

TEZA DE DOCTORAT

CONTRIBUTII LA CALCULUL SI EXECUTIA PREFABRICATA A IMBRACAMINTII GALERIILOR HIDROTEHNICE SUBTERANE

CONDUCATOR STIINTIFIC :
PROF. DR. ING. GHEORGHE POPA

INTOCMIT :
ING. NINA ION

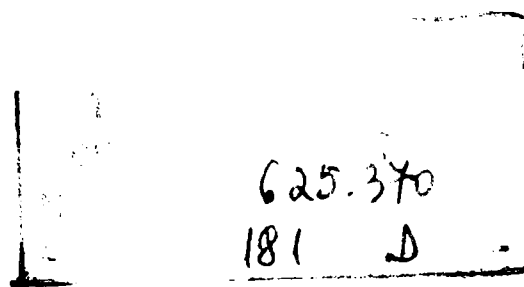
= 1999 =

**CONTRIBUTII LA CALCULUL SI EXECUTIA
PREFABRICATA A IMBRACAMINTII GALERIILOR
HIDROTEHNICE SUBTERANE**

CONDUCATOR STIINTIFIC :
PROF. DR. ING. GHEORGHE POPA

INTOCMIT :
ING. NINA ION

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA



= 1999 =

CAPITOLUL 1

INTRODUCERE

1.1. Generalitati. Notiuni generale despre excavarea galeriilor hidrotehnice

Galeriile hidrotehnice sunt constructii care servesc pentru transportul apei, executate prin excavarea sectiunilor in scoarta pamantului, fara indepartarea terenului de deasupra [10] .

Metodele de excavare a galeriilor pot fi impartite in doua grupe :

a) Metode obisnuite (clasice) care folosesc explozivi :

- *metoda austriaca* (a profilului complet deschis) ;
- *metoda belgiana* (a boltii sprijinite) ;
- *metoda germana* (a miezului central de sprijin) ;
- *metoda engleza* (de excavatie completa a inelului) ;
- *metoda italiana* (pentru presiuni foarte mari si terenuri moi) ;
- *metoda elvetiana* (excavarea centrala sub cheia boltii) ;
- *metoda americana* (a galeriei centrale) ;
- *metoda romaneasca* care prevede executarea in primul rand a unor lamele in radier [11] .

b) Metode complet mecanizate fara explozivi, cu ajutorul masinilor de forat la sectiune plina [11] :

- *metoda scutului* ;
- *metoda de excavare la sectiune plina si sprijiniri combinate prin ancore, cintre si sprit beton* ;
- *metode de excavare cu masini de forat la sectiune plina in roci dure [11] .*

Folosirea masinilor de forat la sectiune plina este limitata la roci cu tarie pana la 7 dupa scara Mahs (gnaisuri, pegmatite, quartite, bazalturi etc.).

Astfel de masini s-au construit de firme din S.U.A., Anglia, R.F.G., Japonia, Elvetia, U.R.S.S. etc [11] .

Excavarea cu masina de forat la sectiune plina s-a aplicat in tara noastra din anul 1980 la o galerie de la amenajarea hidroenergetica Raul Mare - Retezat cu ajutorul unei masini de forat la sectiune plina de tip Robbins 187 - 108 S.U.A.

1.2. Avansamente obtinute cu ajutorul metodelor clasice si cu ajutorul masinilor de forat la sectiune plina

La metodele de executie ale galeriilor hidrotehnice de-a lungul timpului s-au realizat imbunatatiri urmarind marirea avansamentelor la excavarea galeriilor si cresterea sigurantei lucrarilor.

a) Avansamente obtinute cu ajutorul metodelor clasice in Romania :

- *La galeria de aductiune a U.H. Sadu (D = 1.80 m), intre 1950 - 1956 la un front de lucru cu mijloace clasice, avansament mediu de 30 ÷ 40 m/luna ;*
- *La galeria de aductiune a U.H. Arges (D = 5.15m), intre 1962 -1964 folosind sprijiniri cu plasa si ancore, scheme imbunatatite de forare si incarcare, avansament mediu de 50 ÷ 60 m/luna [10] ;*
- *U.H. Arges - Aductiunea secundara Topologu, 6836ml, avansament mediu 60m/luna ;*
- *U.H. Lotru - Aductiuni secundare in lungimi totale 131.500ml, intre 1968 - 1978, avansament mediu 100m/luna ;*
- *U.H. Somes - Aductiunea secundara Iara - Somesul Rece, in lungime de 28400 ml, intre 1972 - 1977, avansament mediu 100m/luna ;*
- *U.H. Dragan - Iad - Aductiunea secundara Sacuieni, in lungime de 31.000ml, intre 1978 - 1982, avansament mediu 110m/luna [13] ;*
- *Aductiunea secundara Topolog si aductiunea secundara Cumpana (4.9 mp), lungimi de 3778 ml respectiv 3857ml, avansament mediu de 87m/luna ;*
- *Aductiunea secundara Doamnei - Valea cu Pesti, cu o sectiune de 1045mp, lungime de 3843m, avansament mediu de 768m/luna ;*
- *Aductiunea secundara Doamnei - Valea cu Pesti cu o sectiune de 83 mp, lungime de 3843 m, avansament mediu de 84m/luna ;*
- *Aductiunea secundara Doamnei - Cernat aval, cu sectiunea de 6.8mp, lungimea de 3421 ml, avansament mediu 92m/luna ;*
- *Aductiunea secundara Doamnei - Cernat amonte, cu o sectiune de 6.0 mp, lungime de 3099ml, avansament mediu 72m/luna ;*
- *Galeria TIGANU - PORCU, sectiunea mai mica de 10 mp, lungime 781 ml, avansament mediu 97.6 m/luna ;*
- *Galeria JIDOAIA - TIGANU, sectiunea mai mica de 10 mp, lungime 1196 m, avansament mediu 99.7 m/luna ;*
- *Galeria TIGANU - JIDOAIA sectiunea mai mica de 10 mp, lungimea 543 ml, avansament mediu 108.6 m/luna [2] ;*
- *Aductiunea principala Siriu, cu o sectiune de 20.9 mp in 1984, avansament mediu 70 m/luna ;*

- *Aductiunea principala - hidrocentrala Gh. Gheorghiu Dej*, cu sectiunea de 20 mp, lungime de 2106 ml, intre 1961 - 1967, avansament mediu - 87.0 m/luna [3] ;
- *Galeriile U.H. Lotru* ($D = 2.2 - 5.6$ m), intre 1970 - 1972, folosind foreze, autopropulsate pentru forare, mecanizarea lucrarilor de incarcare steril, mijloace auto pentru transporturi pe galerie sau trenuri siloz la galerii cu gabarit redus, sprijiniri cu plasa, ancore si sprit - beton s-a obtinut un avansament de 80 - 120 m/luna [10].

b) Avansamente obtinute cu ajutorul masinii de forat la sectiune plina

- *Galerie OSO-SUA*, sectiune de 24mp, lungime de 8026 ml, avansament maxim de 126 m/zi [11] ;
- *Bortram Park - Philadelphia*, cu masina de forat in roca tare de 225 cp, $D = 1.82$ m, avansament de 9.12 m/zi ;
- *Metropolitan Sewer District - St Louis*, cu larvs Mark 8 pentru forare in roca tare de 330 cp, $D = 2.43$ m, avansament 15.0 m/24h ;
- *Metropolitan Sewer District - St Louis*, cu larvs Mark 14 pentru forare in roca tare de 540 cp, $D = 3.19$ m, avansament de 10.94 m/24h [11] ;
- *Raul Mare - Retezat*, cu instalatia de forat la sectiune plina de tip Robbins 187 - 108, $D = 6.00$ m, s-au obtinut avansamente intre 300 - 500 m/luna [18].

Facind o comparatie intre avansamentele obtinute cu metodele clasice de excavare si cele obtinute cu ajutorul masinilor de forat la sectiune plina este evidenta superioritatea din acest punct de vedere a metodelor de excavare mecanizata a galeriilor hidrotehnice.

1.3. Dezavantajele excavarii cu masinile de forat la sectiune plina

Folosirea masinilor de forat la sectiune plina prezinta si o serie de dezavantaje :

- *Taria rocii* prezinta o limita peste care masinile de forat la sectiune plina nu pot fi utilizate, in timp ce la metodele clasice de excavare aceasta limita nu exista.

Literatura tehnica de specialitate arata ca actuala limita economica, in functie de rezistenta de rupere la compresiune a rocilor in care se sapa, este de ~ 2150 kgf/cm², desi sunt firme care pretind ca masinile fabricate de ele pot fora si in roci cu rezistenta pana la 3150kgf/cm² ;

- In cazul intalnirii *rocilor foarte slabe* pe parcursul executarii unei galerii, se impune scoaterea masinilor de la front si aplicarea unui sistem de excavare classic;

- Necesita initial o *investitie mai mare*, care greveaza mult pe constructor in cazul in care nu poate asigura eficienta ei ;

- Presupune asigurarea unui metraj mare de galerie (≈ 30 km) pentru a putea fi amortizata ;
- Necesita un consum ridicat de scule de taiere (sape sau role) ;
- Cu un tip de masini nu se pot executa decat galerii al caror diametru are variatii de maximum 30 - 40cm [11].
- Se recomanda in special la roci cu $f > 3$ [13].
- In zonele cu roca slaba exista pericolul surparii materialului peste masina de forat la sectiune plina si implicit blocarea acesteia in galerie ;

O masina de forat la sectiune plina costa ≈ 10.000 \$/1cp (tabelul 1.1) [11].

Tabelul 1.1 Costul aproximativ al masinilor de forat la sectiune plina .

Firme Constructoare	Tipul de masina de forat la sectiune plina	Diametrul [m]	Putere instalata [cp]	Costul aproximativ [\$]
IARVS	Mark 8	2.40	430	333.000
ROBBINS	81-118	2.55	200	220.000
IARVS	Mark 11	3.00	440	440.000
LAWRENCE	HRT-12	3.60	600	500.000
ROBBINS	121	4.00	400	400.000
IARVS	Mark 14	4.20	540	540.000
HUGHES	Botti I	6.00	1.000	1.000.000

1.4. Concluzii

Folosind metoda de excavare mecanizata cu ajutorul masinii de forat la sectiune plina se obtin avansamente mult mai mari in comparatie cu metodele clasice de excavare .

O problema deosebita care apare la excavarea galeriilor cu ajutorul instalatiei de forat galerii orizontale (FGO) o reprezinta inaintarea acestora in zonele cu roca slaba (coeficientul de tarie al rocii $f < 6$).

Problema vine de la imposibilitatea griparii instalatiei in aceste zone intrucat roca nu poate prelua presiunea transmisa de catre gripere. Deasemenea, exista riscul "ingroparii" instalatiei datorita surparii masivului peste aceasta. Degajarea acesteia ar necesita mult timp si automat ar presupune intarzieri in executia galeriei.

Studiile din prezenta teza de doctorat se extind asupra gasirii de solutii pentru traversarea acestor zone cu roca slaba de catre instalatia FGO .

Se propune montarea de prefabricate pe tot conturul galeriei, prefabricate care sa fie astfel dimensionate incat sa poata prelua presiunea din gripere .

Introducerea unor prefabricate pe tot conturul galeriei o data cu inaintarea instalatiei FGO ar insemna si imbunatatirea calitatii camasuielii din beton, evitandu-se astfel si o serie de neajunsuri datorate betonarii la fata locului a camasuielii .

CAPITOLUL 2

TEHNOLOGII DE EXCAVARE SI BETONARE A GALERIILOR HIDROTEHNICE

2.1. Excavarea galeriilor cu sectiune mica

În general galeriile cu sectiune mica sunt galerii secundare , galerii purtatoare de cabluri sau galerii pentru ventilatii.

a) Trasarea si amplasarea galeriei

Alegerea traseului galeriei se face prin compararea tehnico-economica a mai multor variante. Amplasamentul trebuie sa indeplineasca urmatoarele conditii

- geologia sa fie favorabila ; procentul de roca buna ($f = 6$) pe traseu sa fie de minimum 25 % ;
- lungimea unui tronson ce se executa printr-un singur front sa aiba lungimea maxima de 5,00 km ;
- să se evite amplasarea în zone de carsturi ; presiuni din umflături și pe cât posibil să se evite galeriile în gaz metan, hidrogen sulfurat, bioxid de carbon cu concentrații mari ;
- galeriile cu concentrații mari de apă cunoscute, se vor executa în front ascendent.

b) Descrierea tehnologiilor de lucru

Dintre cele 6 tipuri de tehnologii folosite se vor prezenta două tipuri de tehnologii care în timp s-au dovedit a fi cele mai eficiente.

• *Tehnologia de execuție - perforare cu perforatoare individuale, pușcare cu dinamită, încărcare cu încărcător PPN în vagon VSA 9, transportat cu LDM 65 - denumită tip I*

Această tehnologie cuprinde mai multe operatii, care se execută pe faze în următoarea succesiune :

Faza I

- copturirea galeriei.
- montarea instalațiilor auxiliare (se montează lămpile de iluminat care s-au retras înainte de pușcare, pînă la front).
- se aduc furtunurile de aer comprimat și de apă la perforaj umed și se racordează la capătul distribuitorilor prevăzute cu robineti.
- se montează un nou tronson de tub de aeraj.
- se aduc utilajele ; încărcătorul PPN 2 se racordează la rețeaua de aer comprimat și se aduce pe linie pînă la sterilul împrăștiat de explozie.
- se împinge tura de 3 vagoneti VSA 9 de către locomotivă pînă în spatele încărcătorului.

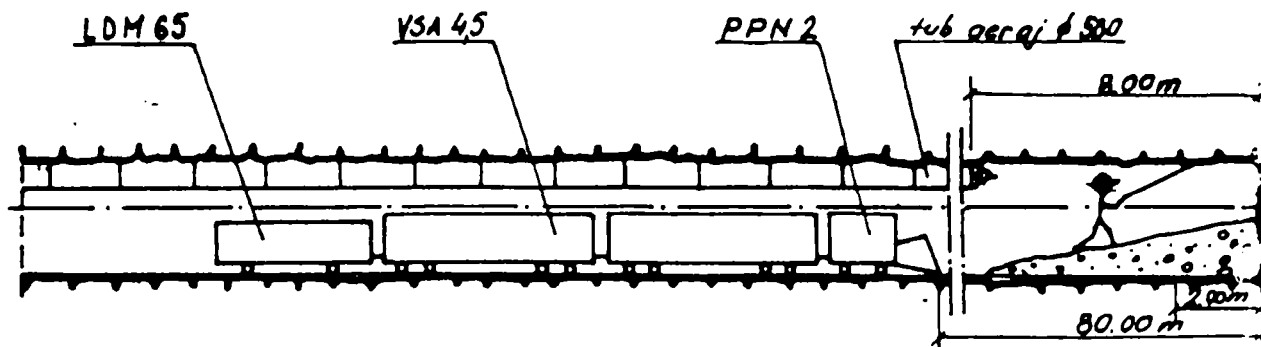


Fig. 2.1.1.

Faza II

Se face încărcarea și transportul sterilului, sprijinirea cu ancore și plase, perforarea găurilor de pușcare și ancorare.

- în front, după terminarea copturării se începe perforarea la partea superioară. Se dă o gaură în centru și se trasează conturul. Se fixează apoi găurile de sîmbure și găurile ajutătoare, conform schemei de pușcare.

- perforarea se face cu două perforatoare individuale, sprijinite de coloane telescopice. Se execută și găurile de ancorare.

- din urma restul formației execută operațiile de încărcare și transport.

- se plantează ancorele și se montează plasa de protecție. (În cazul în care roca impune sprijiniri cu sprit - beton sau cintre, acestea se vor executa după evacuarea integrală a sterilului și după ce s-au perforat toate găurile de pușcare).

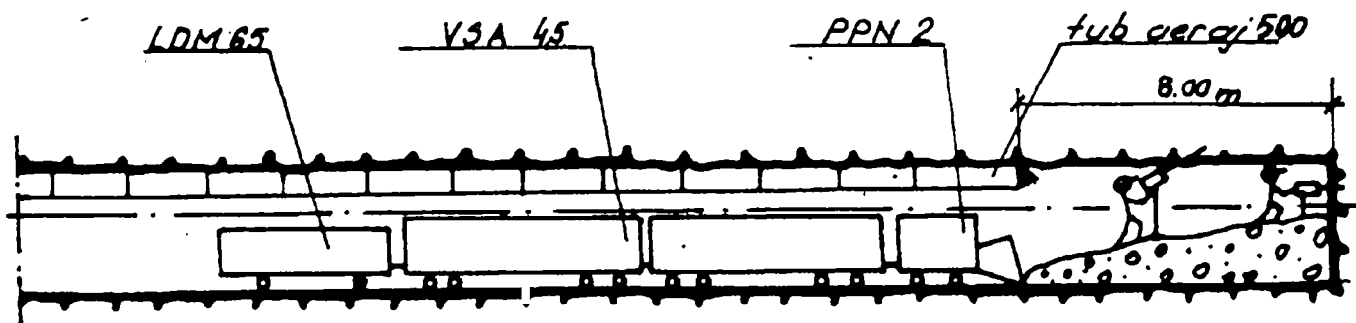


Fig. 2.1.2.

Faza III

Se încarcă găurile cu expoziv, se retrag utilajele, furtunurile, lămpile de iluminat și se pregătește tura goală pentru atacul următor.

După montarea panoului glisant în front se retrag utilajele la 30 m de front. Pușcarea se face de la 200 m de front dintr-o nișă specială sau din nișa pentru dublarea liniei. În final se face aerisirea frontului.

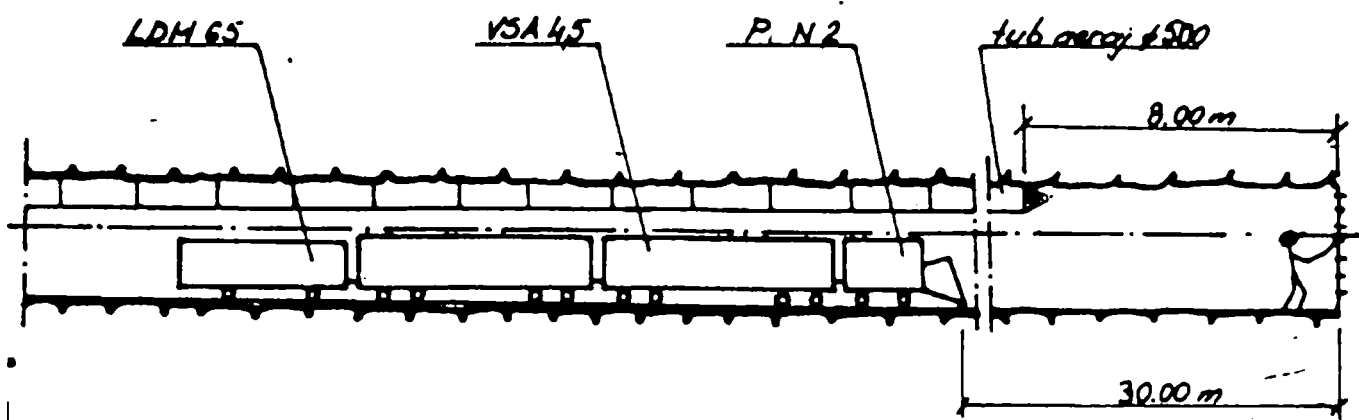


Fig. 2.1.3.

Tehnologia tip I se folosește la excavarea galeriilor mai scurte de 1000-1500 m, precum și la excavarea galeriilor de acces (150 m) la galeriile lungi, cu un avansament mediu de 80 - 100 m/lună.

• *Tehnologia de execuție - perforare cu JUMPO, pușcare cu dinamită, încărcare cu încărcător PPN în vagonet VSA 9, transport cu LDM 65 - denumită tip II*

Această tehnologie cuprinde următoarele faze :

Faza I

- montarea furtunurilor și iluminatul, aducerea utilajelor de transport și încărcarea în front.

- se montează distribuitorul și furtunurile la capătul conductei de aer comprimat. Se montează un nou tronson de tub pentru aeraj de 2 m și se pune conul de protecție din profile la tubul de aeraj.

- se începe copturirea frontului începînd de la intrare spre front pe lungimea de 3 m a atacului precedent, după ce s-a verificat și din urmă pe ultimii 20 - 30 m starea tavanului și a pereților.

- se aduc utilajele care au fost retrase la circa 30 m distanță unde nu ajung bolovanii din explozie.

- încărcătorul PPN 3 se racordează la coloana de aer comprimat cu un furtun $\Phi 50$ mm. Vagonetele VSA 9 - 2 buc. sunt pregătite în spatele încărcătorului.

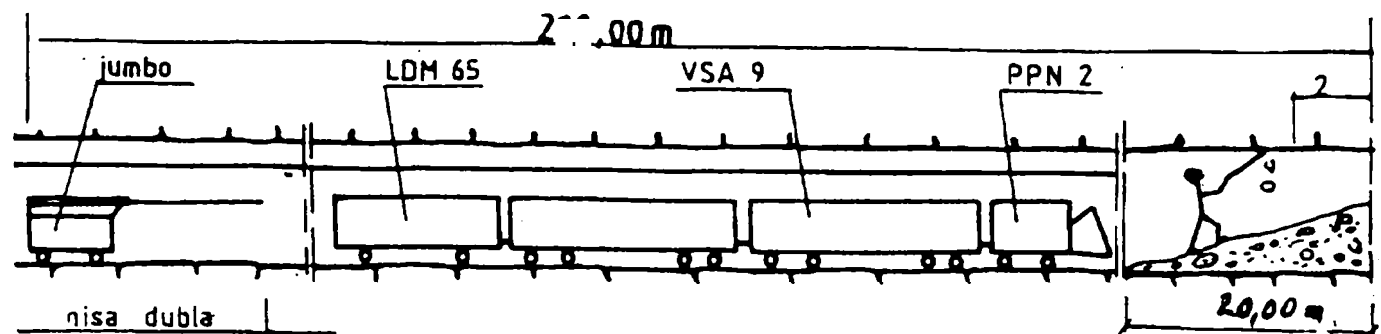


Fig. 2.1.4.

Faza II

Încărcarea și transportul sterilului precum și sprijinirea provizorie.

- se face încărcarea și transportul sterilului la haldă ;

- la front se execută sprijinirile în funcție de coeficienții f și K_0 de tip a , b , c și d .

La sprijinirile de tip a , se perforează găurile de ancorare, se plantează ancorele de $l = 0,75$ m, $\Phi 25$ mm, se umple găurile cu beton, se montează plasa și se fixează cu plăcuțe și piulițe de ancorele din tavan și pereți.

La sprijinirile de tip b , după plantarea ancorelor $l = 0,75$ m, $\Phi 25$ mm și a plasei se execută stratul de sprit - beton de 5 cm.

La tipul c , după plantarea ancorelor $l = 2,50$ m, $\Phi 25$ mm și a plasei se montează cintrele, apoi se execută sprit - betonul cu grosime de 10 cm, în 3 straturi.

La tipul d , se montează cintrul imediat după copturare, apoi se pune plasa, se execută sprit - betonul de 10 cm, iar apoi se plantează ancorele $l = 2,50$ m, $\Phi 25$ mm.

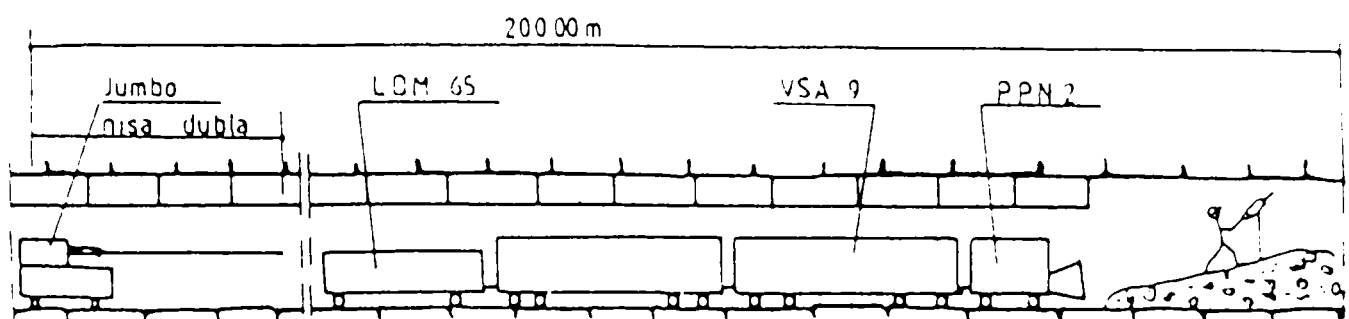


Fig. 2.1.5.

Faza III

- Se perforează găurile de pușcare cu JUMBO și se montează panoul glisant.

- se scoate încărcătorul PPN 3 în nișa unde se dublează linia și se introduce JUMBO.

- se face perforarea tuturor găurilor de pușcare, se sapă radierul și se montează panoul provizoriu, după care se montează pînă la front panoul glisant.

- dacă este cazul, deci după execuția a 12 m, se scot panourile provizorii și se montează panoul pe linie definitiv, iar în front se montează panoul glisant.

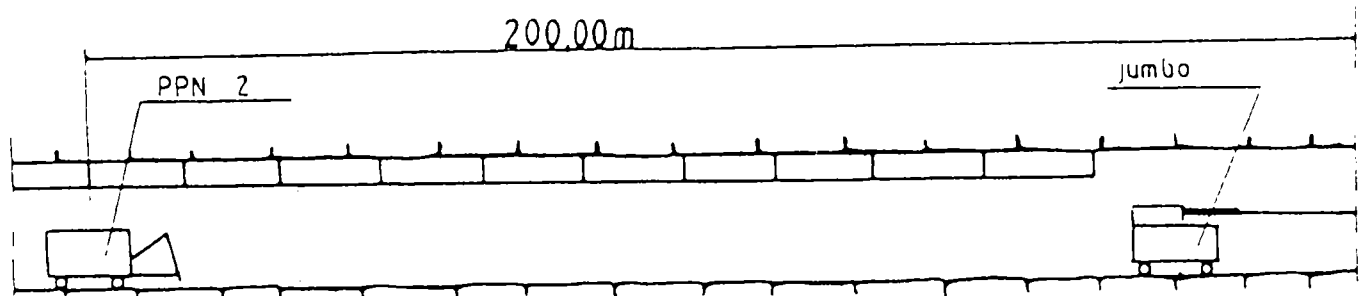


Fig. 2.1.6.

Faza IV

Se retrag toate utilajele, furtunurile, lămpile de iluminat, se încarcă găurile cu exploziv, se pregătesc turele goale pentru atacul următor.

- locomotiva LDM 65 retrage JUMBO la dublă. Se face curățirea, gresarea și verificarea lui. Se ia încărcătorul PPN 3 și este adus la 30m de front. Se aduce

locomotiva LDM 65 o tură de vagoane VSA 9 (2 buc) goale în spatele încărcătorului.

- sculele, furtunele și lămpile sunt retrase în urmă la 30 m de front și sunt protejate, găurile sunt suflate și curățite. Oamenii sunt retrași la 200 m de front la dublă.

- artificierul încarcă găurile. Pușcarea se face de la 200 m de front dintr-o nișă specială sau din nișa pentru dublarea liniei.

- se face aerisirea frontului.

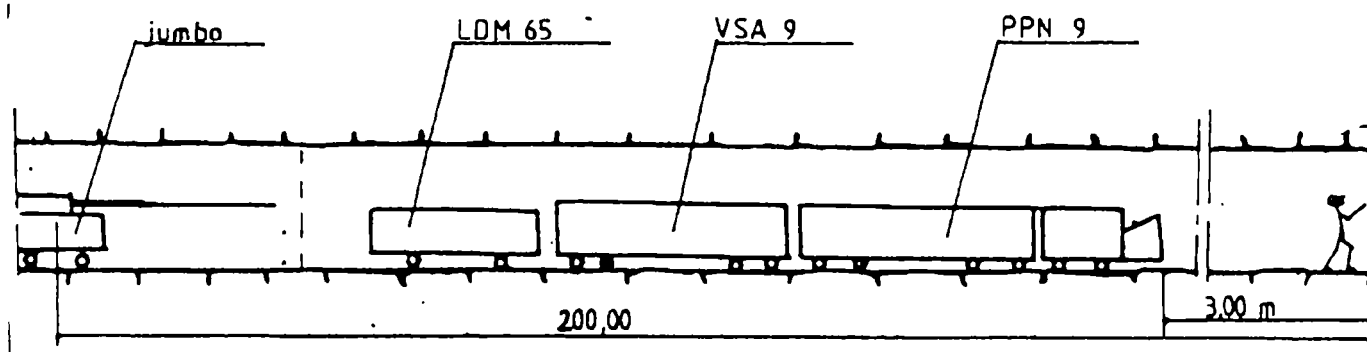


Fig. 2.1.7.

Tehnologia tip II se folosește la excavarea galeriilor cu lungimea frontului pînă la 5 km, în toate tipurile de rocă, utilizînd sprijinirile corespunzătoare pentru realizarea unor avansamente medii de 140 - 150 m / lună - diferențiate pe zone funcție de tipul de sprijinire [2].

2.2. Excavarea galeriilor hidrotehnice cu ajutorul instalațiilor de forat la secțiune plină

2.2.1. Instalații de forat la secțiune plină în România

Prin excavarea mecanizată a galeriilor hidrotehnice se obține o viteză de înaintare mai mare și o calitate a profilelor superioară celor obținute prin metodele clasice de excavare.

În România pentru excavarea galeriilor hidrotehnice orizontale s-au utilizat instalațiile de forat galerii orizontale la secțiune plină (F.G.O.) de tip "Robins" și de tip "Retezat".

Instalația F.G.O. este o instalație complexă, autonomă, care realizează excavarea mecanizată prin foraj orizontal, cu ajutorul unei foreze dotată cu cuțite de dislocare a rocii care este rotită și propulsată electro-hidraulic [1].

Avansarea pe traseu a instalației se realizează prin autopropulsare în pași succesivi de 1,2 - 2 m, vitezele de înaintare putînd ajunge pînă la 15m/zi (400 - 500 m/lună) în funcție de natura rocii, distanța față de fereastră, condițiile de organizare, de starea tehnică a instalației.

Secțiunea obținută este circulară și perfect controlată geometric, nefiind posibile exprofilări sau supraprofilări față de secțiunea proiectată.

Diametrii galeriilor forate cu ajutorul acestei instalații sunt de la 3,2 la 5,5 m.

a) Componentele principale ale instalației F.G.O.

Instalația de forat galerii orizontale este compusă din mai multe subansambluri principale, după cum urmează :

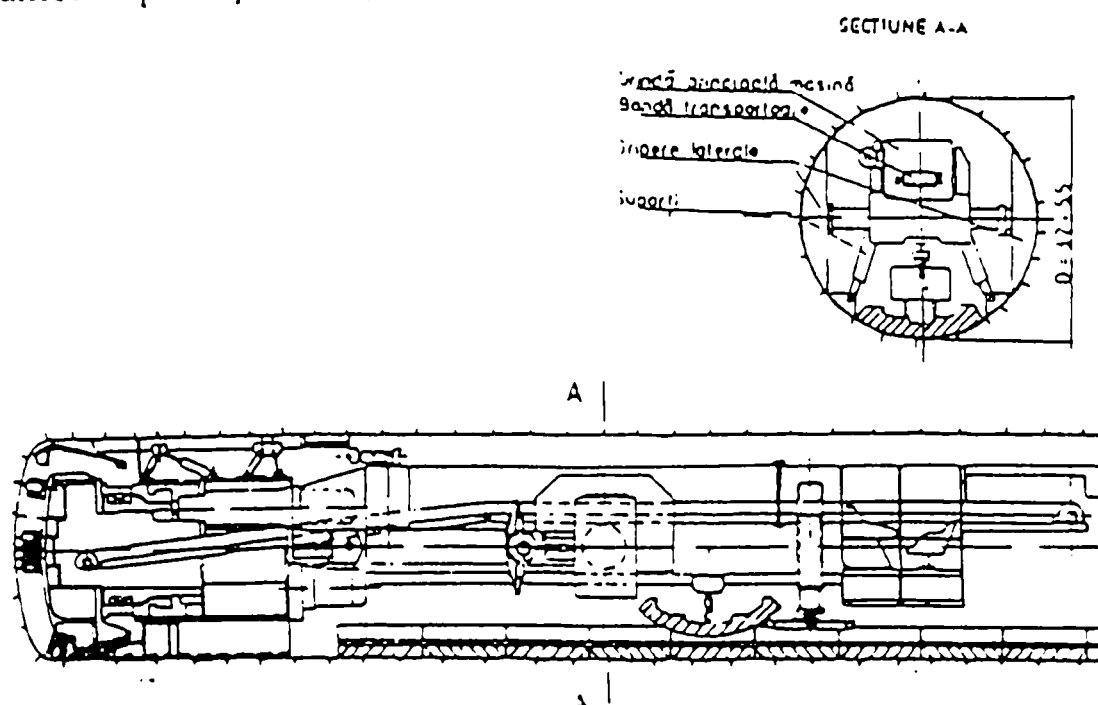


Fig. 2.2.1.

- *capul tăietor* este format dintr-o șaibă pe care sunt montate rolele de dislocare a frontului, plasate sub formă de spirală simplă sau dublă, fiecare rolă călcând pe un traseu diferit, distanța între trasee fiind de 5 - 7 cm.

Zonele periferice ale șaibei sunt demontabile și sunt specializate pentru prelucrarea materialului dislocat și ridicarea lui în spate, spre banda transportoare (cupe perimetrice).

Capul tăietor este fixat prin intermediul unui rulment de mare diametru pe modulul de sprijin și stabilizare.

- *Modulul de sprijin și stabilizare* stă pe o talpă cilindrică, demontabilă și are următoarele funcțiuni :

- suportă axial și transversal solicitările provenite din capul tăietor ;
- transmite capului tăietor împingerile cilindrilor de propulsie care asigură avansul instalației ;
- constituie reazemul împingătorilor laterali și de tavan ;
- constituie suportul motoarelor electrice de antrenare ale capului tăietor ;
- constituie suportul benzii transportoare care preia materialul excavat transferându-l în spate ;

- *Modulul de gripare - propulsare* este alcătuit dintr-o structură metalică susținând sistemul hidraulic de acționare a gripelor, papucii gripelor, cilindrii de reglare a poziției grinzii față de axele galeriei și cilindrilor de propulsie ai instalației.

Îndeplinește următoarele funcțiuni :

- preia momentul reactiv al instalației transmițându-l în peretele galeriei ;

- asigură fixarea în perții galeriei a papucilor gripelor, care constituie reazemul fix față de care are loc înaintarea instalației cu ajutorul cilindrilor de propulsie ;

- prin cilindrii auxiliari (câte doi pe fiecare parte), permite ajustarea poziției grinzii principale în funcție de nevoile de dirijare ;

- permite orientarea instalației în plan vertical și în plan orizontal.

• *Grinda principală* este o structură metalică chesonată sudată, fixată de modulul de sprijin și stabilizare, care asigură următoarele funcțiuni :

- constituie suportul benzii de transport, care trece prin interiorul grinzii ;

- susține modulul de gripare în interiorul căruia poate culisa ;

- susține modulul posterior de reazem ;

- susține grinda post - palan pentru transportul prefabricatelor spre front.

• *Modulul de sprijin posterior* este alcătuit din doi cilindri hidraulici prevăzuți la capetele inferioare cu papuci metalici care calcă pe extremitățile prefabricatelor de vatră. Funcția sa este de a susține grinda atunci când griperele se retrag în vederea deplasărilor înainte.

• *Pupitrul de comandă*

Acționarea tuturor elementelor și părților instalației, exceptând mișcarea principală și avansul forezelor, se face prin elemente de comandă hidraulică, comenzi ce se transmit de la pupitrul de comandă.

• *Banda transportoare* este destinată a transporta sterilul forat din zona capului tăietor, pe platforma din spate a instalației [28].

b) Modul de lucru al instalației F.G.O.

Instalația F.G.O. are cinci faze de săpare și avans, faze care determină fluxul general al instalației și anume :

• *Griparea cu modulul de gripare* - propulsare apropiat de capul tăietor (fig. 2.2.2.)

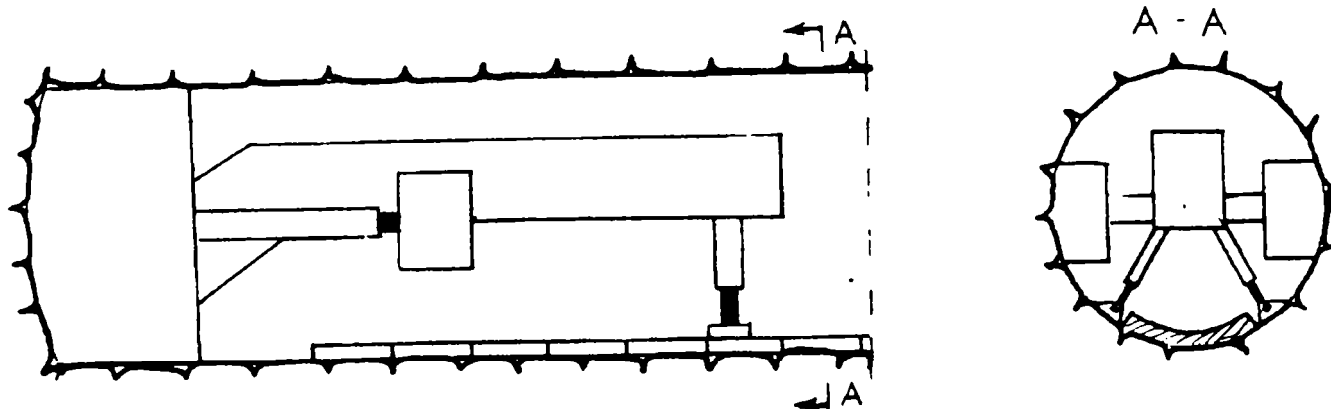


Fig. 2..2.2.

În această fază griperele trebuie să fixeze corespunzător instalația pe pereții laterali ai galeriei astfel încât aceștia să constituie un reazem ferm care poate prelua prin frecare forțele de avans dezvoltate de cilindrii de propulsie la faza de excavație - avans.

În cazul în care, datorită unor exprofilări locale mai mari decât cursa maximă a griperelor, acestea nu pot contacta pereții laterali, se pot face completări care să asigure preluarea forțelor de gripare necesare pentru avans. Aceste completări nu vor putea depăși maximum $0,3 \div 0,5$ m.

Se acordă o atenție deosebită centrării instalației în timpul gripării, întrucât în special în galerii în care, după excavație, pereții sunt asimetrici față de ax - griperele pot descentra instalația.

În această fază se controlează poziția instalației față de direcția proiectată de avansare (prin mijloace topo - existente - laser, teodolit, fir cu plumb etc.) stabilindu-se corecțiile necesare (modificarea poziției grinzii principale în secțiunea de gripare, deschiderea inegală a cilindrilor de propulsie etc.).

- *Liftarea picioarelor de reazem ale instalației (fig. 2.2.3.)*

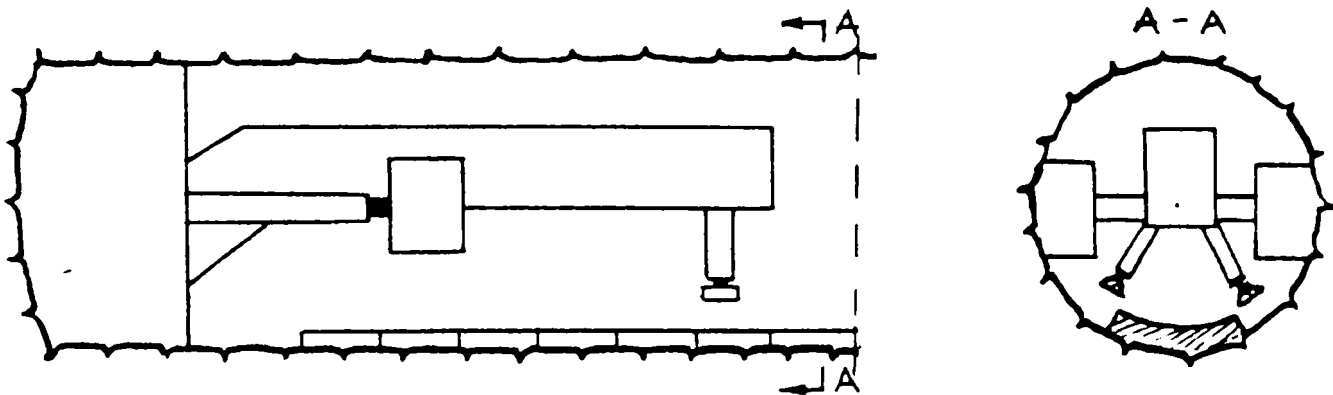


Fig. 2.2.3.

Această fază constă în închiderea parțială a cilindrilor hidraulici ai picioarelor de reazem, lăsându-se tălpile pe capetele prefabricatelor, pentru a fi deplasate o dată cu avansul.

- *Săparea și avansul (fig. 2.2.4.)*

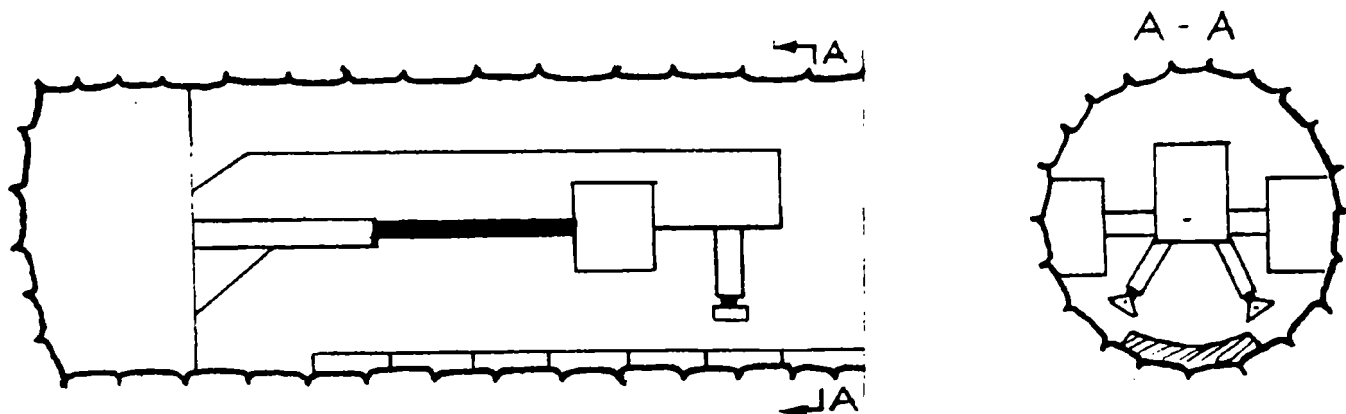


Fig. 2.2.4.

Sunt faze tehnologice simultane în cursul cărora :

- capul tăietor este acționat cu motoarele electrice, la viteză corespunzătoare naturii rocii ;
- întreaga instalație este propulsată prin intermediul cilindrilor de avans cu forțe corelate - de asemenea - cu natura rocii din front.

Această fază este cea mai lungă din ciclul în care materialul dislocat din front este preluat de sistemul de benzi și transferat în mijloace de transport pentru a fi evacuat la zi.

În cadrul acestei faze mai au loc următoarele activități :

- curățirea radierului excavat pe măsura avansării instalației ;
- montarea - imediat ce se creează spațiul necesar - a prefabricatelor ;
- verificarea permanentă a poziției instalației ;
- supravegherea permanentă a stării masivului forat ;
- în situația când natura terenului o cere, se vor lua măsurile de susținere locală prin :
 - aplicare de cintre ;
 - aplicare de plase și ancore, instalația dispunând de mijloacele necesare pentru efectuarea acestor operații.
- în vederea redcerii prafului provocat de procesul excavării se va umecta frontul de lucru ;
- se asigură pe tot parcursul excavării funcționarea instalației de ventilației.

- *Rezemarea instalației pe picioarele posterioare de reazem (fig. 2.2.5.)*

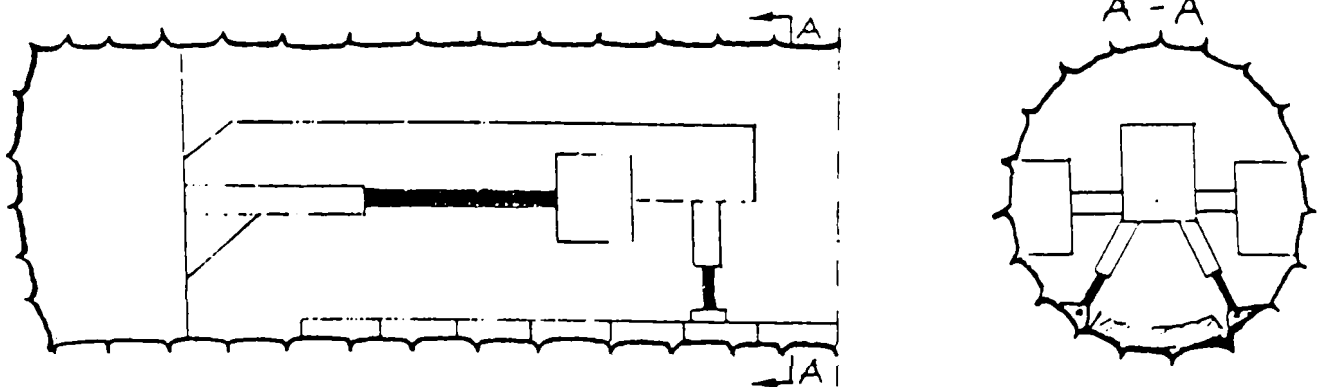


Fig. 2.2.5.

Se realizează la sfârșitul avansului în scopul pregătirii degripării și a readucerii gripelor în față.

În timpul acestei faze se urmărește atât a corecta poziția tălpilor de reazem pe capetele prefabricatelor cât și a capetelor cilindrilor hidraulici pe tălpi.

O poziționare incorectă a picioarelor modulului posterior de reazem poate dezechilibra instalația de degripare.

- *Degriparea instalației și translatarea în față a griperelor (fig. 2.2.6.)*

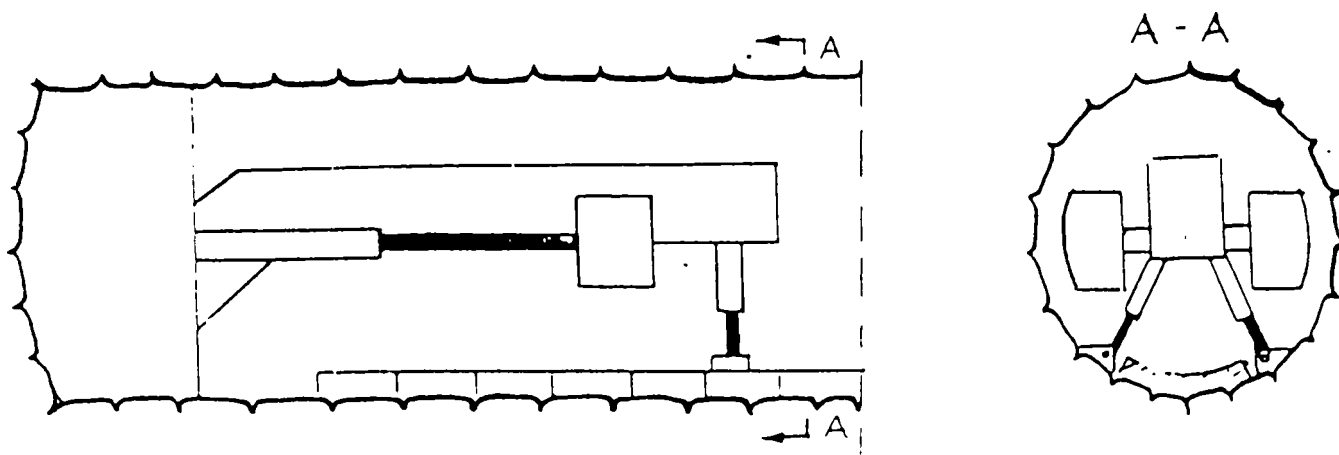


Fig. 2.2.6.

Are loc după confirmarea rezemării posteriore și este precedată - dacă este cazul - de luarea măsurilor necesare pentru extragerea adaosurilor de completări dintre gripere și pereti.

După degripare se comandă închiderea cilindrilor hidraulici de propulsare, ceea ce determină apropierea modulului de gripare și propulsie de capul tăietor al instalației.

- Cu această fază ciclul de avansare al instalației se încheie, începând un nou ciclu de vansare conform fazelor mai sus analizate.

Vitezele de înaintare care se realizează în forajul cu instalația F.G.O. sunt legate de mai mulți factori :

- natura terenului ;
- distanța frontului față de fereastră ;
- nivelul profesional al formației ;
- promptitudinea asigurării materialelor ;
- nivelul de organizare etc.

În condiții normale de lucru sunt posibile viteze de pînă la 15 m / 24 ore, iar în cazul unor terenuri care comportă susțineri, vitezele de înantare nu pot depăși 7 m / 24 ore [4].

2.2.2 Mașini de forat la secțiune plină produse de Mitsubishi.

M.H.I. a fost prima companie care a construit un scut pentru excavarea sub fundul mării în 1939, scut care a fost utilizat pentru construirea tunelului Kanmon al Căilor Ferate Naționale Japoneze.

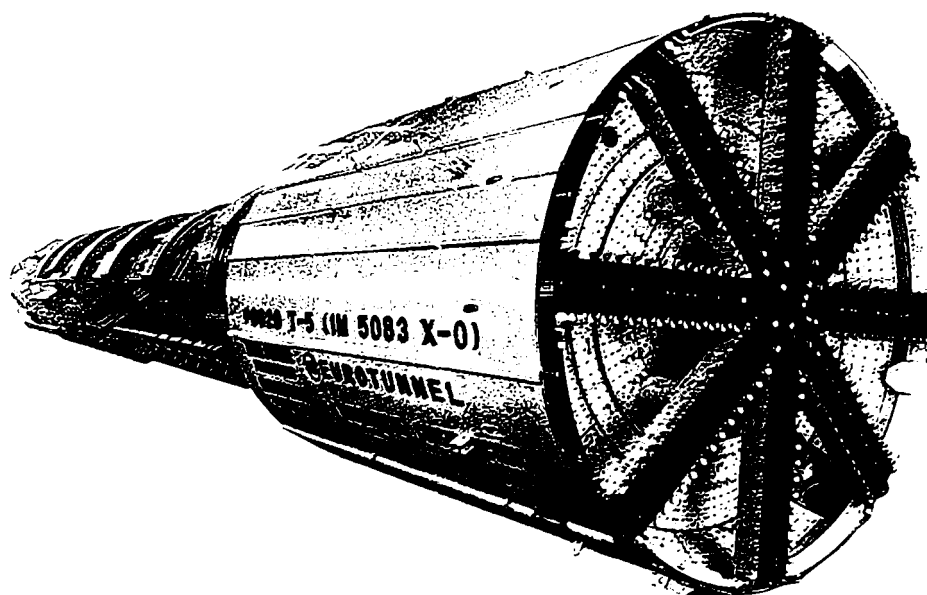


Fig. 2.2.7.

Mașinile de forare a tunelurilor cu secțiune circulară oferă soluții multiple pentru operațiile de forare în diverse condiții geologice.

Scuturile pe lângă nivelul scăzut de zgomot și vibrație, prezintă avantajul că în galeriile excavate de acestea, condițiile de lucru sunt mai bune, fețele de excavare sunt stabile și asigură închiderea adecvată împotriva infiltrației apei subterane, eliminând astfel multe din pericolele operațiilor de forare convențională a tunelurilor [22].

a) Scuturi TBM

- *Scuturi TBM cu transmisie pe bandă*

Acest tip de mașină de forat este cea mai potrivită pentru excavații prin straturi solide cu nivel coborât al apei subterane.

Un dispozitiv de transport cu bandă mută materialul excavat din front în spatele mașinii [22].

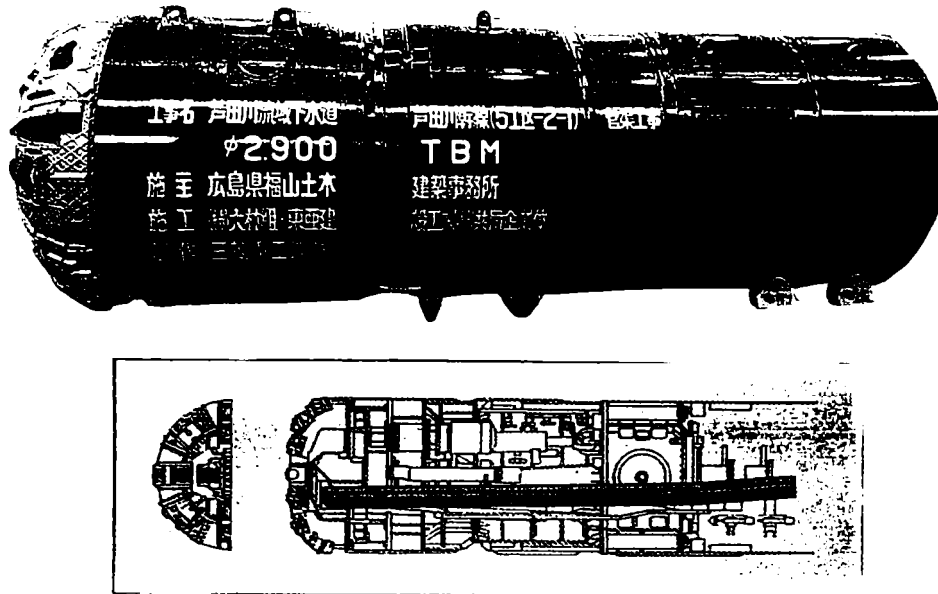


Fig. 2.2.8. Scut TBM cu transmisie pe bandă

• *Scut TBM cu transmisie elicoidală*

Un dispozitiv de transport cu elice (fig. 2.29.) descarcă materialul excavat din front în spatele mașinii.

Peretele drept al capului de tăiere menține un efect de închidere care garantează forarea sigură prin straturile de rocă sau în cazul supraîncărcării în s.u. a ș.p.p. a io.ă.

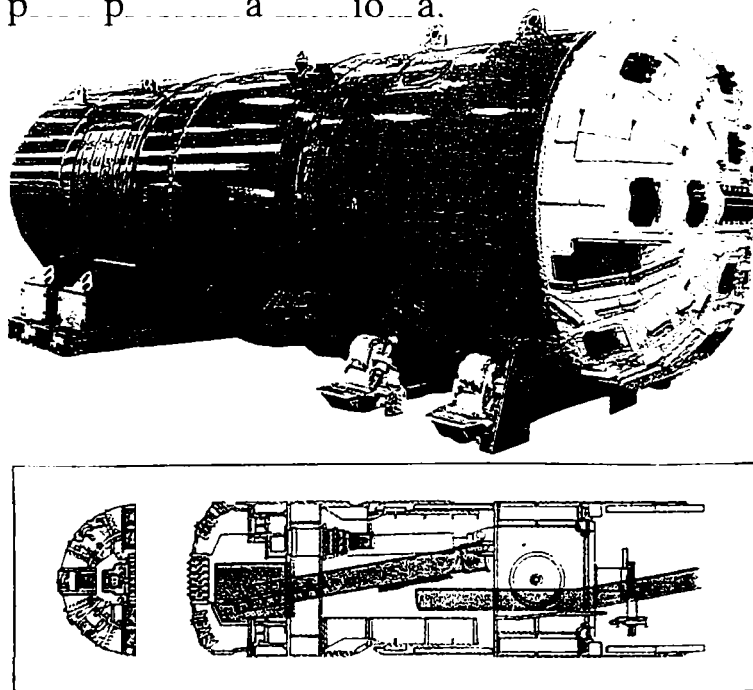


Fig. 2.2.9. Scut TBM cu transmisie elicoidală.

• *Scut TBM cu transport cu noroi (mîl)*

Noroiul este larg utilizat pentru a susține fețele excavate în cazul forării în straturi geologice instabile sau în condiții de presiune mare a apei subterane. aceste mașini amestecă materialul excavat cu noroi care este apoi tratat într-un dispozitiv de tratare a noroiului.

625-370/1810

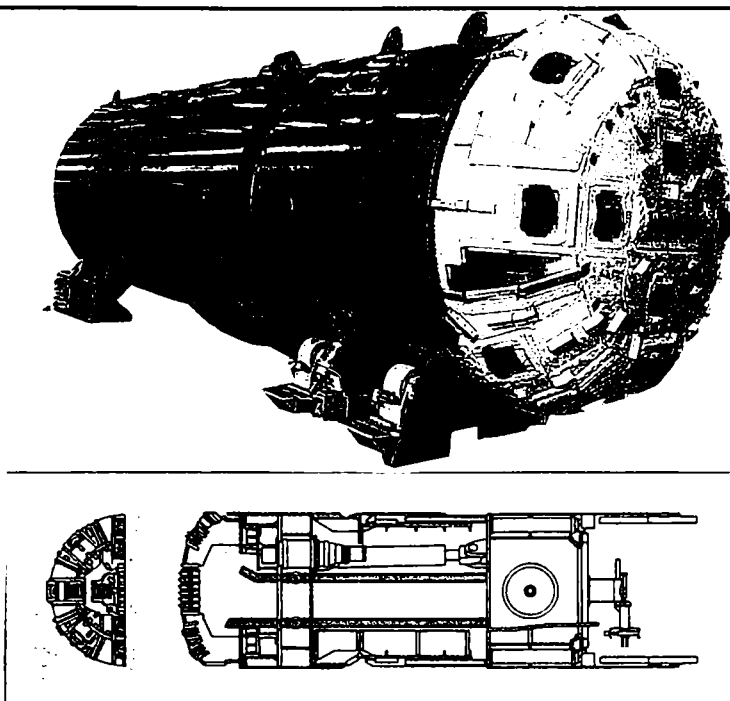


Fig. 2.2.10. Scut TBM cu transport cu noroi.

b) Scut de noroi cu mare densitate

Scuturile de noroi cu mare densitate (fig. 2.2.11.) injectează noroi sub presiune în frontul de lucru, formînd o mixtură vîscoasă de noroi și pămînt care previne infiltrarea apei în interiorul tunelului prin transportul elicoidal și susține frontul de lucru.

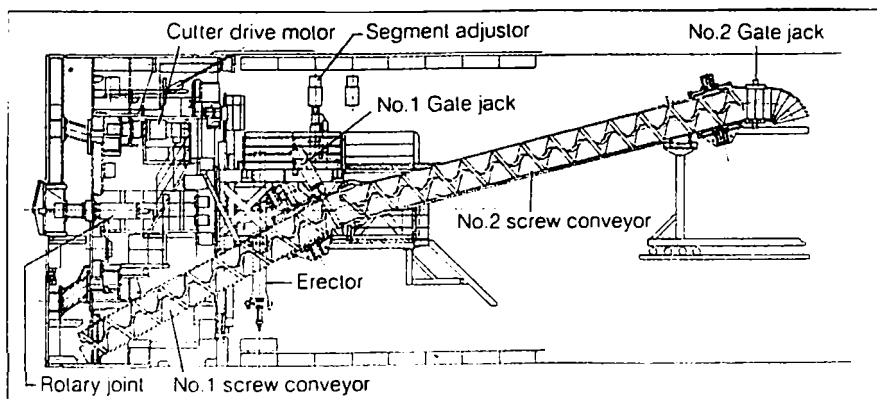
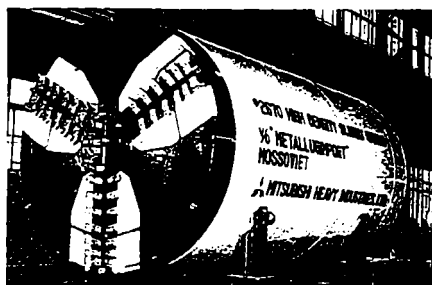


Fig. 2.2.11.

c) Mașina de forat tunele fără scut

Această mașină de forat tunele nu are montat un scut și este cea mai potrivită pentru operații în supraîncărcări stabile cu apă subterană minimă. Dispozitivul principal de prindere fixat la secțiunea din spate a mașinii, preia forța de recul pe măsură ce mașina forează în față prin frontul de lucru autoportant.

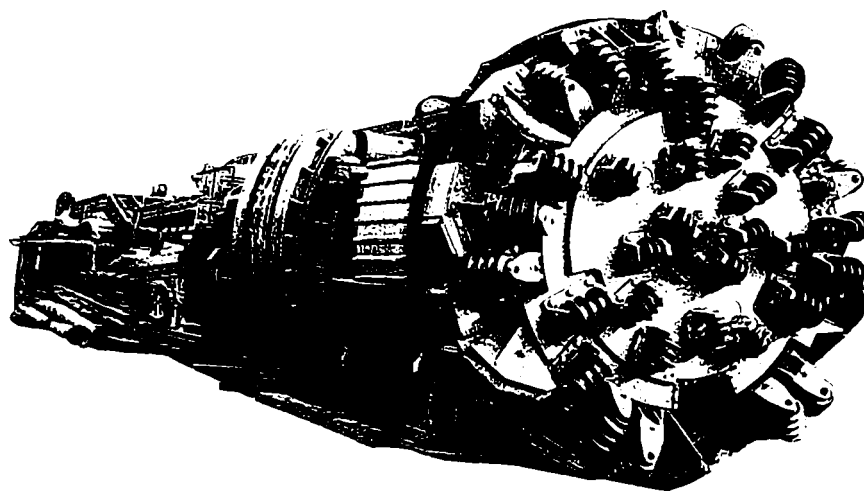


Fig. 2.2.12. Masina de forat tunele fara scut

2.3. Betonarea galeriilor hidrotehnice horizontale cu sectiuni mici ($S < 15\text{mp}$)

a) Prezentarea generala a obiectului

In cadrul amenajarilor hidrotehnice, o mare pondere o detin galeriile cu sectiuni mici, construite in scopul de a conduce apele de la captarile secundare la bazinul de retentie, fie gravitacional, fie prin pompaj. Se obtine astfel o marire considerabila a debitului util, prin captarea intregului bazin hidrografic, utilizandu-se aproape intregul potential hidro - energetic al amenajarii. Camasuiala interioara a acestor galerii trebuie sa indeplineasca conditii de calitate foarte bune pentru ca, desi scoaterea din functiune a unei galerii nu conditioneaza oprirea din functiune a centralei hidroenergetice, interventiile ulterioare sunt foarte dificile, iar in perioada respectiva debitul util in bazinul de retentie scade.

In general aceste galerii au lungimi mari, de ordinul kilometrilor, incuband volume mari de lucrari atat la excavatie cat si la betonare in conditii ingreunate de dimensiunile de gabarit foarte reduse. In prezent tehnologiile moderne prevad executia radierelor acestor galerii din prefabricate concomitent cu lucrarile de excavare - inaintare, radierul prefabricat aflandu-se la o distanta destul de mica in spatele frontului de excavatie. Acest lucru permite crearea de conditii deosebit de favorabile pentru lucrarile de betonare, acestea desfasurandu-se in general dupa strapungerea galeriilor, sau in cazul ferestrelor, pe tronsoanele deja strapunse, concomitent cu desfasurarea lucrarilor de excavatii. Astfel putem enumera :

- cale de circulatie in stare perfecta permitand amplasarea si transportul facil al instalatiilor necesare pentru mecanizarea operatiilor de betonare ;
- un control si o verificare perfecta a profilelor excavate pentru tot conturul galeriei prin posibilitatea de manevrare a unui sablon mobil ;

- posibilitatea executarii eventualelor reprofilari necesare utilizandu-se o platforma speciala circuland pe calea de rulare ;
- constituie un reazem solid si bine centrat pentru cofrajul metalic autoportant al inelului ;
- posibilitatea efectuarii si intretinerii ordinii si curateniei datorate existentei radierului definitiv pe toata lungimea galeriei creaza premisele unui climat favorabil de munca ducand direct la cresterea productivitatii muncii [5].

b) Volume orientative de lucrari

Galeriile hidrotehnice cu sectiuni mici au un diametru conventional de pana la 4m, iar camasiuala interioara din beton are o grosime de 15 cm pana la 30 cm functie de diametrul galeriei, sectiunea tip de armare etc.

Se ajunge in acest mod la un volum de beton pe metru liniar de lungime de galerie de pana la 4 mc, respectiv 4000 mc pe kilometru. Daca se tine seama de lungimile apreciabile ale acestor galerii rezulta un volum de beton impresionant atat ca marime cat si mai ales in ceea ce priveste conditiile deosebit de dificile in care se pune in opera (subteran, posibile infiltratii de apa, gabarite foarte reduse etc.).

In comparatie cu volumul de beton greutatea armaturilor este mult mai mica, totusi insumeaza un volum de lucrari semnificativ mai ales prin conditiile de punere in opera (subteran, spatii reduse de manevra comparativ cu dimensiunile etc.). Prin tipizarea armaturilor si renuntarea la armarea bara cu bara in favoarea plăşelor sudate tip Buzau s-a redus mult volumul de munca.

Orientativ greutatea armaturilor variaza in limitele de 30 kg otel pe metru liniar lungime de galerie, respectiv 30 – 80 tone pe kilometru functie de tipul de armare necesar.

O atentie deosebita trebuie data in timpul excavatiilor de inaintarea obtinerii unui profil cat mai aproape de conturul teoretic pe cat posibil fara zone de subprofil, pentru a se evita reprofilările.

Aceasta pentru faptul ca volumul de munca devine cu atat mai mare cu cat nu s-a respectat profilul proiectat depasindu-se tolerantele admise la excavatie.

Reprofilarea presupune excavatii cu mijloace manuale, eventuale chiar cu puscari cu incarcaturi reduse, desfacerea locala a plasei de protectie a tavanului galeriei, incarcarea manuala a sterilului rezultat si transportul acestuia stanjenindu-se in acest fel mult celelalte lucrari din subteran [5].

c) Relatia cu celelalte lucrari

Betonarea galeriilor cu sectiune mica se face dupa strapungerea lor sau a tronsoanelor din eventualele ferestre, pe tronsoanele strapunse. Aceasta din cauza dimensiunilor de gabarit foarte reduse care nu permit desfasurarea concomitenta a transporturilor de steril din excavatii si a transporturilor necesare frontului de betonare.

În cazuri deosebite cu roca foarte slabă, când se necesită susținerea definitivă a galeriei chiar pe parcursul excavatiei, betonarea se va face cu întreruperea temporară a înaintării.

Este posibil însă ca, din diverse motive legate mai ales de necesitatea înscrierii în graficele de execuție, să se lucreze concomitent la unul sau mai multe fronturi de betonare și injectii.

Rezultă, în acest caz, un grad mai mic sau mai mare de stanjenire reciprocă a activităților diverselor fronturi de lucru [5].

d) Condiții necesare pentru atacarea lucrărilor de betonare

Atacarea lucrărilor de betonare a galeriilor nu se poate face fără a fi îndeplinite anumite condiții tehnologice și de organizare dintre care unele pot deveni chiar condiții limită. Aceste condiții îmbracă două aspecte principale și anume cel care privește subteranul și cel care privește suprafața. În ceea ce privește subteranul trebuie îndeplinite obligatoriu următoarele condiții :

- Existența radierului montat din prefabricate pe toată galeria sau pe tronsonul strapuns, haldarea sterilului rezultat din frontul de excavatie făcându-se la fereastra de evacuare .
- Existența posibilităților de reprofilare și montare a armaturilor prin dotare cu mijloace de mică mecanizare.

e) Varianta de tehnologie

De menționat de asemenea faptul că un singur cadru port cofraj poate deservi două sau chiar trei fronturi de betonare concomitent.

Funcție de dimensiunile de gabarit pe care le are secțiunea transversală a galeriei operațiunile de reprofilare și montare armături prezintă mai multe posibilități de execuție și anume :

- până la înălțimi de 2.50 m la bolta galeriei operațiile se execută direct de pe raierul galeriei nefiind necesare amenajări speciale.
- pentru înălțimi ale boltii galeriei variind între 2.50 și 3.50 m operațiunile se pot executa cu ajutorul vagonului pentru transport prefabricate de radier.

Pentru această vagonul va fi amenajat special aplicându-se pe scheletul de rezistență o podină din dulapi de lemn sau tablă striată de 5 mm .

Platforma astfel creată va avea balustradă de protecție și va fi dotată cu distribuitoare de aer și apă tehnologică cu posibilități de racord la instalațiile auxiliare din galerie.

Blocarea pe linie în poziție de lucru se va face cu saboți autorizați fiind interzisă utilizarea în acest scop a altor mijloace (rangi oțel beton, bucăți de rocă, materiale lemnoase, etc.).

- pentru înălțimi ale boltii galeriei variind între 3.50 m și 4.50 m operațiunile se pot executa folosindu-se o platformă metalică glisând pe marginea prefabricatului de radier.

Aceasta platforma poate fi constituita dintr-un schelet rigid, rezemat la partea inferioara prin intermediul unor corniere pe colturile prefabricatelor de radier si dintr-o podina de lucru din dulapi de lemn sau tabla striata, de 5mm grosime.

Rezemarea la partea inferioara prin intermediul cornierelor confera intregului ansamblu stabilitate in plan transversal. Podina de lucru va fi prevazuta cu balustrade de protectie si va fi dotata cu distribuitoare pentru aer comprimat si apa tehnologica cu posibilitati de racord la instalatiile respective de pe galerie .

Aceasta ultima varianta ofera si avantajul (usurat si de dimensiunile de gabarit ale galeriei) de a permite existenta gabariturii de libera trecere pe sub cadrul rigid al platformei de lucru in timp ce la varianta *b* vagonul amenajat cu podina trebuie retras si adapostit la dubla cea mai apropiata pe galerie.

De mentionat ca la galeriile cu diametrul conventional de 3.90 m - 4.40 m rezemarea pe glisierile din otel cornier poate fi inlocuita printr - un sistem de rulare care sa usureze deplasarea platformei de lucru.

In acest caz se poate amenaja platforma cu bare longitudinale de sustinere provizorie a armaturilor la distanta prescrisa in proiect si deasemeni cu o bara circulara pentru verificarea profilului excavat, bara asezata la distanta indicata in tolerantele admisibile fata de conturul teoretic al galeriei (de regula 10cm) [5].

f) Descrierea operatiilor in ordinea executiei

• Pregatirea sectiunii pentru armarea inelului

Prin pregatirea sectiunii se inteleg o serie de operatii care trebuiesc executate in zona care urmeaza a fi betonata.

Se incepe prin verificarea conditiilor de profil care la galeriile cu diametru mic se executa de pe radier, iar la galeriile de diametru mare se executa cu ajutorul platformelor amenajate pe vagonul de transport prefabricate de radier sau pe cadrul mobil, asa cum s-a aratat in cele de mai sus.

In cazul cand se utilizeaza bara circulara de verificare a profilului aceasta parcurge prin impingerea platformei, traseul frontului de betonare in sensul de la gura galeriei catre iesire intalnind subprofile si definind astfel locurile in care este nevoie de reprofilare.

Daca nu este posibila folosirea unui sablon bine centrat, se intocmesc profile transversale din metru in metru prin mijloace de masurare topometrice, profile care pun in evidenta subprofile.

Dupa identificarea locurilor cu profil sub limitele admise se procedeaza la inlaturarea respectivelor subprofile.

Pentru aceasta se indeparteaza plasa de protectie de pe tavanul galeriei dupa care se controleaza zona in vederea depistarii eventualelor copturi ramase de la excavatie.

Daca zona este nepericuloasa se trece la corectarea excavatiei cu unelte de mana (ranga, ciocan) sau pneumatice (ciocan de abataj), iar in cazul in care

subprofilul este prea mare sau roca foarte dura se procedeaza la forarea de gauri cu perforatorul pneumatic, gauri care se impusca cu incarcaturi reduse de exploziv.

Concomitent cu lucrarile de reprofilare se va executa si scoaterea din profilul betonat a instalatiilor auxiliare din zona, iar in zonele armate cu cintre se va verifica inscrierea intradosului cintrei in profilul de beton.

La devierea instalatiilor se va avea o grija deosebita la mentinerea lor in perfecta stare de functionare.

De asemeni se va avea in vedere curatirea imediata a zonei in reprofilare de materialul rezultat, aceasta constituind si curatirea preliminara in vederea trecerii la urmatoarea faza de lucru.

Operatiile legate de reprofilare sunt cele mai dificile din tehnologia de betonare, ele punand cele mai multe probleme din punct de vedere al pericolozitatii.

- *Armarea inelului*

Dupa ce galeria a ajuns la profilul prescris si curatenia zonei de materialul rezultat din reprofilare a fost realizata si trece la montarea armaturilor conform proiectului de executie.

Prima operatie este pregatirea suprafetei inelului, respectiv pregatirea rocii pentru realizarea unui bun contact cu betonul proaspat turnat.

Aceasta se obtine prin spalarea suprafetei cu apa tehnologica, sub presiune.

Armarea propriu - zisa a inelului se realizeaza cu aceleasi mijloace care au servit si pentru reprofilare (platforma pe vagon, cadru mobil cu platforma de lucru), iar in cazul diametrelor conventionale mai mari se utilizeaza platforma cu bare de sustinere a armaturii la distanta prescrisa obtinandu-se astfel si acoperirea armaturii.

Armaturile sunt constituite din plase sudate tip Buzau.

Acestea au in general latimea de 1.70 m, iar pe circumferinta inelului se moduleaza in trei bucati de lungimi egale functie de dimensiunile galeriei.

Asamblarea se face prin legare cu sarma.

Din asamblarea a trei inele din plasa cu latimea de 1.70 m se obtine armarea unui inel de betonare cu lungimea de 5.0 m general, greutatea unei plase este limitata la posibilitatea de manevrare manuala astfel ca, nu este necesara utilizarea unor dispozitive speciale.

Din depozitul de la suprafata plasele, care se roluiesc la diametrul galeriei, se transporta in subteran cu vagonul pentru transport prefabricate de radier. Ajunse la locul de montare plasele se descarca - lateral de - a lungul inelului rezemate de peretele galeriei. Se va urmari ca plasele sa nu fie murdare sau ruginite.

Montajul incepe cu plasele de la partea inferioara prin legarea cu sarma de mustatile din prefabricatul de radier dupa care se monteaza plasa din bolta galeriei, aceasta avand cate o petrecere cu plasele laterale de minimum 40ϕ sau doua ochiuri permitand legarea cu sarma.

Inelul de armatura astfel format, se solidarizeaza cu sarma de peretii si tavanul galeriei, folosindu-se in acest scop plasa de protectie si ancorele existente, pentru a evita pleostirea sau deplasarea excentrica a inelului de armatura.

De asemeni se vor lega de ochiurile plasei spre interiorul galeriei distantieri in vederea pastrarii distantei de acoperire a armaturii la montarea cofrajului.

• *Cofrarea inelului*

Dupa terminarea operatiei de montare a armaturii se executa inca o curatire a inelului putandu-se apoi proceda la montarea cofrajului. Pentru a se usura intelegerea tehnologiei de lucru, in cele ce urmeaza se va descrie cofrajul metalic utilizat. Se disting doua componente principale si anume cofrajul propriu-zis si cadrul port - cofraj.

Cofrajul este o structura alcatuita dintr - o manta de tabla cu grosimea de 4 – 5 mm avand curbura prescrisa de documentatia tehnica a galeriei.

Mantaua este compusa din tronsoane de 1.25 m latime marginite de cintre de rezistenta pe care se reazema. Cintrele sunt alcatuite dintr-o inima de 6 - 8mm grosime, perpendiculara pe manta si o corniera. Se alcatuiesc astfel panouri de 1.25 m latime care se pot asambla prin inimile adiacente cu ajutorul suruburilor. Patru astfel de panouri compun impreuna un cofraj care permite betonarea unui inel de 5.0 m lungime.

De mentionat ca se poate betona fiind chiar indicat pentru marirea productivitatii, un inel de 10 m lungime prin alaturarea a doua cofraje, mantaua, cu structura ei de rezistenta, este impartita in plan transversal in trei tronsoane avand lungimea de aproximativ o treime din circumferinta, tronsoane care au posibilitatea de a se roti unul fata de celalalt. Miscarea independenta este posibila datorita existentei de fiecare parte a planului vertical de simetrie a unor balamale care pot fi libere sau se pot bloca dupa nevoie cu bolturi rigidizandu-se astfel intregul sistem [5].

Elementele componente ale cadrului port-cofraj

Cadrul port-cofraj este constituit din urmatoarele elemente principale :

- cadrul port-cofraj propriu-zis ;
- cofrajul metalic ;
- boghiuri de vagonet ;
- patru cilindrii hidraulici mici ;
- doi cilindrii hidraulici mari [41].

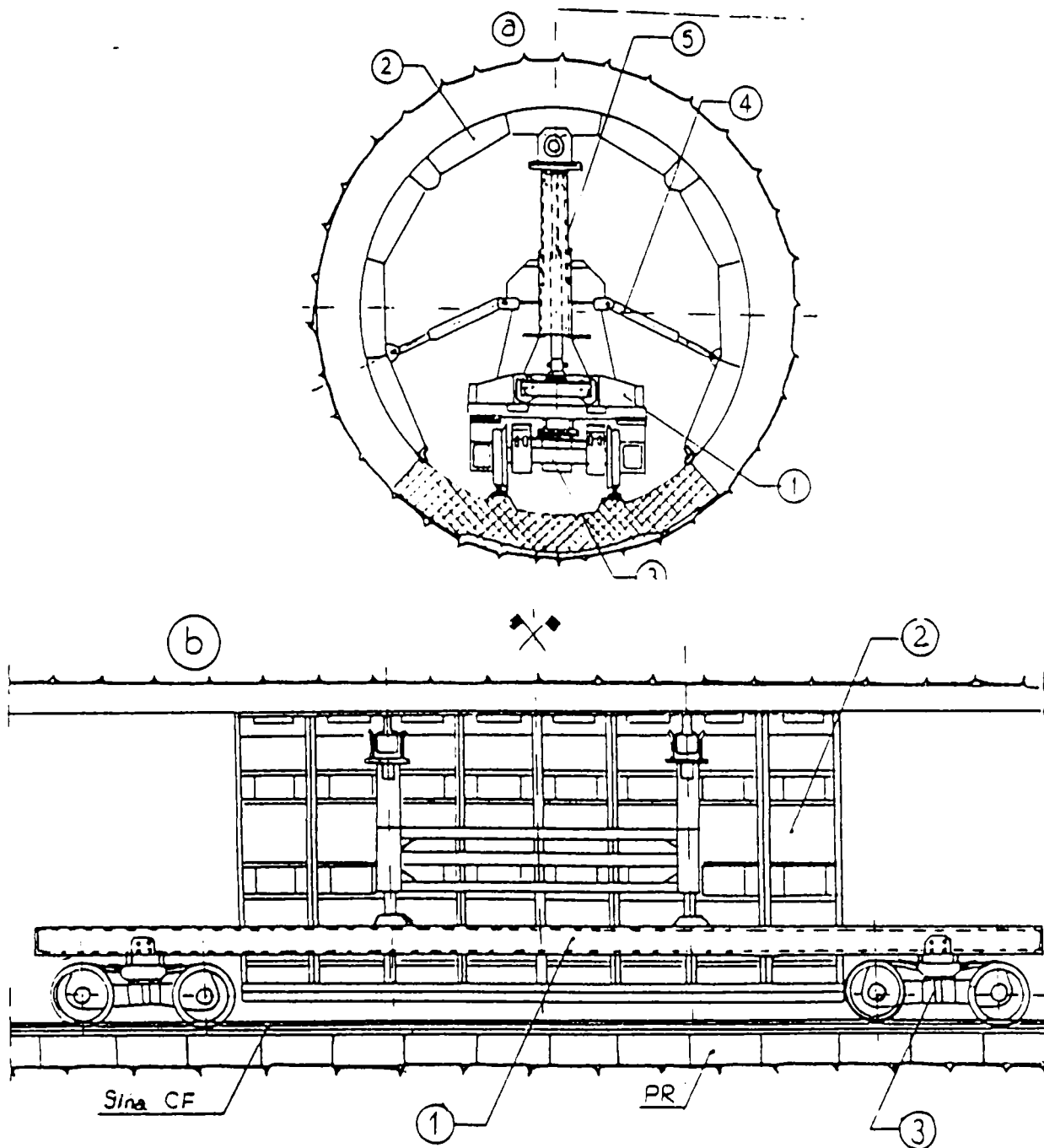


Fig. 2.3.1. Cadru port – cofraj : a) secțiune transversală ;
 b) secțiune longitudinală.

În partea inferioară mantaua este prevăzută cu un sistem de profile și plăcuțe metalice, sistem care permite așezarea și rezemarea pe prefabricatul de radier precum și centrarea și fixarea cofrajului.

Fixarea cofrajului de prefabricatul de radier se face cu ajutorul unor tirfoane introduse în dibluri din material plastic. În mantaua metalică sunt prevăzute ferestre de cca. 4 – 50 cm acestea permitând introducerea stuturilor furtoanelor de turnare a betonului precum și a vibratoarelor de adâncime, ferestre care se închid pe măsura umplerii cofrajului cu beton.

Pe mantaua metalică sunt fixate vibratoare de cofraj care împreună cu vibratoarele de adâncime permit o bună compactare a betonului după turnare.

În lungul galeriei cofrajul se sprijină la o extremitate pe camășiala deja betonată iar la cealaltă se termină cu un cofraj de capăt alcătuit din elemente care

delimiteaza inelul in plan transversal urmand in acelasi timp conturul neregulat al excavatiei.

Cadrul port - cofraj este o structura metalica cu posibilitati de deplasare pe calea ferata exterioara ingusta, structura care sustine si transporta cofrajul propriuzis.

Cofrajul se prinde de cadrul port - cofraj in patru puncte pe panourile laterale si in doua puncte la panoul de bolta prin intermediul a sase cilindri hidraulici.

La unul dintre capetele cadrului port - cofraj se afla o platforma unde sunt amplasate comenzile electrohidraulice ale mecanismului de rulare si ale mecanismului de manevrare a cofrajului. Pentru manevrarea cofrajului se scot bolturile de la balamalele mantalei si se actioneaza cu sase cilindrii hidraulici. Cei doi cilindrii hidraulici care sustin panoul de bolta al cofrajului actioneaza in plan vertical urcand si coborand in felul acesta, dupa necesitati, intregul cofraj.

Cofrajul, bine curatat si uns cu decofrol, se deplaseaza pe cadrul port - cofraj in zona in care s-au montat armaturile in pozitia "strins". Se calculeaza prin ridicarea cu cilindrii hidraulici spre bolta si spre peretii galeriei dupa care se executa centrarea cofrajului si se face fixarea de prefabricatul de radier cu ajutorul tirfoanelor.

Centrarea cofrajului se realizeaza cu cei patru distantieri telescopici montati la ferestrele de sub balamale.

Acestea permit si mentinerea cofrajului pe pozitie in timpul betonarii.

Se urmareste rezemarea intima a cofrajului atat pe camasiuala betonata in spate cat si pe prefabricatul de radier. Daca totusi mai exista goluri prin care s-ar putea scurge laptele de ciment la vibrare acestea se vor astupa cu calti, hartie etc. asigurandu-se astfel etanseitatea cofrajului. In acest mod se procedeaza la montarea cofrajului de capat, cofraj ce se suprainsalta pe masura ridicarii nivelului betonului turnat.

La operatiunea de cofrare se poate ivi si situatia speciala in care in galerie se manifesta infiltratii de apa care ar putea influenta raportul apa - ciment din beton sau chiar spala laptele de ciment. Daca infiltratiile sunt locale, ele se vor capta prin tuburi de masa plastica sau furtune de cauciuc montate cu lapte de ciment si acceleratori de priza in gauri practicate cu perforatorul. Tuburile de captare strapung mantaua cofrajului si se prind in corpul inelului in betonul turnat ramanand sa deverseze apa captata in galerie.

Daca infiltratiile se manifesta pe o suprafata mai mare ele vor fi captate cu jghiaburi din tabla sau masa plastica si dirijate spre un punct de unde vor fi eliminate din interiorul cofrajului tot prin tevi din plastic sau furtune de cauciuc care strapung mantaua local [5].

• *Betonarea inelului*

Pentru punerea in opera a betonului se pot folosi mijloacele utilizate la operatiile de reprofilare si armare care sa faciliteze accesul muncitorilor betonisti la ferestrele de turnare si vibrare.

Turnarea propriu-zisa se face cu ajutorul pompei de beton P.B. 40 care este instalata pe un sasiu cu roti permitand rulara pe calea ferata de 760 mm.

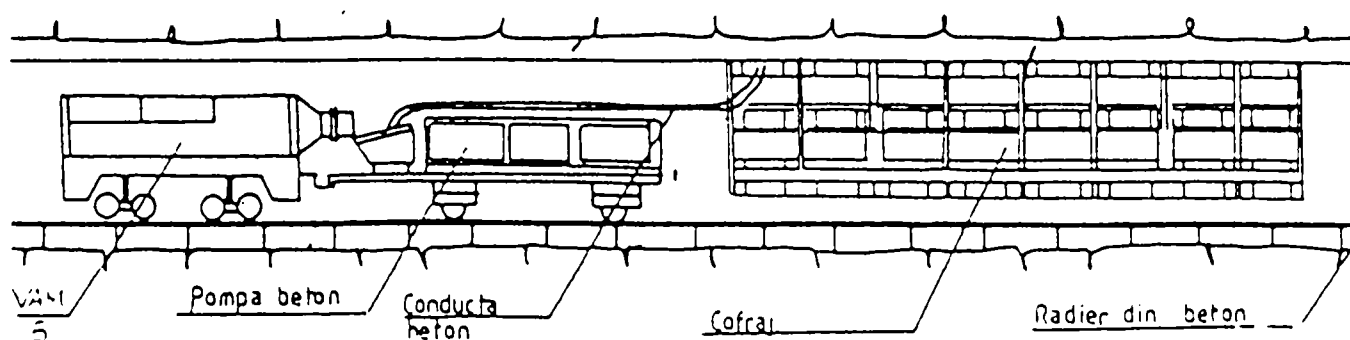


Fig. 2.3.2. Betonarea cu pompa de beton

De la pompa de beton P.B. 40 betonul este condus prin conducte metalice \varnothing 125 – 150 mm, prevazute cu coturi si stuturi de racord, prelungite cu furtunuri flexibile din cauciuc care se introduc prin ferestrele cofrajului.

Transportul betonului de la suprafasa se face cu vagonul automalaxor VAM-5 circuland pe calea ferata cu ecartament de 760 mm. Avand in vedere ca transportul betonului se face de cele mai multe ori concomitent cu alte transporturi tehnologice este recomandabila existenta in galerie a unor duble servind la incrucisare sau asteptare, duble amplasate convenabil functie de lungimea galeriei, amplasamentul fronturilor configuratia in plan, traficul de varf pe galerie etc.

Operatia de turnare propriu-zisa a betonului se executa prin umplerea spatiului dintre peretele galeriei excavate si mantaua cofrajului prin ferestrele de betonare. Se va da o atentie deosebita la turnarea betonului si mai ales la vibrarea lui in partea de jos a cofrajului la contactul cu prefabricatul de radier. In acest scop se vor utiliza obligatoriu vibratoarele de adancime introduse pe ferestrele din manta, pe langa folosirea vibratoarelor de cofraj. Se va urmari ridicarea simultana a planului betonului turnat manevrandu-se furtunele de turnare de o parte si de alta a cofrajului, astfel incat diferenta de nivel intre cei doi pereti sa nu depaseasca 50 cm. In caz contrar este de asteptat ca incarcarea nesimetrica a cofrajului sa produca eforturi mai mari decat cele admise initial in calculele de dimensionare si ca urmare cofrajul sa se deformeze sau chiar sa se rupa. Din aceleasi motive viteza de ridicare pe verticala a betonului nu va depasi 0.5 m pe ora.

• Decofrarea inelului

Dupa trecerea timpului necesar intaririi betonului turnat se trece la operatia de decofrare. Timpul de intarire se va aprecia dupa experienta capatata, in functie de conditiile locale, dupa rezultatele de laborator dar nu va fi in nici un caz mai scurt de 24 ore de la terminarea turnarii.

Lucrarile de decofrare se desfasoara similar cu cele de cofrare reluandu-se aceleasi operatiuni in ordine inversa.

Odata terminata operatia de curatire si ungere a cofrajului cadrul se deplaseaza intr-o noua pozitie de betonare in care se reiau operatiile descrise anterior in aceiasi succesiune [5].

• *Aductiune principala Tau-Sugag din cadrul amenajarii hidroenergetice Sebes*

La aceasta aductiune s-au realizat in conditiile mentionate intre 400 m si 450 m lungime pe luna si front utilizandu-se un car port - cofraj si 70 ml cofraj metalic distribuiti in 3 fronturi de lucru [6].

• *Aductiune principala Raul Mare-Retezat din cadrul amenajarii hidroenergetice Raul Mare*

Aductiunea are o lungime totala de 18428 ml si se compune din patru tronsoane dupa cum urmeaza :

- Priza - Netis 3.352 ml excavata clasic ;
- Netis Valea Mare 4557 ml excavata clasic ;
- Valea Mare - Valea Jurii 5988 ml excavata cu masina de excavat la sectiune plina ;
- Valea Jurii - Castel 4531 ml excavata cu masina de excavat la sectiune plina [6].

Pe tronsonul Priza - Netis s-a lucrat in doua fronturi (unul de numai 100 ml) cu doua instalatii de 60 ml cofraj metalic. Instalatia care a betonat aproape singura tronsonul a obtinut performante intre 120 si 140 ml pe luna, betonarea executandu-se dupa strapungere. De mentionat ca prefabricatele de radier au fost si ele montate tot dupa strapungere.

Pe tronsonul Valea Jurii - Castel unde prefabricatele de radier s-au montat concomitent cu avansul masinii de excavat, betonarea s-a executat tot dupa strapungere.

Performantele maxime au fost 400 - 450 ml pe luna si pe ambele fronturi de betonare [6].

• *Aductiunea Pecineaga din cadrul amenajarii hidroenergetice Dambovita - Clabucet*

Aductiunea are o lungime totala de 9551 ml fiind compusa din trei tronsoane si anume :

- Priza - Dracsin 4203 ml excavatie clasica ;
- Dracsin - Cascor 2179 ml excavatie clasica ;
- Cascor - Castel 3169 ml excavatie clasica ;

Din lungimea totala s-a betonat folosindu-se instalatiile de betonare o lungime de 5400 ml, betonare care s-a executat dupa strapungerea galeriei, restul s-a betonat clasic (cu cintre si cofraje de inventar) la realizarea excavatiei din cauza faptului ca roca a fost slaba.

Pentru betonarea mecanizata s-au utilizat un numar de 6 instalatii cu 105 cofraj metalic repartizate in 4 sau maximum 5 fronturi de betonare. In aceste

conditii s-au realizat 210 ml pe luna si front in total pe galerie, obtinandu-se 700 - 800 ml pe luna [6].

2.4. Concluzii

2.4.1. Avantajele utilizarii instalatiei F.G.O.

Avantajele mai importante ale masinilor de forat galerii la sectiune plina sunt urmatoarele :

- realizarea profilului teoretic de excavatie, fapt ce conduce la eliminarea supraprofilurilor care nu pot fi evitate la saparea cu metode obisnuite ;
- viteze mari de inaintare si ca urmare termene scurte de executie ;
- nederanjarea stabilitatii si rezistentei rocii din zona galeriei ;
- reducerea sau eliminarea lucrarilor de sprijinire, consolidare si finisare la excavatii ;
- economie de beton la executarea captuselii sau posibilitatea utilizarii unei captuseli mai usoare ;
- cantitatea redusa de steril rezultat in urma forarii cu masina si posibilitatea de a utiliza sisteme de evacuare continue, care sunt mai economice decat cele intermitente, necesare in cazul aplicarii metodelor de perforare-impuscare ;
- reducerea apreciabila a lucrarilor de organizare de santier, din cauza efectivului redus de lucru ;
- cheltuieli reduse la capitolul manopera ;
- in terenurile de sub vatra centrelor populate executia galeriei nu aduce prejudicii constructiilor de la suprafata ;
- siguranta personalului care lucreaza cu astfel de mijloace mecanizate este mult imbunatatita, ca urmare a eliminarii majoritatii pericolelor care se pot ivi la folosirea mijloacelor obisnuite de sapare ;
- sectiunea circulara pe care o executa masina de forat la sectiune plina este una dintre cele mai favorabile forme pentru a rezista la presiunile exterioare [11] ;
- rocile din jur cu fisuri si falii nu sunt deranjate de explozii, forarea fiind un procedeu continuu si fara socuri ;
- operatiile de excavare a galeriei sunt in flux continuu si cu suprapuneri, astfel ca excavarea se face in acelasi timp cu transportul, incarcarea sau cu sprijinirea provizorie a rocii ;
- mecanizarea operatiilor este totala : forarea, incarcarea si transportul se executa toate de catre masina ;
- conditiile de aeraj sunt mai simple, nemaexistand gaze de la impuscarea cu explozivi ;
- cu o singura masina se pot excava fronturi lungi de 8 - 10 km si chiar peste 10 km, in conditii de aeraj (puturi de aeraj forate) ;
- avansamentele sunt duble si triple fata de cele care se realizeaza cu metode clasice cu exploziv (in medie 300 - 500 ml/luna) ;

- caile de transport si circulatie sunt mult mai bune, intrucat pe radier se monteaza la front in timpul excavarii prefabricate din beton armat ;
- intretinerea galeriei in urma este mai simpla, iar eventualele infiltratii sunt divizate pe rigola prevazuta in prefabricatul radierului ;
- viteza de transport este de 24 km/h, mai mare decat la alte tehnologii, masina avand o linie foarte solida ;
- instalatiile de aer comprimat, apa pentru forajul umed si aeraj sunt mai simple ; masina nu foloseste aer comprimat decat numai la perforatoarele pentru ancoraj, precum si la stropirea frontului, iar aerajul este mai simplu, neexistand gaze de la impuscarea [13] ;
- transportul vagonetelor se face cu locomotiva cu acumulatori care nu produce gaze ; se poate face si cu locomotiva Diesel [13] .

2.4.2. Avantajele introducerii unei tehnologii de prefabricare a intregului contur al galeriei

Camasiala interioara a galeriilor trebuie sa indeplineasca conditii de calitate foarte bune pentru ca interventiile ulterioare sunt foarte dificile .

Aceste galerii au lungimi foarte mari , presupunand volume mari de lucrari la betonare in conditii ingreunate de dimensiunile de gabarit foarte reduse .

Prin introducerea prefabricatelor pe intreg conturul galeriei s-ar crea mai multe avantaje :

- prefabricatele sunt de calitate superioara betoanelor turnate la fata locului datorita executiei lor in statii special amenajate ;
- se elimina producerea unor defecte de turnare ;
- sunt necesari mai putini muncitori , dar de calificare superioara ;
- se realizeaza avansamente lunare , mult superioare ;
- efortul fizic este mult mai mic ;
- se asigura continuitatea in executia camasuielii galeriei ;
- se reduce volumul de injectii [7] .

Prin montarea prefabricatelor in dreptul griparelor instalatiei de excavare, se asigura inaintarea instalatiei si in zonele cu roca slaba .

Datorita executiei prefabricatelor in poligoane special amenajate se rezolva probleme importante de executie si anume :

- se executa pe timp de vara in avans si se monteaza atunci cand sunt necesare ;
- se executa centralizat la sol de catre persoane instruite in acest scop si se pot urmari calitativ mai usor ;
- se obtine economie de forta de munca ;
- montarea prefabricatelor se poate executa si pe timp friguros ;

In principiu, prin utilizarea prefabricatelor se poate scurta termenul de executie .

CAPITOLUL 3

EFORTURI UNITARE ÎN MASIVE

3.1. Metode clasice

3.1.1. Eforturi unitare în masive nederanjate

Masele de roci din scoarța terestră sunt supuse următoarelor forțe :

- Forțe gravitaționale, care raportate la unitatea de suprafață se manifestă ca o compresiune din presiunea litostatică și care reprezintă greutatea coloanei stratigrafice de roci de deasupra unui anumit strat ;
- Forțe endogene, care dau naștere presiunilor orientate ;
- Forțe exogene, care se datoresc atracției exercitate de corpurile cerești.

Aceste forțe cauzează dezvoltarea unei stări complexe de tensiune în masivul de rocă. O astfel de stare de tensiune are tendința de a produce deplasări și deformații ale particulelor componente ale masei de roci. Deoarece însă o asemenea deplasare nu este posibilă atîta timp cît masa de rocă este constrînsă și nu se poate deforma, tensiunile vor fi acumulate și înmagazinate de masiv sub forma unei stări de tensiune latentă, local situată într-un echilibru labil.

O asemenea stare de tensiune este denumită stare naturală sau primară de tensiune și care poate caracteriza un masiv de rocă din punctul de vedere al comportamentului său la deformare.

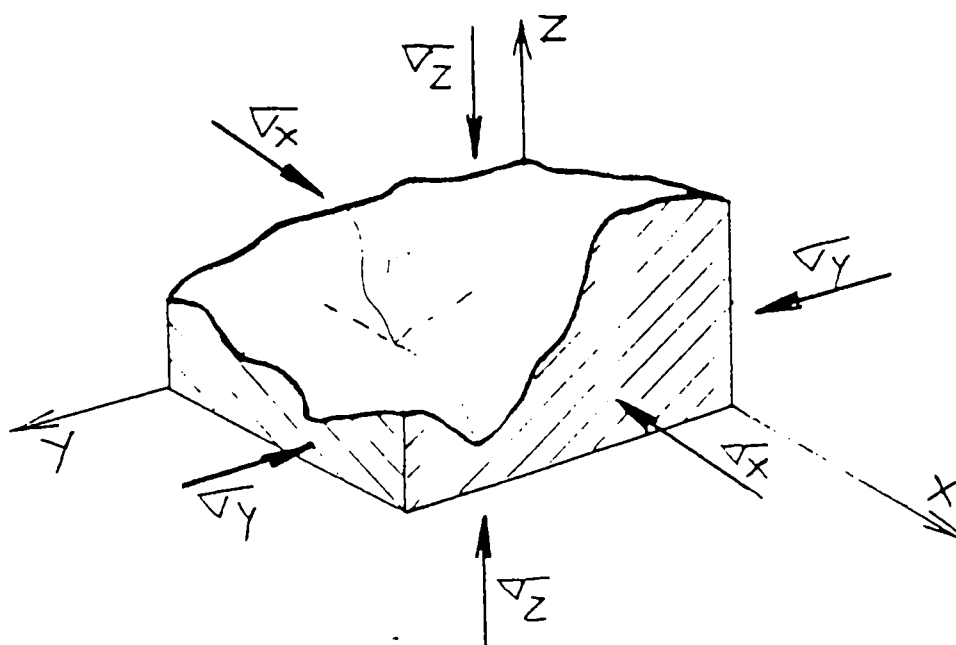


Fig. 3.1.1. Starea naturală de tensiune într-un masiv de rocă

Pentru a rezolva probleme practice și pentru a caracteriza un masiv real de rocă, în funcție de starea de tensiune, teoretic, la limită se pot distinge :

- masiv elastic omogen sau neomogen atunci cînd, dacă se creează posibilitatea unei deplasări, aceasta să fie de natură elastică, adică limita elastică a

roci nu este depășită de starea naturală de tensiune a masivului (rocile casante de tipul bazaltelor, cuarțitelor etc.) ;

- masiv plastic (neelastic) omogen sau neomogen, când deplasarea este neelastică și comportamentul lui poate fi caracterizat prin teoria curgerii plastice (roci ductile) ;

- masiv clastic, când roca este lipsită de coeziune, iar comportamentul la deformare poate fi caracterizat de o stare de tensiune izotropă (hidrostatică după unii autori) și care depinde numai de valoarea unghiului de frecare interioară.

a) Starea naturală de tensiune a unui masiv elastic, omogen și izotrop

Un astfel de masiv se încadrează în grupa corpurilor elastice ideale pentru care se pretează utilizarea legii lui Hooke. El este caracterizat, din punctul de vedere al comportamentului la deformare, de parametrii săi elastici : modulul de elasticitate E , modulul de rigiditate G , modulul volumetric K și de constanta m sau coeficientul μ al lui Poisson ($\mu = \frac{1}{m}$).

În legătură cu mărimea tensiunilor care se creează într-un masiv elastic, omogen și izotrop, există mai multe ipoteze.

• IPOTEZA LUI P. KUHN

Considerându-se complexul de strate din scoarța terestră ca un mediu elastic, omogen și izotrop, și în acel mediu o particulă materială (fig. 3.1.2.), respectiv un cub cu latura egală cu unitatea, aflându-se la adâncimea H , vom observa că particula materială va fi supusă la compresiune de către greutatea stîlpului de rocă, avînd înălțimea H și secțiune transversală egală cu unitatea.

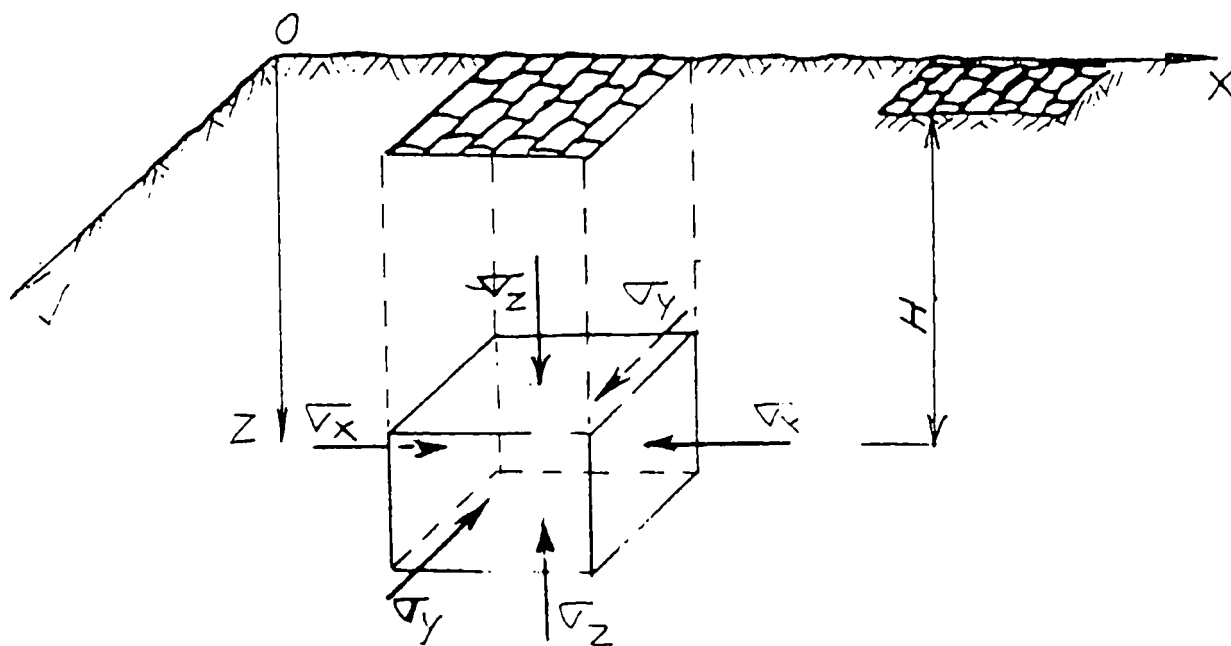


Fig. 3.1.2.

Dacă considerăm o stare de solicitare monoaxială, deformația longitudinală creată de forța de compresiune va fi :

$$\varepsilon_l = \frac{\sigma_z}{E} \quad (3.1.1.)$$

dar
$$\frac{\varepsilon_{lx}}{\varepsilon_l} = \mu \quad (3.1.2.)$$

Deformația după axa x va fi :

$$\varepsilon_{lx} = \mu \frac{\sigma_z}{E} \quad (3.1.3.)$$

Deformația după axa y va fi :

$$\varepsilon_{ly} = \mu \frac{\sigma_y}{E} = \mu \frac{\sigma_x}{E} \quad (3.1.4.)$$

Cubul se află în masiv, deci nu se poate deforma și în acest caz deformația cubului în direcția transversală va fi zero.

Deformația cubului în direcție transversală fiind egală cu zero aceasta este echivalentă cu aplicarea la marginile cubului a unor eforturi $\sigma_x = \sigma_y$ (3.1.5.), care compensează dilatarea provocată de σ_z .

În acest caz deformația rezultată pe o direcție laterală oarecare va fi :

$$\frac{\sigma_x}{E} - \mu \frac{\sigma_y}{E} - \mu \frac{\sigma_z}{E} = 0 \text{ sau} \quad (3.1.6.)$$

$$\sigma_x - \mu\sigma_y - \mu\sigma_z = 0 \quad \text{dar } \sigma_x = \sigma_y$$

$$\Rightarrow \sigma_x - \mu\sigma_x - \mu\sigma_z = 0 \Leftrightarrow$$

$$\sigma_x(1 - \mu) = \mu\sigma_z \Leftrightarrow$$

$$\sigma_x = \frac{\mu}{(1 - \mu)} \sigma_z \quad (3.1.7.)$$

sau
$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{(1 - \mu)} \gamma H \quad (3.1.8.)$$

γ - greutatea volumetrică medie a rocilor.

Dacă direcția axelor x,y și z coincid cu direcția axelor principale ale stării de tensiune a masivului, σ_x, σ_y și σ_z vor fi tensiunile principale și deci :

$$\sigma_3 = \sigma_2 = \frac{\mu}{(1 - \mu)} \sigma_1 \quad (3.1.9.)$$

$$\sigma_3 = \sigma_2 = \frac{\mu}{(1 - \mu)} \gamma H \quad (3.1.10.)$$

Pentru tensiunea tangențială maximă avem :

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} = \frac{1}{2}(\sigma_z - \sigma_x) \quad (3.1.11.)$$

sau
$$\tau_{max} = \frac{\gamma H}{2} \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} \quad (3.1.12.)$$

Deci KUHN stabilește că într-un mediu elastic, omogen și izotrop, repartizarea tensiunilor se face conform relațiilor [45] :

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{(1-\mu)} \sigma_z \quad (3.1.13.)$$

$$\tau_{max} = \frac{\gamma H}{2} \frac{1-2\mu}{1-\mu} \quad (3.1.12.)$$

• IPOTEZA LUI R. FENNER

Starea de tensiuni într-un mediu elastic, omogen și izotrop, neatcat printr-o lucrare subterană, se poate exprima în coordonate polare (fig. 3.1.3.) prin relațiile

$$\sigma_r = \frac{p}{2(m-1)} [m + (m-2) \cos 2\varphi] \quad (3.1.14.)$$

$$\sigma_t = \frac{p}{2(m-1)} [m - (m-2) \cos 2\varphi] \quad (3.1.15.)$$

$$\tau = -\frac{p(m-2)}{2(m-1)} \sin 2\varphi \quad (3.1.16.)$$

în care : $p = \rho_a H$ (3.1.17.)

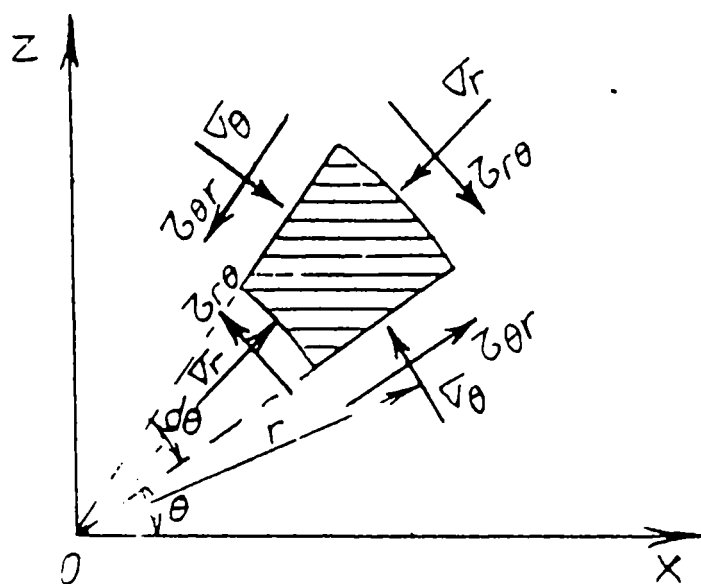


Fig. 3.3. Repartizarea tensiunilor după R. Fenner

În cazul în care cele două tensiuni principale σ_r și σ_t au aceleași valori, relațiile de mai sus devin :

$$\sigma_r = \sigma_t = p = \rho_a H \text{ și } \tau = 0 \quad (3.1.18.)$$

Aceasta este situația epruvetelor încercate în laborator la presiuni triaxiale egale, care, după cum au arătat experimentele, nu se rup, deoarece $\tau = 0$.

Tensiunea σ_y , perpendiculară pe planul xoz este dată de relația [46] :

$$\sigma_y = \frac{1}{m}(\sigma_r + \sigma_t) \quad (3.1.19.)$$

• *IPOTEZA ACAD. A.N. DINNIK*

Studiind repartizarea tensiunilor într-o formațiune de roci, considerată ca mediu elastic, omogen și izotrop, Acad. A.N. DINNIK a stabilit pe cale analitică următoarea distribuție de tensiuni, exprimată în coordonate polare pentru cazul când în interiorul formațiunii respective nu s-au executat lucrări subterane (fig. 3.1.4.).

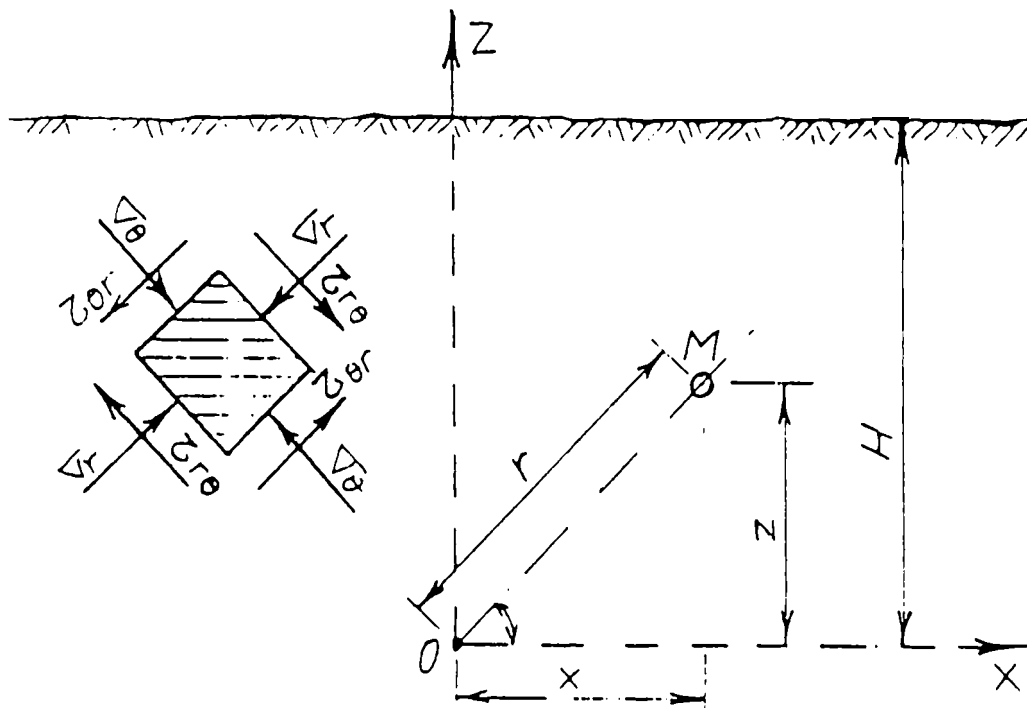


Fig. 3.1.4. Repartizarea tensiunilor într-un mediu elastic, omogen și izotrop, după Acad. A.N. DINNIK.

$$\sigma_r = \frac{\mu\rho_a}{1-\mu}(H - r \sin\theta) \cos^2\theta - \rho_a(H - r \sin\theta) \sin^2\theta \quad (3.1.20.)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\mu\rho_a}{1-\mu}(H - r \sin\theta) \sin^2\theta - \rho_a(H - r \sin\theta) \cos^2\theta \quad (3.1.21.)$$

$$\tau = \frac{(1-2\mu)\rho_a}{1-\mu}(H - r \sin\theta) \sin\theta \cos\theta \quad (3.1.22.)$$

În cazul coordonatelor carteziene, tensiunile din punctul M aflat la distanța \$y\$ de axa absciselor, au valorile :

$$\sigma_y = -\rho_a(H - y) \quad \text{- tens. de compresiune} \quad (3.1.23.)$$

$$\sigma_x = \sigma_z = -\frac{\mu\rho_a}{1-\mu}(H - y) \quad \text{- tens. de compresiune} \quad (3.1.24.)$$

\$\rho_a\$ - densitatea aparentă a rocilor respective.

b) Starea de tensiuni într-un mediu plastic

Roca care după forfecare mai posedă o oarecare coeziune, se găsește în stare plastică.

• IPOTEZA LUI O. MOHR

Starea de tensiuni într-un punct dat din interiorul unui corp solid deformabil se poate reprezenta în mod grafic prin metoda geometrică a lui Mohr (Fig. 3.1.5.).

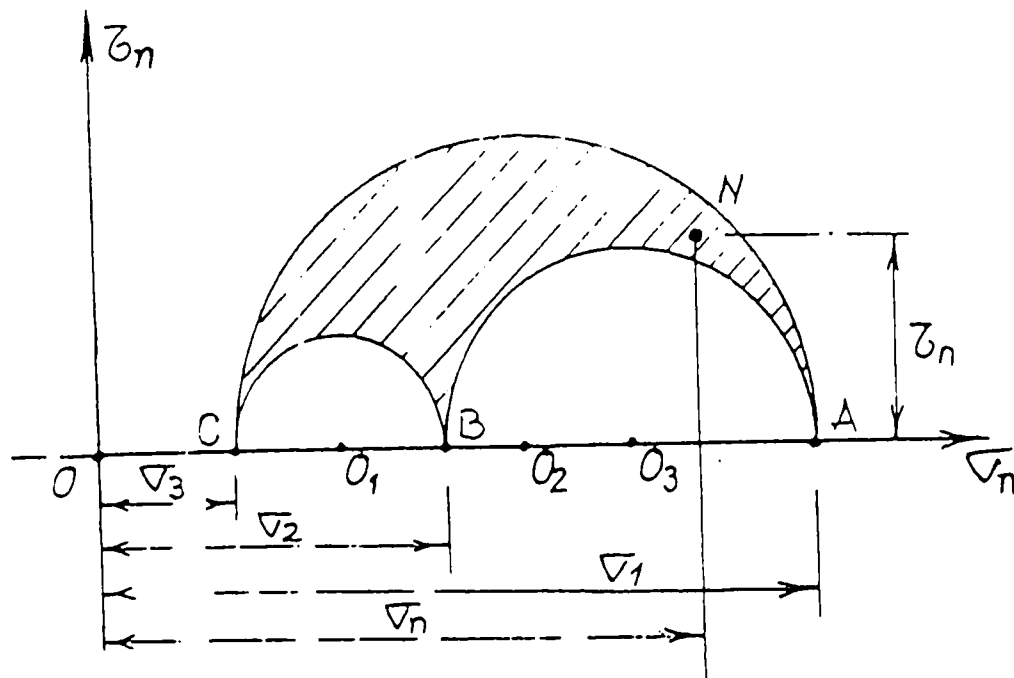


Fig. 3.1.5. Starea de tensiuni într-un mediu plastic metoda geometrică Mohr

Valorile pătratelor cosinusurilor unghiurilor directoare sunt date de relațiile:

$$\begin{aligned}
 l^2 &= \frac{(\sigma_n - \sigma_2)(\sigma_n - \sigma_3) + \tau_n^2}{(\sigma_1 - \sigma_2)(\sigma_1 - \sigma_3)} \\
 m^2 &= \frac{(\sigma_n - \sigma_3)(\sigma_n - \sigma_1) + \tau_n^2}{(\sigma_2 - \sigma_3)(\sigma_2 - \sigma_1)} \\
 n^2 &= \frac{(\sigma_n - \sigma_1)(\sigma_n - \sigma_2) + \tau_n^2}{(\sigma_3 - \sigma_1)(\sigma_3 - \sigma_2)}
 \end{aligned}
 \tag{3.1.25.}$$

Admițînd că $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$, valorile lui l , m , și n vor fi reale, dacă sunt îndeplinite condițiile :

$$\begin{aligned}
 (\sigma_n - \sigma_2)(\sigma_n - \sigma_3) + \tau_n^2 &\geq 0 \\
 (\sigma_n - \sigma_3)(\sigma_n - \sigma_1) + \tau_n^2 &\leq 0 \\
 (\sigma_n - \sigma_1)(\sigma_n - \sigma_2) + \tau_n^2 &\geq 0
 \end{aligned}
 \tag{3.1.26.}$$

Considerate la limită, aceste expresii, reprezintă ecuațiile unor cercuri cu centrul pe axa $0\sigma_n$, care taie această axă în punctele σ_1, σ_2 și σ_3 și au ca raze valorile :

$$\frac{l}{2}(\sigma_2 - \sigma_3) ; \frac{l}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) ; \frac{l}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)$$

Relațiile (1.2.26.) se pot scrie și sub forma :

$$\begin{aligned} \left[\sigma_n - \frac{l}{2}(\sigma_2 + \sigma_3) \right]^2 + \tau_n^2 &\geq \frac{l}{4}(\sigma_2 - \sigma_3)^2 \\ \left[\sigma_n - \frac{l}{2}(\sigma_3 + \sigma_1) \right]^2 + \tau_n^2 &\geq \frac{l}{4}(\sigma_3 - \sigma_1)^2 \\ \left[\sigma_n - \frac{l}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \right]^2 + \tau_n^2 &\geq \frac{l}{4}(\sigma_1 - \sigma_2)^2 \end{aligned} \quad (3.1.27.)$$

Toate punctele din interiorul corpului dat, definite de coordonatele σ_n și τ_n , și care reprezintă vectorul tensiunii din secțiunea dată, se află în interiorul triunghiului curbiliniu hașurat.

• IPOTEZA LUI P.M. TIMBAREVICI

Pornind de la condiția de plasticitate dedusă pe baza ipotezei tensiunilor tangențiale principale :

$$\sigma_z - \sigma_x = \sigma_z - \sigma_y = 2k = \sigma_s \text{ - limita de curgere} \quad (3.1.28.)$$

folosind relațiile stabilite de P.Kuhn ($\sigma_z = \rho_a H, \sigma_x = \sigma_y = \frac{\sigma_z}{m-1} = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_z$), se

deduce adîncimea de la care în jos, rocile trec din starea solidă-elastică, în starea solidă-plastică :

$$H = \frac{1-\mu}{1-2\mu} \frac{\sigma_s}{\rho_a} = \frac{(m-1)}{(m-2)} \frac{\sigma_s}{\rho_a} \quad (3.1.29.)$$

De asemenea, din relația condiției de plasticitate rezultă :

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z - \sigma_s = \rho_a H - \sigma_s \quad (3.1.30.)$$

După P. M. Timbarevici, odată cu creșterea adîncimii H cresc și tensiunile $\sigma_z = \rho_a H$ și $\sigma_x = \sigma_y = \rho_a H - \sigma_s$, iar valoarea limitei de curgere σ_s , care în general este îndeajuns de mică pentru roci, devine din ce în ce mai mică. Rezultă de aici că o dată cu creșterea adîncimii se produce o compensare treptată a tensiunilor σ_x , σ_y și σ_z , adică o apropiere treptată de starea de tensiuni hidrostatice.

• STAREA PLASTICĂ DE TENSIUNI LA ADÎNCIMI MARI

Pentru starea de tensiuni din formațiunile de roci situate la adâncimi mari în scoarța terestră, se dau următoarele relații exprimate în coordonate polare :

$$\sigma_r = \sigma(1 + \sin \rho \cos 2\varphi) - k_1 \quad (3.1.31.)$$

$$\sigma_t = \sigma(1 - \sin \rho \cos 2\varphi) - k_1 \quad (3.1.32.)$$

$$\tau = \sigma \sin \rho \sin 2\varphi \quad (3.1.33.)$$

în care : $\sigma = \sigma_0 + k_1 \quad (3.1.34.)$

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \quad (3.1.35.)$$

σ_1, σ_2 - tensiuni principale ;

ρ - unghiul de frecare interioară al materialului respectiv ;

φ - unghiul de referință al suprafeței față de care se situează starea de tensiuni ;

k_1 - rezistența rupere la tracțiune a materialului.

• IPOTEZA LUI S.G. AVERSIN

S.G. Aversin arată că tensiunile într-un mediu plastic caracterizat printr-un unghi de frecare interioară și o densitate aparentă ρ_a , considerat după direcția a trei axe de coordonate rectangulare au următoarele valori :

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \sigma_z = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \rho_a H \quad (3.1.36.)$$

H - adâncimea la care se consideră starea de tensiuni.

c) Starea de tensiune într-un mediu clastic

Rocile în stare clastică sunt acele roci care nu posedă nici un fel de coeziune. Aceste roci cedează ușor sub acțiunea unei sarcini exterioare și nu mai revin la starea inițială după îndepărtarea sarcinii care a cauzat deformarea.

Din această categorie fac parte nisipul curat, pietrișul curat, precum și rocile asupra cărora acționează tensiuni care sunt egale sau depășesc ca valoare rezistența de rupere la forfecare, reducând coeziunea acestora la zero.

Pentru o astfel de rocă, echilibrul între tensiunile verticale și cele orizontale se realizează pe baza frecării interioare.

Plecînd de la relația :

$$\sigma_1 = Q + j\sigma_3 \quad (3.1.37.)$$

în care :
$$Q = 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3.1.38.)$$

și considerînd coeziunea $c = 0 \Rightarrow$

$$\sigma_1 = j \sigma_3 \quad \text{sau} \quad \sigma_1 = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3 \quad (3.1.39.)$$

$$\text{Deci : } \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{sau} \quad \sigma_3 = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \sigma_1 \quad (3.1.40.)$$

3.1.2. Eforturi unitare în jurul excavațiilor circulare

Generalități

Dacă în interiorul unui masiv oarecare, care are o stare de tensiune bine definită, vom executa o excavație de orice natură, starea de tensiune inițială se strică, creindu-se o redistribuire a tensiunilor.

Pentru a exemplifica modul de redistribuire a tensiunilor, vom considera o placă solicitată cu o forță oarecare P . Dacă în placă nu se execută nici-un orificiu, atunci în orice plan normal față de P (plan AB), mărimea sarcinii este aceeași.

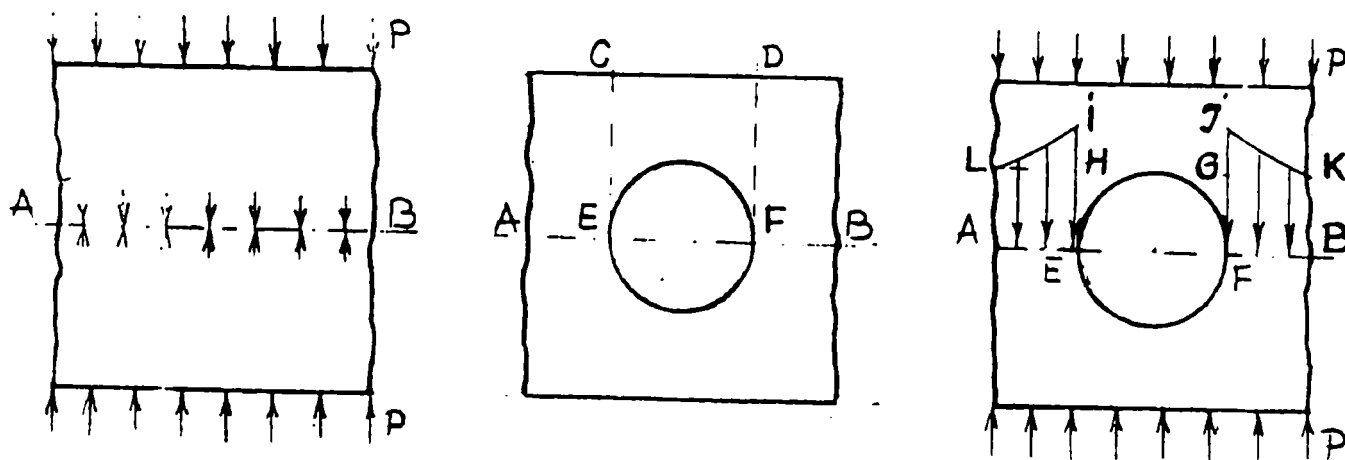


Fig. 3.1.6. Concentrările de tensiuni pe periferia unui orificiu circular

Dacă însă se execută un orificiu în această placă (fig. 3.1.6.b.) sarcina dată de blocul $CDEF$ nu poate fi transmisă prin orificiu și în acest caz, ea va fi redistribuită în jurul orificiului, creindu-se concentrări de tensiuni, care ating valoarea maximă la capetele diametrului orizontal, valoare care descrește pe măsură ce ne îndepărtăm de orificiu (fig. 3.1.6.b și c). Fenomenul este similar și pentru excavațiile subterane [11].

Datorită schimbărilor și mai ales a concentrărilor de tensiuni se produc în tavanul și pereții, iar uneori în vatra galeriei deformații, fisuri, crăpături etc., care au ca urmare desprinderi parțiale, surpări sau alunecări de mase importante de roci sau presiuni cu deformații plastice care tind să micșoreze profilul acestor galerii [11].

Pentru a-și păstra profilul stabilit lucrările subterane trebuie sprijinite. Sprijinirile folosite pot fi : sprijiniri de rezistență, de protecție, de etanșitate sau mixte.

Executarea sprijinirilor presupune cunoștințe aprofundate asupra rocilor în care se execută excavația și asupra modului cum sunt repartizate eforturile unitare în jurul ei.

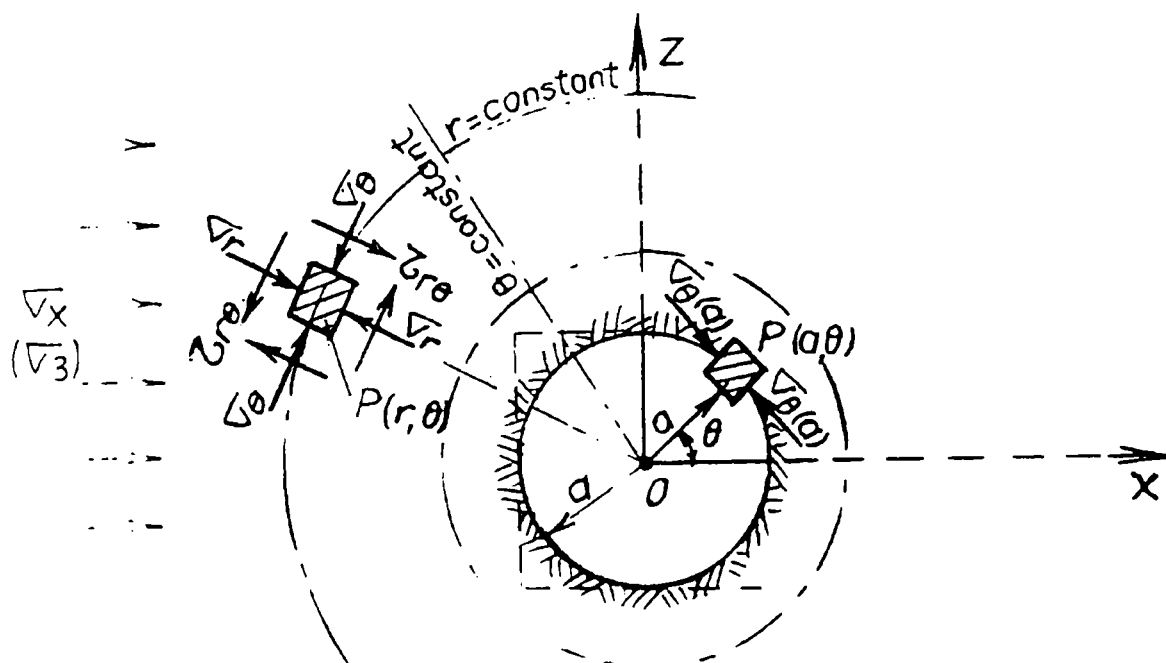
În acest scop s-au întreprins o serie de studii și cercetări care au fost grupate astfel :

- studii și cercetări bazate pe investigații matematice și fizice ;
- studii și cercetări de laborator efectuate pe epruvete de roci naturale și modele de materiale echivalente ;
- studii și cercetări fotoelastice și de fotoelasticimetrie ;
- studii și cercetări teoretice combinate cu observații practice [11].

a) Starea de tensiuni în jurul excavațiilor circulare, executate în medii elastice, omogene și izotrope

O soluție generală a modului de repartizare a tensiunilor dezvoltate în roca elastică, omogenă și izotropă din jurul unei excavații de formă circulară (fig. 3.1.7.), poate fi realizată în funcție de ipoteza considerată cu privire la starea naturală de tensiune a masivului neatcat. Ca urmare, datorită incertitudinii cu privire la mărimea componentelor laterale ale stării naturale de tensiune se pot discuta trei cazuri fundamentale :

- condiția hidrostatică
 - cazul stării naturale de tensiune de origine gravitațională când componenta verticală crește liniar cu adâncimea ($\sigma_z = \gamma_a H; \sigma_x = \sigma_y = \xi_0 \gamma_a H$);
 - în cazul stării naturale de tensiune de origine gravitațională în care componentele laterale sunt nule ($\sigma_z = \gamma_a H; \sigma_x = \sigma_y = 0$)) [46].



Toate aceste situații au fost tratate de către o serie de cercetători sub forma unor ipoteze. /5/

• *IPOTEZA LUI KIRSCH*

Dacă se consideră în jurul unei excavații de formă circulară, un element de volum delimitat de suprafețele cilindrice de rază r respectiv $r + dr$ și de două plane radiale formînd între ele unghiul $d\theta$ (fig. 3.1.8), atunci asupra elementului respectiv vor acționa, normal la suprafețele radiale, eforturi unitare circumferențiale σ_θ și $\sigma_\theta + \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} d\theta$, iar normal la secțiunile cilindrice eforturile unitare radiale σ_r și $\sigma_r + \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} dr$.

De asemenea, normal la suprafețele inelare cuprinse în plane verticale, vor acționa, după axa excavației, eforturi unitare longitudinale σ_z (fig. 3.1.8).

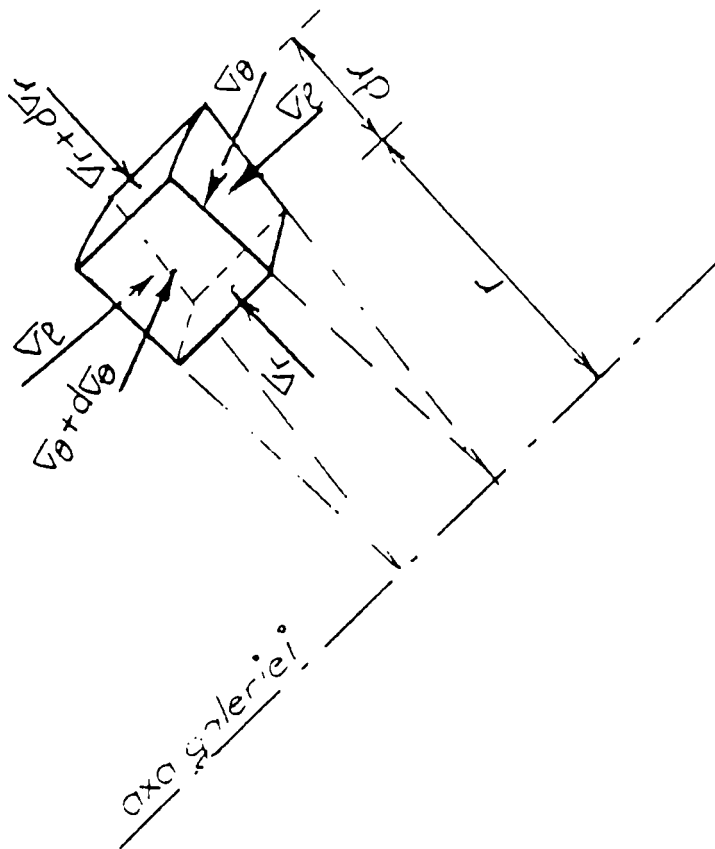


Fig. 3.1.8. Starea de tensiuni în jurul unei excavații în coordonate polare

În afara eforturilor unitare normale în planul secțiunilor elementului vor acționa și eforturile tangențiale τ .

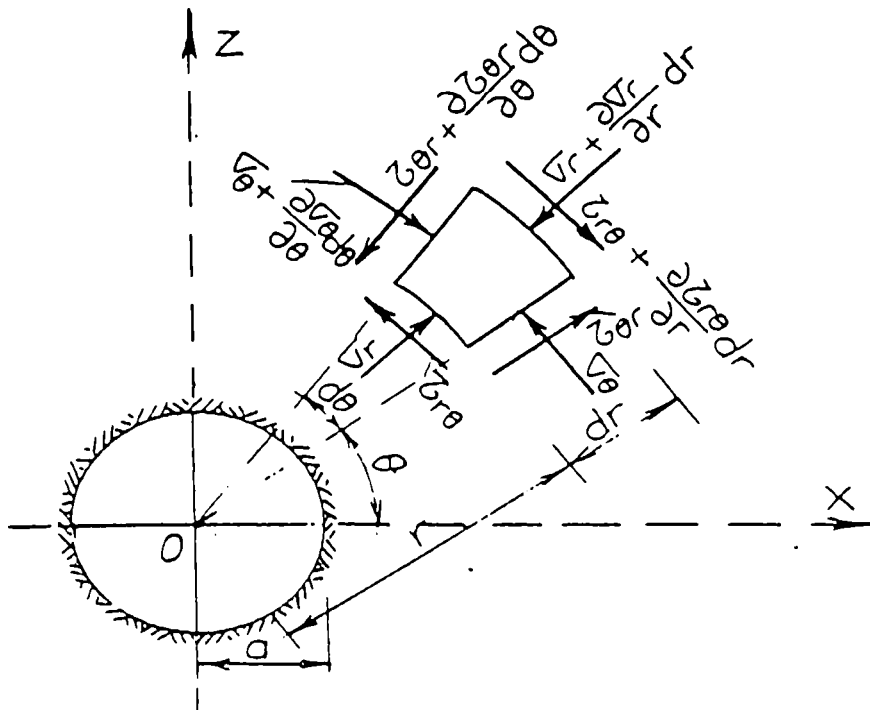


Fig. 3.1.9. Starea plană de tensiuni în jurul unei excavații de formă circulară în coordonate polare

Prin folosirea teoriilor din elasticitatea plană, s-au obținut diferite relații de calcul al eforturilor unitare σ_r , σ_θ și τ .

Pentru determinarea stării de tensiuni într-un masiv de roci, în jurul excavației de secțiune circulară, în practică se folosesc mult relațiile pentru eforturi unitare stabilite de Kirsch.

$$\sigma_r = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \left[1 - \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right] - \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \left[1 - 4 \left(\frac{a}{r} \right)^2 + 3 \left(\frac{a}{r} \right)^4 \right] \cos 2\theta$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \left[1 + \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right] + \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \left[1 + 3 \left(\frac{a}{r} \right)^4 \right] \cos 2\theta$$

$$\tau = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \left[1 + 2 \left(\frac{a}{r} \right)^2 - 3 \left(\frac{a}{r} \right)^4 \right] \sin 2\theta$$

$$\sigma_l = \mu(\sigma_r + \sigma_\theta) = \mu \left[(\sigma_z + \sigma_x) + 2(\sigma_z - \sigma_x) \left(\frac{a}{r} \right)^2 \cos 2\theta \right] \quad (3.1.41.)$$

σ_r - efortul unitar radial ;

σ_θ - efortul unitar circumferențial ;

τ - efortul unitar tangențial ;

σ_l - efortul unitar longitudinal (după direcție paralelă cu axa excavației) ;

σ_z și σ_x - efortul unitar vertical și orizontal în dreptul axei excavației, în masivul de roci intact (neatacat prin lucrări subterane) ;

a - raza excavației ;

r - distanța punctului considerat în masiv, în raport cu centrul excavației

;

θ - unghiul polar față de orizontală ;

μ - coeficientul lui Poisson.

În relația de mai sus, σ_z este egal cu presiunea verticală p a rocii în masivul nederanjat la adâncimea H la care se execută excavația, iar σ_x este egal cu presiunea orizontală a rocii.

Expresiile acestora sunt :

$$\sigma_z = p = \gamma_a H$$

$$\sigma_x = \frac{\mu}{1 - \mu} p = \frac{1}{m - 1} p \quad (3.1.42)$$

$$m = \frac{1}{\mu} - \text{constanta lui Poisson.}$$

Făcînd înlocuirile în formula lui Kirsch se obține :

$$\sigma_r = \frac{p}{2} \frac{m}{m - 1} \left[1 - \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right] - \frac{p}{2} \frac{m - 2}{m - 1} \left[1 - 4 \left(\frac{a}{r} \right)^2 + 3 \left(\frac{a}{r} \right)^4 \right] \cos 2\theta$$

$$\sigma_\theta = \frac{p}{2} \frac{m}{m - 1} \left[1 + \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right] + \frac{p}{2} \frac{m - 2}{m - 1} \left[1 + 3 \left(\frac{a}{r} \right)^4 \right] \cos 2\theta$$

$$\tau = \frac{p}{2} \frac{m - 2}{m - 1} \left[1 + 2 \left(\frac{a}{r} \right)^2 - 3 \left(\frac{a}{r} \right)^4 \right] \sin 2\theta$$

$$\sigma_l = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{m} = \frac{p}{m} \left[\frac{m}{m - 1} + 2 \frac{m - 2}{m - 1} \left(\frac{a}{r} \right)^2 \cos 2\theta \right] \quad (3.1.43)$$

Aceste relații prezintă avantajul că permit determinarea cu ușurință a eforturilor unitare în funcție de coordonatele polare ale punctului, raza r și unghiul θ .

Conform acestor relații, eforturile pe conturul excavației ($r = a$) vor fi egale cu [44]:

$$\sigma_r = 0$$

$$\sigma_\theta = \sigma_z + \sigma_x + 2(\sigma_z - \sigma_x) \cos 2\theta$$

$$\tau = 0$$

$$\sigma_l = \mu [(\sigma_z + \sigma_x) + 2(\sigma_z - \sigma_x) \cos 2\theta] \quad (3.1.44.)$$

sau

$$\sigma_r = 0$$

$$\sigma_\theta = p \frac{m}{m - 1} + 2p \frac{m - 2}{m - 1} \cos 2\theta$$

$$\tau = 0$$

$$\sigma_l = \frac{p}{m} \left[\frac{m}{m - 1} + 2 \frac{m - 2}{m - 1} \cos 2\theta \right] \quad (3.1.45.)$$

• IPOTEZA LUI KERISEL

Ipoteza studiază starea de tensiune creată în jurul unui orificiu executat într-o placă infinită în care $\sigma_z = \sigma_x = \sigma_y = \gamma_a H$.

Cu această condiție avem relațiile :

$$\sigma_r = \gamma_a H \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right)$$

$$\sigma_\theta = \gamma_a H \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (3.1.46.)$$

$$\tau_{r\theta} = 0$$

Grafic repartizarea stării de tensiune este redată în figura 3.1.10.

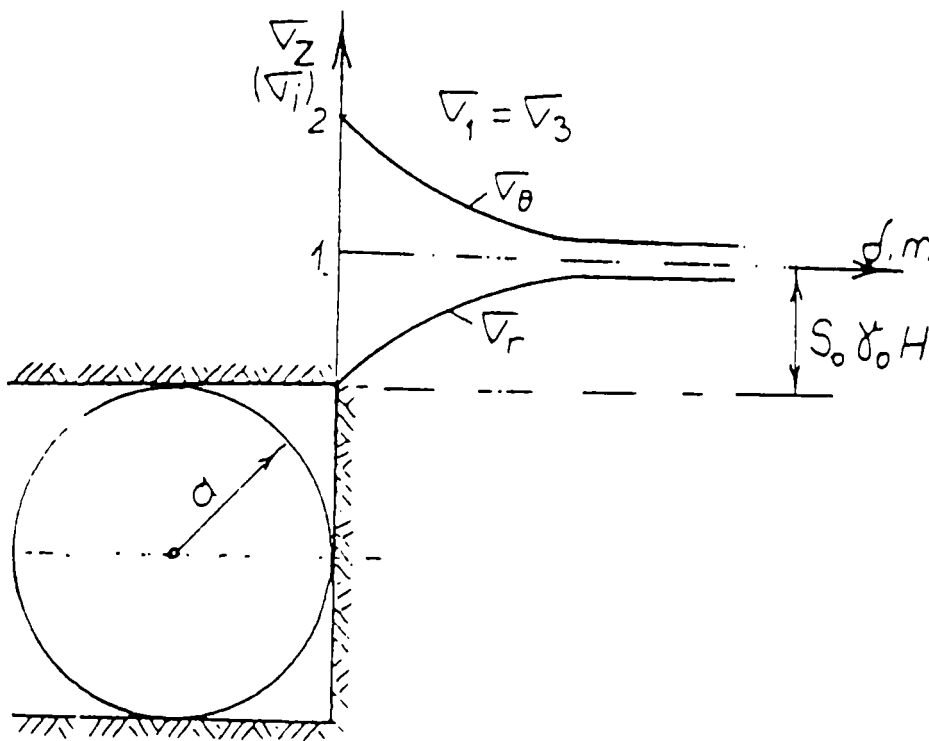


Fig. 3.1.10. Starea de tensiune în ipoteza lui Kerisel.

Analizînd secțiunea echivalentă considerată (fig. 3.1.10) și pe baza ipotezei că starea naturală de tensiune de origine gravitațională este izotropă ($\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$ sau $\sigma_3 = \sigma_2 = \sigma_1$) se constată că asupra stării de tensiune influențează numai coordonata polară r a punctului considerat. În acest caz, coeficientul de concentrare a tensiunilor nou create este :

$$k_\theta = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_x} = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_3} = 2 \quad (3.1.47.)$$

unde : σ_i este componenta normală a tensorului tensiunilor în punctul considerat din masiv.

Componentele stării de tensiune sunt deci de compresiune (fig. 3.1.10), în orice punct pe conturul lucrării analizate. [46]

• IPOTEZA LUI FENNER

Plecînd de la problema orificiului circular executat într-o placă infîinită, Fenner stabilește în coordonate polare relațiile care caracterizează starea de tensiune în jurul unei excavații orizontale executată într-o rocă omogenă, izotropă și elastică, în condițiile preexistenței unei stări naturale de tensiune de origine gravitațională (fig. 3.1.11).

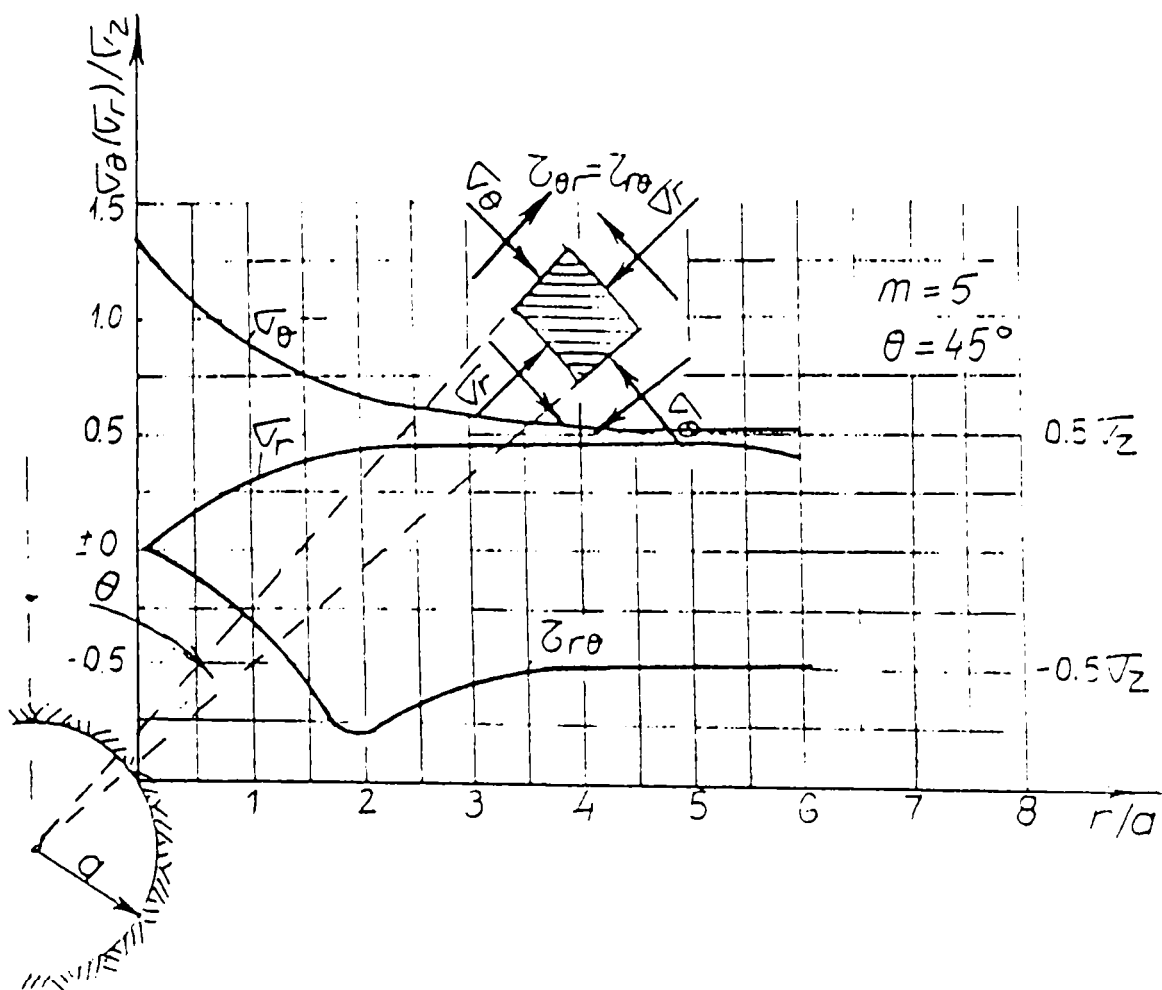


Fig. 3.1.11.

Astfel Fenner propune următoarele relații :

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \gamma_a H \frac{m}{m-1} \frac{r^2 - a^2}{r^2} + \frac{1}{2} \gamma_a H \frac{m-2}{m-1} \left[1 + \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2} \right] \cos 2\theta$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{2} \gamma_a H \frac{m}{m-1} \frac{r^2 + a^2}{r^2} - \frac{1}{2} \gamma_a H \frac{m-2}{m-1} \left[1 + \frac{3a^4}{r^4} \right] \cos 2\theta$$

$$\tau_{r,\theta} = -\frac{1}{2} \gamma_a H \frac{m-2}{m-1} \left[1 - \frac{3a^4}{r^4} + \frac{2a^2}{r^2} \right] \sin 2\theta \quad (3.1.48.)$$

m - coeficientul lui Poisson.

Presupunînd că în situația stării naturale de tensiune de origine gravitațională, se definește un coeficient ξ_0 , prin condiția unei expansiuni laterale complementare oprită. În acest caz se poate scrie pe baza legii lui Hooke că :

$$\varepsilon = \frac{1}{E} \left(\sigma_x - \frac{\sigma_z + \sigma_r}{m} \right) \text{ și } \xi_0 = \frac{1}{m-1} \quad (3.1.49.)$$

În fig. 1.2.9. este redat modul de repartizare a stării de tensiune în jurul unei excavații orizontale de formă circulară, executată într-un masiv de rocă cu $m = 5$, adîncime H , greutatea volumică γ_a , iar $0 \leq \theta \leq 90^\circ / 5$

• IPOTEZA TERZAGHI - RICHARD

Se analizează starea de tensiune pe baza aceleași simetrii cu problema plăcii infinite în care se execută un orificiu circular, dar considerînd ca variabile raportul $\frac{r}{x}$ și θ (fig. 3.1.12.).

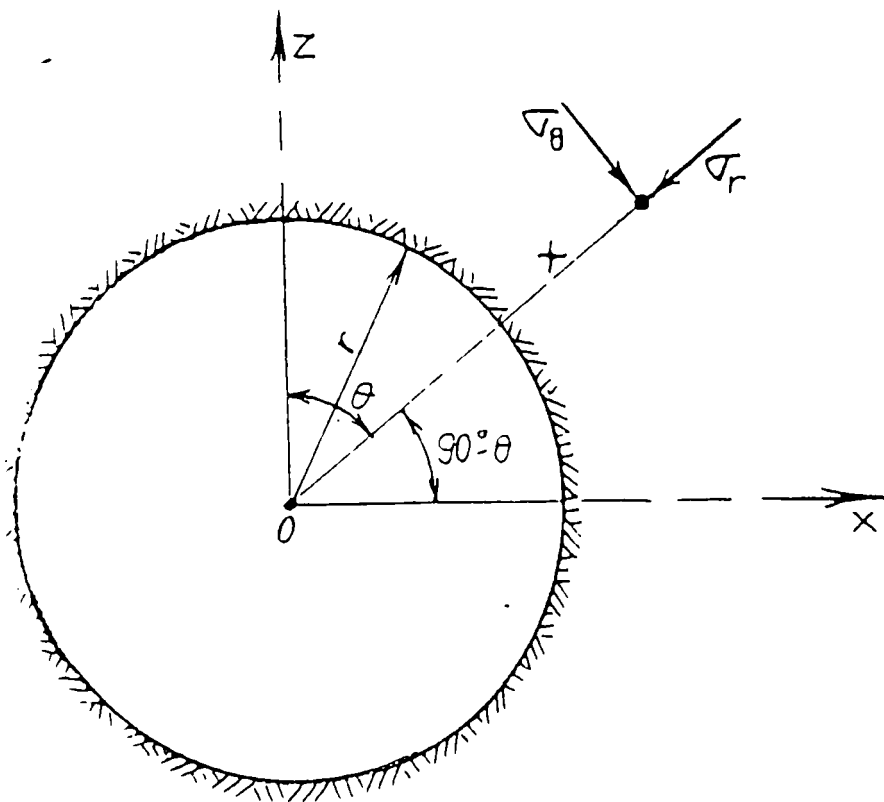


Fig. 3.1.12. Excavație orizontală circulară în contextul ipotezei Terzaghi - Richard.

Mărimea x este măsurată în direcție radială, iar tensiunile sunt studiate numai în punctul p , tensiuni care sunt $\sigma_r, \sigma_{\theta}$ și $\tau_{r,\theta}$. Pentru determinarea expresiilor analitice a acestor tensiuni, autorii presupun că asupra lucrării va

acționa o stare naturală de tensiune $\sigma = \gamma_a H$ de origine gravitațională (fără tensiuni laterale) și deci obțin :

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{1}{2} \gamma_a H \left(1 - \frac{r^2}{x^2} \right) + \frac{1}{2} \gamma_a H \left[1 + \frac{3r^4}{x^4} - \frac{4r^2}{x^2} \right] \cos 2\theta \\ \sigma_\theta &= \frac{1}{2} \gamma_a H \left(1 + \frac{r^2}{x^2} \right) - \frac{1}{2} \gamma_a H \left[1 + \frac{3r^4}{x^4} \right] \cos 2\theta \\ \tau_{r,\theta} &= -\frac{1}{2} \gamma_a H \left[1 - \frac{3r^4}{x^4} + \frac{2r^2}{x^2} \right] \sin 2\theta\end{aligned}\quad (3.1.50.)$$

cu condiția că $x > r$, unde r este raza excavației circulare [46].

b) Starea de tensiuni în jurul excavațiilor circulare, executate în medii cu un comportament neelastic

Pe conturul și în jurul excavațiilor orizontale rocile se pot deforma sau chiar disloca. Imediat după realizarea excavării, practic rocile de pe contur se deformează în mod instantaneu - elastic. O asemenea deformare afectează o regiune considerabilă în jurul excavațiilor și are loc cu o viteză de deformare extrem de ridicată (apropiată de viteza sunetului), dezvoltându-se aproape complet pînă la montarea susținerii, fapt pentru care rămîne neobservată. În cazul rocilor casante deformarea elastică se poate finaliza printr-o fragmentare intensivă. În cazul rocilor ductile aceeași deformare elastică, însă relativ liniștită, este urmată de deformații plastice (curgere plastică), finalizate fie fără o rupere ($C \neq 0$ și $\varphi \neq 0$) sau chiar cu o rupere a rocii înconjurătoare excavațiilor.

Procesul de deformare neelastică și de dislocare pentru roci are loc în decursul unei perioade îndelungate de timp (luni, ani). Există situații cînd masivul de rocă în stare naturală neatacat este rezistent dar fisurat. Realizarea de lucrări în asemenea masive, crează stări de tensiune, cantitativ mai mici decît rezistența rocilor și ca urmare nu cauzează noi fragmentări ale acestuia, ci amplifică local fragmentarea preexistentă prin deplasări și ruperi, produse după suprafețele fisurilor sau a altor heterogenități structurale ce caracterizează masivul în cauză, fapt ce conduce la un anumit tip de comportament, cel al mediilor fisurate. Regiunea masivului de rocă din jurul lucrărilor miniere în care se manifestă deformațiile neelastice sau apare fragmentarea poartă denumirea de zonă de relaxare (fig. 3.1.13.).

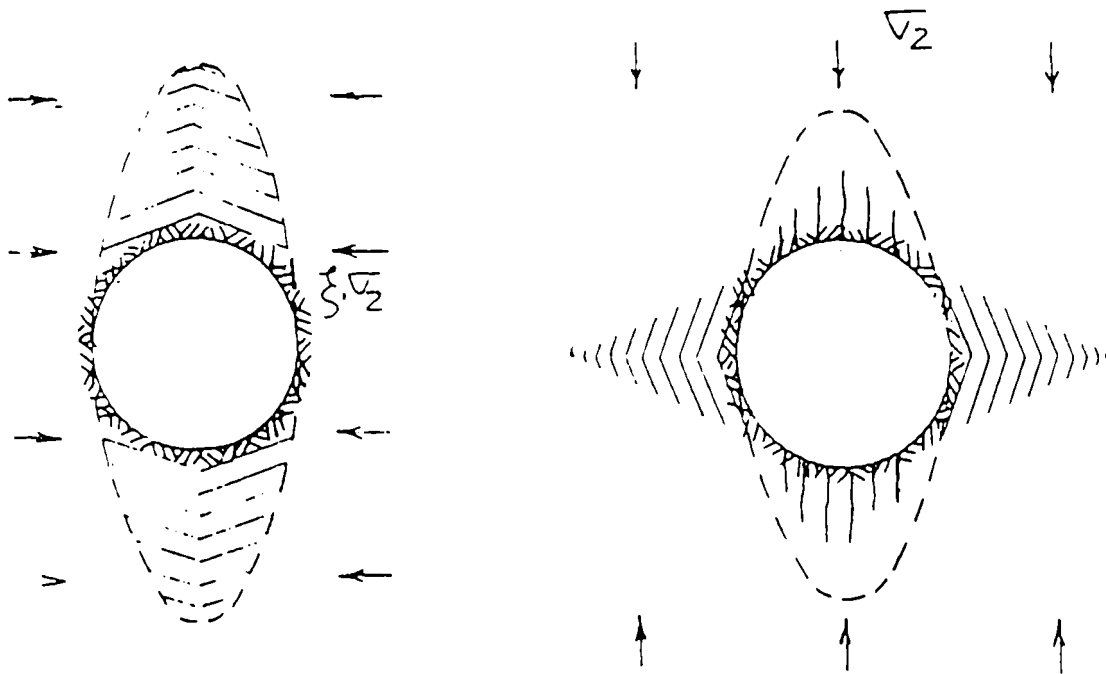


Fig. 3.1.13. Zona de relaxare în jurul excavațiilor

Dezvoltarea procesului de deformare elastic - neelastic - rupere poate duce la zone de relaxare fie de tip plastic, fie elastic (în care roca este parțial sau total sfărâmată), fie la apariția succesivă a tuturor celor trei zone limită : elastică, plastică și elastică.

În baza principiilor plasticității o serie de cercetători au încercat să studieze : modul de repartizare a stării secundare de tensiune în roca cu comportament neelastic de tip plastic din jurul excavațiilor, să determine forma și caracteristicile geometrice ale zonei neelastice ce se formează, să stabilească rolul pe care îl are componenta laterală a stării primare de tensiune asupra valorii eforturilor secundare create pe conturul excavației.

În funcție de condițiile inițiale, de modul de rezolvare a problemei se pot distinge câteva ipoteze : ipoteza lui Kastner, ipoteza lui Fenner, ipoteza Labasse.

• IPOTEZA LUI KASTNER

Studiază prin intermediul teoriei elasticității starea secundară de tensiune din jurul excavațiilor orizontale de formă circulară (fig. 3.1.14.) cu raza a , executate într-un masiv de rocă cu coeziunea C , unghiul de frecare interioară φ , greutatea volumetrică γ_a , rezistența de rupere la compresiune monoaxială σ_c , adâncimea H și o stare primară de tensiune de tip hidrostatic sau izotrop ($\sigma_z = \sigma_x = \sigma_y = \gamma_a H$) [46].

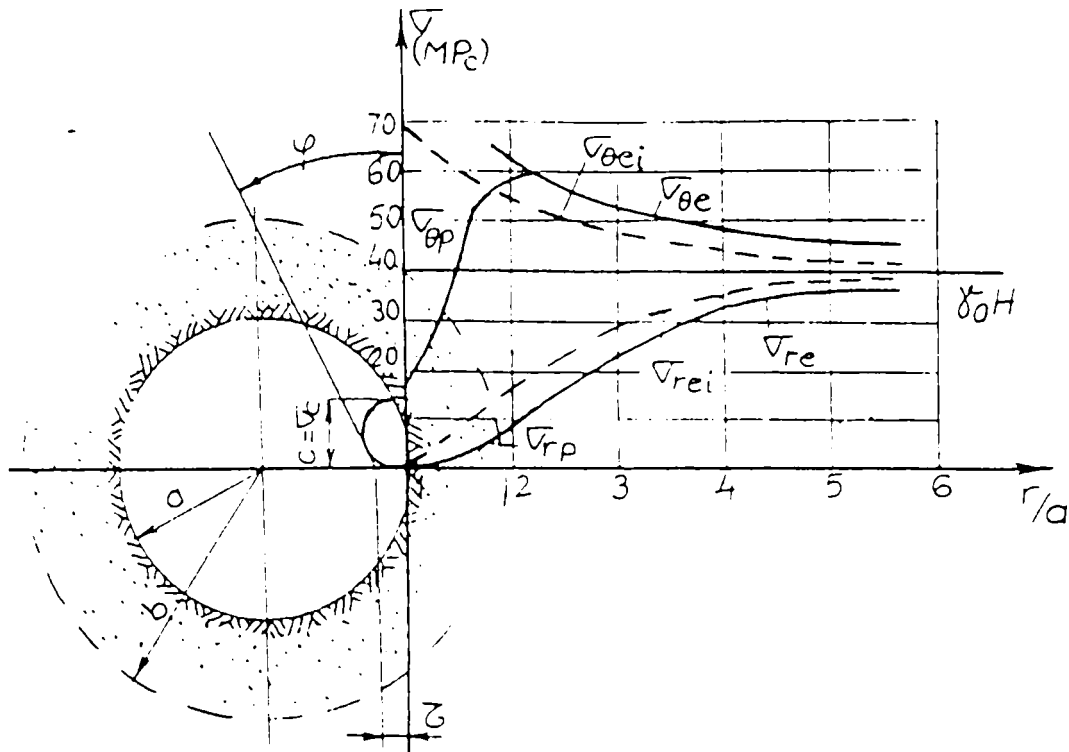


Fig. 3.1.14. Modul de repartizare a tensiunilor în jurul excavațiilor orizontale executate în roca cu un comportament plastic. Ipoteza lui Kastner.

Kastner presupune că în jurul excavațiilor orizontale se formează, după executarea lor, ca urmare a unui comportament de deformare neelastic, o zonă de relaxare de tip plastic (fig. 3.1.14.) [46].

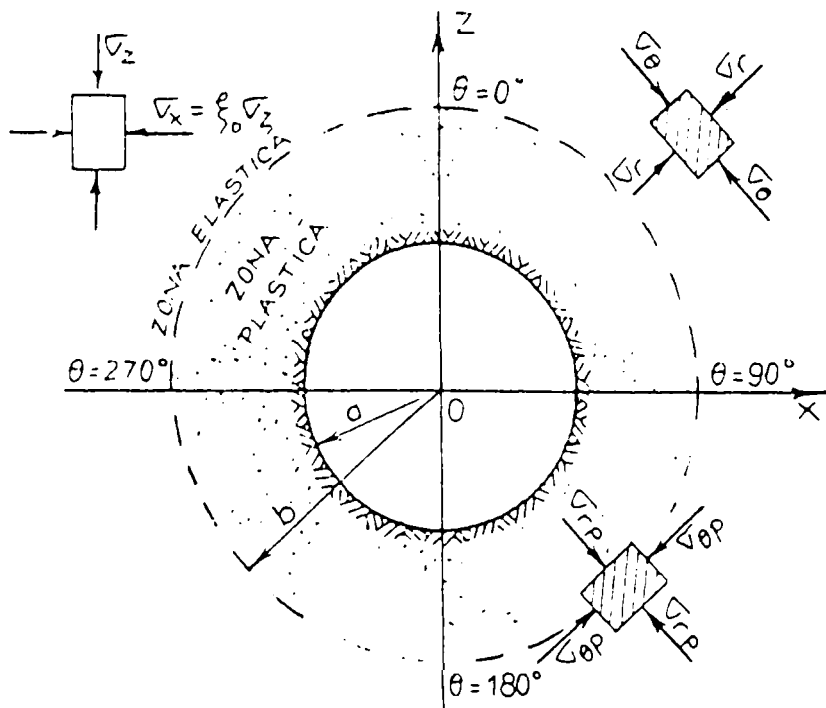


Fig. 3.1.15.

Acceptă, de asemenea, ipoteza de rupere Coulomb - Moher și consideră drept condiție limită pentru deformația plastică, expresia :

$$\sigma_{\theta}^p - j\sigma_r^p - Q = 0 \quad (3.1.51.)$$

în care, pe baza funcției lui Airy, se introduc expresiile componentelor de tensiune și se obține starea secundară de tensiune astfel :

- pentru domeniul plastic

$$\begin{aligned} \sigma_r^p &= \frac{\sigma_c}{j-1} \left[\left(\frac{r}{a} \right)^{j-1} - 1 \right] \\ \sigma_{\theta}^p &= \frac{\sigma_c}{j-1} \left[\left(\frac{r}{a} \right)^{j-1} + 1 \right] \end{aligned} \quad (3.1.52.)$$

- pentru domeniul elastic

$$\begin{aligned} \sigma_r^e &= \sigma_z \left(1 - \frac{b^2}{r^2} \right) + \frac{b^2}{r^2} \sigma_r^{e'} \\ \sigma_{\theta}^e &= \sigma_z \left(1 - \frac{b^2}{r^2} \right) - \frac{b^2}{r^2} \sigma_r^{e'} \end{aligned} \quad (3.1.53.)$$

și raza zonei plastice :

$$b = a \left[\frac{2}{j+1} \frac{\sigma_c + \sigma_z(j-1)}{\sigma_c} \right]^{1/(j-1)} \quad (3.1.54.)$$

în care :

$$j = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}; Q = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad /4/$$

• IPOTEZA LUI FENNER

Fenner utilizează pentru domeniul elastic de deformare funcția de tensiune a lui Airy de forma :

$$\Phi = r^N \sum A_n \cos n\theta \quad (3.1.55.)$$

unde prin A_n s-au notat factorii ce reprezintă parametrii dependenți de condițiile la limită. Presupunând condiții simetrice, apropiate pentru zona de deformare plastică și plecînd de la condiția de echilibru exprimată printr-o ecuație diferențială de forma:

$$\sigma_r^p + r \frac{\partial \sigma_r^p}{\partial r} - \sigma_{\theta}^p + \gamma_a r = 0 \quad (3.1.56.)$$

Fenner obține tensiunile din domeniul de deformare plastic :

$$\begin{aligned}\sigma_r^p &= \sigma_{ra}^p \left(\frac{r}{a}\right)^{k-2} - \frac{\gamma_a}{k-3} \left[a \left(\frac{r}{a}\right)^{k-2} - r \right] \\ \sigma_\theta^p &= (k-1) \sigma_{ra}^p \left(\frac{r}{a}\right)^{k-2} - \frac{k-1}{k-3} \gamma_a \left[a \left(\frac{r}{a}\right)^{k-2} - r \right]\end{aligned}\quad (3.1.57.)$$

unde : pentru $r = a$, $\sigma_r^p = \sigma_{ra}^p$

$$k = 1 + \left[\mu_1 + \sqrt{(1 + \mu_1^2)} \right]^2;$$

μ_1 - coeficientul de frecare interioară ;

$\mu_1 = \lg \varphi$; γ_a - greutatea specifică aparentă a rocii ;

r - raza vectorie.

În cazul tridimensional, condiția tensiunii se poate scrie sub forma :

$$\sigma = \left(\sigma_a - \frac{\gamma_a a}{2k-5} \right) \left(\frac{r}{a}\right)^{2(k-1)} + \frac{\gamma_a r}{2k-5}\quad (3.1.58.)$$

care pentru $\mu_1 = 0,36$ și $k = 3$ devine :

$$\sigma_a = \frac{r}{a} \left(\sigma_{ra}^p \pm a \gamma_a \ln \frac{r}{a} \right)\quad (3.1.59.)$$

unde semnul (-) sau (+) se ia în funcție de valoarea lui θ ; cînd $\theta = 0$ semnul (-), iar cînd $\theta = \pi$ semnul (+).

La limita zonei plastice suma celor două tensiuni principale trebuie să fie egală cu suma celor două tensiuni principale inițiale. Fie această limită situată la

distanța $r = \frac{H}{2}$, deci :

$$\sigma_{ra}^p = \gamma_a a \left(\frac{1}{2} + \ln \frac{H}{2a} \right)\quad (3.1.60.)$$

cu alte cuvinte condiția pentru orice echilibru posibil este aceea ca σ_{ra}^p să nu atingă niciodată această valoare. În general, deci :

$$\left(\sigma_{ra}^p \right)_{min} = \frac{\gamma_a a}{k-3} - \frac{k^2 - 5k + 7}{(k-1)(k-3)} \gamma_a H \left[\frac{2a}{(k-2)H} \right]^{k-2}\quad (3.1.61.)$$

iar zona plastică se va extinde pe o înălțime :

$$r = \frac{k-2}{2} H \quad (3.1.62.)$$

iar dacă $k = 4$, atunci :

$$\left(\sigma_{ra}^p\right)_{min} = \gamma_a \left(1 - \frac{a}{H}\right) \quad (3.1.63.)$$

Astfel, această analiză la făcut pe Fennier să tragă concluzia că zona plastică de deformare se transformă într-o elipsă verticală cu excavația orizontală în focarul mic al acesteia, funcție de rezistența rocii sau de rigiditatea susținerii excavației orizontale (fig. 3.1.16.) [46].

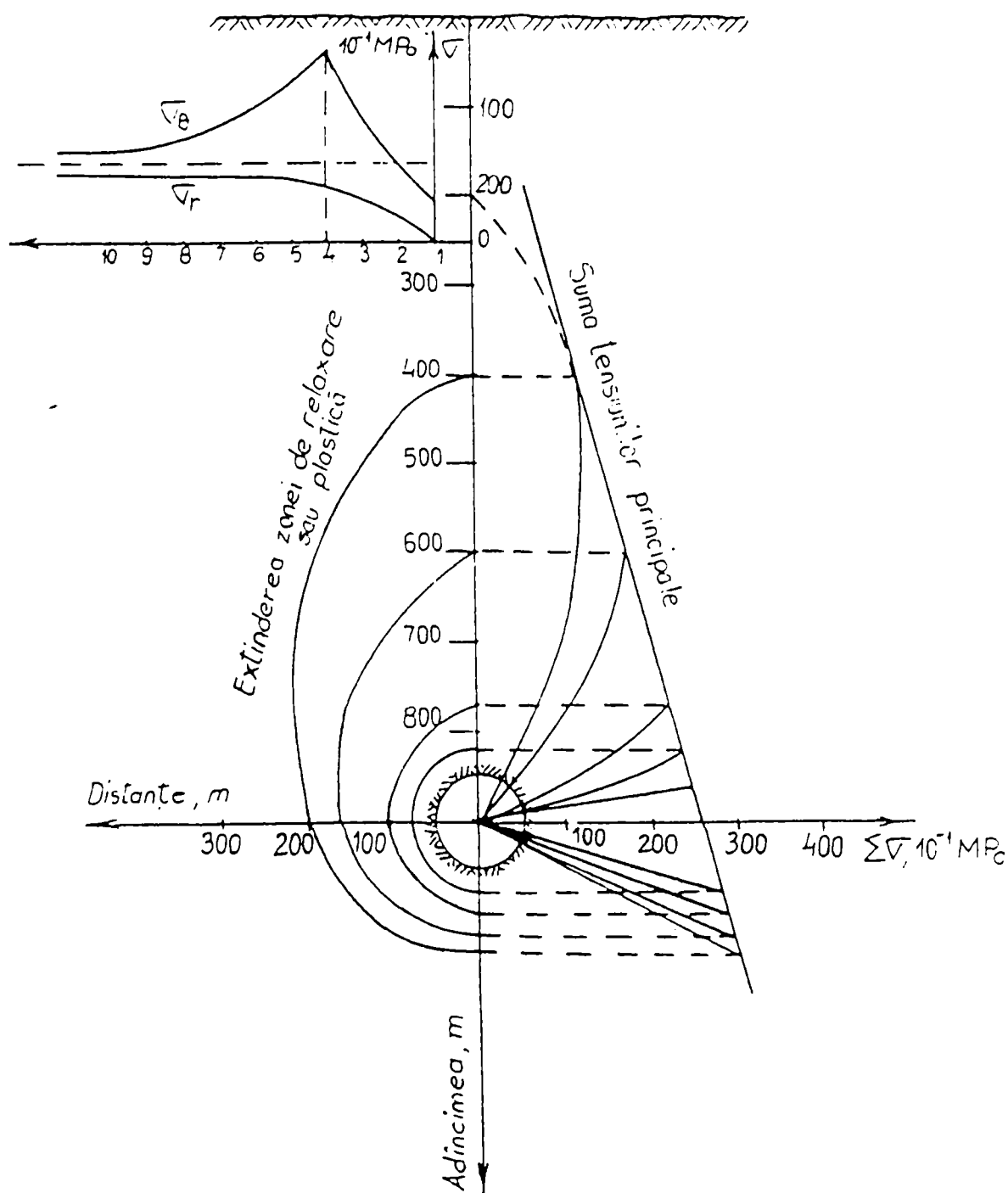


Fig. 3.1.16. Dezvoltarea zonei plastice în funcție de rigiditatea susținerii - ipoteza lui Fenner.

• *IPOTEZA LUI LABASSE*

Labâsse propune următoarele relații pentru starea de tensiune în jurul excavațiilor orizontale :

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \left\{ p_i \left(\frac{r}{a} \right)^{j-1} + \frac{3}{2} \frac{a\gamma_a}{j-2} \left[\left(\frac{r}{a} \right)^{j-1} - \left(\frac{r}{a} \right) \right] \cos\theta \right\} \\ \sigma_\theta &= \left\{ p_i \left(\frac{r}{a} \right)^{j-1} + \frac{3}{2} \frac{a\gamma_a}{j-2} \left[\left(\frac{r}{a} \right)^{j-1} - \left(\frac{r}{a} \right) \right] \cos\theta \right\} \left[\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \right] \end{aligned} \quad (3.1.64.)$$

unde : p_i reprezintă reacțiunea necesară susținerii pentru realizarea echilibrului, respectiv stabilitatea lucrării (identic egală cu acțiunea rocii asupra susținerii)[46].

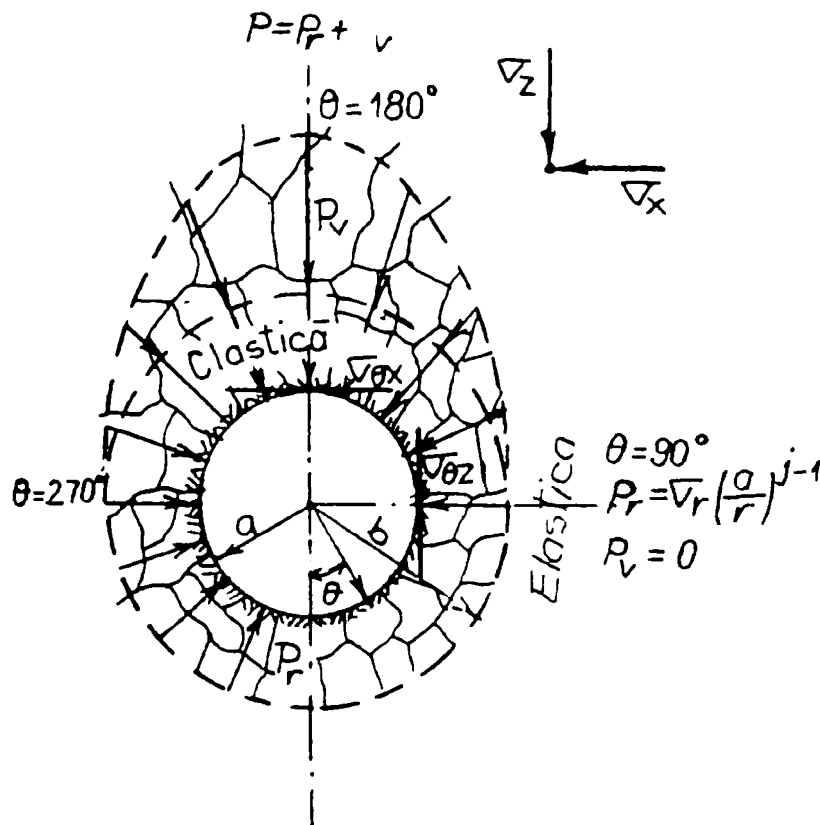


Fig. 3.1.17. Formarea zonelor de relaxare de tip clastic

$$\begin{aligned} k_3 &= \frac{\sqrt{\delta} \operatorname{tg}\varphi_1}{1 - \frac{1}{2}(\sqrt{\delta} \operatorname{tg}\varphi_1)} ; \\ k_4 &= \frac{\sqrt{\delta} C_1}{1 - \frac{1}{2}(\sqrt{\delta} \operatorname{tg}\varphi_1)} ; \\ b_p &= a \sqrt{\frac{2(\sigma k_1 + k_2)(k_3 - k_1)}{(2 + k_1)(k_2 k_3 - k_1 k_3)}} ; \\ b_f &= a^{k_3} \sqrt{\frac{k_2 k_3 - k_1 k_4}{k_4(k_3 - k_1)}} . \end{aligned} \quad [46]$$

3.2. Studiul stării de tensiune în masive omogene și neomogene în jurul galeriilor hidrotehnice orizontale cu ajutorul metodelor numerice

3.2.1. Considerații generale privind studiul stării de tensiune cu ajutorul programului COSMOS

Prin această lucrare se propune calculul stării de tensiune și deformare în masivele omogene și neomogene, după excavarea unei galerii hidrotehnice orizontale cu secțiune circulară, utilizând programul de calcul "COSMOS M".

Atât pentru masivele omogene, cât și pentru cele neomogene, distanța până la care se face discretizarea masivului față de axul central al galeriei este de 10 ori raza acesteia ($R = 10 r$).

Discretizarea se face în planul XOY iar grosimea elementului plan respectiv lățimea plății care se ia în calcul, se consideră a fi egală cu 1 m.

Nodurile periferice ale structurii astfel discretizate se consideră a fi blocate după direcțiile x și y. Astfel spus, deplasările după axa x (u_x) și după axa y (u_y) se consideră a fi nule.

Se definesc 4 suprafețe în cele 4 cadrane ale inelului din masiv, fiecărei suprafețe îi sunt asociate proprietățile materialului din care este alcătuit masivul omogen.

Caracteristicile rocii din care este format masivul din jurul excavatiei circulare sunt date prin următoarele proprietăți :

- modulul de elasticitate [N/mp] ;
- coeficientul Poisson (ν_{XY}) ;
- densitatea materialului DENS [kg/mc] .

Se discretizează fiecare suprafață în parte considerându-se 20 de elemente de-a lungul razei și 10 elemente pe curba ce marchează circumferința galeriei, obținându-se astfel 200 elemente pe un cadran și un total de 800 de elemente

Elementele sunt de tipul PLANE 2D.

Se pun blocajele pe conturul structurii discretizate (fig. 3.2.1.1.)

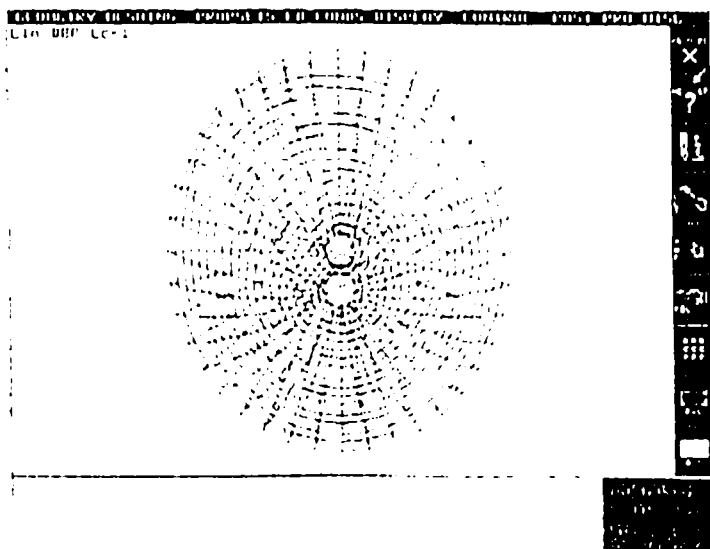


Fig. 3.2.1.1.

Dupa executia calculului cu ajutorul programului COSMOS se obtin urmatoarele diagrame:

- diagramele de eforturi unitare, sigma x si sigma y
- diagramele de eforturi tangentiale
- diagramele de eforturi principale
- diagramele componenteii VONMISES
- deplasariile dupa axa x si y
- deplasarea rezultanta .

Toate aceste eforturi de deplasari pot fi reprezentate atat pe structura nedeformata cat si pe structura deformata .

3.2.2. Descrierea secventelor programelor COSMOS pentru calculul starii de tensiune si deformarii in masive omogene si neomogene

- *Lansarea programului* se face cu subdirectorul GEOSTAR BAT

a) Definirea suprafetelor :

- Se defineste numele problemei
- Se defineste sistemul de axe pentru problema plana.
GEO>DISPLAY-VIEW
- Se defineste caroiajul in care se va lucra
GEO>DISPLAY-GRID-PLANE
- Se definesc incrementele, (pasii), numarul acestora si culoarea caroiajului.
GEO>DISPLAY-GRID-GRIDON.
- Definitia suprafetelor :
 - se definesc punctele:
GEO>GEOMETRI-POINTS-PT
 - se definesc curbele :
GEO>GEOMETRY-CURVES.
 - se definesc suprafetele :
GEO>GEOMETRI-SURFACES-SF 4 CR.

b) Definitia si verificarea proprietatilor materialelor

- Definitia proprietatilor materialelor :
 - se definesc proprietatile grupului:
GEO>PROPSETS-EGROUP.
 - se definesc proprietatile materialelor respective; modulul de elasticitate[ex], coeficientul Poisson [NUXY];
PROPSETS-MPROP
 - se defineste grosimea elementului plan respectiv latimea platului;
GEO>PROPSETS-RCONST

- Verificarea proprietatilor :
 - verificarea proprietatilor grupului
GEO>PROPSETS-EGLIST
 - verificare proprietati materiale
GEO>PROPSETS-MPLIST
 - verificare grosime materiale
GEO>PROPSETS-RCLIST

c) Discretizarea structurii

Se definesc pe fiecare suprafata in parte numarul nodurilor pe element, numarul elementelor pe prima curba si pe a doua curba. Practic se discrediteaza fiecare suprafata asociindu-se materialul care-i corespunde acestuia.

- se discrediteaza suprafata 1 cu proprietatile materialului 2.
GEO>MESHING-PARAM-MEDH-M-SF.
- se activeaza materialul 1.
GEO>CONTROL-ACTIVE-ACTSET
- se discrediteaza suprafata 2 cu proprietatile materialului 1.
GEO>MESHING-PARAM-MESH-M-SF

d) Dezactivarea numerelor pentru puncte, curbe, suprafete.

- GEO>CONTROL-ACTIVE-ACTNUM
- dezactivarea numerelor pentru puncte
Entity>pt
- dezactivarea numerelor pentru curbe
Entity >cr
- dezactivarea numerelor pentru suprafete
Entity>sf

e) Activarea nodurilor si elementelor

- GEO>CONTROL-ACTIVE-ACTNUM
- activarea nodurilor
Entity>nd
- activarea elementelor
Entity>el

f) Se redeseneaza

comanda:PNT

g) Determinarea coordonatelor unui nod

GEO>MESHING-NODES-NIDENT

h) Schimbarea (mutarea) nodurilor

GEO>MESHING-NODES-NMODIFY

În operațiile de mutări (când punctele sunt generate cu suprafețe diferite) trebuie să comprimăm numerele nodurilor (punctelor).

i) Comprimarea nodurilor (punctelor).

- stergerea nodurilor

GEO>MESHING-NODES-NMERGE

- comprimarea propriu-zisă

GEO>MESHING-NODES-NCOMPRESS

j) Se pun blocajele pe conturul stucturii

Se blochează deplasările după x (U_x), după y (U_y), rotațiile după r_x, r_y, r_z .

GEO>FD-CONDS-DISPLMNTS-DND

k) Se pun forțele

GEO>FD-CONDS-FORCES-FND

Forțele sunt pozitive (+) dacă sunt în direcția axelor.

l) Pregătire pentru rulare

- Se verifică dacă elementele au caracteristicile stabilite anterior;

GEO>MESHING-ELEMENT-ELIST

- Se dezactivează numerele de noduri și elemente, deoarece nu mai sunt necesare în continuare;

m) se pregătesc informațiile pentru tipul de rulare

GEO>CONTROL-OUT PUT-OPS-PRINT-NDSET

GEO>CONTROL-ANALYSIS-RENUMBER

cer să calculeze eforturile și deformațiile

GEO>CONTROL-ANALYSIS-STRESS

- verificarea datelor de intrare

GEO>CONTROL-ANALYSIS-DATA-CHECK

- se face analiză statică

GEO>CONTROL-ANALYSIS-ASTATIC

- se salvează tot înainte de execuție

GEO>CONTROL-UTILITY-SAVE

n) Execuția calculului

- execuția verificărilor presemnalizate anterior

GEO>CONTROL-EXECUTIE-R.CHECK

- execută calculul static

GEO>CONTROL EXECUTIE-R.STATIC

o) Operații de post procesare

GEO> POST-PRO- P.ACTIVE-ACT POST

GEO>POST-PRO -P.ACTIVE-ACT STR

- se tipăresc eforturile $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ și deformațiile

GEO>POST-PRO-P.PLOTS-DEF.PLOT

- salvarea imaginii intr-un fisier din zona grafica intr-un fisier imagine (pentru tiparirea imaginii);

GEO>CONTROL-DEVICE-IMAGESAV.

p) • *reprezentarea eforturilor*

GEO>POST-PRO-P.PLOT

- se salveaza imaginea .

GEO>COTROL-DEVICE-IMAGESAV

- se salveaza toate operatiile (activarile facute anterior);

GEO>CONTROL-UTILITY-SAVE.

3.2.3. Studiul starii de eforturi in masive omogene .

Masivele in care modulul elasticitate ramane constant [$E=\text{constant}$] sunt considerate masive omogene.

La discretizarea structurii, celor 4 suprafete le sunt asociate proprietatile unui singur material.

Pentru a exemplifica calculul starii de eforturi si deformatii in masivele omogene am luat in considerare 5 materiale care pot fi clasificate astfel :

• Roci cu duritate mijlocie

- marne argiloase

$$N = 0.12$$

$$E = 1.7 \cdot 10^9 \text{ N/mp}$$

$$D = 2000 \text{ kg/mc}$$

- gresii marnoase

$$N = 0.028$$

$$E = 3.44 \cdot 10^9 \text{ N/mp}$$

$$D = 2100 \text{ kg/mc}$$

• Roci destul de slabe

- sisturi cuarzo-cloritoase

$$N = 0.063$$

$$E = 6.13 \cdot 10^9 \text{ N/mp}$$

$$D = 2500 \text{ kg/mc}$$

- gresii argiloase

$$N = 0.028$$

$$E = 3.44 \cdot 10^9 \text{ N/mp}$$

$$D = 2600 \text{ kg/mc}$$

• Roci slabe

- argile

$$N = 0.17$$

$$E = 3.2 \cdot 10^9 \text{ N/mp}$$

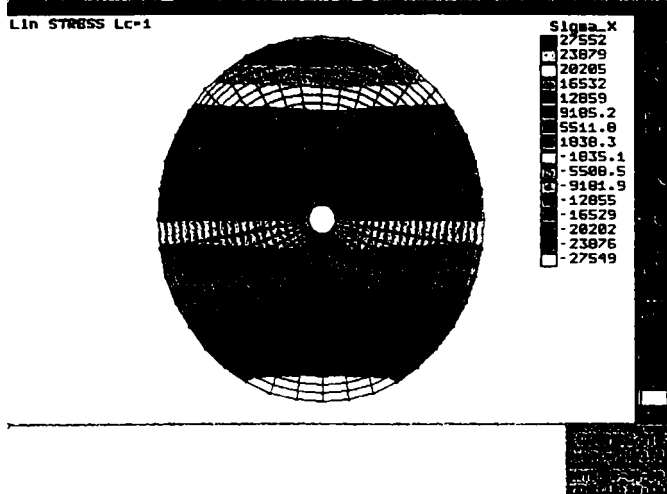
$$D = 1800 \text{ kg/mc}$$

Dupa rularea programului se obtin diagramele de eforturi si deformatii.

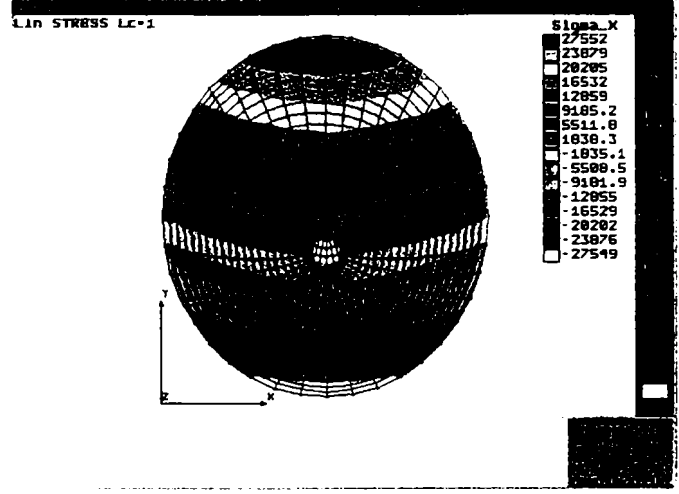
Acestea sunt salvate in fisiere imagine si transferate apoi in fisiere WORD .

Se pot obtine si diagramele de variatie a componentei VONMISES, conform ANEXEI .

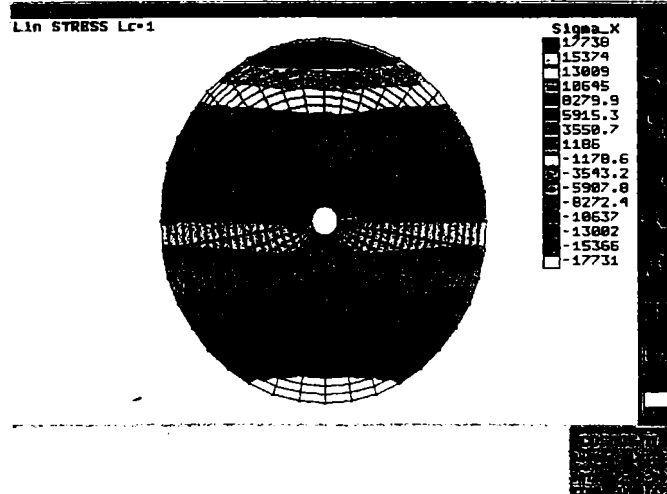
Marne argiloase



Starea de eforturi pe structura deformata



Sisturi marto – cloritoase



Argile

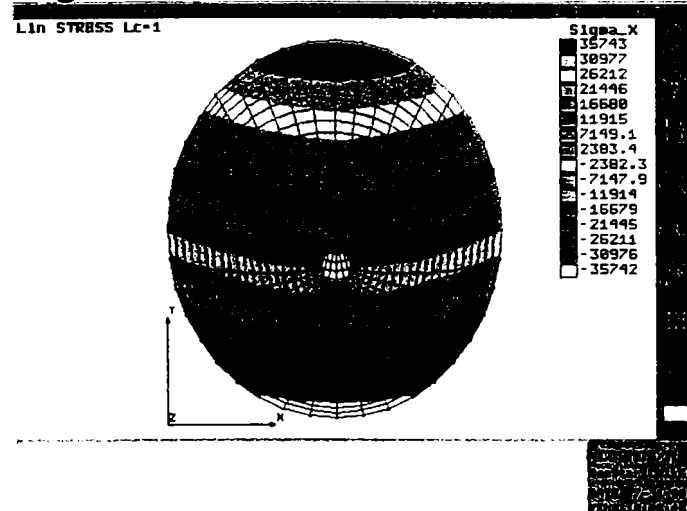
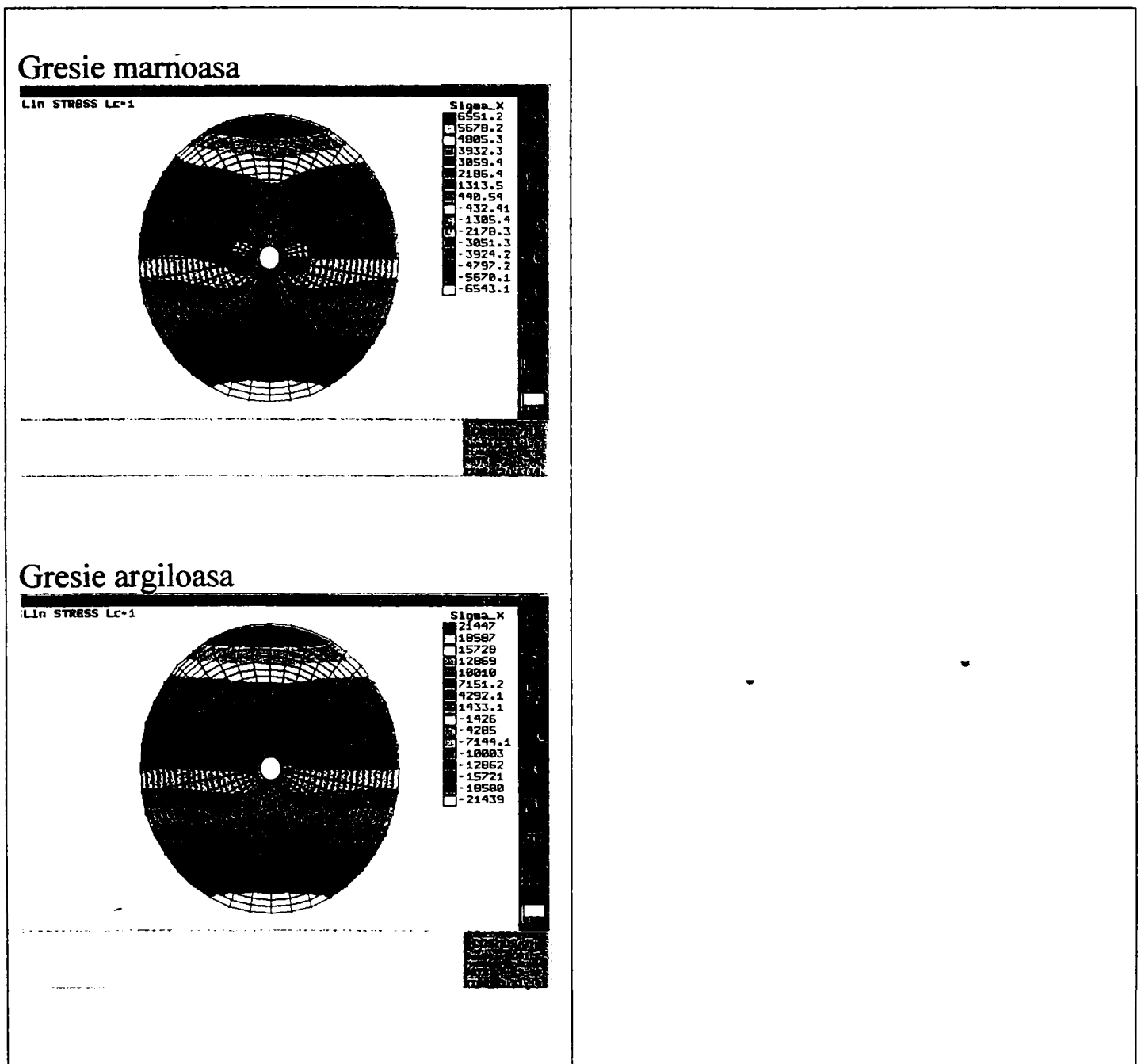
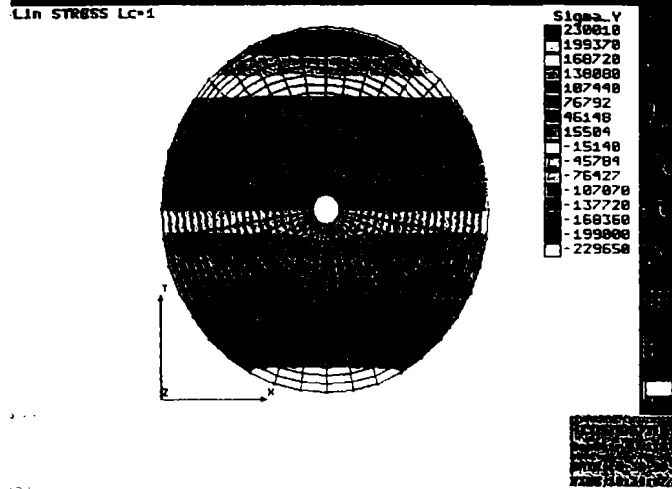


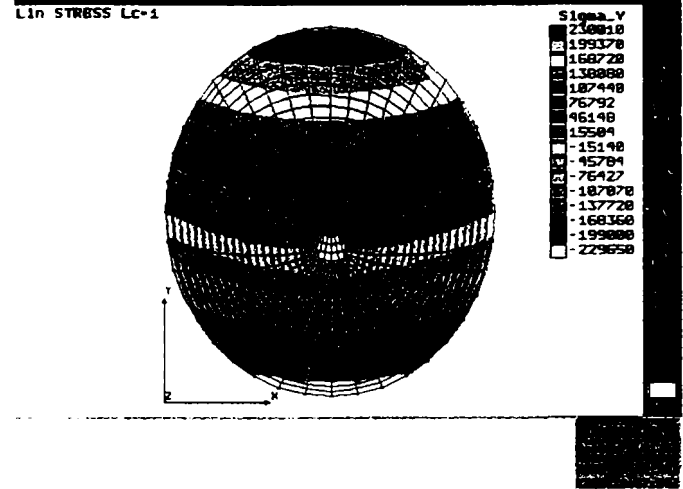
Fig. 3.2.3.1. Starea de eforturi unitare σ_x

Fig. 3.2.3.2. Starea de eforturi unitare σ_x

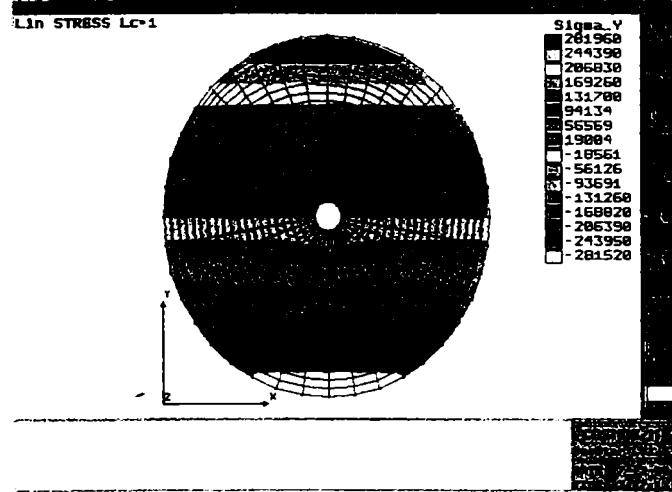
Marne argiloase



Starea de eforturi pe structura deformata



Sisturi cuarzo – cloritoase



Argile

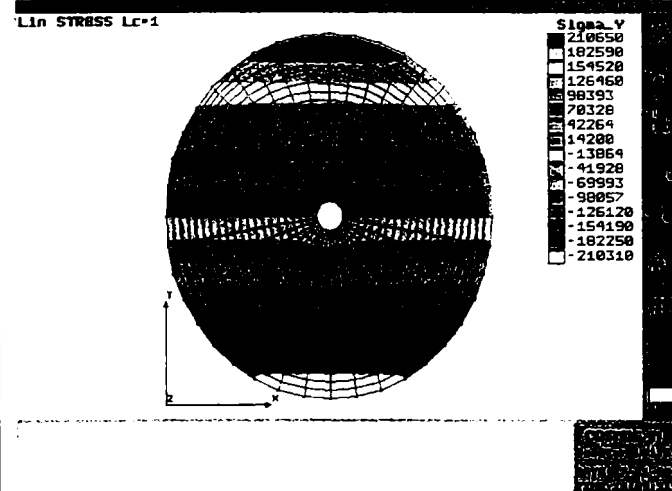
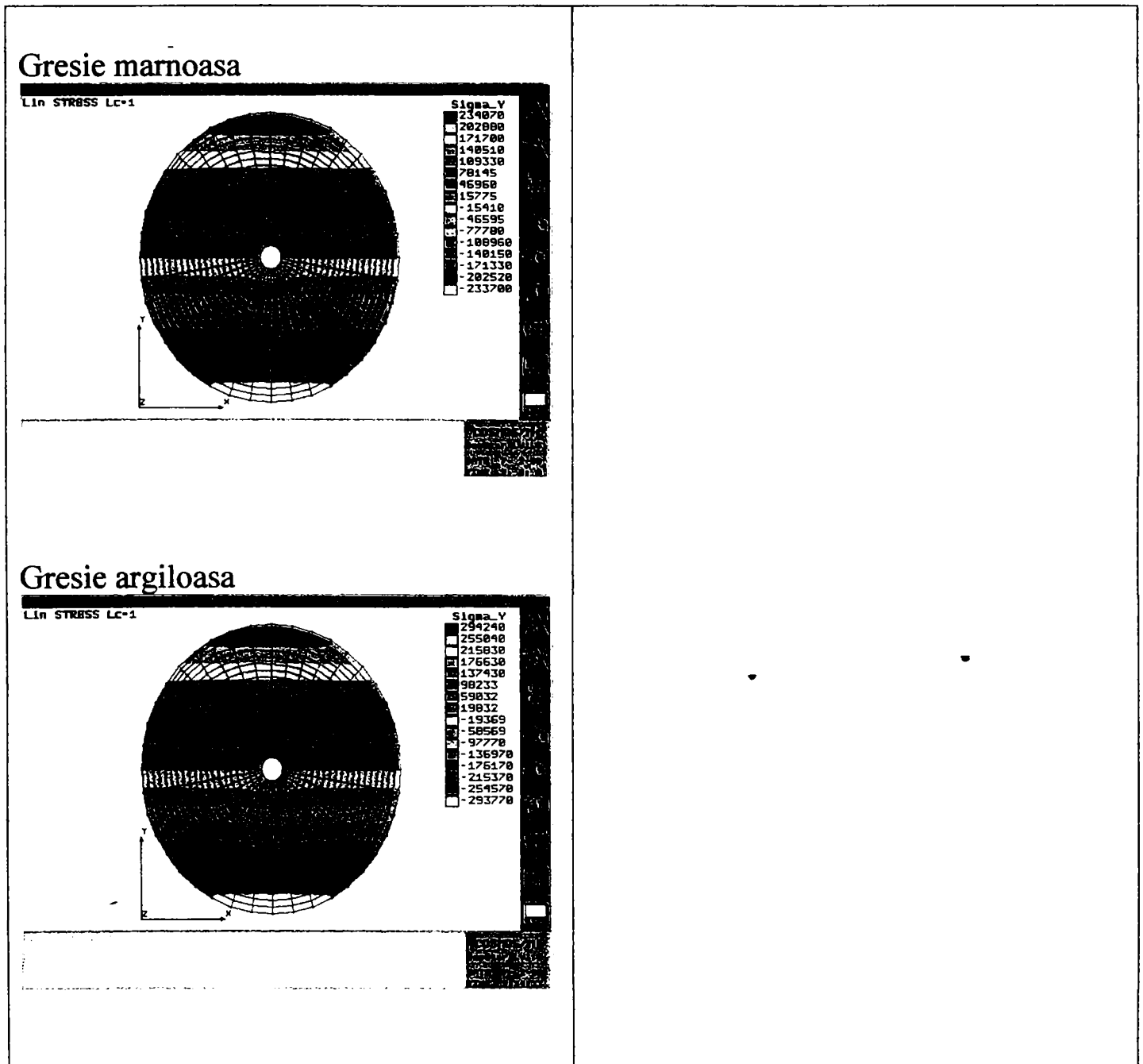
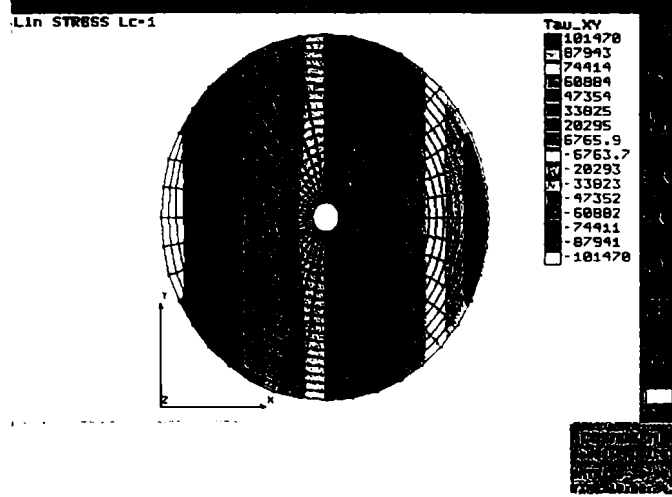


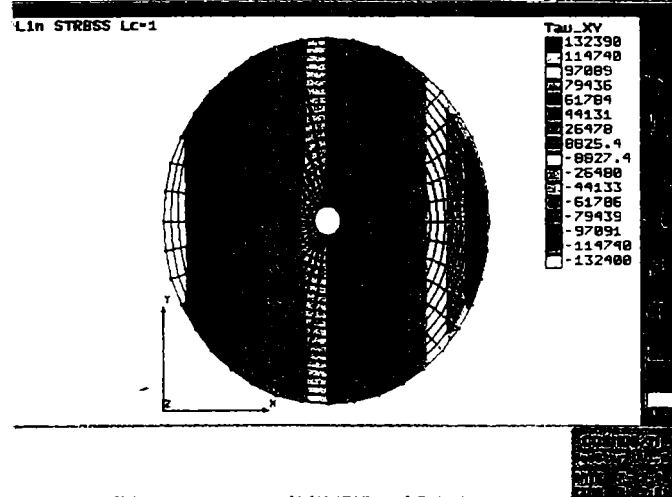
Fig. 3.2.3.3. Starea de eforturi unitare σ_y

Fig. 3.2.3.4. Starea de eforturi unitare σ_y

Marne argiloase



Sisturi cuarzo – cloritoase



Argile

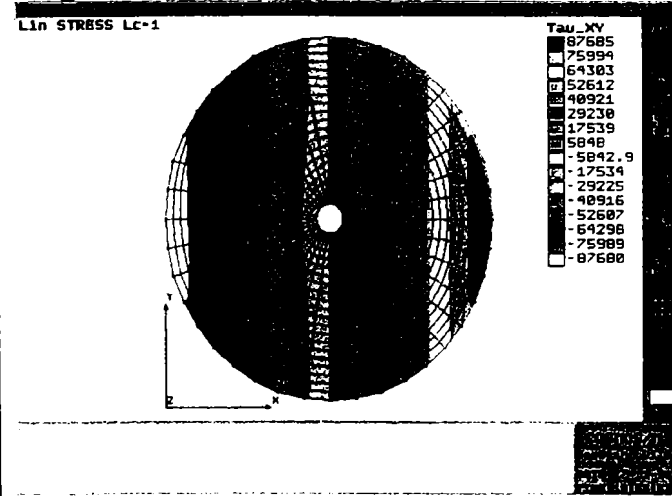
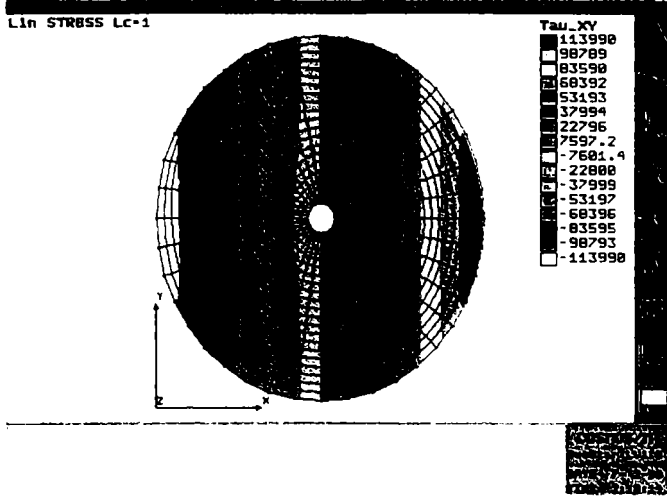


Fig. 3.2.3.5. Starea de eforturi unitare Tau_{XY}

Gresie marnoasa



Gresie argiloasa

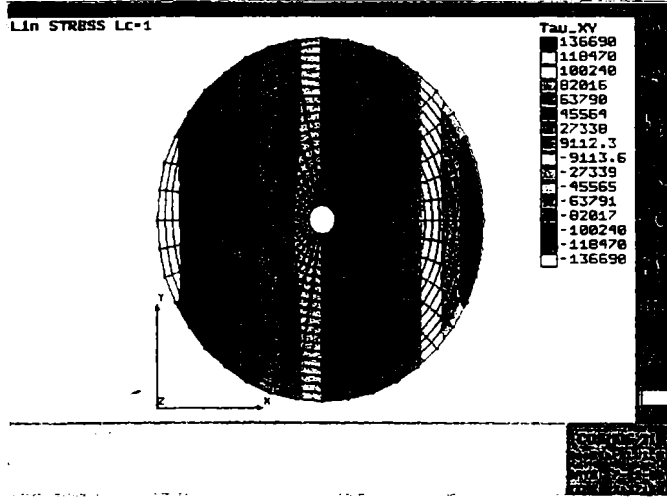
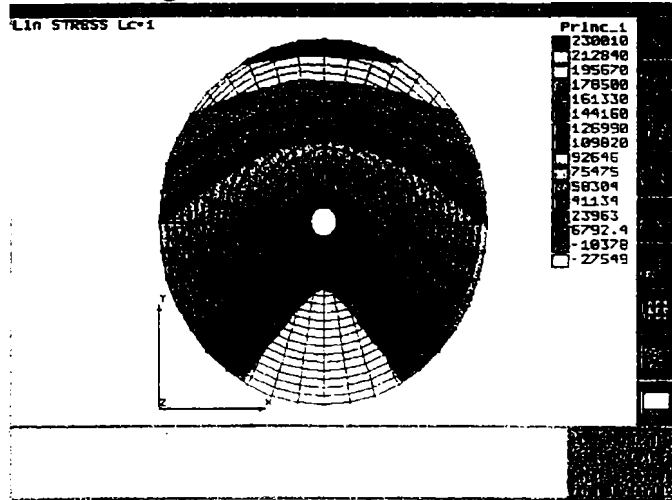
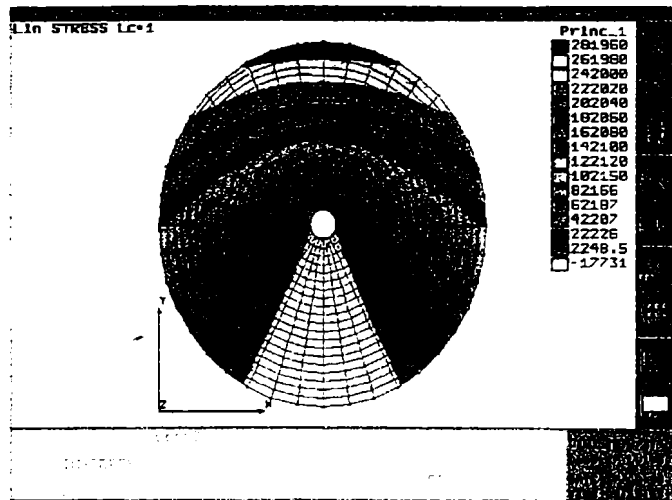


Fig. 3.2.3.6. Starea de eforturi unitare Tau_{XY}

Marne argiloase



Sisturi cuarzo – cloritoase



Argile

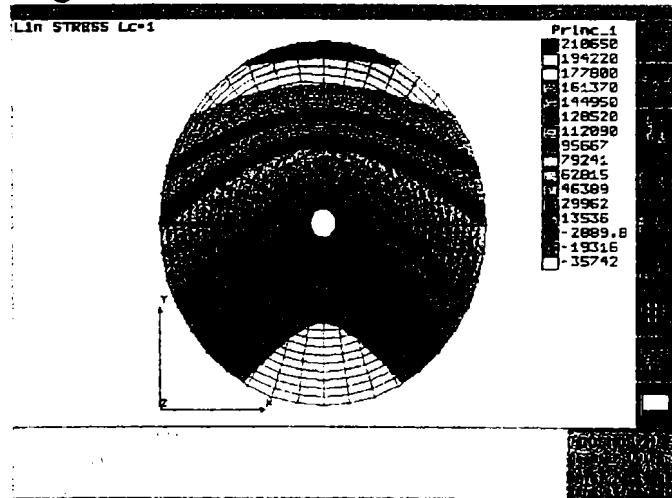
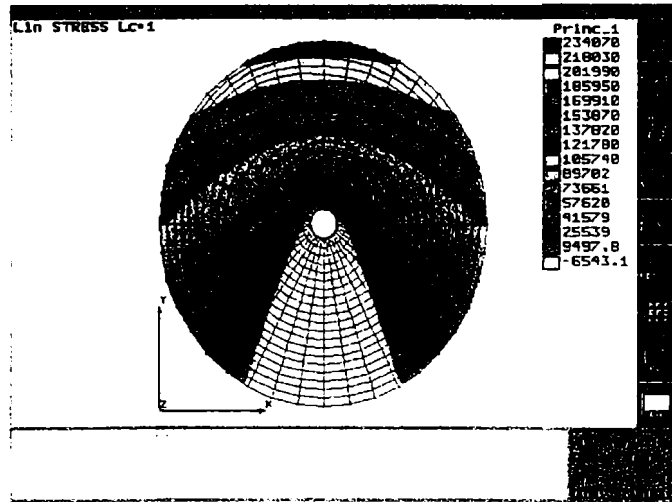


Fig. 3.2.3.7. Starea de eforturi unitare *Principala_1*

Gresie maroasa



Gresie argiloasa

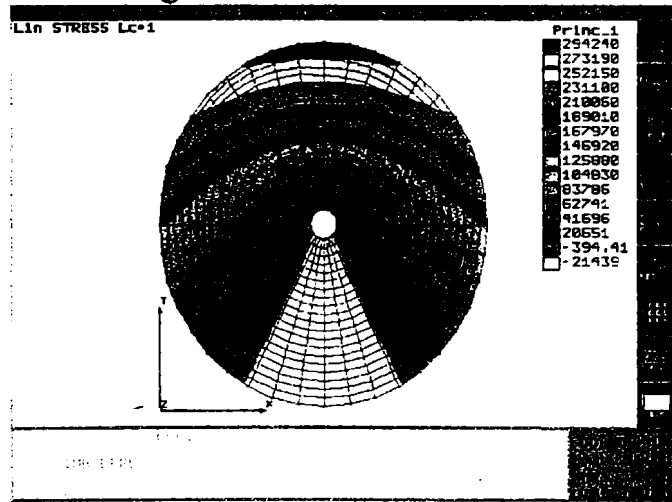
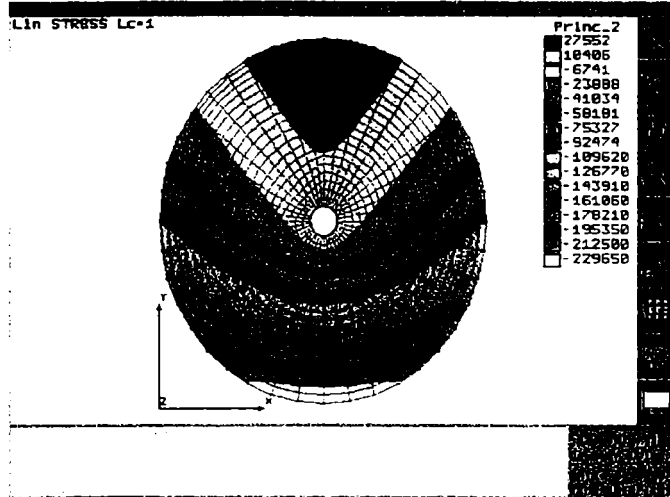
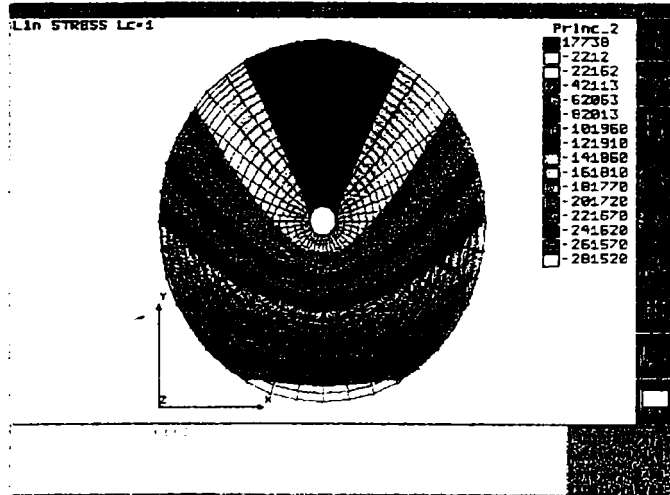


Fig. 3.2.3.8. Starea de eforturi unitare *Principala_1*

Marne argiloase



Sisturi cuarzo – cloritoase



Argile

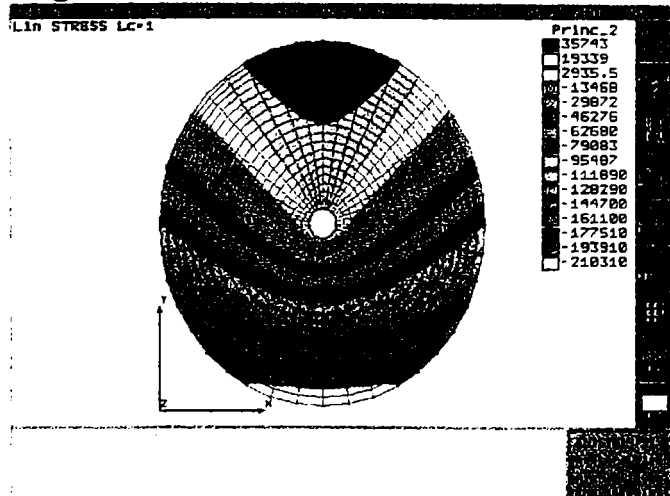
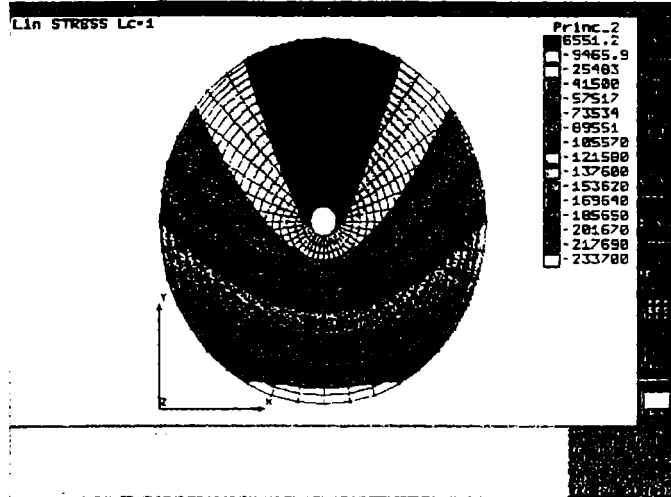
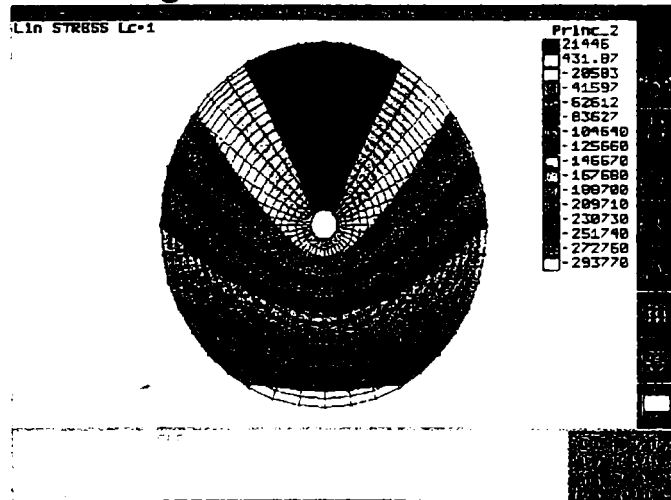


Fig. 3.2.3.9. Starea de eforturi unitare *Principala_2*

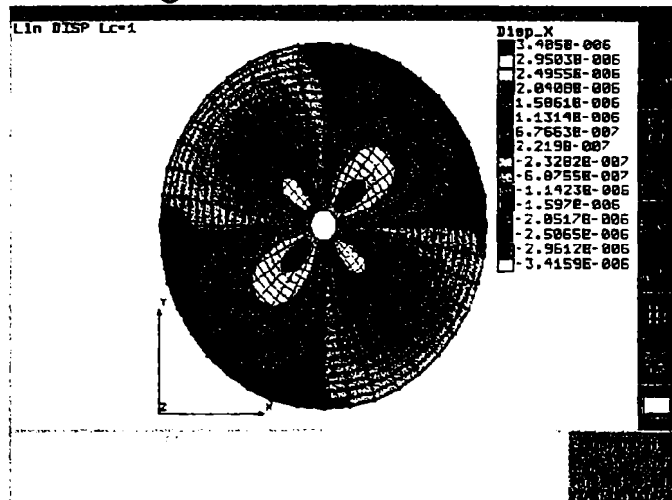
Gresie marnoasa



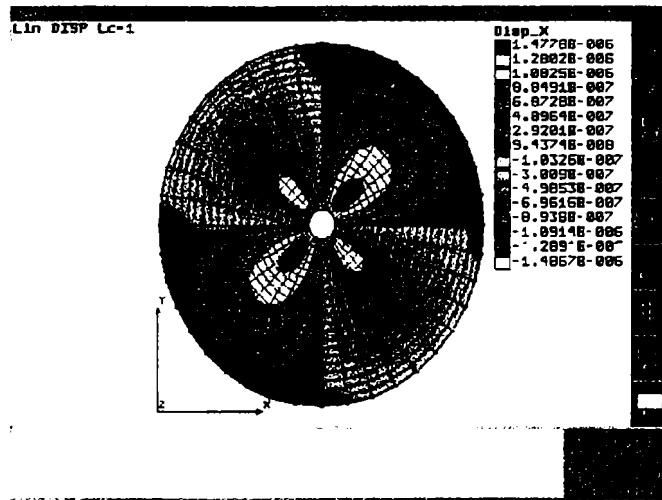
Gresie argiloasa

Fig. 3.2.3.10. Starea de eforturi unitare *Principala_2*

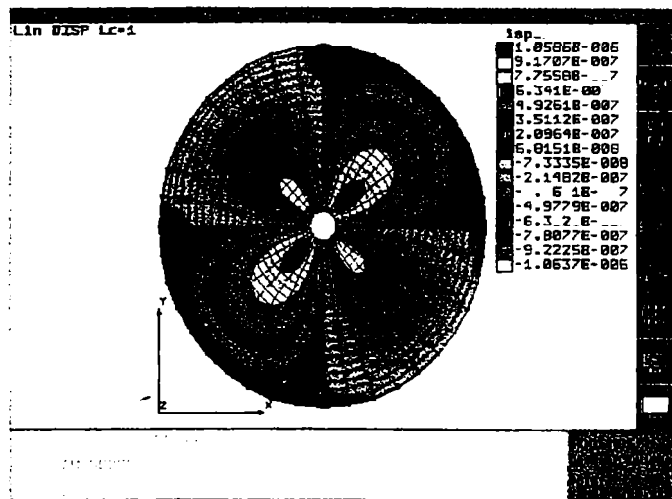
Marne argiloase



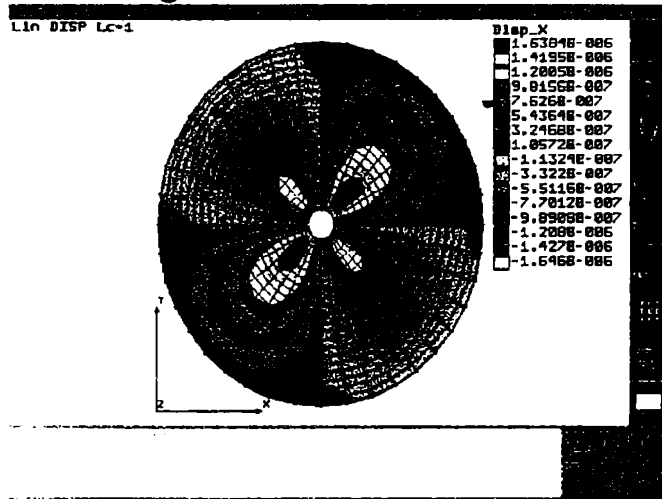
Gresie marnoasa



Sisturi cuarto – cloritoase



Gresie argiloasa



Argile

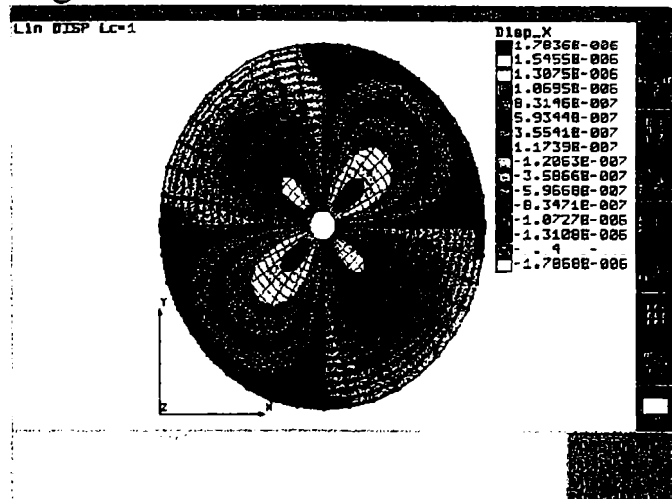
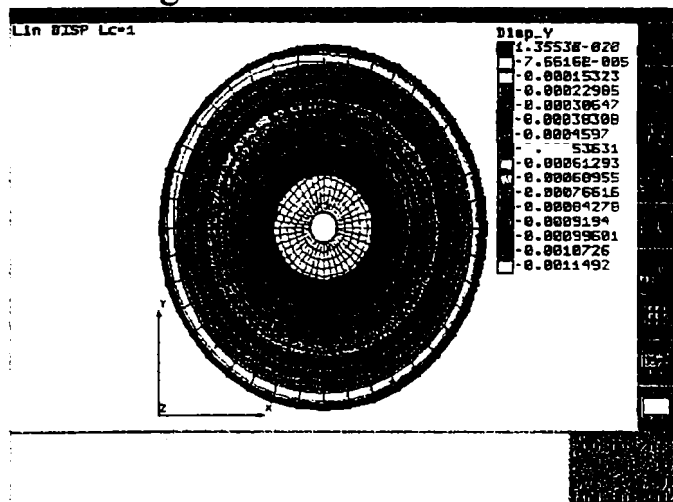
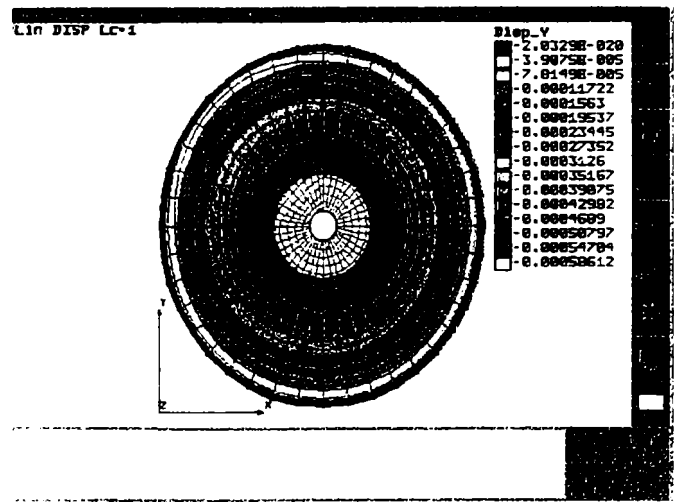


Fig. 3.2.3.11. Deplasari dupa axa X

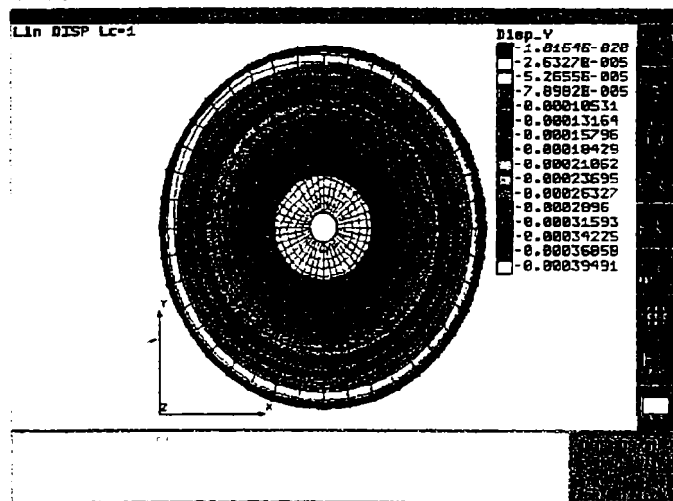
Marne argiloase



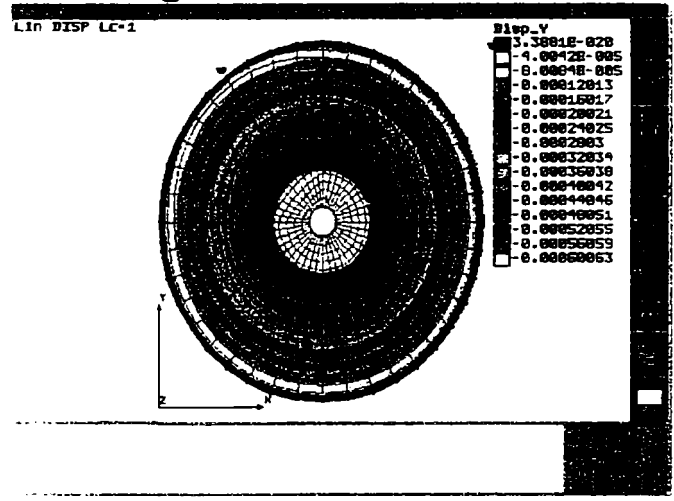
Gresie marnoasa



Si t ri cuarto – cloritoase



Gresie argiloasa



Argile

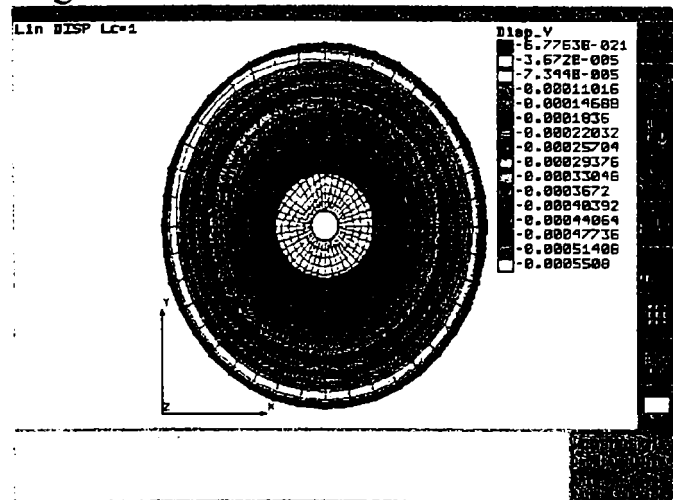
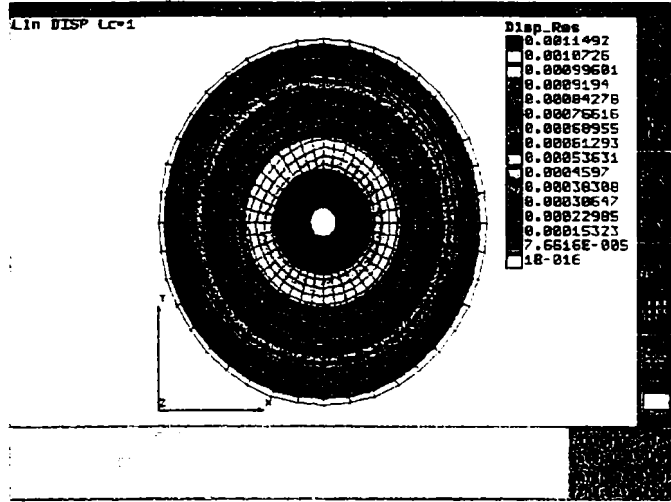
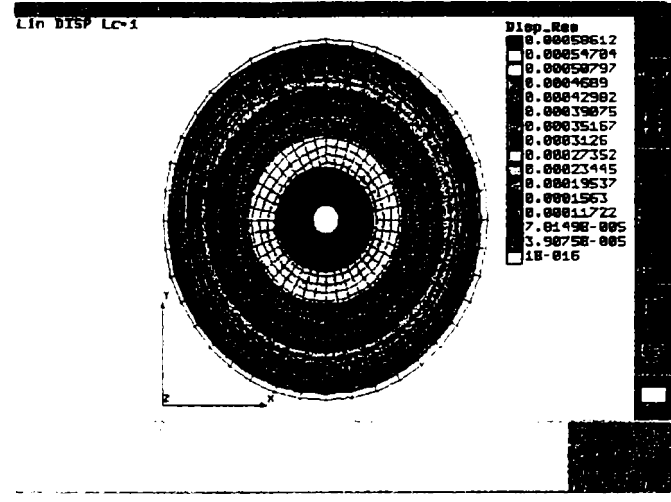


Fig. 3.2.3.12. Deplasari dupa axa Y

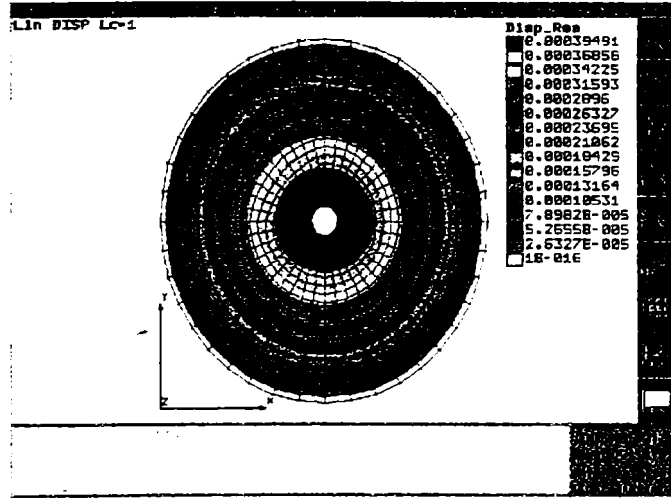
Marne argiloase



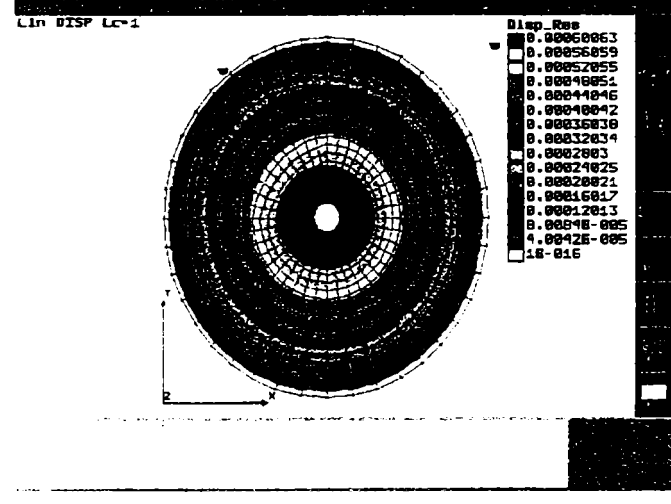
Gresie marnoasa



Sisturi cuarzo - cloritoase



Gresie argiloasa



Argile

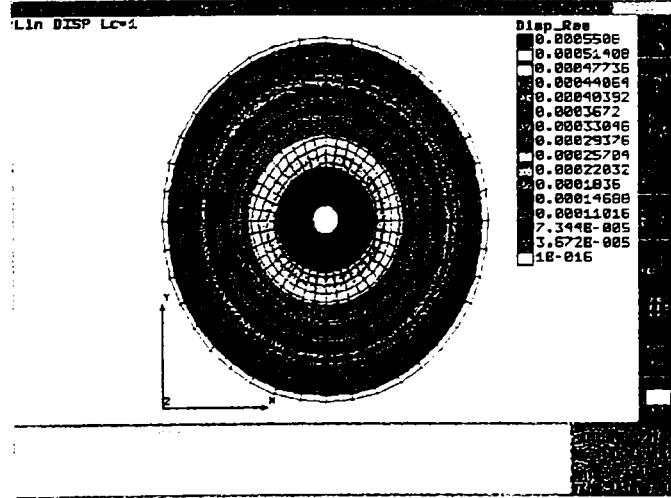
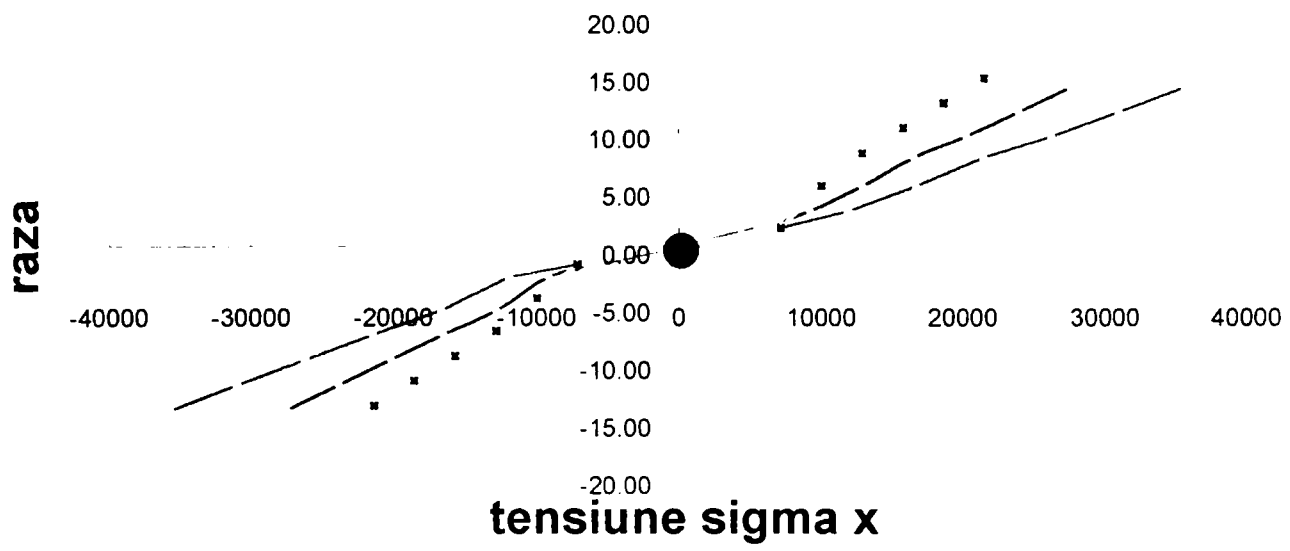


Fig. 3.2.3.13. Deplasari rezultante

Fig. 3.2.3.14. Variatia tensiunii ΣX **VARIATIA TENSIUNII SIGMA X**

3.2.4. Starea de tensiune si deformatie in masive neomogene

Se discretizeaza structura ca si in cazul masivelor omogene si se definesc proprietatile materialelor din care este alcatuit masivul, respectiv 3 sau chiar mai multe tipuri de materiale.

Pe structura astfel discretizata se activeaza cu proprietatile primului material elementele pe care le gasim in interiorul stratului acestuia.

Se activeaza cu proprietatile celui de-al doilea material pe care le gasim in interiorul celui de-al doilea strat. La fel se procedeaza pentru fiecare tip de material in parte. (fig. 3.2.4.1)

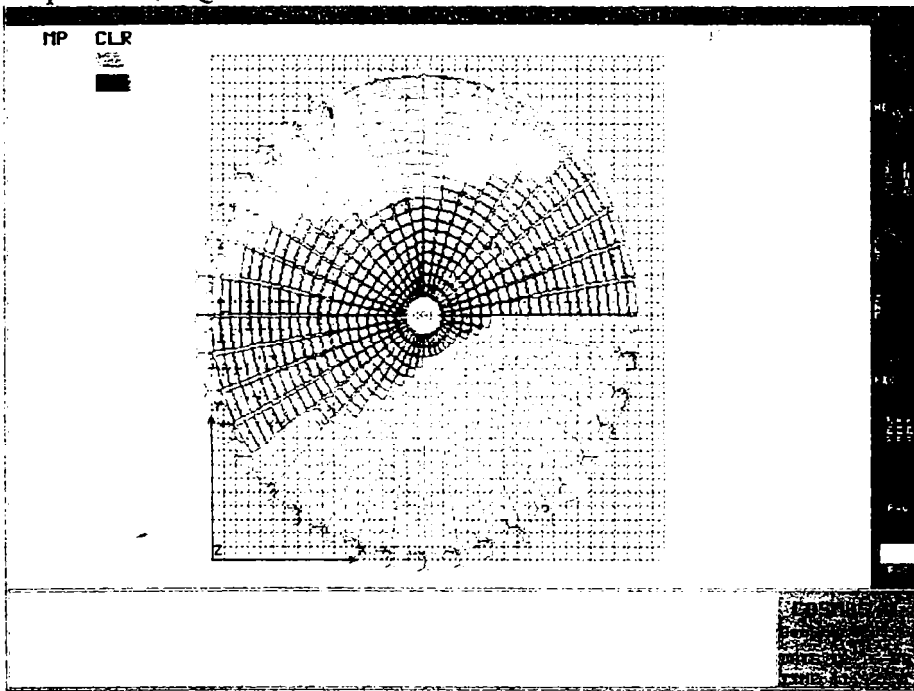


Fig. 3.2.4.1. Structura discretizata - masive neomogene

Dupa executarea calculului static propriu-zis, urmeaza operatiile de POST-PROCESARE, respectiv tiparirea si salvarea in fisiere de tip imagine a eforturilor si deformatiilor.

In urma calculului se obtin izocurbele de eforturi σ_x , σ_y , σ_{xy} , σ_1 , σ_2 .

Masivele in care modulul de elasticitate este variabil ($E = \text{variabil}$) sunt considerate masive neomogene.

La discretizarea structurii se definesc proprietatile pentru fiecare element in parte.

Pentru exemplificare se iau in calcul 5 tipuri de masive, fiecare masiv in parte are cate 3 straturi de roca.

Proprietatile materialelor au fost definite astfel :

- masivul 1

- marne argiloase

$$N = 0.12$$

$$E = 1.7 \cdot 10^9 \text{ N/mp}$$

$$D = 2000 \text{ kg/mc}$$

-	$E = 3.2 \text{ e}^9 \text{ N/mp}$ $D = 1800 \text{ kg/mc}$ $N = 0.028$
- gresii argiloase	$E = 3.45 \text{ e}^9 \text{ N/mp}$ $D = 2100 \text{ kg/mc}$
• masivul 2	
- gresie marmoasa	$N = 0.028$ $E = 3.45 \text{ e}^9 \text{ N/mp}$ $D = 2100 \text{ kg/mc}$
- gresie argiloasa	$N = 0.073$ $E = 4.2 \text{ e}^9 \text{ N/mp}$ $D = 2600 \text{ kg/mc}$
- argila	$N = 0.20$ $E = 3.4 \text{ e}^9 \text{ N/mp}$ $D = 2100 \text{ kg/mc}$
• masivul 3	
- gresie argiloasa	$N = 0.073$ $E = 4.2 \text{ e}^9 \text{ N/mp}$ $D = 2600 \text{ kg/mc}$
- argila	$N = 0.11$ $E = 1.7 \text{ e}^9 \text{ N/mp}$ $D = 2000 \text{ kg/mc}$
- roci calcaroase	$N = 0.086$ $E = 1.1 \text{ e}^9 \text{ N/mp}$ $D = 2600 \text{ kg/mc}$
• masivul 4	
- argila	$N = 0.20$ $E = 3.4 \text{ e}^9 \text{ N/mp}$ $D = 2100 \text{ kg/mc}$
- roci calcaroase	$N = 0.086$ $E = 1.1 \text{ e}^9 \text{ N/mp}$ $D = 2600 \text{ kg/mc}$
- gresie calcaroasa	$N = 0.097$ $E = 4.77 \text{ e}^9 \text{ N/mp}$ $D = 2200 \text{ kg/mc}$
• masivul 5	
- marne normale	$N = 0.11$ $E = 2.9 \text{ e}^9 \text{ N/mp}$ $D = 1900 \text{ kg/mc}$
- sisturi cuarto-cloritoase	$N = 0.063$ $E = 6.13 \text{ e}^9 \text{ N/mp}$ $D = 2500 \text{ kg/mc}$
- gresii argiloase	$N = 0.073$ $E = 4.2 \text{ e}^9 \text{ N/mp}$ $D = 2600 \text{ kg/mc}$

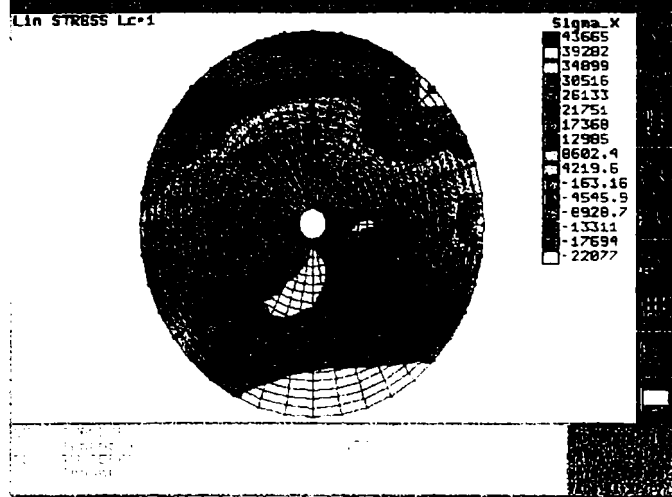
• *Beton*

$$\eta = 0.167$$

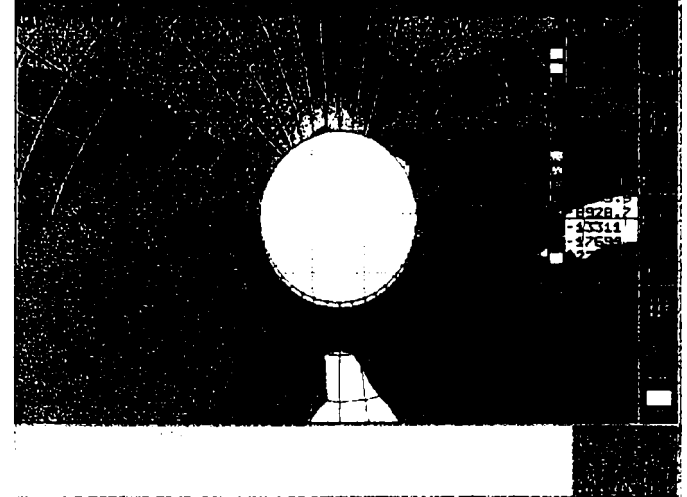
$$E = 2.4 \cdot 10^4 \text{ N/mp}$$

$$D = 2400 \text{ Kg/mc}$$

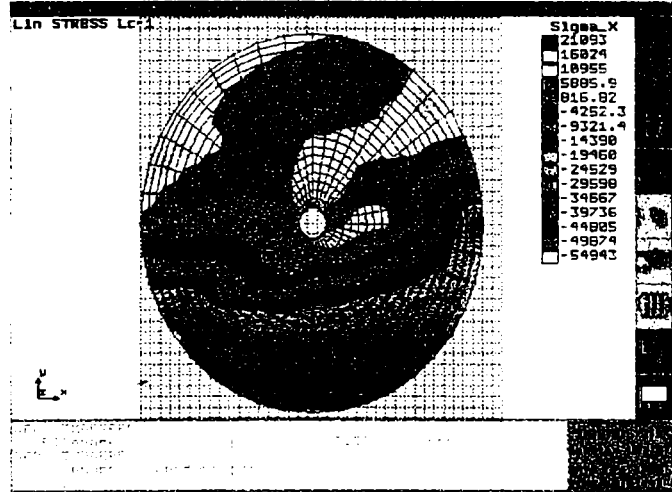
Marne argiloase; argile; gresii argiloase



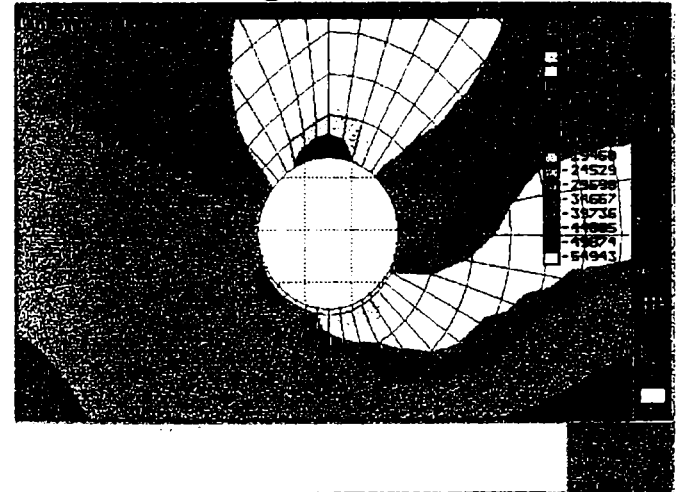
Detaliu – zona galeriei orizontale



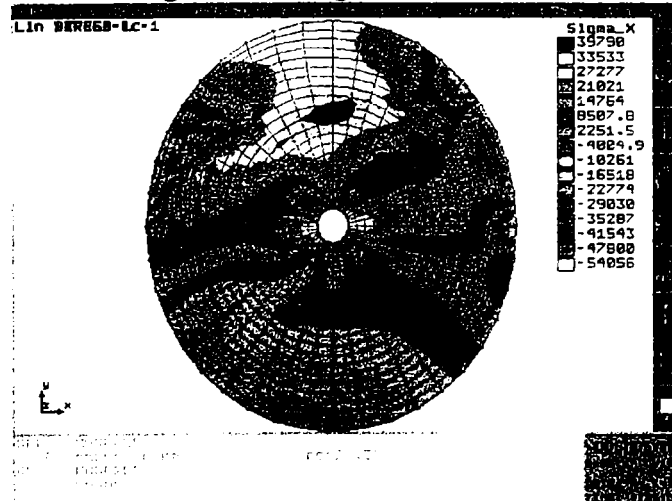
Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila



Detaliu – zona galeriei orizontale



Gresie argiloasa; argila; roci calcaroase



Detaliu – zona galeriei orizontale

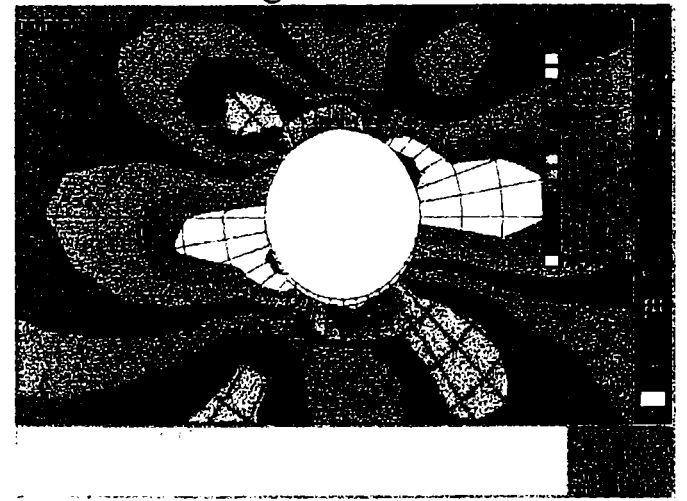


Fig. 3.2.4.2. Starea de eforturi unitare σ_x

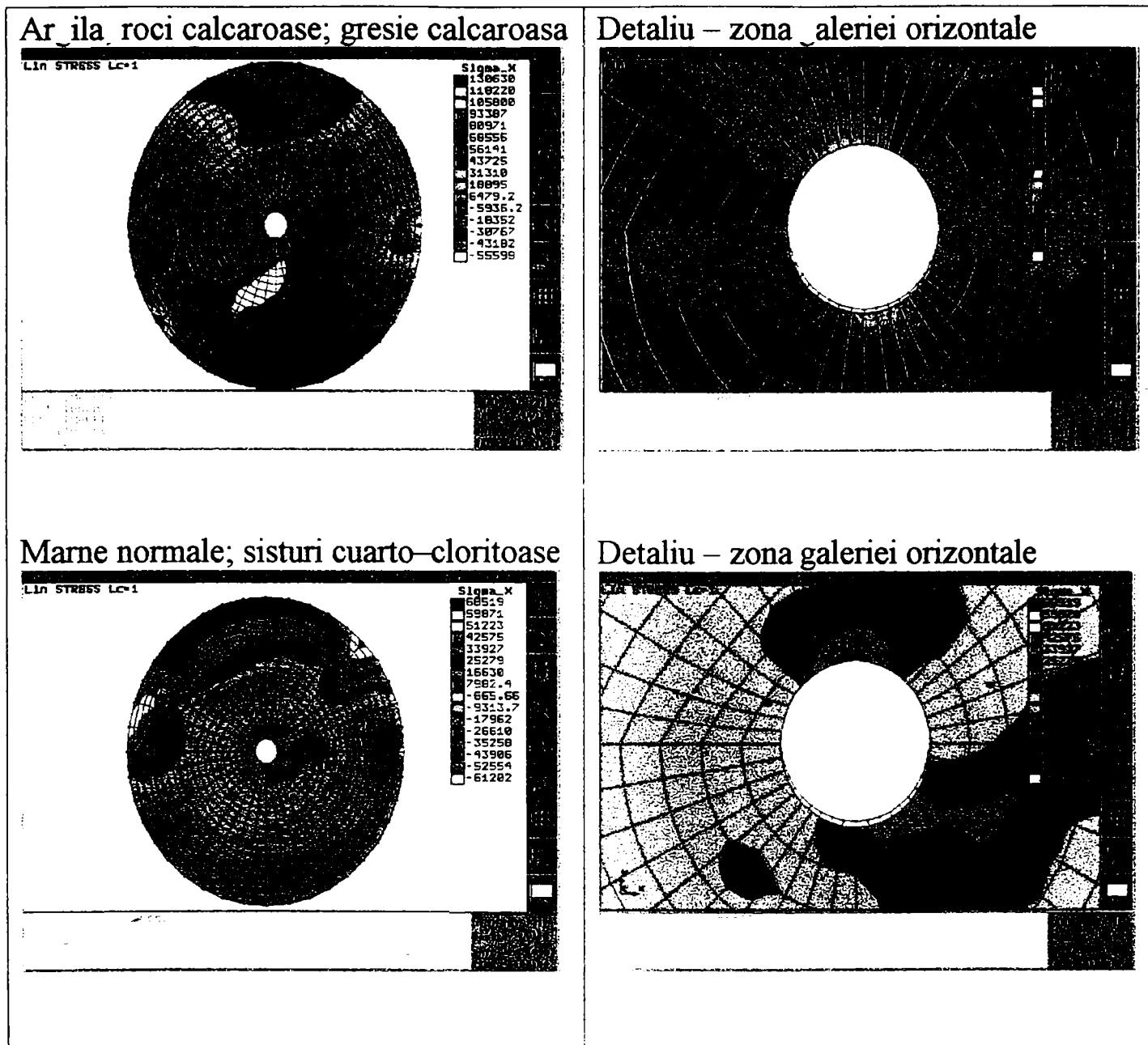
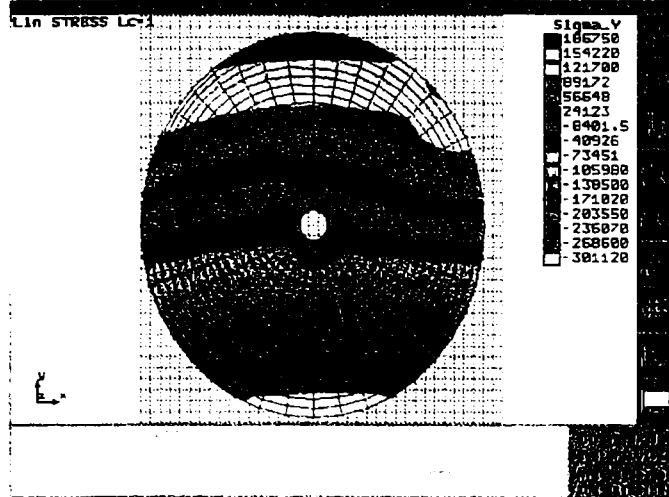
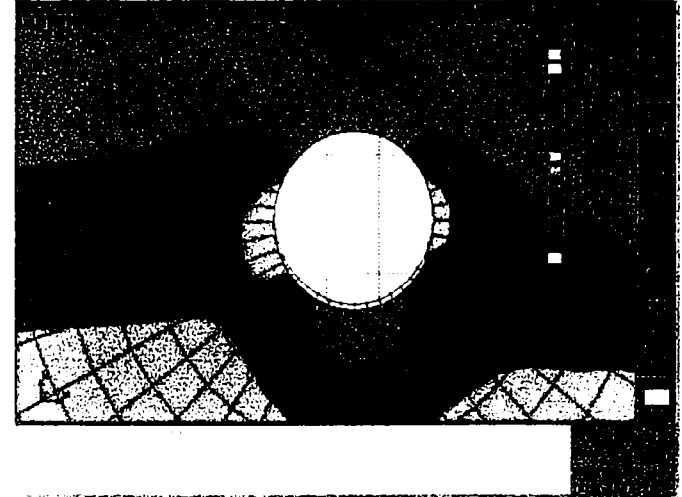


Fig. 3.2.4.3. Starea de eforturi unitare σ_x

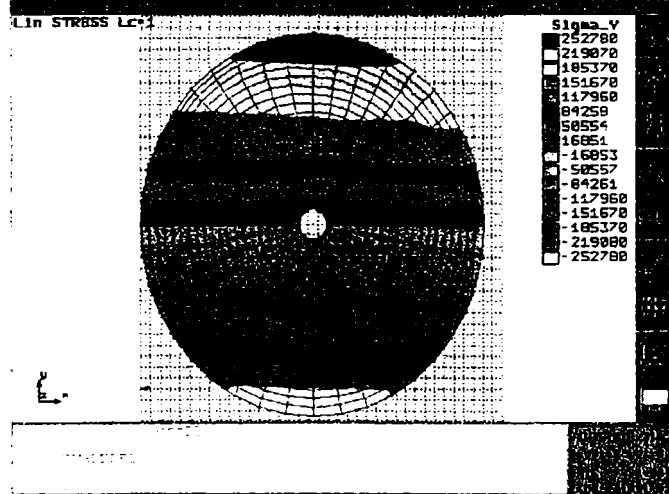
Marne argiloase; argile; gresii argiloase



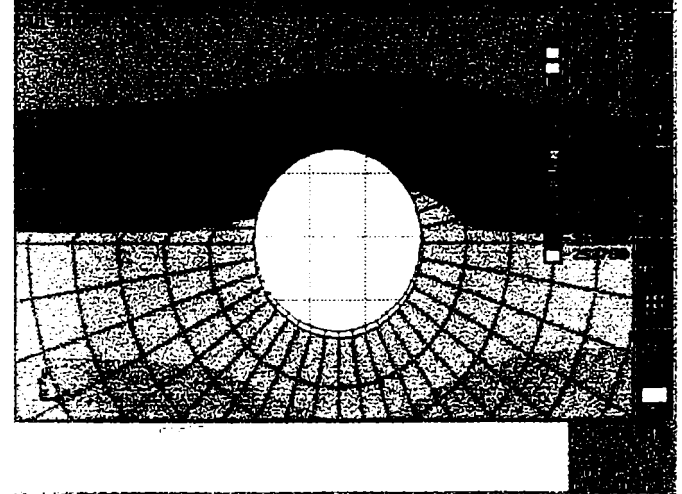
Detaliu – zona galeriei orizontale



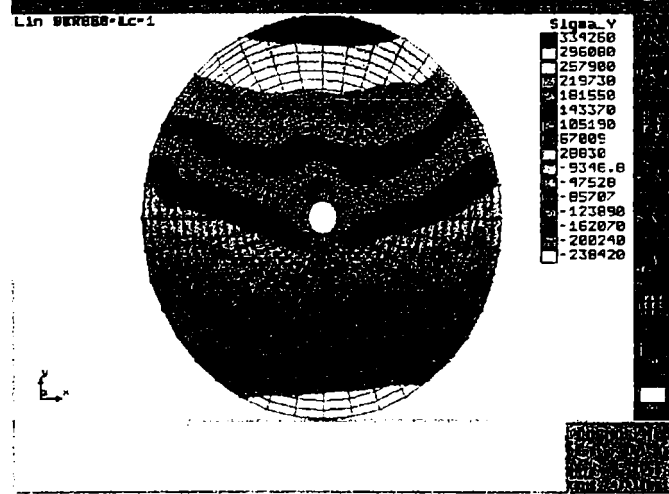
Gresie marnoasa; resie ar_iloasa ar_ila



Detaliu – zona galeriei orizontale



Gresie ar_iloasa; ar_ila; roci calcaroase



Detaliu – zona galeriei orizontale

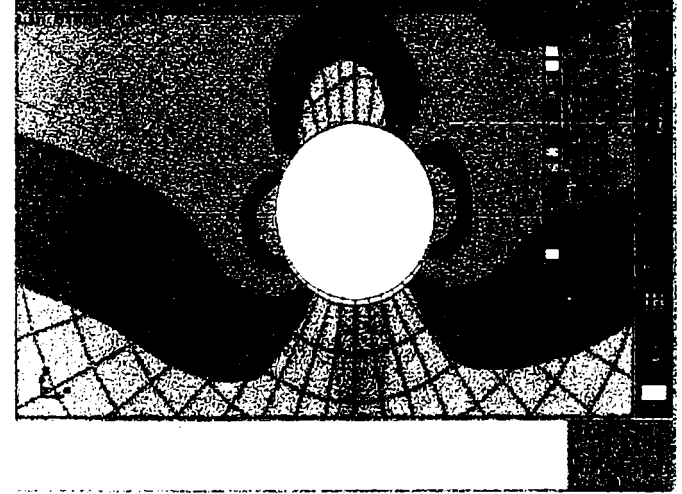
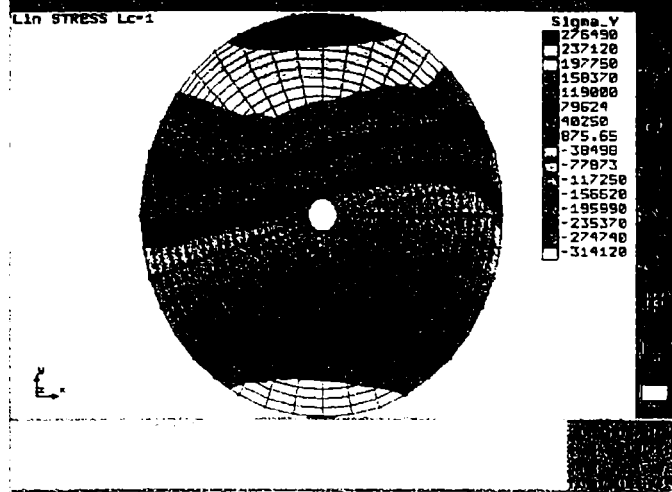
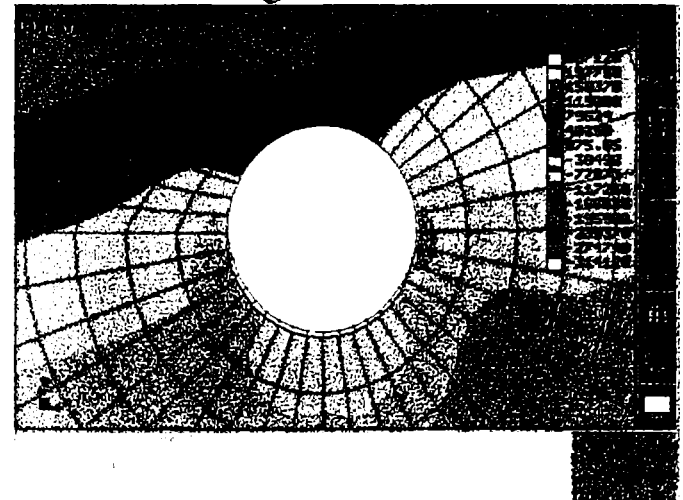


Fig. 3.2.4.4. Starea de eforturi unitare σ_y

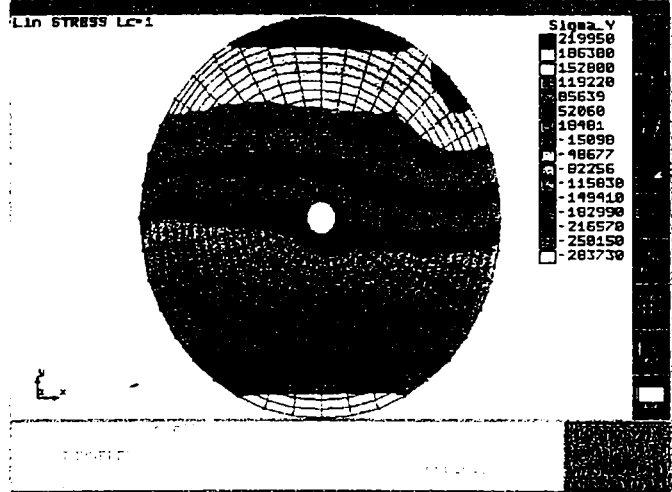
Ar_ila roci calcaroase; gresie calcaroasa



Detaliu - zona aleriei orizontale



Marne normale; sisturi cuarzo-cloritoase



Detaliu - zona galeriei orizontale

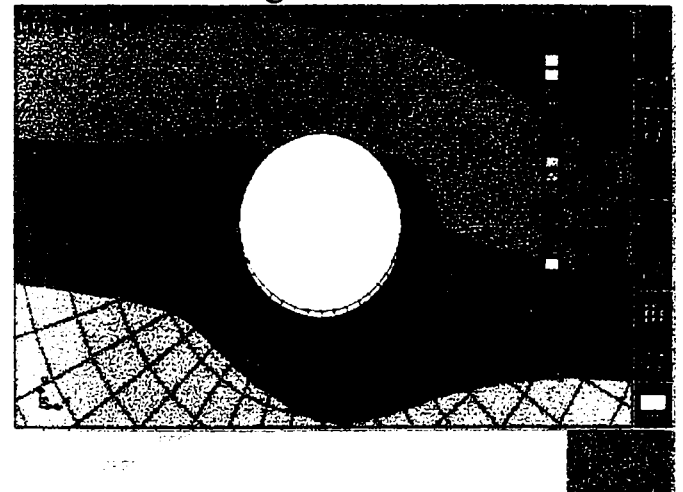
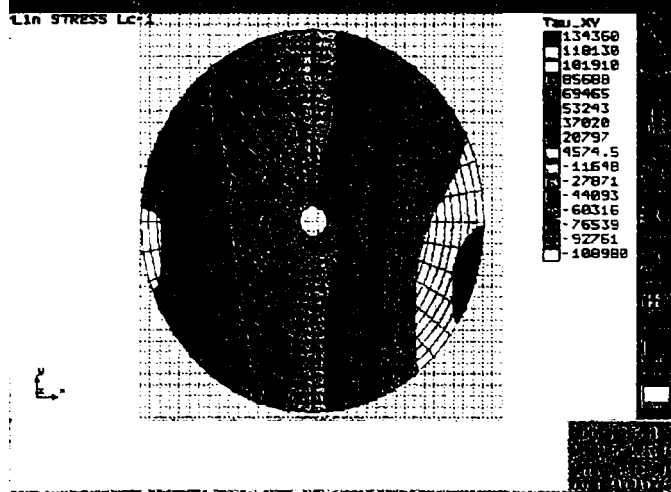
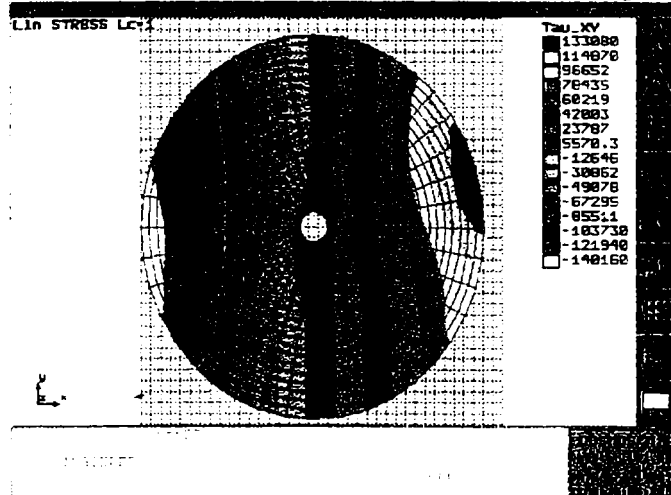


Fig. 3.2.4.5. Starea de eforturi unitare σ_y

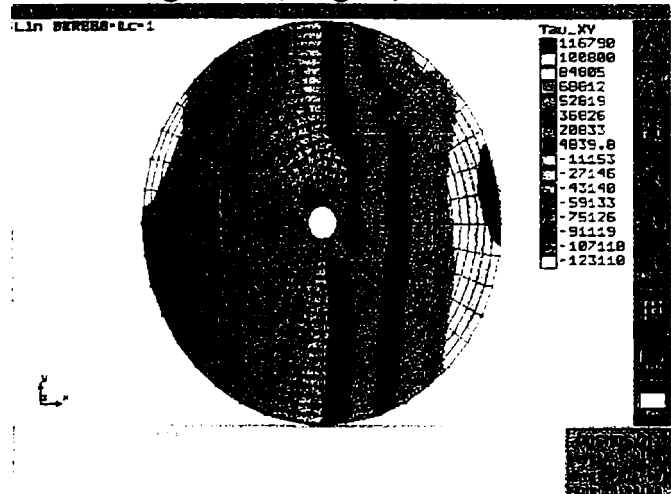
Marnе argiloase; argile; gresii argiloase



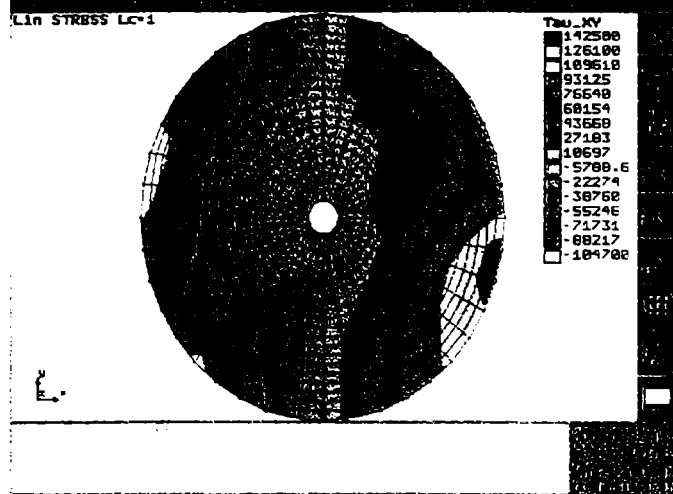
Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila



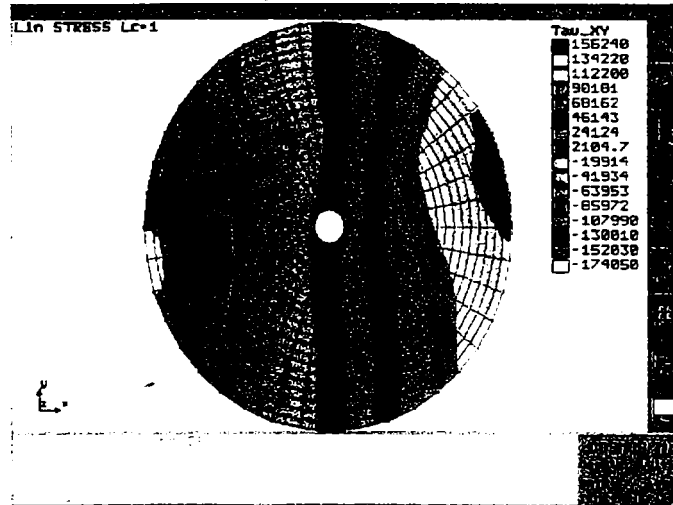
Gresie argiloasa; argila; roci calcaroase

Fig. 3.2.4.6. Starea de eforturi unitare Tau_{XY}

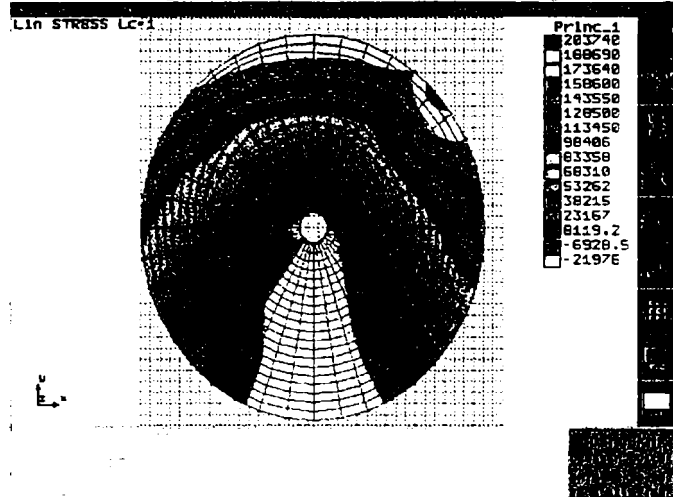
Argila; roci ca'caroase; gresie calcaroasa



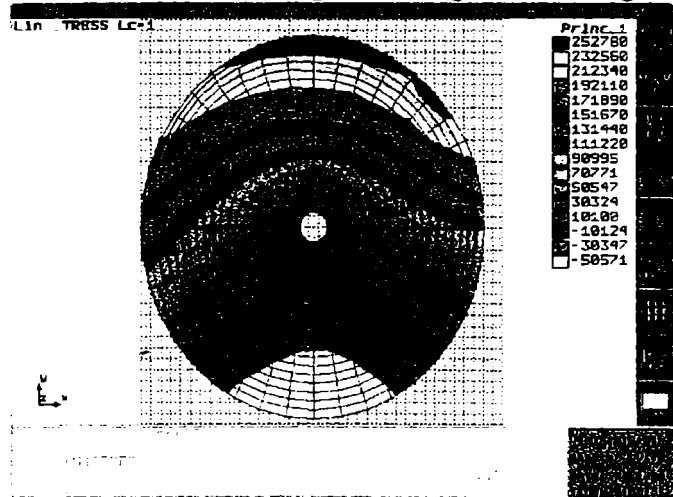
Marne normale; sisturi cuarzo-cloritoase

Fig. 3.2.4.7. Starea de eforturi unitare Tau_{XY}

Marne argiloase; argile; gresii argiloase



Gresie marmoasa; gresie argiloasa; argila



Gresie argiloasa; argila; roci calcaroase

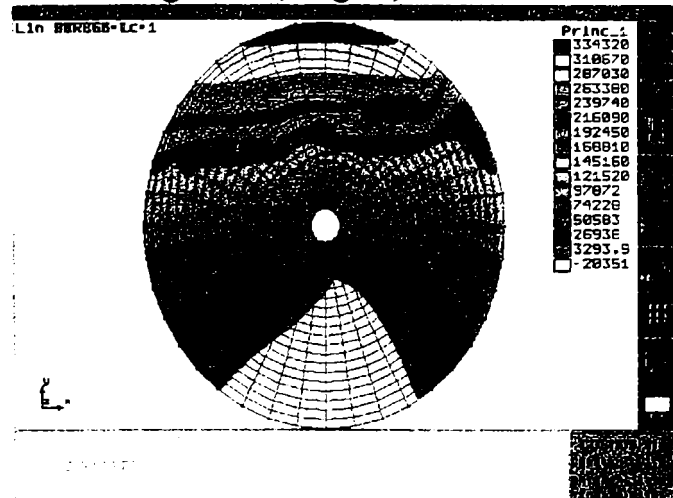
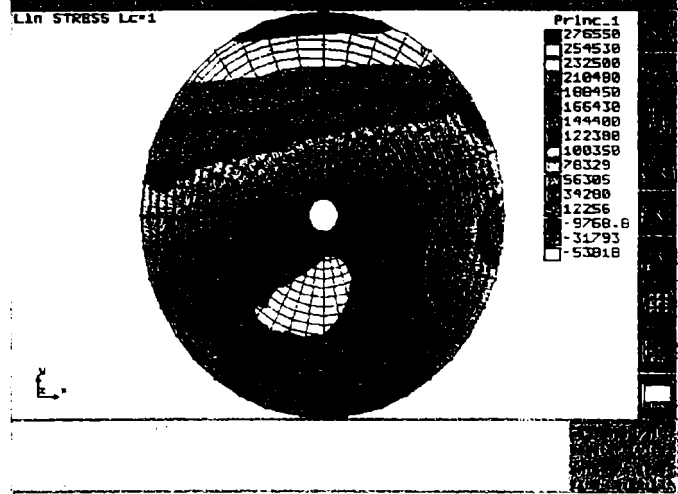


Fig. 3.2.4.8. Starea de eforturi unitare *Principala_1*

Argila; roci calcaroase; gresie calcaroasa



Marne normale; sisturi cuarzo-cloritoase

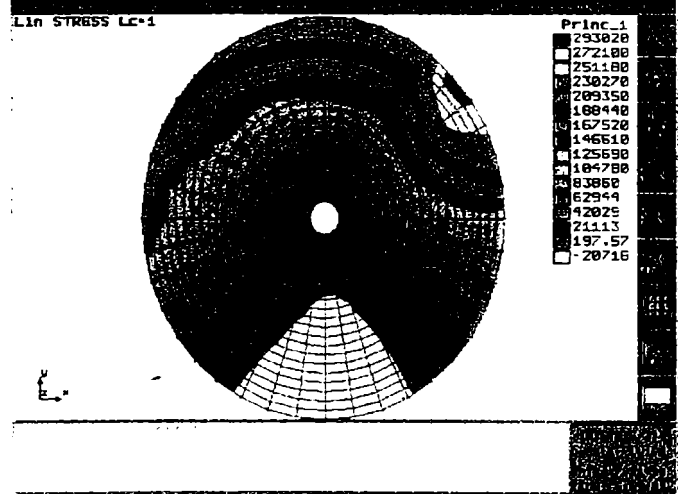
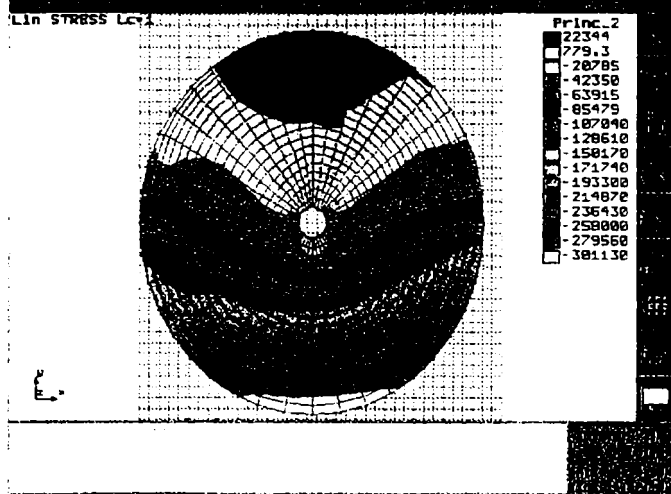
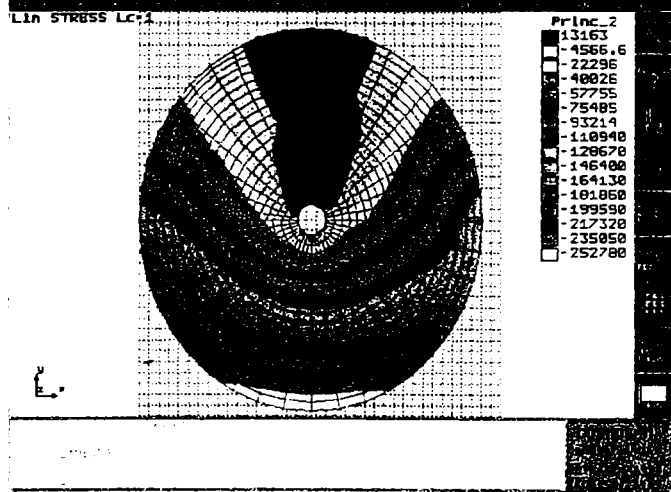


Fig. 3.2.4.9. Starea de eforturi unitare *Principala_1*

Marne argiloase; argile; gresii argiloase



Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila



Gresie argiloasa; argila; roci calcaroase

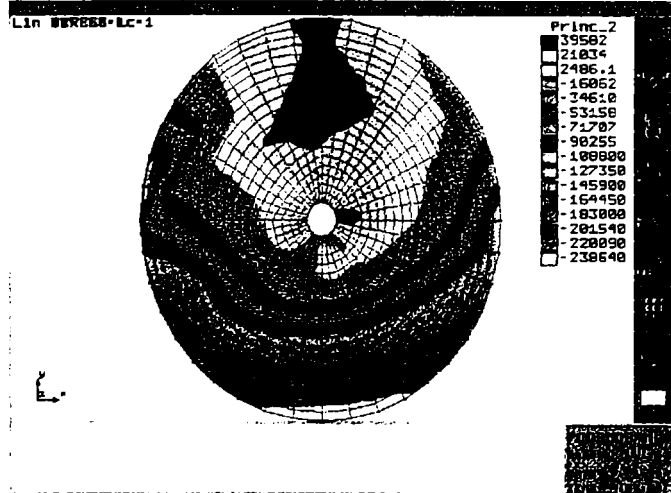
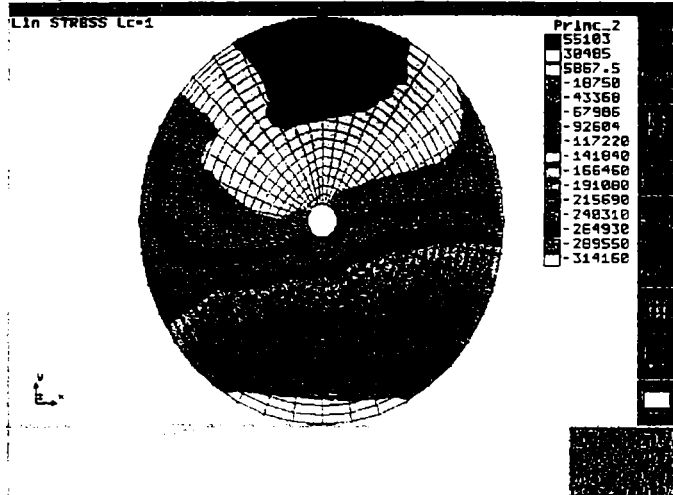


Fig. 3.2.4.10. Starea de eforturi unitare *Principala_2*

Argila; roci calcaroase; gresie calcaroasa



Marne normale; sisturi cuarzo-cloritoase

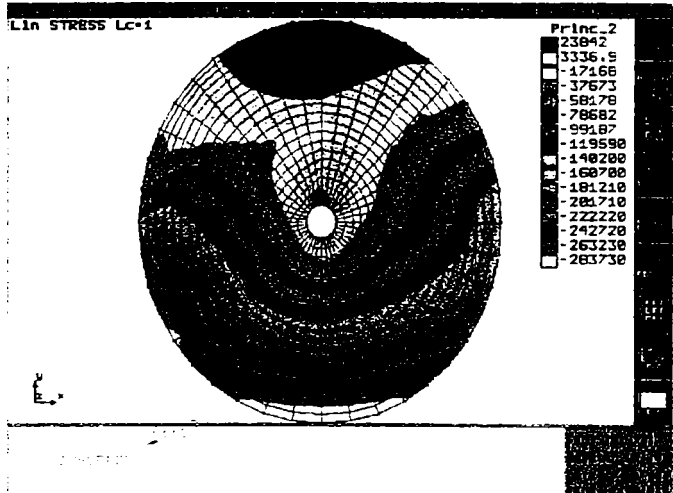
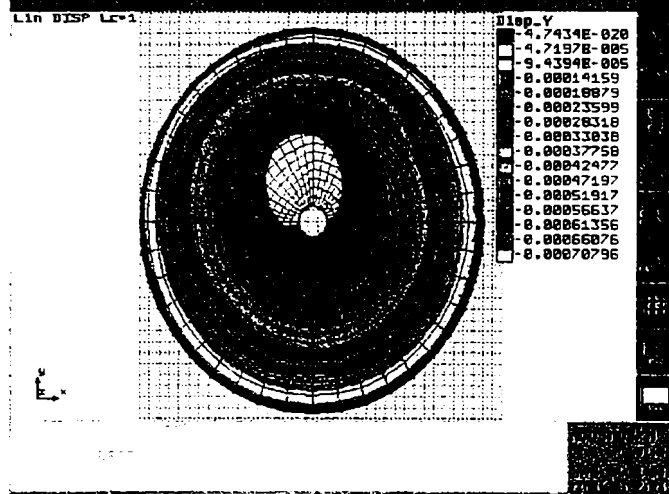
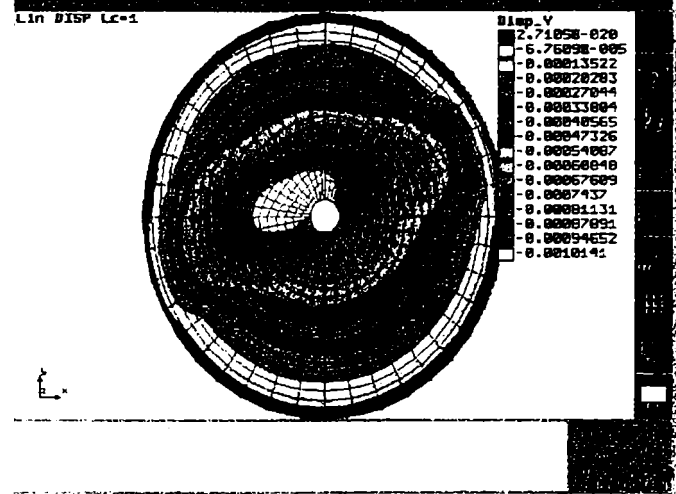


Fig. 3.2.4.11 Starea de eforturi unitare *Principala_2*

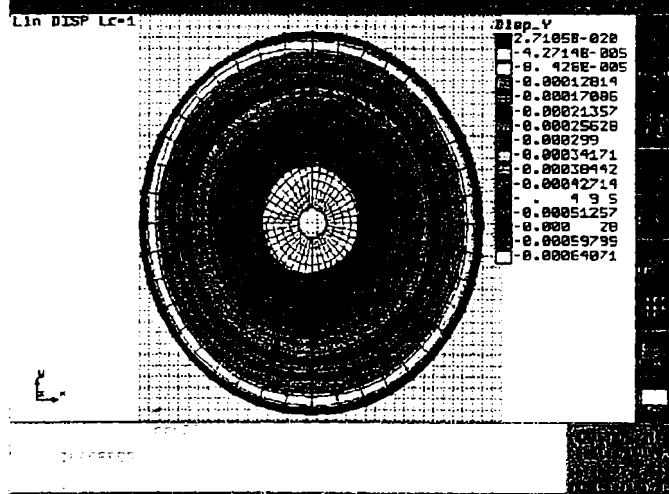
Marne argiloase; argile; gresii argiloase



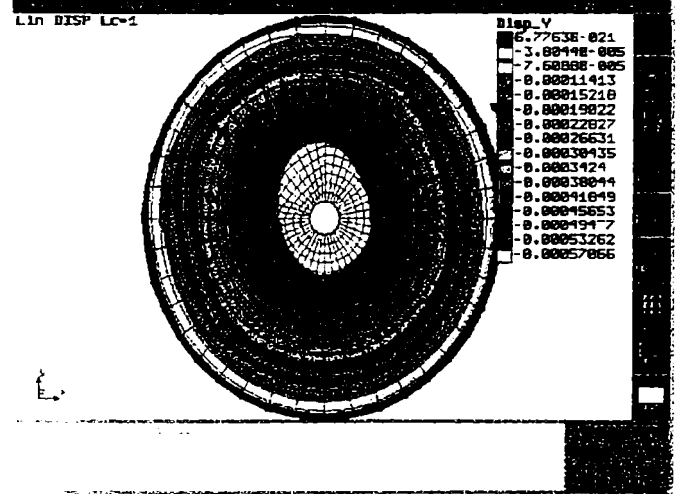
Argila; roci calcaroase; gresie calcaroasa



Gresie marmoasa; gresie argiloasa; argila



Marne normale; sisturi cuarzo-cloritoase



Gresie argiloasa; argila; roci calcaroase

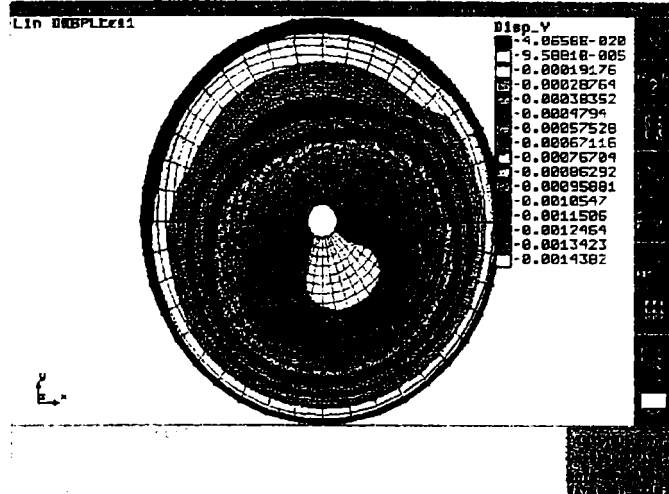
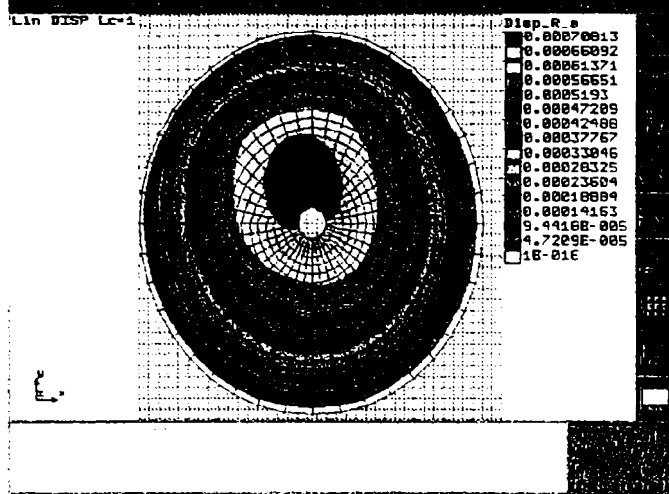
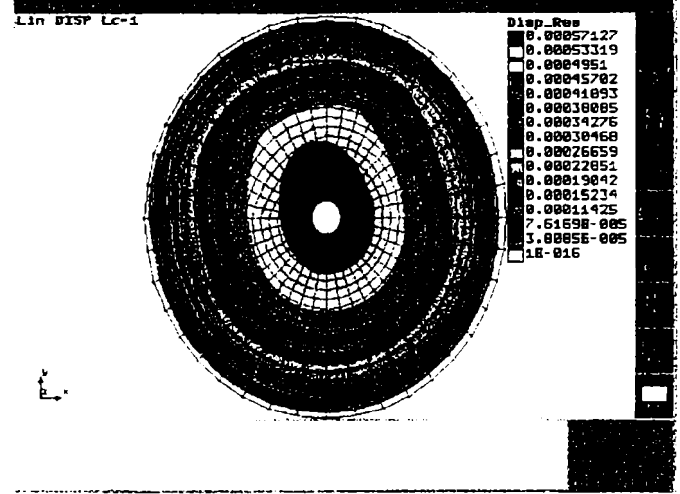


Fig. 3.2.4.13. Deplasari dupa axa Y

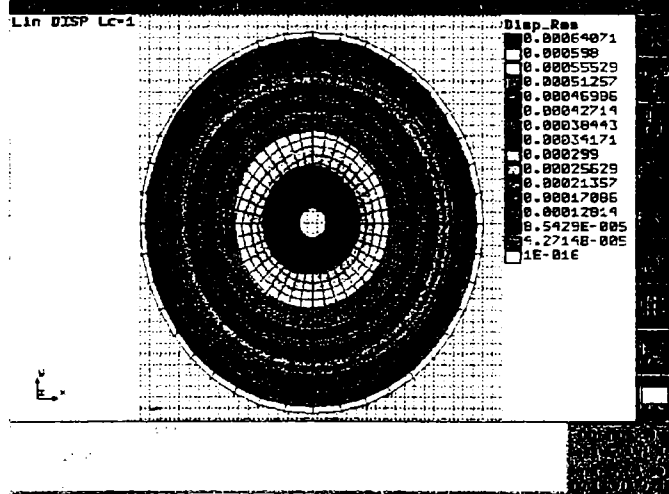
Marne argiloase; argile; gresii argiloase



Marne normale; sisturi cuarțo-cloritoase



Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila



Gresie argiloasa; argila; roci calcaroase

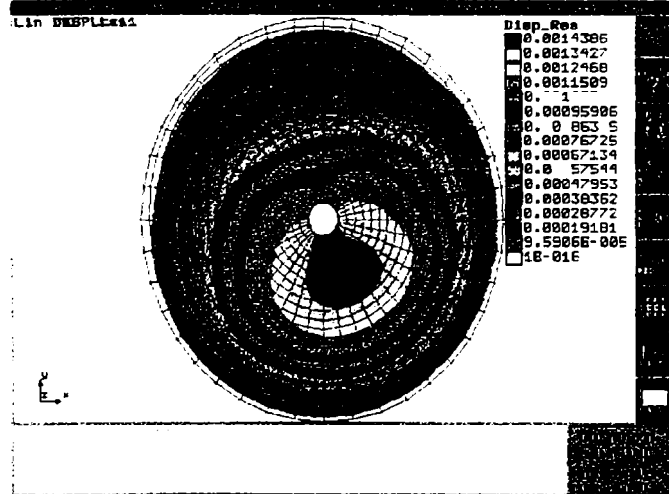
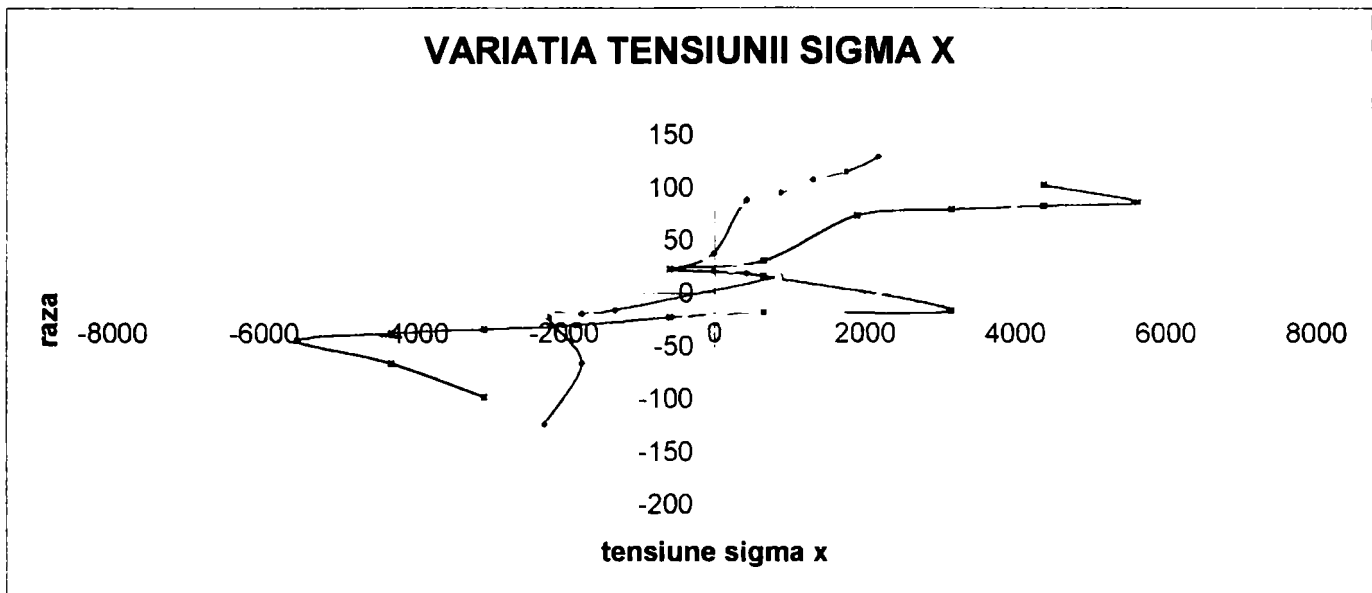


Fig. 3.2.4.14. Deplasarea rezultanta pe structura deformata

Fig. 3.2.4.15. Variatia tensiunii ΣX 

3.2.5. Concluzii

- Cu ajutorul programului COSMOS se poate face un studiu al starii de eforturi din masivul in care se executa galeria circulara;
- Se pot reprezenta izocurbele eforturilor unitare sigma X , eforturilor unitare sigma Y si a eforturile tangentiale TAU_{XY} ;
- Se pot reprezenta izocurbele eforturilor principale *PRINCIPALA 1* si *PRINCIPALA 2* ;
- Se pot reprezenta izocurbele deplasariilor dupa axa X si dupa axa Y ;
- Se poate reprezenta, de asemenea, rezultanta deplasariilor R ;
- Se pot reprezenta izocurbele componenteii *VON MISES* ;
- Reprezentarea grafica a izocurbelor, in toate cazurile prezentate anterior, se poate face atat pe structura nedeformata cit si pe structura deformata ;
- Se poate reprezenta grafic variatia eforturilor unitare sigma X si sigma Y in functie de distanta fata de axul galeriei ;
- Toate aceste reprezentari grafice se pot face atat pentru masive omogene cit si pentru masive neomogene.

CAPITOLUL 4 CALCULUL STATIC AL GALERIILOR HIDROTEHNICE CIRCULARE

4.1. Calculul structurii ca element nedependent

Pentru calculul static al galeriilor hidrotehnice orizontale cu secțiune circulară, acestea se asimilează cu o conductă circulară îngropată. Conducta în secțiune transversală este un inel închis de trei ori static nedeterminat interior.

Simetria secțiunii și uneori a încărcării preponderente (presiunea uniformă a apei) fac să se preconizeze secțiuni cu moment de inerție constant.

4.1.1. Determinarea eforturilor și deformațiilor

a) Determinarea eforturilor

• Schema de calcul. Structura de bază

Forma galeriei fiind simetrică și avînd încărcări simetrice se alege o schemă de calcul în care se consideră o încastrare și o reacțiune fictivă la partea de jos și structura de bază se acceptă tăiată la partea superioară unde se materializează eforturile necunoscute (fig. 4.1.1.1.)

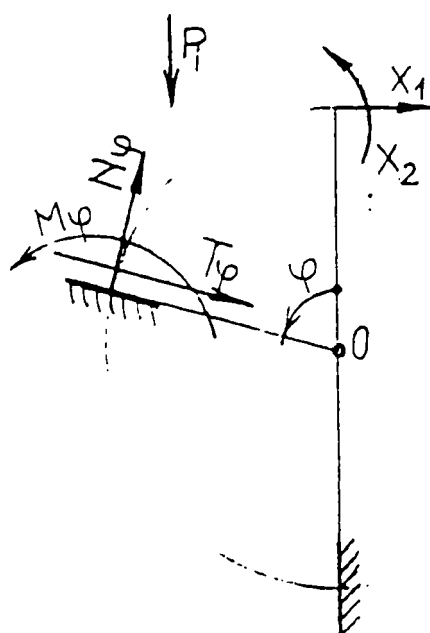


Fig. 4.1.1.1. Structura de bază

Datorită simetriei secțiunii și a încărcării, forța tăietoare în cheia galeriei este nulă și astfel structura are în realitate două necunoscute :

X_1 - momentul încovoietor, care are semnul (+) dacă întinde fibra inferioară;

X_2 - forța axială, care se alege pozitivă dacă este întindere.

Eforturile necunoscute se aleg dimensionale, astfel :

$$X_1^0 = \frac{x_1}{q_0 r^2} \quad ; \quad X_2^0 = \frac{x_2}{q_0 r^2} \quad (4.1.1.)$$

Într-o secțiune curentă eforturile totale provin din încărcarea exterioară și din necunoscute, într-o exprimare matricială, conform relației :

$$[S_\varphi] = [S_\varphi^0] + [S^0] [X^0] \quad (4.1.2.)$$

în care :

$$[S_\varphi] = \begin{bmatrix} \frac{M_\varphi}{q_0 r^2} \\ \frac{N_\varphi}{q_0 r} \\ \frac{T_\varphi}{q_0 r} \end{bmatrix} \quad - \text{matricea eforturilor totale ;} \quad (4.1.3.)$$

$$[S_\varphi^0] = \begin{bmatrix} \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} \\ \frac{N_\varphi^0}{q_0 r} \\ \frac{T_\varphi^0}{q_0 r} \end{bmatrix} \quad - \text{matricea eforturilor din încărcarea exterioară pe}$$

structura de bază ;

$$[S^0] = \begin{bmatrix} m_1^0 & m_2^0 \\ n_1^0 & n_2^0 \\ t_1^0 & t_2^0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -(1 - \cos \varphi) \\ 0 & \cos \varphi \\ 0 & \sin \varphi \end{bmatrix} \quad - \text{matricea eforturilor în}$$

secțiunea φ din necunoscutele unitare ($X_1^0 = 1$; $X_2^0 = 1$) :

$$[X^0] = \begin{bmatrix} X_1^0 \\ X_2^0 \end{bmatrix} \quad - \text{reprezintă matricea necunoscutelor.}$$

Introducând relațiile (4.1.3.) în relația (4.1.2.) obținem :

$$\begin{bmatrix} \frac{M_\varphi}{q_0 r^2} \\ \frac{N_\varphi}{q_0 r} \\ \frac{T_\varphi}{q_0 r} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} \\ \frac{N_\varphi^0}{q_0 r} \\ \frac{T_\varphi^0}{q_0 r} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 & -(1 - \cos \varphi) \\ 0 & \cos \varphi \\ 0 & \sin \varphi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1^0 \\ X_2^0 \end{bmatrix} \quad (4.1.4.)$$

În continuare eforturile pe structura de bază se scriu pentru fiecare tip de încărcare în parte iar necunoscutele se determină prin metoda eforturilor.

• *Ridicarea neterminării structurii*

Matricea necunscutelor $[X^0]$, se determină din condiția de deformație :

$$[\Delta^0] = [\delta^0][X^0] + [\Delta_q^0] = [0] \quad (4.1.5.)$$

în care : $[\Delta^0] = \begin{bmatrix} \Delta_1^0 \\ \Delta_2^0 \end{bmatrix}$ - matricea deplasărilor, din încărcarea exterioară ;

$$[\delta^0] = \begin{bmatrix} \delta_{11}^0 & \delta_{12}^0 \\ \delta_{21}^0 & \delta_{22}^0 \end{bmatrix} - \text{matricea de flexibilitate ;}$$

$$[\Delta_q^0] = \begin{bmatrix} \Delta_{1q}^0 \\ \Delta_{2q}^0 \end{bmatrix} - \text{matricea deplasărilor din încărcarea unitară.}$$

Înmulțind relația (4.1.5.) cu $[\delta^0]^{-1}$, obținem :

$$[\delta^0]^{-1}[\delta^0][X^0] + [\delta^0]^{-1}[\Delta_q^0] = 0 \Leftrightarrow$$

$$[X^0] = [\delta^0]^{-1}[-\Delta_q^0] \quad (4.1.6.)$$

Se definește matricea de rigiditate : $[K^0] = [\delta^0]^{-1}$

$$\text{rezultă : } [X^0] = [K^0] [-\Delta_q^0] \quad (4.1.7.)$$

$$\text{adică : } \begin{bmatrix} X_1^0 \\ X_2^0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11}^0 & K_{12}^0 \\ K_{21}^0 & K_{22}^0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -\Delta_{1q}^0 \\ -\Delta_{2q}^0 \end{bmatrix} \quad (4.1.8.)$$

explicitînd relația (4.1.8.) obținem :

$$\begin{aligned} X_1^0 &= -(K_{11}^0 \Delta_{1q}^0 + K_{12}^0 \Delta_{2q}^0) ; \\ X_2^0 &= -(K_{21}^0 \Delta_{1q}^0 + K_{22}^0 \Delta_{2q}^0) \end{aligned} \quad (4.1.9.)$$

• *Determinarea matricii de flexibilitate și de rigiditate a structurii*

Elementele matricii de rigiditate se obțin din relațiile Maxwell - Mohr, de

$$\text{forma : } EI\delta_{ij}^0 = \int_{\varphi} m_i^0 m_j^0 \frac{dS}{r} \quad (4.1.10.)$$

Pentru eforturile rezultate din încărcările necunoscute unitare $m_1 = 1; m_2 = -r(1 - \cos\varphi)$; se calculează succesiv :

$$\begin{aligned} \delta_{11}^0 &= \int_0^{\pi} m_1^2 d\varphi = \pi \\ \delta_{12}^0 &= \int_0^{\pi} m_1 \frac{m_2}{r} d\varphi = \int_0^{\pi} -(1 - \cos\varphi) d\varphi = -\pi \\ \delta_{22}^0 &= \int_0^{\pi} \left(\frac{m_2}{r}\right)^2 d\varphi = \int_0^{\pi} (1 - \cos\varphi)^2 d\varphi = 1,5\pi \end{aligned} \quad (4.1.11.)$$

• *Determinarea matricii deplasărilor din încărcarea exterioară*

Elementele matricii deplasărilor din încărcarea exterioară se obțin din relațiile de forma :

$$\Delta_{1q}^0 = \int_{\varphi} \frac{M_{\varphi}^0}{q_0 r^2} m_1^0 \frac{dS}{r} \quad (4.1.12.)$$

respectiv :

$$\Delta_{1q}^0 = \int_{\varphi} \frac{M_{\varphi}^0}{q_0 r^2} d\varphi = I_{1\varphi} \quad (4.1.13.)$$

$$\Delta_{2q}^0 = \int_{\varphi} -\frac{M_{\varphi}^0}{q_0 r^2} (1 - \cos \varphi) d\varphi = -I_{1\varphi} + I_{2\varphi}$$

unde :

$$I_{1\varphi} = \int_{\varphi} \frac{M_{\varphi}^0}{q_0 r^2} d\varphi ; \quad (4.1.14.)$$

$$I_{2\varphi} = \int_{\varphi} \frac{M_{\varphi}^0}{q_0 r^2} \cos \varphi d\varphi ;$$

$M_{\varphi}^0, N_{\varphi}^0, T_{\varphi}^0$ - reprezintă eforturile din încărcările exterioare pe arcul de bază și se pot calcula integrând efectul încărcării.

Notațiile (4.1.14.) permit determinarea necunoscutelor adimensionale :

$$X_1^0 = +\frac{l}{\pi} (I_{2\varphi} - 2I_{1\varphi}) ; \quad (4.1.15.)$$

$$X_2^0 = -\frac{l}{\pi} (2I_{2\varphi})$$

Având determinate necunoscutele X_1^0 și X_2^0 și folosind relațiile (4.1.14.) putem scrie :

$$\begin{aligned} \frac{M_{\varphi}}{q_0 r^2} &= \frac{M_{\varphi}^0}{q_0 r^2} + X_1^0 + [-l(1 - \cos \varphi)] X_2^0 \\ \frac{N_{\varphi}}{q_0 r^2} &= \frac{N_{\varphi}^0}{q_0 r^2} + \cos \varphi X_2^0 \\ \frac{T_{\varphi}}{q_0 r^2} &= \frac{T_{\varphi}^0}{q_0 r^2} + \sin \varphi X_2^0 \end{aligned} \quad (4.1.16.)$$

notînd :

$$\begin{aligned} A &= -l(1 - \cos \varphi) \\ B &= \cos \varphi \\ C &= \sin \varphi \end{aligned} \quad (4.1.17.)$$

obținem forma generală a eforturilor totale :

$$\begin{aligned} \frac{M_{\varphi}}{q_0 r^2} &= \frac{M_{\varphi}^0}{q_0 r^2} + X_1^0 + AX_2^0 \\ \frac{N_{\varphi}}{q_0 r^2} &= \frac{N_{\varphi}^0}{q_0 r^2} + BX_2^0 \end{aligned} \quad (4.1.18.)$$

$$\frac{T_{\varphi}}{q_0 r^2} = \frac{T_{\varphi}^0}{q_0 r^2} + C X_2^0$$

Relațiile (4.1.18.) sunt foarte generale și pot fi întabulate pentru diferite tipuri de încărcări.

• *Ordinea de execuție a calculelor :*

1) Se calculează prin integrarea încărcării :

$$M_{\varphi}^0, N_{\varphi}^0, T_{\varphi}^0 ;$$

2) Se calculează valorile :

$$I_{1\varphi} = \int_{\varphi} \frac{M_{\varphi}^0}{q_0 r^2} d\varphi ; I_{2\varphi} = \int_{\varphi} \frac{M_{\varphi}^0}{q_0 r^2} \cos \varphi d\varphi ;$$

3) Se calculează X_1^0 și X_2^0 ;

4) Se întabulează expresiile (4.1.18.) pentru diferite valori φ sau se trasează variația eforturilor adimensionale în raport cu variabila ;

5) Se însumează efectele rezultate din încărcarea exterioară, reacțiunea corespunzătoare și presiunea pasivă, conform modelului :

$$S = S_{q_0} + S_{q_0 r} + S_{p_0}$$

b) Determinarea deformațiilor

Calculul deformațiilor secțiunilor galeriilor hidrotehnice are un scop în sine și reprezintă în același timp o fază intermediară pentru determinarea încărcăturii din presiunea pasivă a rocii. Pentru secțiunea de formă circulară, presiunea pasivă se

calculează pornind de la deformația pe direcția diametrului orizontal δ_H^q dintr-o încărcare q (fig.4.1.1.2.).

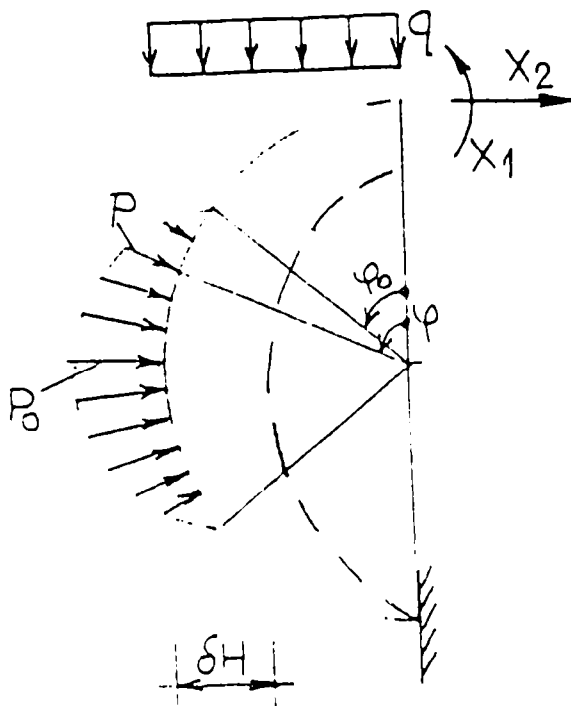


Fig.4.1.1.2

Marimea presiunii pasive in acest punct se obtine dintr-o ecuatie de deformatii de forma :

$$\delta_H^q (q) + \delta_H^p (p_0) - \frac{p_0}{bk} = 0$$

unde :

k =coeficientul de pat al rocii ;

b =latimea de calcul ;

δ_H^q =deformatia orizontala cauzata de

incarcarea q (cunoscuta);

$\delta_H^p (p_0)$ =deformatia orizontala produsa de incarcarea pasiva
(cunoscuta numai ca forma de distributie,marimea p_0
este necunoscuta) ;

$\varphi = 90^\circ$ urmeaza a fi determinata din relatia (4.1.19.)

Deformatia δ_H se determina prin metoda Mohr.

Momentul corespunzator unei incarcari oarecare :

$$M_\varphi = M_\varphi^o + X_1 - X_2(1 - \cos \varphi) \quad (4.1.20.)$$

Momentul datorat unei forte unitare pe directia δ_H :

$$m = m_\varphi^o + X_1 - X_2(1 - \cos \varphi) \quad (4.1.21.)$$

Efectuand calculele pentru ridicarea nedeterminarii din incarcarea $p=1$ se obtin :

$$1) \text{Pentru } \varphi \in \left(0, \frac{\pi}{2}\right) \quad m_{\varphi}^{\circ} = 0$$

$$2) \text{Pentru } \varphi \in \left(\frac{\pi}{2}, \pi\right):$$

$$m_{\varphi}^{\circ} = \cos \varphi \quad X_1^{\circ} = \frac{l}{\pi} - \frac{l}{2}; \quad X_2^{\circ} = -\frac{l}{2};$$

Deformatia va fi :

$$\delta^H = \int \frac{l}{EI} \frac{M_{\varphi}^{\circ}}{q_0 r^2} \frac{m_{\varphi}^{\circ}}{r} \frac{ds}{r}; \quad \delta_H = \delta_H^{\circ} \frac{q_0 r^4}{EI} \quad (4.1.22.)$$

δ_H° = deformatia adimensionala

Relatia (4.1.22.) se explicita cu relatiile (4.1.20.) si (4.1.21.)

Dupa efectuarea calculelor deformatia adimensionala se poate scrie sub una din formele :

$$\delta_H^{\circ} = 0.215 X_2^{\circ} - X_1^{\circ} - I_1 \text{ sau } \delta_H^{\circ} = 1.785 X_2^{\circ} - X_1^{\circ} + I_2 \quad (4.1.23.)$$

$$I_2 = \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \frac{M_{\varphi}^{\circ}}{q_0 r^2} \cos \varphi d\varphi \quad (4.1.24.)$$

Expresiile din (4.1.24.) satisfac relatia :

$$J_1 + J_2 = I_2 \quad (4.1.25.)$$

4.1.2. Eforturi din actiuni curente pe structura circulara

a) Incarcari din reactiunea terenului

- *Reactiunea terenului, uniform distribuita .*

Fie o sectiune circulara (fig.4.1.1.3.) de lungime unitara a carei incarcare $2P$ simetrica fata de axa verticala determina o reactiune uniform distribuita q_0 a terenului de fundatie :

$$q_0 = \frac{2P}{2r \sin \varphi_0}$$

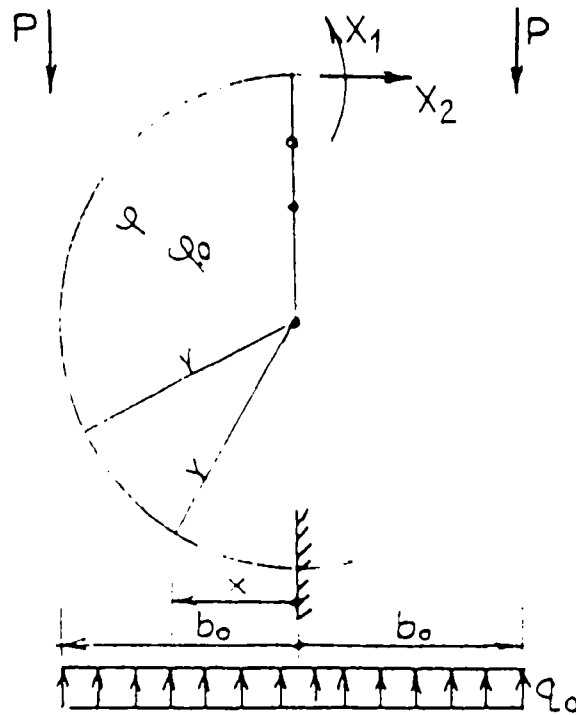


Fig.4.1.1.3

Solicitarile pe structura static determinata

1) Pentru $\varphi \in (0, \varphi_0)$:

$$M_{\varphi}'' = 0; N_{\varphi}'' = 0; T_{\varphi}'' = 0 \quad (4.1.26.)$$

2) Pentru $\varphi \in (\varphi_0, \pi)$:

$$M_{\varphi}'' = -\frac{q_0}{q} (b-x)^2 = -\frac{l}{2} q_0 r^2 (\sin \varphi_0 - \sin \varphi)^2$$

$$N_{\varphi}'' = q_0 (b-x) \sin \varphi = q_0 r (\sin \varphi_0 - \sin \varphi) \sin \varphi \quad (4.1.27.)$$

$$T_{\varphi}'' = -q_0 (b-x) \cos \varphi = -q_0 r (\sin \varphi_0 - \sin \varphi) \cos \varphi$$

• *Reactiunea terenului, distribuita cosinusoidal*

Se admite o incarcare a carei integrala totala $2P$ este distribuita conform Figurii 4.1.1.4:

$$q_{\varphi} = q_0 \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{1 + \cos \varphi_0} \quad (4.1.28.)$$

$$q_0 = \frac{p}{r} \frac{1 + \cos \varphi_0}{(\pi - \varphi_0) \cos \varphi_0 + \sin \varphi_0} \quad (4.1.29.)$$

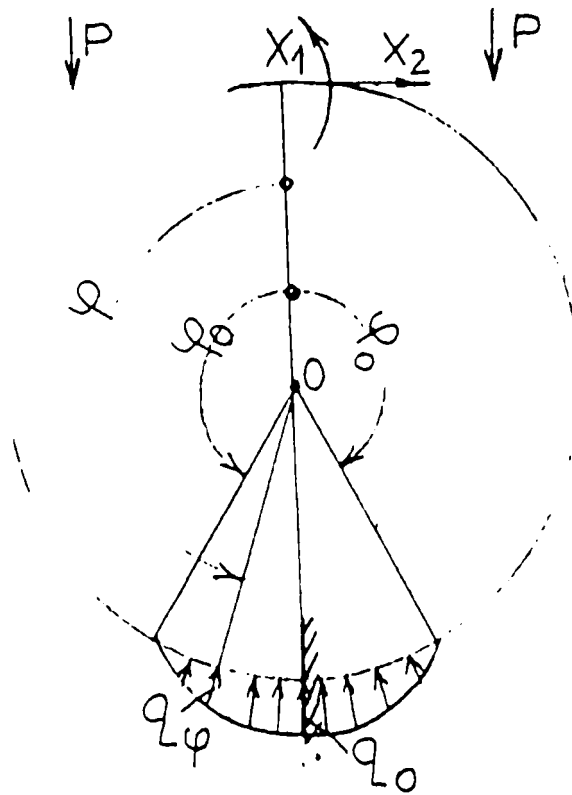


Fig.4.1.1.4

Eforturile pe schema de baza pentru o sectiune $\theta \in (\varphi_0, \varphi)$:

1) Pentru $\varphi \in (\varphi_0, \pi)$:

$$M_{\varphi}^o = -\int_{\varphi_0}^{\varphi} q_0 r \sin(\varphi - \pi) r d\theta = -\int_{\varphi_0}^{\varphi} q_0 r m (\cos \varphi_0 - \cos \theta) \cdot \sin(\varphi - \theta) d\theta$$

$$N_{\varphi}^o = \int_{\varphi_0}^{\varphi} \frac{l}{r} M_{\varphi}^o$$

$$T_{\varphi}^o = \int_{\varphi_0}^{\varphi} q_0 m (\cos \varphi_0 - \cos \theta) \cos(\varphi - \theta) r d\theta \quad (4.1.30.)$$

sau

$$\frac{M_{\varphi}^o}{q_0 r} = -m \left\{ \cos \varphi_0 [1 - \cos(\varphi - \varphi_0)] - \frac{l}{2} (\varphi - \varphi_0) \sin \varphi + \frac{l}{2} \sin \varphi_0 \sin(\varphi - \varphi_0) \right\}$$

$$\frac{N_{\varphi}^o}{q_0 r} = \frac{l}{r} \frac{M_{\varphi}^o}{q_0 r^2}$$

$$\frac{T_{\varphi}^o}{q_0 r} = m \left[\frac{l}{2} \cos \varphi_0 \sin(\varphi - \varphi_0) - \frac{l}{2} (\varphi - \varphi_0) \cos \varphi \right] \quad (4.1.31.)$$

$$\text{unde : } m = \frac{l}{l + \cos \varphi_0} \quad (4.1.32.)$$

• *Reactiunea terenului, distribuita dupa o lege hiperbolica .*

Pentru anumite categorii de terenuri se accepta in calcule reactiuni distribuite q_x (fig.4.1.1.5.)dupa urmatoarea lege hiperbolica :

$$q_x = q_0 \frac{l}{\sqrt{l - \left(\frac{x}{b_0}\right)^2}}$$

sau

$$q_x = q_0 \frac{l}{\sqrt{l - \left(\frac{\sin \varphi}{\sin \varphi_0}\right)^2}} \quad (4.1.33.)$$

q_0 rezulta din echivalenta statica a incarcarii si a reactiunii:

$$q_0 = \frac{2}{\pi} \frac{p}{b_0} \quad (4.1.34.)$$

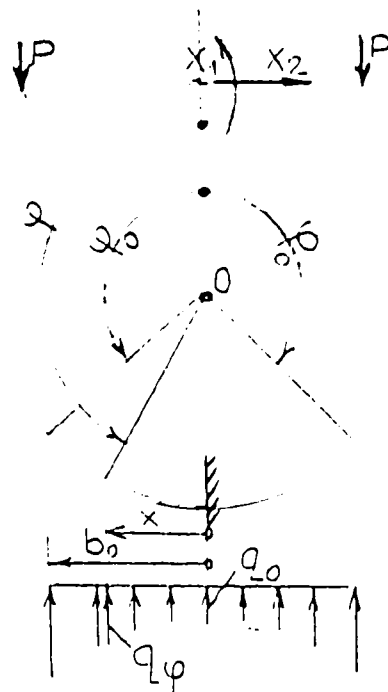


Fig 4.1.1.5

Eforturile pe structura de baza dupa efectuarea integralelor :

Pentru $\varphi \in (\varphi_0, \pi)$

$$\begin{aligned} \frac{M_\varphi^o}{q_0 r^2} &= \sin \varphi_0 \left[\sqrt{\sin^2 \varphi_0 - \sin^2 \varphi - \sin \varphi \left(\frac{\pi}{2} - \arcsin \frac{\sin \varphi}{\sin \varphi_0} \right)} \right] \\ \frac{N_\varphi^o}{q_0 r} &= \sin \varphi_0 \left[\frac{\pi}{2} - \arcsin \frac{\sin \varphi}{\sin \varphi_0} \right] \sin \varphi \\ \frac{T_\varphi^o}{q_0 r} &= -\sin \varphi_0 \left[\frac{\pi}{2} - \arcsin \frac{\sin \varphi}{\sin \varphi_0} \right] \cos \varphi \quad (4.1.35.) \end{aligned}$$

b) Incarcari din impingerea muntelui

- *Impingerea verticala a muntelui, uniform distribuita*

Impingerea pamantului in rocile dure se ia in calcule uniform distribuite in proiectie orizontala (fig.4.1.1.6.)

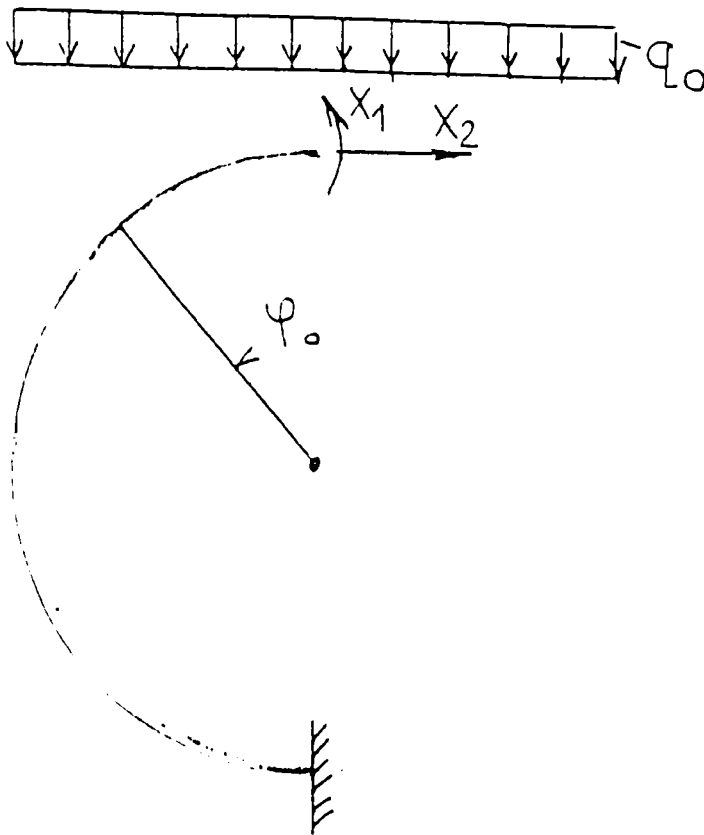


Fig.4.1.1.7

Eforturile pe schema static determinata :

- 1) Pentru $\varphi \in \left(0, \frac{\pi}{2}\right)$:

$$M_{\varphi}^o = -q_0 r^2 \frac{l}{2} \sin \varphi$$

$$N_{\varphi}^o = -q_0 r \sin \varphi$$

$$T_{\varphi}^o = q_0 r \sin \varphi \cos \varphi \quad (4.1.36.)$$

Eforturile primare la limita intervalului se obtin substituind $\varphi = \frac{\pi}{2}$ in rel.(4.1.36.)

$$M_{\frac{\pi}{2}}^o = -q_0 r^2 \frac{l}{2}; N_{\frac{\pi}{2}}^o = -qr; T_{\frac{\pi}{2}}^o = 0 \quad (4.1.37.)$$

Eforturile in portiunea $\varphi \in \left(\frac{\pi}{2}, \pi\right)$ se obtin folosind matricea de rotatie din fig.(4.1.1.7.).

2) Pentru $\varphi \in \left(\frac{\pi}{2}, \pi\right)$:

$$M_{\varphi}^o = M_{\frac{\pi}{2}}^o - N_{\frac{\pi}{2}}^o r(1 - \sin \varphi) - T_{\frac{\pi}{2}}^o r \cos \varphi + M_{\varphi}^o q$$

$$N_{\varphi}^o = N_{\frac{\pi}{2}}^o \sin \varphi + T_{\frac{\pi}{2}}^o \cos \varphi + N_{\varphi}^o q \quad (4.1.38.)$$

$$T_{\varphi}^o = -N_{\frac{\pi}{2}}^o \cos \varphi + T_{\frac{\pi}{2}}^o \sin \varphi$$

Substituind valorile din (4.1.37.) in relatiile (4.1.38.) pentru $\varphi \in \left(\frac{\pi}{2}, \pi\right)$ se obtin :

$$M_{\varphi}^o = -q_o r^2 \left(\sin \varphi - \frac{l}{2} \right);$$

$$N_{\varphi}^o = -q_o r \sin \varphi; \quad (4.1.39.)$$

$$T_{\varphi}^o = q_o r \cos \varphi$$

• *Impingerea verticala a muntelui, distribuita parabolic.*

Teoria impingerii muntelui pune in evidenta pentru terenuri slabe o distributie parabolica a muntelui (fig.4.1.1.8.)

Intensitatea incarcarii:

$$q_x = q_o \left(1 - \frac{x^2}{r^2} \right) \quad (4.1.40.)$$

q_o este dat in functie de natura rocilor.

Eforturile pe structura de baza (forma integrala);

1) Pentru $\varphi \in \left(0, \frac{\pi}{2}\right)$:

$$M_{\varphi}^o = -q_o r^2 \sin^2 \varphi \left(\frac{l}{2} - \frac{l}{12} \sin^2 \varphi \right)$$

$$N_{\varphi}^o = -q_o r \sin^2 \varphi \left(l - \frac{l}{3} \sin^2 \varphi \right) \quad (4.1.41.)$$

$$T_{\varphi}^o = q_o r \sin \varphi \cos \varphi \left(l - \frac{l}{3} \sin^2 \varphi \right)$$

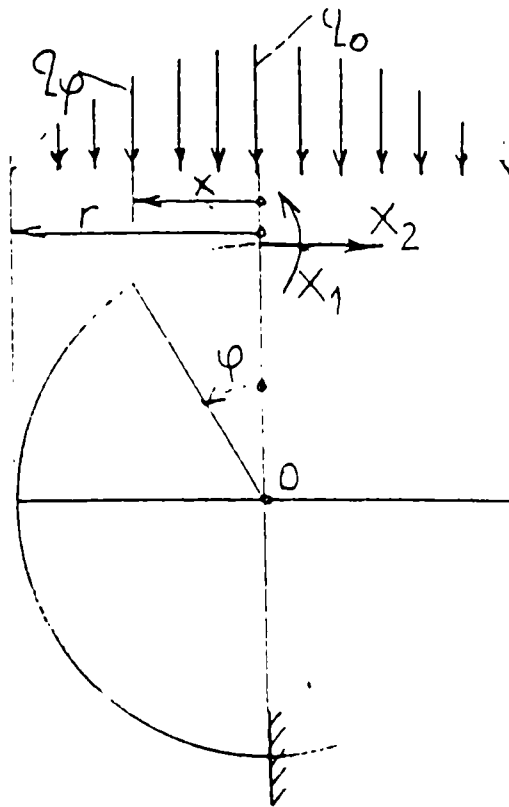


Fig.4.1.1.8

Intensitatea incarcarii:

$$q_x = q_0 \left(1 - \frac{x^2}{r^2} \right) \quad (4.1.42.)$$

q_0 este dat in functie de natura rocilor.

Eforturile pe structura de baza (forma integrala);

1) Pentru $\varphi \in \left(0, \frac{\pi}{2} \right)$:

$$\begin{aligned} M_\varphi^o &= -q_0 r^2 \sin^2 \varphi \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{12} \sin^2 \varphi \right) \\ N_\varphi^o &= -q_0 r \sin^2 \varphi \left(1 - \frac{1}{3} \sin^2 \varphi \right) \\ T_\varphi^o &= q_0 r \sin \varphi \cos \varphi \left(1 - \frac{1}{3} \sin^2 \varphi \right) \end{aligned} \quad (4.1.43.)$$

2) Pentru $\varphi = \frac{\pi}{2}$:

$$M_{\frac{\pi}{2}}^o = -\frac{5}{12} q_0 r^2; N_{\frac{\pi}{2}}^o = -\frac{2}{3} q_0 r; T_{\frac{\pi}{2}}^o = 0 \quad (4.1.44.)$$

3) Pentru $\varphi \in \left(\frac{\pi}{2}, \pi \right)$:

$$\frac{M_\varphi^o}{q_0 r^2} = -\frac{1}{4} - \frac{2}{3} \sin \varphi; \frac{N_\varphi^o}{q_0 r} = -\frac{2}{3} \sin \varphi; \frac{T_\varphi^o}{q_0 r} = \frac{2}{3} \cos \varphi \quad (4.1.45.)$$

• *Impingerea laterala a muntelui, distribuita uniform.*

Impingerea laterala a muntelui pentru roci dure se poate lua in calcul sub forma unei incarcari distribuite uniform (fig.4.1.1.9). Intensitatea incarcarii este data in functie de taria rocii.

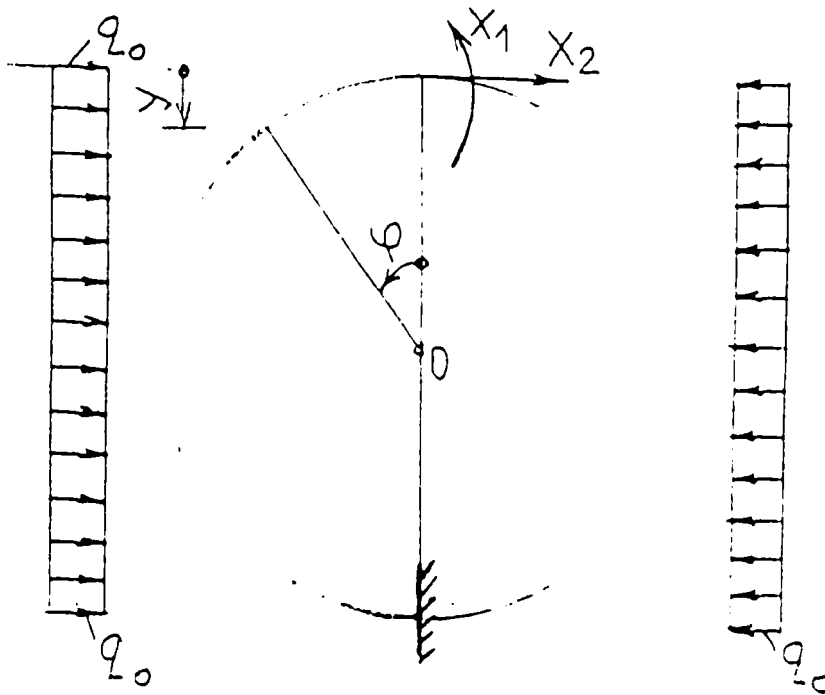


Fig.4.1.1.9

Eforturile pe structura static determinata :

$$M_y^o = -\frac{l}{2}q_0 y^2 = q_0 \frac{r^2}{2}(1 - \cos \varphi)^2$$

$$N_y^o = q_0 y \cos \varphi = q_0 r(1 - \cos \varphi) \cos \varphi \quad (4.1.46.)$$

$$T_y^o = q_0 y \sin \varphi = q_0 r(1 - \cos \varphi) \sin \varphi$$

c) *Impingerea pasiva a muntelui*

Incarcarea apare la rezistenta elastica a rocii datorita unei incarcari exterioare aflata in echilibru static.

Se considera ca presiunea pasiva $q_\varphi = q_0 m(\sin \varphi - \sin \varphi_0)$; (4.1.47.)

$$m = \frac{l}{(1 - \sin \varphi_0)}; \frac{P_0}{b} = k \delta_H \quad (4.1.48.)$$

Eforturile static determinate pe portiuni:

1) Pentru $\varphi \in (0, \varphi_0)$:

$$M_\varphi^o = 0; N_\varphi^o = 0; T_\varphi^o = 0;$$

2) Pentru $\varphi \in (\varphi_0, \pi - \varphi_0)$:

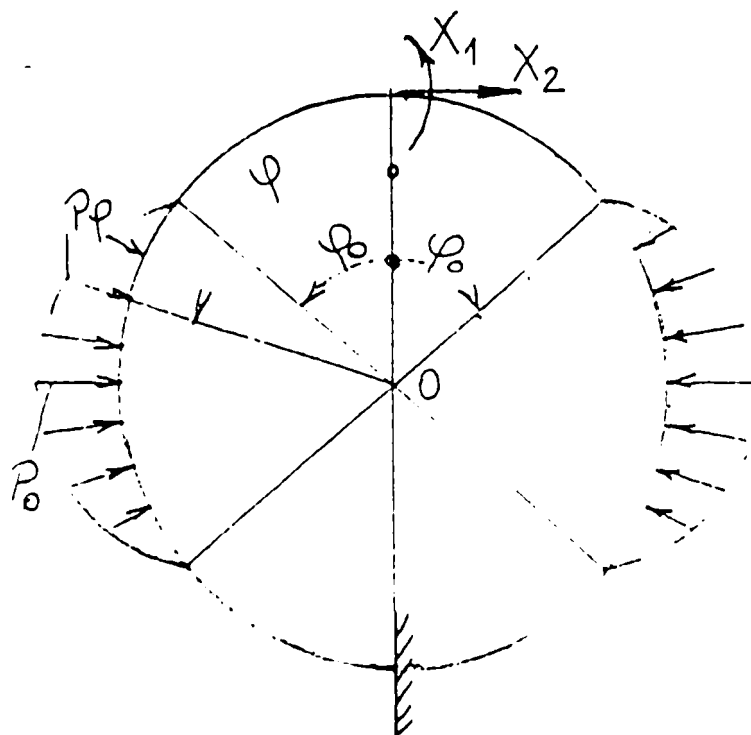


Fig.4.1.1.10

$$\frac{M_\varphi^o}{P_0 r^2} = -m \left[(\sin \varphi - \sin \varphi_0) - \frac{l}{2} (\varphi - \varphi_0) \cos \varphi - \frac{l}{2} \cos \varphi_0 \sin(\varphi - \varphi_0) \right]$$

$$\frac{N_\varphi^o}{P_0 r_0} = \frac{l}{r} \left(\frac{M_\varphi^o}{q_0 r^2} \right);$$

$$\frac{T_\varphi^o}{P_0 r} = \frac{m}{2} [(\varphi - \varphi_0) \sin \varphi - \sin \varphi_0 \sin(\varphi - \varphi_0)]$$

3) Pentru $\varphi \in (\pi - \varphi_0, \pi)$:

$$\frac{M_\varphi^o}{P_0 r^2} = \frac{l}{2} m [(\pi - 2\varphi_0) - \sin(\pi - 2\varphi_0)] \cos \varphi$$

$$\frac{N_\varphi^o}{P_0 r} = \frac{l}{2} m [(\pi - 2\varphi_0) - \sin(\pi - 2\varphi_0)] \cos \varphi \quad (4.1.49.)$$

$$\frac{T_\varphi^o}{P_0 r} = \frac{l}{2} m [(\pi - 2\varphi_0) - \sin(\pi - 2\varphi_0)] \sin \varphi.$$

d) Incarcarea provenita din greutatea proprie.

Greutatea proprie a captuselii are o pondere importanta in calculul cofrajelor, fiind una din incarcările de baza ale tunelelor cu fata libera.

Incarcare pe unitatea de lungime:

$$g = \varphi_0 dl$$

$$\frac{M_{\varphi}^o}{gr^2} = -(\varphi \sin \varphi - 1 + \cos \varphi)$$

$$\frac{N_{\varphi}^o}{gr^2} = -\varphi \sin \varphi$$

$$\frac{T_{\varphi}^o}{gr} = \varphi \cos \varphi. \quad (4.1.50.)$$

e) *Presiunea injectiilor de umplere.*

Umplerea reprezinta o incarcare importanta care apare in procesul tehnologic de realizare a camasuielilor galeriilor din beton.

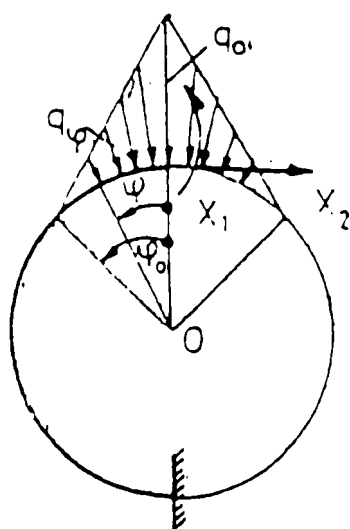


Fig.4.1.1.11

Incarcarea este data sub forma a doua legi distincte:

1) Legea de distributie parabolica:

$$q_{\varphi} = q_0 \frac{\cos \varphi - \cos \varphi_0}{1 - \cos \varphi_0} \quad (4.1.51.)$$

2) Legea de distributie hiperbolica:

$$q_{\varphi} = q_0 \frac{\sin \varphi_0 - \sin \varphi}{\sin \varphi_0} = q_0 m (\sin \varphi_0 - \sin \varphi) \quad (4.1.52.)$$

Valoarea q_0 se accepta in functie de presiunea de injectare si este marita uneori pana la dublu din cauza efectului de umplere a rocilor dupa executia betonarii.

Se va accepta legea descrisa de relatia (4.1.52.), fiind mai defavorabila in calcule deoarece provoaca o concentrare mai mare a incarcarii spre cheia boltii (fig.4.1.1.11.)

Eforturile vor fi diferite pe portiunea $\varphi \in (0, \varphi_0)$, respectiv $\varphi \in (\varphi_0, \pi)$.

1) Pentru $\varphi \in (0, \varphi_0)$

$$\frac{M_{\varphi}^0}{q_0 r^2} = - \left[1 - \cos \varphi + \frac{l}{2 \sin \varphi} (\varphi \cos \varphi - \sin \varphi) \right]$$

$$\frac{N_{\varphi}^0}{q_0 r} = \frac{M_{\varphi}^0}{q_0 r^2};$$

$$\frac{T_{\varphi}^0}{q_0 r} = \sin \varphi - \frac{l}{2 \sin \varphi_0} \varphi \sin \varphi \quad (4.1.53.)$$

Eforturile in sectiunea φ_0 se obtin din rel (4.1.53.), folosind $\varphi = \varphi_0$.

In functie de eforturile $M_{\varphi_0}^0, N_{\varphi_0}^0, T_{\varphi_0}^0$ din sectiunea $\varphi = \varphi_0$ rezulta eforturile intr-o sectiune $\varphi \in (\varphi_0, \pi)$

2) Pentru $\varphi \in (\varphi_0, \pi)$:

$$M_{\varphi}^0 = M_{\varphi_0}^0 - N_{\varphi_0}^0 r [1 - \cos(\varphi - \varphi_0)] - T_{\varphi_0}^0 r \sin(\varphi - \varphi_0)$$

$$N_{\varphi}^0 = N_{\varphi_0}^0 \cos(\varphi - \varphi_0) - T_{\varphi_0}^0 \sin(\varphi - \varphi_0)$$

$$T_{\varphi}^0 = N_{\varphi_0}^0 \sin(\varphi - \varphi_0) + T_{\varphi_0}^0 \cos(\varphi - \varphi_0) \quad (4.1.54.)$$

f) Incarcari din presiunea apei

• Presiunea uniforma a apei

Pentru galerii de grosime mica aceasta presiune da nastere doar la eforturi axiale. In conditiile conlucrarii elastice a imbracamintii de beton cu rezistenta muntelui se scrie egalitatea sagetii dupa directia razei sub forma: (fig.4.1.1.12.)

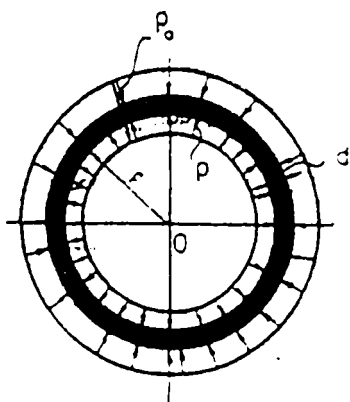


Fig.4.1.1.12

$$\delta_{rh} = \delta_{rt} \quad (4.1.55.)$$

Sageata produsa de imbracamintea δ_{rh} si sageata produsa de presiunea rocii δ_{rt} se expliciteaza astfel:

$$\delta_{rh} = \frac{(p - p_H)r^2}{E_b d}; \delta_{rt} = \frac{p_0}{k} \quad (4.1.56.)$$

Inlocuind rel.(4.1.56.) in (4.1.55.) se obtine:

$$p_H = \frac{l}{l + \frac{E_b i}{kr r}} p \quad (4.1.57.)$$

in care : E_b = modulul de elasticitate al betonului;
 k =coeficientul de pat [kgf/cm²;daN/cm²];
 $i=r/d$ -grosimea relativa a betonului;
 d =grosimea betonului .

Efortul axial:

$$\frac{N}{pr} = \left(l - \frac{l}{l + \frac{E l}{Rr \lambda}} \right) \quad (4.1.58.)$$

Efortul axial poate fi pus sub o alta forma daca se introduce valoarea

$$k = \frac{E_{roca}}{r(l + \mu)}$$

$$\frac{N}{pr} = \left(l - \frac{l}{l + \frac{E_b l}{E_r (l + \mu) \lambda}} \right) \quad (4.1.59.)$$

μ = coeficientul lui Poisson

1) Pentru $E_r \rightarrow 0$, adica atunci cand nu se conteaza pe rezistenta rocii, rezulta

$$\frac{N}{pr} = l$$

2) Pentru $E_r \rightarrow \infty$, adica rigiditatea foarte mare a rocii, rezulta $\frac{N}{pr} = 0$, adica

betonul neavand posibilitatea sa se deformeze, nu preia incarcarea.

• Presiunea apei care umple galeria

Incarcarea din presiunea apei care umple galeria apare in calculul galeriilor de fuga de la centralele hidroelectrice (fig.4.1.1.13).

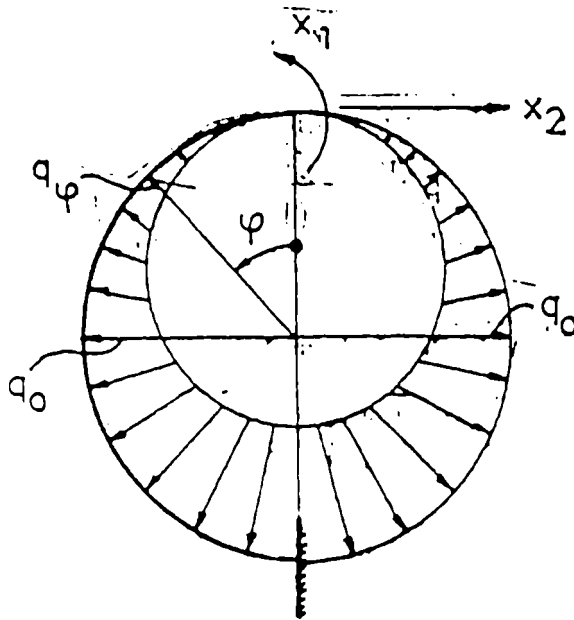


Fig.4.1.1.13

Legea de variatie a incarcarii q_φ .

$$q_\varphi = q_0(1 - \cos \varphi);$$

$$q_0 = \gamma r \quad (4.1.60)$$

Eforturile pe arcul de baza rezulta prin integrarea efectului incarcarii pana intr-o sectiune curenta φ cu o variabila intermediara $\theta \in (0, \varphi)$:

$$M_\varphi^o = \int_0^\varphi q_\theta r \sin(\varphi - \theta) d\theta = q_0 r^2 \left(1 - \frac{1}{2} \varphi \sin \varphi - \cos \varphi \right)$$

$$N_\varphi^o = \int_0^\varphi q_\theta \sin(\varphi - \theta) d\theta = q_0 r \left(1 - \frac{1}{2} \varphi \sin \varphi - \cos \varphi \right) \quad (4.1.61.)$$

$$T_\varphi^o = - \int_0^\varphi q_\theta \cos(\varphi - \theta) d\theta = - \frac{1}{2} (\sin \varphi - \varphi \cos \varphi)$$

Concluzii :

1) Calculele pentru obtinerea eforturilor in sectiunile circulare din incarcările specifice tunelurilor se conduc tinand cont de caracterul rocii din care este executata galeria.

2) Pentru fiecare tip de incarcare se pot obtine diagramele de eforturi in coordonate generalizate care usureaza mult calculele.

3) Reactiunea se alege diferentiat pentru fiecare tip de roca.

4) Diagramele de eforturi pentru o incarcare data se obtin prin insumarea urmatoarelor efecte:

$$S = S_q + S_r + S_{p_0} + S_a.$$

$S = \text{efortul } (M_\varphi, N_\varphi, T_\varphi) \text{ total datorat unei incarcari}$

$S_q = \text{efortul primar datorat incarcarii } q;$

$S_r = \text{efortul creat de reactiunea muntelui calculata in functie de componenta verticala } P \text{ a incarcarii. Valoarea totala } P \text{ a incarcarii poate fi citita in tabel, ea fiind forta taietoare a incarcarii primare } q \text{ in punctul } \varphi = \pi$

$S_{p_0} = \text{eforturile datorita presiunii pasive a incarcarii primare } q \text{ si a reactiunii corespunzatoare.}$

Incarcarea din presiunea pasiva se obtine astfel:

$$q_0 \delta_{H_{q_0}}'' + q_{or} \delta_{H_{q_{or}}}'' + p_0 \delta_{H_{p_0}}'' + \frac{p_0}{k_h} = 0$$

5) Eforturile datorita fenomenului de umflare a rocii pot fi luate in calcule ca o presiune uniforma din exteriorul excavatiei.

6) Eforturile de temperatura pot deveni importante daca executia inchiderii cheii boltii nu a fost facuta la temperatura corespunzatoare sau daca tunelul se goleste brusc permitand patrunderea aerului in lungul tunelului.

4.2 Calculul static al galeriilor hidrotehnice circulare prin metode numerice

Pentru calculul static al galeriilor hidrotehnice circulare se propune folosirea programului de calcul COSMOS M, atat pentru masive omogene cit si pentru cele neomogene.

Discretizarea masivului se va face ca la capitolul 3.2.1. Se definesc 8 suprafete in cele 4 cadrane ale inelului din masiv, fiecarei suprafete ii sunt asociate proprietatile materialului din care este alcatuit masivul, omogen sau neomogen, precum si proprietatile betonului din camasaiala.

S-au asociat celor 4 suprafete din jurul galeriei circulare proprietatile betonului. La celelalte 4 suprafete din cele 4 cadrane ale inelului din masiv s – au asimilat proprietatile rocii din care este format acesta.

Se pun blocajele pe conturul structurii discretizate. Se pun fortele care actioneaza pe fata interioara a camasuielii din beton.

Dupa executia calculului cu ajutorul programului , se obtin urmatoarele izocurbe:

- Izocurbele de eforturi unitere σ_x si σ_y ;
- Izocurbele de eforturi tangentiale τ_{xy} ;
- Izocurbele de eforturi principale ;
- Izocurbele componenteii VON MISES ;
- Izocurbele deplasarilor dupa axa x si y ;
- Izocurbele deplasarilor rezultante.

Toate aceste eforturi si deplasari pot fi reprezentate atat pe structura nedeformata cit si pe structura deformata.

4.2.1. Calculul static al galeriilor hidrotehnice circulare in masive omogene.

Pentru a exemplifica acest calcul 3 masive omogene :

- *Masiv 1*

- gresii argiloase	$\eta = 0.073$
	$E = 4.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$
	$D = 2600 \text{ Kg/mc}$

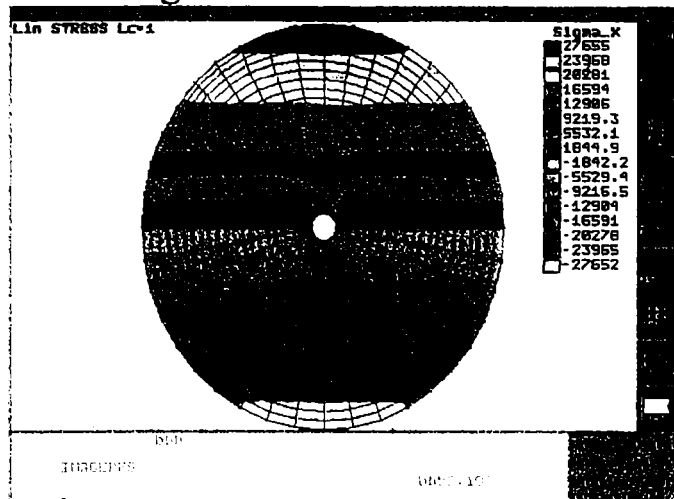
- *Masiv 2*

- argile	$\eta = 0.17$
	$E = 3.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$
	$D = 1800 \text{ Kg/mc}$

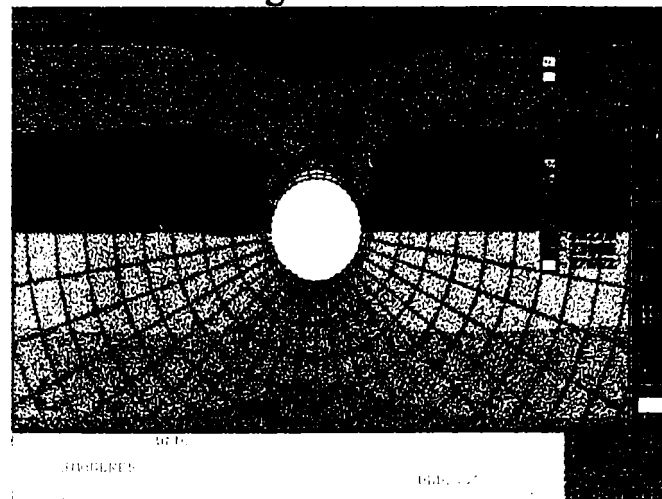
- *Masiv 3*

- marne argiloase	$\eta = 0.12$
	$E = 1.7 \text{ e}9 \text{ N/mp}$
	$D = 2000 \text{ Kg/mc}$

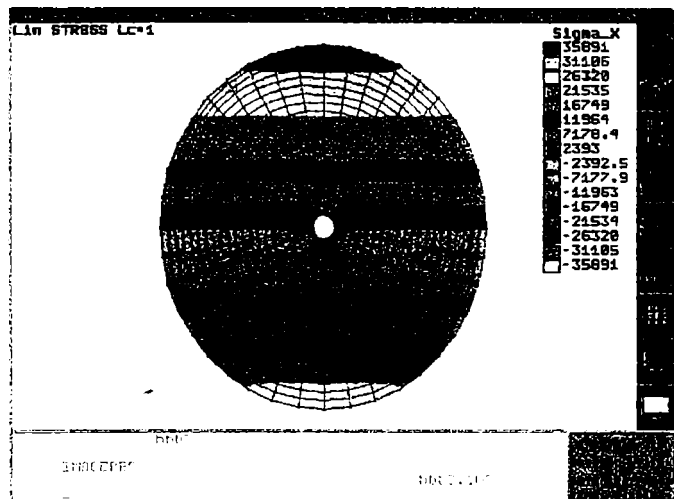
Marne argiloase



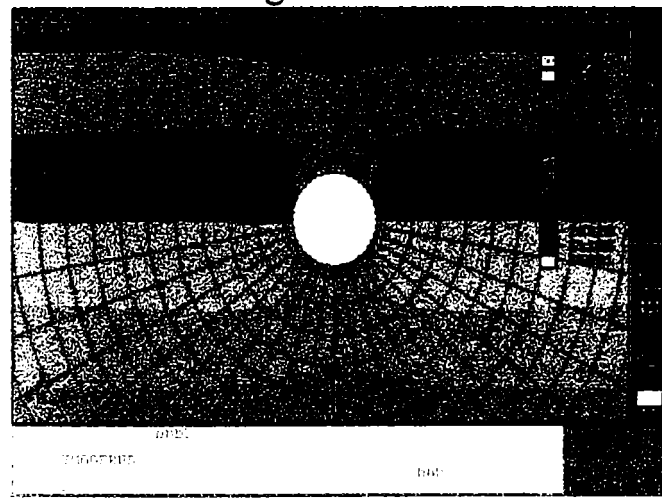
Detaliu - zona galeriei horizontale



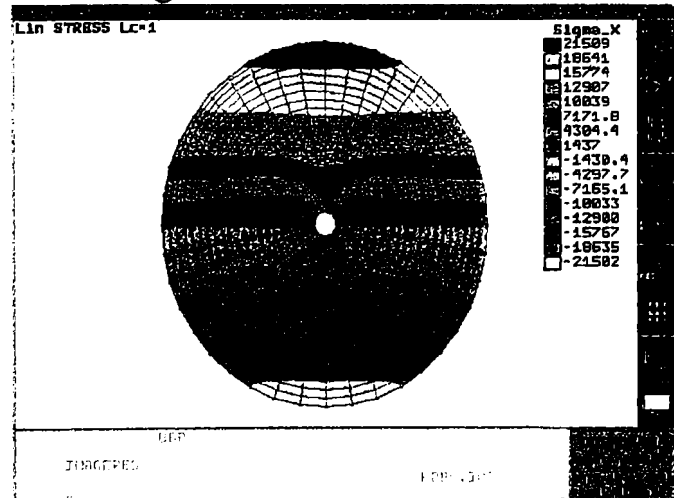
Ar ile



Detaliu - zona galeriei horizontale



Gresii argiloasa



Detaliu - zona galeriei horizontale

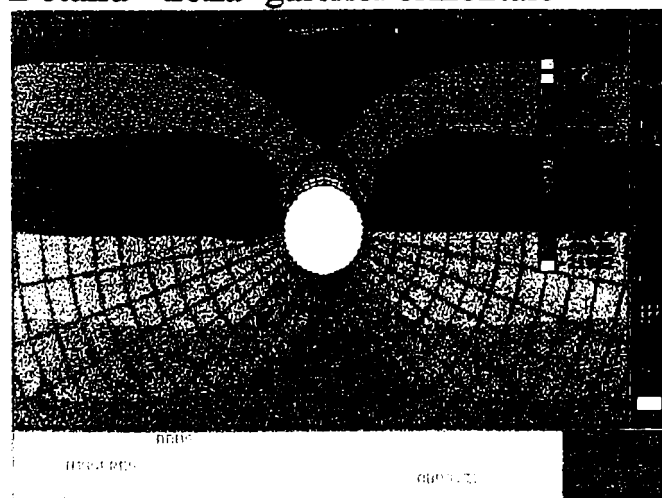
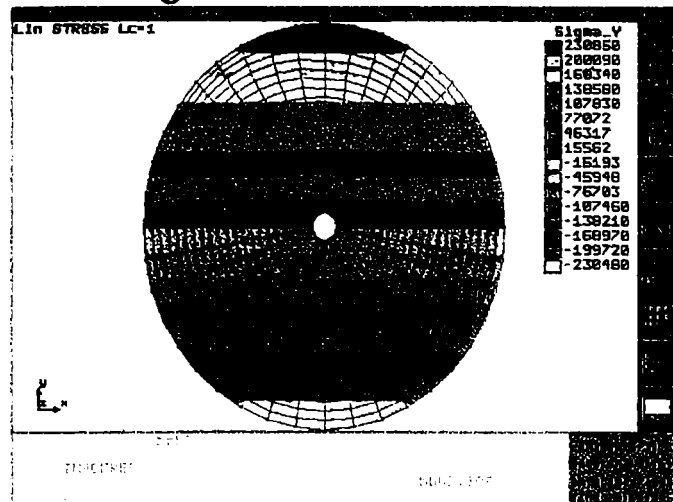
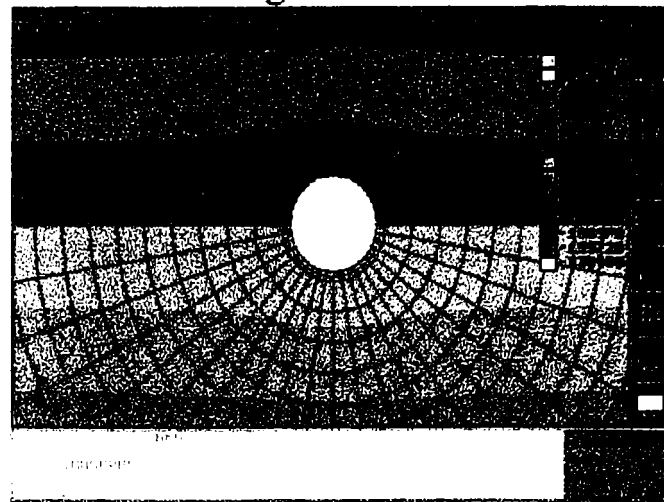


Fig. 4.2.1.2. Starea de eforturi unitare σ_x

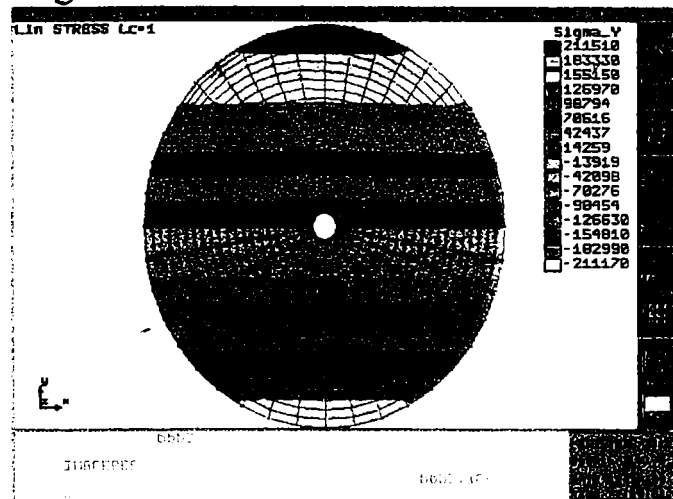
Marne argiloase



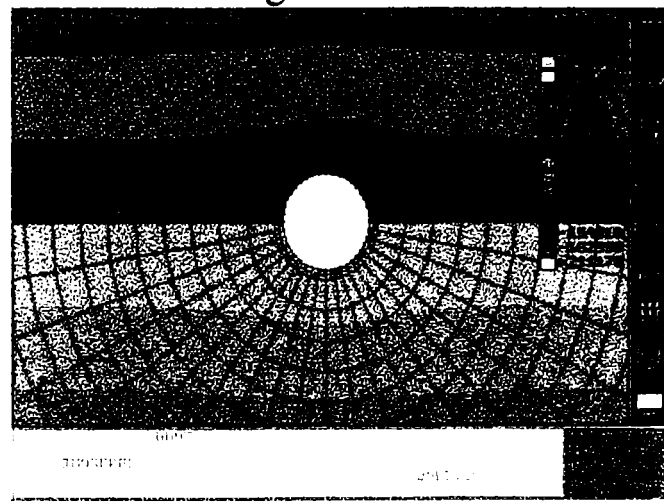
Detaliu - zona galeriei orizontale



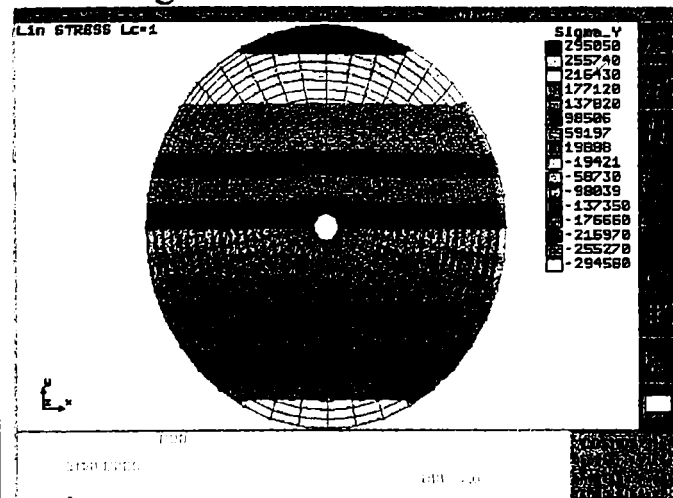
Argile



Detaliu - zona galeriei orizontale



Gresii argiloasa



Detaliu - zona galeriei orizontale

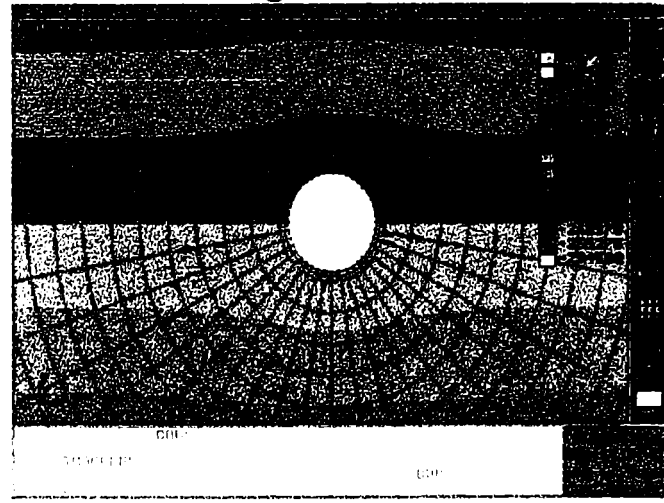
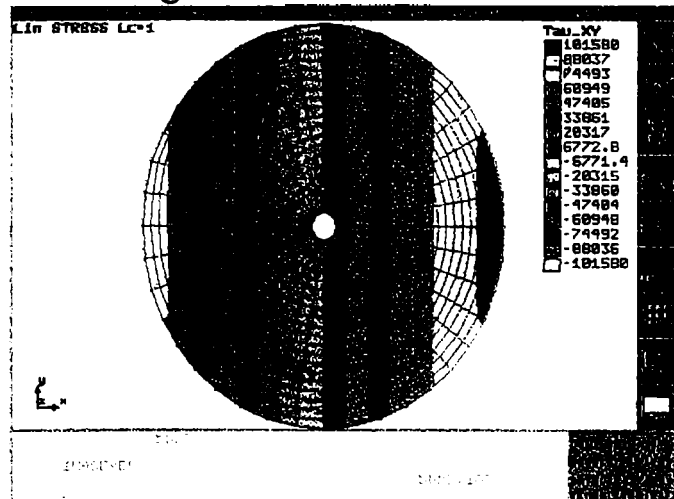
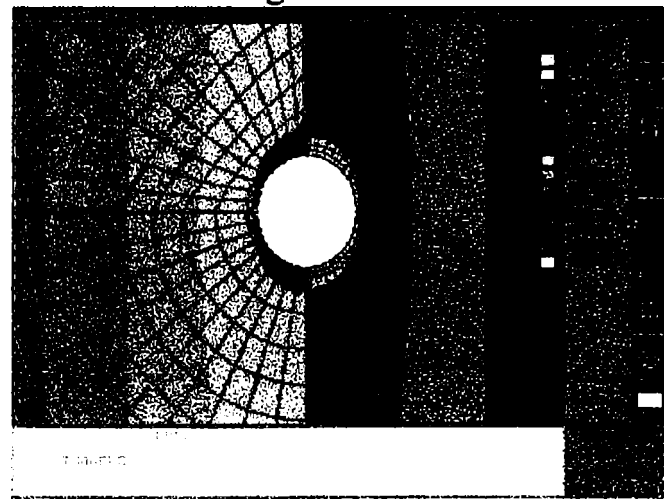


Fig. 4.2.1.3. Starea de eforturi unitare σ_y

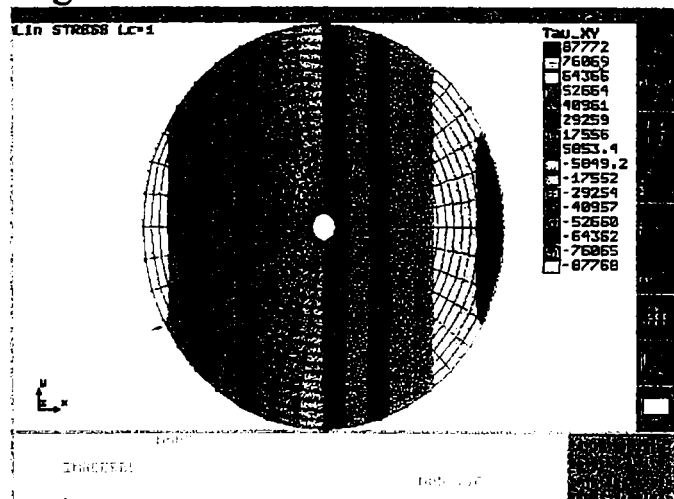
Marne argiloase



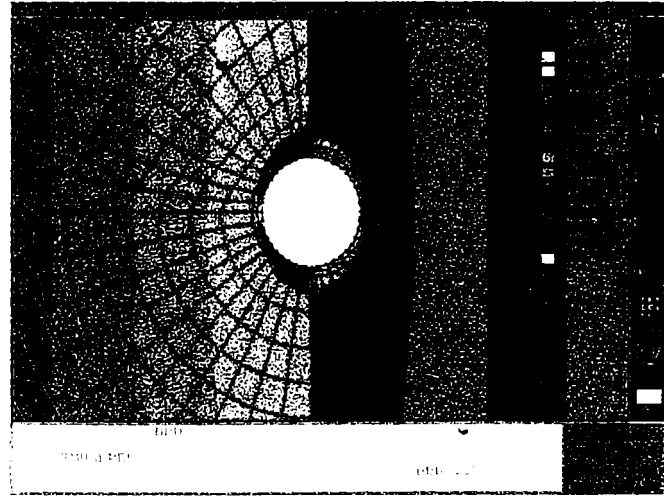
Detaliu - zona galeriei orizontale



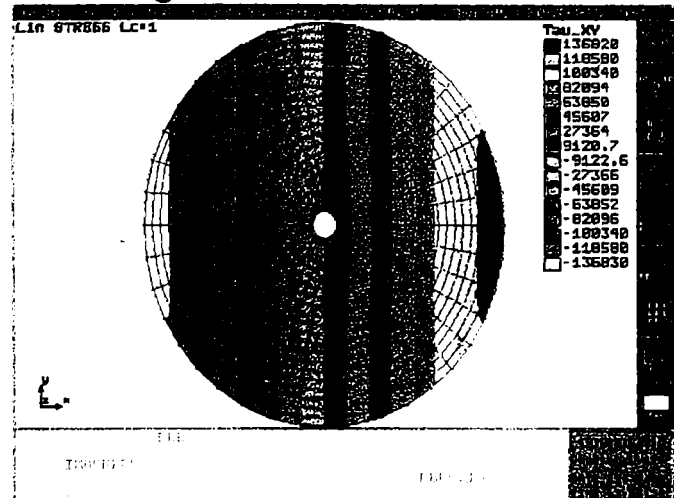
Argile



Detaliu - zona galeriei orizontale



Gre ii rgil s



Detaliu - zona galeriei orizontale

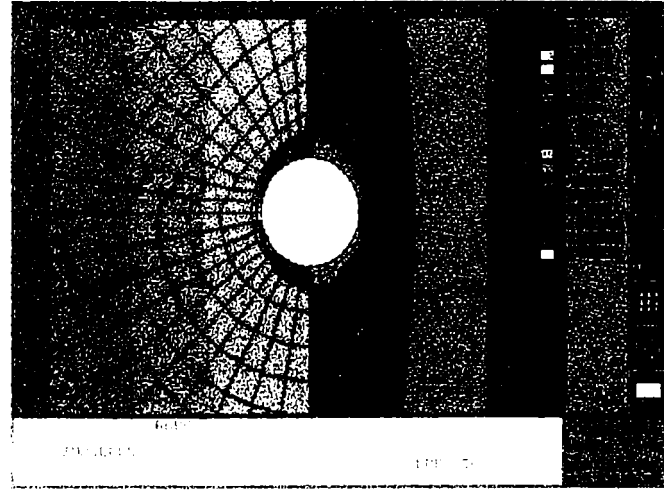
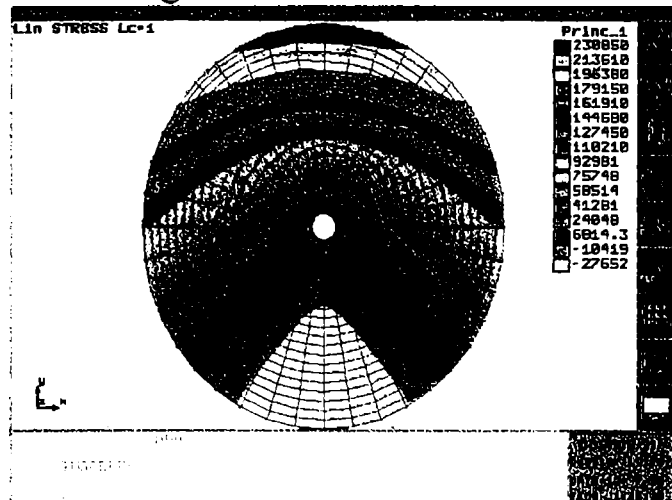
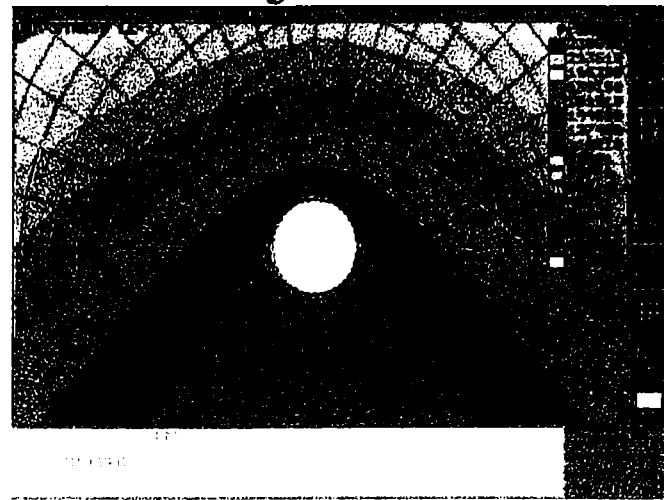


Fig. 4.2.1.4. Starea de eforturi unitare Tau_{XY}

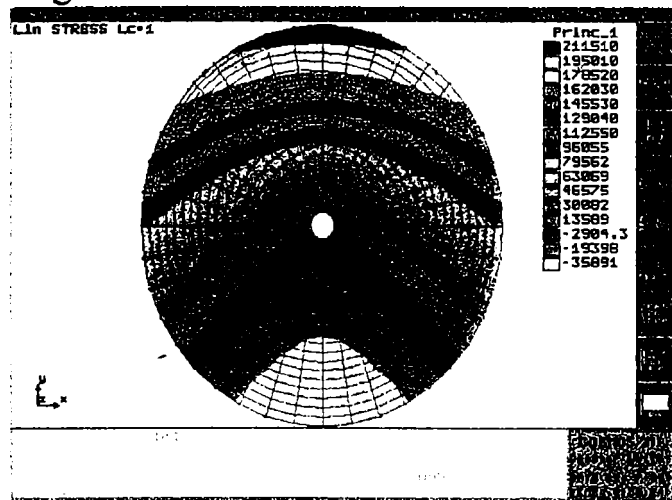
Marne argiloase



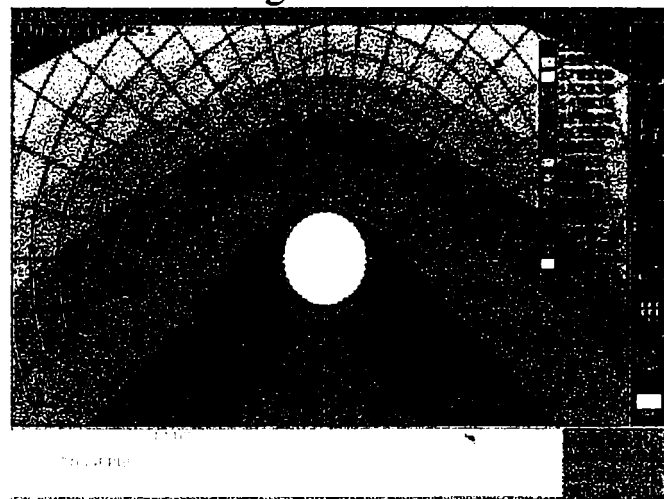
Detaliu - zona galeriei orizontale



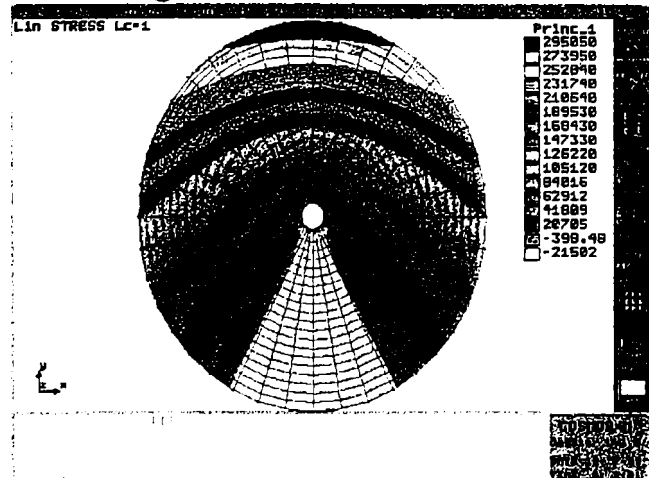
Argile



Detaliu - zona galeriei orizontale



Gresii argiloasa



Detaliu - zona galeriei orizontale

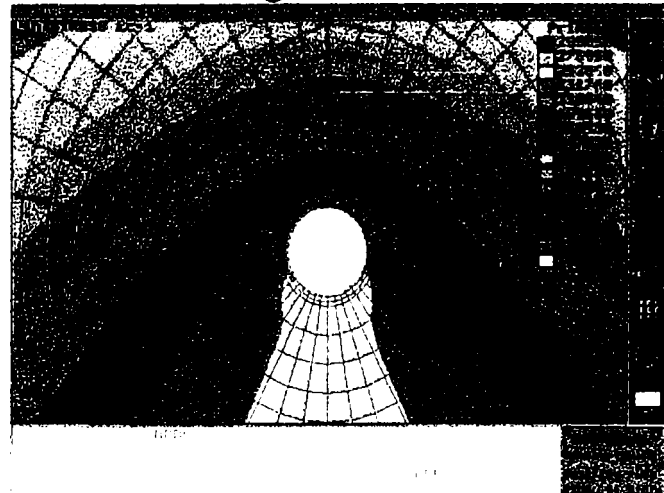
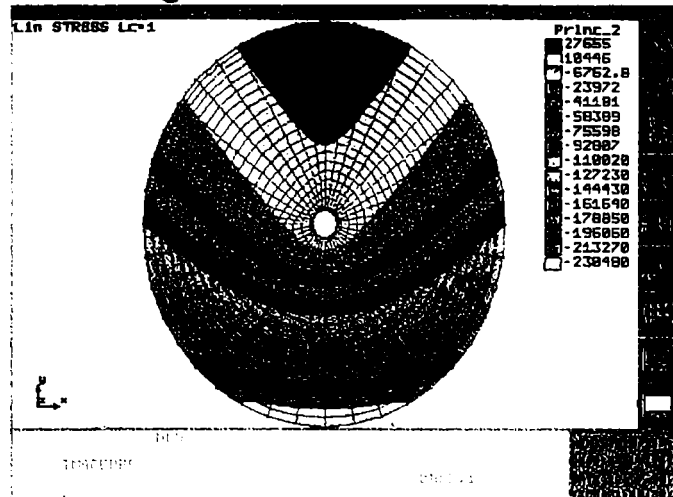
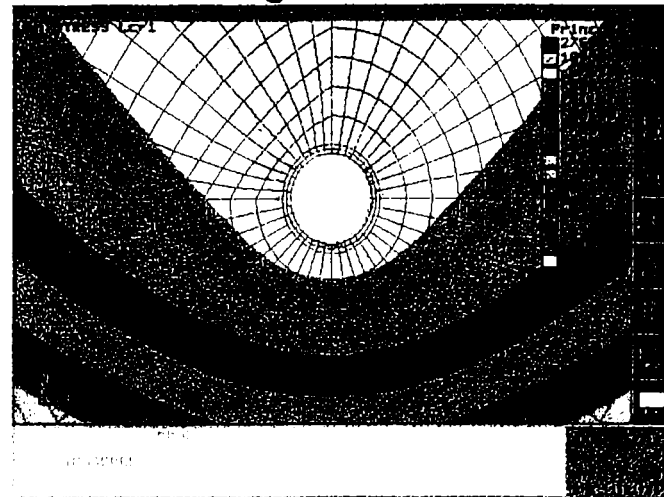


Fig. 4.2.1.5. Starea de eforturi unitare *Principala_1*

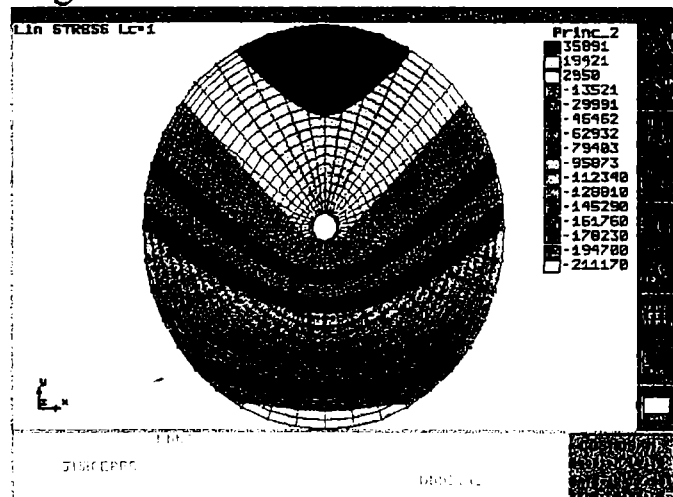
Marne argiloase



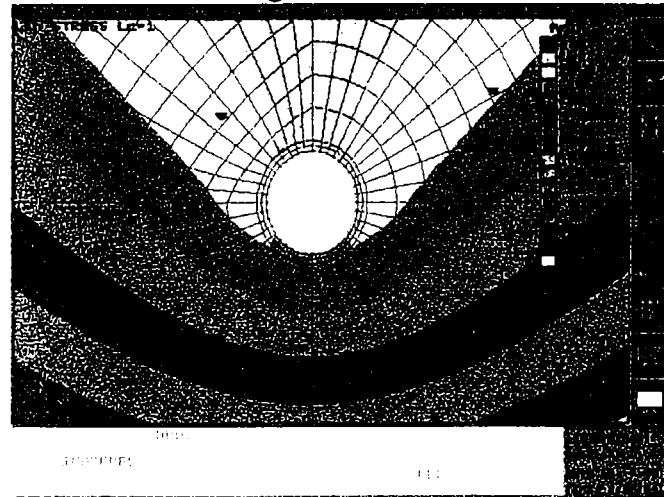
Detaliu - zona galeriei orizontale



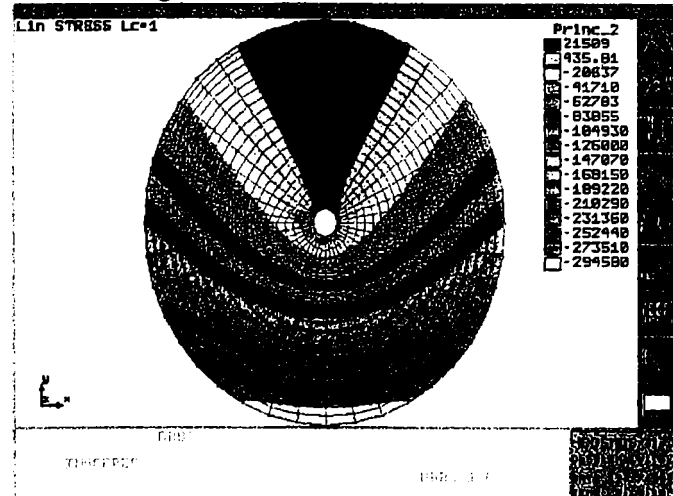
Argile



Detaliu - zona galeriei orizontale



G s g s



Detaliu - zona galeriei orizontale

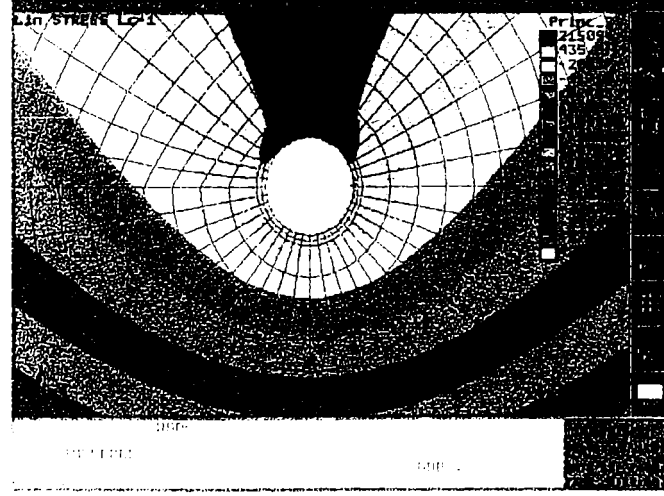
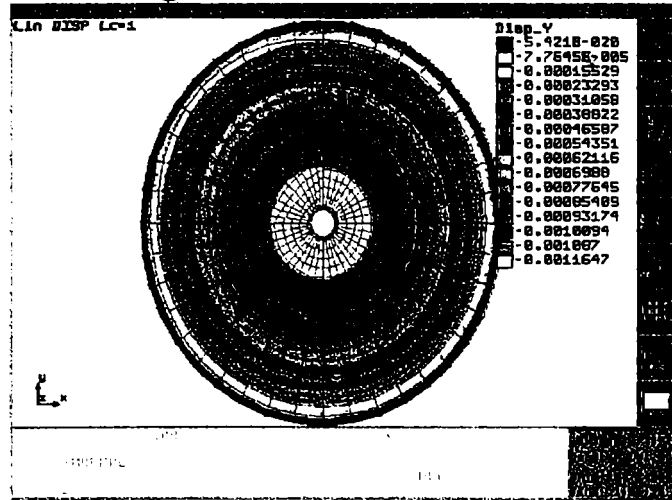
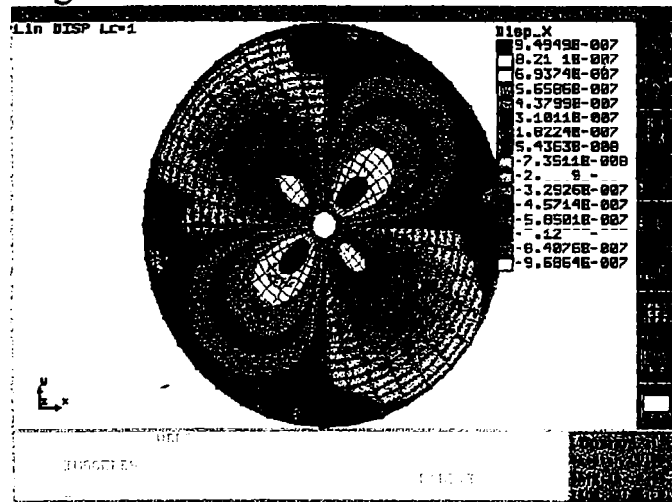


Fig. 4.2.1.6. Starea de eforturi unitare *Principala_2*

Marne argiloase



Argile



Gresii argiloasa

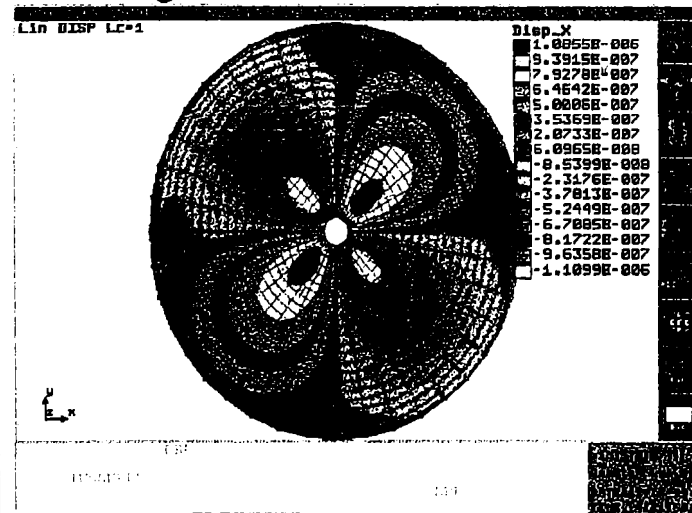
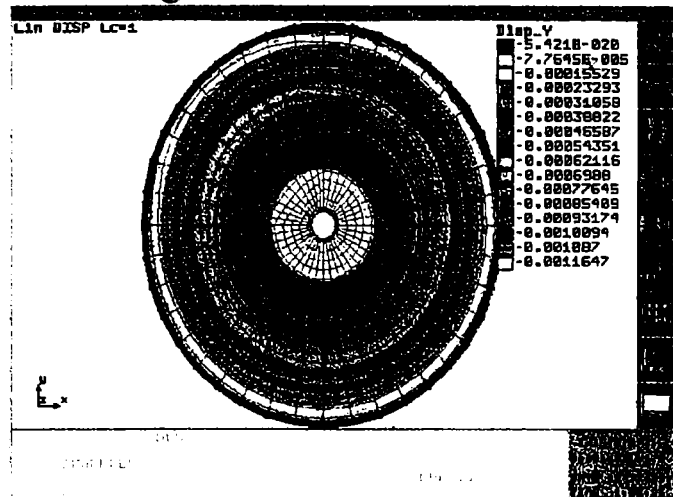
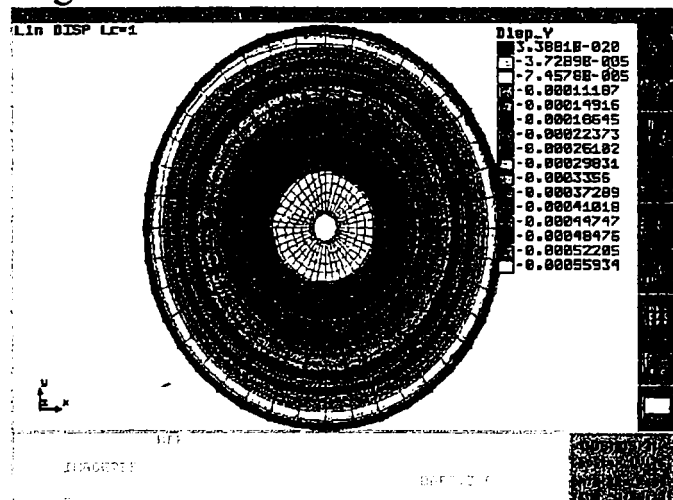


Fig. 4.2.1.7. Deplasarea dupa axa X

Marne argiloase



Argile



Gresii argiloasa

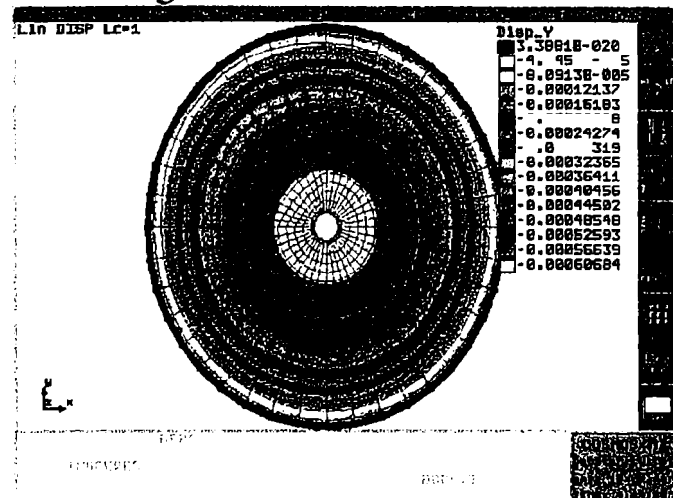
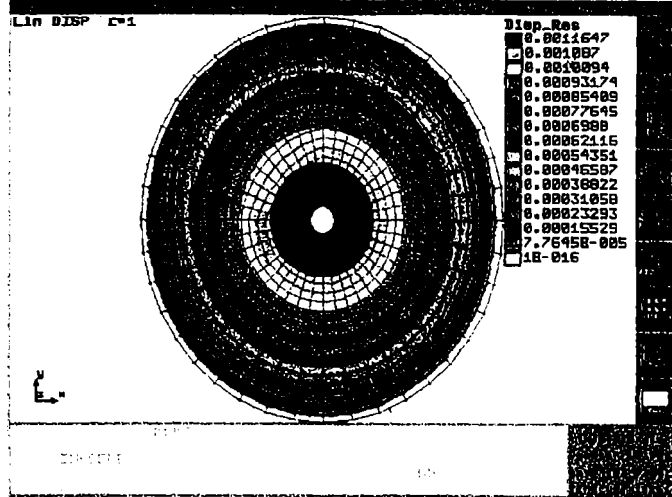
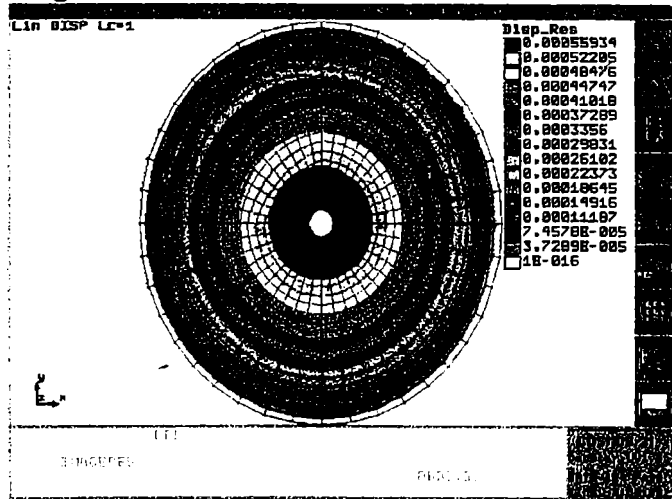


Fig. 4.2.1.8. Deplasarea dupa axa Y

Marne argiloase



Argile



Gresii argiloasa

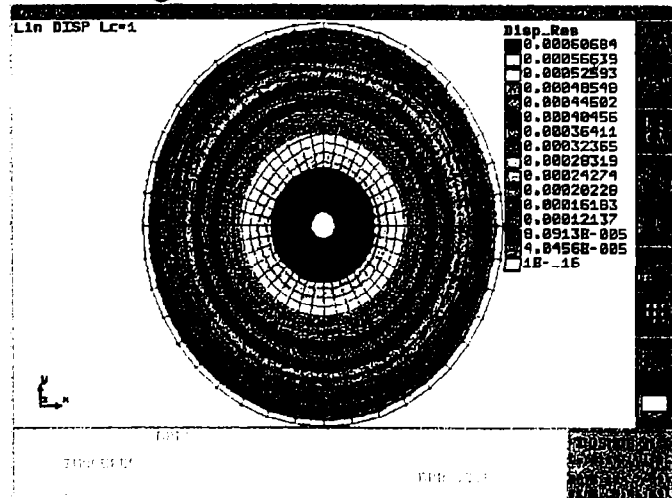


Fig. 4.2.1.9. Deplasarea rezultanta

4.2.3. Calculul static al galeriilor hidrotehnice circulare in masive neomogene.

Pe structura discretizata se activeaza cu proprietatile primului material elementele pe care le gasim in interiorul primului strat de roca. La fel se procedeaza pentru fiecare tip de roca in parte. De asemenea, la cele 4 suprafete, din care este alcatuita camasiuala, le vor fi asociate proprietatile betonului.

Pentru exemplificare se iau in calcul 3 tipuri de masive, fiecare masiv in parte avind cite 3 straturi de roca. Proprietatile materialului sunt definite astfel

- *Masiv 1*

- marnе argiloase	$\eta = 0.12$ $E = 1.7 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2000 \text{ Kg/mc}$
- argile	$\eta = 0.17$ $E = 3.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 1800 \text{ Kg/mc}$
- gresii argiloase	$\eta = 0.073$ $E = 4.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2600 \text{ Kg/mc}$

- *Masiv 2*

- gresie marnoasa	$\eta = 0.038$ $E = 3.44 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2100 \text{ Kg/mc}$
- gresii argiloase	$\eta = 0.073$ $E = 4.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2600 \text{ Kg/mc}$
- argile	$\eta = 0.20$ $E = 3.4 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2100 \text{ Kg/mc}$

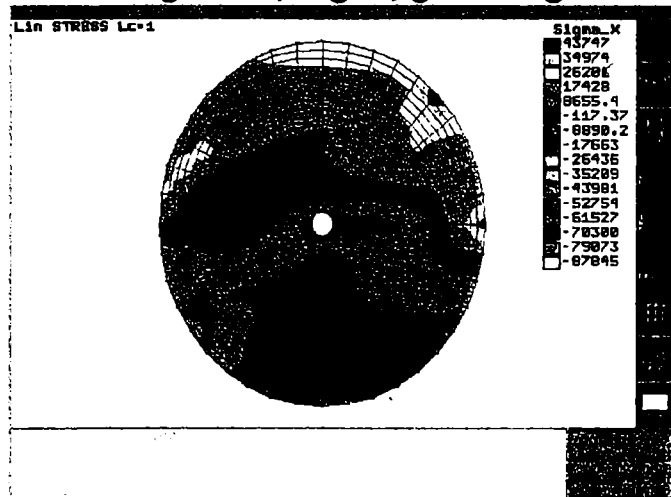
- *Masiv 3*

- marnе normale	$\eta = 0.11$ $E = 2.9 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 1900 \text{ Kg/mc}$
- marnе argiloase	$\eta = 0.12$ $E = 1.7 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2000 \text{ Kg/mc}$
- gresii argiloase	$\eta = 0.073$ $E = 4.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2600 \text{ Kg/mc}$

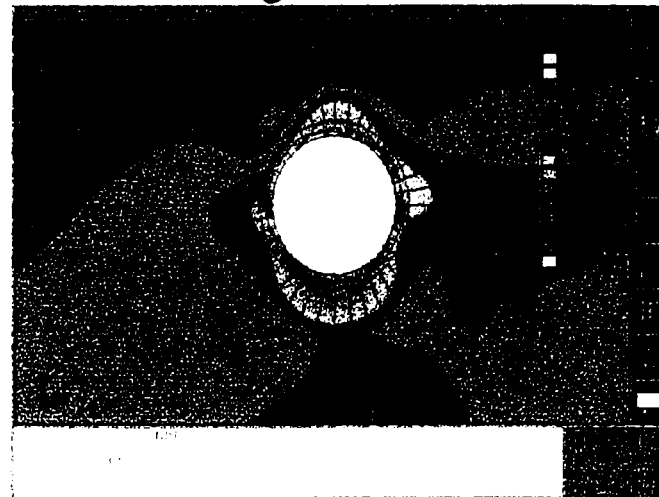
- *Beton*

	$\eta = 0.167$ $E = 2.4 \text{ e}10 \text{ N/mp}$ $D = 2400 \text{ Kg/mc}$
--	--

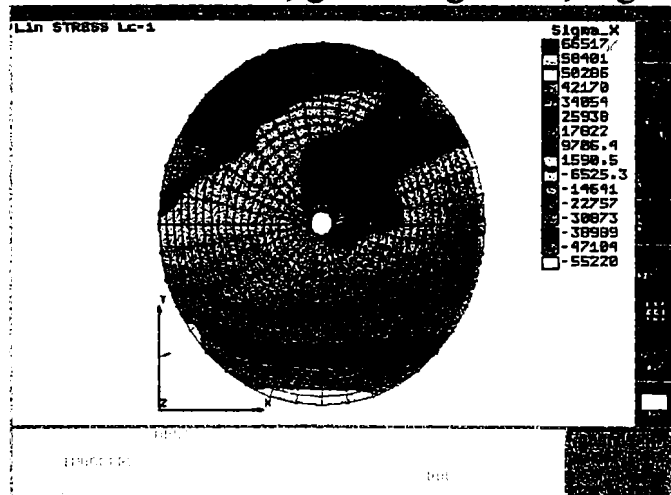
Marne argiloase; argile; gresii argiloase



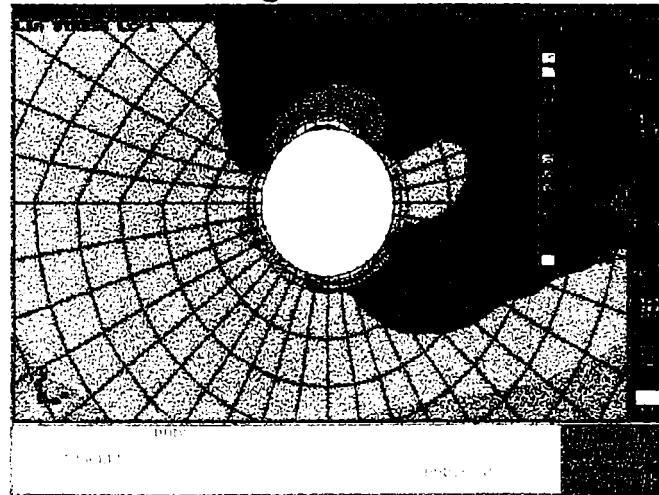
Detaliu – zona galeriei orizontale



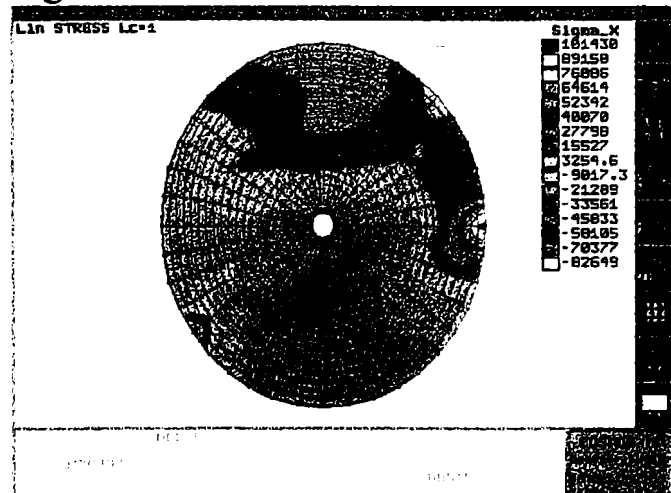
Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila



Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne normale; marne argiloase; gresii argiloasa



Detaliu – zona galeriei orizontale

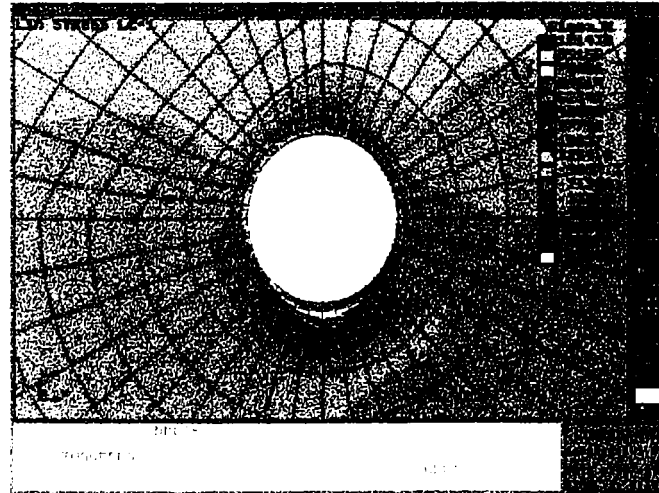
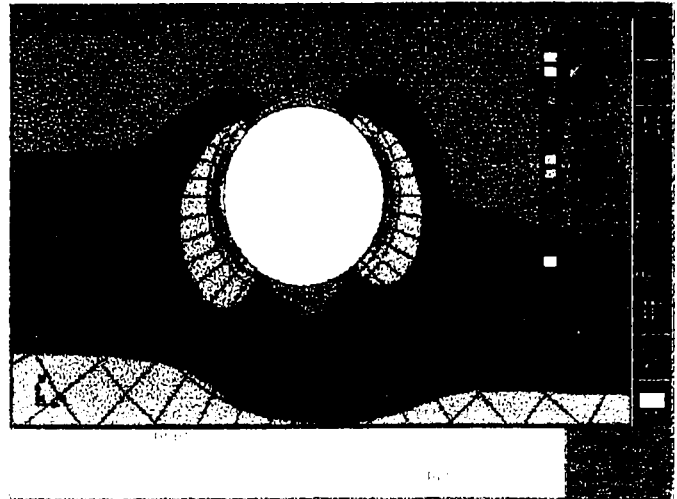
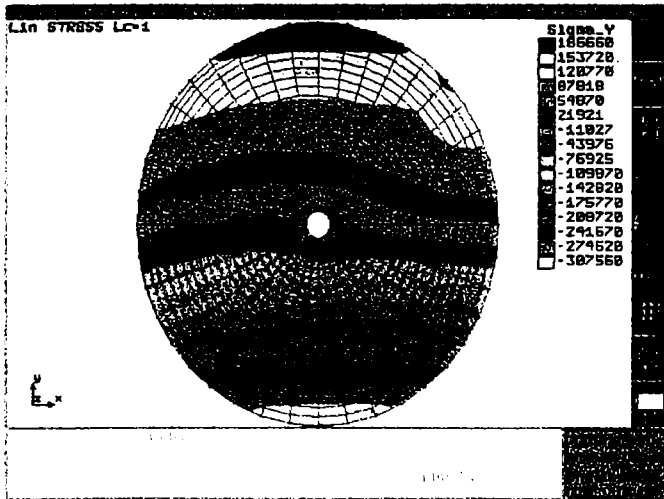


Fig. 4.2.2.1. Starea de eforturi unitare σ_x

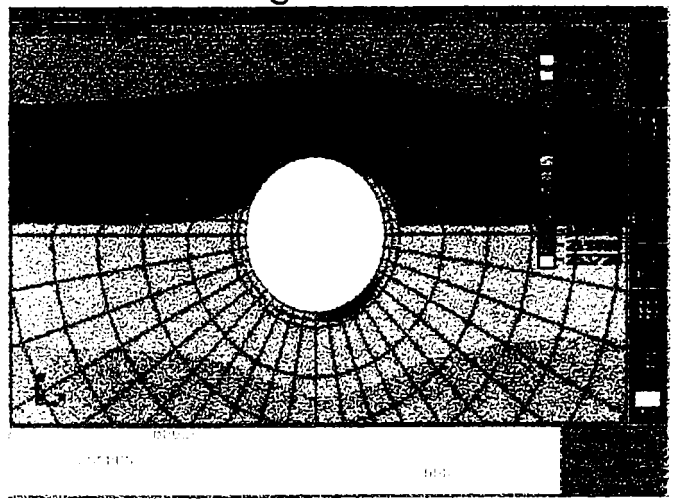
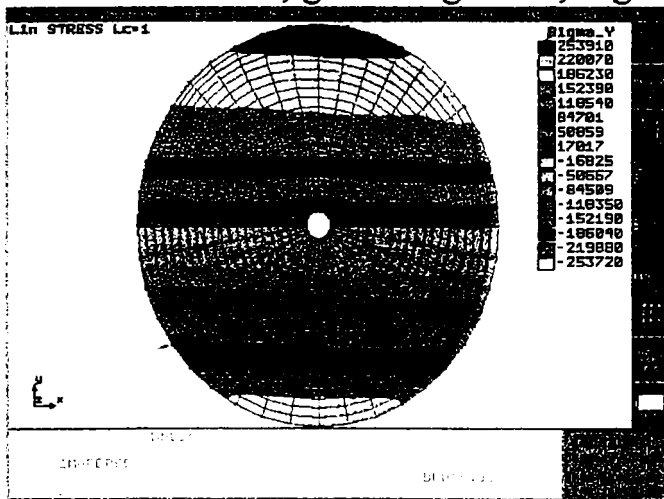
Marne argiloase; argile; gresii argiloase

Detaliu – zona galeriei orizontale



Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila

Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne normale; marne argiloase; gresii argiloasa

Detaliu – zona galeriei orizontale

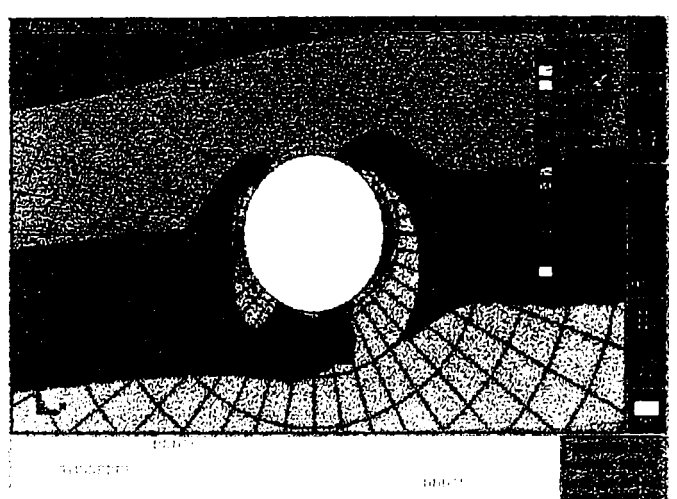
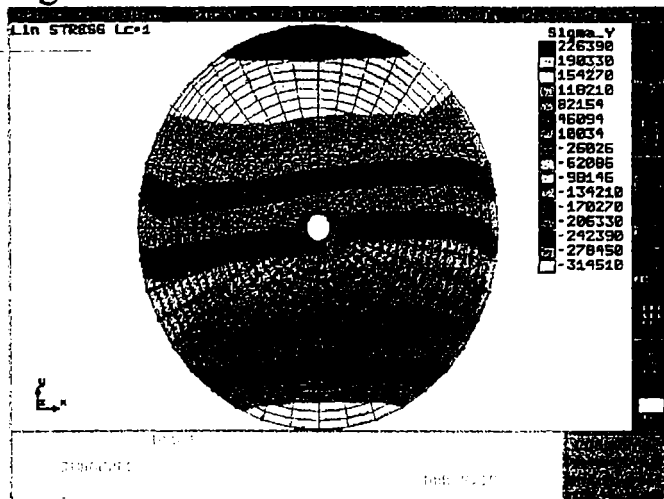
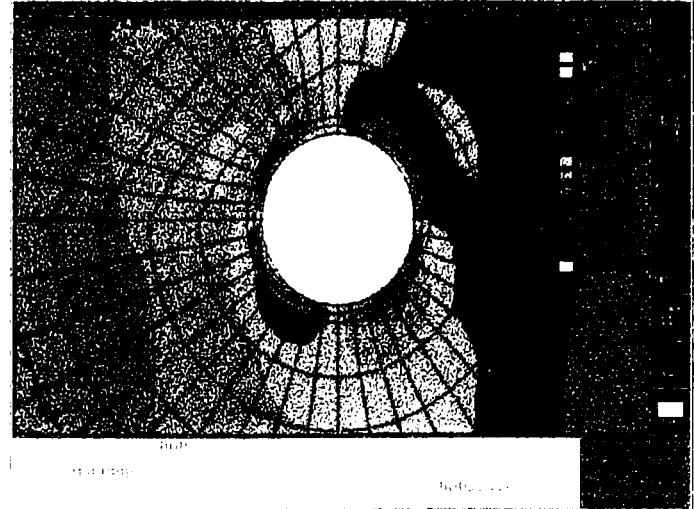
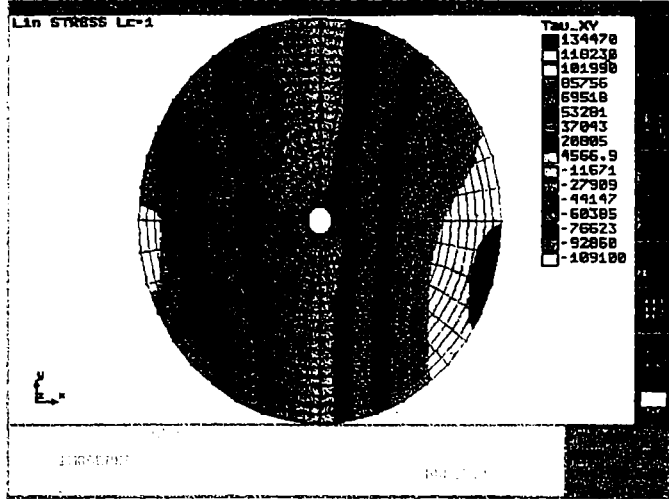


Fig. 4.2.2.2. Starea de eforturi unitare σ_y

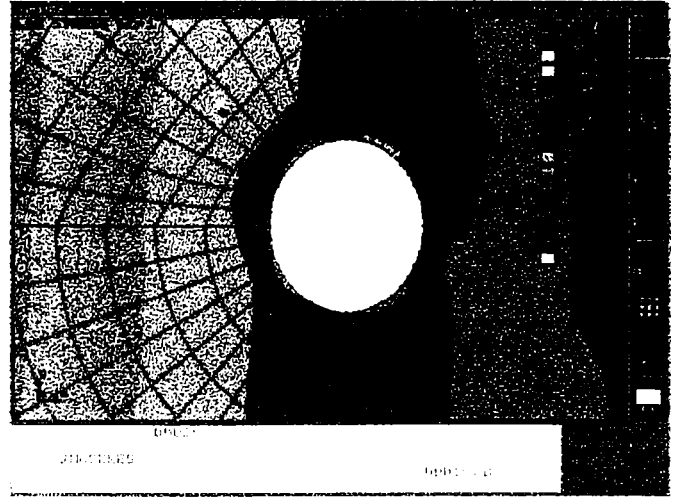
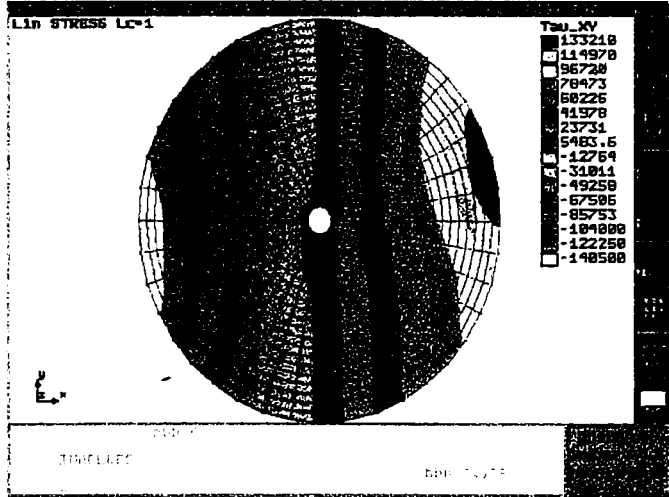
Marne argiloase; argile; gresii ar iloase

Detaliu - zona



Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila

Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne normale; marne argiloase; gresii argiloasa

Detaliu – zona galeriei orizontale

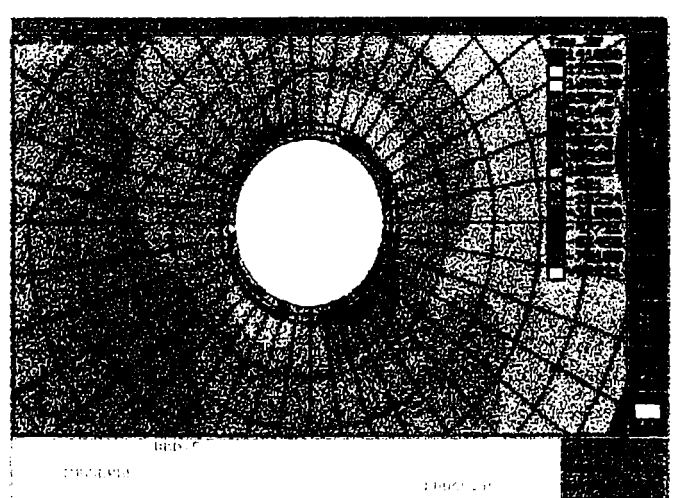
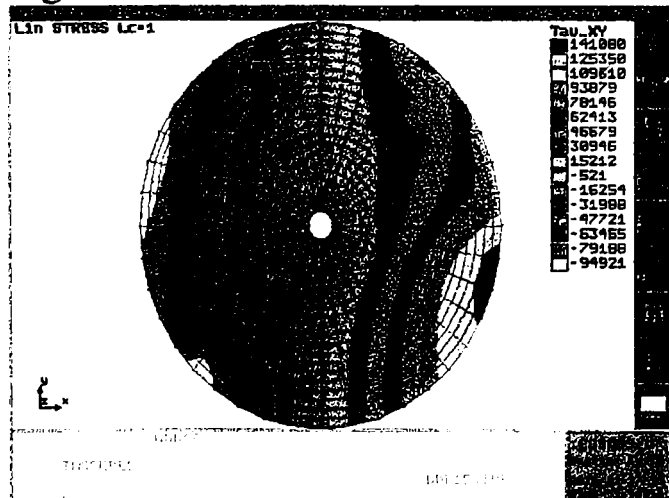
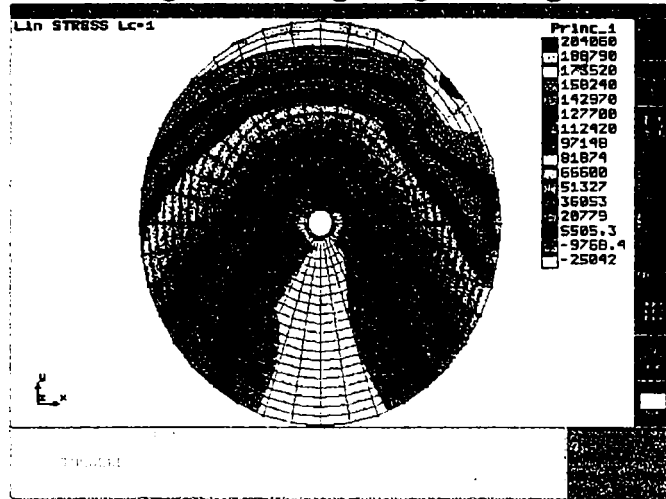
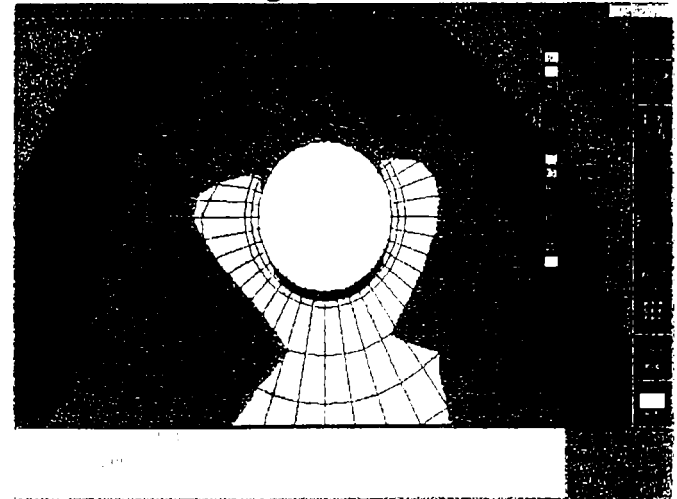


Fig. 4.2.2.3. Starea de eforturi unitare Tau_{XY}

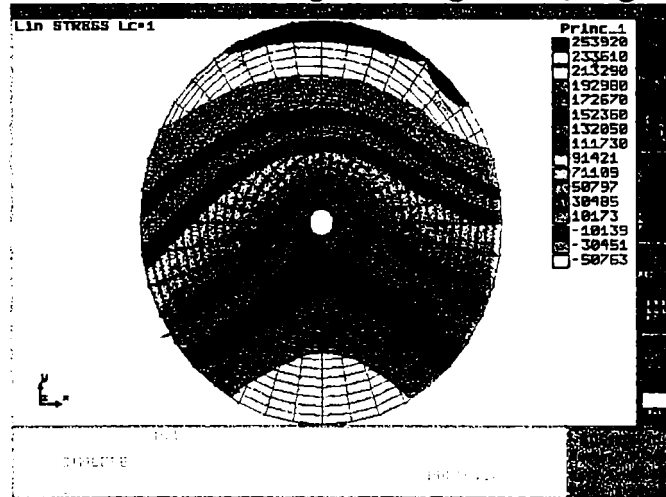
Marne argiloase; argile; gresii argiloase



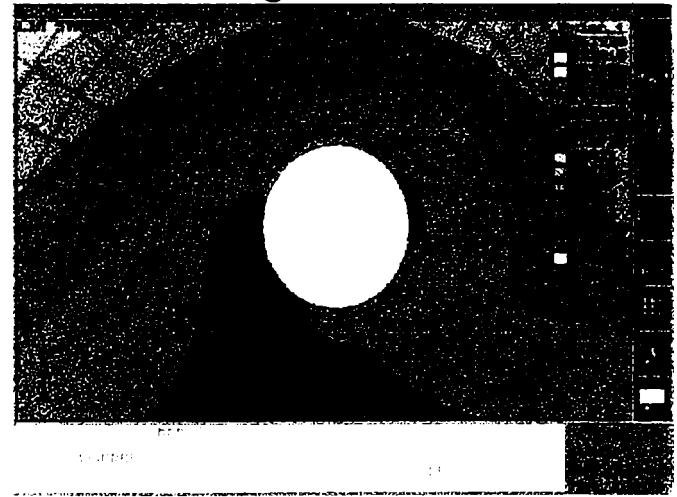
Detaliu – zona galeriei orizontale



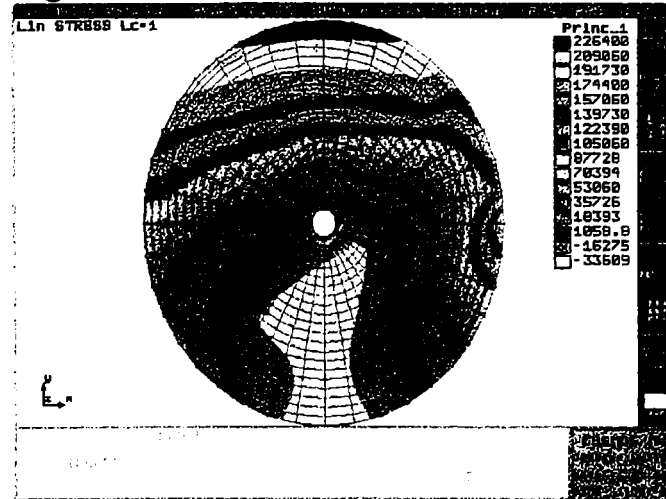
Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila



Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne normale; marne argiloase; gresii argiloasa



Detaliu – zona galeriei orizontale

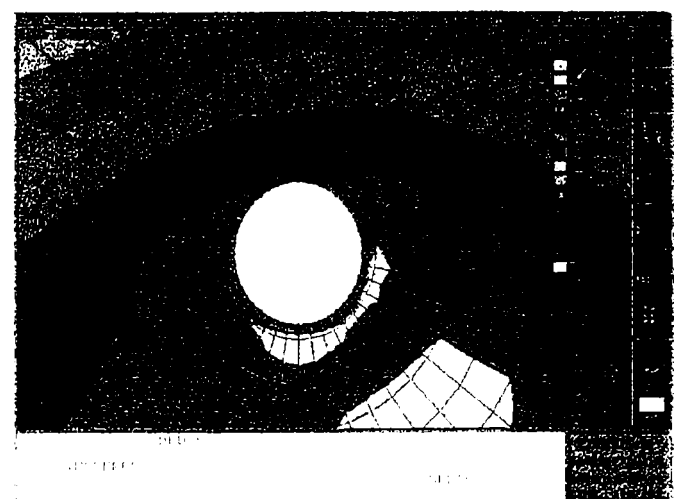
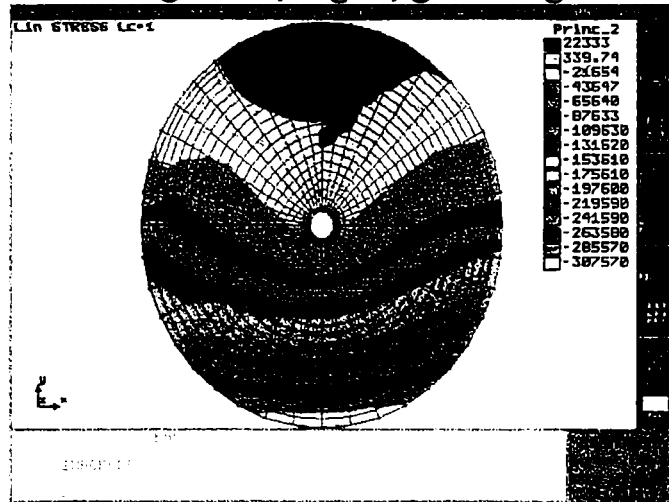
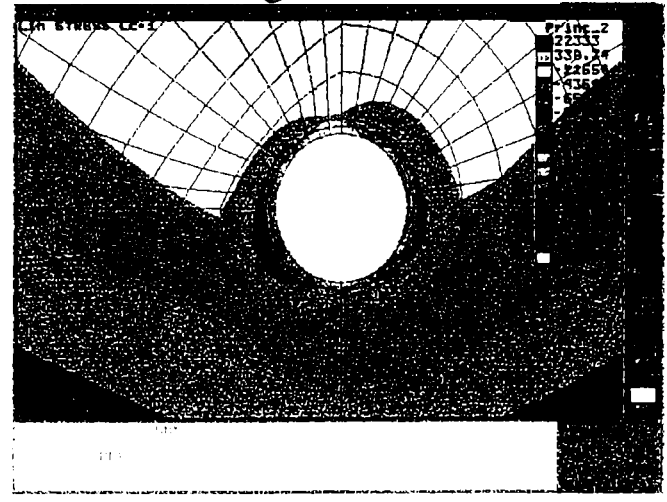


Fig. 4.2.2.4. Starea de eforturi unitare *Principala_1*

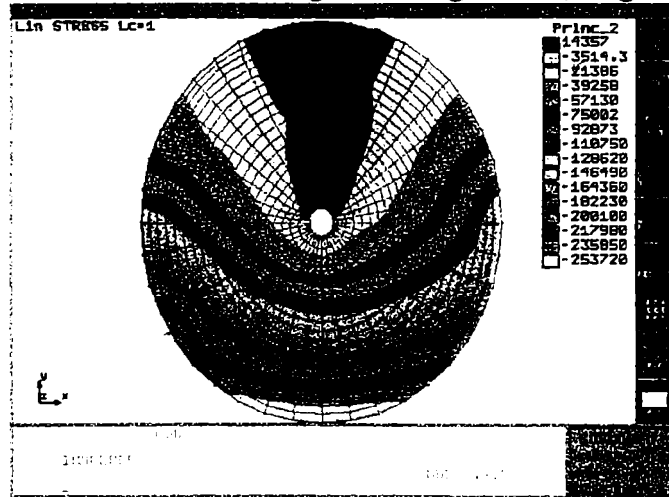
Marne argiloase; argile; gresii argiloase



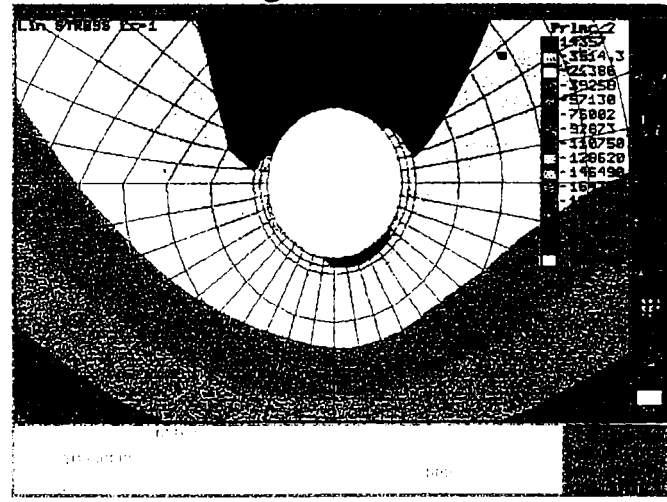
Detaliu – zona galeriei orizontale



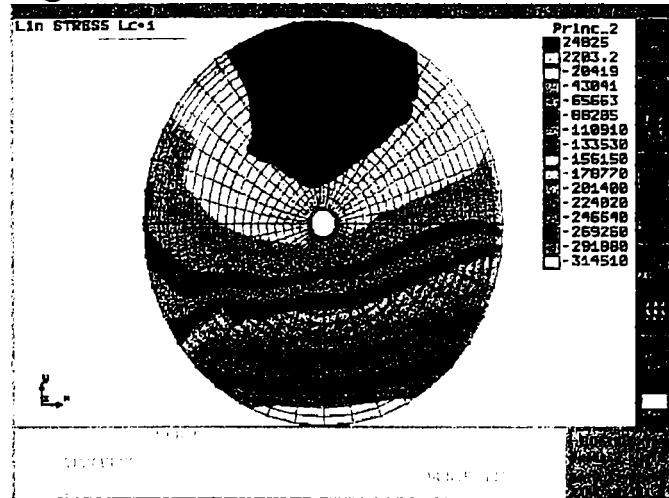
Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila



Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne normale; marne argiloase; gresii argiloasa



Detaliu – zona galeriei orizontale

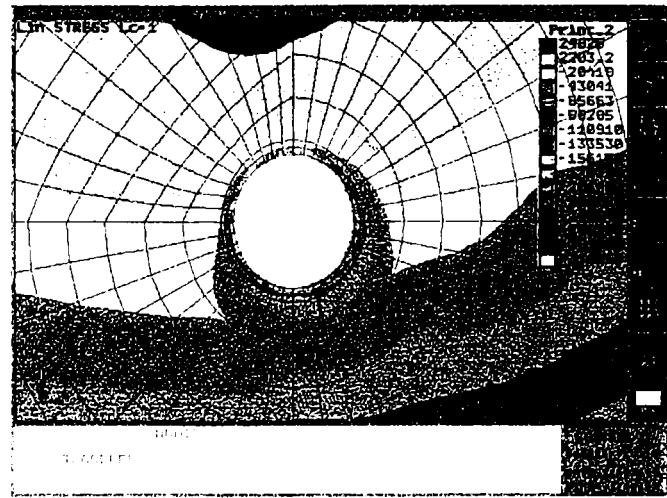
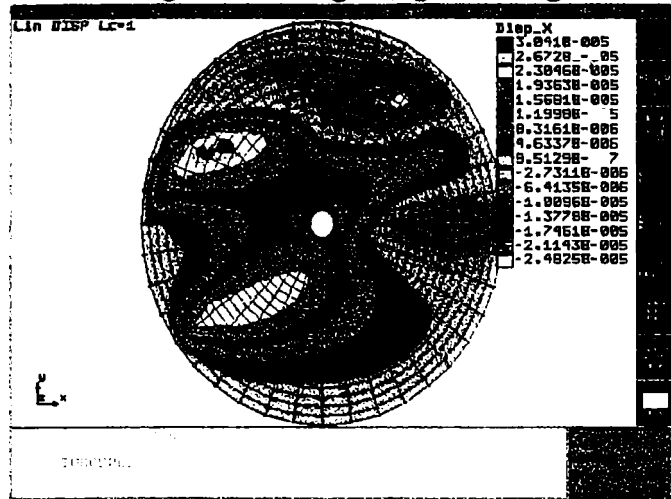
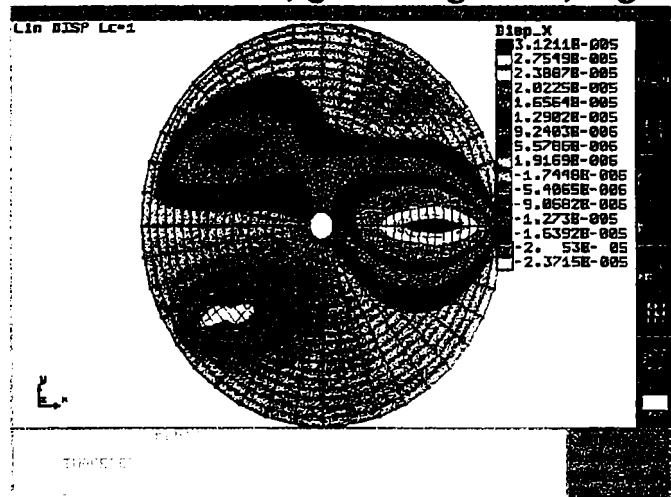


Fig. 4.2.2.5. Starea de eforturi unitare *Principala_2*

Marne argiloase; argile; gresii argiloase



Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila



Marne normale; marne argiloase; gresii argiloasa

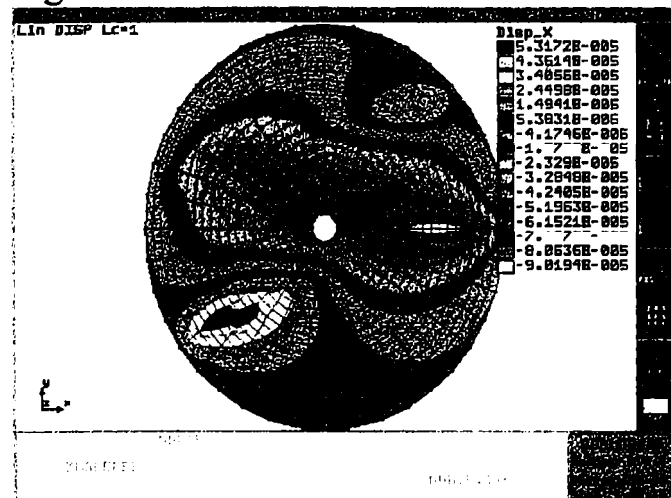
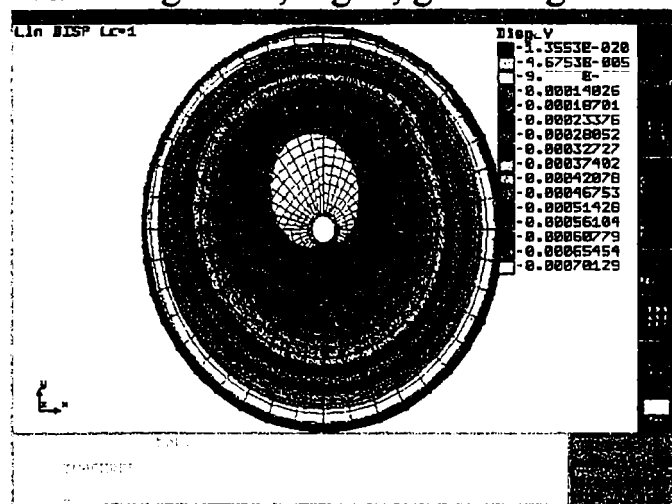
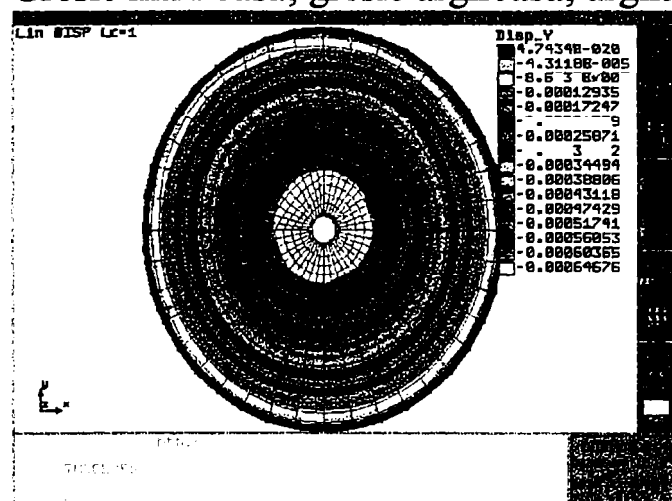


Fig. 4.2.2.6. Deplasarea dupa axa X

Marne argiloase; argile; gresii argiloase



Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila



Marne normale; marne argiloase; gresii argiloasa

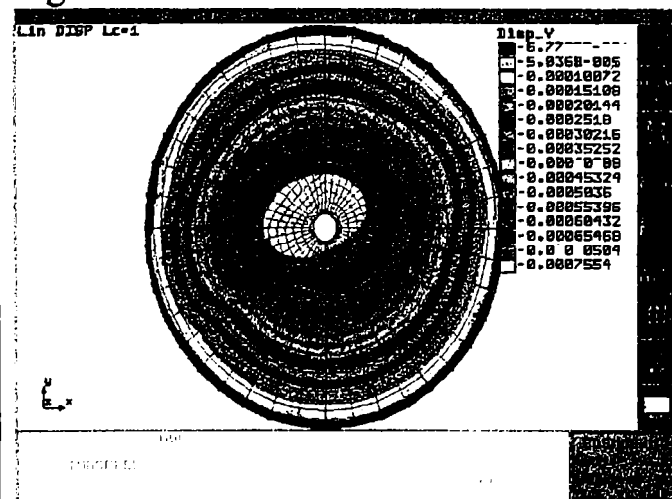
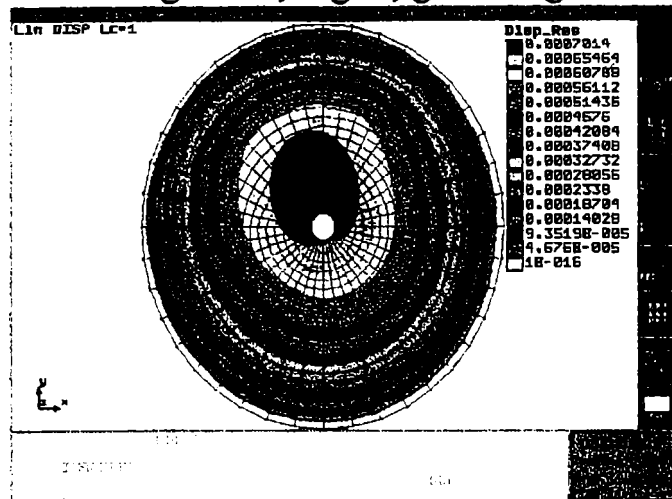
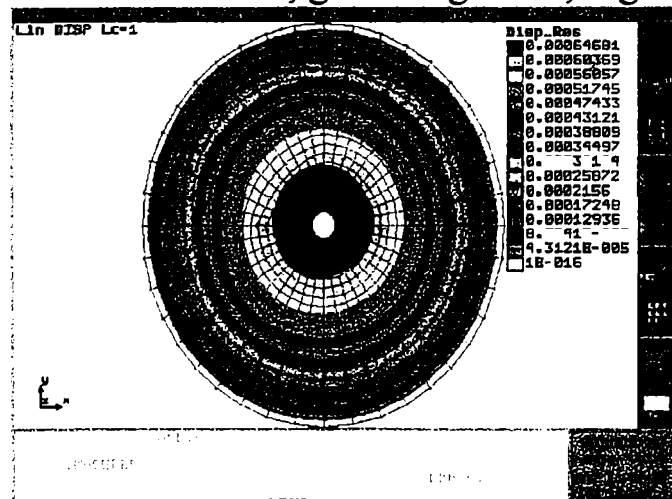


Fig. 4.2.2.7. Deplasarea dupa axa Y

Marne argiloase; argile; gresii argiloase



Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila



Marne normale; marne argiloase; gresii argiloasa

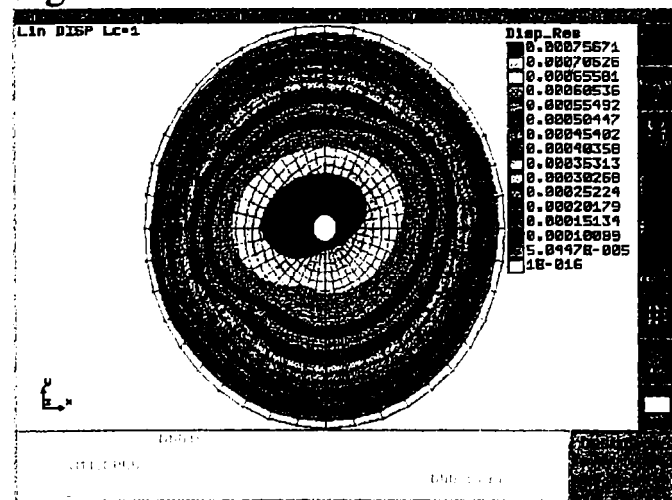


Fig. 4.2.2.8. Deplasarea rezultanta

4.2.3. Concluzii

- Cu ajutorul programului COSMOS se poate face un calcul static al galeriilor hidrotehnice circulare:
- Se pot obtine eforturile unitare sigma X si sigma Y :
- Se pot obtine eforturile tangentiale TAU_{XY} ;
- Se pot calcula eforturile principale $PRINCIPALA 1$ si $PRINCIPALA 2$;
- Se pot obtine deplasările atât după axa X și Y , cât și rezultanta acestora R .

CAPITOLUL 5 CALCULUL PRESIUNI ASUPRA SCUTURILOR

5.1. Calculul presiunii asupra susținerii unei galerii subterane orizontale cu secțiunea circulară. Metode clasice.

5.1.1. Generalități

Rocile dintr-un masiv, situate la diferite adâncimi, se găsesc în permanență într-o stare de tensiune interioară, datorită acțiunii straturilor de deasupra și proceselor tectonice care se produc în masiv.

Prin execuția galeriilor subterane se modifică starea de eforturi interioară existentă în masivele de rocă, apărând eforturile de întindere. Din această cauză roca se deformează și, în funcție de rezistența ei, se poate produce surparea bolții sau umflarea pereților laterali ai excavației. Spre a se evita aceasta, excavația galeriei se consolidează prin căptușirea ei pe întregul contur sau numai pe partea cea mai amenințată.

Căptușelile trebuie calculate la presiunea rocii deformate. Această presiune depinde de calitatea rocii. La roci stâncoase, presiunea este mică, astfel încât uncori nu este nevoie de căptușeală, dar la roci slabe, această presiune este foarte mare.

Dacă deformațiile provocate de excavația galeriei rămân în limitele elastice, excavația nu va trebui să fie consolidată, așa cum se procedează în cazul rocilor tari.

Dacă însă limita de elasticitate este depășită, încep deformări neelastice care pot dura timp îndelungat. În procesul acestor deformații se produc noi modificări ale eforturilor și deformațiilor neelastice care cuprind noi porțiuni ale rocii. Dacă nu se iau măsuri de consolidare a conturului excavației cu ajutorul unor cămășuieli, vor începe să cadă bucăți de rocă în interiorul galeriei, pînă cînd se va crea o formă care reprezintă starea naturală de echilibru a rocii.

Presiunea rocii deformate poate fi :

- verticală, care la partea superioară a excavației este îndreptată de sus în jos, iar nivelul vetrei excavației de jos în sus, ceea ce se observă mai ales la roci slabe ;
- laterală, îndreptată sub un unghi oarecare față de orizontală și care amenință mai ales pereții laterali ai excavației ;
- longitudinală, dirijată după axa longitudinală a galeriei .

Cea mai importantă este presiunea verticală, iar cea mai puțin însemnată este cea longitudinală care de obicei se neglijează.

Determinarea teoretică a mărimii presiunii rocilor este foarte dificilă datorită multitudinii de factori care o influențează.

Cu studiul presiunii rocilor s-au ocupat mulți cercetători care au stabilit diferite metode teoretice pentru determinarea mărimii presiunii rocii, pe baza anumitor ipoteze asupra acțiunii rocii. /3/

5.1.2. Metode teoretice de determinare a marimii presiunii rocii pentru galeriile hidrotehnice cu secțiune circulară

a) Metoda lui Protodiakonov

Metoda prof. Protodiakonov are la bază ipoteza conform căreia toate rocile întâlnite în lucrările miniere constituie corpuri care datorită fisurilor pot fi considerate ca lipsite de coeziune, aplicându-se legile corpurilor granulare fără coeziune.

Asfel, în cazul tensiunilor de forfecare, pentru rocile cu frecare interioară și coeziune trebuie să se folosească relația :

$$\tau = \sigma g \varphi + C \quad (5.1)$$

Dacă se împarte relația (1) cu σ , se obține coeficientul de tărie :

$$f_n = tg \varphi + \frac{C}{\sigma} \quad (5.2)$$

În urma studiilor întreprinse, profesorul Protodiakonov propune următoarele relații pentru coeficienții de tărie :

- pentru rocile granulare lipsite de coeziune :

$$f = tg \varphi \quad (5.3)$$

- pentru roci cu coeziune mică :

$$f = tg \varphi + \frac{C}{\sigma} \quad (5.4)$$

- pentru roci stîncoase și semistîncoase :

$$f = \frac{\sigma_c}{100} \quad (5.5)$$

φ - unghiul de frecare interioară ,

σ_c - rezistența de rupere la compresiune.

Protodiakonov, presupune că deasupra lucrărilor miniere se formează o boltă de echilibru înscrisă într-o curbă de formă parabolică (fig. 5.1.1.).

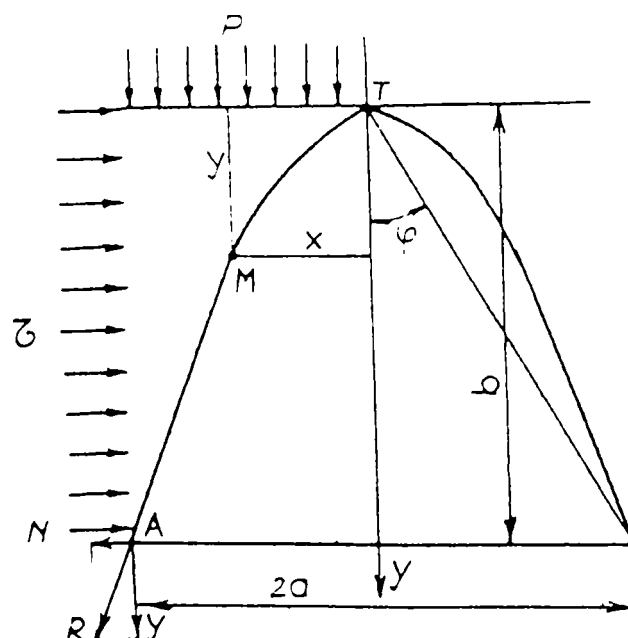


Fig. 5.1.1.

Dacă presupunem un punct M pe această curbă, suma momentelor față de punctul M al forțelor care acționează asupra elementului separat va fi :

$$\frac{\rho x \cdot x}{2} - T y = 0 \text{ sau :} \quad (5.6)$$

$$\frac{\rho x^2}{2} = T y \quad (5.7); \quad y = \frac{\rho x^2}{2T} \quad (5.8)$$

T - împingerea orizontală la cheia bolții.

Această expresie (5.8) este chiar exuația parabolei,

Conform teoriei lui Protodiakonov, sarcina care acționează asupra susținerii este dată de greutatea rocilor din interiorul parabolei.

Suprafața segmentului de parabolă este :

$$S = \frac{2}{3} 2ab \quad (5.9)$$

Dacă considerăm o lungime, pe direcția axei longitudinale a galeriei, egală cu unitatea obținem :

$$V = \frac{2}{3} 2ab \quad (5.10)$$

Înmulțind cu γ_a , relația (5.10) se obține greutatea (presiunea rocii) :

$$p = \frac{2}{3} 2ab\gamma_a \quad (5.11)$$

sau :

$$p = \frac{4}{3} ab\gamma_a \quad (5.12)$$

Protodiakonov a studiat și adâncimea de la care formulele sale devin aplicabile și anume :

$$H > \frac{2a}{\lg^2 90'' - \frac{\varphi}{2} \lg \varphi} \quad (5.13) / 2/$$

b) Metoda lui Labasse

Labasse pleacă de la ipoteza că între susținere și masivul înconjurător are loc o interacțiune de tip elasto - plastic, distingînd în jurul unei galerii orizontale trei zone :

- zona presiunilor scăzute (I), mărginită de suprafața învelitoare (S.I.), de-a lungul căreia diferențele maxime dintre tensiunile σ_r și σ_θ pot conduce la rupere ;

În această zonă se găsesc roci detensionate, fisurate sau dislocate (fig.5.1.2.).

- zona presiunilor ridicate (II) sau a " inelului portant " ;

- zona de influență (III). Dincolo de această zonă nu se mai resimte prezența lucrărilor miniere.

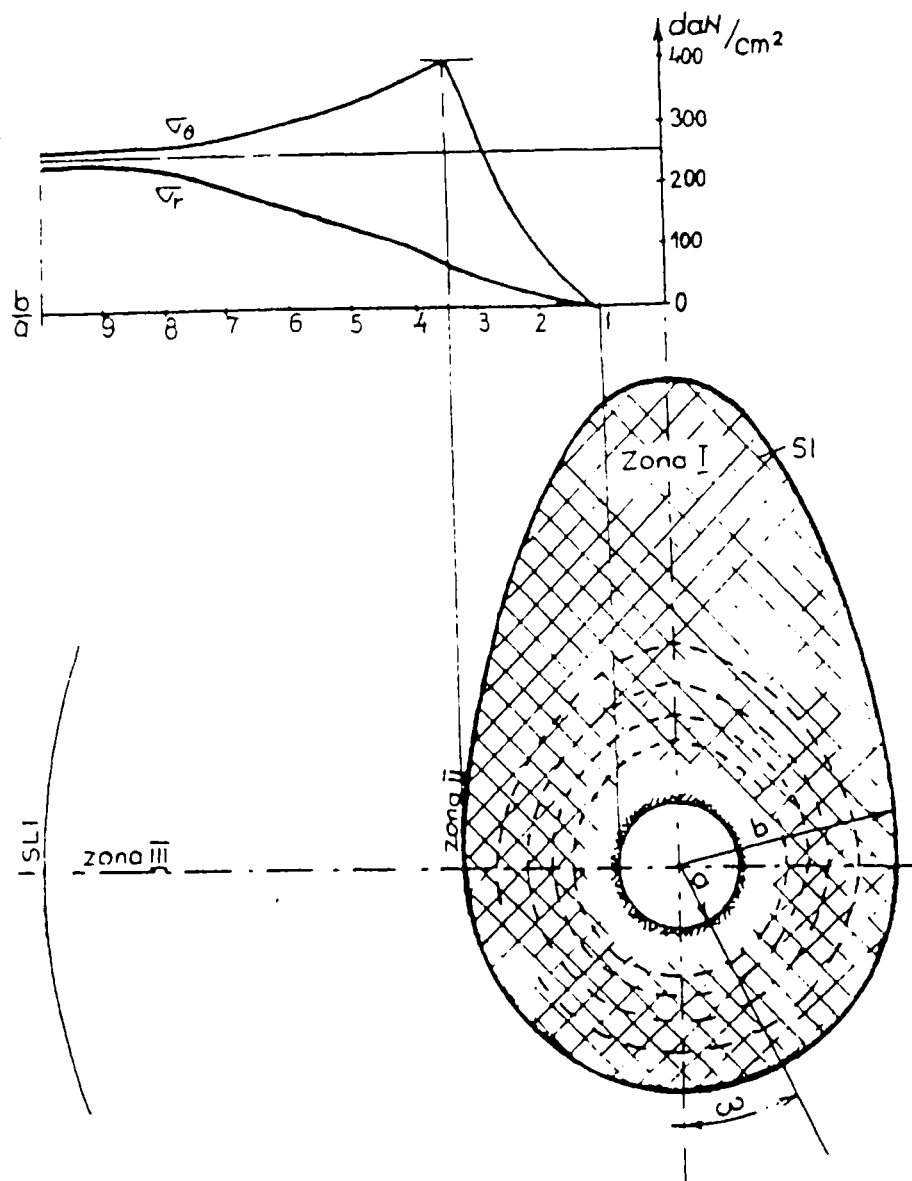


Fig. 5.1.2.

Cu cât susținerea este mai elastică și cedează mai mult, cu atât zona I se extinde, iar zonele II și III se propagă în adâncimea masivului.

Labasse calculează presiunea asupra susținerii galeriilor, pe seama greutateii și împingerii pulverulente din interiorul suprafeței învelitoare :

$$p = (1 - \sin \varphi) \gamma_a H \left(\frac{a}{b} \right)^{\alpha_2} - \frac{3}{2} a \gamma_a \frac{1 - \sin \varphi}{3 \sin \varphi - 1} \left[1 - \left(\frac{a}{b} \right)^{\alpha_2} \right] \cos \omega \quad (5.14)$$

unde : p - sarcina asupra susținerii, egală cu reacțiunea acesteia în momentul atingerii fazei de echilibru (kN/mp) ;

a, b - raza galeriei, respectiv a conturului suprafeței învelitoare ;

ω - coordonata unghiulară a punctului pentru care se face calculul ($\omega = 0^\circ$ pentru mijlocul vatrei și $\omega = 180^\circ$ pentru cheia bolții lucrării) ;

$$\alpha_2 = \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Neglijînd termenul al doilea al relației (14), se obține :

$$p = (1 - \sin \varphi) \gamma_a H \left(\frac{a}{b} \right)^{\alpha_2} \quad (5.15)$$

De aici reiese că presiunea maximă se exercită atunci cînd dezvoltarea zonei este împiedicată (b este apropiat ca valoare de a).

Cu cât zona rocilor afinate se extinde (b crește) cu atât presiunea este mai scăzută, datorită unor efecte de autoportanță și portanță a rocilor. De asemenea cu cât φ este mai mare, presiunea este mai mică.

Dezavantajul ipotezei îl constituie necunoașterea ecuației suprafeței învelitoare.

Admițând o suprafață învelitoare cilindrică și reducerea ΔS a secțiunii galeriei pe seama afinării rocilor și a cedării susținerii se poate scrie :

$$b = \sqrt{\frac{\Delta S + \pi a^2 (k_{af} - 1)}{\pi (k_{af} - 1)}} \quad (5.16)$$

În concepția lui Labasse mecanismul interacțiunii dintre susținere și roci este următorul (fig. 5.1.3.) :

- după montarea la sarcina de pretensionare (OA), încărcarea susținerii survine pe măsură ce rocile, deformându-se, ajung într-un contact mai strâns cu ea (segmentul AB) ;

- când sarcina depășește portanța susținerii, aceasta cedează - sub sarcina constantă (BC), pentru unele construcții ;

- cedarea susținerii (culisarea) permite deplasarea rocilor înconjurătoare spre golul lucrării și afinarea lor conducând la reducerea presiunii p (porțiunea DC).

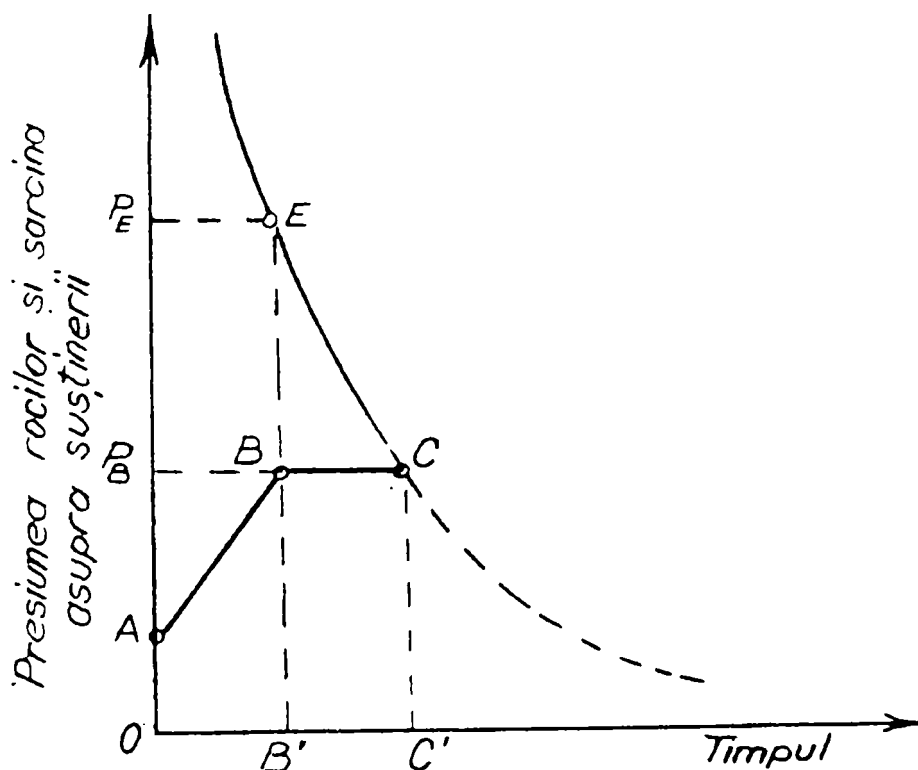


Fig. 5.1.3.

Caracteristica de lucru a susținerii și curba presiunii se intersectează în punctul C care marchează începutul stării de echilibru (reacțiunea susținerii este egală cu presiunea minieră). Astfel, în cazul modelelor elasto - plastice de interacțiune, sarcina pe susținere este determinată în mod hotărâtor de elasticitatea sa, de aici decurgând raționalitatea și avantajele folosirii unor susțineri elastice, mai ales în faza de săpare a lucrărilor [43].

c) Metoda lui Ruppeneit

Ruppeneit pleacă de la ipoteza că în jurul galeriei circulare apare o zonă de deformare neelastică (cu o formă ovală A), de la care se trece la zona deformațiilor elastice (B).

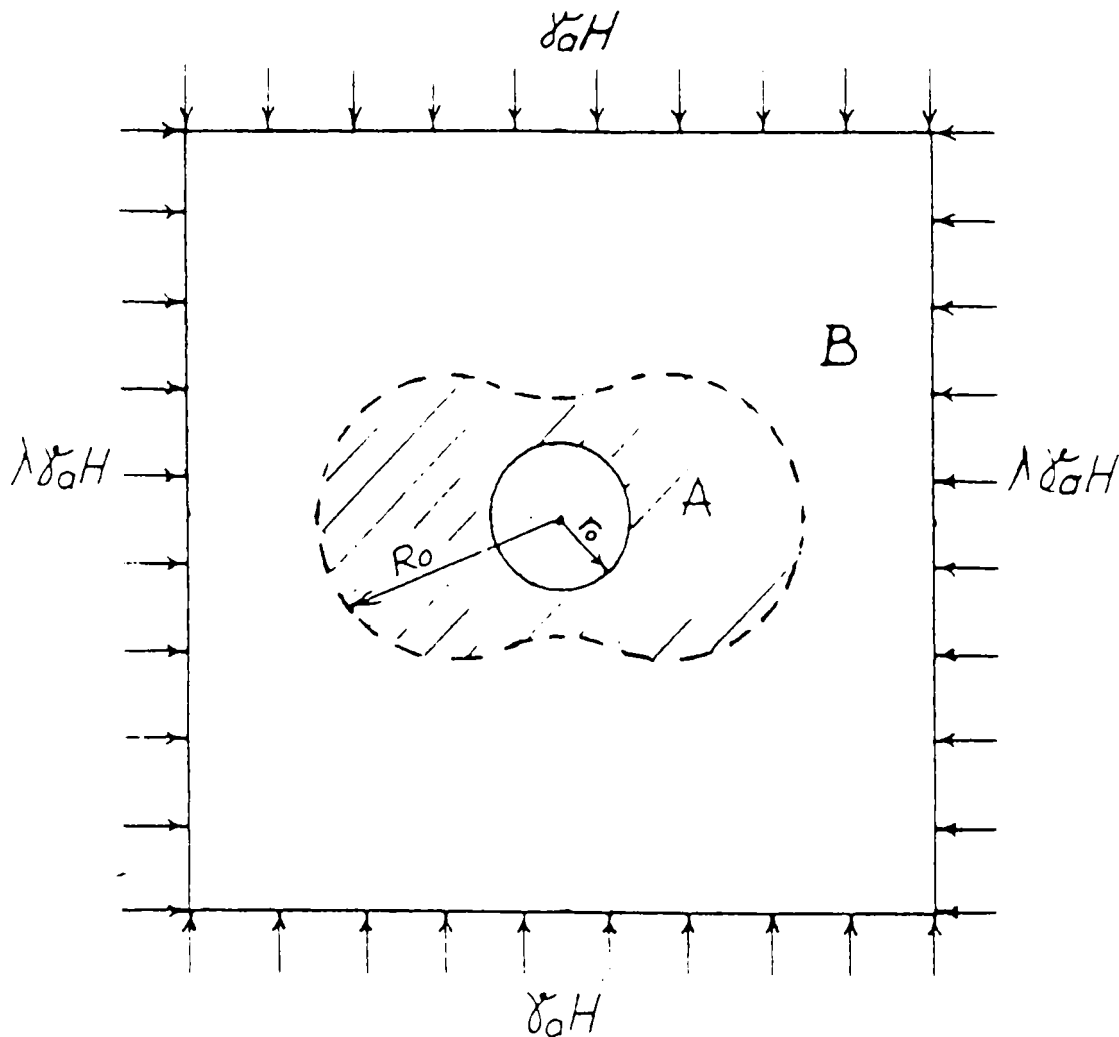


Fig. 5.1.4.

Mărimea zonei A depinde de dimensiunile profilului lucrării, de proprietățile rocilor și de elasticitatea susținerii. Punînd condiția egalității deplasărilor radiale u_r ale rocilor cu cele ale susținerii pe conturul excavației, se ajunge la expresia presiunii p a rocilor elasto - plastice asupra susținerii elastice :

$$p = \left[\frac{r_0}{u_0} \frac{1000 \alpha_2}{4G} \right]^{\alpha_2 - 2} \left[(1 - \sin \varphi) (\lambda_3 \gamma_a H + c \operatorname{tg} \varphi) \right]^{\alpha_2 + 2} - c \operatorname{tg} \varphi \quad (5.17)$$

în care : λ_3 - coeficientul mediu al împingerii laterale în masivul deranjat :

$$\lambda_3 = \frac{1}{2} (1 + \lambda) \quad (5.18)$$

λ - coeficientul împingerii laterale (în mediu elastic : $\lambda = \frac{\mu}{1 - \mu}$)

În roci plastice :

$$p = C^* \left[\ln \frac{r_0}{G \cdot 10^{-4}} - \left(1 + \ln \frac{20u_0}{C^*} \right) \right] + \lambda_3 \gamma_a H ; \quad (5.19)$$

C^* - raza cercului generator al curbei înfășurătoare de tip cicloidă :

$$C^* = \frac{\sigma_{r1} - c \operatorname{ctg} \varphi}{\pi / 2 - \varphi - c \operatorname{ctg} \varphi} ; \quad (5.20)$$

σ_{r1} - rezistența la rupere la tracțiune [43]

d) Metoda lui Talobre

Talobre deosebește, în funcție de starea de tensiune a masivului din jurul unei galerii circulare susținute (fig. 5.1.5.) trei zone :

- zona tensiunilor scăzute (destinsă) - zona I ;
- zona tensiunilor ridicate (a inelului portant) - zona II ;
- zona neinfluențată - zona III .

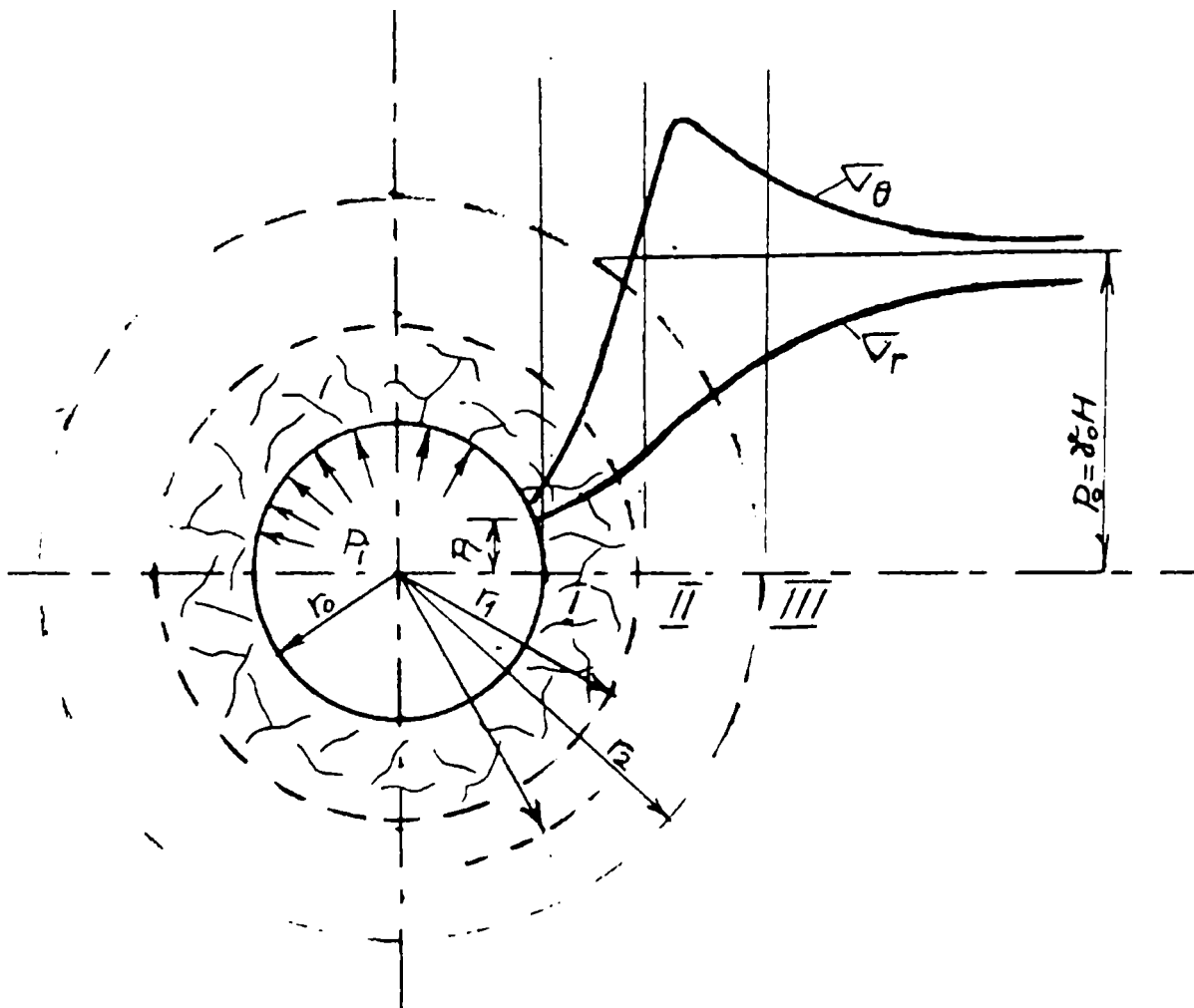


Fig. 5.1.5.

Talobre estimează că inelul portant are o lățime mai mare. Apreciază, de asemenea, că roca din zona I, deși fragmentată, își păstrează o anumită coeziune c , iar interacțiunea dintre susținere și rocă decurge potrivit relației :

$$P_i = -c \operatorname{ctg} \varphi + \left[c \operatorname{ctg} \varphi + p_0 (1 - \sin \varphi) \right] \left(\frac{r_0}{R} \right)^{\alpha_2} \quad (5.21)$$

unde : p_i - reacțiunea susținerii (presiune de stabilizare) ;

p_0 - presiunea medie din masivul intact, luată ca uniform repartizată ;

r_0 - raza galeriei ;

R - raza limită a zonei rocilor cu proprietăți modificate .

e) Metoda lui Terzaghi

Această metodă a fost creată pentru rocile plastice la care nu mai poate fi aplicată legea lui Hooke.

Roca plastică începe să curgă dacă :

$$\sigma_1 - \sigma_2 > \sigma_0 \quad (5.23)$$

σ_1, σ_2 - tensiuni principale ;

σ_0 - tensiune de compresiune.

Dacă se admite o repartizare hidrostatică a presiunii, în acest caz, presiunea litostatică :

$$p = \sigma_1 = \sigma_2 \quad (5.24)$$

În general, presiunea litostatică este mai mare ca tensiunea de compresiune monoaxială :

$$p = n\sigma_c ; \quad n > 1 \quad (5.25)$$

Dacă în roca respectivă vom executa o galerie circulară (fig. 5.1.6.), starea de tensiune se schimbă, iar roca va căuta să pătrundă în interiorul galeriei, reducându-i raza de la r la r_1 . Dacă lucrarea nu este susținută se formează în jurul galeriei o manta de protecție cu raza R :

$$R = r_1 e^n \quad (5.26)$$

$$n = \frac{p}{\sigma_0} \text{ deci :}$$

$$R = r_1 e^{\frac{p}{\sigma_0}} \quad (5.27)$$

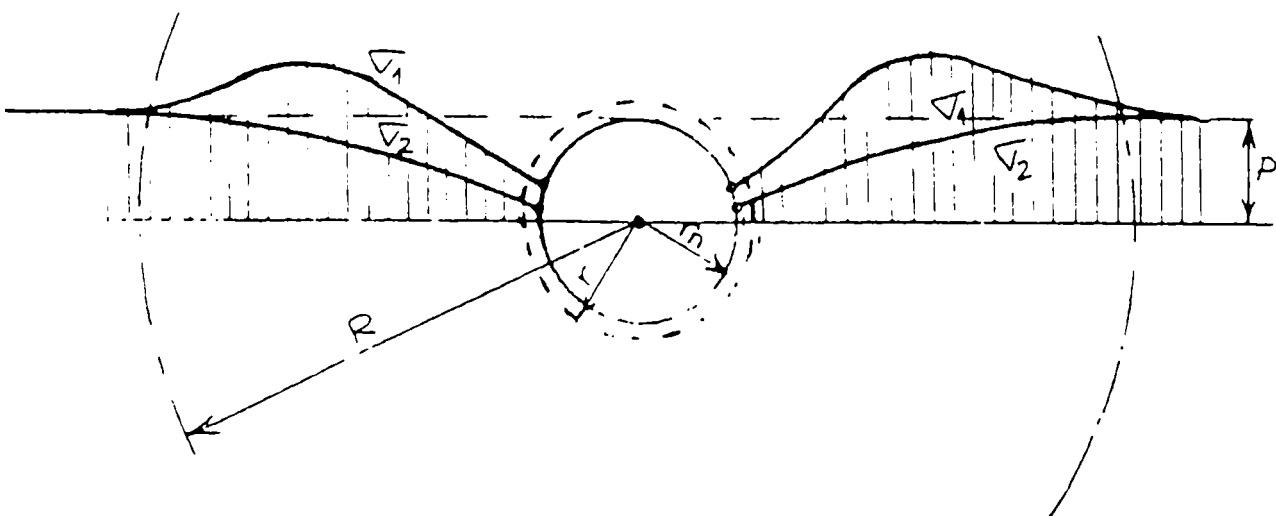


Fig. 5.1.6.

În cazul în care roca este numai parțial plastică (exemplu : argila moale cu porii umpluți cu apă), atunci intervine și presiunea capilară a apei din pori :

$$R = r_l \left(\frac{p}{p_k} \right) \frac{l}{\xi - l} \quad (5.28)$$

unde : p - presiunea litostatică ;
 p_k - sarcina care se transmite susținerii (presiunea hidrostatică din pori) ;

$$\xi = l g^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \text{coeficientul împingerii pasive.}$$

Cu cât raza mantalei de protecție este mai mare cu atât presiunea care acționează asupra lucrării este mai mare și invers. Această ipoteză este aplicabilă la rocile argiloase cu unghiul de frecare mic.

Ipoteza și procedeul de calcul propus de Terzaghi are o aplicabilitate limitată din cauza greutatea ivite în determinarea parametrilor componenți ai relațiilor de calcul [44].

5.2. Concluzii

1. Metoda Prof. Protodiakonov se bazează pe efectul de boltă și nu ține seama de interacțiunea dintre susținere și masivul înconjurător ;
2. Metodele Labasse, Talobre, Ruppeneit iau în considerare interacțiunea dintre susținere și masivul înconjurător ;
3. Metoda lui Terzaghi este creată pentru rocile plastice la care nu poate fi aplicată legea lui Hooke și are o aplicabilitate limitată (rocile argiloase cu unghiul de frecare mic) ;
4. La Protodiakonov sarcina care acționează asupra susținerii este dată de presiunea rocilor din interiorul bolții care are o formă parabolică ;
5. La Labasse presiunea este dată de greutatea și împingerea purverulentă din interiorul suprafeței învelitoare a cărei ecuație este greu de formulat și de aceea se admite o suprafață învelitoare cilindrică ;
6. La Rippeneit presiunea este dată de greutatea masivului din jurul galeriei, avînd o formă apropiată de forma unei elipse cu axa mare orizontală, însă datorită greutatea întimpinate în determinarea multitudinii de parametrii, aplicabilitatea ei este limitată ;
7. La Talobre presiunea rocilor asupra susținerii este dată de greutatea rocii din interiorul unei suprafețe circulare.

5.3. Calculul presiunii asupra unei galerii orizontale cu sectiune circulara. Metode numerice.

Cu ajutorul instalatiei FGO se obtin avansamente foarte bune care sunt mult mai mari decat cele obtinute cu metodele clasice.

De-a lungul traseului unei galerii se intalnesc si zone cu roca slaba.

In aceste zone avansarea instalatiei FGO devine greoaie, aproape imposibila.

La trecerea instalatiei FGO prin zonele cu roca slaba apar trei situatii distincte:

- capul taietor al instalatiei FGO se afla in zona cu roca slaba, iar griperele sunt tot in zona cu roca slaba. Forta transmisa printr-un griper masivului este de aproximativ 100 tf/griper, iar griparea devine foarte dificila.

- capul taietor se afla in zona cu roca tare, iar griperele sunt in zona cu roca slaba. Acest caz este cel mai dezavantajos din punct de vedere al griparii instalatiei. Forta transmisa printr-un griper masivului este de aproximativ 190 tf/griper.

Daca in primul caz nu este nevoie de masuri speciale pentru avansarea instalatiei FGO, in celelalte doua cazuri se impune luarea unor masuri suplimentare fara de care aceasta instalatie nu ar mai putea avansa.

Prin aceasta teza se propune montarea unor prefabricate in aceste zone de roca slaba, care, impreuna cu alte masuri suplimentare sa poata face posibila preluarea de catre masiv a presiunilor transmise de instalatie si implicit "griparea" acesteia.

Pentru atingerea acestui "deziderat" este necesara cunoasterea starii de eforturi si deformatii din masivul din jurul galeriei orizontale circulare cu sau fara camasuiala, la o forta exercitata de fiecare griper de aproximativ 100 tf, respectiv aproximativ 190 tf.

Rezulta de aici doua ipoteze de calcul:

- Capul taietor este in roca slaba, griperele sunt in roca slaba;

$$P=100\text{tf/griper}$$

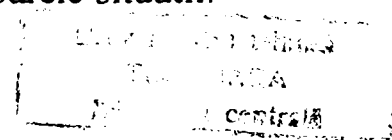
- Capul taietor este in roca tare, griperele sunt in roca slaba;

$$P=190\text{tf/griper}$$

Calculul starii de tensiune si deformatii s-a facut cu ajutorul programului COSMOS ca si in capitolele 3 si 4.

5.3.1. Calculul presiunii griperelor asupra masivului la galeriile hidrotehnice circulare fara camasuiala.

Se va lua in considerare o forta, transmisa de instalatia FGO printr-un griper masivului de 100 tf. Se va studia starea de eforturi din jurul galeriei hidrotehnice circulare atat pentru masive omogene cat si pentru masive neomogene. Se va lua in calcul o galerie fara camasuiala din beton, rezultand astfel urmatoarele situatii:



- Galerie fara camasuiala in masive omogene cu o forta pe griper de 100 tf ;
- Galerie fara camasuiala in masive omogene cu o forta pe griper de 190 tf;
- Galerie fara camasuiala in masive neomogene cu o forta pe griper de 100 tf;
- Galerie fara camasuiala in masive neomogene cu o forta pe griper de 190 tf.

Am luat cate trei exemple pentru fiecare situatie in parte dupa cum urmeaza :

a) Galerie fara camasuiala in masive omogene cu o forta pe griper de 100 tf :

• *Masiv 1*

- gresii argiloase $\eta = 0.073$
 $E = 4.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$
 $D = 2600 \text{ Kg/mc}$

• *Masiv 2*

- argile $\eta = 0.17$
 $E = 3.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$
 $D = 1800 \text{ Kg/mc}$

• *Masiv 3*

- marne argiloase $\eta = 0.12$
 $E = 1.7 \text{ e}9 \text{ N/mp}$
 $D = 2000 \text{ Kg/mc}$

b) Galerie fara camasuiala in masive omogene cu o forta pe griper de 190 tf

• *Masiv 1*

- gresii argiloase $\eta = 0.073$
 $E = 4.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$
 $D = 2600 \text{ Kg/mc}$

• *Masiv 2*

- argile $\eta = 0.17$
 $E = 3.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$
 $D = 1800 \text{ Kg/mc}$

• *Masiv 3*

- marne argiloase $\eta = 0.12$
 $E = 1.7 \text{ e}9 \text{ N/mp}$
 $D = 2000 \text{ Kg/mc}$

c) Galerie fara camasuiala in masive neomogene cu o forta pe griper de 100 tf

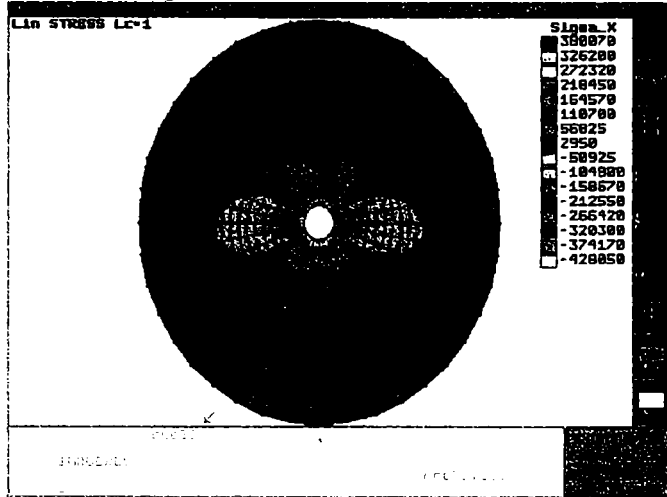
• *Masiv 1*

- marne argiloase $\eta = 0.12$

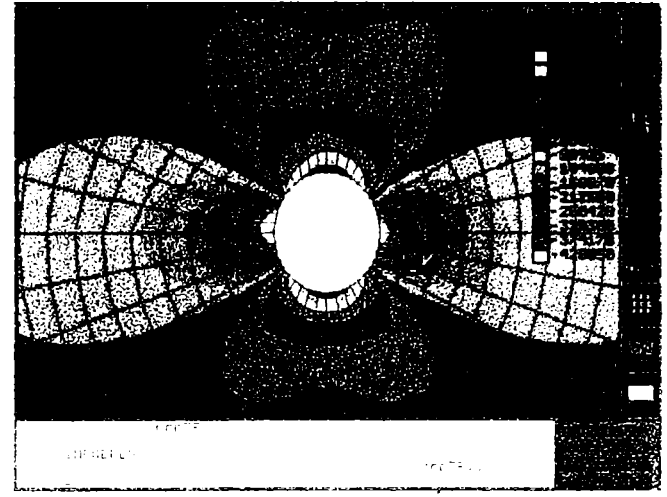
- | | |
|---|----------------------------|
| | $E = 1.7 \text{ e9 N/mp}$ |
| | $D = 2000 \text{ Kg/mc}$ |
| - argile | $\eta = 0.17$ |
| | $E = 3.2 \text{ e9 N/mp}$ |
| | $D = 1800 \text{ Kg/mc}$ |
| - gresii argiloase | $\eta = 0.073$ |
| | $E = 4.2 \text{ e9 N/mp}$ |
| | $D = 2600 \text{ Kg/mc}$ |
| • <i>Masiv 2</i> | |
| - gresie marnoasa | $\eta = 0.038$ |
| | $E = 3.44 \text{ e9 N/mp}$ |
| | $D = 2100 \text{ Kg/mc}$ |
| - gresii argiloase | $\eta = 0.073$ |
| | $E = 4.2 \text{ e9 N/mp}$ |
| | $D = 2600 \text{ Kg/mc}$ |
| - argile | $\eta = 0.20$ |
| | $E = 3.4 \text{ e9 N/mp}$ |
| | $D = 2100 \text{ Kg/mc}$ |
| • <i>Masiv 3</i> | |
| - marne normale | $\eta = 0.11$ |
| | $E = 2.9 \text{ e9 N/mp}$ |
| | $D = 1900 \text{ Kg/mc}$ |
| - marne argiloase | $\eta = 0.12$ |
| | $E = 1.7 \text{ e9 N/mp}$ |
| | $D = 2000 \text{ Kg/mc}$ |
| - gresii argiloase | $\eta = 0.073$ |
| | $E = 4.2 \text{ e9 N/mp}$ |
| | $D = 2600 \text{ Kg/mc}$ |
| d) Galerie fara camasiala in masive neomogene cu o forta pe griper de 190 tf | |
| • <i>Masiv 1</i> | |
| - marne argiloase | $\eta = 0.12$ |
| | $E = 1.7 \text{ e9 N/mp}$ |
| | $D = 2000 \text{ Kg/mc}$ |
| - argile | $\eta = 0.17$ |
| | $E = 3.2 \text{ e9 N/mp}$ |
| | $D = 1800 \text{ Kg/mc}$ |
| - gresii argiloase | $\eta = 0.073$ |
| | $E = 4.2 \text{ e9 N/mp}$ |
| | $D = 2600 \text{ Kg/mc}$ |
| • <i>Masiv 2</i> | |
| - gresie marnoasa | $\eta = 0.038$ |
| | $E = 3.44 \text{ e9 N/mp}$ |

- gresii argiloase	$D = 2100 \text{ Kg/mc}$ $\eta = 0.073$ $E = 4.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$
- argile	$D = 2600 \text{ Kg/mc}$ $\eta = 0.20$ $E = 3.4 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2100 \text{ Kg/mc}$
• <i>Masiv 3</i>	
- mame normale	$\eta = 0.11$ $E = 2.9 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 1900 \text{ Kg/mc}$
- mame argiloase	$\eta = 0.12$ $E = 1.7 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2000 \text{ Kg/mc}$
- gresii argiloase	$\eta = 0.073$ $E = 4.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2600 \text{ Kg/mc}$

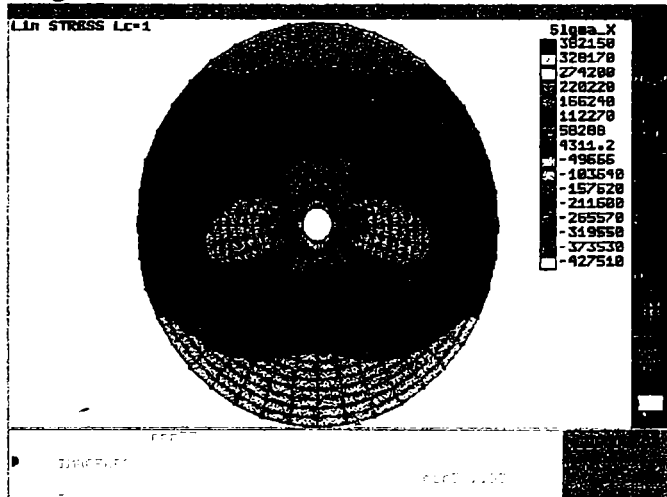
Gresii argiloase



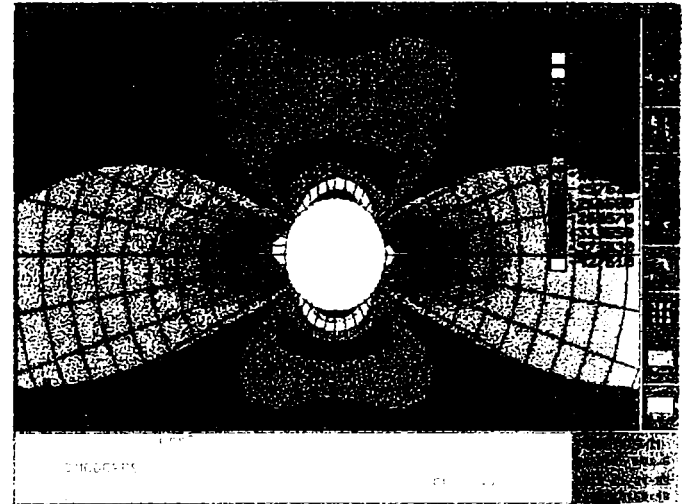
Detaliu – zona galeriei orizontale



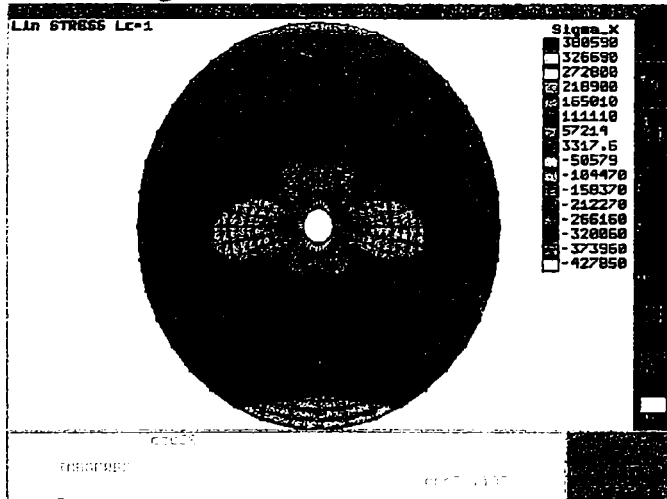
Argile



Detaliu – zona ga'eriei orizontale



Marne argiloase



Detaliu – zona galeriei orizontale

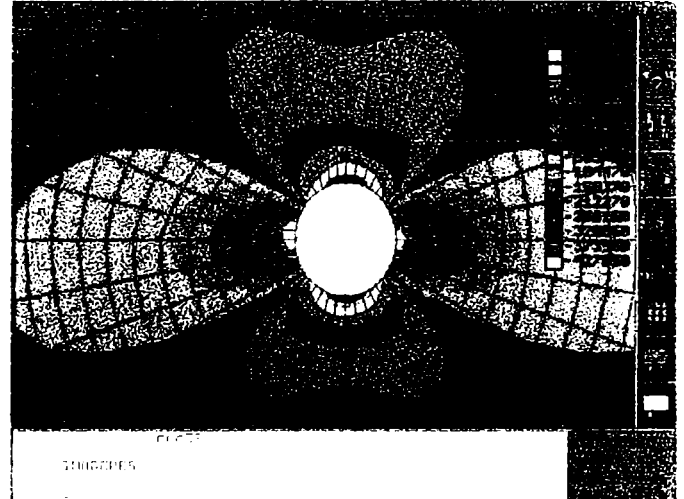
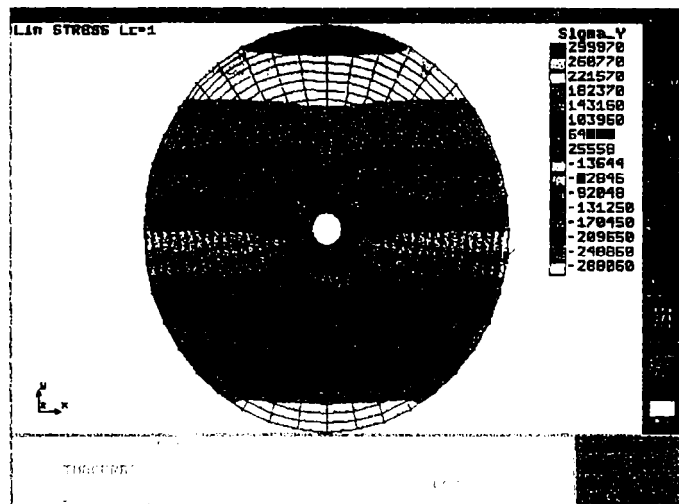
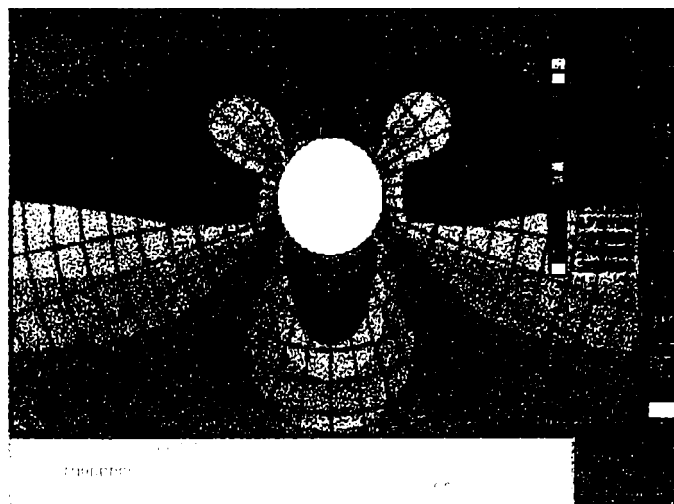


Fig. 5.3.1.1.. Starea de eforturi unitare σ_x

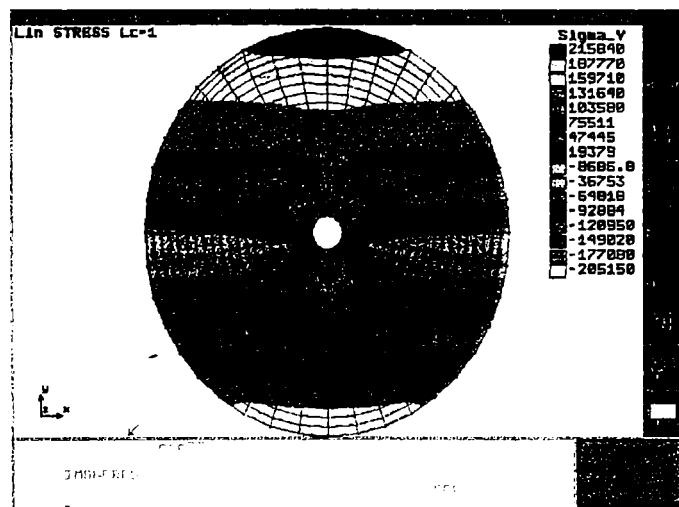
Gresii argiloase



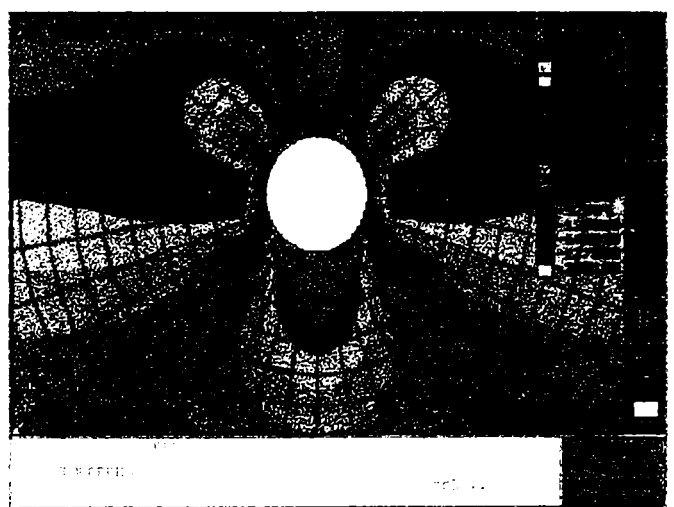
Detaliu - zona galeriei orizontale



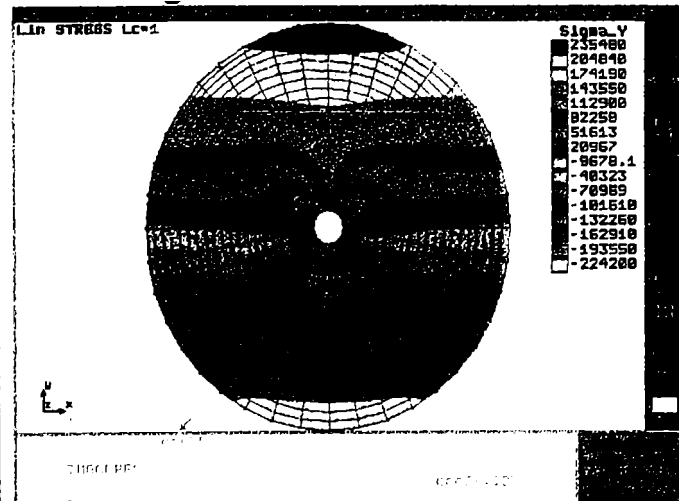
Argila



Detaliu - zona galeriei orizontale



Marne ar_iloase



Detaliu - zona galeriei orizontale

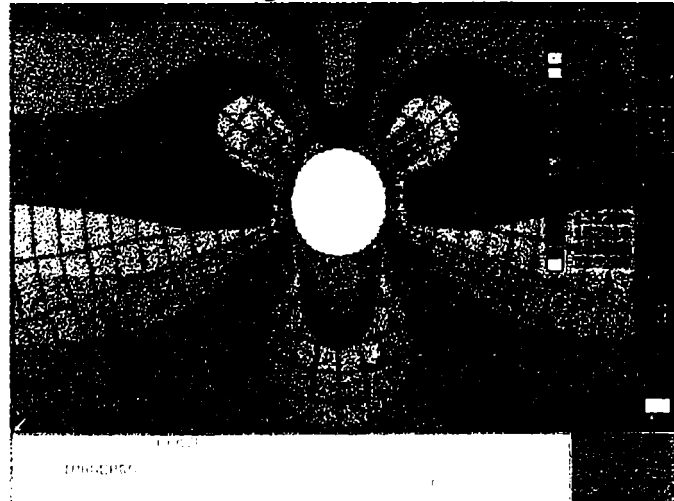
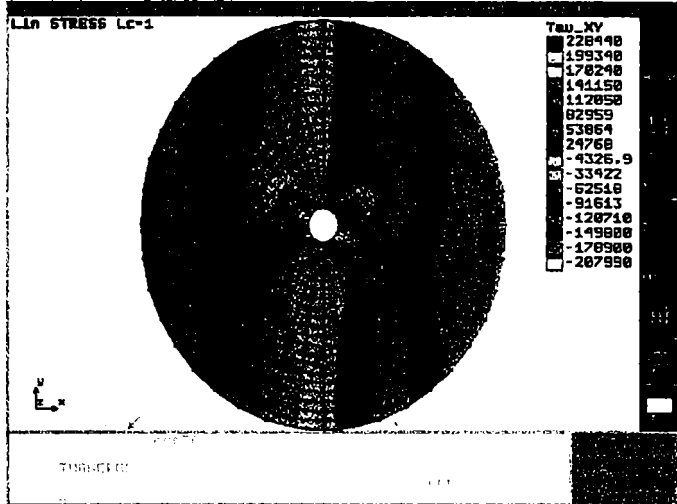
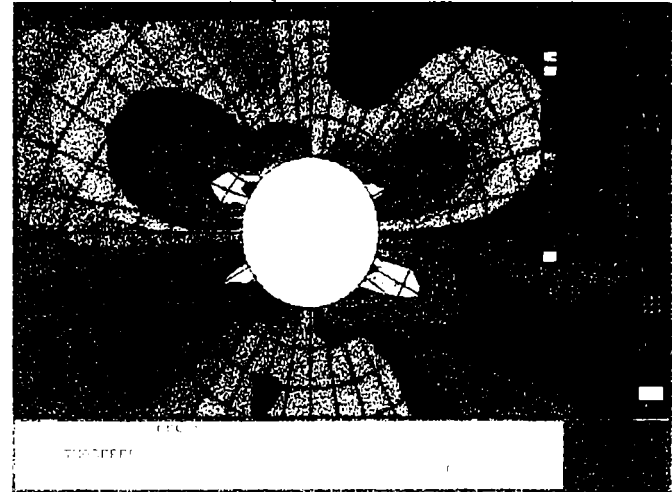


Fig. 5.3.1.2. Starea de eforturi unitare σ_y

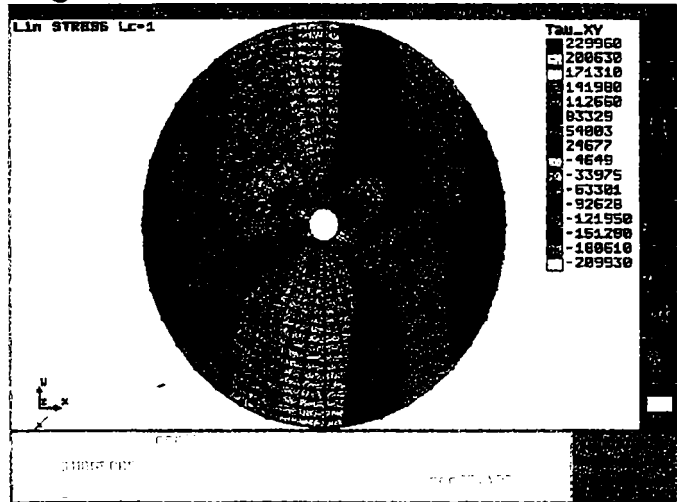
Gresii argiloase



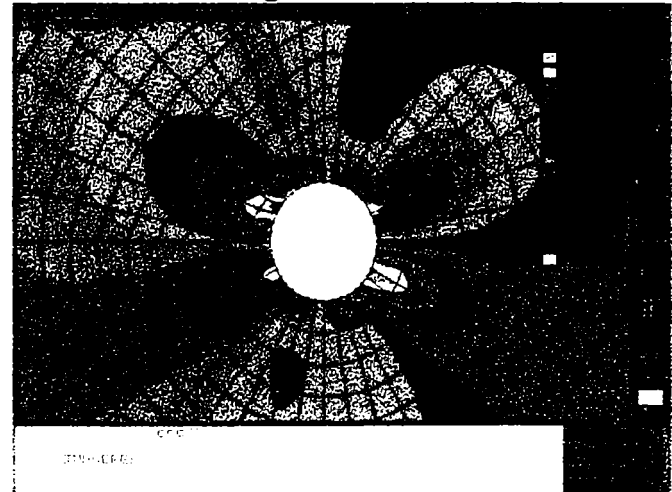
Detaliu – zona galeriei orizontale



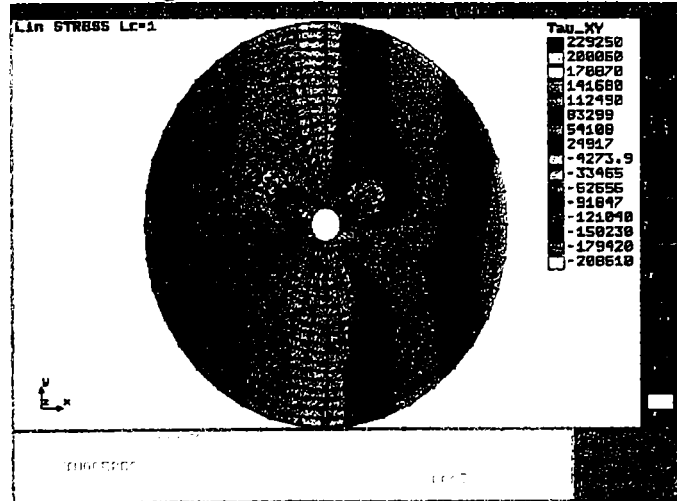
Argile



Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne argiloase



Detaliu – zona galeriei orizontale

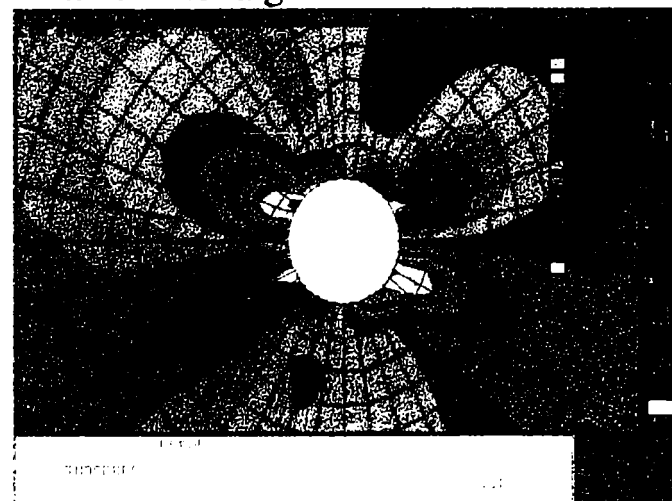
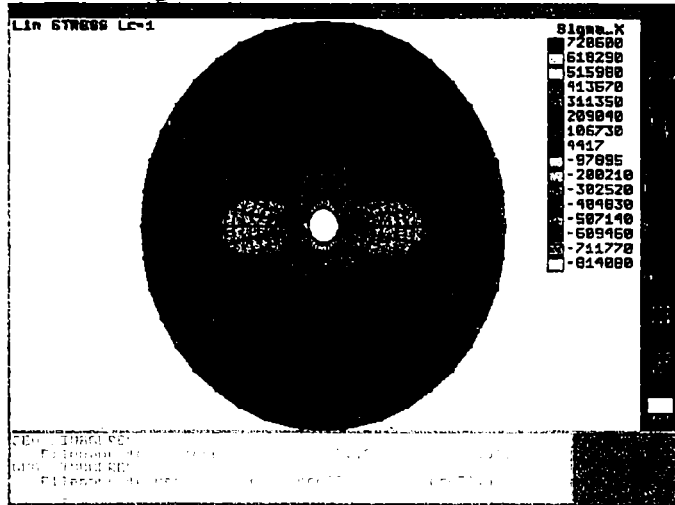
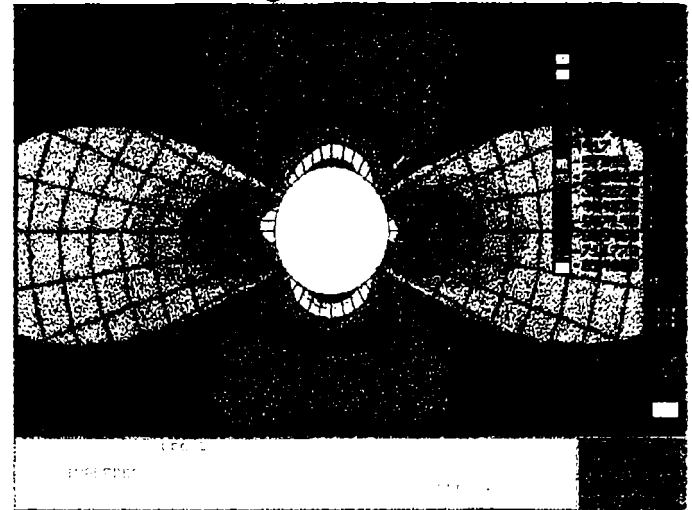


Fig. 5.3.1.3. Starea de eforturi unitare Tau_{XY}

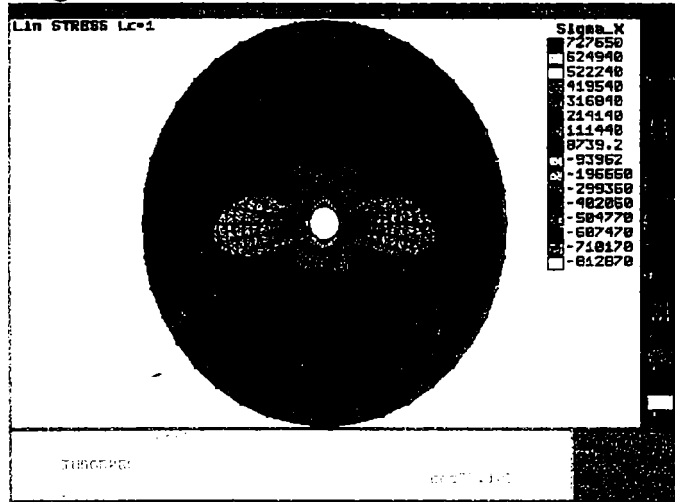
Gresii argiloase



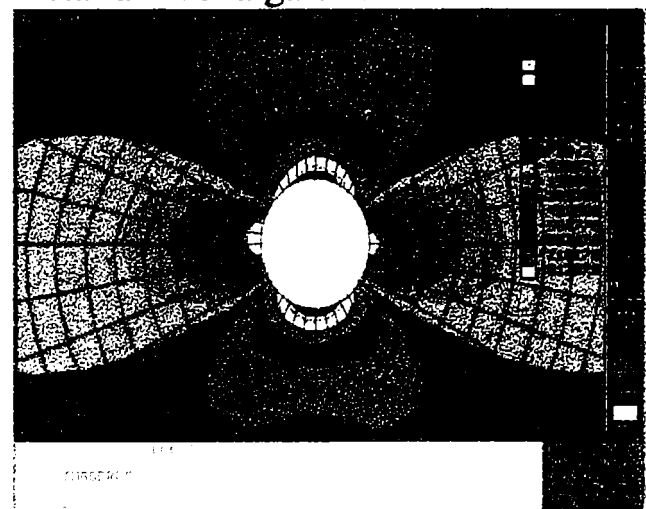
Detaliu – zona galeriei orizontale



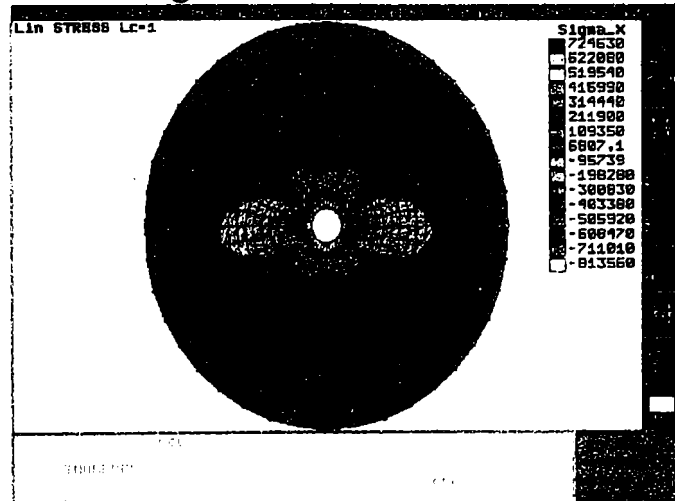
Argile



Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne argiloase



Detaliu – zona galeriei orizontale

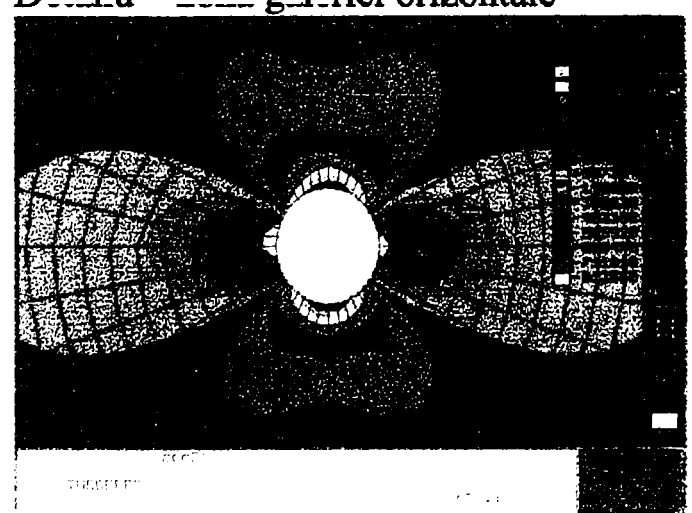
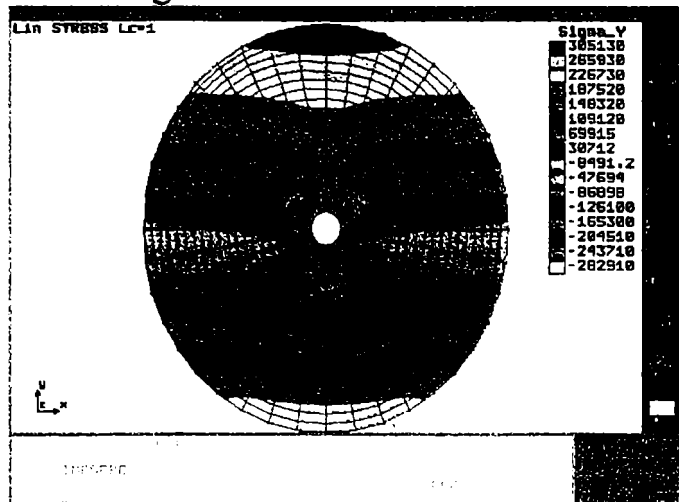
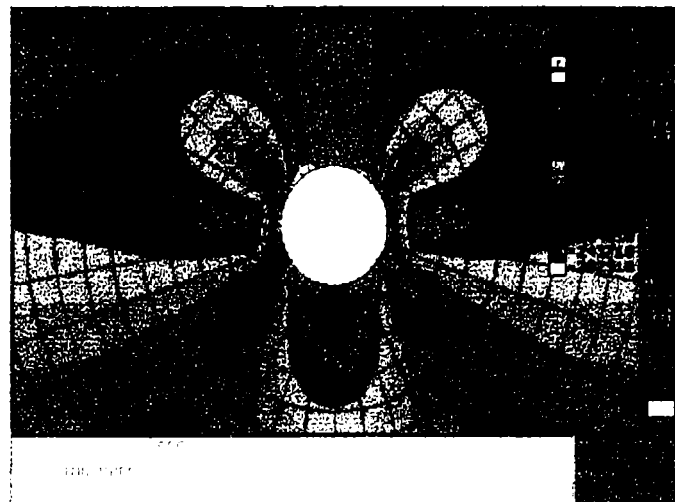


Fig. 5.3.1.4. Starea de eforturi unitare σ_x

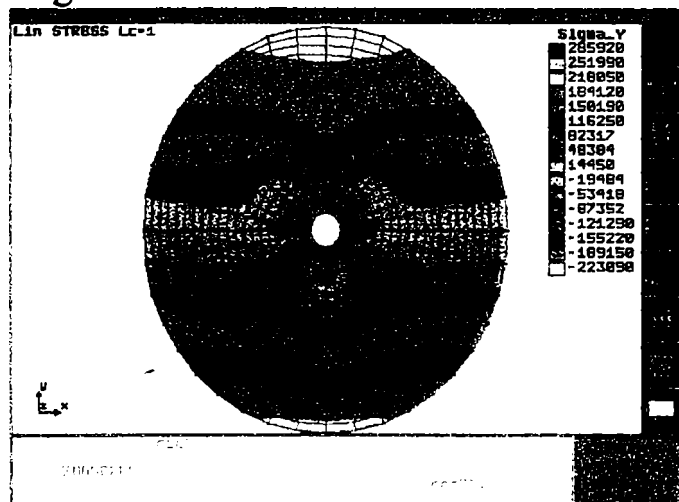
Gresii argiloase



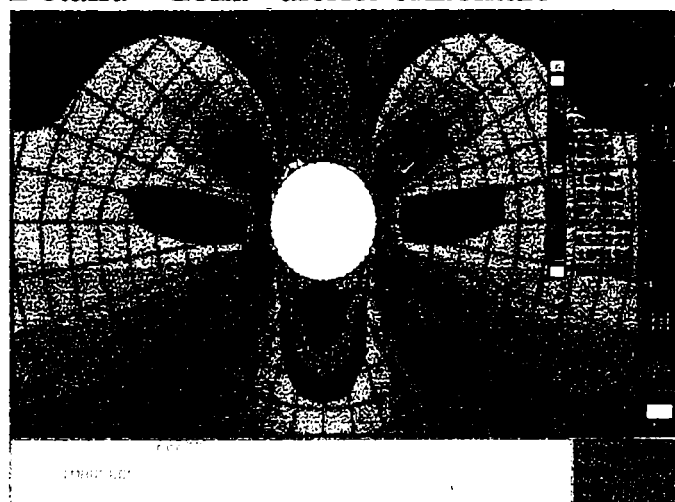
Detaliu – zona aleriei orizontale



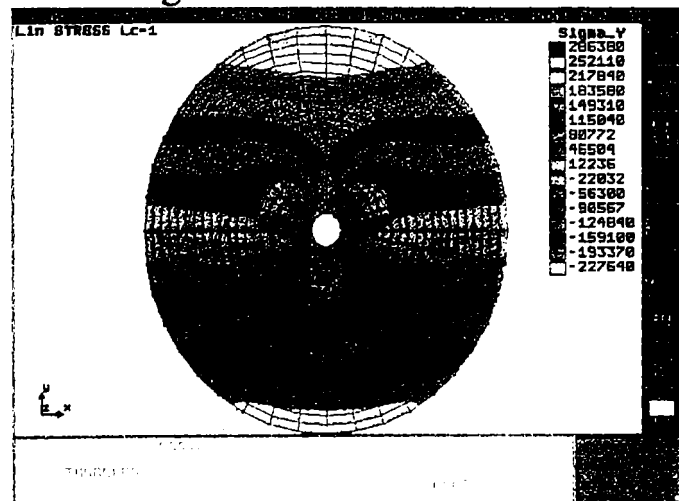
Argile



Detaliu – zona aleriei orizontale



Marne argiloase



Detaliu – zona galeriei orizontale

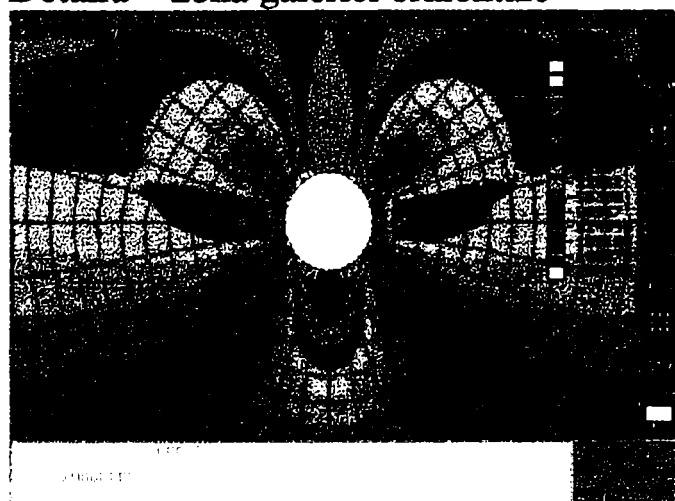
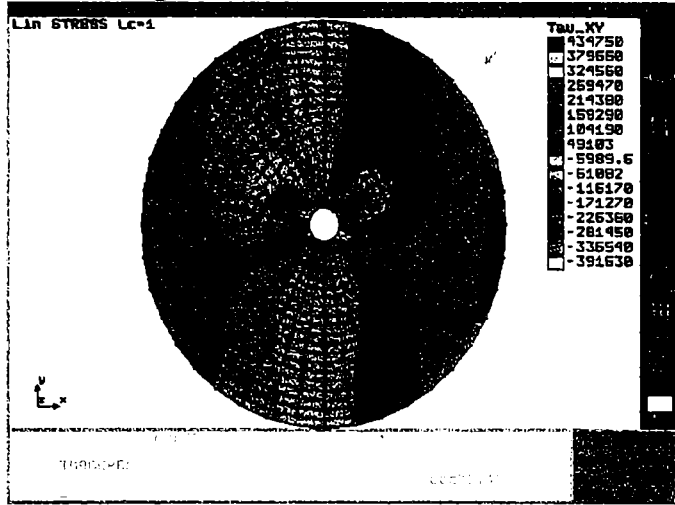
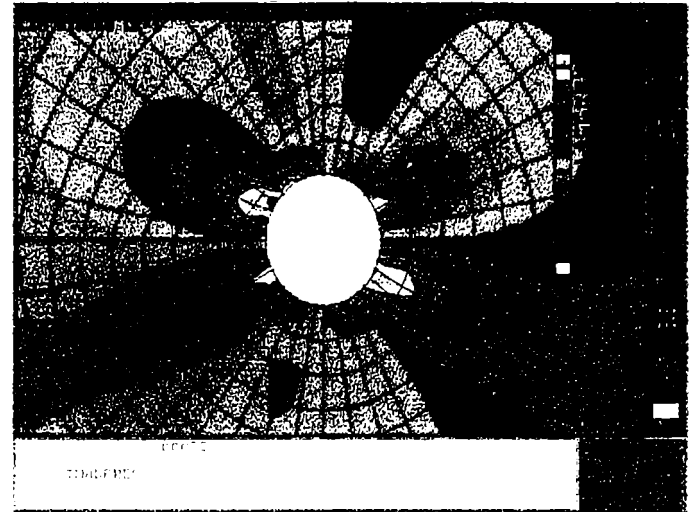


Fig. 5.3.1.5. Starea de eforturi unitare σ_y

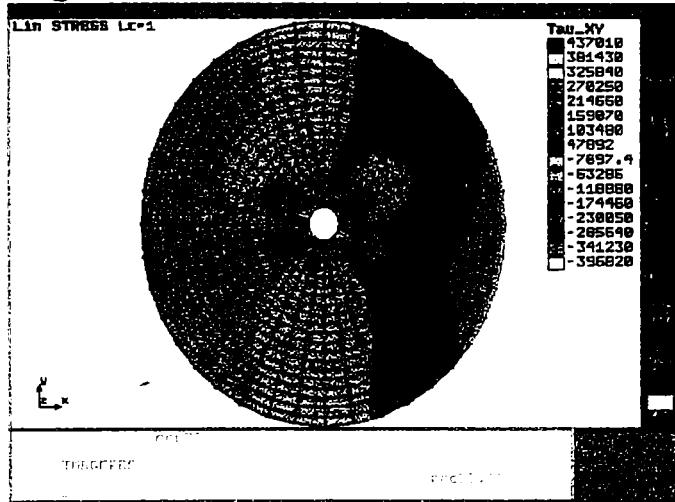
Gresii argiloase



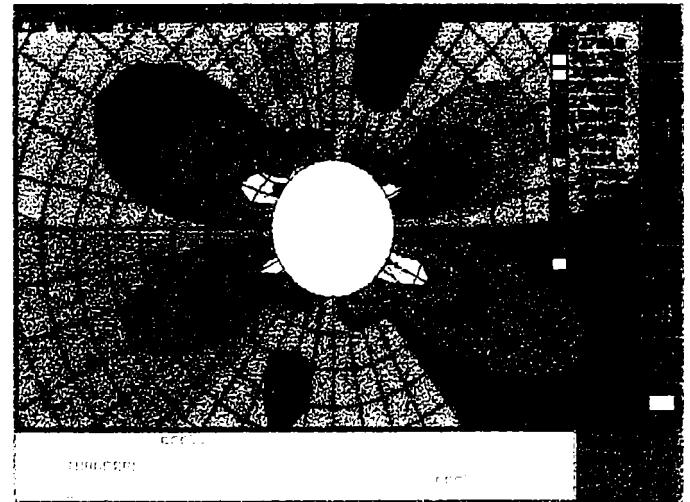
Detaliu – zona aleriei horizontale



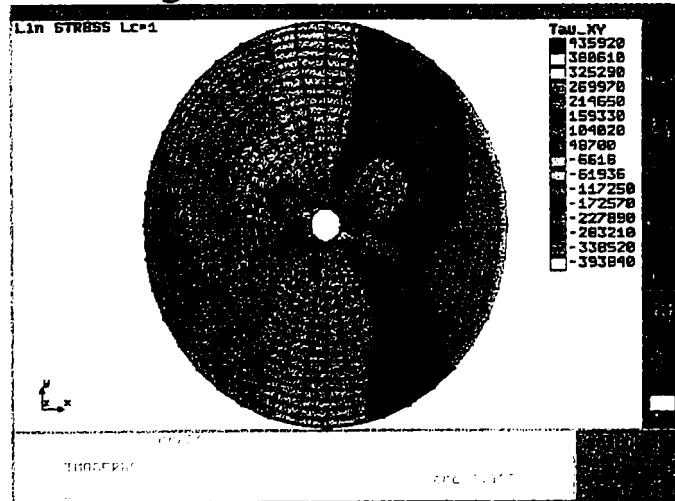
Argile



Detaliu – zona



Marne argiloase



D u - g r i i r i z n t l e

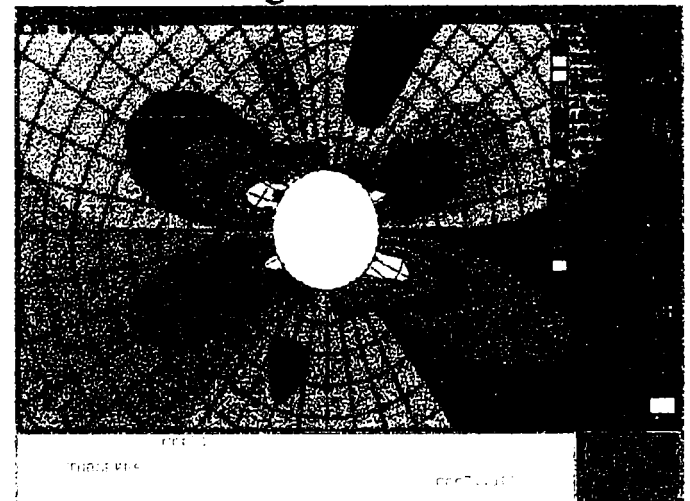
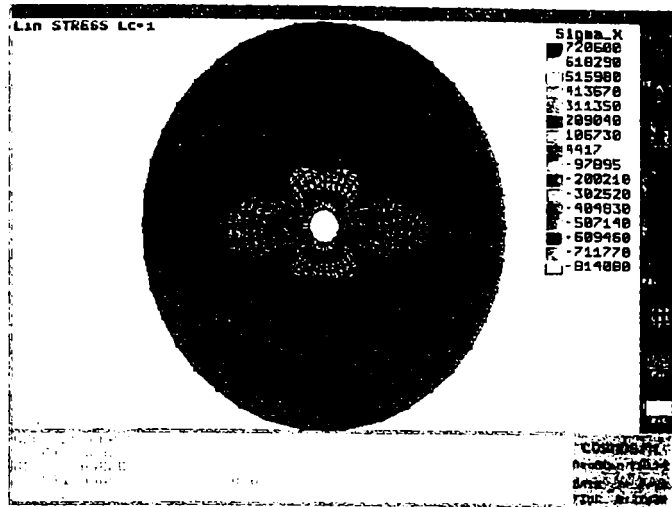
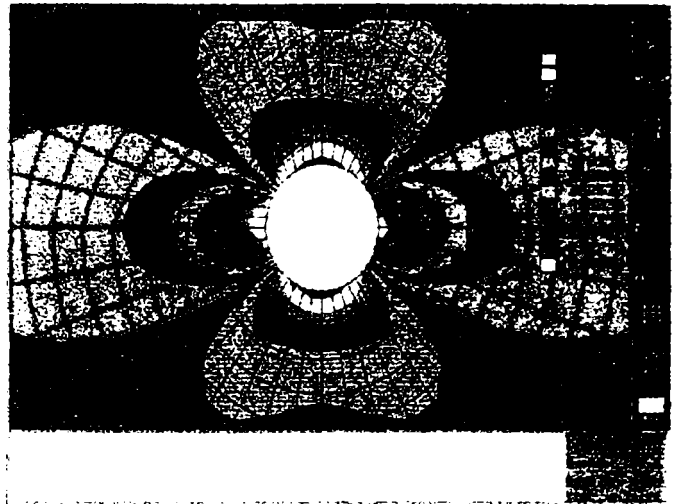


Fig. 5.3.1.6. Starea de eforturi unitare Tau_{XY}

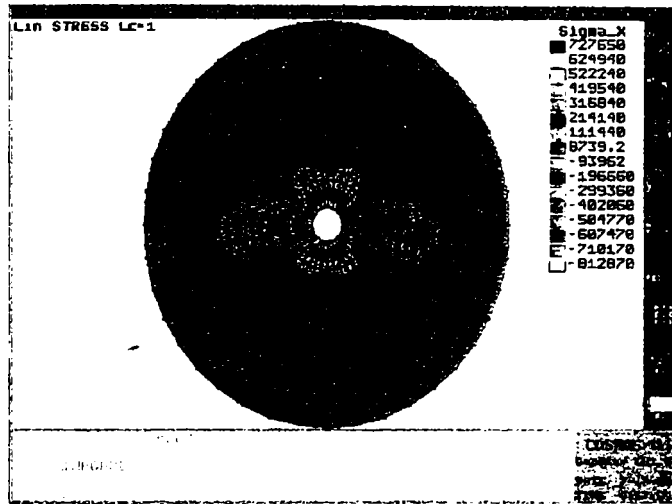
Gresii argiloase



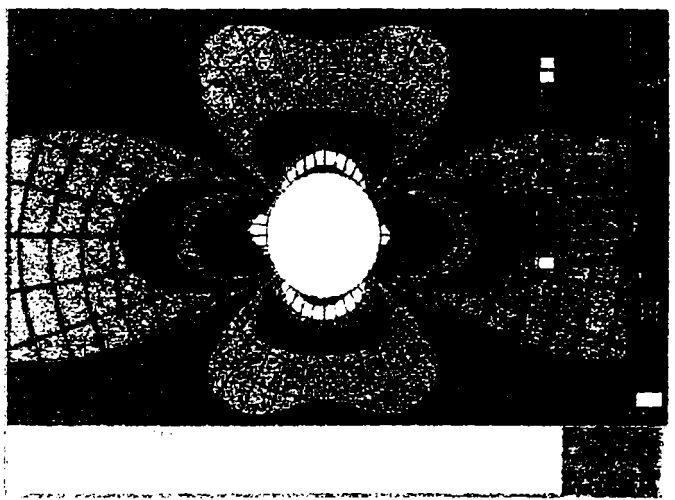
Detaliu - zona galeriei orizontale



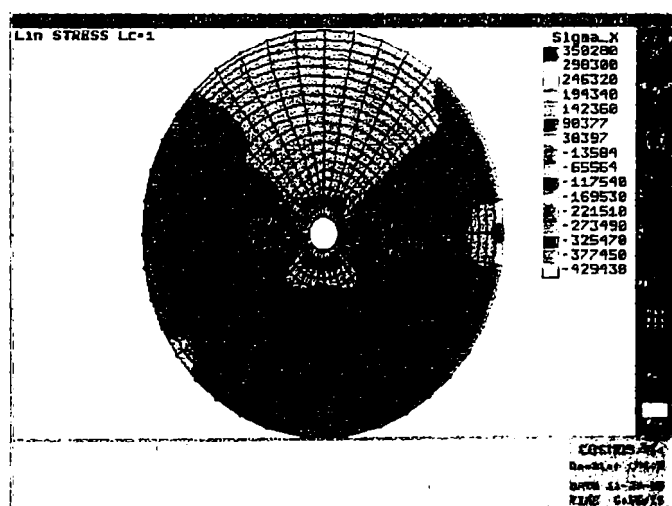
Argile



Detaliu - zona galeriei orizontale



Marne argiloase



Detaliu - zona galeriei orizontale

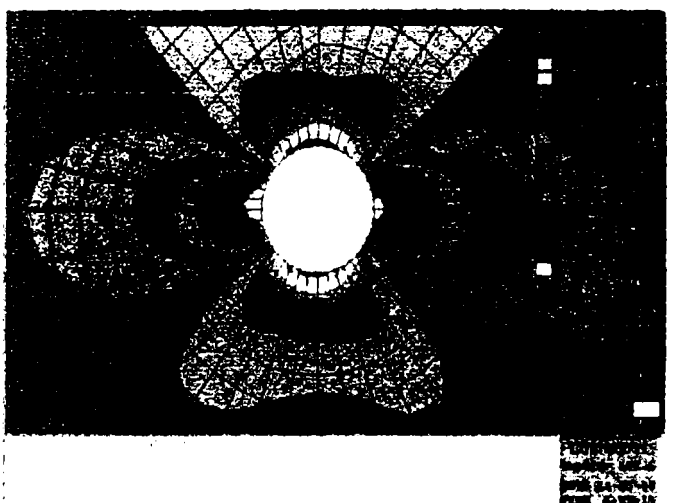
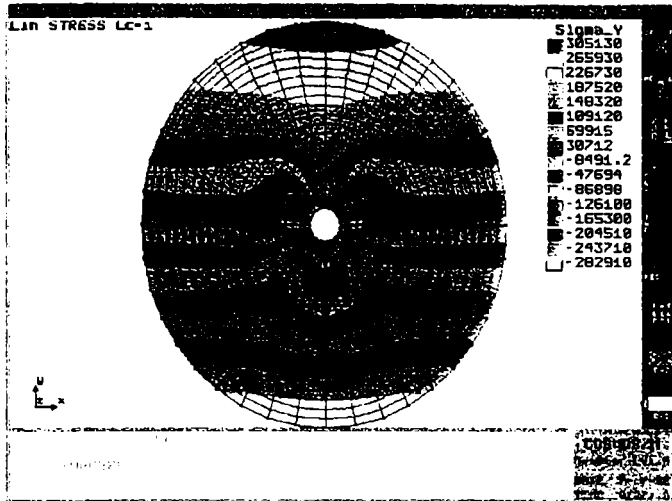


Fig. 5.3.1.7..Starea de eforturi unitare σ_x

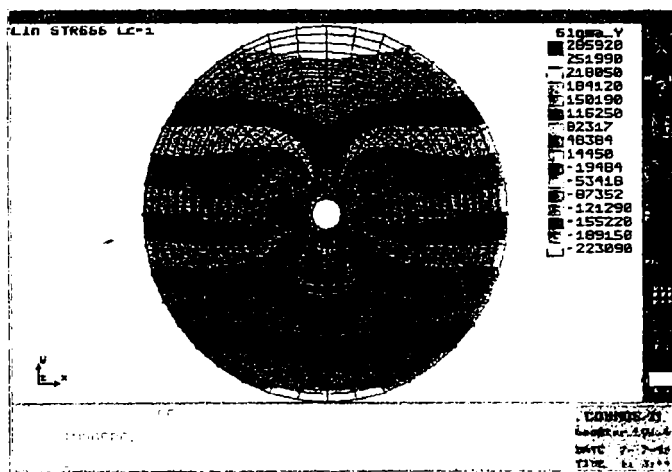
Gresii argiloase



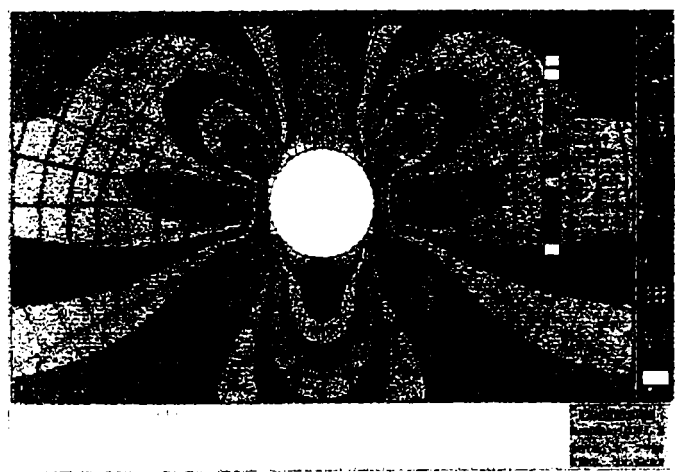
Detaliu – zona galeriei orizontale



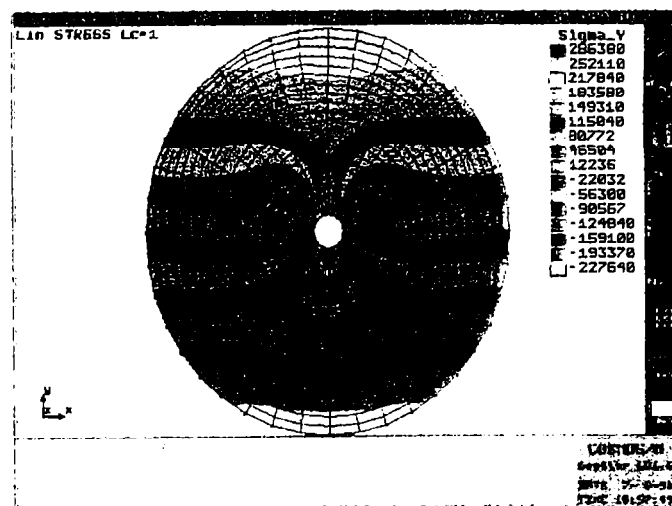
Argile



Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne argiloase



Detaliu – zona galeriei orizontale

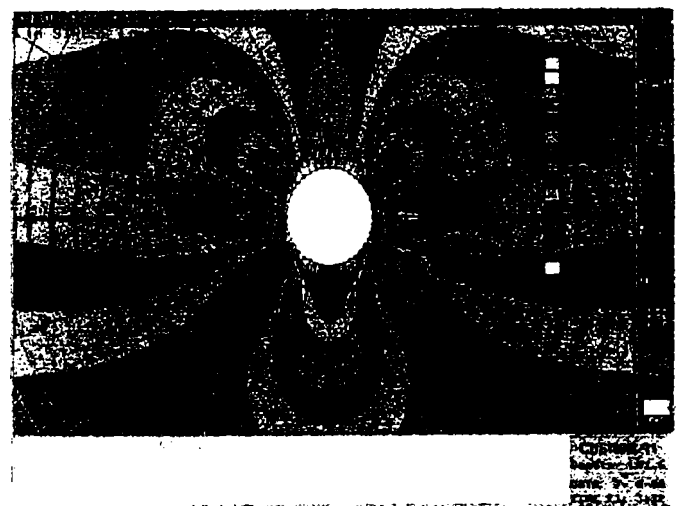
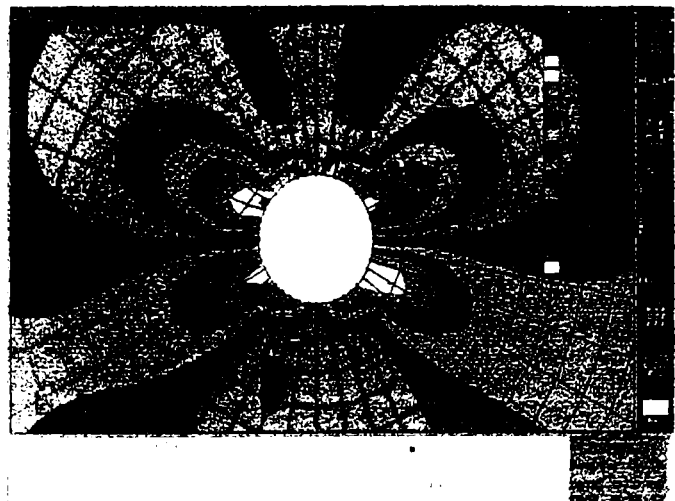
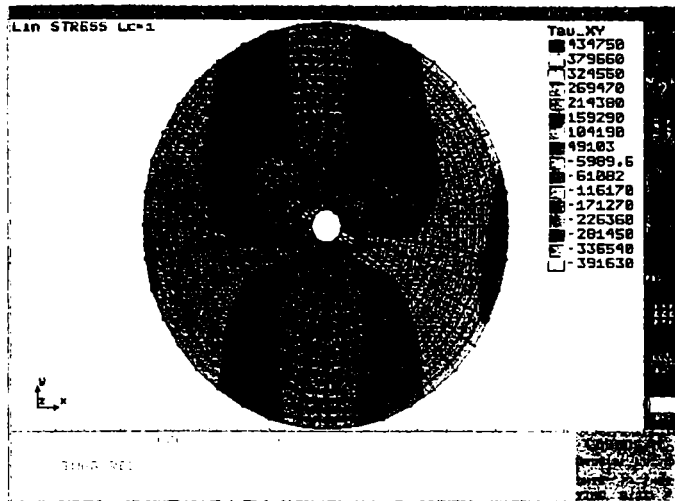


Fig. 5.3.1.8.. Starea de eforturi unitare σ_y

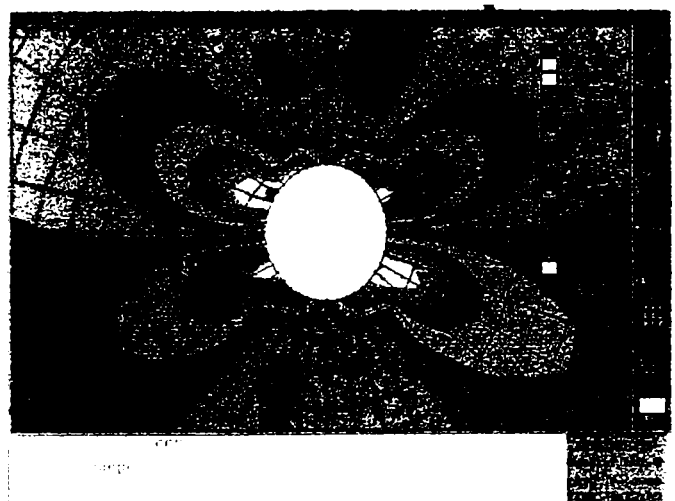
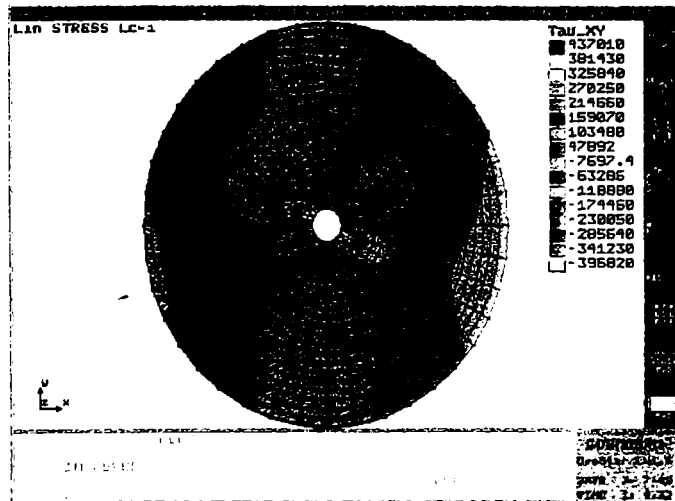
Gresii argiloase

Detaliu - zona



Argile

Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne argiloase

Detaliu – zona galeriei orizontale

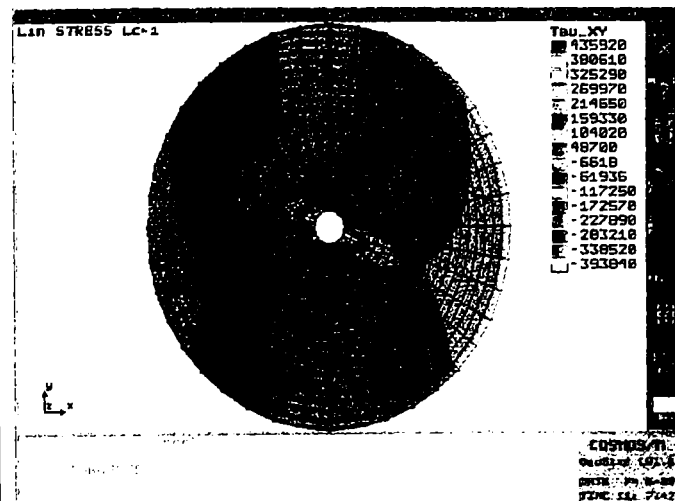
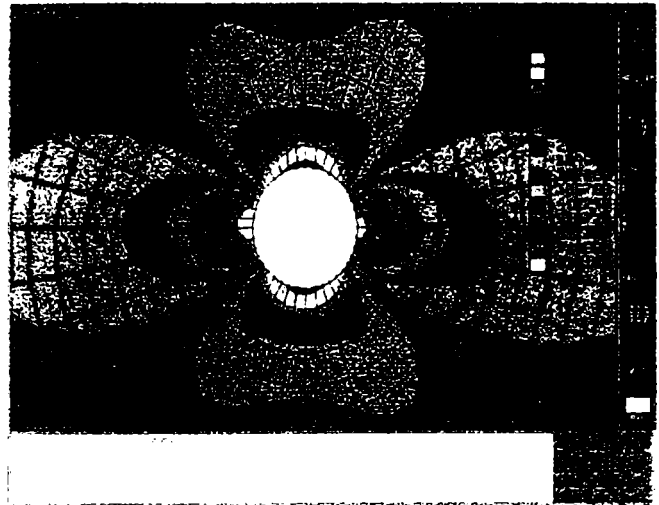
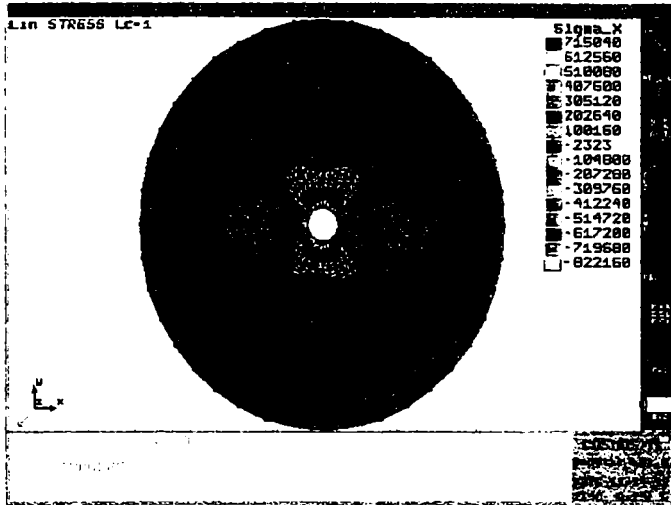


Fig.5.3.1.9. Starea de eforturi unitare Tau_{XY}

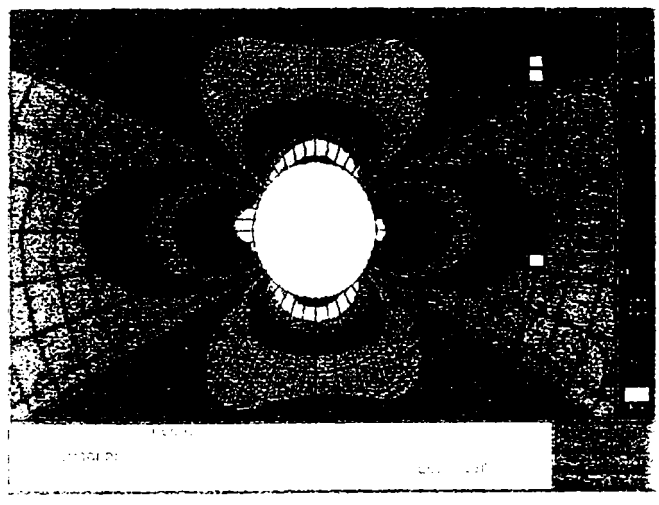
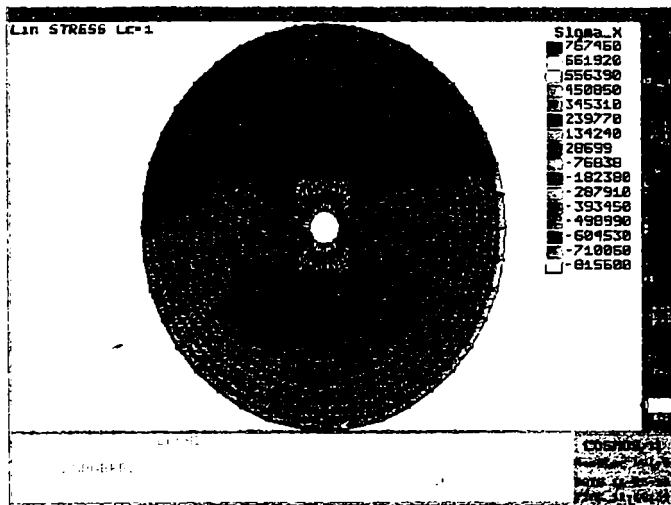
Marne argiloase; argile; gresii argiloase

Detaliu - zona galeriei orizontale



Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila

Detaliu - zona galeriei orizontale



Marne normale; marne argiloase; gresii gl a

Detaliu - zona galeriei orizontale

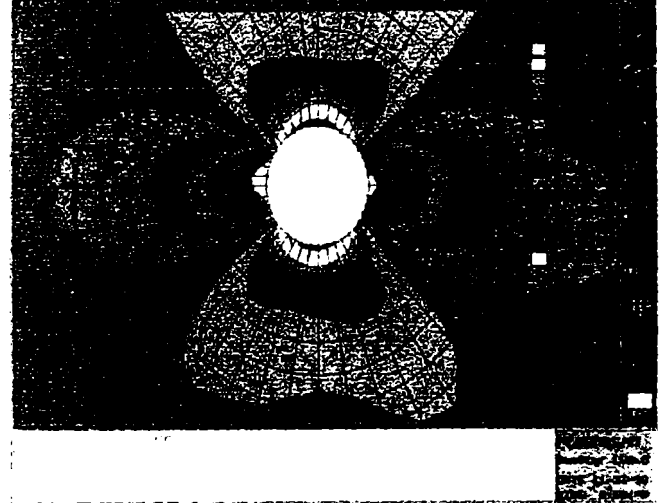
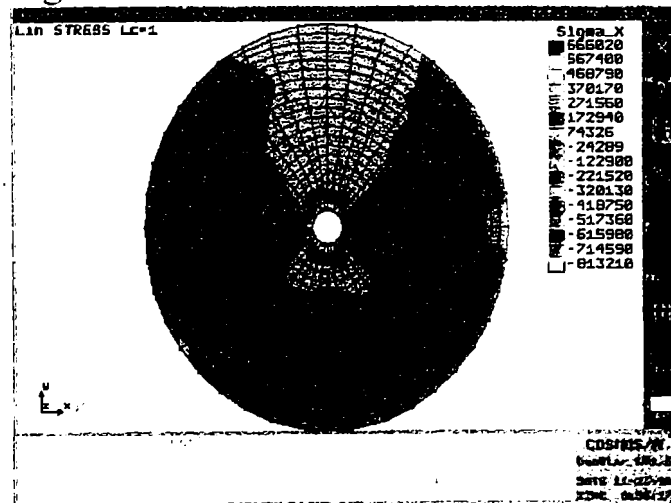
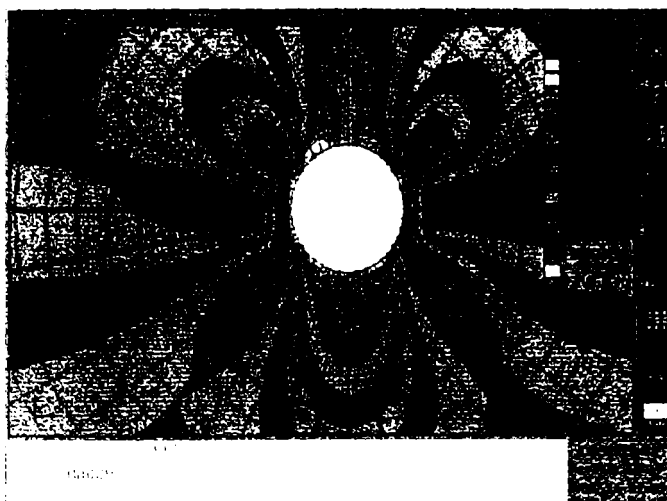
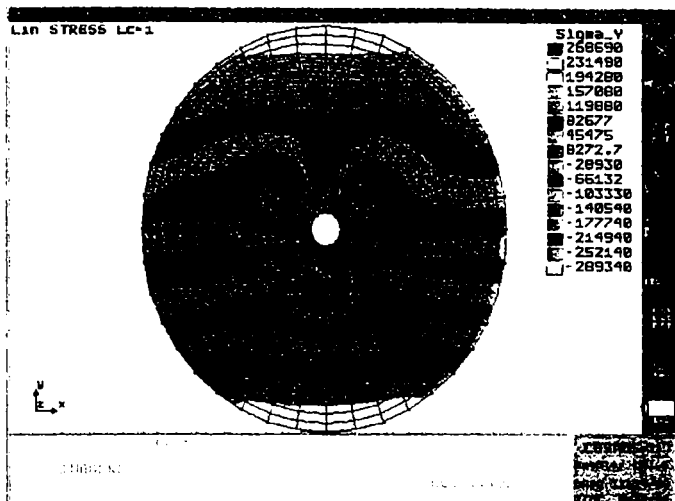


Fig. 5.3.1.10. Starea de eforturi unitare σ_x

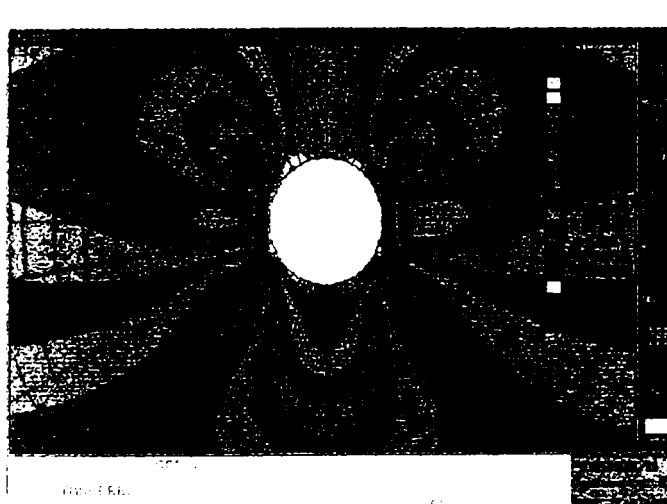
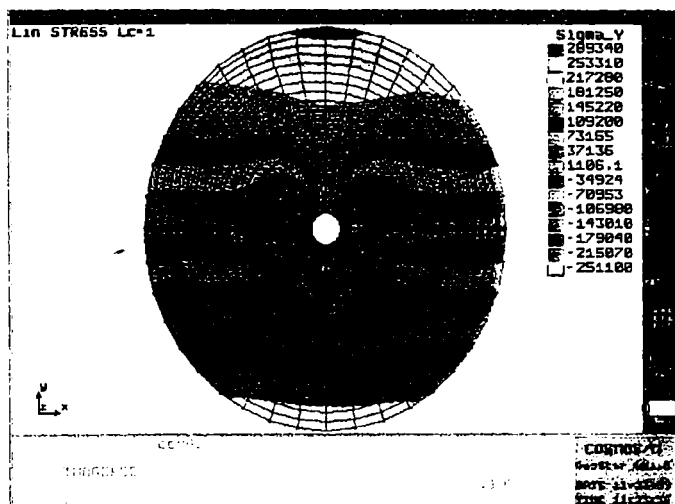
Marne argiloase; argile; gresii argiloase

Detaliu - zona galeriei horizontale



Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila

Detaliu - zona galeriei horizontale



Marne normale; marne argiloase; gresii argiloasa

Detaliu - zona galeriei horizontale

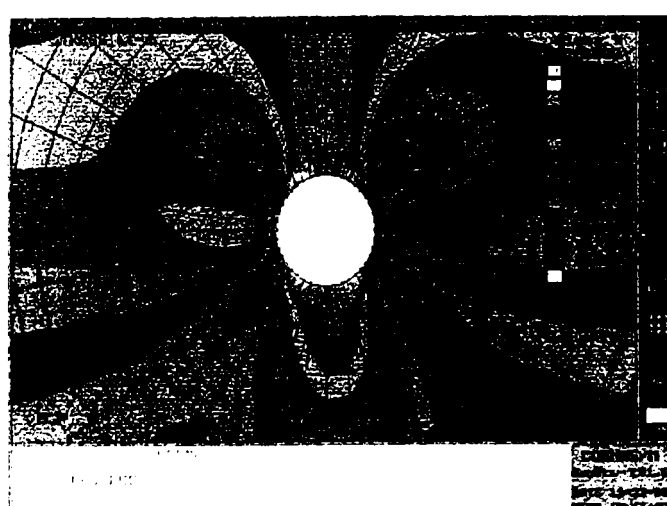
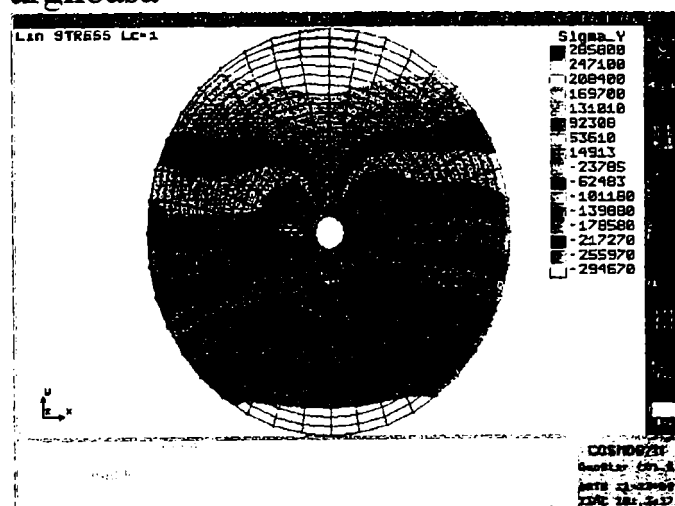
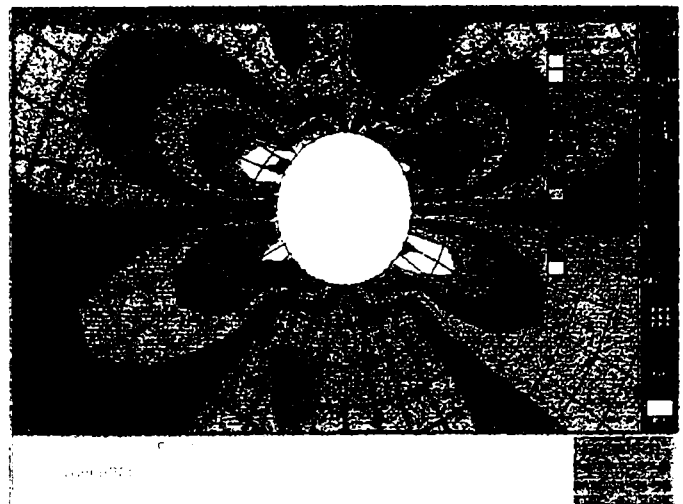
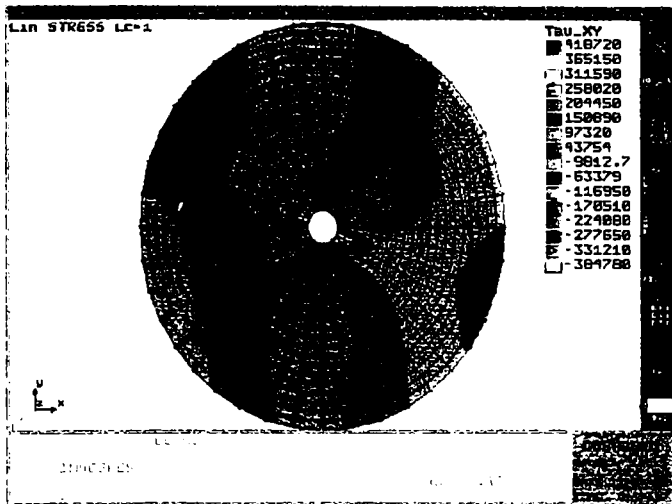


Fig. 5.3.1.11. Starea de eforturi unitare σ_y

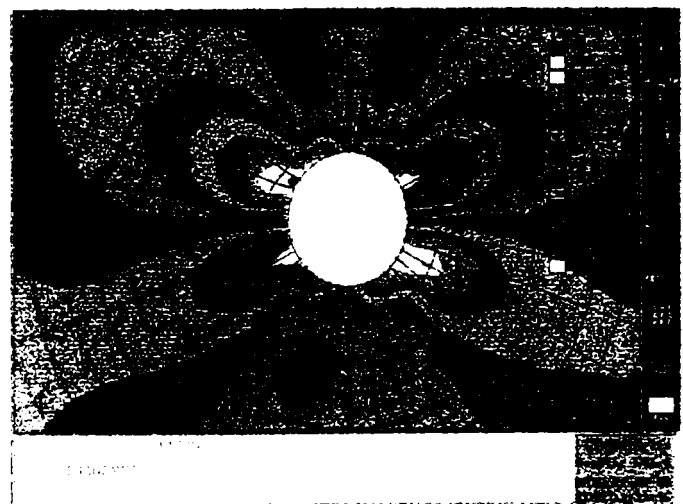
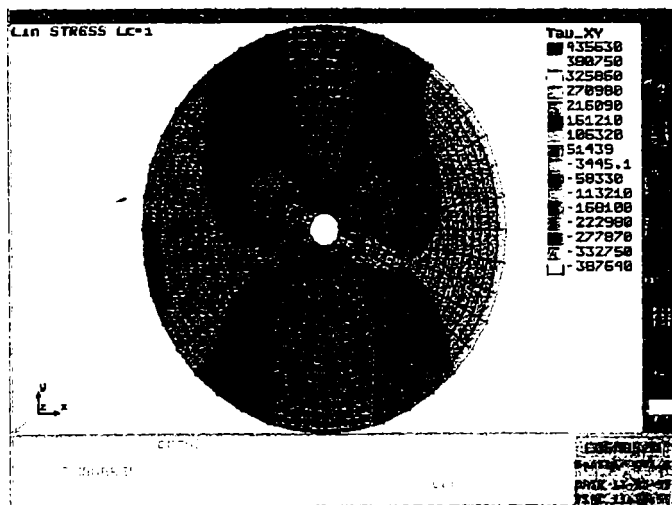
Marne argiloase; argile; gresii argiloase

Detaliu - zona galeriei horizontale



Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila

Detaliu - zona galeriei horizontale



Marne normale; marne argiloase; gresii argiloase

Detaliu - zona galeriei horizontale

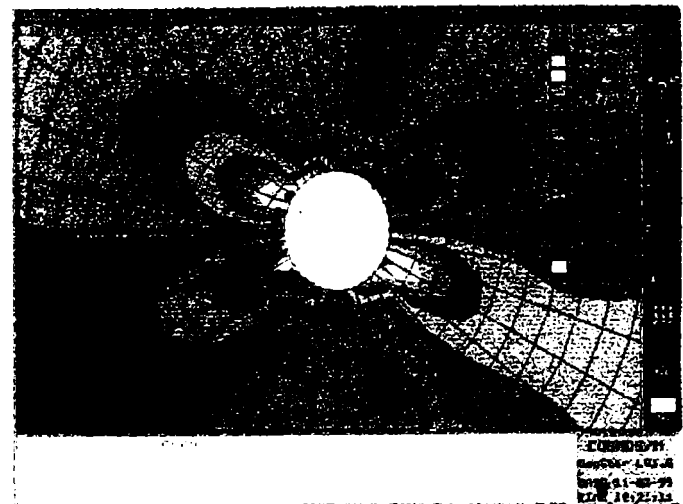
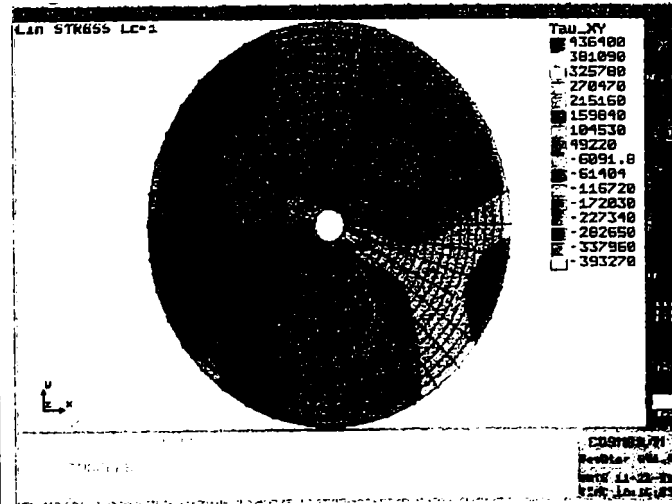


Fig.5.3.1.12. Starea de eforturi unitare Tau_{XY}

5.3.2. Calculul presiunii griperelor asupra masivului la galeriile hidrotehnice circulare cu camasuiala

Se va studia starea de eforturi din jurul galeriei hidrotehnice circulare cu camasuiala din beton, atat pentru masive omogene cit si pentru masive neomogene.

Calculul se va face pentru o forta transmisa masivului de instalatia FGO printr-un griper de 100 tf. respectiv de 190 tf. Vor rezulta 4 situatii :

- Galerie cu camasuiala in masive omogene cu o forta pe griper de 100 tf;
- Galerie cu camasuiala in masive omogene cu o forta pe griper de 190 tf;
- Galerie cu camasuiala in masive neomogene cu o forta pe griper de 100 tf;
- Galerie cu camasuiala in masive neomogene cu o forta pe griper de 190 tf.

Am luat cate trei exemple pentru fiecare situatie in parte dupa cum urmeaza :

a) Galerie cu camasuiala in masive omogene cu o forta pe griper de 100 tf :

- Masiv 1

- gresii argiloase $\eta = 0.073$
 $E = 4.2 \cdot 10^9 \text{ N/mp}$
 $D = 2600 \text{ Kg/mc}$

- Masiv 2

- argile $\eta = 0.17$
 $E = 3.2 \cdot 10^9 \text{ N/mp}$
 $D = 1800 \text{ Kg/mc}$

- Masiv 3

- marnе argiloase $\eta = 0.12$
 $E = 1.7 \cdot 10^9 \text{ N/mp}$
 $D = 2000 \text{ Kg/mc}$

- Beton

- $\eta = 0.167$
 $E = 2.4 \cdot 10^{10} \text{ N/mp}$
 $D = 2400 \text{ Kg/mc}$

b) Galerie cu camasuiala in masive omogene cu o forta pe griper de 190 tf

- Masiv 1

- gresii argiloase $\eta = 0.073$
 $E = 4.2 \cdot 10^9 \text{ N/mp}$
 $D = 2600 \text{ Kg/mc}$

- Masiv 2

- argile	$\eta = 0.17$ $E = 3.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 1800 \text{ Kg/mc}$
• <i>Masiv 3</i>	
- marne argiloase	$\eta = 0.12$ $E = 1.7 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2000 \text{ Kg/mc}$
• <i>Beton</i>	$\eta = 0.167$ $E = 2.4 \text{ e}10 \text{ N/mp}$ $D = 2400 \text{ Kg/mc}$

c) Galerie cu camasuiala in masive neomogene cu o forta pe griper de 100 tf

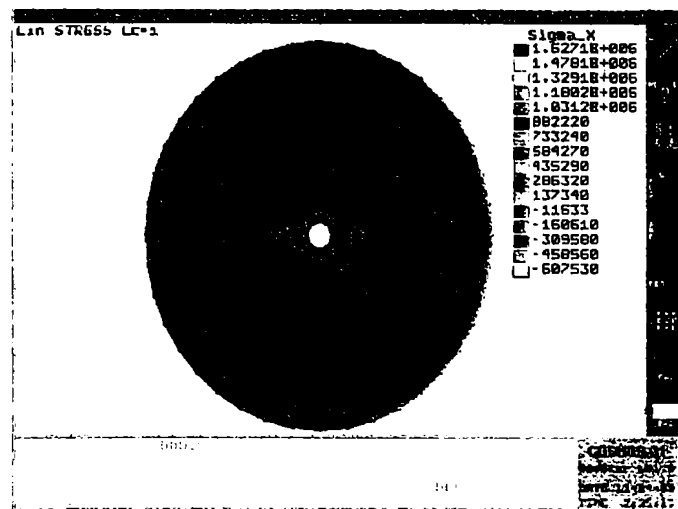
• <i>Masiv 1</i>	
- marne argiloase	$\eta = 0.12$ $E = 1.7 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2000 \text{ Kg/mc}$
- argile	$\eta = 0.17$ $E = 3.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 1800 \text{ Kg/mc}$
- gresii argiloase	$\eta = 0.073$ $E = 4.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2600 \text{ Kg/mc}$
• <i>Masiv 2</i>	
- gresie marnoasa	$\eta = 0.038$ $E = 3.44 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2100 \text{ Kg/mc}$
- gresii argiloase	$\eta = 0.073$ $E = 4.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2600 \text{ Kg/mc}$
- argile	$\eta = 0.20$ $E = 3.4 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2100 \text{ Kg/mc}$
• <i>Masiv 3</i>	
- marne normale	$\eta = 0.11$ $E = 2.9 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 1900 \text{ Kg/mc}$
- marne argiloase	$\eta = 0.12$ $E = 1.7 \text{ e}9 \text{ N/mp}$ $D = 2000 \text{ Kg/mc}$
- gresii argiloase	$\eta = 0.073$ $E = 4.2 \text{ e}9 \text{ N/mp}$

- *Beton*
 - D=2600 Kg/mc
 - $\eta = 0.167$
 - E = 2.4 e10 N/mp
 - D = 2400 Kg/mc

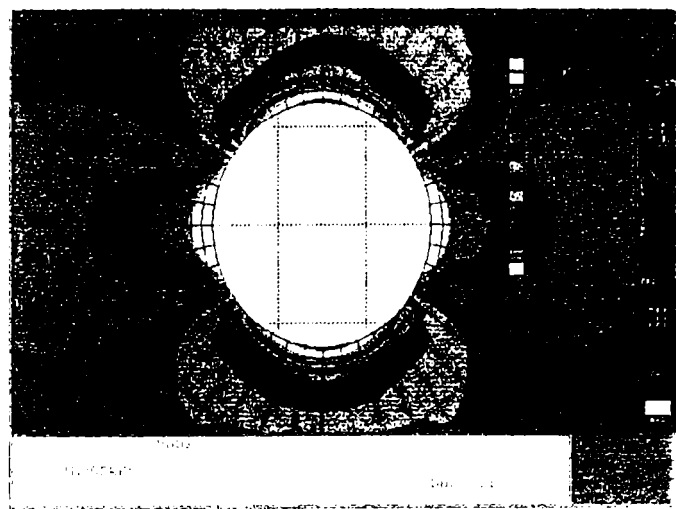
d) Galerie cu camasuiala in masive neomogene cu o forta pe griper de 190 tf

- *Masiv 1*
 - marne argiloase
 - $\eta = 0.12$
 - E = 1.7 e9 N/mp
 - D = 2000 Kg/mc
 - argile
 - $\eta = 0.17$
 - E = 3.2 e9 N/mp
 - D = 1800 Kg/mc
 - gresii argiloase
 - $\eta = 0.073$
 - E = 4.2 e9 N/mp
 - D = 2600 Kg/mc
- *Masiv 2*
 - gresie marmoasa
 - $\eta = 0.038$
 - E = 3.44 e9 N/mp
 - D = 2100 Kg/mc
 - gresii argiloase
 - $\eta = 0.073$
 - E = 4.2 e9 N/mp
 - D = 2600 Kg/mc
 - argile
 - $\eta = 0.20$
 - E = 3.4 e9 N/mp
 - D = 2100 Kg/mc
- *Masiv 3*
 - marne normale
 - $\eta = 0.11$
 - E = 2.9 e9 N/mp
 - D = 1900 Kg/mc
 - marne argiloase
 - $\eta = 0.12$
 - E = 1.7 e9 N/mp
 - D = 2000 Kg/mc
 - gresii argiloase
 - $\eta = 0.073$
 - E = 4.2 e9 N/mp
 - D=2600 Kg/mc
- *Beton*
 - $\eta = 0.167$
 - E = 2.4 e10 N/mp
 - D = 2400 Kg/mc

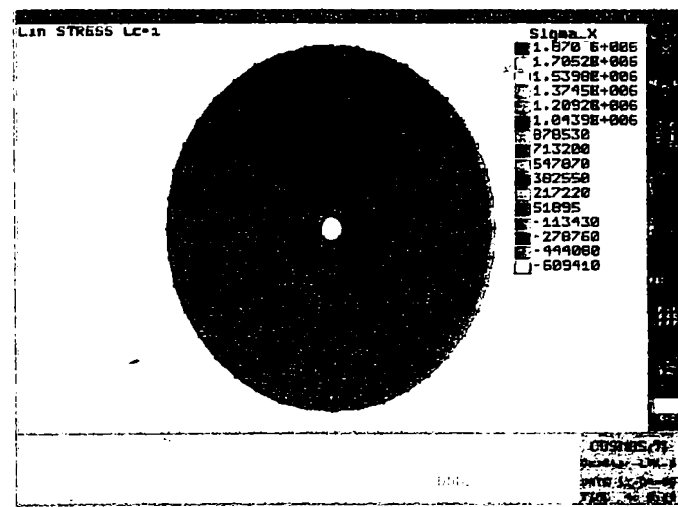
Gresii argiloase



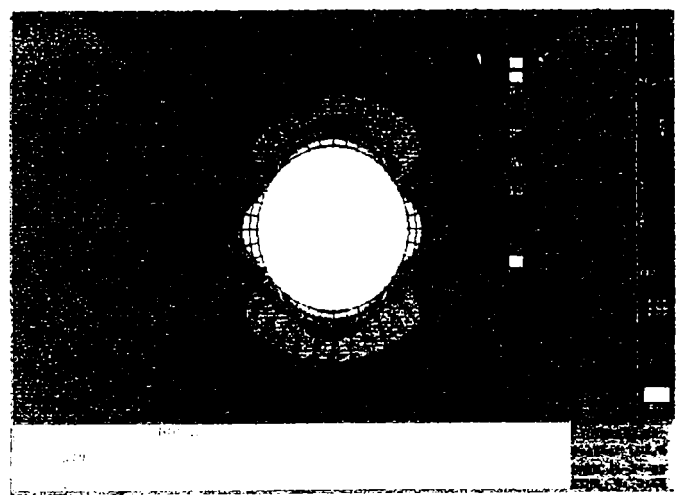
Detaliu - zona galeriei orizontale



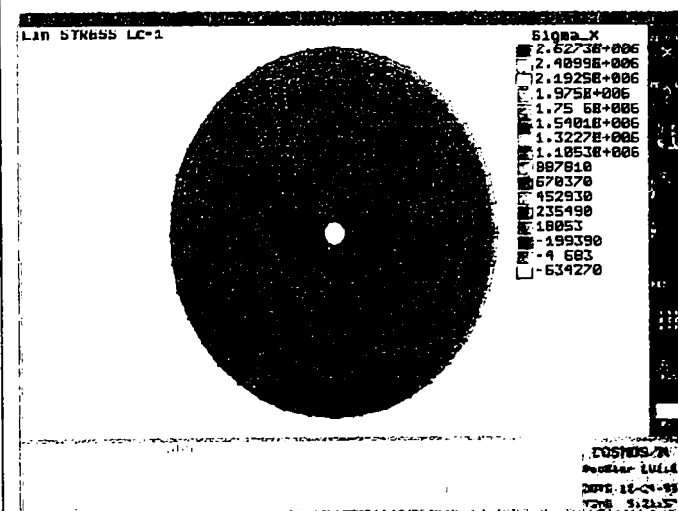
Argile



Detaliu-zona galeriei orizontale



Marne argiloase



Detaliu - zona galeriei orizontale

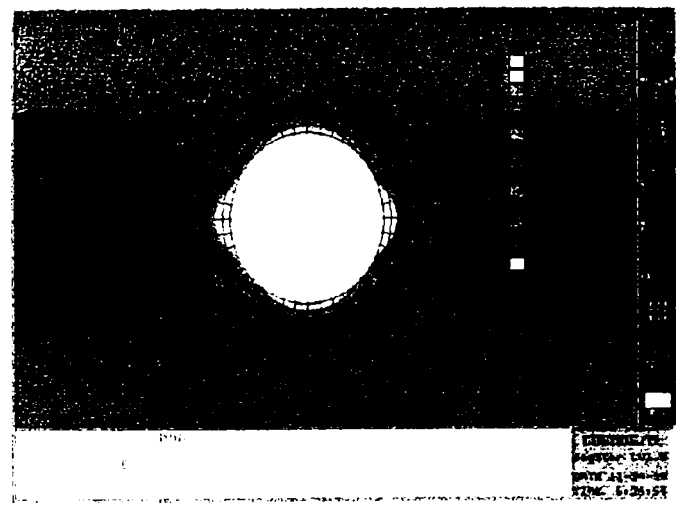
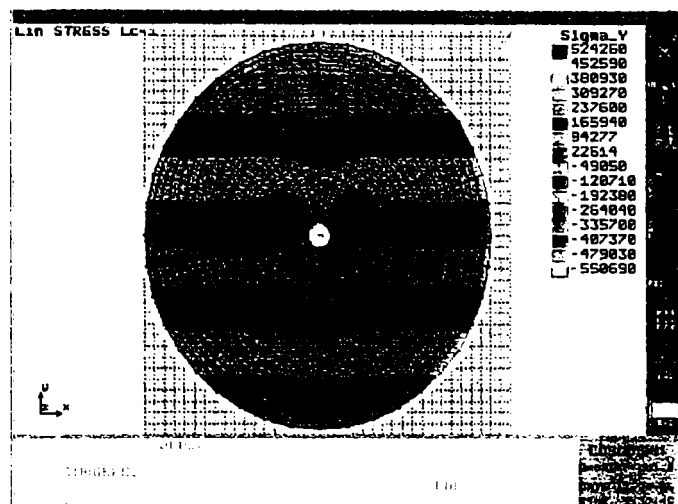
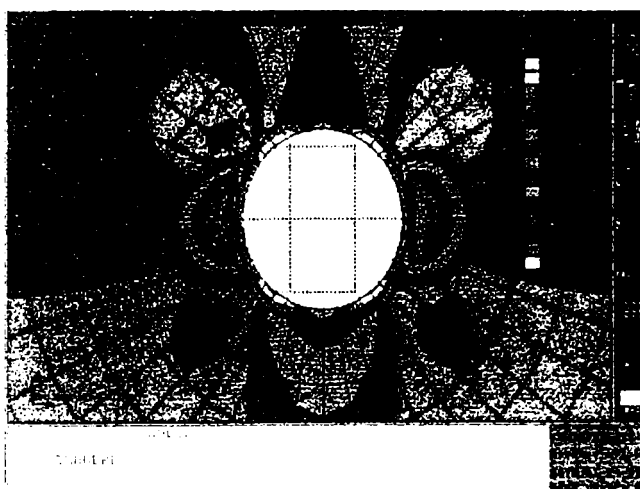


Fig.5.3.2.1. Starea de eforturi unitare σ_x

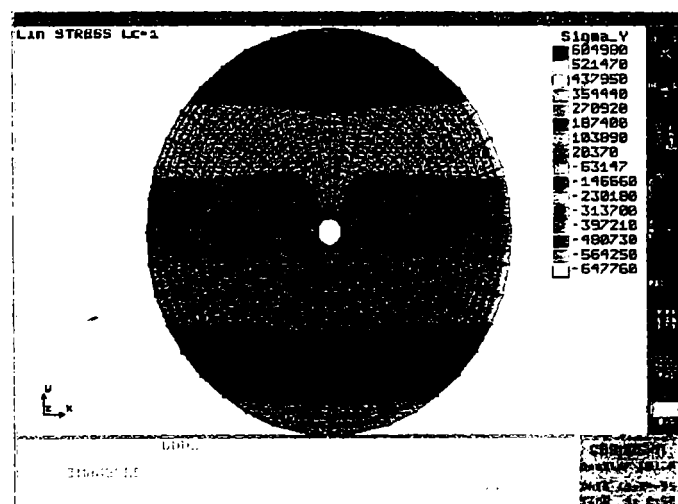
Gresii argiloase



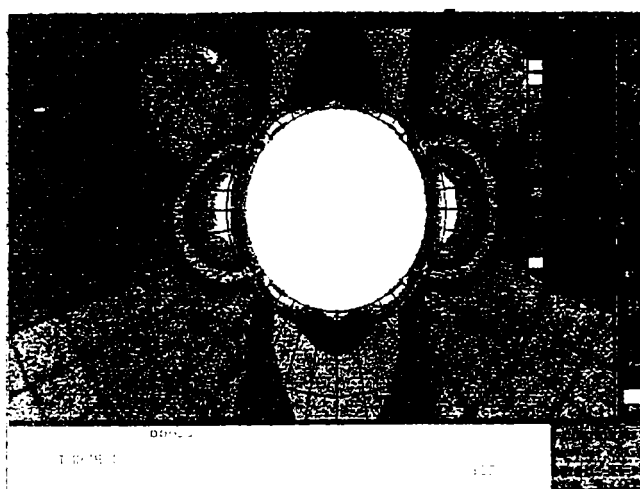
Detaliu - zona galeriei orizontale



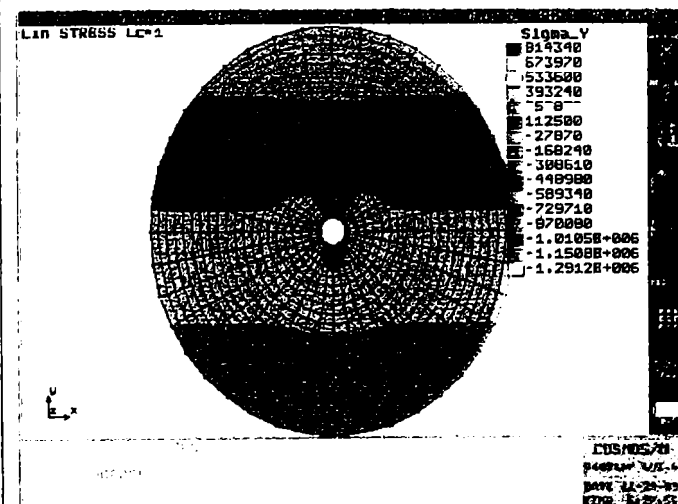
Argile



Detaliu-zona galeriei orizontale



Marne argiloase



Detaliu-zona galeriei orizontale

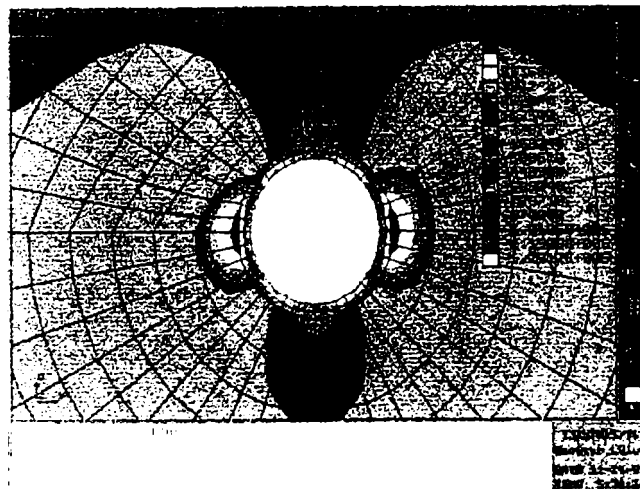
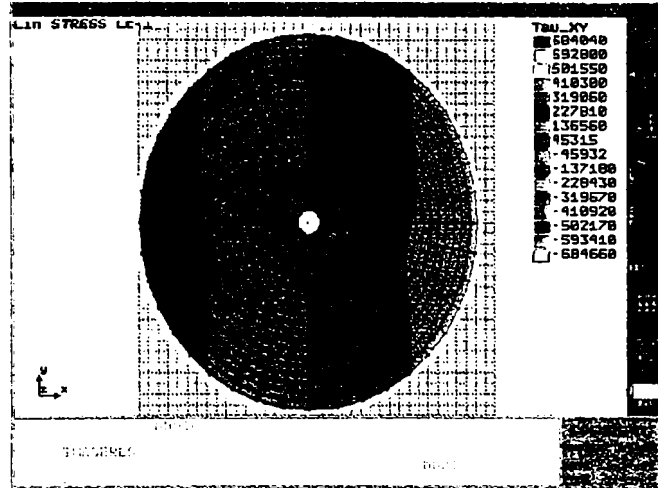
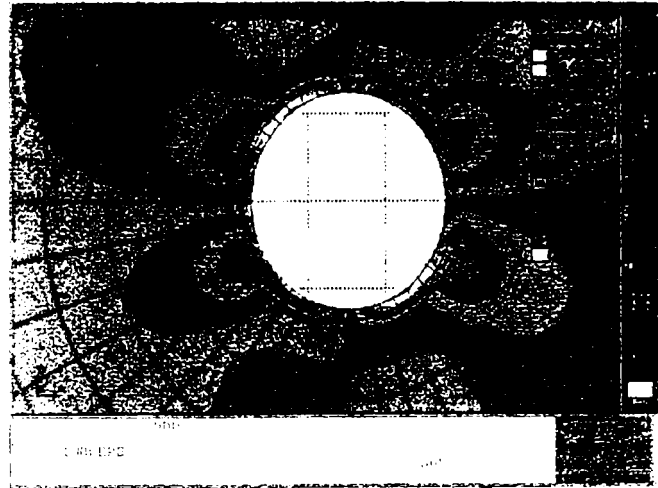


Fig. 5.3.2.2. Starea de eforturi unitare σ_y

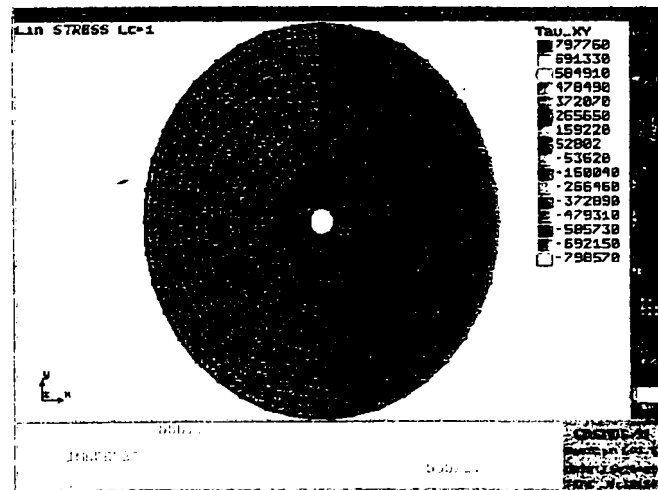
Gresii argiloase



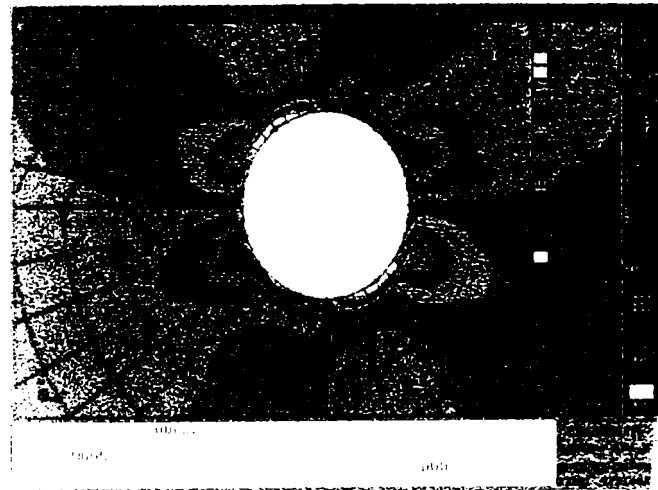
Detaliu - zona galeriei orizontale



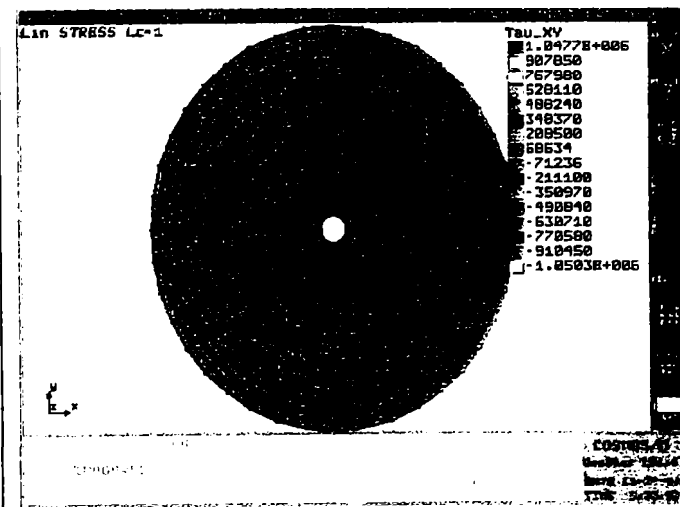
Argile



Detaliu - zona galeriei orizontale



Marne argiloase



Detaliu - zona galeriei orizontale

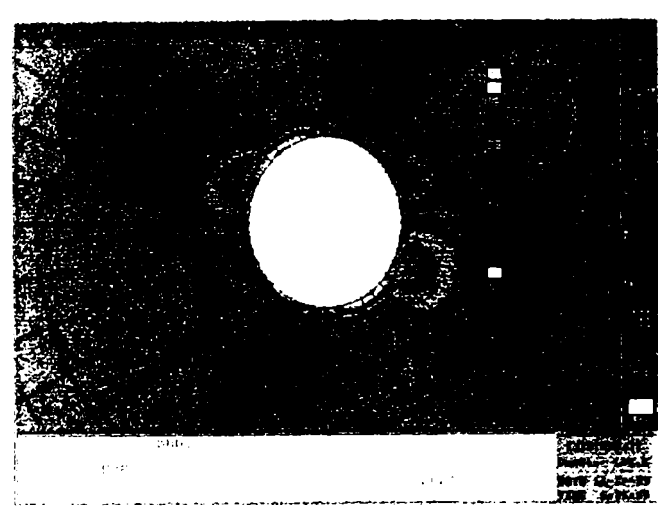
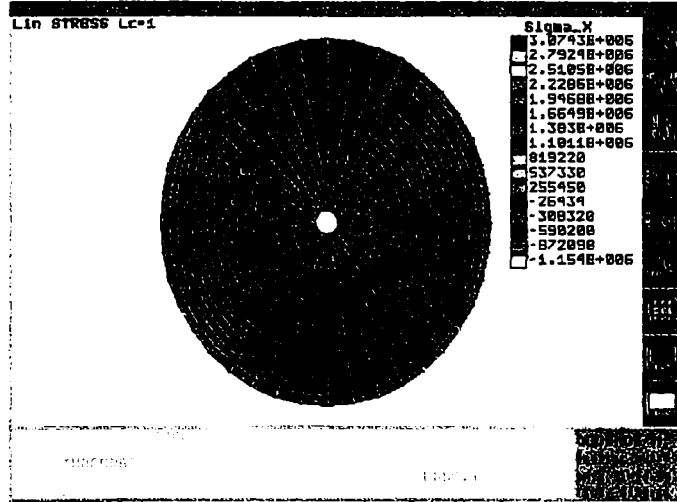
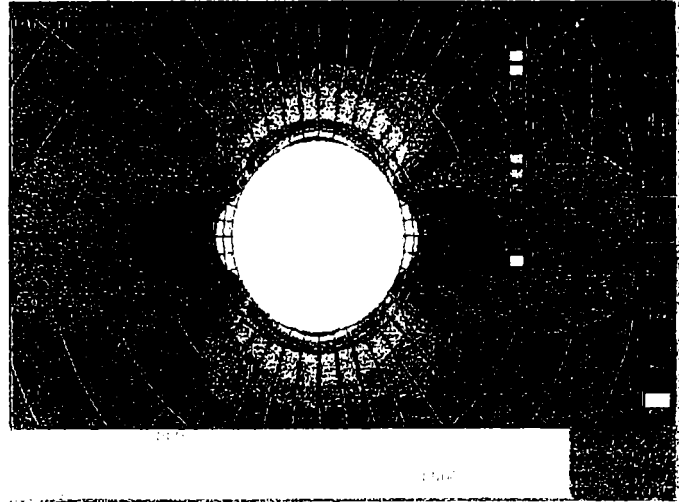


Fig.5.3.2.3. Starea de eforturi unitare Tau_{XY}

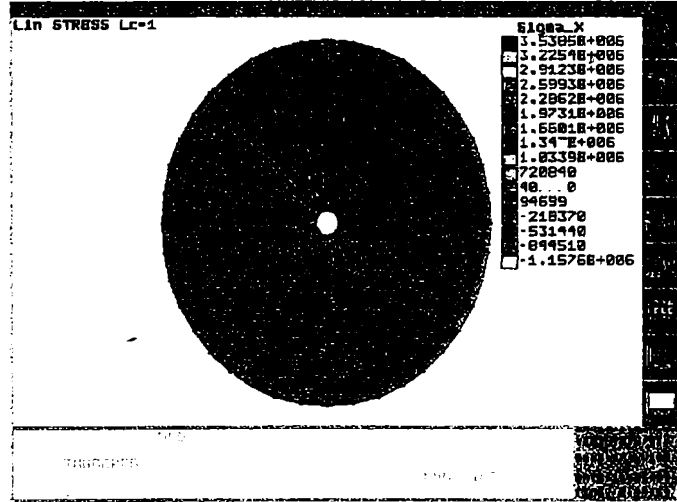
Gresii argiloase



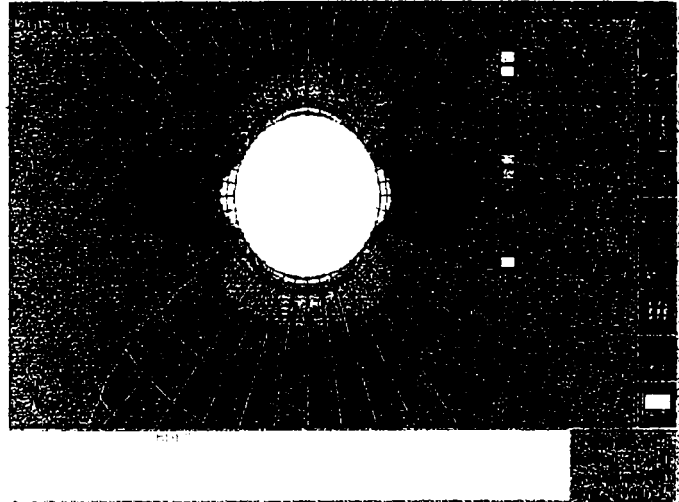
Detaliu – zona galeriei orizontale



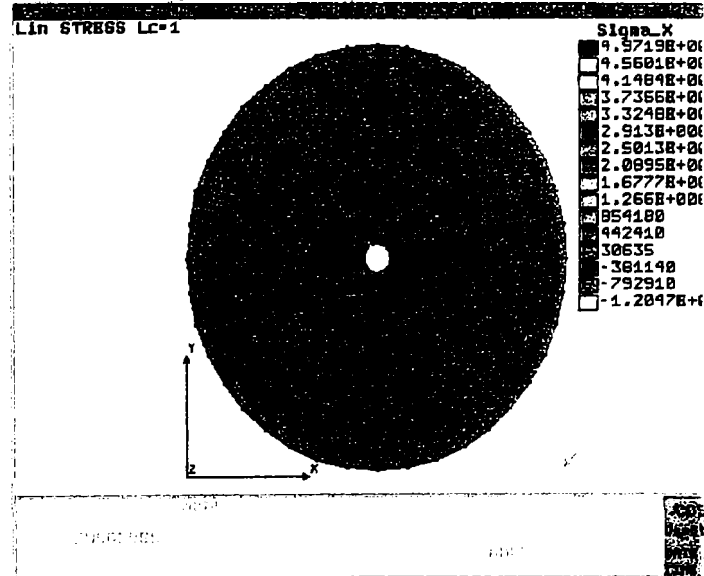
Argile



Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne argiloase



Detaliu – zona galeriei orizontale

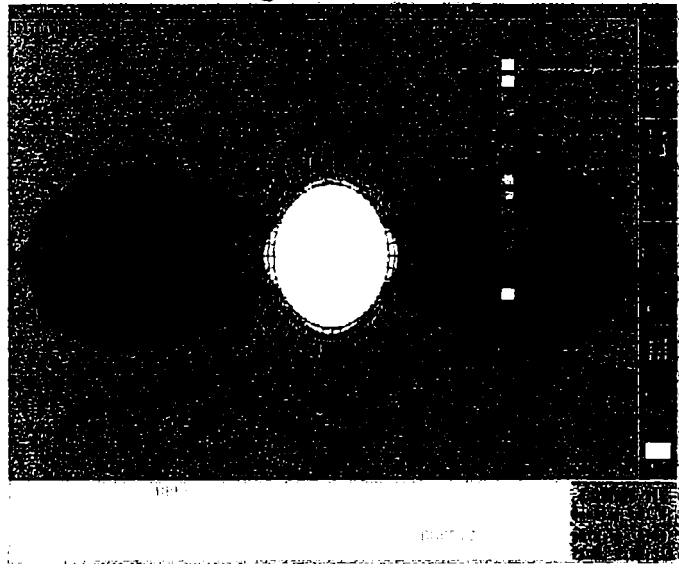
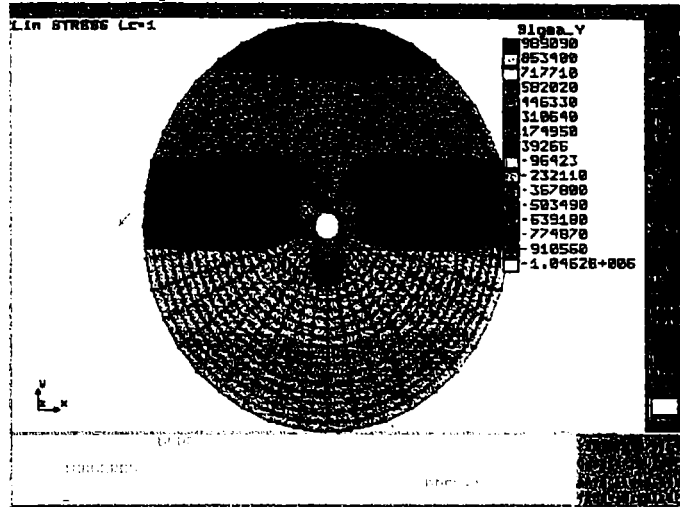
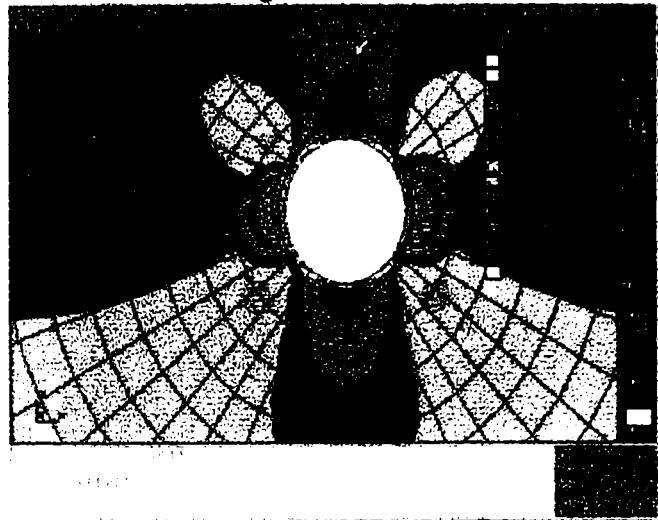


Fig. 5.3.2.4. Starea de eforturi unitare σ_x

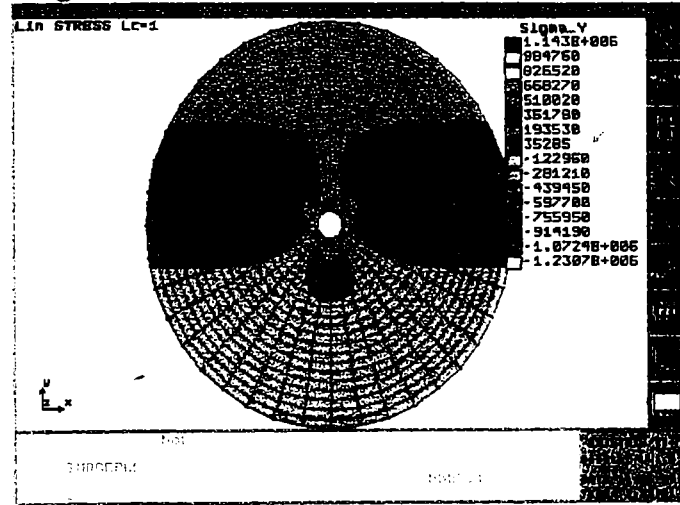
Gresii argiloase



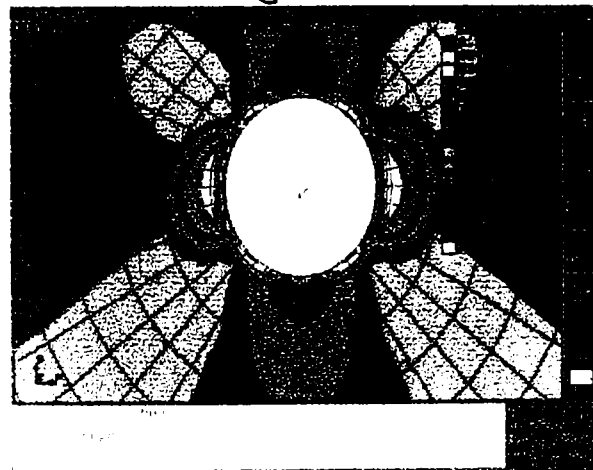
Detaliu – zona galeriei orizontale



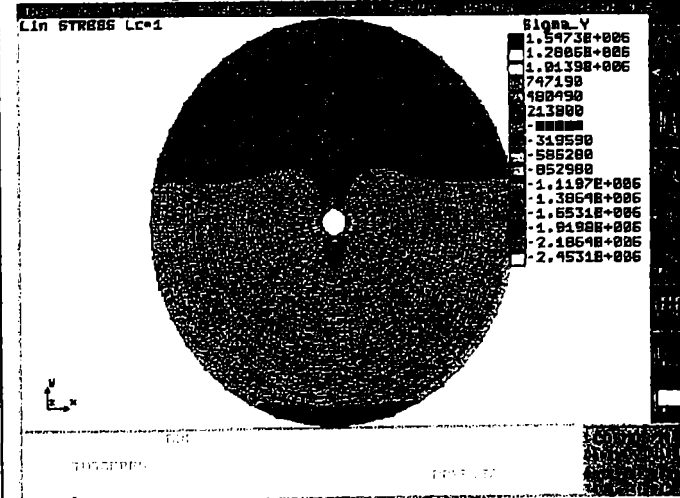
Argile



Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne argiloase



Detaliu – zona galeriei orizontale

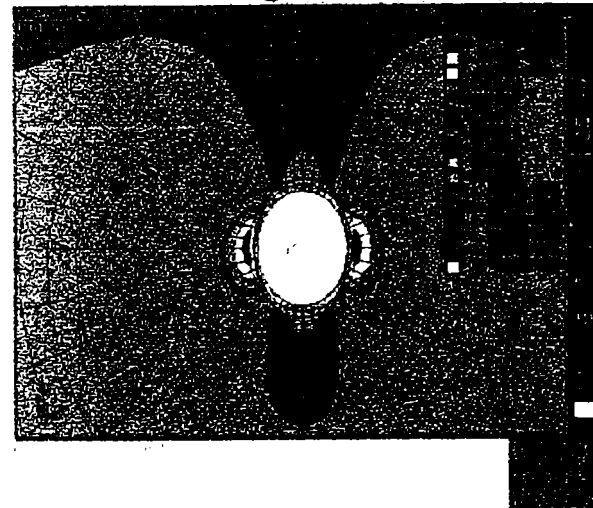
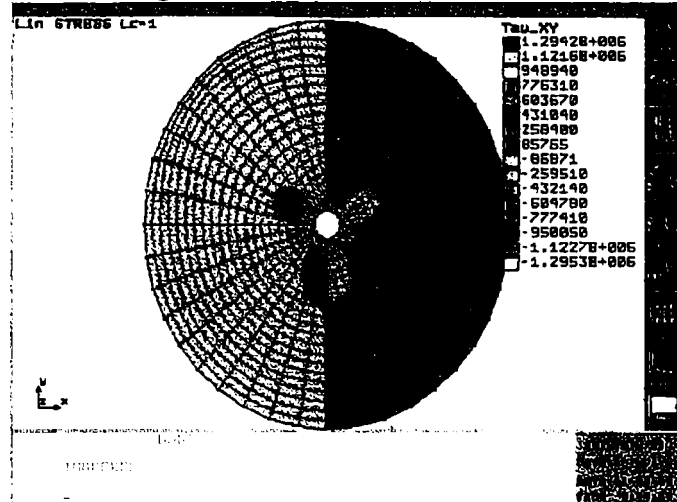
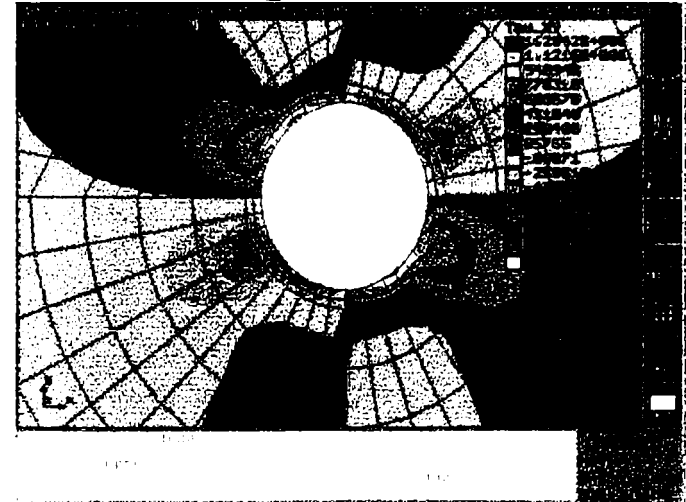


Fig. 5.3.2.5. Starea de eforturi unitare σ_y

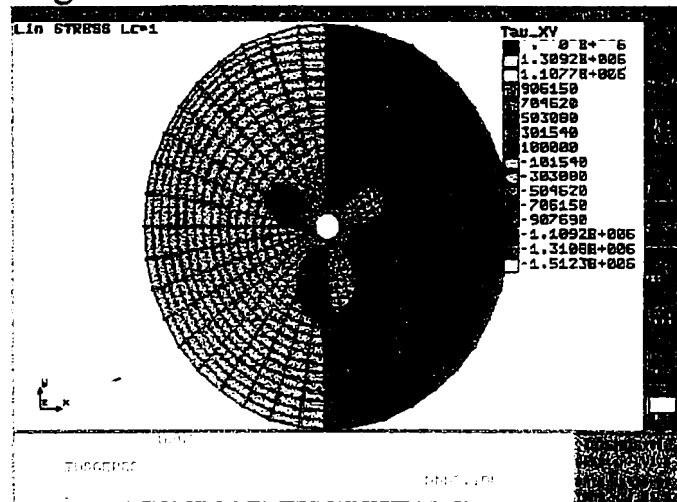
Gresii argiloase



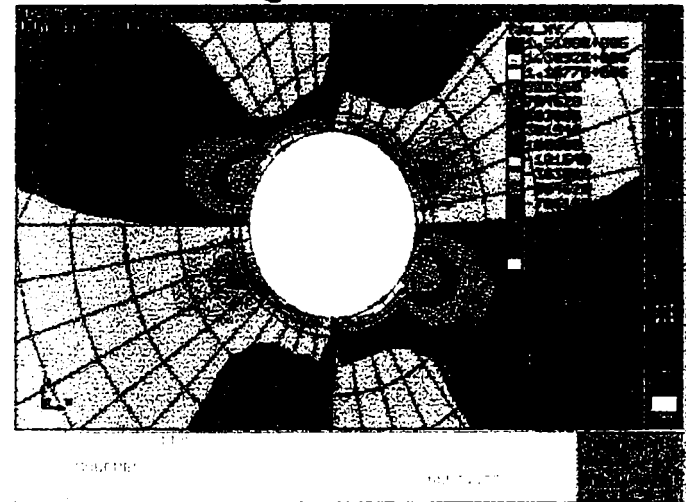
Detaliu – zona galeriei orizontale



Argile



Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne argiloase

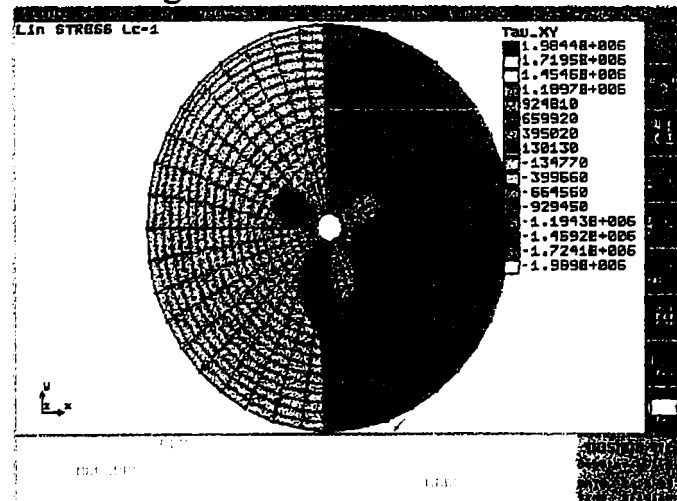
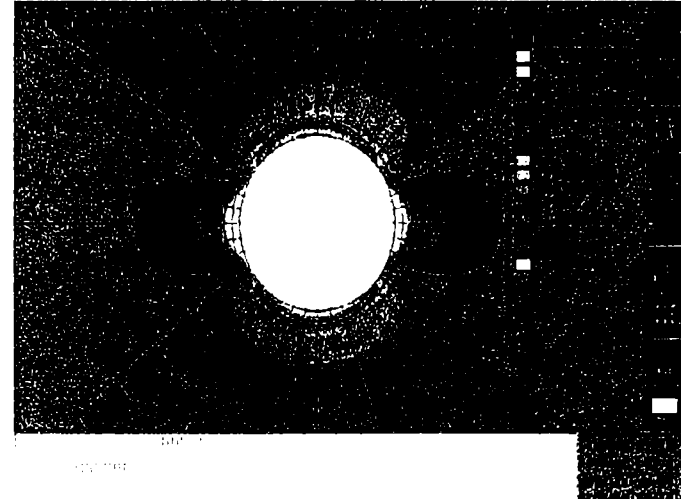
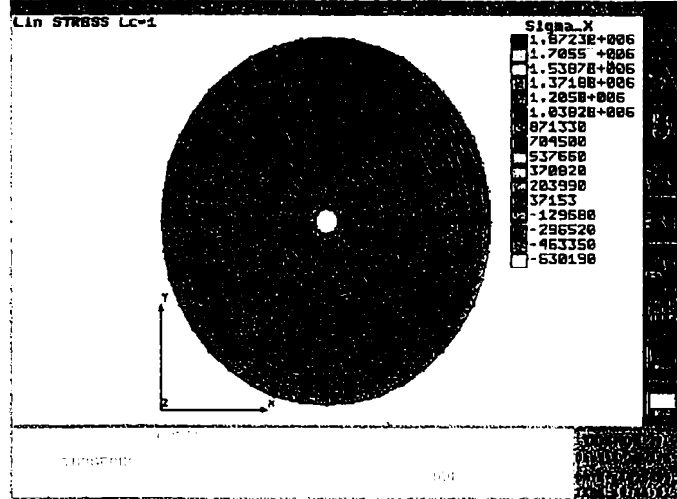


Fig. 5.3.2.6.. Starea de eforturi unitare Tau_{XY}

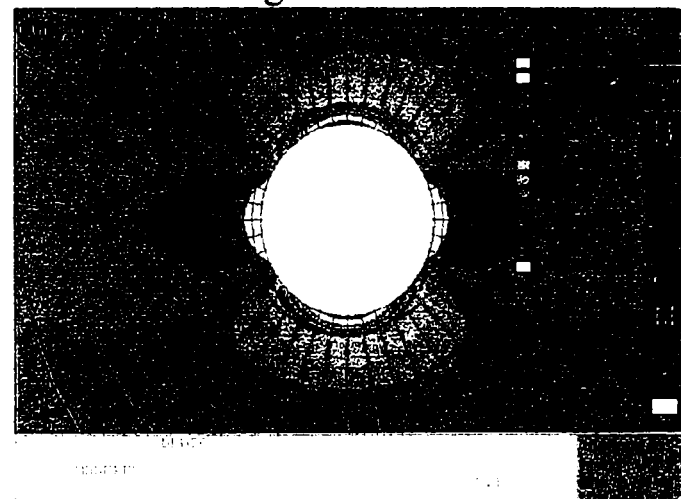
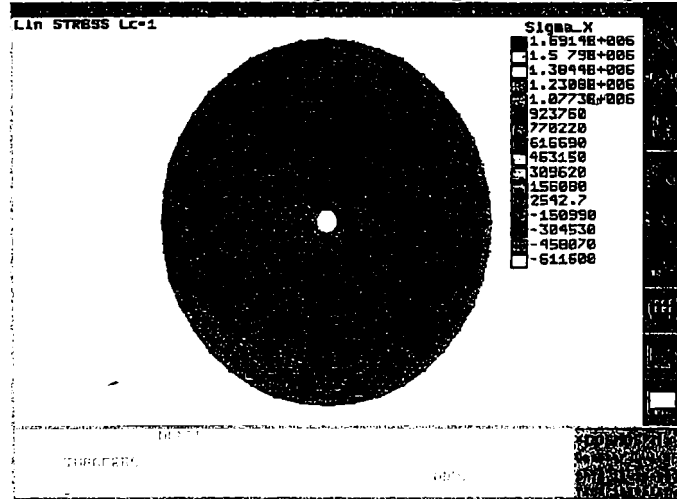
Marne argiloase; argile; gresii argiloase

Detaliu – zona galeriei orizontale



Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila

Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne normale; marne argiloase; gresii argiloasa

Detaliu – zona

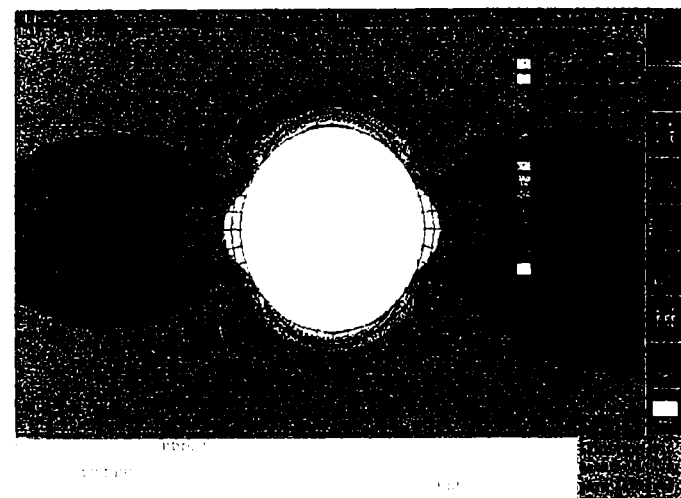
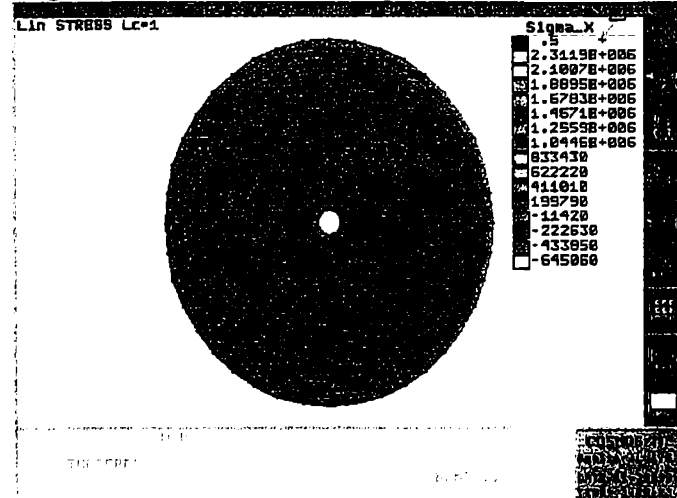
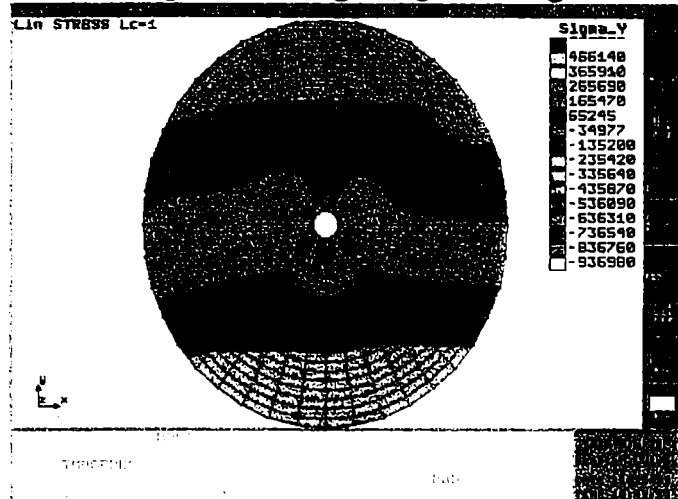
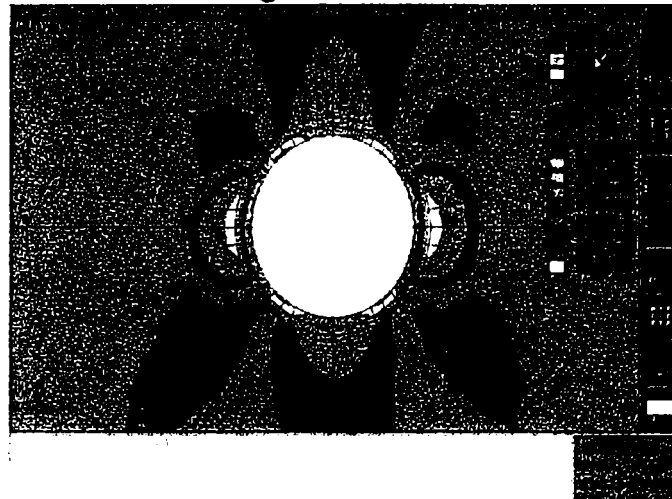


Fig. 5.3.2.7. Starea de eforturi unitare σ_x

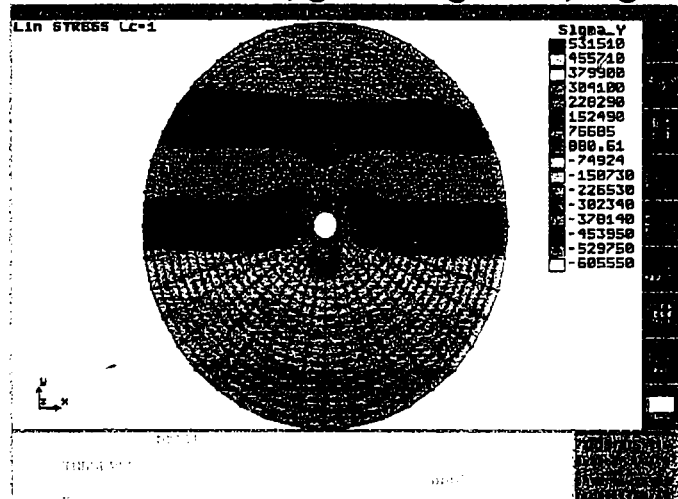
Marne argiloase; argile; gresii argiloase



Detaliu – zona galeriei horizontale



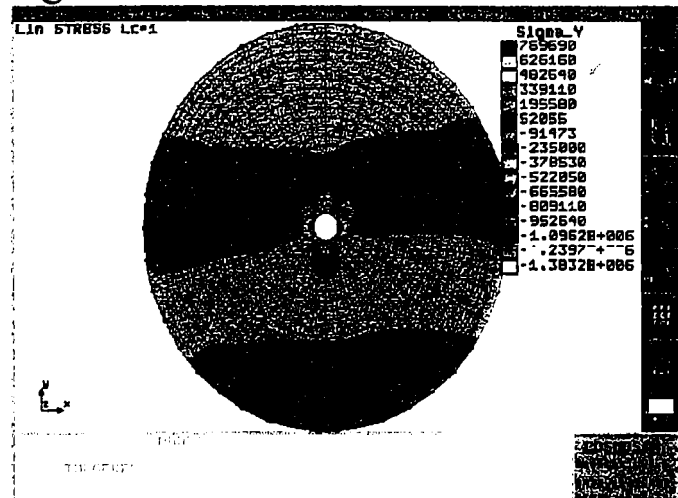
Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila



Detaliu – zona galeriei horizontale



Marne normale; marne argiloase; gresii
rgil



Detaliu – zona

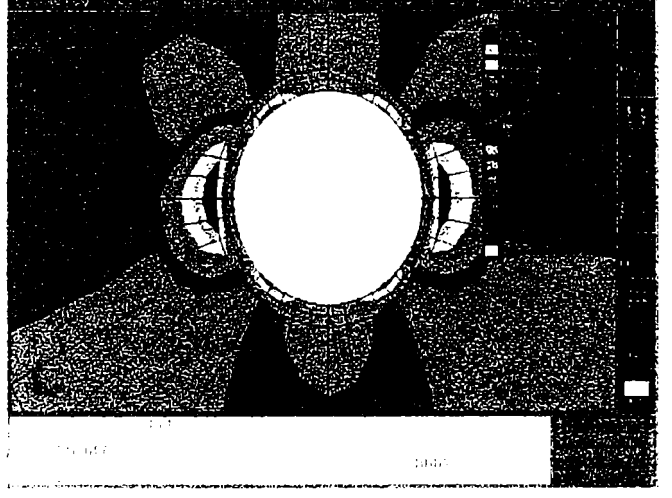
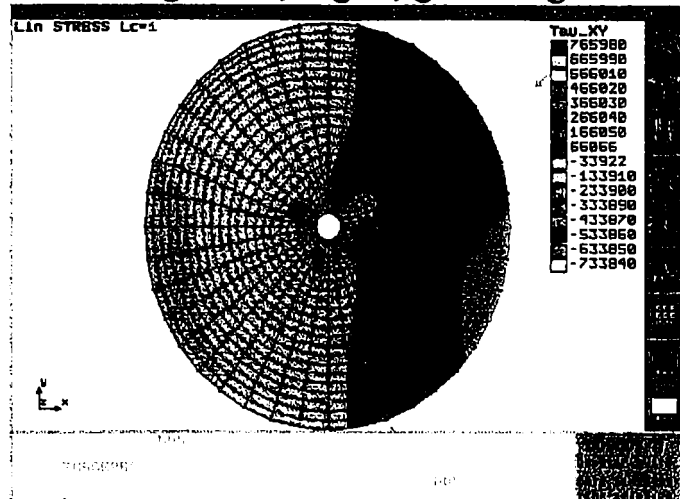
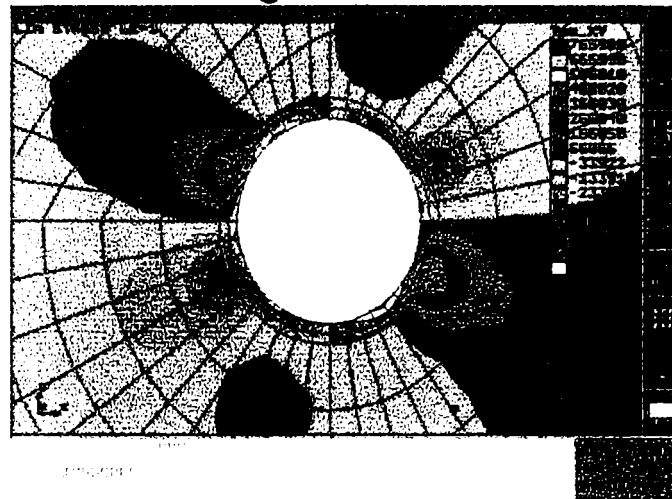


Fig. 5.3.2.8. Starea de eforturi unitare σ_y

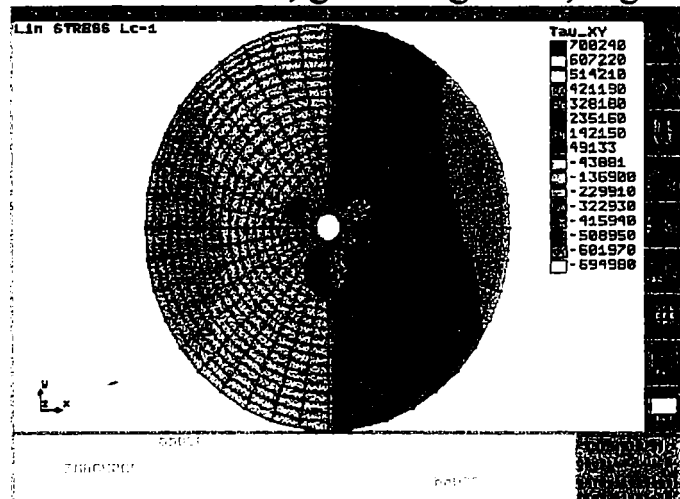
Marne argiloase; argile; gresii argiloase



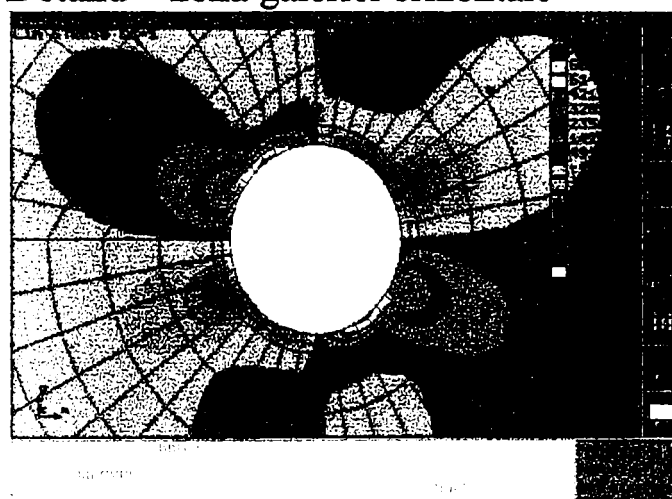
Detaliu – zona galeriei orizontale



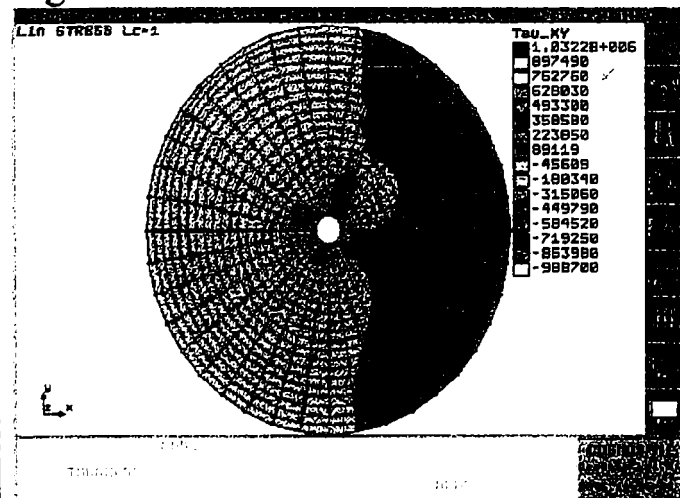
Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila



Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne normale; marne argiloase; gresii argiloasa



Detaliu – zona galeriei orizontale

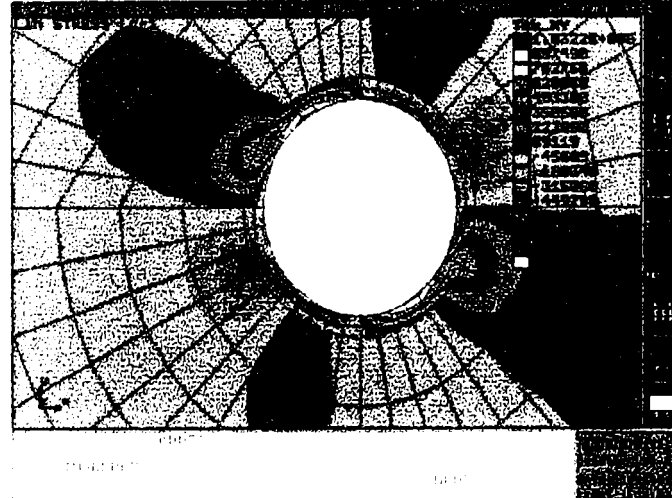
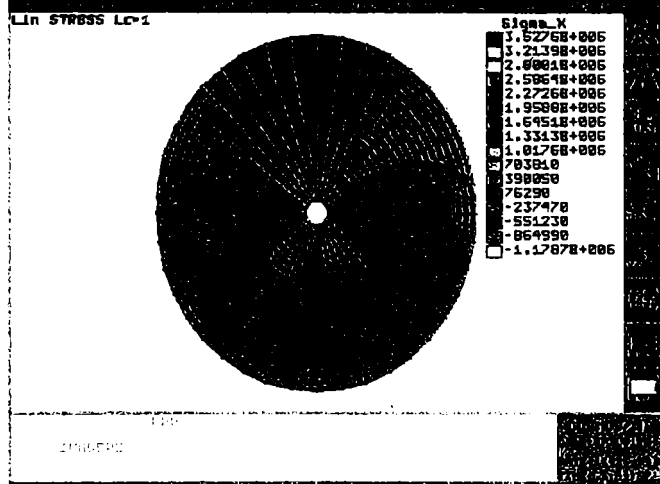
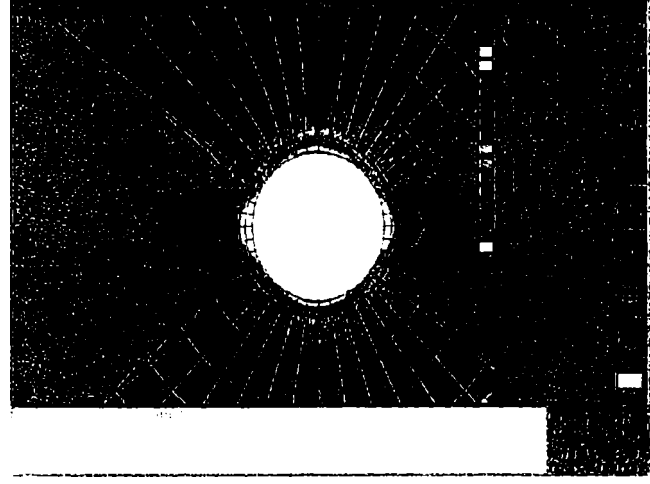


Fig. 5.3.2.9. Starea de eforturi unitare Tau_{XY}

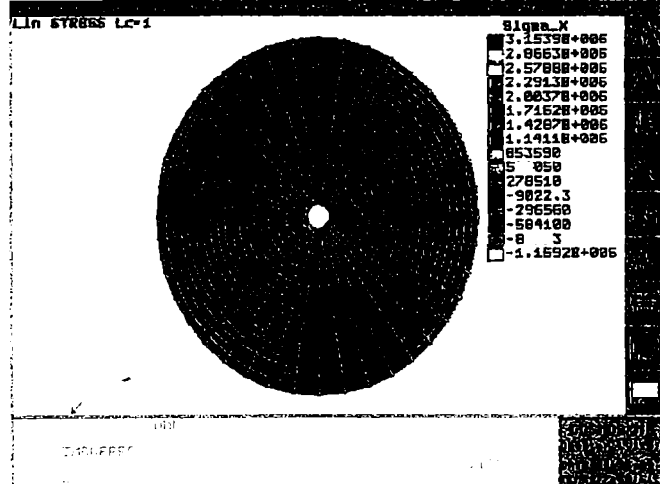
Marne argiloase; argile; gresii argiloase



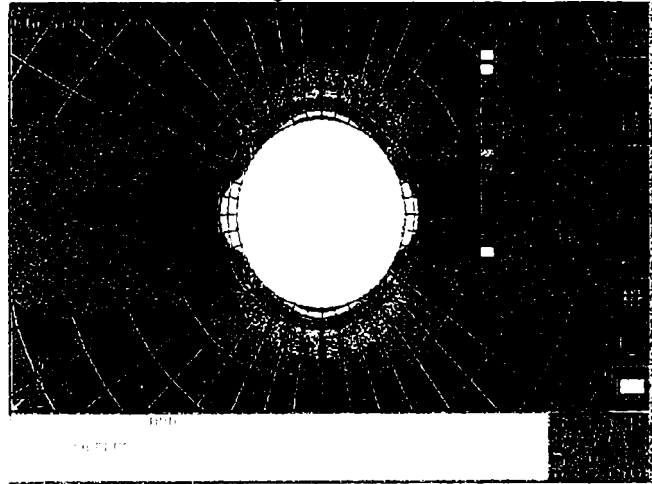
Detaliu – zona galeriei orizontale



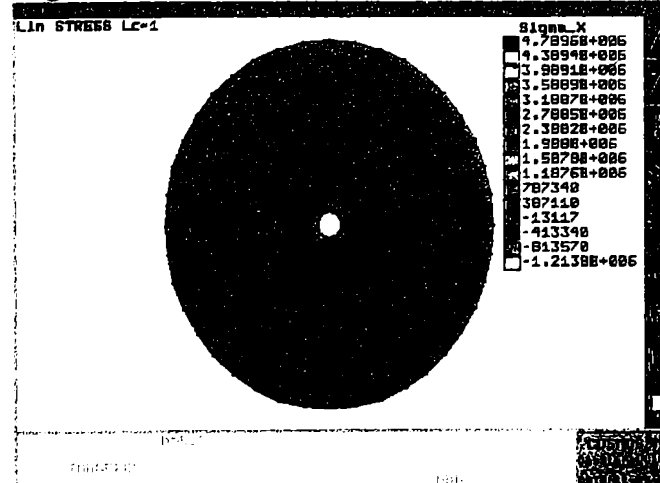
Gr i marnoasa; gresie argiloasa; argila



Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne normale; marne argiloase; gresii argiloasa

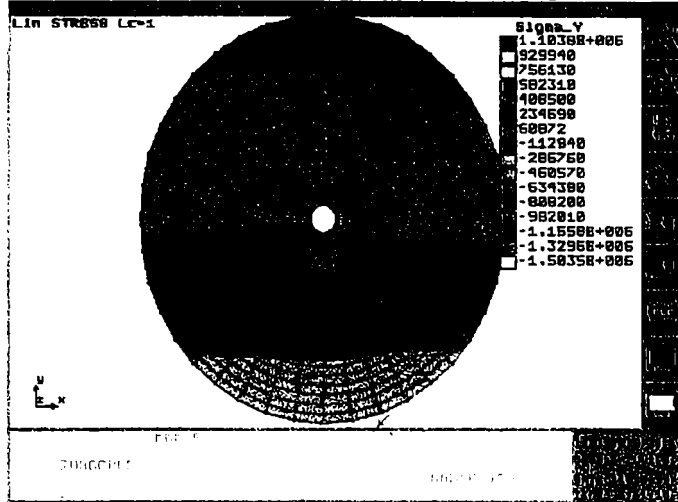


Detaliu – zona galeriei orizontale

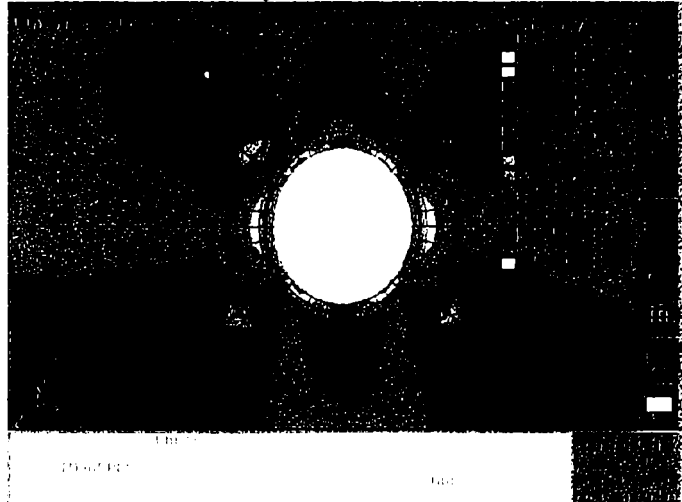


Fig. 5.3.2.10. Starea de eforturi unitare σ_x

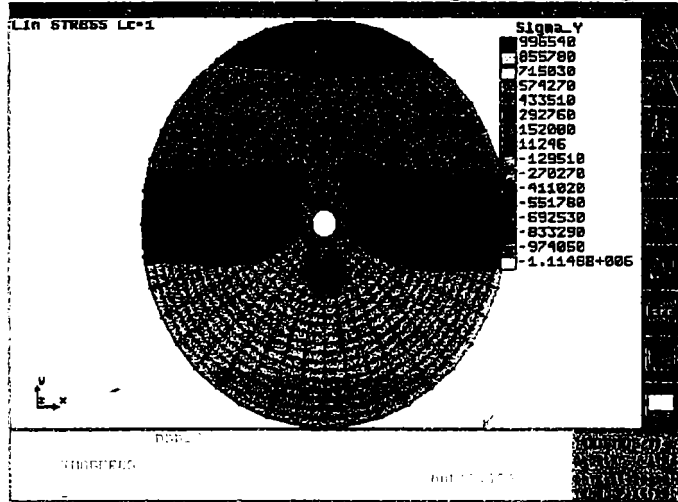
Marne argiloase; argile; gresii argiloase



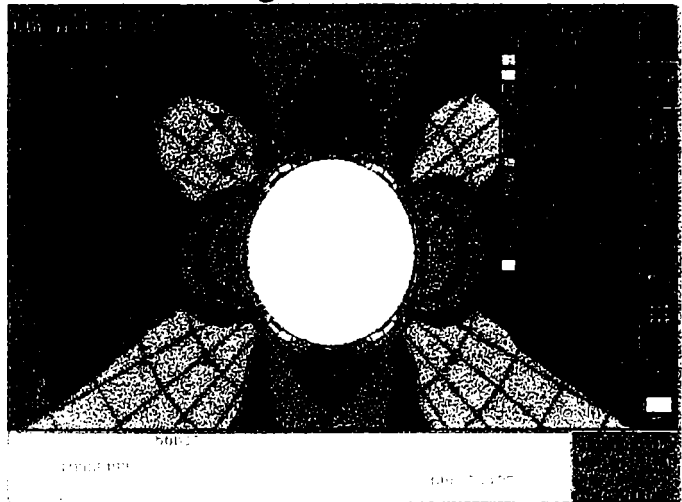
Detaliu – zona galeriei orizontale



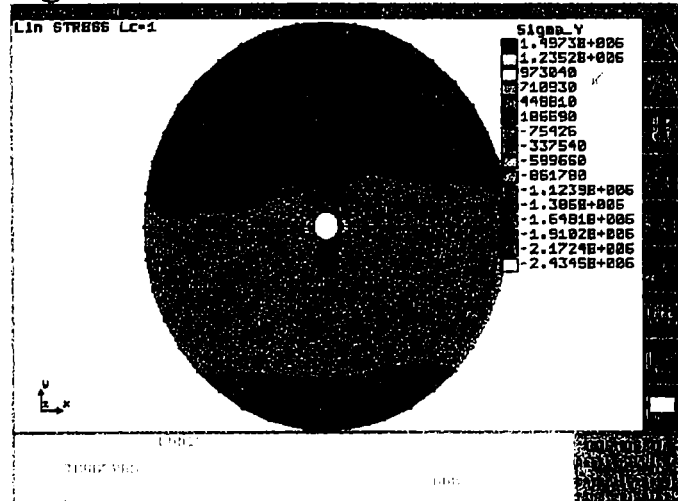
Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila



Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne normale; marne argiloase; gresii argiloasa



Detaliu – zona galeriei orizontale

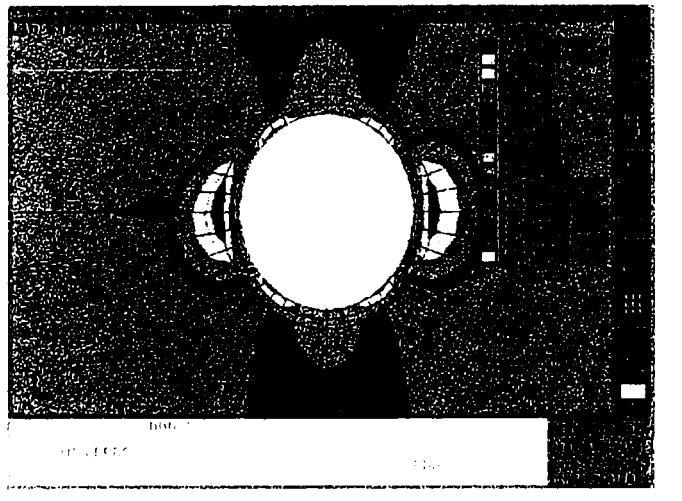
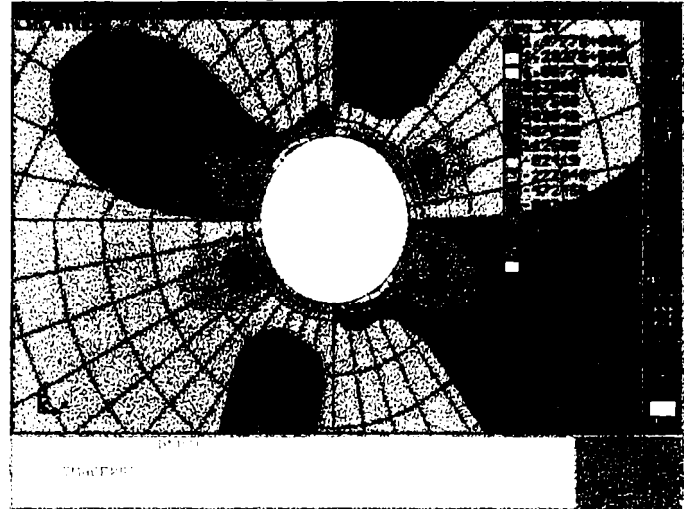
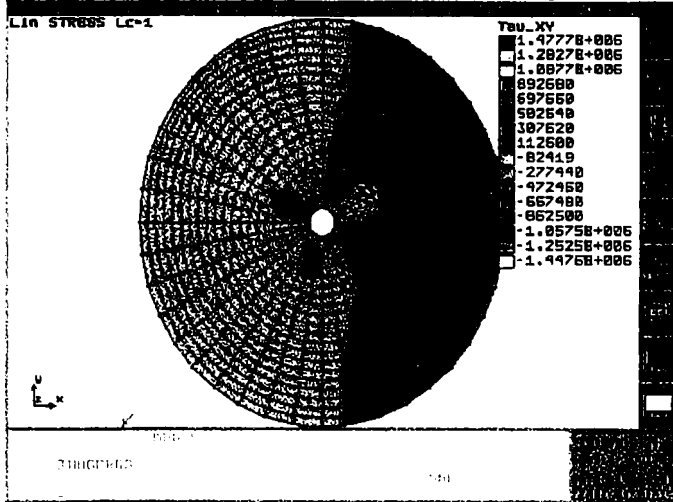


Fig. 5.3.2.11. Starea de eforturi unitare σ_y

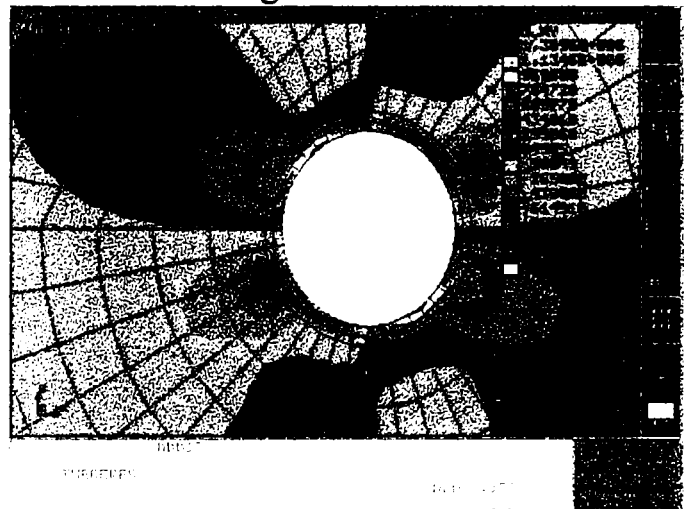
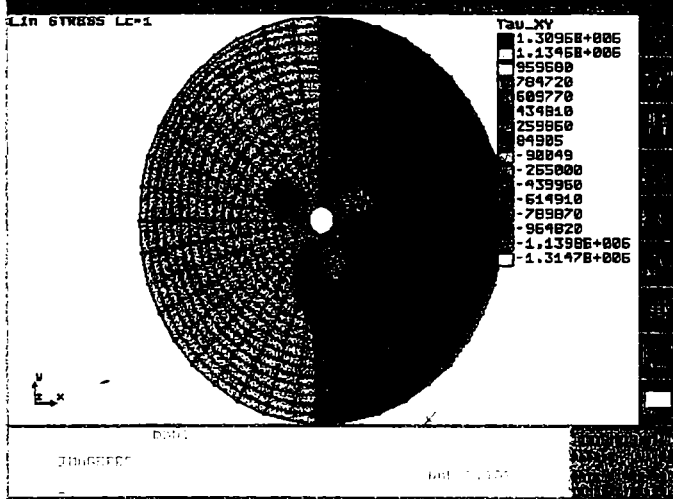
Marne argiloase; argile; gresii argiloase

Detaliu – zona galeriei orizontale



Gresie marnoasa; gresie argiloasa; argila

Detaliu – zona galeriei orizontale



Marne normale; marne argiloase; gresii argiloasa

Detaliu – zona galeriei orizontale

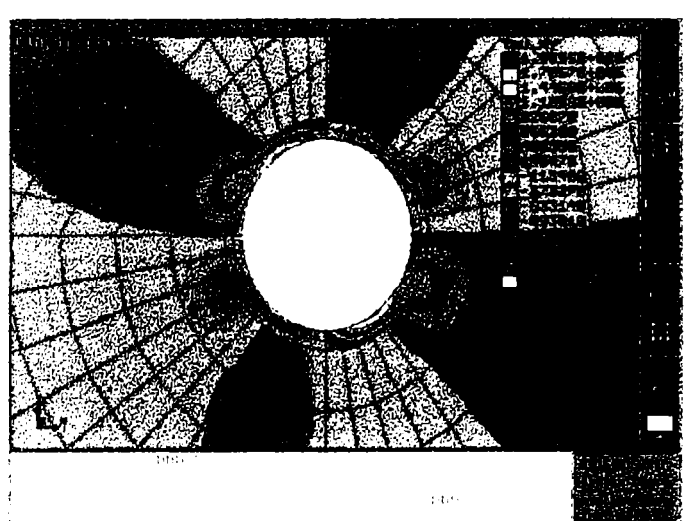
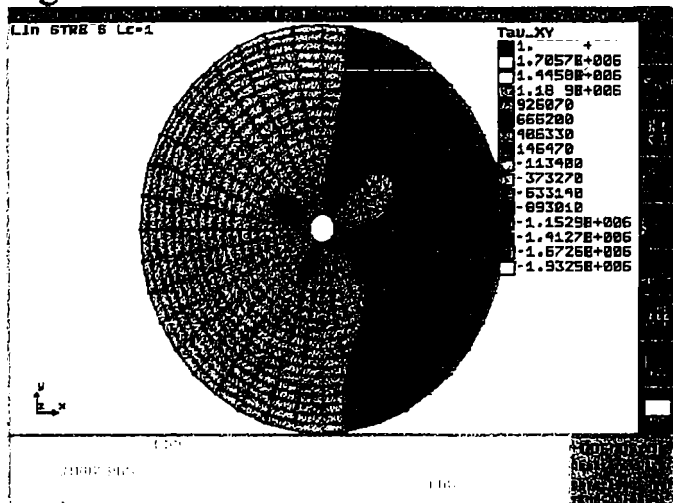


Fig. 5.3.2.12. Starea de eforturi unitare Tau_{XY}

5.3.3. Concluzii

- Cu ajutorul programului COSMOS se poate obtine o imagine a starii de tensiune indusa in masiv de apasarea griperelor la galeriile hidrotehnice circulare:
- Starea de tensiune din jurul galeriei hidrotehnice circulare se poate determina, atat pentru faza de excavare a galeriilor in care acestea nu au camasuiala, cit si pentru situatia in care se monteaza prefabricate pe tot conturul galeriei in zona modulului de gripare.

CAPITOLUL 6

DIMENSIONAREA PREFABRICATELOR. TEHNOLOGII DE TRANSPORT SI MONTAJ A PREFABRICATELOR PE TOT CONTURUL GALERIILOR HIDROTEHNICE CIRCULARE.

6.1. Dimensionarea camasuielilor galeriilor hidrotehnice circulare.

Prin specificul lor - lucrari subterane executate la adancimi relativ mari fata de suprafata terenului - galeriile de aductiune se enumara printre constructiile la proiectarea carora, partea cea mai dificila si totodata cea mai importanta o constituie problema stabilirii incarcarilor, lucru care necesita cunoasterea cat mai completa a fenomenelor fizice produse de interactiunea mediului inconjurator, respectiv roca.

Din aceasta cauza, pentru a situa proiectarea galeriilor hidrotehnice pe baze cat mai reale, este necesara o analiza amanuntita a fenomenelor fizice care pot interveni in viata unei galerii de aductiune sub presiune, completata, bineinteles, cu studiul influentei pe care o exercita aceste fenomene asupra comportarii galeriei in exploatare.

a) Dimensionarea pe baza teoriilor clasice

Sarcinile pe baza carora se calculeaza in mod curent eforturile care pot sa apară in camasuiala unei galerii de aductiune sub presiune sunt cele produse de: presiunea interioara a apei in exploatare, impingerea muntelui, greutatea proprie si greutatea apei in interior.

Ipoteza de baza de la care se porneste consta in a admite ca pe tot conturul excavatiei este asigurat contactul intim intre camasuiala de beton si roca.

Astfel stand lucrurile, eforturile produse de presiunea interioara a apei in exploatare, presiune luata bineinteles cu valoarea ei maxima posibila se stabilesc, socotind camasuiala un cilindru cu pereti grosi ale carui deplasari spre exterior sunt partial impiedicate de prezenta rocii, ceea ce are ca efect o reducere mai mult sau mai putin importanta a cotei parte din efortul total de tensiune produs de presiunea interioara preluat de camasuiala functie, bineinteles, de raportul caracteristicilor elastice ale celor doua medii care vin in contact - camasuiala si roca (Fig. 6.1.1).

Dupa cum se observa in fig.6.1.1. cand se produce o deplasare a camasuielii de beton spre exterior Δr_{ex} din cauza interactiunii rocii apare pe extradusul camasuielii presiunea exterioara q_{ex} . Daca nu ar aparea aceasta presiune exterioara, cazul unei conducte in aer liber, aceeași presiune interioara P_i ar fi produs o deplasare a extradosului Δr_{oex} mai mare decat Δr_{ex} deci, evident eforturi mai mari in camasuiala de beton deoarece suntem in domeniul in care se poate admite proportionalitate intre eforturi si deformatii.

Se obisnuieste sa se numeasca aceasta presiune exterioara produsa de reactiunea rocii - rezistenta elastica a rocii - sau, in mod curent, raportand-o la o

deplasare a intradosului excavatiei egala cu 1 cm - coeficient de rezistenta elastica a rocii $-kg/cm^3$.

Să insistam puțin asupra acestei notiuni de coeficient de rezistenta elastica, foarte des intrebuintata in practica.

Daca roca s-ar comporta ca un mediu elastic, omogen si izotrop atunci, cum se poate usor demonstra, intre modulul ei de elasticitate E_{roca} si coeficientul de rezistenta elastica corespunzator unei excavatii cu raza r , exista relatia:

$$K = \frac{E_{roca}}{r(1 + \mu)}, \quad \mu \text{ fiind inversul coeficientului lui Poisson.}$$

In aceasta situatie, pentru a usura compararea calitatilor elastice ale diferitelor roci, se poate introduce notiunea de coeficient de rezistenta elastica specifica K_o , coeficient corespunzator excavatiei cu raza de 1 m.

Acesta este procedeul care se utilizeaza curent in practica unde, pornind de la un coeficient K_o dat de geotehnicieni se deduce marimea reactiunii elastice care poate sa apara la intradosul excavatiei cu raza r reducand valoarea lui K_o proportional cu marimea razei excavatiei (Fig. 6.1.1.).

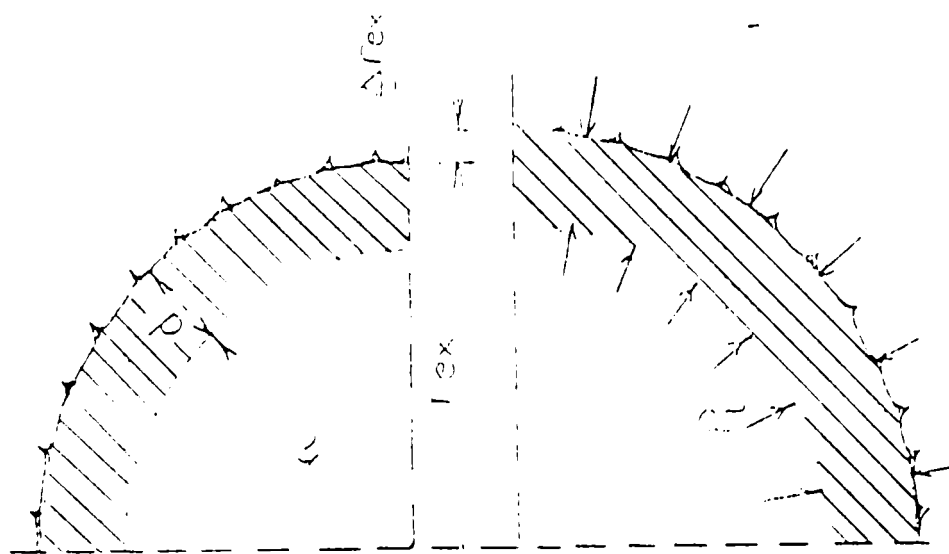


Fig. 6.1.1.

In realitate inasa, coeficientul de rezistenta elastica in conditiile de omogenitate si izotropie pe care le prezinta in mod obisnuit rocile, variaza functie de presiune si totodata din aceleasi motive, nu variaza direct proportional cu raza ci intr-un mod mult mai complicat, imposibil de stapanit prin calcule.

In calculele curente inasa notiunea de coeficient de rezistenta se introduce - asa cum am aratat - atribuind rocii, in mod conventional, calitatile unui mediu elastic omogen si izotrop deoarece este singura metoda care permite introducerea notiunii de coeficient de rezistenta elastica specifica K_o cu toate avantajele care decurg: usoara clasificare a rocilor, cunoasterea legii de variatie a lui K functie de r etc.

Grosimea camasuielii si marca betonului se determina utilizand formulele care stabilesc relatiile intre incarcarea produsa de presiunea interioara si eforturile

care apar in peretii unui cilindru gros introdus intr-un mediu elastic, formule stabilite de Galerkin si punand conditia ca eforturile maxime sa nu depaseasca rezistenta admisibila la tensiune pura adica betonul sa nu fisureze.

Mentionam ca formulele lui Galerkin desi au fost stabilite presupunand peretele cilindrului alcatuit dintr-un material omogen, pot fi utilizate si pentru camasuiele de beton armat, daca li se aduce o mica corectie.

Ramane sa stabilim armatura. Sectiunea ei, dupa cum se stie, se calculeaza presupunand betonul fisurat. Se utilizeaza, de obicei, formulele lui Fedorov recomandate de norme, formule care sunt deduse presupunand ca au aparut o serie de fisuri radiale in camasuiala, deci camasuiala lucreaza ca si cand ar fi alcatuita dintr-un numar destul de mare de boltari.

In aceasta situatie se calculeaza efortul total care revine armaturii, efort care bineinteles rezulta mult mai mic decat cel care revinea camasuielii de beton inainte de fisurare, deoarece rigiditatea inelului de armatura, luat singur, este mult mai mica, ceea ce evident duce la marirea efortului total de tensiune care revine rocii. Pentru zonele cu roci fisurate, armatura necesara care rezulta din calcule este sub valoarea armaturii minime cerute de norme pentru marca de beton respectiva.

Din aceste motive adoptam armarea minima: armare care tinand seama ca toata sectiunea este tensionata, se ia dubla de obicei fata de cea indicata in norme pentru sectiuni tensionate excentric sau incovoiate [17].

b) Concluzii

Majoritatea situatiilor care se pot intalni in practica le putem imparti in trei mari categorii, functie de natura rocii.

- *Cazul A.* Galeria strabate roci foarte dure nefisurate. De exemplu situatiile intalnite pe o buna parte a traseelor galeriilor care strabat roci din categoria cu $K_0 \geq 1000 \text{ kg} / \text{cm}^3$, practic impermeabile, cu coeficienti de permeabilitate $k < 10^{-7} - 10^{-8} \text{ m/s}$. In acest caz, cum de altfel s-a si executat in alte parti in practica, galeria s-ar putea lasa de multe ori necaptusita daca n-ar interveni problema pierderilor de sarcina.

Atunci cand se prevede o camasuiala, este indicat sa se execute din beton simplu, marca redusa 110-140, cat mai subtire, minimul constructiv, peste care se aplica tencuiala torcretata. Daca betonul se toarna in cofraje metalice si rezulta foarte neted se poate renunta uneori si la tencuiala torcretata.

- *Cazul B.* Roci dure sau slabe, fisurate, $K_0 = 100 - 2000 \text{ kg} / \text{cm}^3$ si coeficientul de permeabilitate, $k > 10^{-7} - 10^{-8} \text{ m/s}$.

In aceste situatii, functia principala pe care trebuie s-o indeplineasca camasuiala, este micșorarea cat mai mult a pierderilor de apa in exploatare.

In astfel de cazuri grosimea camasuielii este indicat sa se calculeze punand conditia clasica, ca in exploatare ea sa nu fisureze, iar armatura este necesar sa fie dimensionata astfel ancat sa poata impiedica deschiderea fisurilor in cazul cand ele

totusi s-ar produce. Numai astfel, suntem asigurati impotriva eventualitatii unei cresteri bruste si exagerat de mari a pierderilor de apa in timpul exploatarei. In ce priveste metodologia calculului pentru acest caz, credem ca este indicat, pentru simplificare, ca dimensionarea grosimii camasuielii sa se faca tot pe baza metodelor clasice, adica calculand eforturile produse numai de presiunea interioara, greutatea apei si impingerea muntelui luate de exemplu dupa formulele recomandate de Bugaeva.

Pentru sectiunile unde $K_0 > 500-600$, este recomandat sa luam rezistenta admisibila ceva mai redusa fata de valoarea admisa pentru sectiunile cu K_0 mai mic, reducere de ordinul a 25-30%.

Daca pentru zonele cu $K_0 < 500-600$ luam, de exemplu, rezistenta sporita cu 25% ar fi indicat pe zonele cu $K_0 > 500-600$ sa luam rezistenta admisibila fara acest spor aferent factorului timp.

Armatura o dimensionam punand conditia sa preia, fara sa depaseasca rezistenta admisibila, forta de tensiune care ar produce fisurarea betonului.

Intr-o prima aproximatie, de exemplu, admitand ca fisurarea betonului se produce cand rezistenta in beton atinge rezistenta de rupere la 28 de zile - ne raportam la sectiunea teoretica de beton - si luand rezistenta admisibila in armatura de 1600 kg/cm^2 , rezulta pentru diferitele marci de betoane coeficientii minimi de armare pentru asigurarea impotriva deschiderii fisurilor, coeficienti de doua ori mai mari decat cei corespunzatori armarii minime obisnuite.

Dupa cum se observa, in astfel de cazuri camasuiala trebuie armata destul de puternic.

Inainte de a trece mai departe trebuie sa remarcam ca in cazul acestor roci, puternic fisurate, cu toate masurile pe care le luam, pierderile de apa in exploatare tot vor fi mai mari decat in cazul cand galeria strabate roci practic impermeabile. Aceasta deoarece, conditiile in care se executa camasuielele in subteran si eforturile mari de tensiune care apar in ele in timpul exploatarei exclud realizarea, pe baza procedeelor clasice, a unor camasuiele care sa se comporte practic etans macar inaintea aparitiei fisurilor. In ultimii ani, pentru astfel de situatii s-a trecut in strainatate la aplicarea unui nou tip de camasuiala:

- *camasuiele precomprimate*. Aceste camasuiele au marele avantaj ca utilizeaza rational betonul, nu-l solicita decat la compresiune, ceea ce desigur prezinta mari avantaje statice si totodata sporeste considerabil posibilitatea asigurarii unei cat mai bune etanseitati.

- *Cazul C*. Roci cu caracter pronuntat plastic, rocile din categoria intai.

Astfel de roci au, in general, un continut ridicat de material argilos, ceea ce face ca practic ele sa intre in categoria rocilor impermeabile. Coeficient de permeabilitate in general, mai mic ca $10^{-7} - 10^{-8} \text{ m/s}$, deci o prima concluzie; in astfel de roci armatura nu este necesar sa fie dimensionata pe considerentul impiedicarii deschiderii fisurilor. Pe de alta parte, presiunile propuse de impingerea muntelui - curgere lenta plus umflare - pot atinge in acest caz valori exceptional de mari, valori care devin hotaratoare pentru stabilirea grosimii.

Ipoteza care dimensioneaza deci in mod normal camasuiala, va fi galeria golita, iar pe extrados actioneaza impingerea muntelui cu valoarea ei maxima probabila.

In majoritatea cazurilor aceasta presiune exterioara produsa de masiv poate fi introdusa in calcule sub forma unei presiuni medii, uniforme pe contur. Este recomandabil inasa, deoarece tot vor aparea unele momente incovoietoare, ca in astfel de cazuri camasuiala sa fie prevazuta cu armarea minima. Deoarece nu putem sti sectiunile in care vor aparea momentele, este indicat ca armatura sa fie continua pe tot conturul, iar pe de alta parte, pentru ca nu stim semnul momentelor, deci zona care va fi tensionata, este bine ca armatura sa fie prevazuta pe doua fire, unul la intrados si altul la extrados; situatie care evident duce la dublarea coeficientului minim de armare pe sectiune fata de cei indicati de norme pentru sectiuni incovoiate.

Tratand sub acest aspect complex problema, proiectarca galeriilor de aductiune sub presiune se situeaza, implicit, pe baze sensibil mai apropiat de realitate [17].

- Cazul D. In zonele cu roca slaba instalatia FGO exercita o presiune suplimentara asupra camasuielii galeriei hidrotehnice prin intermediul griperelor, presiune care poate fi de 100 tf sau chiar de 190 tf pe un griper deci an aceasta zona camasuiala va fi dimensionata tinandu – se cont de aceste presiuni. Armatura va fi prevazuta tot pe doua fire, unul la intrados si unul la extrados.

- 6.2. Montajul prefabricatelor laterale si de plafon, la galeriile hidrotehnice cu a unui cadru port – cofraj modificat.

6.2.1. Prezentare generala a cadrului port-cofraj utilizat la betonarea galeriilor hidrotehnic

Una dintre problemele deosebite care apar in cazul utilizarii acestor prefabricate o constituie montarea lor. Montarea prefabricatelor laterale si de plafon necesita un utilaj capabil sa execute mai multe miscari de translatie, atat in planul transversal cit si in cel longitudinal al galeriei hidrotehnice.

Plecind de la ideea ca proiectarea si executarea unui astfel de utilaj ar necesita o investitie considerabila, propun, prin aceasta lucrare, adaptarea unui utilaj existent in dotarea santierelor de constructii hidrotehnice, astfel incit , cu cheltuieli minime sa se poata realiza acest deziderat.

Un astfel de utilaj care poate fi adaptat este cadrul port - cofraj folosit la betonarea galeriilor hidrotehnice[27].

a. Elementele componente ale cadrului port - cofraj.

Cadrul port - cofraj este constituit din urmatoarele elemente principale (figura 6.2.1) :

- cadrul port - cofraj propriu-zis (1) ;
- cofrajul metalic (2) ;
- boghiuri de vagonet (3) ;
- patru cilindri hidraulici mici (4) ;
- doi cilindri hidraulici mari (5).

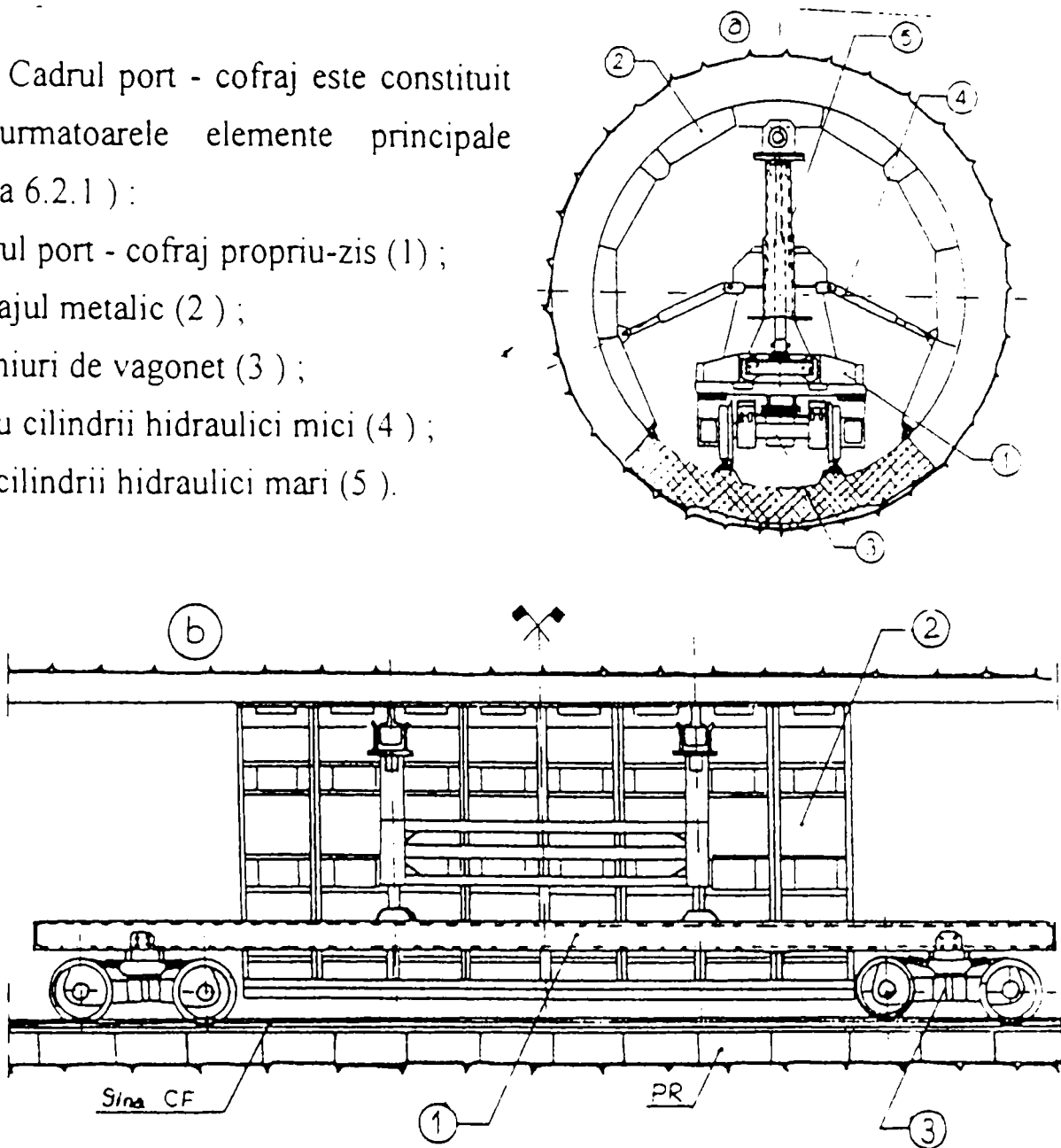


Figura 6.2.1. Cadru port - cofraj : a) sectiune transversala ;
b) sectiune longitudinalala.

b. Parametrii caracteristici ai cadrului port - cofraj pentru galeriile hidrotehnice cu diametrul $D = 3200$ mm.

Parametrii caracteristici ai cadrului port - cofraj sint :

- lungimea cadrului $L = 15000$ mm ;
- presiunea nominala la cilindrii $p = 180 - 200$ barri ;
- diametrul alezajului cilindrului mare $D_1 = 100$ mm ;
- diametrul alezajului cilindrului mic $D_2 = 80$ mm ;
- diametrul tijei pistonului la cilindrul mare $d_1 = 70$ mm ;
- diametrul tijei pistonului la cilindrul mic $d_2 = 40$ mm ;

- cursa pistonului mare $s_1 = 600 \text{ mm}$;
- cursa pistonului mic $s_2 = 350 \text{ mm}$.

c. Calculul fortei F dezvoltata de cilindrii cadrului port - cofraj.

Forta F dezvoltata de cilindrii este data de relatia :

$$F = p \times A = p \times \pi \times \frac{D^2}{4} \quad (6.2.1)$$

Cilindrul mare :

$$F_1 = p \times A_1 = p \times \pi \times \frac{D_1^2}{4} \quad (6.2.1)$$

unde :

$$p = 180 \text{ barr} = 180 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} = 180 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2} ;$$

deci :

$$F_1 = 180 \times 3,14 \times \frac{10^2}{4} = 14130 \text{ daN} = 14,13 \text{ tf}.$$

Cilindrul mic :

$$F_2 = p \times A_2 = p \times \pi \times \frac{D_2^2}{4} \quad (6.2.3)$$

deci:

$$F_2 = 180 \times 3,14 \times \frac{8^2}{4} = 9043 \text{ daN} = 9,043 \text{ tf}.$$

6.2.2. Calculul greutatilor prefabricatelor

Pentru un diametru al galeriei $D = 3,20 \text{ m}$, circumferinta acesteia L va fi :

$$L = \pi \times D = \pi \times 3,2 = 10 \text{ m}. \quad (6.2.4)$$

Prin luarea in considerare a unor situatii defavorabile, se va calcula greutatea celor trei tipuri de prefabricate. Latimea prefabricatelor laterale este mai mare decit a celor de plafon si de radier. Se propun, pentru calculul greutatilor prefabricatelor, latimi ale acestora dupa cum urmeaza :

- latimea prefabricatelor laterale $l_{pl} = 3,50 \text{ m}$;

- latimea prefabricatului de plafon $l_{pp} = 1,50 \text{ m}$;

- latimea prefabricatului de radier $l_{pr} = 1,50 \text{ m}$.

$$L = 2 \times l_{pl} + l_{pp} + l_{pr} = 2 \times 3,50 + 1,50 + 1,50 = 10 \text{ m}$$

De asemenea se propune o grosime g si o lungime ale prefabricatelor L_{pl} ,
dupa cum urmeaza :

- grosimea $g=0,20 \text{ m}$;

- lungimea prefabricatelor: $L_{pl} = 2,50 \text{ m}$;.

Calculul greutatilor prefabricatelor se va face plecind de la relatiile :

$$G_p = V_p \times \gamma_b ; \quad (6.2.5)$$

$$V_p = L_p \times l_p \times g_p . \quad (6.2.6)$$

in care :

G_p - greutatea prefabricatelor ;

V_p - volumul prefabricatelor ;

L_p - lungimea prefabricatelor ;

l_p - latimea prefabricatelor ;

g_p - grosimea prefabricatelor ;

- γ_b - greutatea specifica a betonului: $\gamma_b = 2,4 \frac{\text{tf}}{\text{m}^3}$.

In functie de lungimea prefabricatelor vom avea doua situatii distincte :

a) Pentru $L_{pl} = 2,50 \text{ m}$:

$$G_{pl,1} = 2,50 \times 3,50 \times 0,25 \times 2,40 = 5,25 \text{ tf} ;$$

$$G_{pp,1} = 2,50 \times 1,50 \times 0,25 \times 2,40 = 2,25 \text{ tf} ;$$

$$G_{pr,1} = 2,50 \times 1,50 \times 0,25 \times 2,40 = 2,25 \text{ tf}$$

Se vor compara greutatile prefabricatelor cu fortele pe care le pot dezvolta cilindrii cadrului port - cofraj.

• *Prefabricatele laterale* :

- greutatea prefabricatului : $G_{pl,1} = 5,25 \text{ tf}$;

- forta dezvoltata de cilindrul mic : $F_2 = 9,00 \text{ tf}$.

Facind comparatia, obtinem :

$$G_{pl,1} < F_2 ; \quad G_{pl,2} < F_2 . \quad (6.2.7)$$

Deci, se poate spune ca cilindrii mici pot ridica prefabricatele laterale.

• *Prefabricatul de plafon :*

- greutatea prefabricatului : $G_{pp1} = 2,25 \text{ tf}$; $G_{pp2} = 3,60 \text{ tf}$.

- forta dezvoltata de cilindrul mare : $F_1 = 14,13 \text{ tf}$.

Facind comparatia, obtinem :

$$G_{pp1} < F_1 \quad G_{pp2} < F_1. \quad (6.2.8)$$

Deci, cilindrul mare poate ridica prefabricatul de plafon.

6.2.3. Propuneri de modificare a cadrului port - cofraj.

Pentru a raspunde necesitatilor montarii prefabricatelor laterale si a prefabricatelor de plafon, se propun urmatoarele modificari la cadrul port - cofraj (figura 6.2.2) :

a) Cei doi cilindrii mari vor forma impreuna un modul mobil (6) care va rula pe cadrul fix (7) . Distanta dintre axele celor doi cilindrii va fi in functie de lungimea prefabricatelor $2,00 \text{ m}$, respectiv $3,50 \text{ m}$;

b) Pentru o manevrare mai buna a prefabricatelor laterale, se propune ca pe langa cei patru cilindrii mici, existenti la cadrul port - cofraj, sa se adauge inca patru cilindrii de aceeasi dimensiune (figura 6.2.2.) ;

c) Cilindrii laterali se vor rigidiza in plan transversal cu cite o bara (8) ca in figura 4 ;

d) La partea din spate a cadrului fix se va amenaja o platforma (9) , cu ajutorul careia prefabricatele vor fi transportate de la "gura" galeriei la locul de punere in opera ;

e) Pentru sustinerea prefabricatului lateral in plan transversal, la cilindrii mari se va monta o placa curba (10) , care prin intermediul a patru tije (11) va prinde prefabricatul.

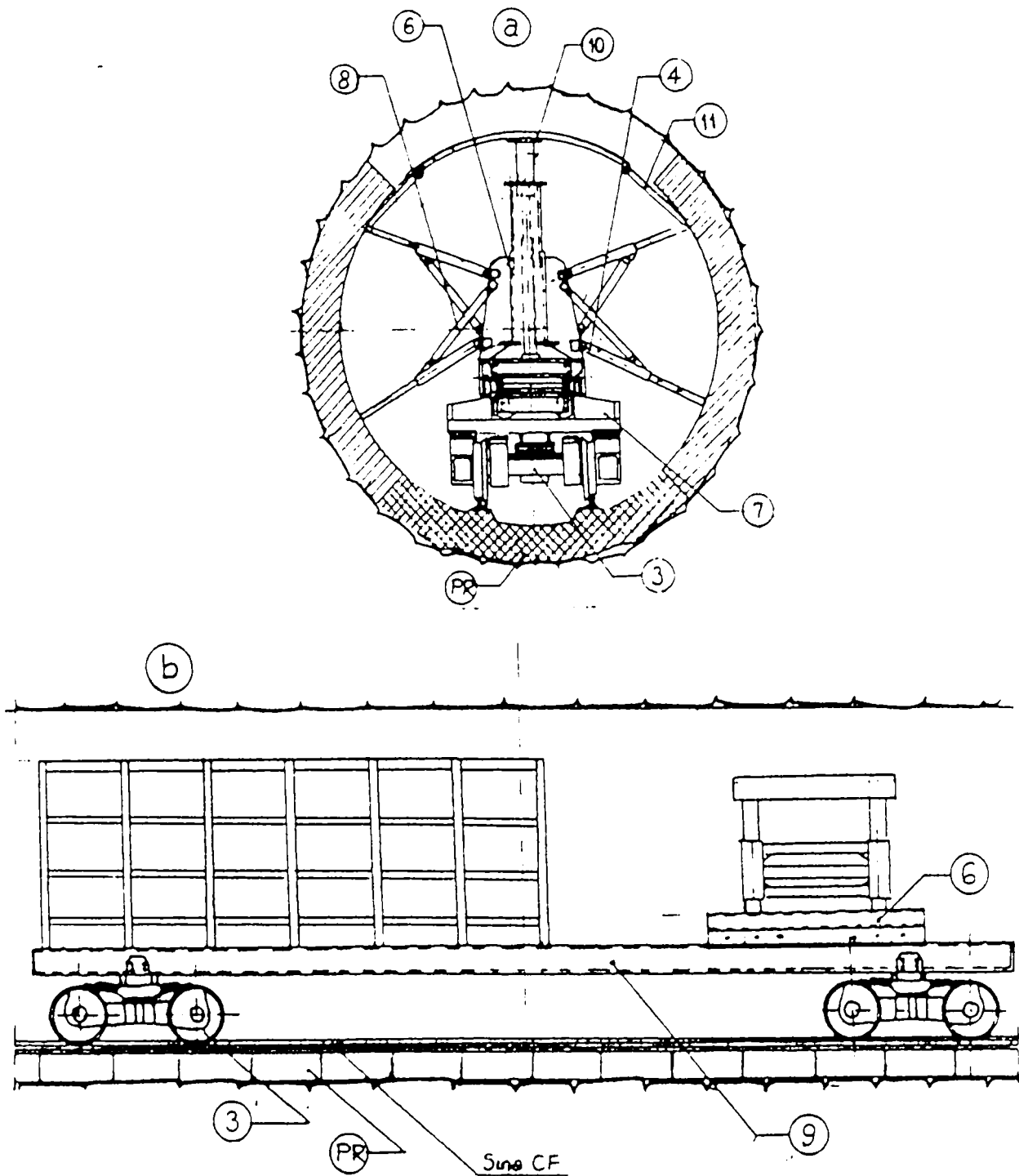


Figura 6.2.2. Cadrul port - cofraj modificat : a) secțiune transversală ;
b) secțiune longitudinală.

6.2.4. Concluzii.

Prefabricatul de plafon va fi manevrat de către cei doi cilindri mari. Pentru montarea lui, modulul mobil va face două mișcări de translație în planul longitudinal iar cilindrii mari vor efectua o mișcare de translație în planul transversal al galeriei hidrotehnice.

Prefabricatele laterale vor fi manevrate de către patru cilindri mici și susținute cu ajutorul tijelor de către cei doi cilindri mari. Pentru montarea lor, cilindrii mici vor face o mișcare de translație în planul transversal spre peretii excavatiei iar cilindrii mari vor executa o mișcare de translație în același plan, dar de jos în sus.

In calculul prefabricatului de plafon s-a luat in considerare un singur cilindru mare, dar, manevrarea lui se va face de doi cilindri.

In calculul prefabricatului lateral s-a luat in considerare un singur cilindru mic iar manevrarea lui se va face de catre patru cilindri mici in planul orizontal si doi cilindri mari in planul vertical al sectiunii transversale a galeriei hidrotehnice.

Deci, calculul poate fi considerat acoperitor iar montarea prefabricatelor de plafon si a prefabricatelor laterale, cu ajutorul cadrului port - cofraj modificat este, cu atit mai mult, posibila.

6.3 Montarea prefabricatelor in zona cu roca slaba.

6.3.1. Consideratii generale

In zona cu roca slaba este necesara montarea prefabricatelor in dreptul modulului de gripare. Pentru a face posibil acest montaj, prin prezenta teza de doctorat, se propune efectuarea unor modificari la instalatia FGO. Aceste modificari pot fi facute in atelierelor existente pe santierele de constructii hidrotehnice si nu necesita o investitie mare, comparativ cu efectele rezolvarii problemei trecerii instalatiei FGO prin zonele cu roca slaba[28].

Prefabricatele sunt transportate pe un vagonet special atasat garniturii de vagoneti de transport, sunt ridicati si transferati pina la sistemul de transport materiale al instalatiei FGO cu un palan pneumatic. Din acest punct ele sunt transportate sub masina pina in apropierea capului taietor (Figura 6.3.1).

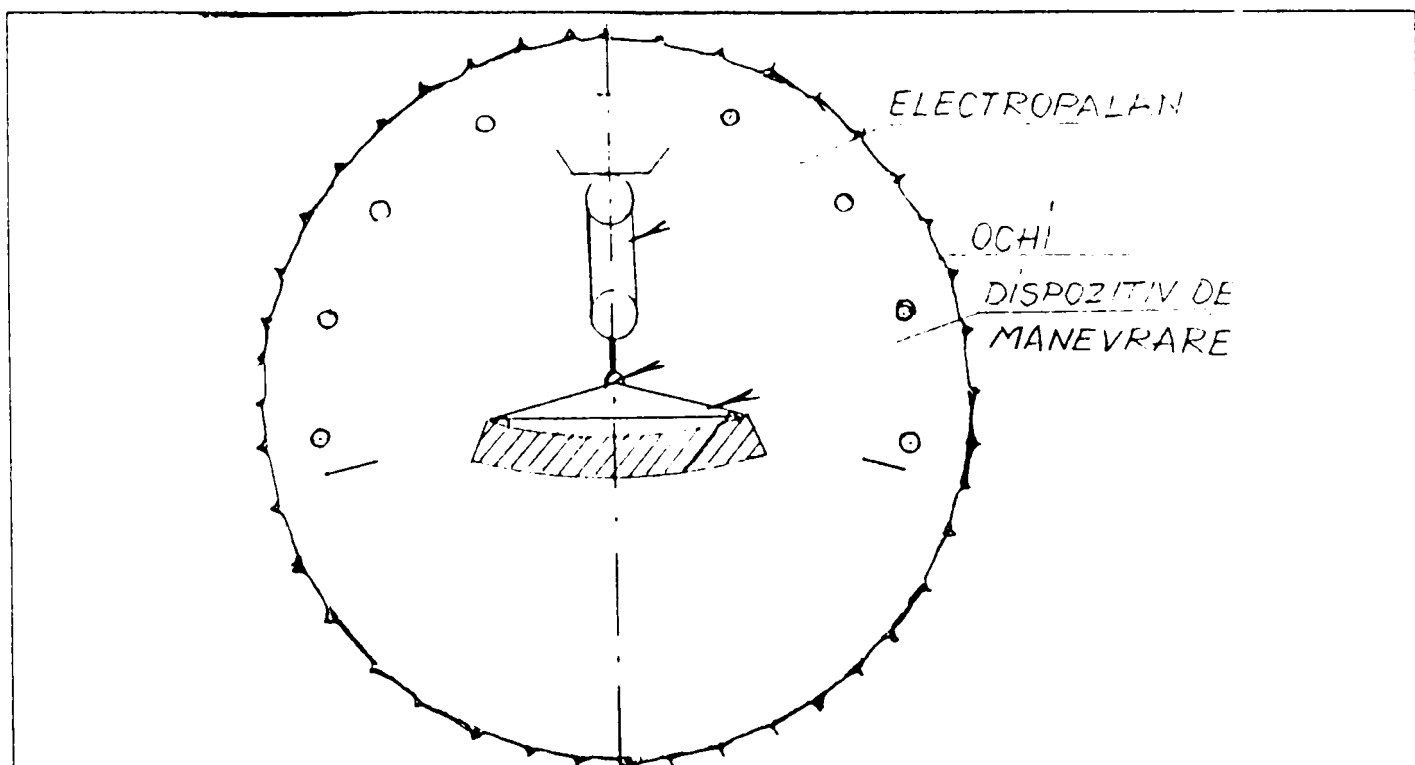


Fig. 6.3.1. Dispozitivul erector

Pina in acest punct transportul prefabricatelor de plafon silaterale se face asemanator transportului prefabricatului de radier. Acum se pune problema gasirii unui sistem de aducere si montare a prefabricatelor de plafon si laterale in dreptul modulului de gripare.

Se propune montarea pe acest tronson al instalatiei FGO a unui dispozitiv erector asemanator cu cel folosit la Metroul bucuresti pentru montarea boltarilor (Figura 6.3.2).

Se prezinta in continuare dispozitivul erector care se va adapta pentru instalarea lui in zona modulului de gripare. Dispozitivul erector are urmatoarele componente:

- inelul de presare;
- consola pentru electropalan;
- troliul de ridicare a prefabricatelor laterale stinga;
- troliul de ridicare a prefabricatelor laterale dreapta;
- rolele pentru cablu (duble si simple);
- rolele suport prefabricate, reglabile.

Pentru inelul de presare se monteaza consolele suport prefabricate, care servesc pentru fixarea rolelor de cablu si a rolelor pentru sustinerea prefabricatelor. Consola pentru electropalan cuprinde calea de rulare si se monteaza la partea superioara a inelului de presare, in axul acestuia, respectiv in axul galeriei.

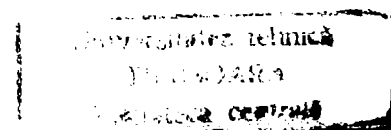
De o parte si alta a inelului de presare, pe cite un suport metalic, se monteaza cele doua trolii pentru ridicarea prefabricatelor in vederea montarii acestora. Ridicarea se face cu un fir de cablu normal, zincat, prevazut cu cirlige. Electropalanul preia prefabricatul si se deplaseaza cu acesta pe calea de rulare a consolei [21].

6.3.2. Montarea prefabricatelor laterale si de plafon

a) Montarea prefabricatelor laterale

Dupa asezarea prefabricatului lateral in cuva fustei, acesta este preluat de unul din cele doua trolii de ridicare a prefabricatelor laterale fixate pe erector. Aceasta manevra trebuie facuta cu foarte mare atentie, pentru ca sa nu se deterioreze echipamentul prefabricatelor laterale.

Primul prefabricat lateral care urmeaza sa fie montat, este agatat cu cirligul din capatul cablului troliului, de elementul de manipulare al prefabricatului, din



partea spre care se trage si este ridicat la pozitia finala de montaj. Ridicarea se face prin tragere pe rolele de ghidare montate pe consolele suport (Fig. 6.3.2.).

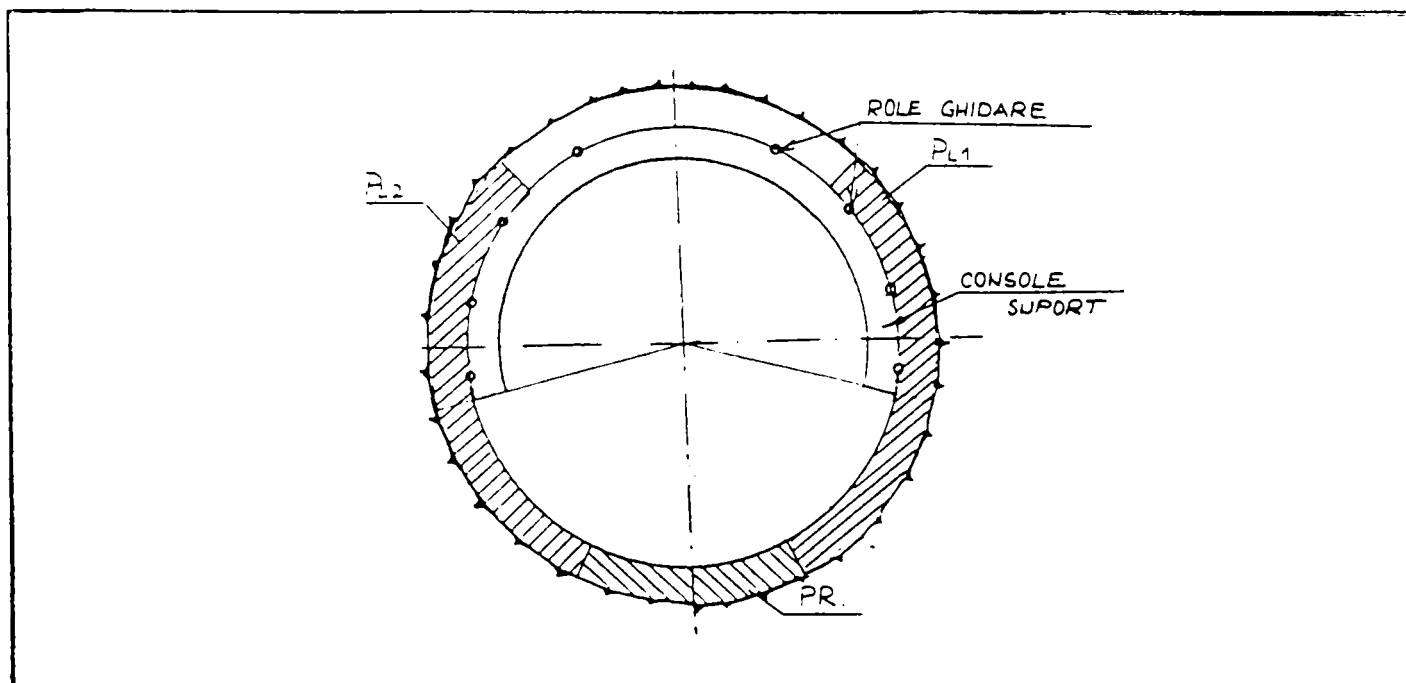


Fig. 6.3.2. Montarea prefabricatelor laterale stinga si dreapta (PL1 si PL2).

b. Montarea prefabricatelor de plafon

Pentru montarea prefabricatului de plafon este necesara o miscare de translatie a acestuia in plan orizontal spre capul taietor si revenirea lui , tot printr-o miscare de translatie, in planul celor doua prefabricate laterale , aflate deja la pozitie. In acest scop, se propune adaptarea dispozitivului erector, astfel incit. sa poata efectua o miscare de translatie in plan orizontal.

Erectorul se aduce in sectiunea aflata spre capul taietor al instalatiei FGO. dupa modulul de gripare. Prefabricatul se aseaza in cuva fustei, este preluat de unul dintre cele doua trolii de ridicare a prefabricatului, montate pe erector. Prefabricatul de plafon este ridicat prin tragere pe rolele de ghidare, montate pe consolele suport, pina la partea superioara a erectorului (Fig.6.3.3.).

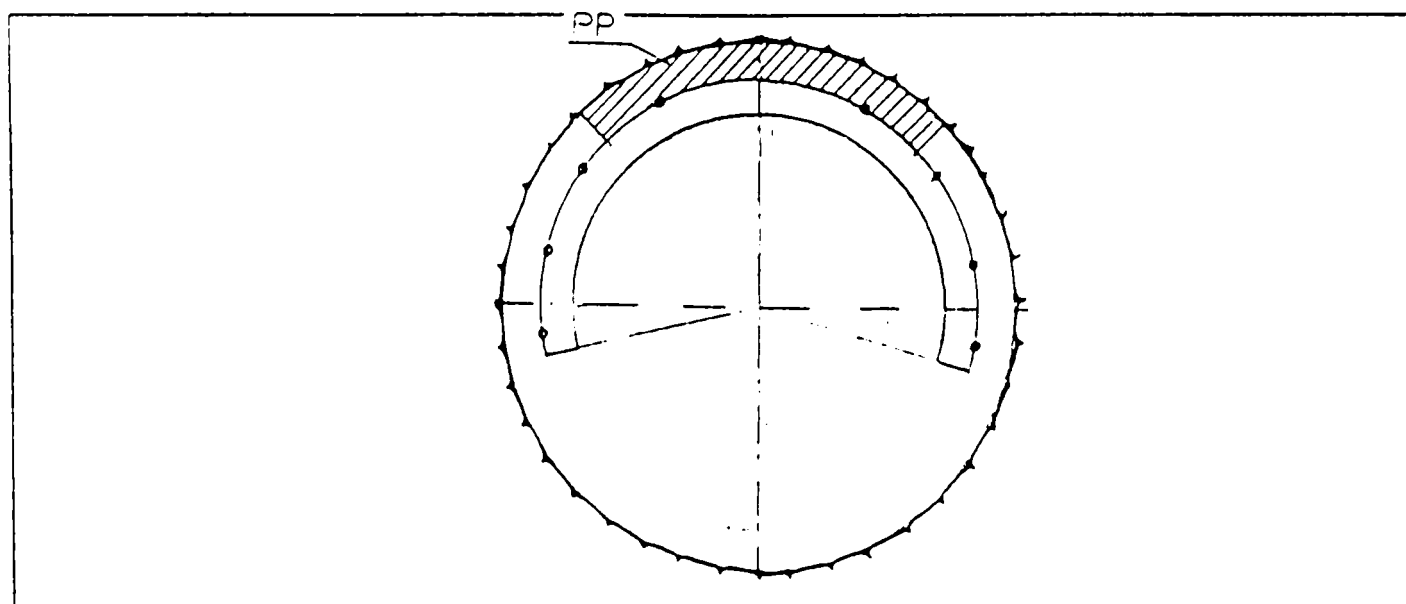


Fig. 6.3.3. Montarea prefabricatului de plafon – faza 1

Cu prefabricatul in aceasta pozitie, dispozitivul erector va face o miscare de translatie inapoi si va ajunge in sectiunea, unde sint deja montate prefabricatele laterale (Fig.6.3.4.). Se executa prinderea acestora intre ele.

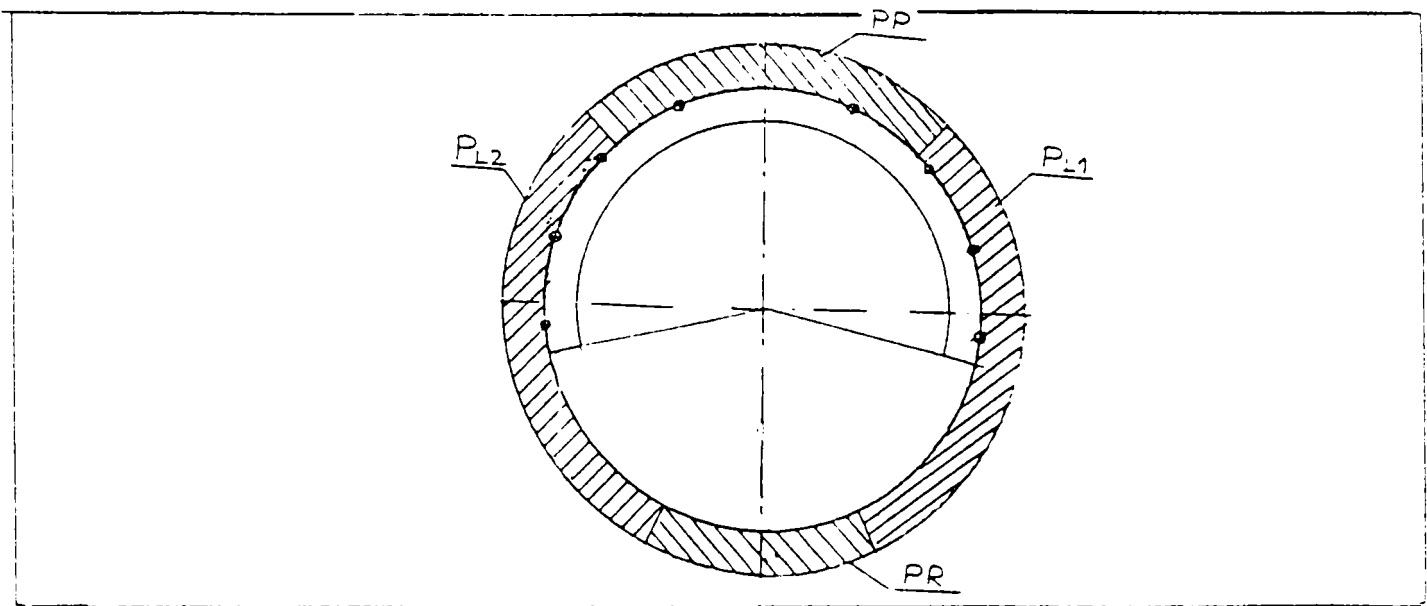


Fig.6.3.4. Montarea prefabricatelor de plafon – faza 2

CAPITOLUL 7

CONCLUZII FINALE

- teza da rezolvarea unor probleme ce au menirea de a mari avansamentul excavatiilor, transportului pe orizontala cit si a prefabricarii imbracamintilor. Toate aceste elemente impiedica dezvoltarea unor deformatii ce apar in stadiile imediat urmatoare excavatiei cu repercursiuni asupra fortelor ce incarca imbracamintea galeriilor;
- exista posibilitatea tehnologica de betonare a galeriilor din prefabricate de radier, laterale si de plafon;
- exista posibilitatea de montaj a prefabricatelor prin modificari ale cadrului port – cofraj si ale instalatiei FGO;
- programele existente permit determinarea starii de eforturi si deformatii in excavatie daca se cunoaste starea fizica a rocilor din jurul galeriei;
- se stapineste starea de eforturi si de deformatii in roca la inaintarea FGO, pentru diferite situatii ale rocii de la capatul taietor al masinii in raport cu roca din dreptul griperelor;
- se pot determina zonele de plasticizare a masivului in situatiile critice de roca tare in dreptul capului masinii de forat si roca slaba sau foarte slaba in dreptul griperelor;
- se pot determina eforturile in ansamblul format de imbracaminte si roca;
- lucrarea pune la dispozitia inginerilor un material bogat ce pune in lumina starea de eforturi unitare si de deformatii in masivele in care se executa galerii in toate fazele de excavatie, betonare si exploatare;
- metodele de calcul numeric au o extindere mare cu posibilitati de analiza a tuturor situatiilor ce pot aparea cu ocazia executiei acestor lucrari.

CUPRINS

CAP. 1 INTRODUCERE

- 1.1. Generalitati. Notiuni generale despre excavarea galeriilor hidrotehnice
- 1.2. Avansamente obtinute cu ajutorul metodelor clasice si cu ajutorul masinilor de forat la sectiune plina
- 1.3. Dezavantajele excavarii cu masinile de forat la sectiune plina
- 1.4. Concluzii

CAP. 2 TEHNOLOGII DE EXCAVARE SI BETONARE A GALERIILOR HIDROTEHNICE

- 2.1. Excavarea galeriilor cu sectiune mica
- 2.2. Excavarea galeriilor hidrotehnice cu ajutorul instalatiilor de forat la sectiune plina
 - 2.2.1. Instalatii de forat la sectiune plina in Romania - F.G.O
 - 2.2.2. Instalatii de forat la sectiune plina - Mitsubishi
- 2.3. Betonarea galeriilor hidrotehnice orizontale cu sectiuni mici ($S < 15 \text{ mp}$)
- 2.4. Concluzii
 - 2.4.1. Avantajele utilizarii instalatiei F.G.O.
 - 2.4.2. Avantajele introducerii unei tehnologii de prefabricare a intregului contur al galeriei

CAP. 3 EFORTURI UNITARE IN MASIVE

- 3.1. Metode clasice
 - 3.1.1. Eforturi unitare in masive nederanjate
 - 3.1.2. Eforturi unitare in jurul excavatiilor circulare
- 3.2. Studiul starii de tensiune in masive omogene si neomogene in jurul galeriilor hidrotehnice orizontale cu ajutorul metodelor numerice
 - 3.2.1. Consideratii generale privind studiul starii de tensiune cu ajutorul programului COSMOS
 - 3.2.2. Descrierea secventelor programului COSMOS pentru calculul starii de tensiuni si deformatii in masive omogene si neomogene
 - 3.2.3. Studiul starii de eforturi in masive omogene
 - 3.2.4. Studiul starii de eforturi in masive neomogene
 - 3.2.5. Concluzii

CAP. 4. CALCULUL STATIC AL GALERIILOR HIDROTEHNICE CIRCULARE

- 4.1. Calculul structurii ca element nedependent
 - 4.1.1. Determinarea eforturilor și deformațiilor.
 - 4.1.2. Eforturi din acțiuni curente pe structura circulară
- 4.2. Calculul static al galeriilor hidrotehnice circulare prin metode numerice
 - 4.2.1. Calculul static al galeriilor hidrotehnice circulare în masive omogene
 - 4.2.2. Calculul static al galeriilor hidrotehnice circulare în masive neomogene
 - 4.2.3. Concluzii

CAP. 5. CALCULUL PRESIUNILOR ASUPRA GALERIILOR HIDROTEHNICE CIRCULARE

- 5.1. Calculul presiunii asupra susținerii unei galerii orizontale cu secțiune circulară. Metode clasice
 - 5.1.1. Generalități
 - 5.1.2. Metode teoretice de determinare a mărimii presiunii rocii pentru galeriile hidrotehnice cu secțiune circulară
- 5.2. Concluzii
- 5.3. Calculul presiunii asupra susținerii unei galerii orizontale cu secțiune circulară. Metode numerice
 - 5.3.1. Calculul presiunii griperelor asupra masivului la galeriile hidrotehnice circulare fără camășială
 - 5.3.2. Calculul presiunii griperelor asupra masivului la galeriile hidrotehnice circulare cu camășială
 - 5.3.3. Concluzii

CAP. 6. DIMENSIONAREA PREFABRICATELOR. TEHNOLOGII DE MONTARE ȘI TRANSPORT A PREFABRICATELOR LATERALE ȘI DEB PLAFON

- 6.1. Dimensionarea camășielilor galeriilor hidrotehnice circulare
- 6.2. Montajul prefabricatelor laterale și de plafon, la galeriile hidrotehnice cu ajutorul unui port-cofraj modificat
 - 6.2.1. Prezentarea generală a cadrului port-cofraj utilizat la betonarea galeriilor hidrotehnice
 - 6.2.2. Calculul greutăților prefabricatelor
 - 6.2.3. Propuneri de modificarea cadrului port-cofraj
 - 6.2.4. Concluzii
- 6.3. Montarea prefabricatelor în zona cu roca slabă
 - 6.3.1. Considerații generale
 - 6.3.2. Montarea prefabricatelor laterale și de plafon

CAP. 7. CONCLUZII FINALE

BIBLIOGRAFIE

- [1] *** Catalogul tehnologiilor de executie pentru lucrari hidroenergetice subterane. TAGH Bucuresti. Ministerul energiei electrice.
- [2] *** Tehnologie cadru. Excavarea clasica a galeriilor cu sectiune mica. TAGH Bucuresti, IB 11, 1986.
- [3] *** Tehnologie cadru. Excavarea clasica a galeriilor cu sectiune mare. TAGH Bucuresti, IB 12, 1986.
- [4] *** Tehnologie cadru. Excavarea galeriilor orizontale cu masina de forat la sectiune plina. TAGH Bucuresti, IB 1, 1986.
- [5] *** Tehnologie cadru. Betonarea mecanizata in galerii cu sectiune mica. TAGH Bucuresti, IB 8, 1986.
- [6] *** Tehnologie cadru. Betonarea mecanizata in galerii cu sectiune mare. TAGH Bucuresti, IB 6, 1986.
- [7] *** Tehnologie cadru. Betonarea mecanizata in galerii cu transport AUTO. TAGH Bucuresti, IB 7, 1986.
- [8] *** Tehnologie cadru. Executia radierului prefabricat in galerii cu sectiune mare. TAGH Bucuresti, IB 4, 1986.
- [9] *** Tehnologie cadru. Montajul prefabricatelor in centrale de joasa cadere. TAGH Bucuresti, IIA 5, 1987.
- [10] Priscu R - Constructii hidrotehnice. Editura didactica si pedagogica Bucuresti 1974.
- [11] Bala M, Popa Gh., Michael I - Constructii hidrotehnice subterane. Editura tehnica Bucuresti, 1981.
- [12] Bala M - Constructii hidrotehnice si centrale hidrotehnice. Editura didactica si pedagogica Bucuresti, 1967.
- [13] Simionescu A - Tehnologii pentru excavarea lucrarilor de constructii subterane. Editura tehnica Bucuresti, 1985.
- [14] Ionus D - Dirijarea instalatiilor de forat galerii orizontale pe trasee curbe cu raze reduse. Hidrotehnica nr. 2, 1986.
- [15] Ionus D - Un criteriu de dimensionare a fortei de propulsie a scuturilor, pentru avansarea in terenuri necoezive. Hidrotehnica nr. 2, 1972.
- [16] Simionescu A - Betonarea mecanizata a galeriei de fuga de la Centrala hidroelectrică Tismana. Hidrotehnica nr. 4, 1984.
- [17] Vasilescu M - Problema dimensionarii camasuielilor galeriilor de aductiune sub presiune, privita sub un nou aspect. Hidrotehnica nr. 3, 1958.
- [18] Simionescu A - Evolutia tehnologiilor folosite la executia constructiilor hidroenergetice subterane din Romania. Hidrotehnica nr. 7, 1981.
- [19] Stematiu D, Bichea I, Dobreu M - Un model de evaluare a acoperirii minime pentru galeriile hidrotehnice sub presiune pe considerentul debitelor exfiltrate. Hidrotehnica nr. 4, 1983.
- [20] Grisin M - Constructii hidrotehnice. Editura energetica de stat, 1952.
- [21] *** Fisa tehnologica. Echiparea boltarilor pentru tunelurile de me-

- trou.Executie cu scutul semimecanizat.Intreprinderea Metroul Bucuresti,1988.
- [22] *** Mitsubishi-Tunneling machines.Mitsubishi Heavy Industries. LTD Japonia,1991.
- [23] Purnus A-Teza doctorat.Studiu asupra conlucrarii dintre zonele de pamant-roca si structurile adiacente din beton la barajele din materiale locale.
- [24] Popovici A,Tarhon C,Suprovici P-Model elasto-plastic pentru simularea comportarii unor caverne in masive de roca.Hidrotehnica nr.12,1984.
- [25] Grisin M-Constructii hidrotehnice.Editura tehnica,1959.
- [26] Popescu A,Toorescu A,-Mecanica rocilor in minerit.Editura tehnica.
- [27] *** Cadru mobil.UHE-Tismana.Aductiune Bistrita-Tismana. TGCH Bucuresti,1984.
- [28] *** Carte tehnica.Instalatie de forat la galerii orizontaleFGO-32. I.P.C.U.P. Ploiesti.
- [29] Stematiu D,Popescu R-GANILIB-program de calcul pentru camasiile galeriilor hidrotehnice cu nivel liber.Institutul de Constructii Bucuresti,1983.
- [30] Teodorescu P-Tuneluri.Editura tehnica Bucuresti,1977.
- [31] Priscu R,Popovici A,Stematiu D-Ingineria seismica a constructiilor hidrotehnice.Editura didactica si pedagogica,1980.
- [32] *** Conditii tehnice generale pentru conducte si blindaje. ICEMENERG Bucuresti,1983.
- [33] Clough,RW,Penzien I-Dynamics of structures New York,1975.
- [34] Radu A-Lucrari miniere speciale.Editura tehnica Bucuresti,1954.
- [35] Teodorescu P-Constructia tunelurilor.Editura cailor ferate,Buc.,1958.
- [36] Zamfir I-Constructia mecanizata a tunelurilor prin metoda cu scut circular.I.P.C.F.R.,1968.
- [37] Timbarevici P.M.-Sustinerea lucrarilor miniere.Editura tehnica Bucuresti,1953.
- [38] Teodorescu P-Calculul tunelurilor.Editura transporturilor si telecomunicatiilor Bucuresti,1961.
- [39] Nicula, Pavel C-Ghid practic pentru calculul elementelor de beton, beton armat si beton precomprimat:
- [40] Stematiu D-Calculul:
- [41] *** Cadru Mobil. UHE. Tismana. Aductiunea Bistrita-Tismana. TAGCH Bucuresti,1984;
- [42] Stamatiu M-Mecanica rocilor;
- [43] Hirian C-Bazele mineritului si mecanica rocilor;
- [44] Macareviei L-Mecanica rocilor si constructii hidroenergetice;
- [45] Popescu AI-Mecanica rocilor si mineritul;
- [46] Popescu AI-Bazele mineritului si mecanica rocilor;
- [47] Teodorescu A-Calculul diametrului economic al galeriilor de aductiune sub presiune excavate in roci dure. Hidrotehnica nr.1,1953;

- [48] Radulecsu, Neagu M-Injectiile de consolidare si etansare la lucrarile subterane. Hidrotehnica nr.7, 1953;
- [49] Popovici A-Geologie inginereasca.Hidrotehnica nr.2, 1952;
- [50] Mostcov A.M-Principiile proiectarii hidroenergetice.Editura tehnica Bucuresti.1944;
- [51] Pietraru V-Calculul infiltratiilor. Editura Ceres,1977;
- [52] Vasilescu M, Luca Gh- O noua metoda pentru calculul camasuielii galeriei de aductiune a Uzinei Bicz. Arhiva ISPE. Bucuresti, 1956;
- [53] Cioc D-Hidraulica.Editura didactica si pedagogica,Bucuresti,1975;
- [54] Mateescu C-Hidraulica. Editura didactica si pedagogica, Bucuresti 1963;
- [55] Gheorghiu A-Statica constructiilor. Editura tehnica,Bucuresti,1965;
- [56] Grisin M-Constructii hidrotehnice. Editura tehnica, Bucuresti, 1958;
- [57] *** Indrumator pentru calcule hidraulice. Editura tehnica,Bucuresti, 1988;
- [58] Cristescu N-Mecanica rocilor. Modele matematice geologice. Editura stiintifica, 1990;
- [59] Lihaciov U, Luzan S-Metode de calcul al stabilitatii si rezistentei constructiilor hidrotehnice. Editura tehnica, Bucuresti 1963;
- [60] Ioan N.G, Ioan A.N-Indrumator pentru dimensionarea constructiilor hidrotehnice. Editura Ceres, Bucuresti, 1983;
- [61] Mokk L-Prefabricarea prin preturare. Constructii industriale. Editura tehnica, 1959;
- [62] Stan D.A-Rezistenta materialelor.Editura didactica si pedagogica,Bucuresti, 1967;
- [63] Tripa M-Rezistenta materialelor. Editura didactica si pedagogica,Bucuresti, 1967;
- [64] Sahnovschi C. V-Constructii de beton armat. Editura Ministerului Constructiilor si al Industriei Materialelor de Constructii, 1951;
- [65] Gheorghiu A-Statica constructiilor. Editura didactica si pedagogica. Bucuresti, 1968;
- [66] Ivan M-Statica, stabilitatea si dinamica consructiilor;
- [67] Purnus A-Studiu asupra conlucrarii dintre zonele de pamant, roca si adiacente din beton la barajele din materiale locale. Teza doctorat;
- [68] Ivan M-Statica constructiilor. I.P.T.V.T. Timisoara, 1976;
- [69] Nicula I, Pavel C-Ghid practic pentru calculul elementelor de beton, beton armat si beton precomprimat. Editura tehnica, Bucuresti 1971;
- [70] Mihailescu M-Constructii de beton armat si precomprimat;
- [71] Stematiu D-Calculul structurilor hidrotehnice prin M.E.F. Editura tehnica, Bucuresti, 1988;
- [72] *** Constuctii hidroenergetice in Romania 1950-1990. Hydroconstructia 1992;