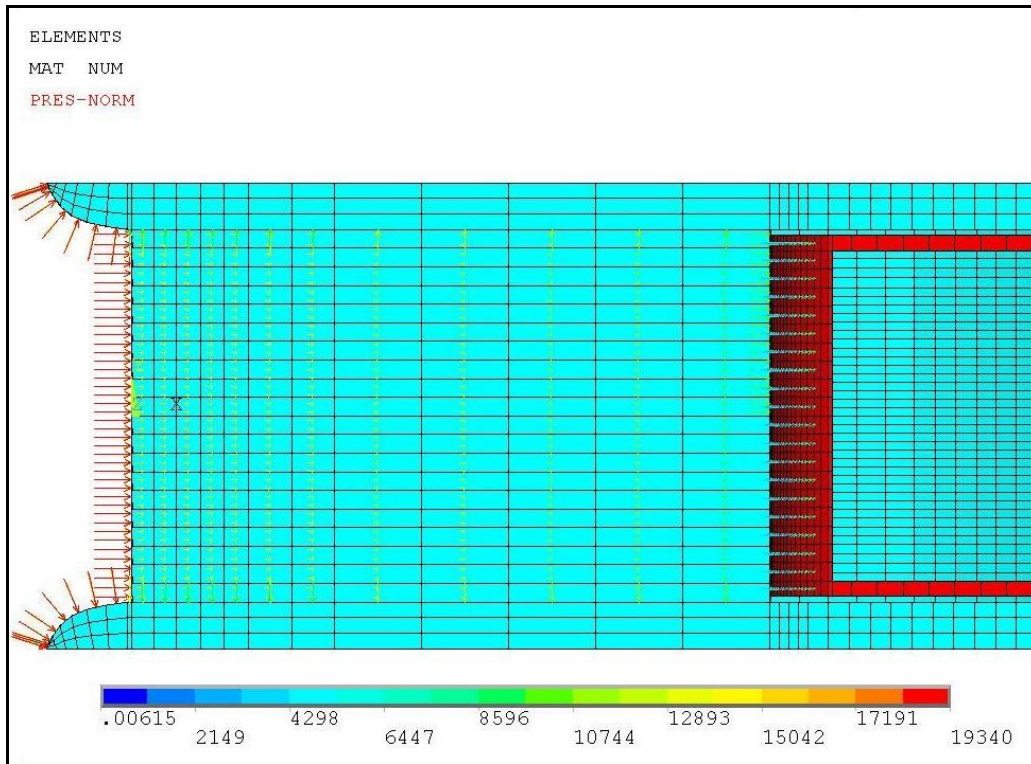


Fig. 5.3.6

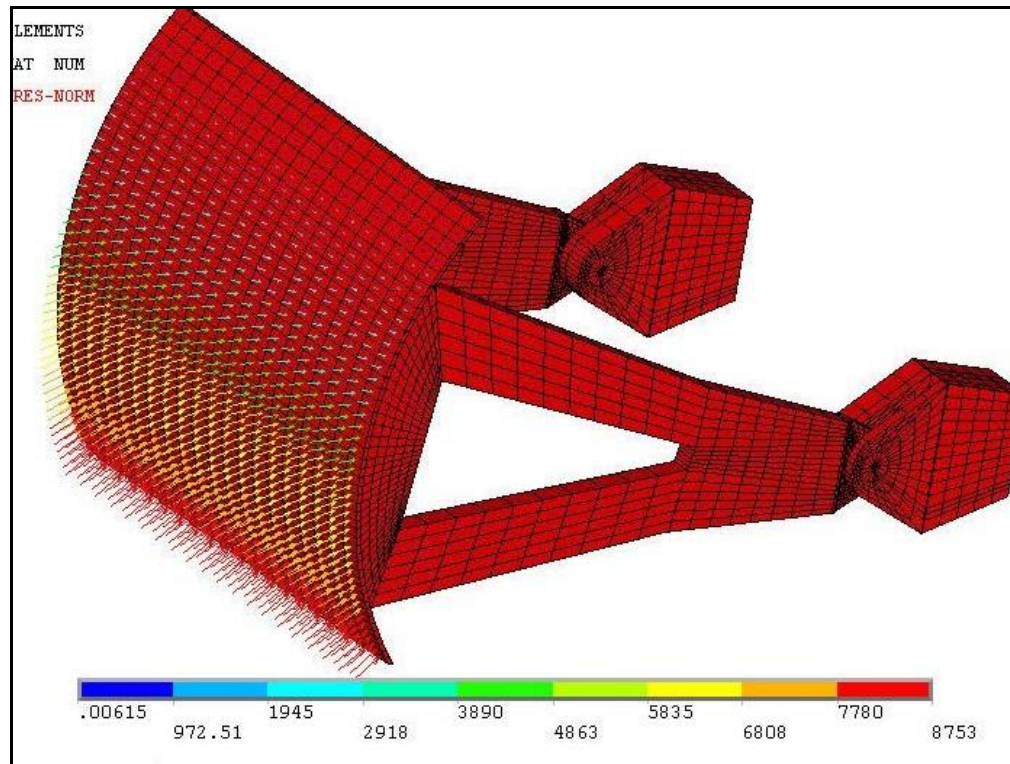


Fig. 5.3.7

Figura 5.3.7. arată modul de repartizare a presiunii apei pe elementele discretizate ale stavilei segment (asupra platelajului). Încărcările sunt exprimate în daN/m^2 .

În această fază, discretizarea modelului și introducerea încărcărilor au luat un timp mai lung decât atunci când s-a încercat o discretizare liberă pe volume, dar în schimb am câștigat la timpul de calcul. Folosind un calculator pe 64 biți, procesor de 3 GHz și memorie RAM de 3000 MHz, cu câte 3 module de 1GB, două lucrând în paralel, s-a trecut la pasul următor de analiză a structurii.

5.4. Analiza modelului

Modelul conține elemente finite de contact, în zona de sprijinire a stavilei pe infrastructura de beton și la reazemul articulată al stavilei. Două suprafețe, una țintă și una de contact creează perechea de elementelor de contact (Figura 5.4.1.). Parametrii care influențează destul de puternic rezultatele analizei sunt condițiile de contact inițiale, rigiditatea contactului normală la suprafața de contact, rigiditatea desfacerii elementelor de contact și separarea suprafețelor de contact în timpul analizei, coordonatele punctului de contact și coeficientul de frecare. Fiecare parametri de mai sus au fost cu grijă introduși pentru a diminua erorile în timpul analizei.

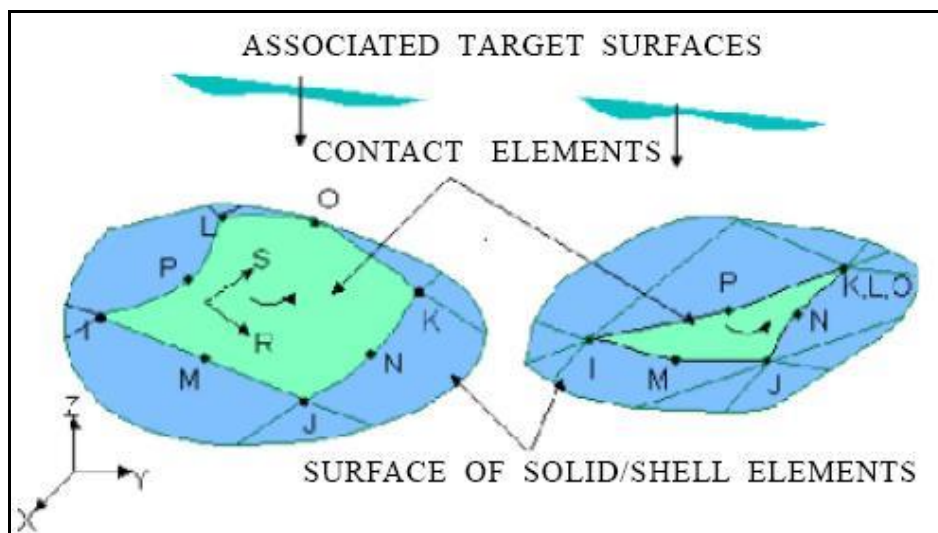


Fig. 5.4.1

Elementele finite care alcătuiesc modelul de calcul sunt cele trei: SOLID 45, CONTA174 și TARGE 170. Toate au 3 grade de libertate, numite deplasări pe cele trei direcții x , y , z . Elementul SOLID 45 este un element de tip tetraedru, iar celelalte două elemente care alcătuiesc suprafața de contact, CONTA 174 și TARGE 170 au câte 8 noduri fiecare și au o utilizare bună în realizarea suprafețelor de contact curbe, în combinație cu alte elemente de contact. Elementele CONTA 174 au fost folosite pentru a reprezenta suprafața de contact și alunecarea pe cele trei direcții între suprafața țintă (TARGE 170) și o suprafață deformabilă. Elementul de contact CONTA 174 are aceleași caracteristici geometrice ca o fațetă conectată la un element solid. Acest tip de contact este un contact numit „surface - to - surface contact” - contact de tip suprafață la suprafață. [46], [23]

Datorită utilizării elementelor de contact pentru realizarea ansamblului stavilă metalică – structură din beton, această analiză devine neliniară, datorită următoarelor motive:

-
- a) *Schimbarea statutului elementelor:* Normal într-o analiză cu elemente de contact, elementele la diferiți pași de încărcare stabiliți și la alți pași de încărcare în care contactul dintre cele două suprafețe nu se mai realizează (elementele nu sunt în contact), și la fiecare altul, când elementele au o comportare imprevizibilă și o maniere abruptă (dacă comportarea este exprimată grafic), în special dacă lunecarea este permisă, conduce la schimbarea statutului elementelor.
- b) *Legile frecării:* Programul Ansys folosește legea frecării lui Coulomb. Toate tipurile de frecare din natură au caracter neliniar. În Ansys neliniaritățile geometrice și ale materialelor cu schimbare în statutul elementelor, sunt valabile. Programul folosește metoda Newton-Raphson pentru rezolvarea problemelor neliniare. În această metodă încărcarea este împărțită în două serii de pași. Înainte de fiecare rezolvare, această metodă evaluează vectorul forță care nu este în echilibru, care este diferența între încărcarea aplicată și forța revenire. Forța de revenire este calculată bazându-se pe o încărcare corespunzătoare eforturilor din elemente. Folosind vectorul de forță care nu se află în echilibru, programul realizează o soluție liniară pe care o verifică dacă este convergentă. Dacă convergența nu este îndeplinită, vectorul forță neechilibrat este re-evaluat, matricea de rigiditate este înnoită (refăcută) și o nouă soluție este găsită. Această iterație se repetă până când soluția este convergentă.

Astfel, după ce s-au creat cele trei elemente de contact, se discretizează volumele care compun modelul cu elemente finite SOLID45, apoi se creează suprafața de contact discretizând cu elemente tip CONTA 174, respectiv TARGE 170, pentru suprafața pe care se realizează contactul (suprafața țintă). Se introduc condițiile de margine, pe suprafețe și încărcarea.

Timpul necesar rezolvării modelului a fost de aproximativ 30 minute, pe un calculator cu performanțele amintite.

5.5. Rezultatele analizei

Reprezentarea rezultatelor se va realiza sub forma grafică, vor fi prezentate eforturile după axele principale după care se vor analiza:

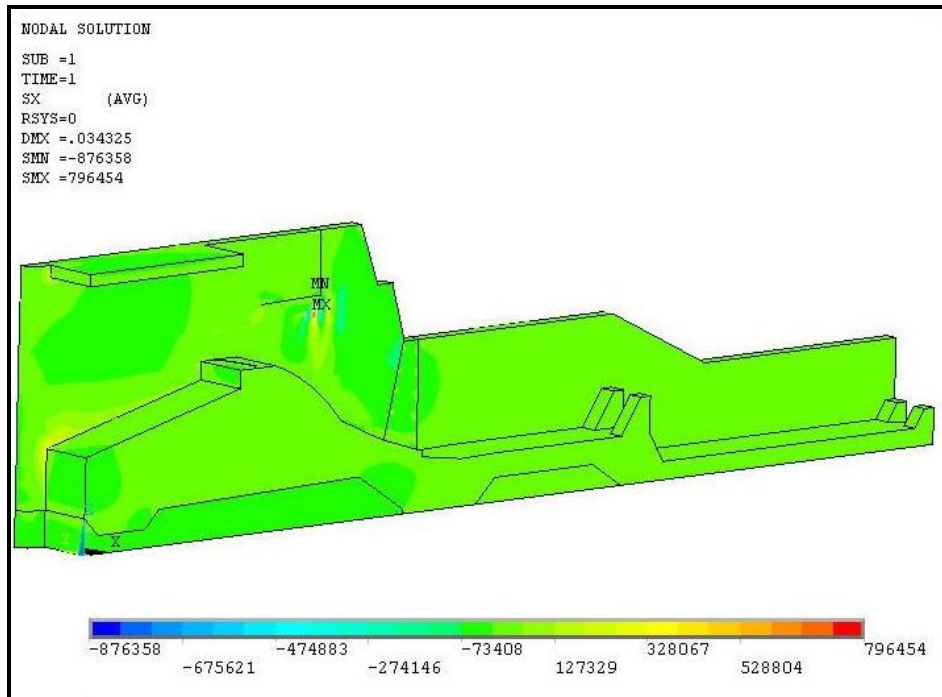


Fig. 5.5.1 – Eforturile unitare σ_x

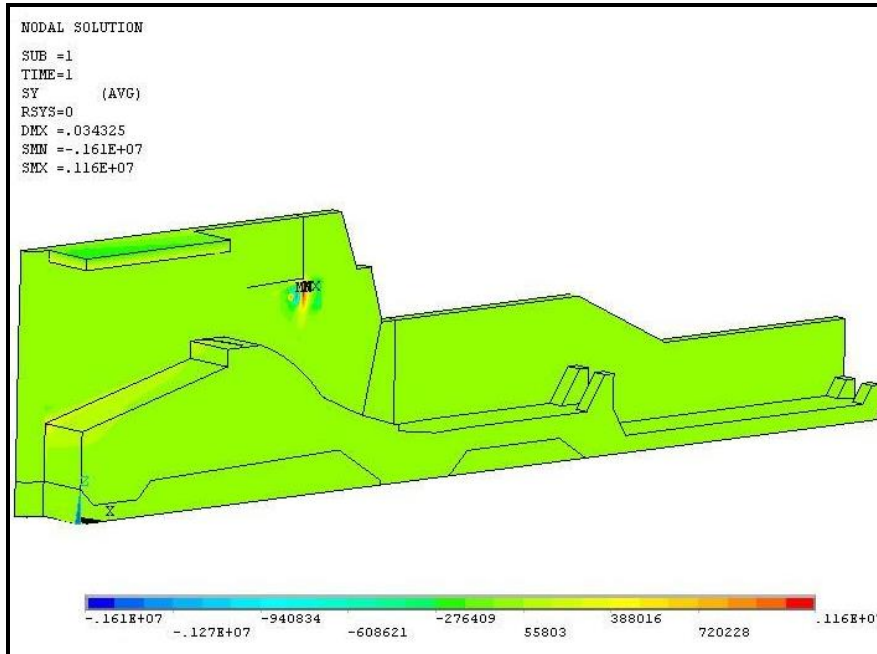


Fig. 5.5.2 - Eforturile unitare σ_y

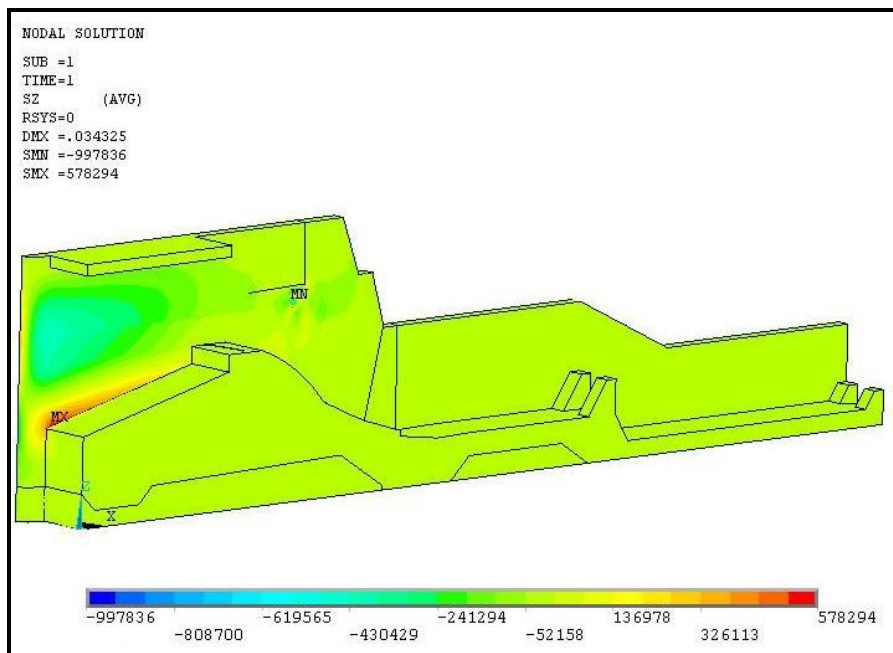
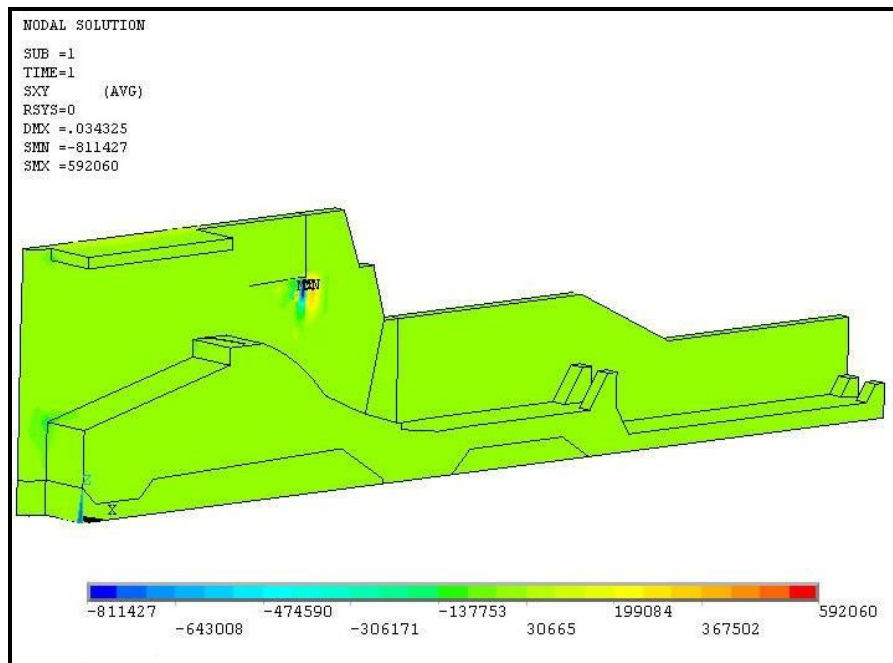
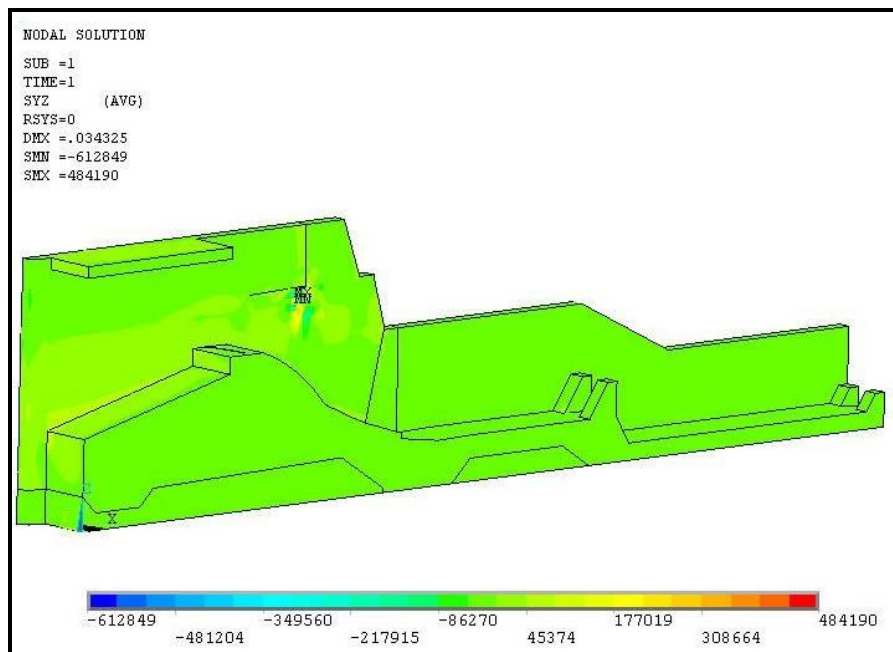


Fig. 5.5.3 - Eforturile unitare σ_z

Fig. 5.5.4 – eforturile unitare tangențiale T_{xy} Fig. 5.5.5 - eforturile unitare tangențiale T_{yz}

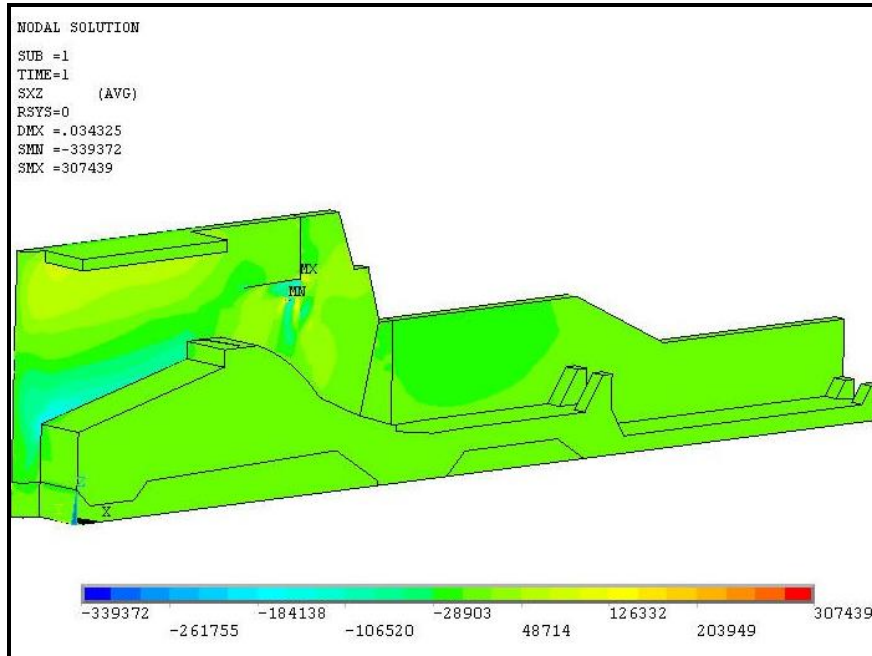


Fig. 5.5.6 - eforturile unitare tangențiale τ_{xz}

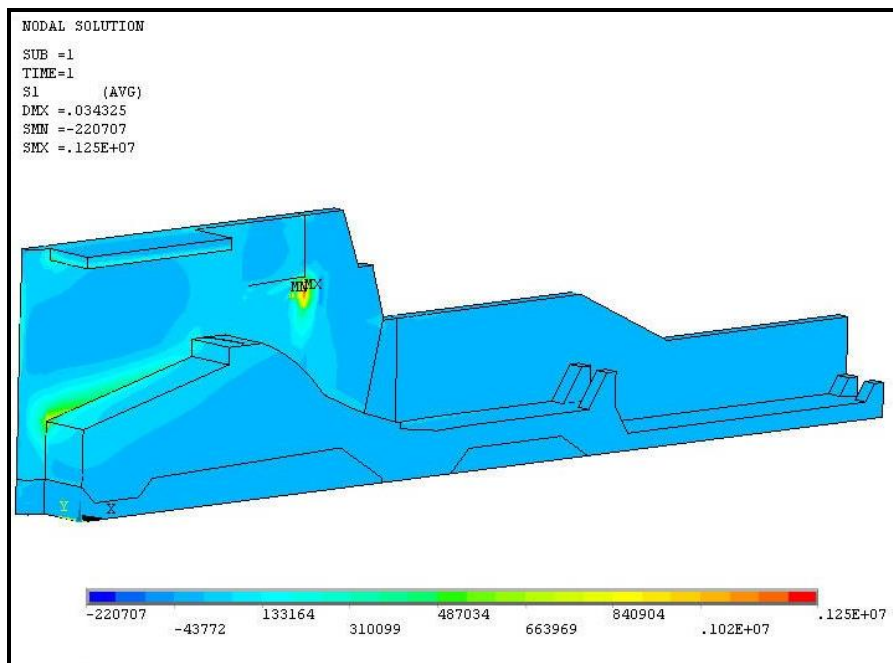
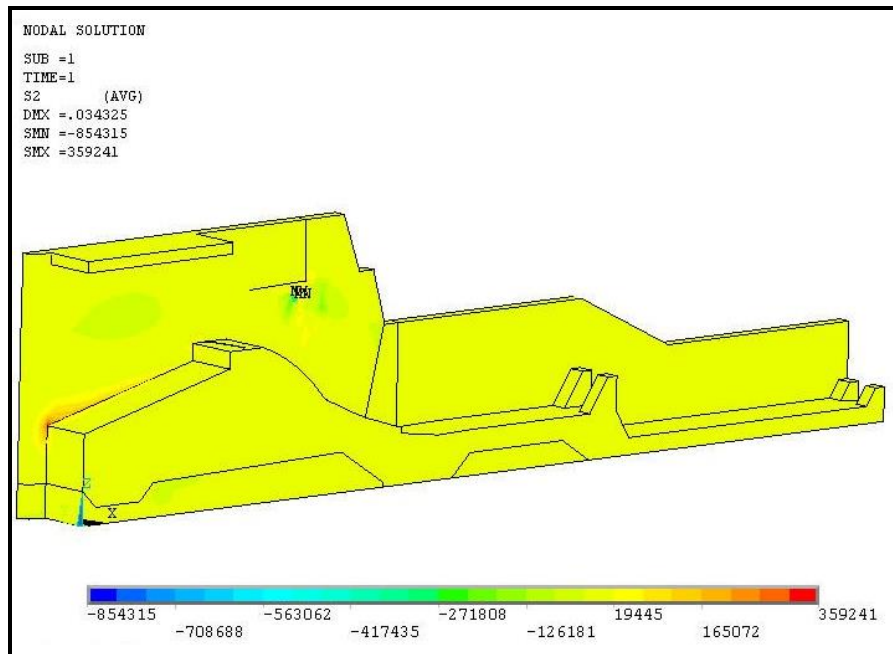
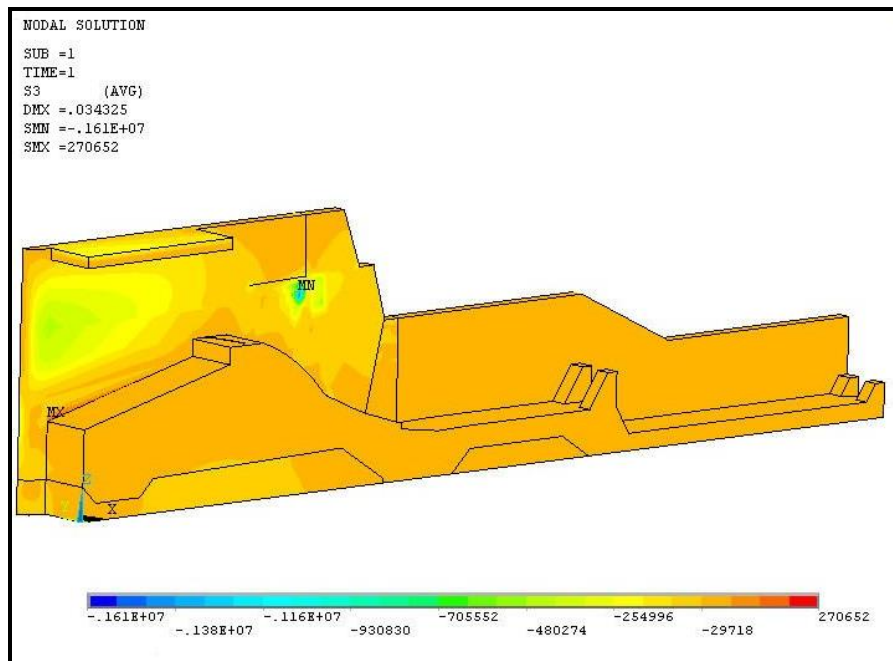


Fig. 5.5.7 - Eforturile unitare principale σ_1

Fig. 5.5.8 - Eforturile unitare principale σ_2 Fig. 5.5.9 - Eforturile unitare principale σ_3

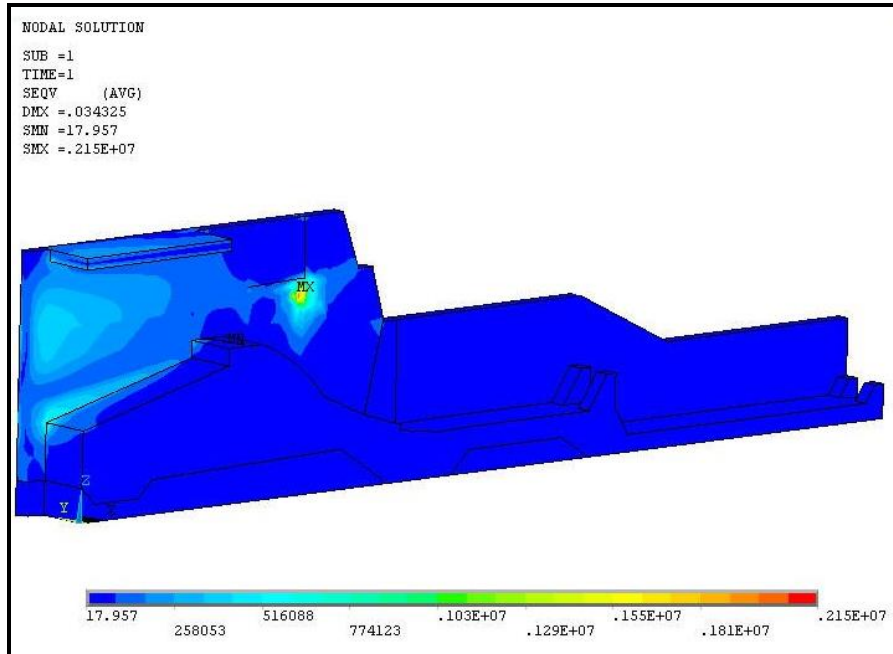


Fig. 5.5.10 – Eforturile unitare σ_{ech}

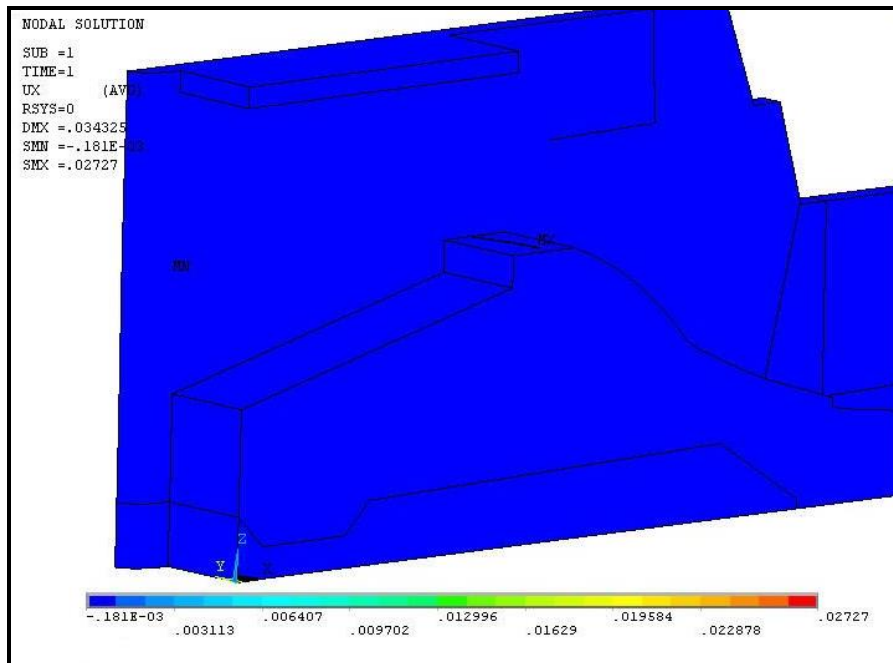


Fig. 5.5.11 – Deformata după direcția x

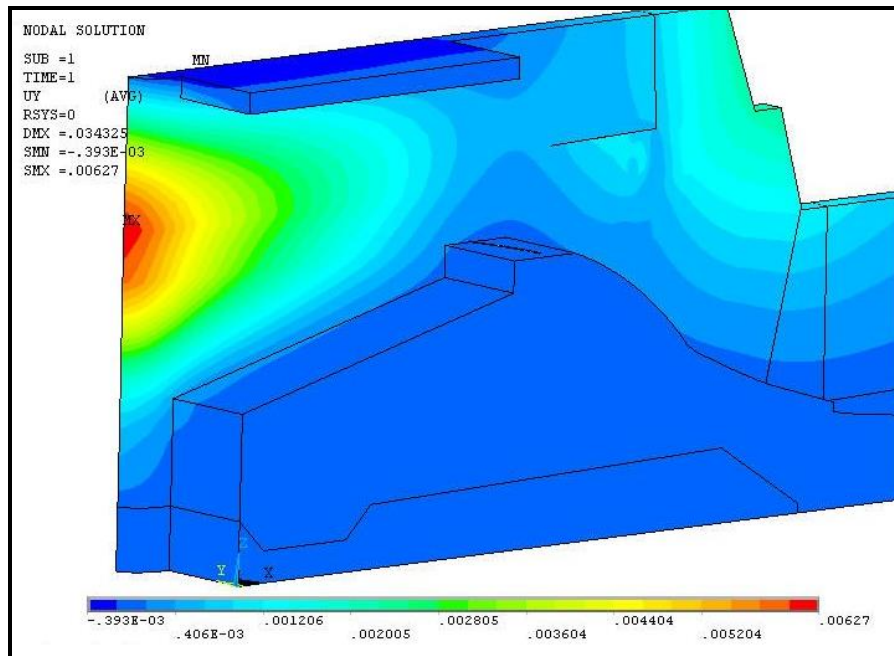


Fig. 5.5.12 – deformata după direcția y

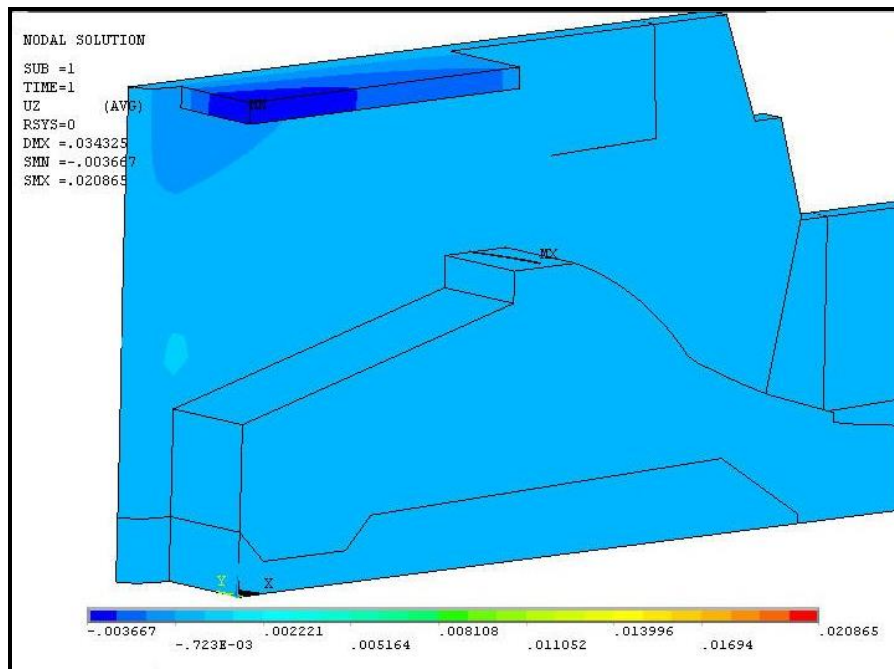


Fig. 5.5.13 – deformata după direcția z (verticală)

Figura 5.5.1, reprezintă diagrama de eforturi unitare σ_x cu valorile aferente reprezentate sub formă de culori. Direcția x – cea în lungul modelului, se observă că trecerea de la zona comprimată la zona întinsă se realizează între culorile verde – galben. Valorile maxime de compresiune obținute în zona de reazem a stavilei este de sub $8,7 \text{ N/mm}^2$. De asemenea valorile de întindere maxime sunt tot în zona de reazemare (la articulație), acolo unde stavila predă la structura din beton eforturile provenite din împingerea apei.

Figura 5.5.2, reprezintă diagrama de eforturi unitare σ_y , pe direcția transversală a ploturilor. Se observă din nou că zona de reazemare are un vârf de eforturi maxime atât la compresiune cât și la întindere.

Figura 5.5.3, diagrama de eforturi unitare σ_z , pe direcția verticală. Se observă o variație a diagramei de eforturi de întindere în zona de trecere de la suprastructură la infrastructura centralei hidroelectrice.

Urmează cele trei figuri cu diagramele de eforturi unitare tangențiale, după care se prezintă figurile cu diagramele de eforturi unitare principale $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ și $S_{eqv}(\sigma_{ech})$.

Deformațiile după cele trei direcții u_x, u_y, u_z , sunt prezentate în figurile 5.5.11, - 5.5.12, respectiv 5.5.13. Din acestea se pot observa valorile deformațiilor în metri. Deplasarea după direcția x nu depășește valoarea de 1 mm, iar pe direcția y de 0.6 cm, respectiv pe direcția z de 0.5cm.

Rezemarea stavilei segment la partea inferioară (pe infrastructură) transmite unele eforturi la suprafața de contact. Astfel s-a obținut diagrama de presiune pe care o exercită stavila metalică pe suprafața de beton. Următoarea figură prezintă diagrama de presiune din contactul stavilă – infrastructură:

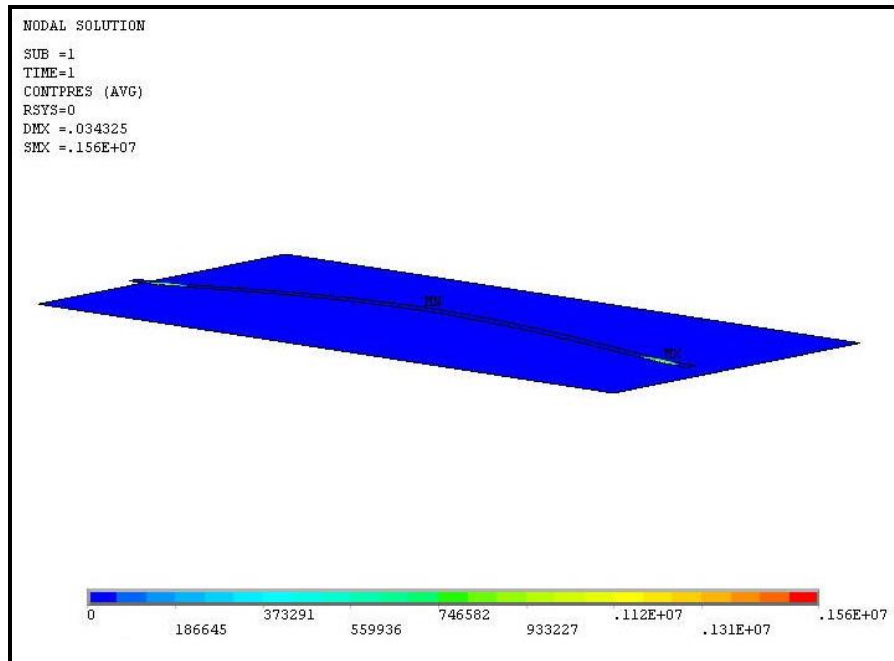


Fig. 5.5.14 – diagrama de presiune la baza stavilei

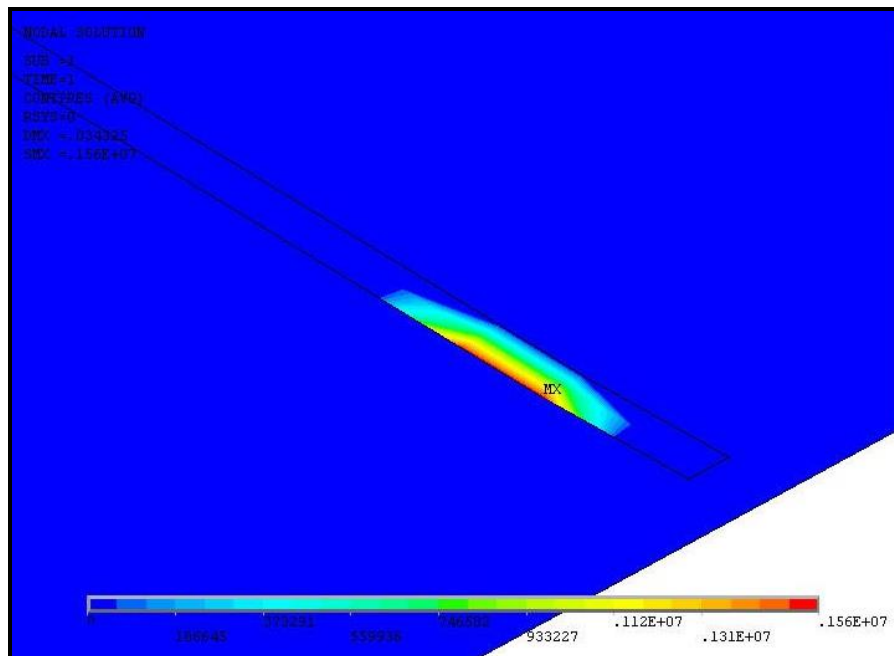


Fig. 5.5.15 – diagrama de presiune la baza stavilei (detaliu)

Datorită presiunii apei pe stavila metalică se realizează o frecare la baza stăvilei. Din figura 5.5.15 se observă valoarea presiunii exercitată de stavilă în zona de rezemare, de maxim 15N/mm^2 . Se prezintă în figurile următoare modul de distribuție al eforturilor provenite din frecare.

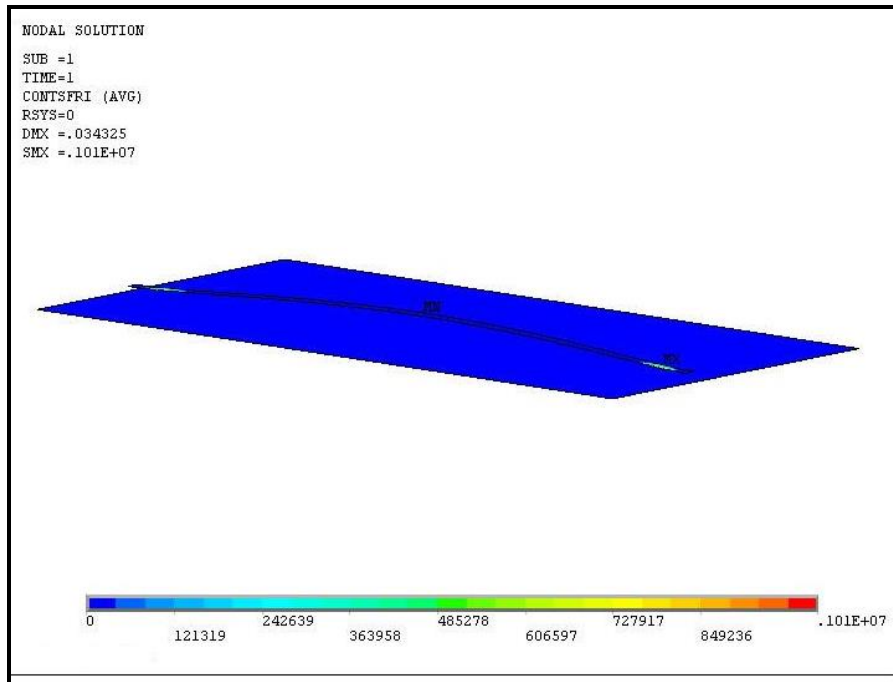


Fig. 5.5.16 – frecarea dintre stăvilăși infrastructura lanivelul rezemării

Tot datorită presiunii pe curbura stavile se realizează o dezlipire a stavilei de infrastructură, o zonă în care suprafețele care intră în contact se dezlipesc:

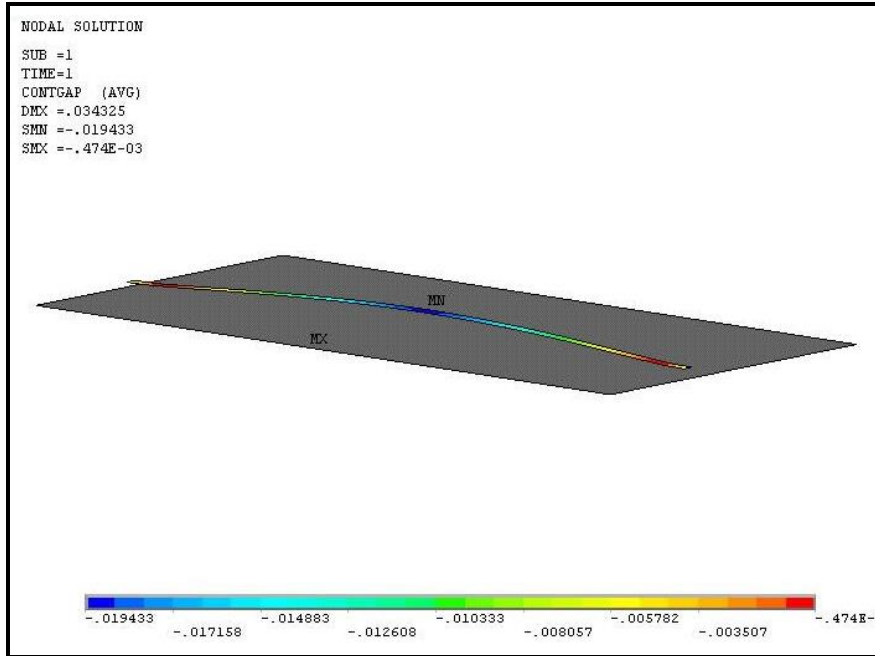


Figura - 5.5.17 -

Din diagrama colorată se poate observa că dezlipirea (lunecarea) maximă se realizează la mijlocul stavilei, între cele două reazeme ale antretoazelor. Comparând cu diagramele de presiune și cele de frecare se observă că acolo unde dezlipirea este minimă, frecarea este maximă (fig. 5.5.17). Figura 5.5.18, reprezintă o altă vedere a zonei de dezlipire.

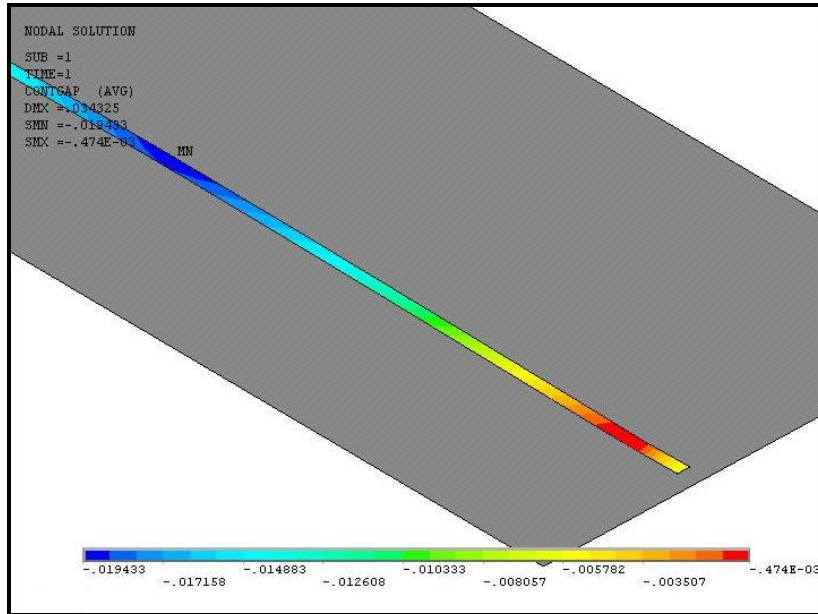


Fig. 5.5.18

De asemenea se realizează un contact la reazemul articulat al stavilei. Modul de contact între suprafețele tip TARGE și cele CONTAC, se prezintă în figura de mai jos:

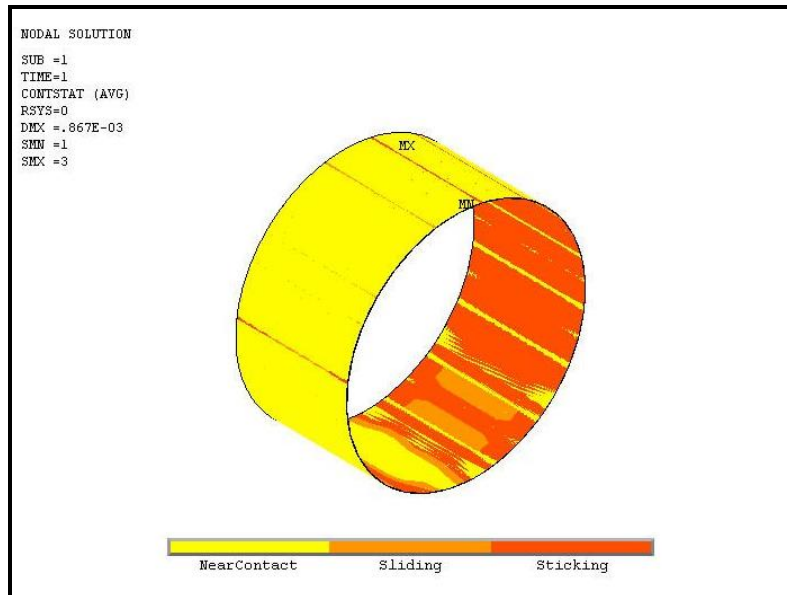


Fig. 5.5.19

Diagrama de culori, de la culoarea galbenă la cea portocalie apoi roșie, reprezintă modul cum se realizează contactul dintre cele două suprafețe. Culoarea galbenă

reprezintă un contact apropiat, culoarea portocalie reprezintă suprafețele pe care se produce o alunecare, iar cea roșie unde contactul este fix, cele două suprafețe sunt perfect lipite și fixate una de cealaltă, fără a se produce vreo alunecare sau frecare.

În figura următoare se va prezenta diagrama de presiuni pe conturul articulației:

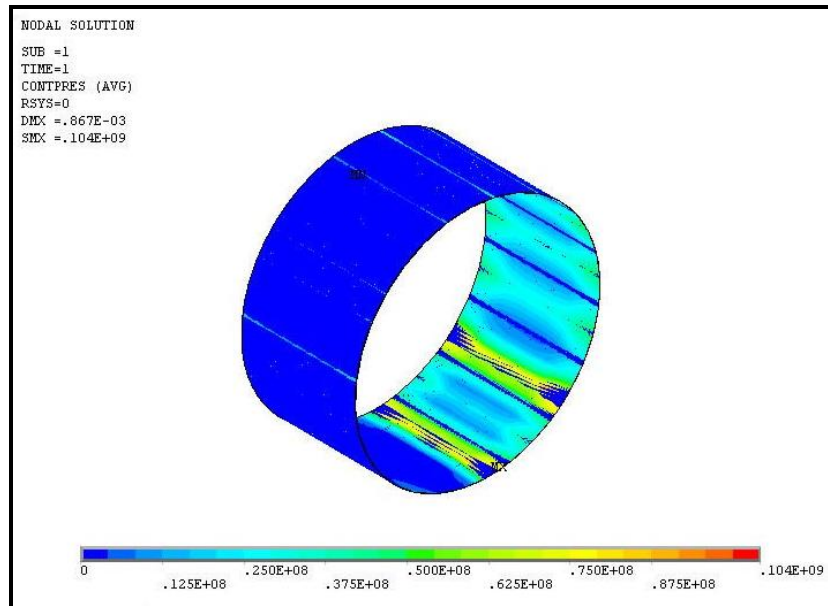


Fig. 5.5.20 – diagrama de presiuni pe inelul articulației

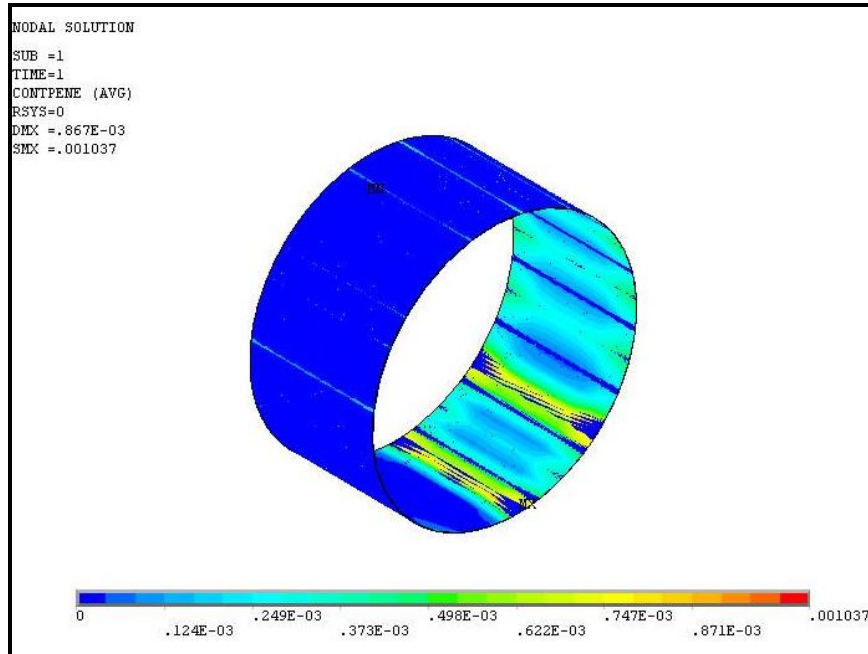


Fig. 5.5.21 – penetrarea celor două suprafețe de contact

Figura de mai sus reprezintă diagrama de contact și penetrarea elementelor celor două suprafețe de contact. Paleta de culori din figura de mai sus, de la albastru spre roșu, reprezintă modul de penetrare a unor elemente în celelalte, precum și mărimea acestor penetrări. Astfel la exteriorul inelului penetrarea este 0m, nu se realizează nici o penetrare, iar în interiorul suprafețelor de contact se pot observa zonele colorate de penetrare cât și mărimea acestora. Din figura 5.5.20, presiunea pe inel în zonele prezentate nu depășește 750 N/mm².

Diagrama de eforturi provenite din frecare se prezintă în figura următoare:

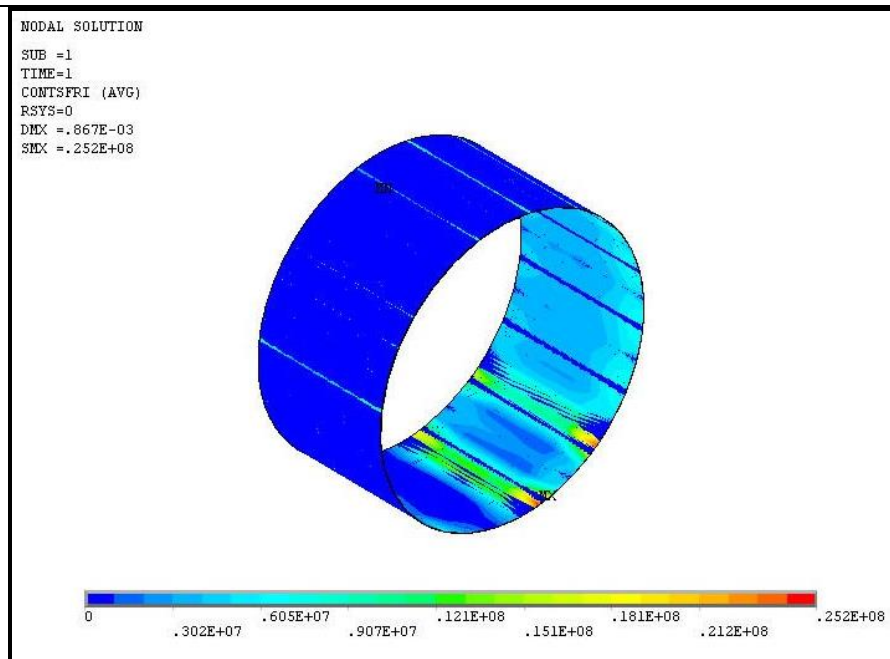


Fig. 5.5.22 – frecarea la nivelul celor două suprafețe de contact la articulației

Următoarele figuri vor prezenta diagramele de eforturi pe tot inelul, apoi diagrama de valori de alunecare pe inel exprimate în m (figura 5.5.23)

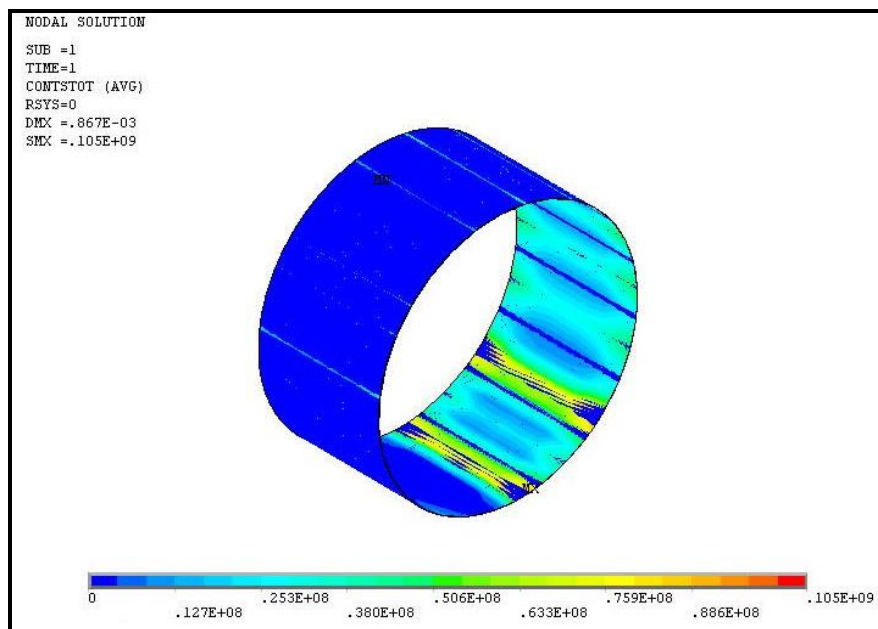


Fig. 5.5.23

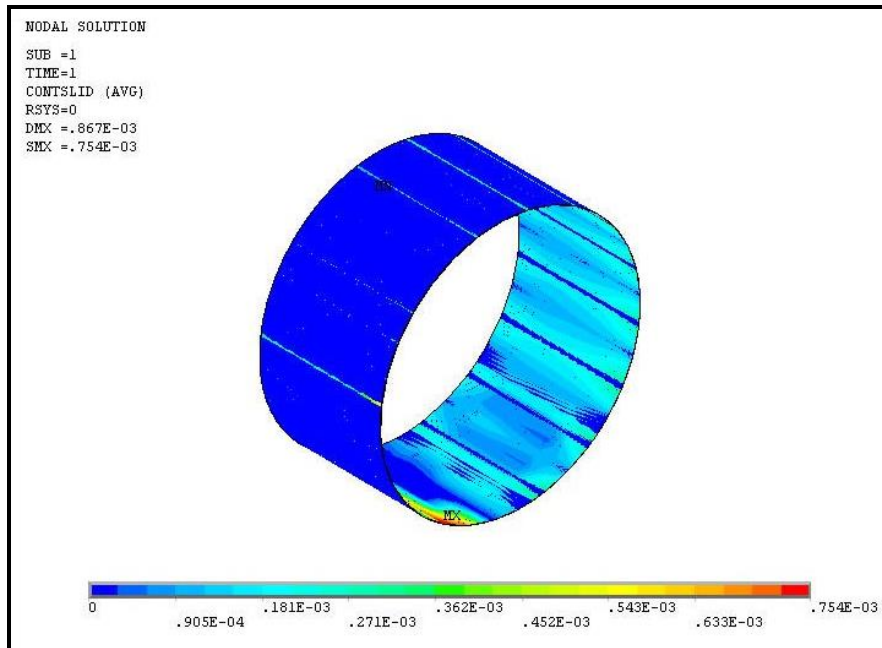


Fig. 5.5.24 – Efectul de alunecare asupra celor două suprafețe de contact

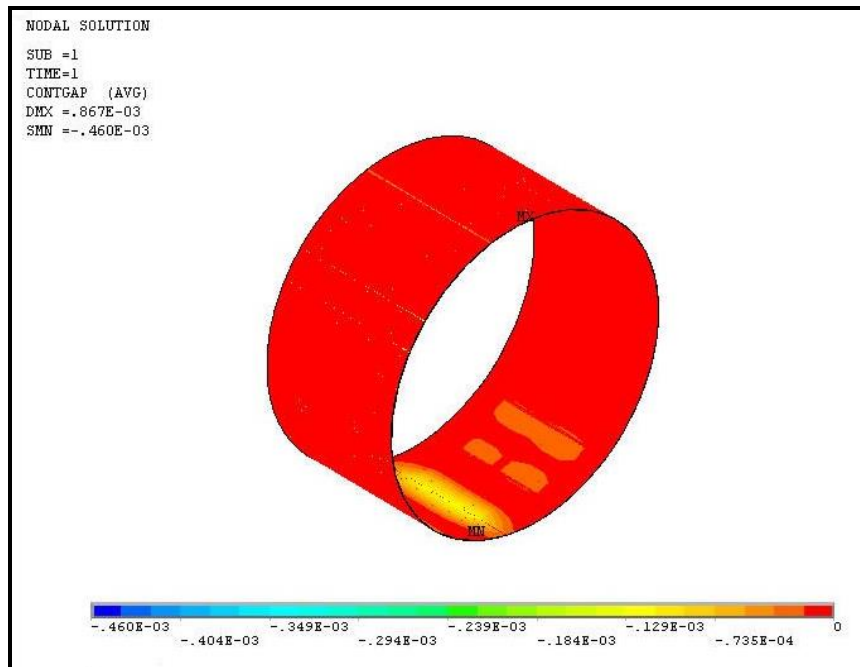


Fig. 5.5.25 – modul de realizare a dezlipirii dintre cele 2 suprafețe de contact

Figura 5.5.25, reprezintă zonele de dezlipire dintre cele două suprafețe. Culoarea roșie reprezintă zona de dezlipire zero – suprafețele sunt în contact. Această figură se poate citi împreună cu figura 5.5.19, pentru a se putea compara și analiza modul prin care se realizează contactul dintre cele două suprafețe.

În figurile ce urmează se va prezenta din nou aceleași tipuri de diagrame, dar reprezentate pe tot ansamblul de articulație.

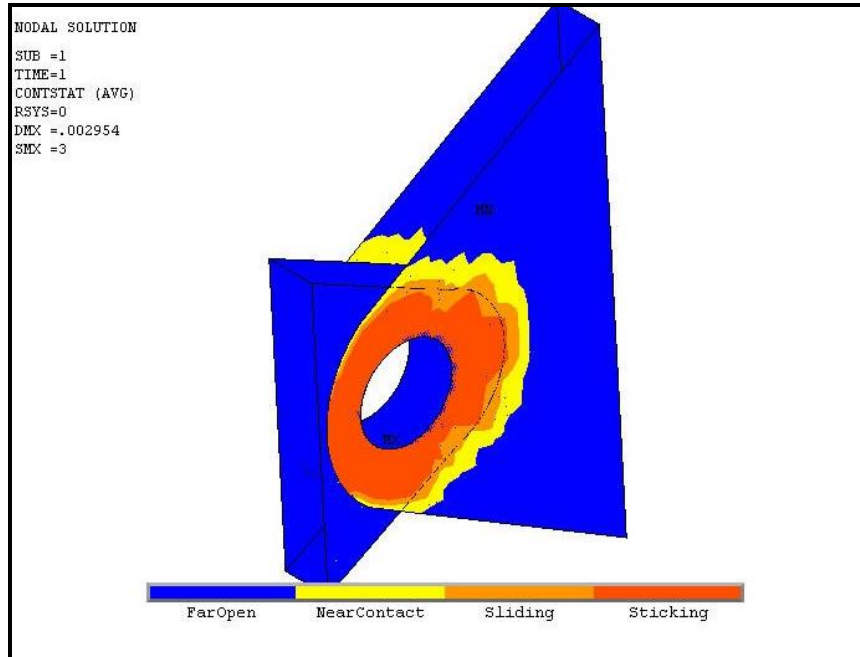


Fig. 5.5.26 – Statutul elementelor de contact

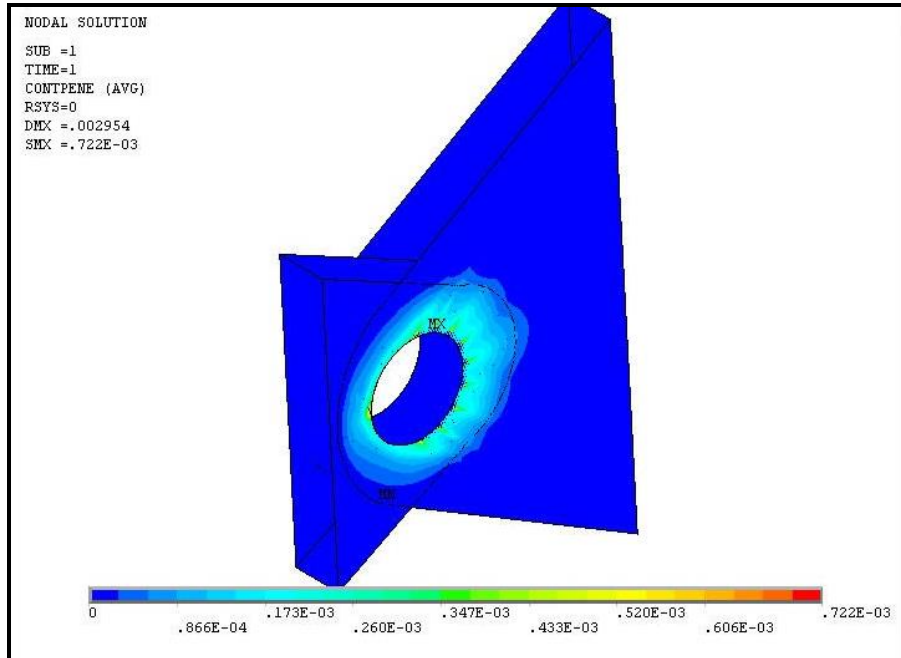


Fig. 5.5.27 – diagrama cu zonele de penetrare

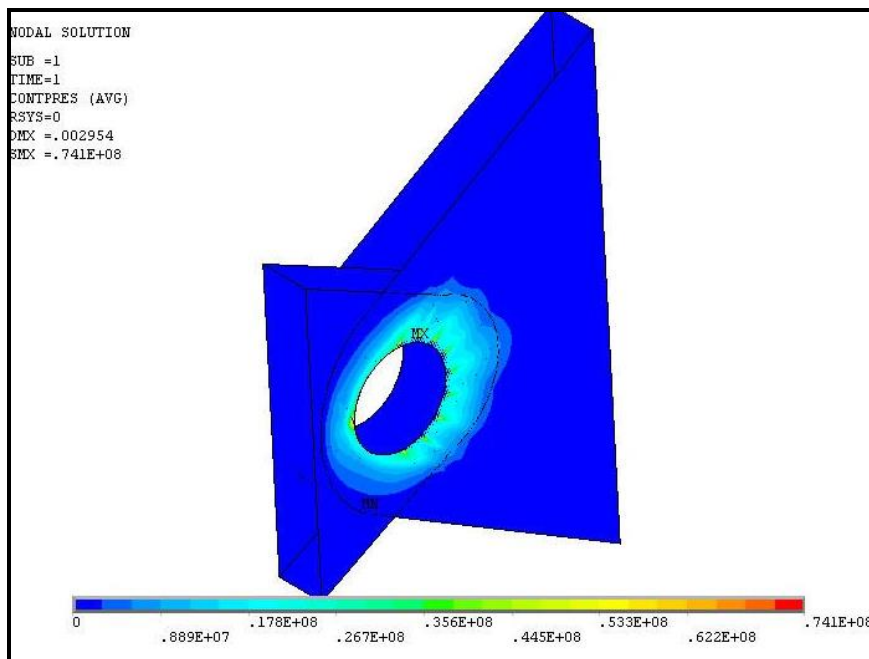


Figura – 5.5.28 – diagrama de presiuni

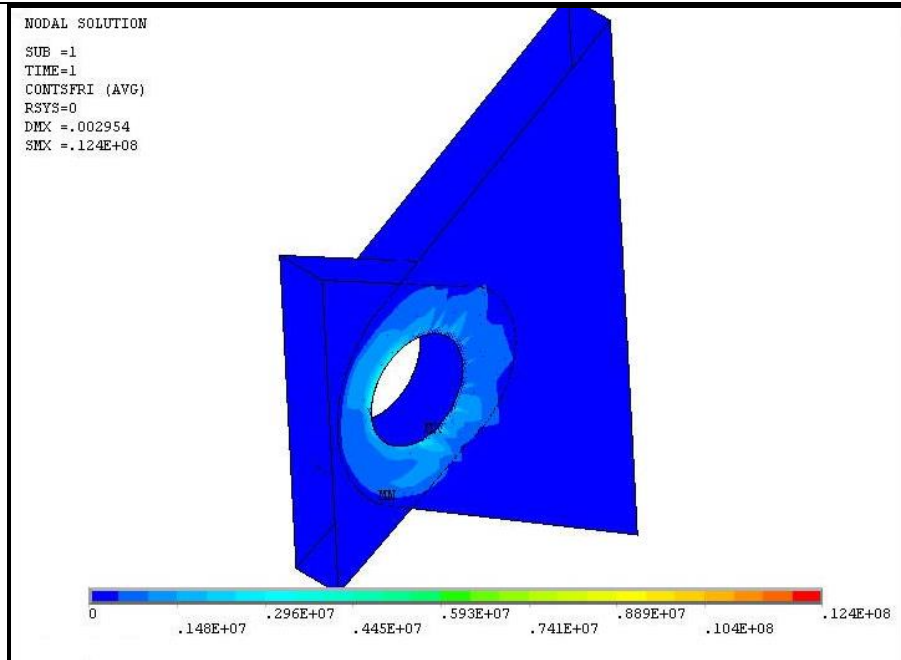


Fig. 5.5.29 – diagrama zonelor pe care se produce frecarea și distribuția acestora

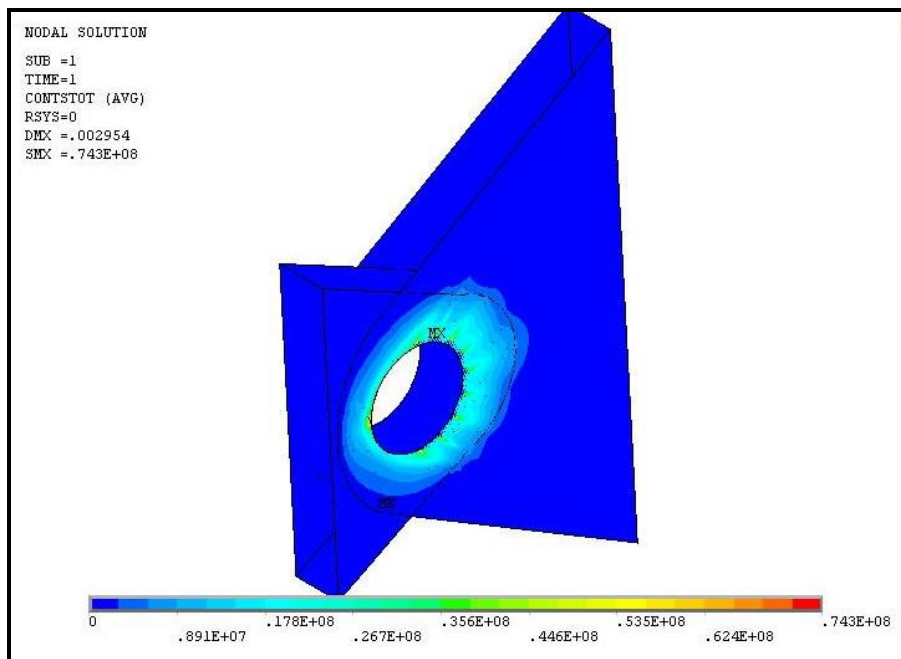


Fig. 5.5.30 – presiunea totală în articulație

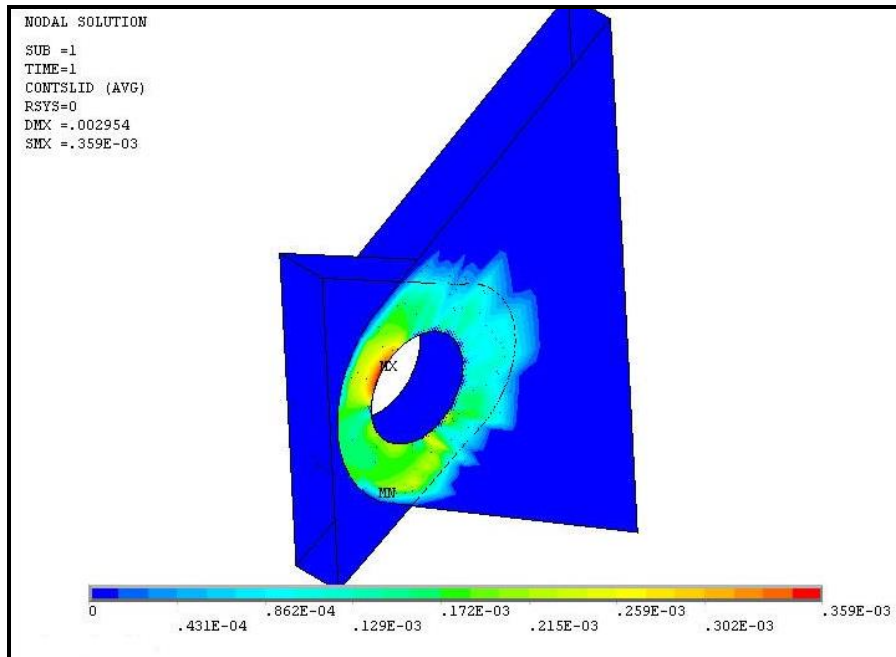


Fig. 5.5.31 – diagrama zonelor în care se produce lunecarea

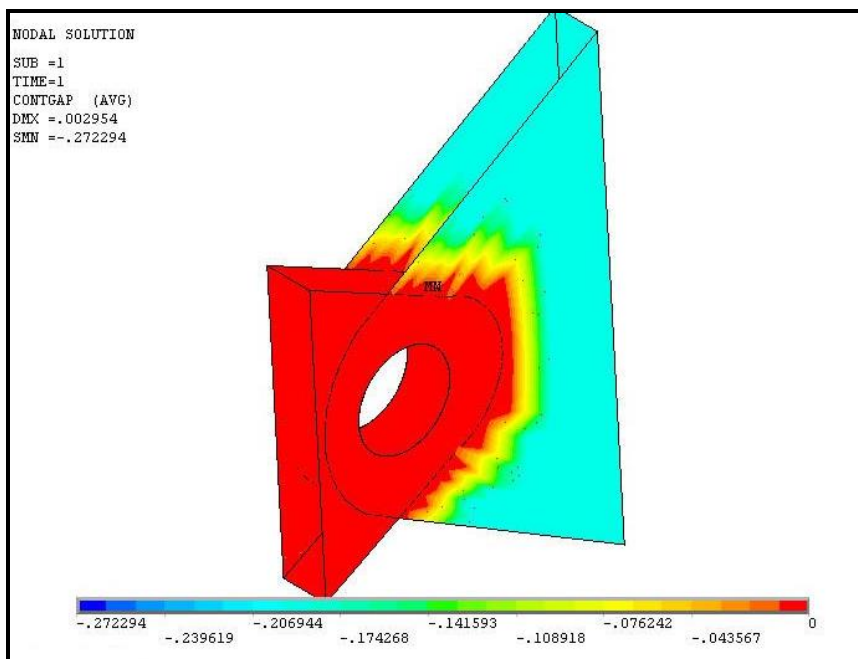


Fig. 5.5.32 – diagrama zonelor de desprindere

Stavila segment a fost cuprinsă în acest model deși este obiectul acestei lucrări, dar făcând parte din modelul luat în calcul, se va prezenta câteva imagini ale stavilei cu diagrame ale deformațiilor și eforturilor.

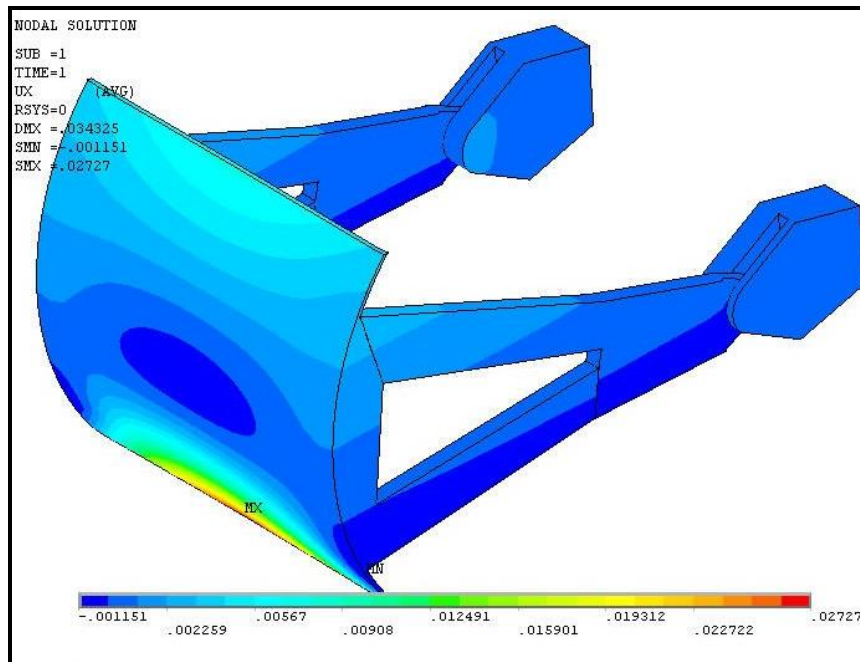


Fig. 5.5.33 – deformațiile pe direcția x

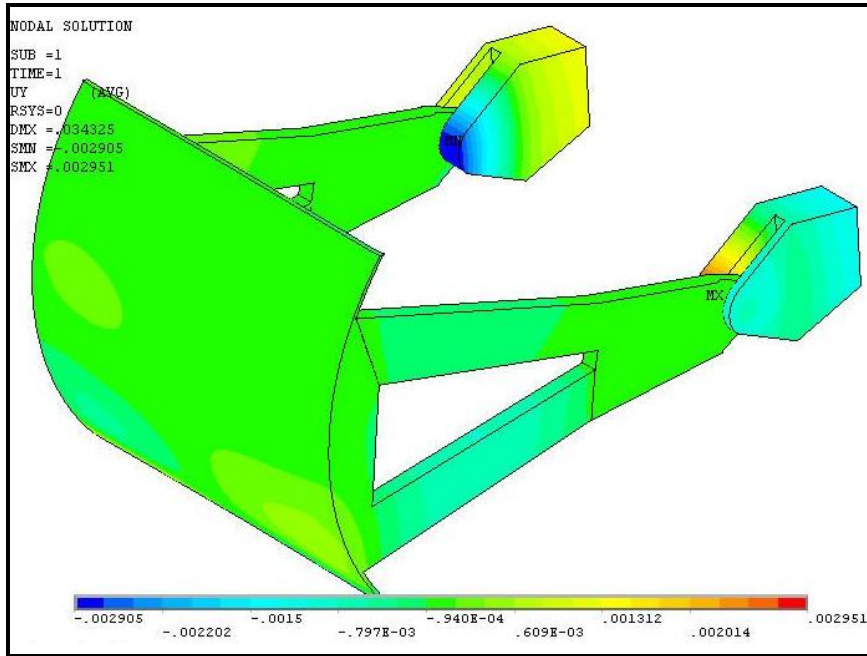


Fig. 5.5.34 – deformațiile pe direcția y

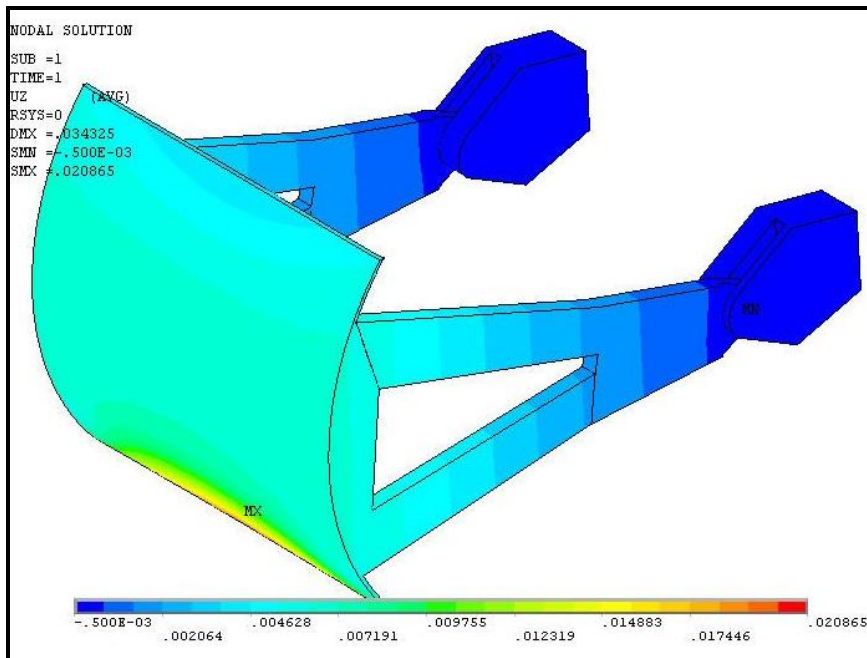


Fig. 5.5.37 – deformațiile pe direcția z

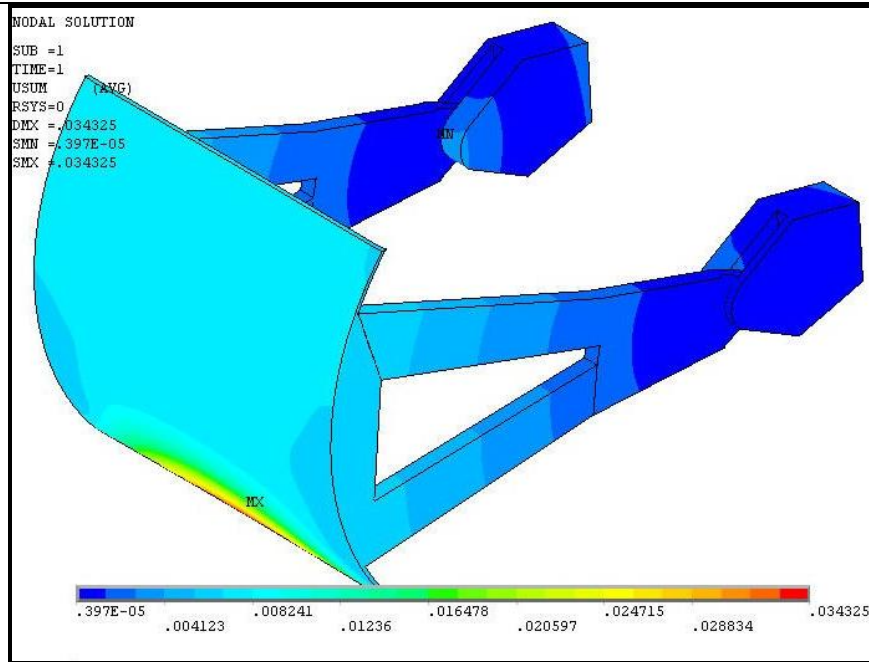


Fig. 5.5.35 – Suma deformațiilor din stavila segment

Discretizarea elementului de rezemare (a articulației), cât și a deformațiilor elementelor și ale eforturilor unitare se vor prezenta în figurile următoare:

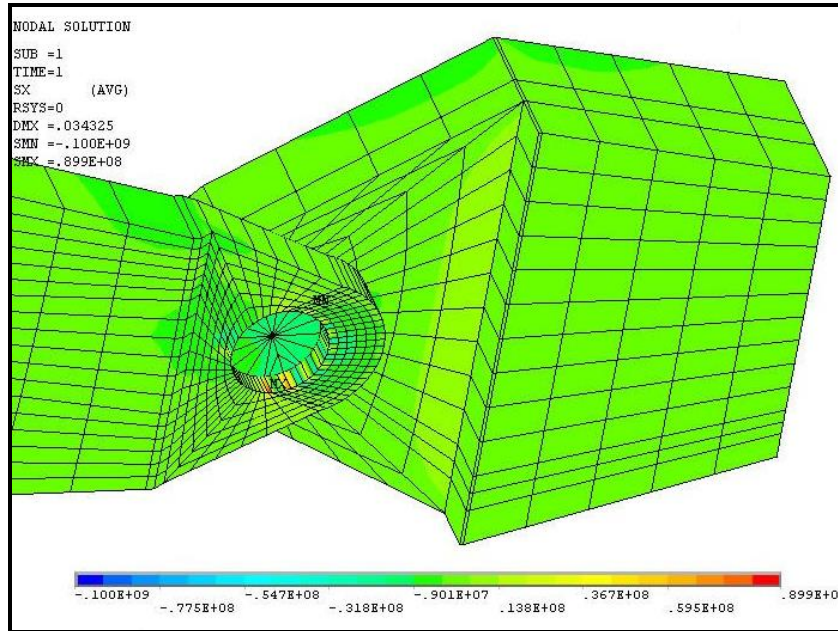


Fig. 5.5.36 – σ_x

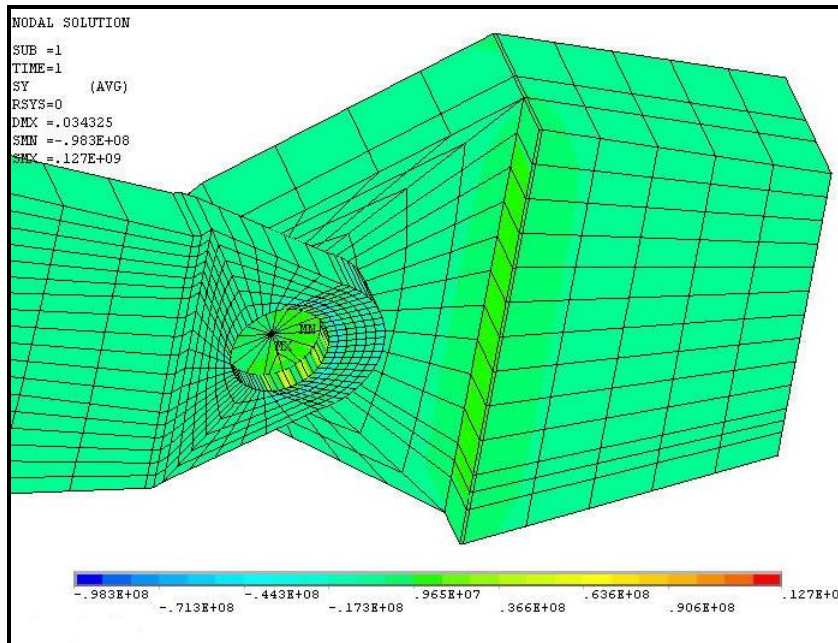
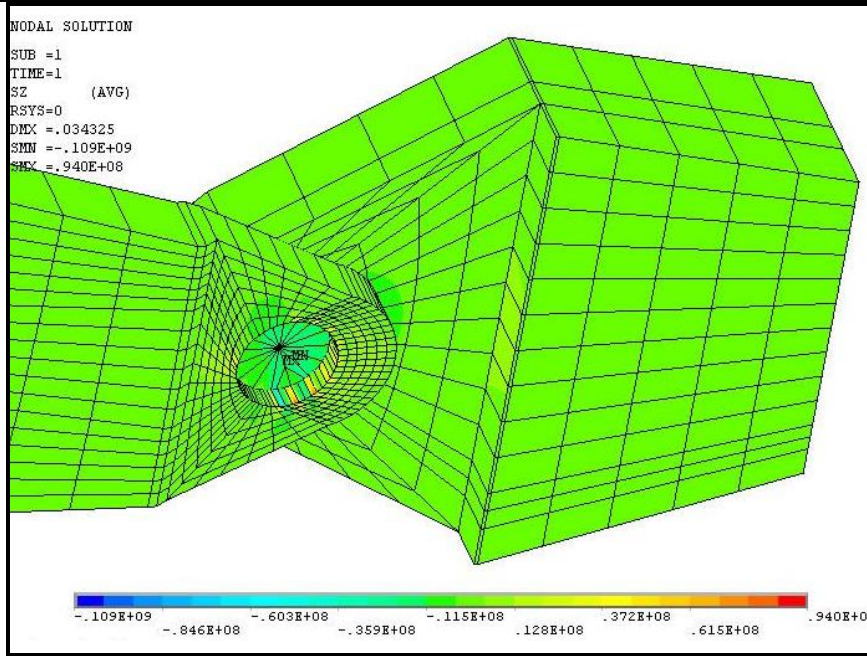
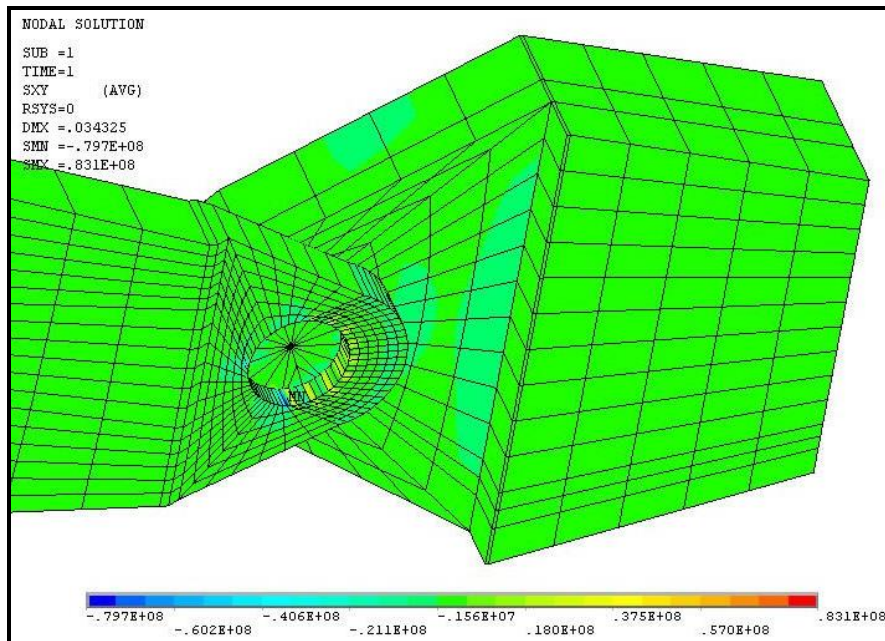


Fig. 5.5.37 – σ_y

Fig. 5.5.38 – σ_z Fig. 5.5.39 – σ_{xy}

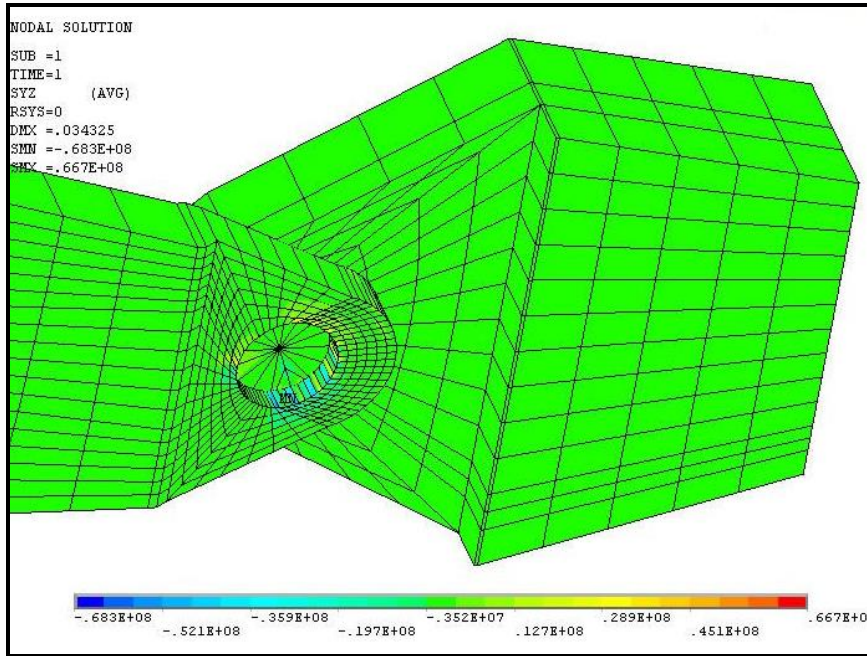


Fig. 5.5.40 - σ_{yz}

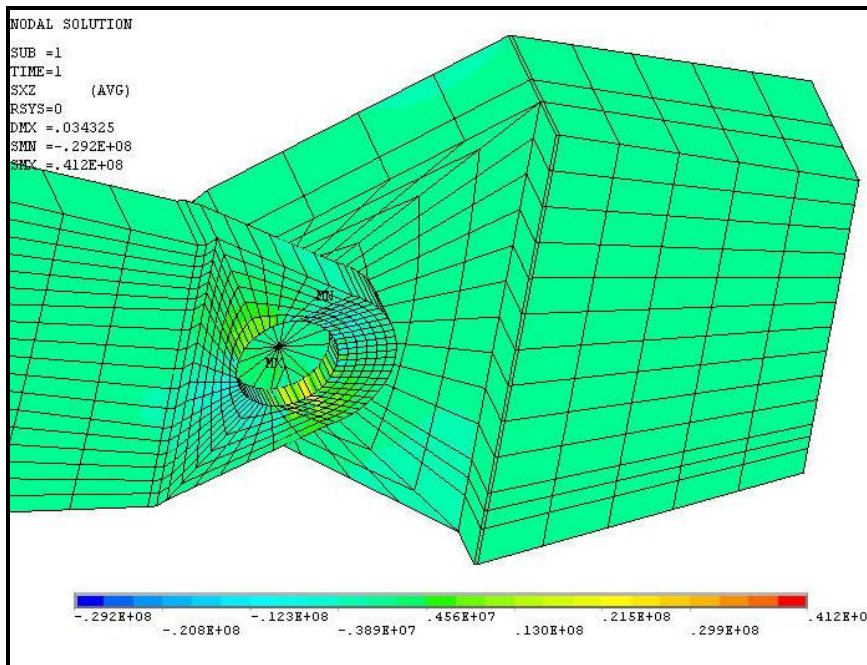
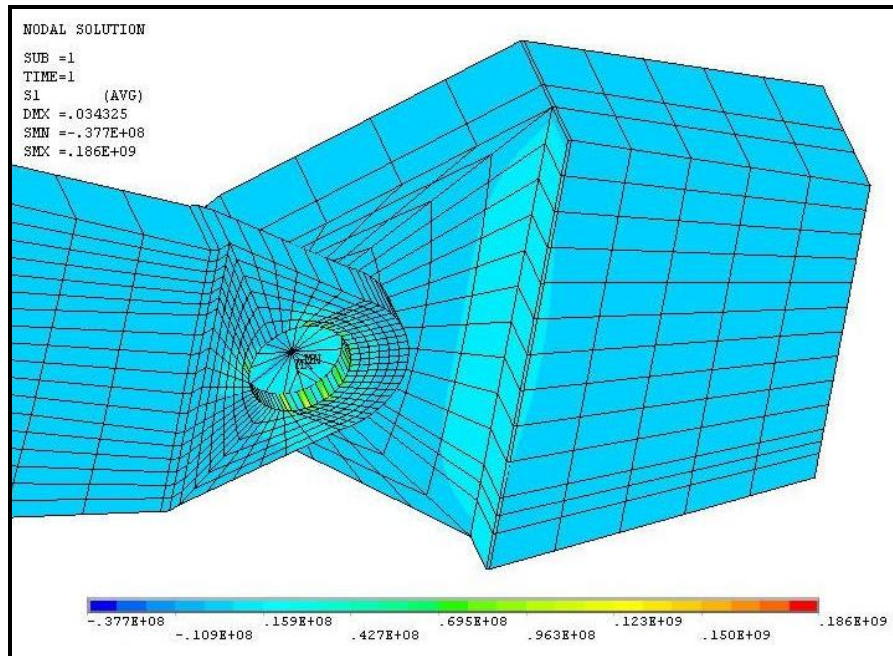
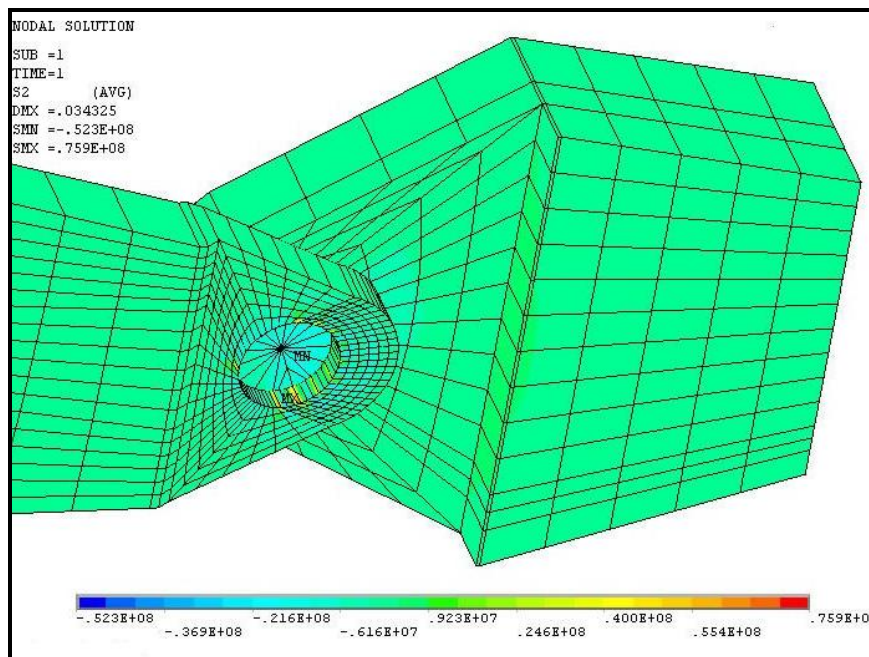


Fig. 5.5.41 - σ_{xz}

Fig. 5.5.42 – σ_1 – diagrama de eforturi unitare principaleFig. 5.5.43 – σ_2

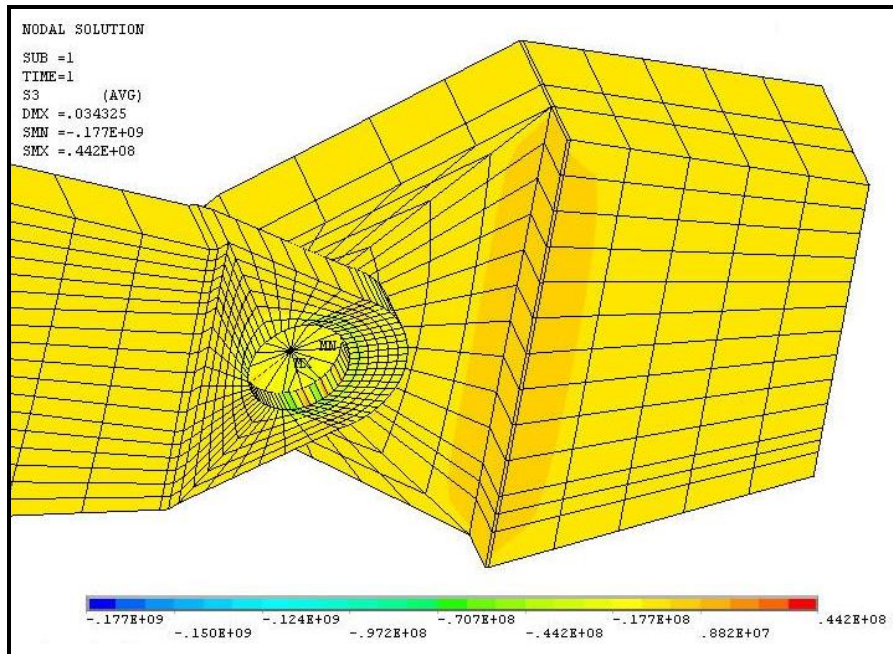


Fig. 5.5.44 – σ_3

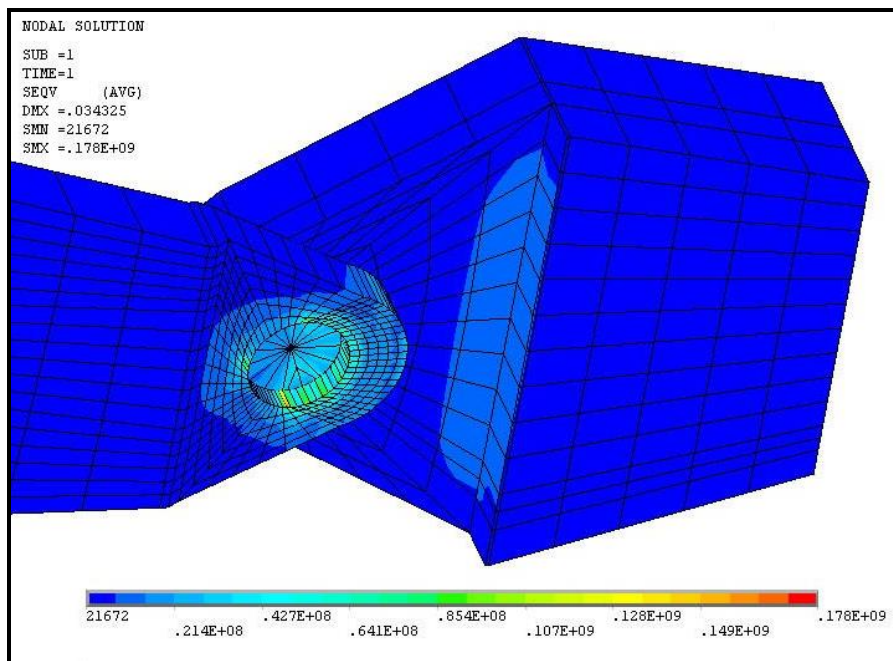


Fig. 5.5.45 – σ_{ech}

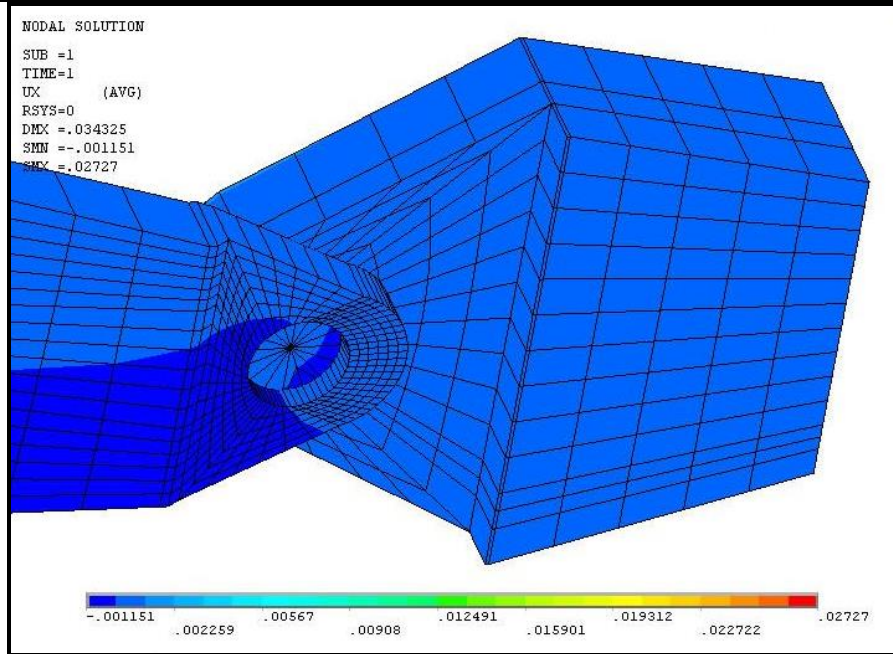


Fig. 5.5.46 – Ux, deformațiile după direcția x

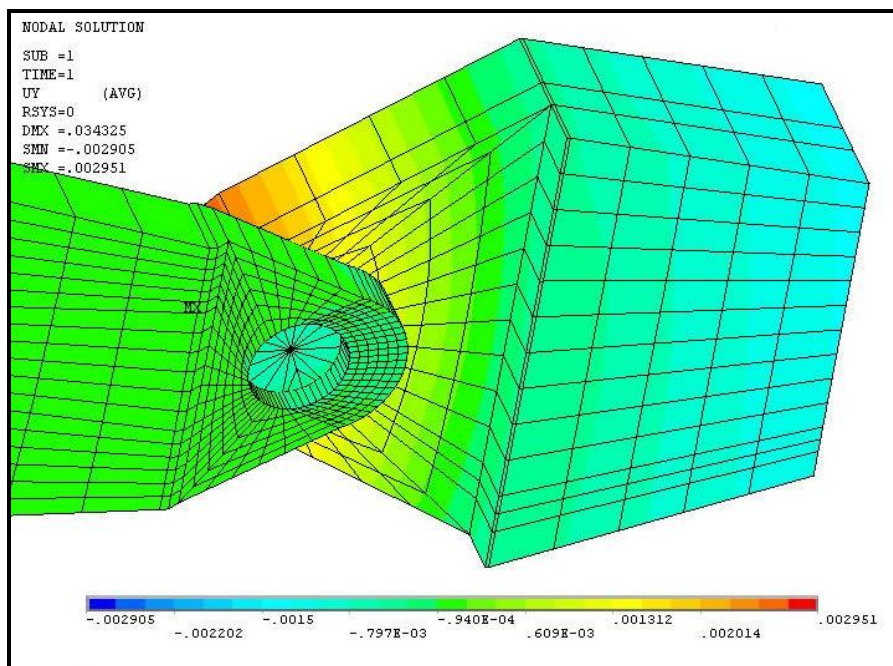


Fig. 5.5.47 – Uy, deformațiile după y

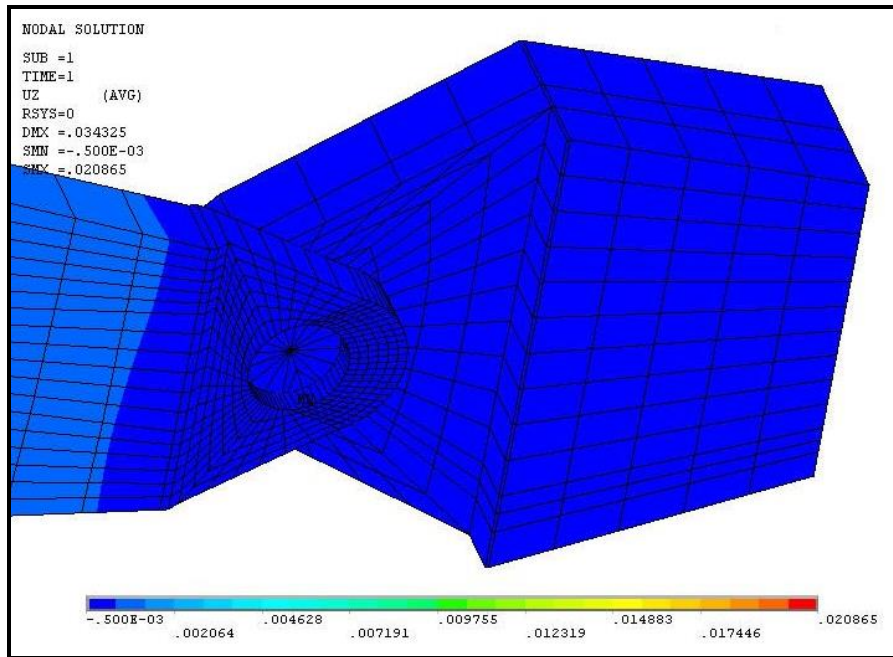


Fig. 5.5.48 – Uz, deformațiile după z

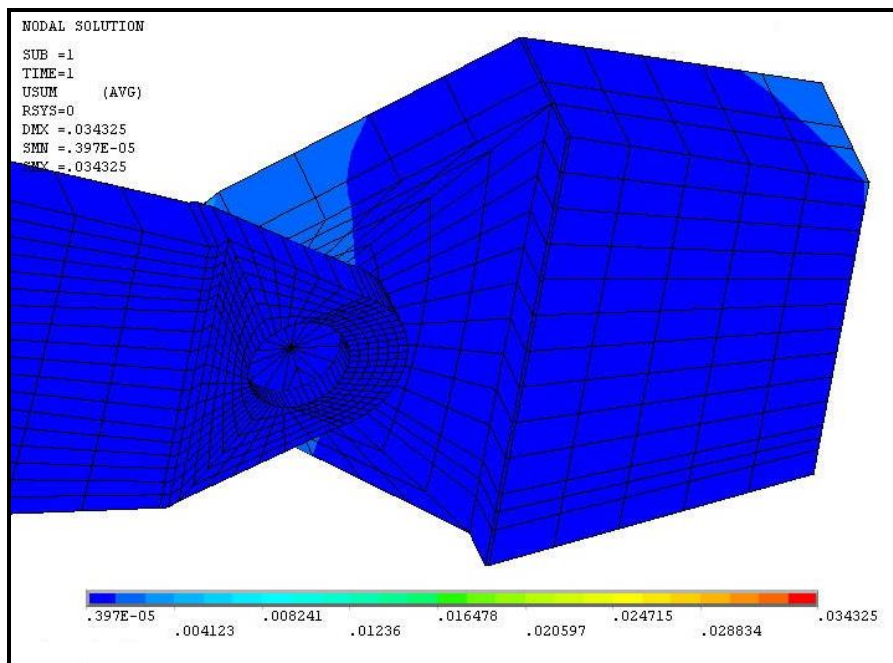


Fig. 5.5.49, suma deformațiile totale

Eforturi calculate în zona articulației s-au putut observa în diagramele de mai sus. Datorită modelului tridimensional după care se propagă eforturile efortul unitar echivalent σ_{ech} este cel care arată modul de distribuție al eforturilor în zona articulației (fig. 5.5.45)

5.6. Interpretarea rezultatelor

Rezultatele obținute printr-un program de calcul pot fi prezentate grafic, tabelar sub formă de date, sau alte tipuri de prezentări. Astăzi toate programele cunoscute, care au evoluat în timp, au o prezentare grafică a rezultatelor obținute. Reprezentarea grafică ajută în analizarea comportării modelului, atât în planul bidimensional cât și în cel tridimensional. Este o condiție necesară la achiziția programelor, în special utilizatorilor mai puțin experimentați.

Pentru modelul prezentat, reprezentarea s-a realizat sub formă de imagini, care reprezintă deformații, deplasări, eforturi unitare normale, tangențiale, principale, presiuni, etc. În funcție de tipul de analiză făcută se obțin și rezultatele necesare analizei modelului studiat. În acest studiu s-a dorit o analiză din punct de vedere structural al ansamblului infrastructură – stăvilă și suprastructură, astfel că rezultatele sunt cele prezentate în figurile anterioare. Datorită faptului că s-a realizat în același timp și o analiză cu elemente de contact s-au obținut și rezultate ca cele prezentate: lunecări, frecări, penetrări, prezentarea modului de contact ale celor două elemente.

6. Concluzii generale

6.1. Conținutul lucrării

Lucrarea este structurată pe 6 capitole, dezvoltată în 190 de pagini, 15 relații, 160 de figuri și fotografii, 7 tabele și o listă cu 45 de titluri bibliografice.

Capitolul 1, intitulat „Introducere” descrie tipurile de centrale hidroelectrice, clasificarea lor după anumite criterii, problemele pe care le au aceste centrale hidroelectrice, și o clasificare după fenomenele de cedare. De asemenea se prezintă o astfel de centrală asupra căreia se va realiza studiul de caz din această teză.

Capitolul 2, descrie metodele de calcul ale infrastructurilor centralelor hidroelectrice în regim static și dinamic, metode de calcul care au stat la baza proiectării acestor centrale hidroelectrice. Se mai prezintă clasificarea infrastructurilor CHE, după modul de amplasare al axului turbinei. Sunt stabilite încărcările care acționează asupra CHE, atât în regim static cât și cel dinamic.

Capitolul 3, tratează despre Metoda elementelor finite și a programelor de calcul bazate pe acestea, în care se aduc lămuriri cu privire la motivul folosirii acestei metode de calcul, ariile de desfășurare a acestor metode, cât și modul de lucru prin această metodă. Aici se prezintă relațiile de bază de la care pornesc aceste metode de calcul, modelul continuu omogen, care trebuie definit pentru a putea fi calculat, necesitatea discretizării modelului, guvernate de o ecuație algebrică. Se stabilesc pașii de bază care trebuie urmăriți în această metodă, tipuri de elemente finite, grade de libertate. Pentru orice model este necesar să se stabilească tipul de analiză care trebuie efectuat, astfel că sunt prezentate diverse tipuri de analize în funcție de modelul analizat și rezultatele dorite. Evidențierea modului de transfer al încărcărilor asupra diferitelor elemente și descrierea unor programe de calcul și evoluția calculatoarelor împreună cu această metodă.

Capitolul 4, intitulat „Analizarea prin comparație ale unor modele structurale de mare anvergură, prin diferitele particularități ale metodei elementelor finite și ale programelor de calcul bazate pe acestea”, tratează unele modele ale unor structuri de o importanță deosebită în țara noastră, modele analizate prin comparație prin diferitele particularități ale acestei metode, având soluții de comparație în literatura de specialitate. Se analizează modelul, atât în 2D, cu opțiuni ale tipurilor de elemente finite și a modului de discretizare, cât și în 3D, cu aceleași specificații. Prin compararea rezultatelor dintre acestea, se stabilește modul de abordare al unui model la începutul analizei.

Capitolul 5, se referă la studiul de caz, al Centralei Hidroelectrice de la Subcetate, prezentată și în capitolul 1. S-a creat un model tridimensional, realizat din module asamblate, s-a discretizat, s-au impus condiții de margine și a fost încărcat cu forțe. S-au obținut rezultate pe cele trei direcții (x,y,z), privind eforturile unitare și deformațiile. Folosindu-se elemente de contact la nivelul rezemării stavilei segment

6.1. Concluzii privind utilizarea metodei elementelor finite în calculul structurilor hidrotehnice

191

pe infrastructura din beton și la nivelul articulației, s-a putut obține modul de propagare a eforturilor din stăvilă către elementele din beton.

În **Capitolul 6**, intitulat „Concluzii generale”, sunt prezentate concluziile privind utilizarea metodei elementelor finite ca metodă de calcul a unei structuri și a programelor bazate pe acestea, contribuții personale, respectiv perspective și recomandări privind utilizarea programelor de calcul bazate pe MEF.

6.2. Concluzii privind utilizarea metodei elementelor finite în calculul structurilor hidrotehnice

Conform capitolului 1, și a relatărilor lui Biswas, Eberhardt și Gruner, în perioada anilor '70 că: „ Orice baraj, care realizează o acumulare de apă, prezintă un pericol potențial care nu trebuie nici subestimat, nici supraevaluat. Deși nivelul cunoștințelor și supravegherea comportării pot reduce riscul unui dezastru, aceasta nu poate fi însă niciodată înlăturat. Toate lucrările omului poartă în ele germenele propriei decăderi și chiar distrugerii”, și a lui Huggenberger, Serafim și Guerreiro, care susțin un punct de vedere diferit. Huggenberger afirmă: „ Bazat pe 45 de ani de experiență în proiectarea și dezvoltarea aparaturii de măsură mecanice și electrice, montate în mai mult de 130 de baraje și pe experiența dobândită în acest domeniu, sunt convins că rupele pot fi înlăturate.”, s-a realizat această teză de doctorat, având ca scop înaintarea cu încă un pas în calculul structurilor hidrotehnice și utilizarea MEF în acest scop.

În capitolul 5.2 s-a menționat faptul, că există 2 moduri de abordare a problemei de calcul a unei structuri. Una fiind cea experimentală – creând un model supus la încercări și observarea comportării lui sub diverse categorii de încercări - și simularea computerizată – prin modele imaginare create sub programe de calcul și analizate. Al doilea mod de rezolvare a fost ales, din motive economice și de timp.

Datorită faptului că problemele cele mai mari s-au constatat la infrastructura construcțiilor hidrotehnice (aprox. 40%), această teză se referă la infrastructura centralelor hidroelectrice. S-a ales o centrală hidroelectrică de joasă cădere, de mică putere, datorită faptului că în viitor, insuficiența energiei “verzi”, va duce la dezvoltarea unor astfel de centrale hidroelectrice, în număr mai mare. Se constată deja dorința unor investitori străini de a realiza astfel de centrale. Chiar dacă în perioada anilor '90 - 2005, nu s-au realizat în construcții hidrotehnice ca și în perioada anilor dinainte de '90, lipsa energiei pe plan mondial, va duce la realizarea unor astfel de centrale. La conferința HYDRO POWER 2004 din Porto (Portugalia), s-a discutat problema energiei mondiale, și de modurile de acoperire a unor vârfuri de consum pe plan mondial și zonal. Centralele hidroelectrice de dimensiuni mici, au fost cuprinse în acele dezbateri și s-a discutat de necesitatea realizării în viitor a unor astfel de centrale. Astăzi, în anul 2008, au început să se demareze proiecte cu astfel de centrale.

Dacă se pune problema modului de dezvoltare a acestui domeniu, sigur că se va pune și problema proiectării lor, cu cât mai bine cu putință, cu costuri cât mai reduse, cu puteri mai mari, și cu un gradul de siguranță necesar pentru fiecare zonă în parte.

Dacă problemele construcțiilor hidrotehnice sunt în parte infrastructurile, atunci această teză și-a propus să studieze infrastructura centralelor hidroelectrice, chiar dacă ele nu ocupă un loc important în fenomenele de cedare.

Parcurgând etapă cu etapă prin domeniul elementelor finite și prin programele bazate pe metoda elementelor finite, s-a constatat că utilizatorul acestor programe trebuie să aibă acea intuiție inginerească necesară, pentru observarea corectitudinii datelor; să aibă experiență în domeniul proiectării construcțiilor și

6.2. Concluzii privind utilizarea metodei elementelor finite în calculul structurilor hidrotehnice

193

mai mult al elementelor finite. Există pericolul de a afirma că: "**programul rezolvă singur problema**", ceea ce presupune un utilizator care va introduce datele de intrare, iar apoi se obțin rezultate, după care se poate trece la punerea lor în operă. Analizând o astfel de afirmație s-au tras unele concluzii cu privire la programele de calcul:

- A) Există o mulțime de **programe bazate pe metoda elementelor finite**, dar din această mulțime de programe, doar unul se va folosi la rezolvarea problemei dorite. Este necesar să se acorde o atenție deosebită la alegerea programului de calcul, funcție de tipul analizei cerute. Un singur program nu poate să acopere domeniul întregi ale ingineriei și la parametrii doriți de fiecare utilizator. Dacă, de exemplu, se dorește să se calculeze probleme simple din inginerie (grinzi simplu rezemate, încastrate, cadre, console, grinzi continue), nu este necesar să se achiziționeze un program scump, sau care să acopere mai multe domenii. Un astfel de program pentru utilizatorul simplu, poate fi descărcat chiar gratis de pe internet.
- B) De asemenea **programele de calcul bazate pe metoda elementelor finite** se împart pe subdomenii ale ingineriei (construcții civile, construcții hidrotehnice, mecanică, electro ...) Dacă utilizatorul dorește să rezolve o structură spațială, definită prin stâlpi, grinzi și plăci, poate opta pentru un program de calcul din domeniul construcțiilor civile. Dacă se dorește o analiză a interacțiunii unei structuri cu terenul de fundare, se va alege un program care poate calcula această interacțiune folosind metode de calcul pe mediu elastic, etc. Dacă se dorește să existe o rezolvare a unor probleme care conțin volume de diferite forme și cu caracteristici diferite se va alege un program care poate să satisfacă astfel de nevoi și nu unul care folosește doar elemente de tip "frame, shell", ci vom căuta un program care să conțină și alte elemente finite cu caracteristicile necesare pentru a obține rezultatele dorite.
- C) De aici, începe și necesitatea cunoașterii **teoriei elementelor finite**. Cunoscând metoda elementelor finite, cunoscând tipurile de elemente finite și modul lor de lucru, se poate opta pentru achiziționarea unor programe care să satisfacă pe deplin cerințele noastre. S-a putut observa din capitolul 4 că, alegerea tipului de element finit și a modului de discretizare implică acuratețea rezultatelor. Cunoașterea elementelor finite este folositoare în discretizarea modelelor de calcul. Astăzi producătorii de programe încearcă să automatizeze această particularitate a programului, datorită faptului că sunt puțin utilizatori, care să cunoască teoria elementelor finite.
- D) **Experiența profesională**, este necesară, în special după ce s-a parcurs etapele de stabilire a programului de calcul. Dacă s-ar pune în balanță, pe de o parte un program performant și un utilizator mai începător, iar de cealaltă parte un program mai slab, dar un utilizator mai experimentat, balanța s-ar înclina în privința programului mai slab și al utilizatorului experimentat. De ce? – interpretarea rezultatelor este un capitol la care trebuie acordat cea mai mare atenție. Programul performant poate obține rezultate dorite și nedorite pe care utilizatorul

le poate folosi sau ignora, pe când utilizatorul experimentat, chiar dacă nu are decât puține rezultate, el poate să aprecieze comportarea modelului analizat, să tragă unele concluzii și să obțină ceea ce și-a dorit.

- E) **Timpul de lucru!** De multe ori se poate spune că nu avem suficient timp pentru modelarea și analizarea în totalitate (în detaliu) a unui model, așa cum am dori. De aceea este necesar a evalua timpul necesar obținerii rezultatelor pentru un anumit model. În acest caz, în care timpul alocat rezolvării unei probleme este scurt, putem opta pentru un model mai simplu, care necesită un timp mai mic pentru modelare, discretizare, și analiză. Acest tip de calcul nu este recomandat utilizatorilor începători.

6.3. Concluzii privind rezultatele obținute

După cum s-a putut observa din capitolul 4 și 5, acuratețea rezultatelor a depins foarte mult de realizarea modelului, de alegerea tipului de element finit și de discretizarea domeniului. Dacă modelul realizat, conform figurii de mai jos, a fost realizat din mai multe volume care alcătuiau modelul de calcul, este necesar ca la alcătuirea unui model să se lucreze pe ansamble și subansamble, pentru a putea discretiza mai ușor volumele, pentru a le putea introduce diferite proprietăți ale materialelor folosite, etc.

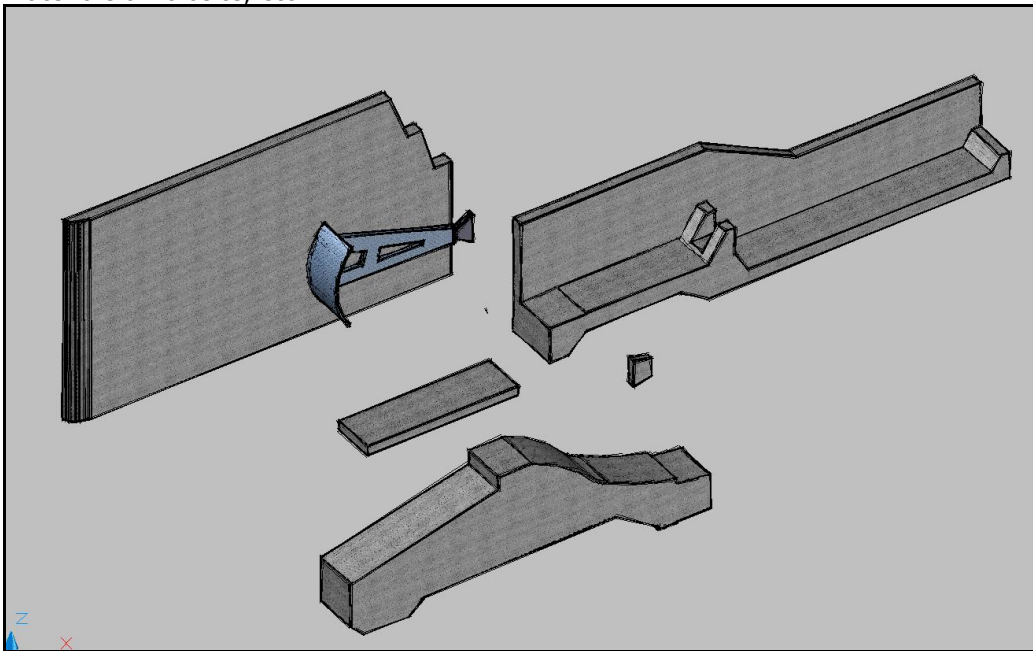


Fig. 6.2.1

Interpretarea rezultatelor la un asemenea model trebuie să meargă pas cu pas cu experiența utilizatorului. Un astfel de model tridimensional cu diferite forme regulate și neregulate nu poate să ofere utilizatorului o comportare simplă (intuitivă), asemenea unei grinzi continue, de exemplu, încărcate cu o încărcare uniform distribuită, la care cunoaștem dinainte deformată și diagrama de momente. Unui astfel de model trebuie să i se cunoască mai degrabă punctele sensibile. Dacă la centralele hidroelectrice problemele de cedare nu au pre fost întâlnite, rezultă că ele s-au comportat bine în timp și că celelalte probleme ca: privind montarea echipamentelor hidromecanice, sunt mai puțin studiate. În capitolul 1, s-a descris faptul că nu se cunoaște exact mărimea sau forma echipamentelor hidromecanice, iar locul unde aceste vor fi montate se apreciază ca dimensiuni după o oarecare statistică. Astfel de exemplu la montajul camerei spirale, care din diverse motive poate dura în timp, camera spirală poate să se dilate pe timpul zilei până la 12cm, la un diametru al camerei spirale de 9m, dilatație care produce fisuri în infrastructura

de beton. Teza de față nu a putut cuprinde toate etapele construcției, astfel încât m-am rezumat doar la analiza structurii în timpul folosirii unei astfel de centrale.

Din imaginile din capitolul 5 se observă că nu există zone cu perturbări ale eforturilor în infrastructură sau cu eforturi care să depășească rezistențele admisibile ale betonului. Acest lucru certifică statistica privind cedările la infrastructură a centralelor hidroelectrice. Infrastructura nu are probleme din acest punct de vedere. Pentru a putea să realizăm un model cât mai aproape de realitate, s-a luat în considerare și stavila segment pentru a obține transmiterea eforturilor către reazeme și pilele din beton. S-a realizat o analiză cu elemente de contact, pentru a modela cât mai exact realitatea din teren. Astfel s-au obținut diagrame de eforturi în structura de beton provenite fie din încărcările exterioare fie din cele transmise de echipamente. Din figurile 5.5.1 la 5.5.3, se observă că valorile maxime ale eforturilor unitare se găsesc în zonele de reazem, cu valori de maxim 8.7 N/mm^2 . Tot aici se găsesc și eforturile unitare de întindere, cu valori care depășesc rezistențele de întindere a betonului simplu. Trebuie amintit faptul că aceste zone sunt armate intuitiv de către inginerii proiectanți, cunoscând că în aceste zone apar eforturi de întindere .

Deformațiile obținute sunt prezentate și sunt de ordinul a 2, 3mm.

Datorită complexității stavilei segment (elementele care compun stavila sunt numeroase), aceasta s-a apreciat ca fiind realizată din grinzile principale și platelajul, astfel că la analiza prin elemente de contact, a stavilei pe infrastructură s-a obținut o dezlipire la mijlocul distanței dintre cele 2 grinzi, iar frecarea maximă s-a obținut în dreptul grinzilor principale.

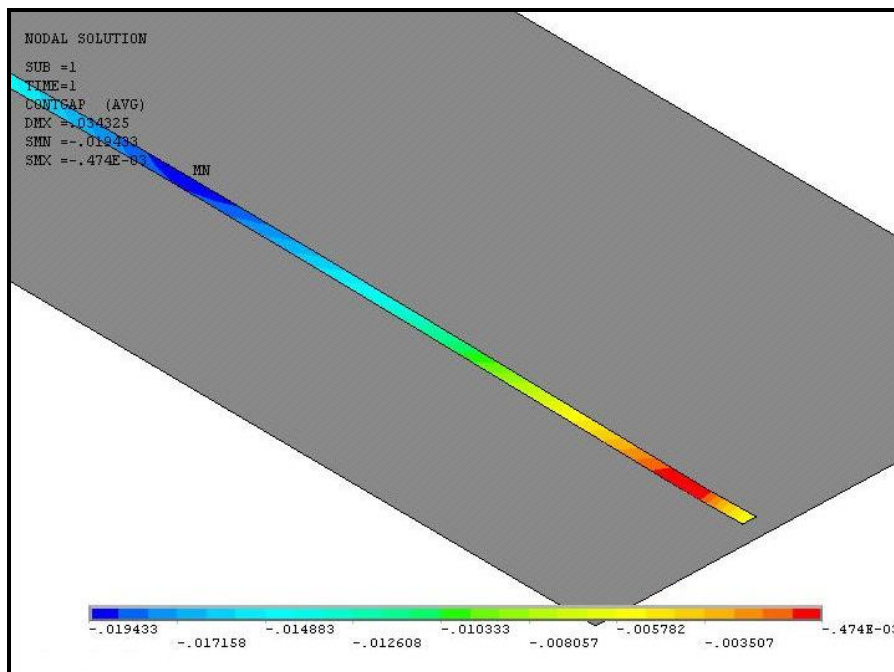


Fig. 6.2.2

Din cele două figuri (6.2.2 și 6.2.3) se observă cele descrise mai sus.

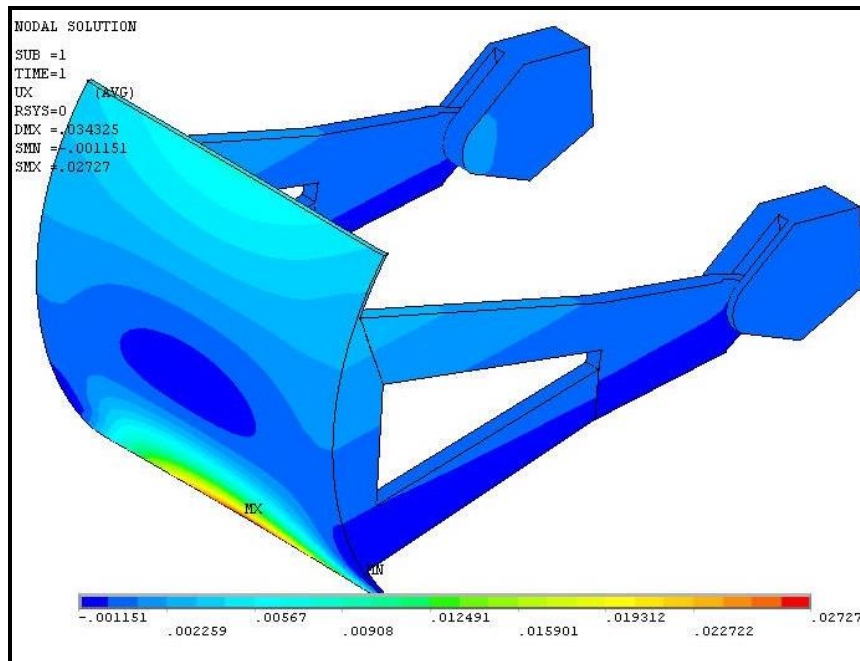


Fig. 6.2.3 deformațiile pe direcția x ale stavilei

Din totalitatea imaginilor prezentate, se poate trage concluzia că pentru o bună înțelegere a modului de comportare al structurii este necesar ca aceste diagrame să fie citite și interpretate prin comparație între ele, și eventual comparându-le cu descrieri, imagini și/sau rezultate din literatura de specialitate.

Din rezultatele obținute se observă că nu există probleme în ceea ce privește infrastructura, astfel că putem fi tentați să spunem că dacă eforturile sunt mici putem să facem economie de material prin reducerea dimensiunilor. Dar dimensiunile infrastructurii sunt dictate în special de gabaritele echipamentelor hidromecanice, care nu sunt prea exact cunoscute, iar de aici apare o apreciere a elementelor structurale. Costurile unei astfel de centrale sunt date atât de cantitatea de material, care nu reprezintă un procent major în costul final al lucrării, dar și de echipamentele hidromecanice de asemenea. Reducerea costurilor s-ar putea realiza prin reducerea timpului alocat proiectării și în special al execuției.

6.4. Contribuții personale

Lucrarea conține numeroase contribuții în domeniu tehnico-științific al modului de rezolvare a structurilor centralelor hidroelectrice, prin utilizarea metodei elementelor finite și a programelor de calcul. La aceste contribuții s-au făcut referiri pe tot parcursul lucrării, iar în continuare sunt evidențiate cele mai importante dintre acestea:

1. Sistematizarea unei vaste și actuale documentații, existente la ora actuală în literatura de specialitate, atât în clasificare tipurilor de centrale cât și a modurilor diferite de calcul al infrastructurii.
2. Efectuarea unei sinteze documentare completă pe baza bibliografiei consultate, privind evoluția metodelor de calcul ale structurilor în general, în paralel cu dezvoltarea calculatoarelor personale.
3. Evidențierea relațiilor care stau la baza metodei elementelor finite, din peste 100 000 de publicații existente la ora actuală privind această metodă.
4. Stabilirea pașilor care trebuie urmați în cazul în care se realizează o analiză prin MEF (metoda elementelor finite). Pașii de bază care trebuie urmați în acest caz și elementele care participă la analizarea unui model propus.
5. Prezentarea schematică ale elementelor finite și ale gradelor de libertate, inclusiv al modului de transfer ale încărcărilor către tipurile de elemente finite.
6. Prezentarea modului în care se pot realiza legături între diferitele tipuri de elemente.
7. Sistematizarea unei vaste piețe de programe de calcul bazate pe metoda elementelor finite. Evidențierea acurateții rezultatelor date de aceste programe, comparate între ele în analiza aceluiași model de calcul.
8. Analizarea prin comparație a unor modele asupra cărora s-au făcut referiri în literatura de specialitate. Analizarea acestor modele prin diferite tipuri de discretizări și prin elemente finite cu caracteristici diferite. Analizarea acestora atât în planul bidimensional cât și cel tridimensional și compararea rezultatelor între ele, cât și cu cele existente, pentru a putea obține rezultatele cele mai bune și stabilirea cât mai exactă a tipului de discretizare într-o analiză plană sau una tridimensională, stabilirea tipului de element finit, convenabil funcție de puterea calculatorului și timpul alocat unei analize prin MEF.
9. Prezentarea avantajelor și dezavantajelor privind tipurile de elemente finite folosite pe modele structurale de mare anvergură din țara noastră.
10. Evidențierea grafică a acurateții rezultatelor folosind elementele liniare și cele pătratice, la contactul dintre structura din beton și terenul de fundare.
11. Studiul stării de eforturi și deformații asupra unui model structural ales, prin realizarea lui cât mai aproape de realitate, înglobând unele echipamente hidromecanice (stavila segment) pentru transferul încărcărilor asupra infrastructurii din beton, prin introducerea în analizarea modelului a elementelor de contact, care conduc la o analiză neliniară a modelului de calcul.
12. Evidențierea zonelor cu concentrări de eforturi în infrastructura tridimensională, pe cele trei direcții cu justificarea apariției acestora în zonele asupra cărora se intuiește apariția lor.

-
13. Stabilirea eforturilor unitare în zonele în care intuiția inginerească nu mai poate da un răspuns.
 14. Sintetizarea perspectivelor și propuneri pentru extinderea preocupărilor privind cercetarea și aplicarea metodei elementelor finite și a programelor de calcul în calculul infrastructurilor centralelor hidroelectrice.

6.5. Recomandări

1. Cu privire la alegerea tipului de analiză unei structuri prin metoda elementelor finite, prin programe performante de calcul, recomandarea este ca utilizatorul să-și evalueze mai întâi posibilitățile financiare pentru achiziționarea programelor de programe de calcul, fiindcă nu toate pot satisface necesitățile utilizatorului. Aceste programe de calcul sunt și ele limitate de anumiți parametri pe care noi – utilizatorii trebuie să-i optimizăm astfel încât să obținem rezultatele dorite. Se recomandă ca să se dea o atenție deosebită atunci când se creează un model, fie el bidimensional sau tridimensional. Să se intuiască, dacă este posibil modul de comportarea a modelului studiat, astfel încât ceilalți pași să fie parcurși mai ușor. Discretizarea să se realizeze pe ansamble și subansamble, dar care să aibă continuitate, sau între două ansamble sau subansamble cu caracteristici diferite și cu roluri diferite în întregul sistem, să se folosească elemente de contact, prin care să se modeleze pe cât posibil ceea ce există în teren. Se recomandă ca pentru analiza unui model complex, utilizatorul să fie experimentat atât în teoria elementelor finite cât și în domeniul profesional (a comportării structurilor), sau să fie asistat de cineva experimentat.

2. Cu privire la calculul și la obținerea de rezultate – se recomandă ca aceste calcule să se înceapă de la cazuri mai simple spre cele mai complexe, până la realizarea unui model de calcul care să cuprindă părțile principale care participă la alcătuirea unui proiect. Este chiar posibilă realizarea unei studii la care să participe două discipline atât cea de construcții cât și cea de hidromecanică la realizarea unui model tridimensional de calcul în vederea analizei lui prin programe de calcul. Se recomandă a se realiza și alte studii pe astfel de modele, studii de interacțiune cu terenul de fundare, studii de comportare al structurii (în special al echipamentelor hidromecanice) sub acțiunea termică, care am observat că au implicații deosebite.

Datorită domeniului mare al utilizării metodei elementelor finite ca metodă de calcul se recomandă să se folosească această metodă și a programelor bazate pe această metodă, dacă este posibil, după parcurgerea pașilor amintiți, în această teză de doctorat. Astfel se vor putea realiza diverse studii ale interacțiunii dintre elemente cu caracteristici tehnice diferite, se vor putea observa diferite comportări chiar poate au fost de neînțeles până în prezent.

Bibliografie

1. **Radu Prișcu** Construcții Hidrotehnice, Vol. II, **E.D.P. București 1974**
2. **Dăscălescu N., Lefter L.** Baraje de joasă cădere, **Editura Ceres București 1983**
3. **Rațiu M., Constantinescu C.** Comportarea construcțiilor și amenajărilor hidrotehnice, **Editura Tehnică București 1989**
4. **Emil Mosonyi** Water Power Development, vol. I
5. Documentație pusă la dispoziție de Electrica S.A.

6. **Grișin M.M** Construcții Hidrotehnice, Vol. II, **Ed. Tehnică București 1959**
7. **Brown J.G.** Centrale hidroelectrice de putere mare, **Ed. Tehnică București 1970**
8. **Gubin F.F.** Uzine hidroelectrice, vol III, **Editura energetică de stat**
9. **Emil Mosonyi** Water Power Development, vol. II
10. **Prișcu R., Popovici A., Stematiu D., Ilie L., Stere C.** Ingineria seismică a construcțiilor hidrotehnice, **Editura Didactică și Pedagogică București 1980**
11. **Popovic A.** Baraje pentru acumulări de apă, vol. I, II, **E.T. București 2002**
12. **Ioan Anton** Turbine Hidraulice, **Editura Facla Timișoara, 1979**
13. **Hinton E., Owen D.R.J.** Finite Element Programing, **Academic Press 1977**
14. **Stematiu Dan** Calculul structurilor hidrotehnice prin Metoda Elementelor Finite, **Editura Tehnică București 1988**
15. **Peter Kohnke** Ansys, Inc. Theory, **ISO 9001: 1994**
16. **Zienkiewicz** The Finite Element Method, **McGraw-Hill, 1977**
17. International Seminar on Computer Aided Analysis and Design Of Building Structures - **23-24 August, Kuala Lumpur, Malaysia**
18. A New Era for Hydropower, Hydro 2004; - **Conference in Alfandega Congress Center, Porto, Portugal, 18-21**

october 2004.

19. **Ciarlet P., Lions J.** Handbook of Numerical Analysis (Finite Elements Method – part I), , **Library of Congress Cataloging in Publication Data, Holland 1991**
20. **STAS 10107/0-90**
21. **Burguete, R.L., Patterson** Comparison of numerical and experimental analysis for contact problems under normal and tangential load, **Proc. Inst. Mech. Engrs. 2001**
22. **H. Johnson** Principles of simulating contact between parts using Ansys, **Tech. Papers, www.ansys.net**
23. **Bidwell, Joseph B.** Rolling contact phenomena, **Elsevier Publishing CO, New York 1962**
24. **Wolfson M., Bert G.J.** An Introduction to Computer Simulation, **Department of Physics, University of New York**
25. **Ciarlet P., Lions J.** Handbook of Numerical Analysis (Finite Elements Method – part II), , **Library of Congress Cataloging in Publication Data, Holland 1991**
26. **Paul-Louis George, Homan Borouchaki** Delaunay Triangulation and Meshing, Application to Finite Elements, **Editions HERMES, Paris, 1998**
27. **Klaus-Jurgen Bathe** Finite Elements Procedure, **Prentice Hall, New Jersey 07458, 1967**
28. **Thompson J., Bharat K. Soni, Weatherhill P.N.** Handbook of Grid Generation, **CRC Press LCC, 1999, USA**
29. **Liu G.R.** Mesh Free Methods, **CRC Press LCC, Florida USA, 2003**
30. **Pascal Jean Frey, Paul-Louis George** Mesh Generation, **HERMES Science Publishing, Oxford, U.K. 2000**
31. **Trottenberg U., Oosterlee C.W., Schuller A.** Multigrid, **Academic Press, San Diego, California, USA, 2001**
32. **Smith M., Griffiths D.V.** Programming the Finite Element Method, **University of Manchester, UK, 1998**
33. **Thomas J.R. Hughes** The Finite Element Method. Linear Statics and Dynamic Finite

-
- Element Analysis, **Prentice – Hall, INC., Englewood Clifs, New Jersey, 1987**
34. **Larry J. Segerlind** Applied Finite Element Analysis, **Agricultural Engineering Department, Michigan State University, 1984**
35. **Farrashkhalvat M., Miles J.P.** Basic Structured Grid Generation, **British Library, 2003**
36. **Nicholson W David** Finite Element Analysis, **CRC Press, Florida, 2003, USA**
37. **Aziz A.K.** The Mathematical Foundations of the Finite Element Method with Applications to Partial Differential Equations, **New York, 1972, Academic Press**
38. **Scott L.R., Brenner S.C.** The Mathematical Theory of Finite Element Method, **Springer-Verlag, New York, 1994**
39. **Robert D. Cook** Finite Element Modeling for Stress Analysis, **University of Wisconsin – Madison, 1995**
40. **Clough R.W.** The Finite Element Method After Twenty-Five Years: A Personal View, **Computer & Structures, Vol. 12, 1980**
41. **Bathe K.J.** Finite Element Procedure in Engineering Analysis, **Prentice – Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1982**
42. **MacNeal R.H.** Finite Elements: Their Design and Performance, **Marcel Dekker, New York 1994**
43. **MacNeal R.H., Harder R.L** A Proposed Standard Set of Problems to Test Finite Element Accuracy, **Finite Elements in Analysis Design, Vol.I, No.1, 1985**
44. **Emkin L.Z.** Computers in Structural Engineering Practice: The Issue of Quality, **Computer & Structures, Vol. 30, No.3, 1988**
45. **Craig R.R., Jr.** Structural Dynamics, **John Wiley and Sons, New York, 1981**
46. **Anonymous** Ansys User's Manual for Revision 5.0, **vol. I, Swason Analysis Systems INC, Huston PA., 1992**
47. **David V. Hutton** Fundamentals of Finite Element Analysis, **McGraw Hill, New York 2004**
48. **Melosh, R. J.** Structural Analysis of Solids, **Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil**

-
- Engineers, August 1963.**
49. **Gallagher, R. H.** Analysis of Plate and Shell Structures, *Proceedings, Symposium on the Application of Finite Element Methods in Civil Engineering, Vanderbilt University, Nashville, 1969.*
50. **Clough, R. W.** The Finite Element Method in Plane Stress Analysis, *Proceedings, American Society of Civil Engineers, Second Conference on Electronic Computation, Pittsburgh, 1960.*
51. **Budynas, R.** Advanced Strength and Applied Stress Analysis, **2d ed. New York:McGraw-Hill, 1998.**
52. **Stasa, F. L.** Applied Finite Element Analysis for Engineers, **New York: Holt, Rinehart, and Winston, 1985.**